

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

V zbirki je izvorna različica doktorske disertacije.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

University
of Ljubljana
Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is an original PDF file of doctoral thesis.

When citing, please refer as follows:

Zoubek, B. 2015. Vpliv stikov na potresni odziv montažnih armiranobetonskih konstrukcij. = Influence of the connections on the seismic response of precast reinforced concrete structures. Doctoral dissertation. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (Mentorica Isaković, T.)

<http://drugg.fgg.uni-lj.si>

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE

Kandidat:
BLAŽ ZOUBEK

VPLIV STIKOV NA POTRESNI ODZIV MONTAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJ

Doktorska disertacija številka: 29/GO

INFLUENCE OF THE CONNECTIONS ON THE SEISMIC RESPONSE OF PRECAST REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Doctoral thesis No.: 29/GO

Komisija za doktorski študij je na 41. seji, 3. julija 2015, po pooblastilu 30. seje Senata Univerze v Ljubljani z dne 20. januarja 2009, dala soglasje k temi doktorske disertacije.

Za mentorico je bila imenovana prof. dr. Tatjana Isaković.

Ljubljana, 18. november 2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Matej Fischinger,
- prof. dr. Tatjana Isaković,
- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- prof. dr. Boštjan Brank,
- prof. dr. Vladimir Sigmund, Sveučilište J. J. Strossmayera u Osijeku, Građevinski fakultet Osijek,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 40. seji, 24. aprila 2013.

Poročevalce za oceno doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Matej Fischinger,
- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- prof. dr. Mehmed Čaušević, Univerza na Reki, Gradbena fakulteta,
- prof. dr. Boštjan Brank,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 21. seji, 1. julija 2015.

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik,
- prof. dr. Tatjana Isaković, mentorica,
- prof. dr. Matej Fischinger,
- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- prof. dr. Mehmed Čaušević, Univerza na Reki, Gradbena fakulteta,
- prof. dr. Boštjan Brank,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 1. seji, 21. 10. 2015.

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Blaž Zoubek izjavljam, da sem avtor doktorskega dela z naslovom "Vpliv stikov na potresni odziv montažnih armiranobetonskih konstrukcij".

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 18.11.2015

Blaž Zoubek

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 62-112.6:624.012.45:624.04.550.34(043)
Avtor: Blaž Zoubek
Mentorica: prof. dr. Tatjana Isaković
Naslov: Vpliv stikov na potresni odziv montažnih armiranobetonskih konstrukcij
Tip dokumenta: doktorska disertacija
Obseg in oprema: 222 str., 143 sl., 24 preg., 219 en.
Ključne besede: montažne armiranobetonske stavbe, stiki med stebri in nosilci, možnični mehanizem, model nadomestnega paličja, fasadni paneli, pridrževalci, potresni odziv

Izvleček

V disertaciji je predstavljena obsežna eksperimentalna in analitična študija vpliva stikov na potresni odziv armiranobetonskih montažnih konstrukcij. Raziskave so bile izvedene v okviru dveh evropskih projektov: SAFECAST in SAFECLADDING. Disertacija obravnava dve pomembni skupini stikov, in sicer stike med stebri in gredami ter stike med armiranobetonskimi fasadnimi paneli in konstrukcijo. Za obe skupini stikov so bili najprej opravljeni ciklični preizkusi. Ob podpori eksperimentalnih rezultatov ter podrobnih 3D-numeričnih analiz so bili nato pojasnjeni porušni mehanizmi stikov. Na podlagi novega znanja so bili določeni računsko manj zahtevni in robustni inženirski modeli. Ti upoštevajo nekatere ključne karakteristike cikličnega odziva obravnavanih vrst stikov, ki jim v okviru preteklih raziskav ni bilo posvečeno dovolj pozornosti. V modelih možničnih stikov med stebri in gredami sta tako zajeta vpliva stremen ter velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo na nosilnost stika, kar je tudi eden izmed bistvenih prispevkov disertacije. Da bi ovrednotili vpliv stikov na potresni odziv celotnih konstrukcij, je bila izvedena tudi obširna parametrična študija ranljivosti in potresnega tveganja enoetažnih in trietažnih armiranobetonskih montažnih stavb, situiranih v Ljubljani, pri čimer so bili uporabljeni na novo definirani inženirski modeli stikov. Ugotovljeno je bilo, da lahko napačno ocenjena nosilnost možničnih stikov med stebri in gredami močno ogrozi varnost obravnavanih konstrukcij, saj je njihova zmožnost sipanja potresne energije s plastičnim deformiranjem relativno majhna. Pri stikih med fasadnimi paneli in konstrukcijo se je izkazalo, da je verjetnost porušitve obstoječih objektov v primeru uporabe vertikalnih panelov relativno visoka (2–30 % v petdesetih letih), v primeru horizontalnih panelov pa občutno nižja (1,0–5,5 % oziroma 0,1–1,3 %, odvisno od tipa uporabljenih stikov). V zadnjem delu disertacije so na podlagi novih ugotovitev oblikovani ustrezni napotki za pravilno načrtovanje možničnih stikov med stebri in gredami ter stikov med fasadnimi paneli in konstrukcijo. Možnični stiki bi morali biti načrtovani po metodi načrtovanja nosilnosti, za to pa je nujna dovolj natančna ocena nosilnosti, kar omogočajo zaključeni izrazi, predlagani v tem delu disertacije. Podane so tudi potrebne kontrole, s katerimi preverimo ustreznost stikov med fasadnimi paneli in konstrukcijo. Če te ne moremo dokazati, lahko panele varujemo s pomočjo pridrževalcev. Zasnova, preizkušanje in ocena potrebne nosilnosti tovrstnega sistema so predstavljeni v zadnjem poglavju disertacije.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC 62-112.6:624.012.45:624.04.550.34(043)
Author: Blaž Zoubek
Supervisor: prof. Tatjana Isaković, Ph.D.
Title: Influence of connections on the seismic response of precast reinforced concrete structures
Document type: doctoral dissertation
Notes: 222 p., 143 fig., 24 tab., 219 eq.
Keywords: precast reinforced concrete structures, beam-column connections, dowel mechanism, strut and tie model, cladding panels, restrainers, seismic response

Abstract

The dissertation describes the results of an extensive experimental and analytical investigation into the effect of connections on the seismic response of precast concrete buildings, which was performed within the framework of the two European projects: SAFECAST and SAFECLADDING. The investigation was concerned with two important groups of connections, i.e. those between columns and beams, and those between the cladding panels and the main structure. Cyclic tests were first performed on specimens from both groups of connections, after which the failure mechanisms, based on the obtained experimental results, and making use of detailed 3D numerical analyses, were explained. A number of robust engineering models were developed, which take into account some of the key characteristics of the cyclic response of connections of the investigated types. In the case of dowel connections, the effect, on the load-carrying capacity of the connection, of stirrups, as well as of the large relative rotations between columns and beams, was investigated. This represents one of the main contributions of the dissertation. In order to evaluate the effect of connections on the seismic response of whole buildings, an extensive parametric study was then performed, which examined the fragility and seismic risk of typical single-storey and three-storey precast buildings located in Ljubljana. It was found that if the load-carrying capacity of the dowel connections was inaccurately assessed, then the safety of such structures could be seriously affected, since the ability of connections of this type to dissipate seismic energy by means of plastic deformation is relatively low. In the case of the connections between the cladding panels and the main structure, it was shown that the probability of failure was, in the case when vertical panels are used, relatively high (between 2.0 and 30% over a period of 50 years), whereas in the case of horizontal panels it was significantly less (between 1.0 and 5.5%, or between 0.1 and 1.3%, depending on the type of connections used). Based on the new findings, guidelines were prepared for the design of beam-column dowel connections, and connections between cladding panels and the main structure. Dowel connections have to be designed according to the capacity design method, for which their load-carrying capacity needs to be accurately estimated. In this part of the dissertation some expressions for the calculation of this capacity are proposed. Methods which can be used to verify the adequacy of connections between facade panels and the main structure are also given. If the performance of such verification methods is infeasible, then second-line back-up devices, i.e. restrainers, need to be installed. The design, testing, and evaluation of the necessary load-carrying capacity of such systems are presented in the final chapter.

ZAHVALA

Na prvem mestu bi se rad zahvalil mentorici prof. dr. Tatjani Isaković za izkazano podporo, predanost in nasvete. Iskrena zahvala gre tudi prof. dr. Mateju Fischingerju, ki mi je pri raziskovanju pogosto ponudil širši pogled na probleme. Obema, prof. dr. Isakovićevi in prof. dr. Fischingerju, se zahvaljujem, da sta mi izkazala zaupanje ter mi omogočila vključevanje v pomembne evropske projekte, brez katerih tolikšen obseg eksperimentalnih raziskav ne bi bil mogoč.

Predvsem v prvem letu doktorskega študija ne bi mogel brez pomoči dr. Mihe Kramarja, za kar sem mu izredno hvaležen. Eksperimentalno in analitično delo, ki ga je opravil v okviru evropskih raziskovalnih projektov PRECAST in SAFECASST, je pomembno vplivalo tudi na kakovost te disertacije.

Zahvaljujem se Yasinu Fahjanu za mentorstvo in izkazano gostoljubje med mojim gostovanjem na GTU (Gebze teknik üniversitesi) v Istanbulu. Prav tako cenim pomoč vseh, s katerimi sem imel priložnost sodelovati pri evropskem raziskovalnem projektu SAFECLADDING, še posebej dr. Bruna A. Dal Laga iz Politehniške univerze v Milanu (POLIMI).

Med doktorskim študijem so ob vseh vzponih in padcih pomembno vlogo odigrali tudi sodelavci in prijatelji iz sobe III/7. Hvala vsakemu posebej!

Posebno zahvalo želim izraziti še staršem, ki so me spodbujali in mi stali ob strani vsa leta mojega šolanja.

KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
1 UVOD	1
1.1 Opis obravnavane problematike	1
1.2 Pregled stanja na obravnavanem znanstvenem področju	2
1.2.1 Stiki med stebri in gredami	2
1.2.2 Stiki med paneli in konstrukcijo	9
1.2.3 Nekateri pomembni evropski projekti	12
1.3 Empirične izkušnje po potresih	14
1.4 Vsebina disertacije	16
2 STIKI MED STEBRI IN GREDAMI	19
2.1 Eksperimentalne preiskave	19
2.1.1 Opis preizkušancev	21
2.1.2 Analiza rezultatov	24
2.2 Osnovni mehanizmi delovanja	35
2.2.1 Lokalni porušni mehanizem	36
2.2.2 Globalni porušni mehanizem	40
2.3 Podrobni modeli	46
2.4 Inženirski modeli	54
2.4.1 Efektivna strižna togost (k_{ef})	55
2.4.2 Strižna nosilnost (R_{max})	57
2.4.3 Mejni pomik (d_R)	59
2.4.4 Histerezna pravila	59

2.5	Povzetek in zaključki poglavja o stikih med stebri in gredami	60
3	STIKI MED NOSILNO KONSTRUKCIJO IN PANELI	63
3.1	Eksperimentalne preiskave	63
3.1.1	Opis preizkušancev	65
3.1.2	Analiza rezultatov	68
3.2	Osnovni mehanizmi delovanja	82
3.2.1	Stiki TA-AS v horizontalni osi	82
3.2.2	Stiki NODO	88
3.2.3	Stiki PARD2	90
3.3	Podrobni modeli	91
3.4	Inženirski modeli	95
3.4.1	Stiki TA-AS	95
3.4.2	Stiki NODO	99
3.4.3	Stiki PARD2	101
3.5	Povzetek in zaključki poglavja o stikih med konstrukcijo in paneli	103
4	PARAMETRIČNA ŠTUDIJA VPLIVA STIKOV NA POTRESNO TVEGANJE	105
4.1	Nabor stavb in dimenzioniranje	106
4.1.1	Enoetažne hale	108
4.1.2	Trietažne montažne stavbe	113
4.2	Metoda za določitev potresnega tveganja	117
4.3	Funkcija potresne nevarnosti	119
4.4	Izbira akcelerogramov	120
4.5	Vpliv stikov med stebri in gredami na potresno tveganje armiranobetonskih montažnih stavb	122
4.5.1	Modeli za nelinearno dinamično analizo	123
4.5.2	Določanje fizikalnih in modelnih negotovosti	129
4.5.3	Vpliv stikov na ranljivost obravnavanih stavb	133
4.5.4	Vpliv stikov na potresno tveganje	144
4.6	Potresno tveganje porušitve stikov med nosilno konstrukcijo in fasadnimi paneli	146

4.6.1	Modeli za nelinearno dinamično analizo	146
4.6.2	Določanje fizikalnih in modelnih negotovosti	152
4.6.3	Ranljivost obravnavanih stavb	155
4.6.4	Potresno tveganje porušitve stikov med nosilno konstrukcijo in fasadnimi paneli	163
4.7	Povzetek in zaključki parametrične študije vpliva stikov na potresno tveganje	165
5	PREDLAGANI POSTOPKI ZA NAČRTOVANJE STIKOV	169
5.1	Stiki med stebri in gredami	169
5.1.1	Ocena potresnih zahtev	169
5.1.2	Ocena kapacitete	170
5.2	Stiki med nosilno konstrukcijo in paneli	171
5.2.1	Ocena potresnih zahtev	171
5.2.2	Ocena kapacitete	176
6	PRIDRŽEVALCI ZA VAROVANJE PANELOV	179
6.1	Eksperimentalne preiskave	180
6.1.1	Zasnova preizkušancev	180
6.1.2	Zasnova preizkusa	182
6.1.3	Analiza rezultatov	184
6.2	Ocena potrebne nosilnosti	186
6.2.1	Numerične analize	186
6.2.2	Analitična ocena	191
6.3	Povzetek in zaključki poglavja o pridrževalcih	194
7	ZAKLJUČEK	195
7.1	Najpomembnejše ugotovitve	195
7.2	Možnosti nadaljnega raziskovanja	202
8	POVZETEK	205
9	SUMMARY	209
VIRI		213

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: REZULTATI EKSPERIMENTOV NA MOZNIČNIH STIKIH

PRILOGA B: PRIMER RAČUNA NOSILNOSTI MOZNIČNEGA STIKA

PRILOGA C: IZPELJAVA ZAKLJUČENIH IZRAZOV ZA OCENO STRIŽNE NOSILNOSTI
MOZNIČNIH STIKOV PROTI GLOBALNI PORUŠITVI

PRILOGA D (ČLANEK): CYCLIC FAILURE ANALYSIS OF THE BEAM-TO-COLUMN DOWEL
CONNECTIONS IN PRECAST INDUSTRIAL BUILDINGS

PRILOGA E (ČLANEK): ESTIMATION OF THE CYCLIC CAPACITY OF BEAM-TO-COLUMN
DOWEL CONNECTIONS IN PRECAST INDUSTRIAL BUILDINGS

PRILOGA F: MODEL ZAKLJUČKA VRVI IZ SINTETIČNIH VLAKEN

KAZALO SLIK

1.1	Shema sestave mozničnih stikov med stebrom in nosilcem	3
1.2	Primer momentno odpornega stika med stebrom in gredo in shema hibridnega sistema	4
1.3	Lokalna in globalna porušitev mozničnih stikov	6
1.4	Shematski prikaz porušnega mehanizma, kakršnega predlagajo Fuchs in sodelavci za izračun strižne nosilnosti sider v betonskih elementih	7
1.5	Sidranje vertikalnih panelov v pasovni temelj in sestava tipičnega mehanskega stika za pritjevanje vertikalnih panelov na gredo	11
1.6	Naleganje horizontalnega panela na jekleno konzolo, vgrajeno v steber, in sestava tipičnega mehanskega stika za pritrjevanje horizontalnih panelov na steber	11
1.7	Porušitev tipičnih stikov med panelom in konstrukcijo med potresi v L'Aquili (2009) in pokrajini Emilija - Romanja (2012)	16
1.8	Spektri akceleroogramov, ki so bili zabeleženi v kraju Mirandola 20. in 29. maja 2012 v smereh sever–jug in vzhod–zahod	16
2.1	Velike relativne rotacije med stebri in gredami med psevdodinamičnim preizkusom armiranobetonske montažne hale	19
2.2	Shematski prikaz testiranja mozničnih stikov med stebri in gredami	20
2.3	Detajlni pogled preizkušancev S1 in S5	22
2.4	Detajlni pogled preizkušanca S6	23
2.5	Detajlni pogled preizkušancev S7 in S8	24
2.6	Globalni odziv preizkušanca S1	25
2.7	Preizkušanec S1: krater, nastal v stebru okrog moznika do globine približno 4 cm. Preizkušanec S5: velike relativne rotacije med stebrom in gredo	26
2.8	Deformacije v mozniku pri preizkušancih S1 in S5	26
2.9	Deformacije v stremenih na vrhu stebra pri preizkušancu S1	27
2.10	Globalni odziv preizkušanca S5	27
2.11	Globalni odziv preizkušanca S6	28
2.12	Preizkušanec S6: močne poškodbe stebra in grede	28
2.13	Deformacije v stremenih v stebru pri preizkušancu S6	29

2.14	Globalni odziv preizkušanev S7	30
2.15	Preizkušanca S7: poškodbe v kratki konzoli ter gredi in porušena moznika	30
2.16	Deformacije v moznikih pri preizkušancih S7-1, S7-2 in S8	31
2.17	Deformacije v stremenih na vrhu stebra pri preizkušancih S7-1 in S8	31
2.18	Globalni odziv preizkušanca S8	32
2.19	Preizkušanca S8: velike relativne rotacije med stebrom in gredo	32
2.20	Definicija karakteristik odziva mozničnih stikov	34
2.21	Lokalna in globalna porušitev mozničnih stikov	35
2.22	Lokalni porušni mehanizem mozničnih stikov	36
2.23	Shematski prikaz ploščin A_1 in A_2 za izračun povečane tlačne trdnosti betona ob troosnem napetostnem stanju.	38
2.24	Tipični odzivi sila – pomik ekscentričnih mozničnih stikov	41
2.25	Predlog za izračun nosilnosti stikov z ekscentrično postavljenimi mozniki za različne načine armiranja, ki se najpogosteje pojavljajo v praksi	42
2.26	Model nadomestnega paličja za primer stika z enim ekscentrično postavljenim moznikom in robnimi stremeni	43
2.27	Shematski prikaz predpostavljene distribucije napetosti v stremenih in število aktiviranih stremen za različne konfiguracije armature (Slika 2.25).	44
2.28	Model nadomestnega paličja za primer stika z enim ekscentrično postavljenim moznikom, robnimi stremeni ter dodatnimi notranjimi stremeni	46
2.29	Ciklični odziv betona in ilustracija faktorjev poškodovanosti d ter okrevanja w v tlaku in nategu	47
2.30	Enoosni tlačni in natezni diagram napetost – deformacija in definicija faktorjev poškodovanosti v tlaku (d_c) in nategu (d_t)	47
2.31	Vpliv posameznih vhodnih parametrov modela <i>Concrete damaged plasticity</i> na ciklično obnašanje mozničnega stika	49
2.32	Primerjava globalnega odziva med analizo in eksperimentom: preizkušanec S1 in preizkušanec S5	51
2.33	Lokalni analitični rezultati podrobnega modela preizkušanca S1	52
2.34	Rezultati analiz s končnimi elementi za stik z ekscentrično postavljenim moznikom	53
2.35	Definicija ovojnice strižnega odziva mozničnega stika in redukcija strižne nosilnosti zaradi velikih rotacij med stebrom in gredo	55

2.36 Primerjava ocenjenih in dejanskih nosilnosti mozničnih stikov, preizkušenih v okviru projekta SAFECAST	58
2.37 Histerezna pravila makromodela mozničnega stika	60
2.38 Kalibracija parametrov histereznega odziva mozničnega stika	60
3.1 Shematski prikaz testiranja stikov med paneli in konstrukcijo	64
3.2 Konfiguracija preizkusa	64
3.3 Geometrija komponent stika TA-AS	65
3.4 Shematski prikaz sestave stika TA-AS	65
3.5 Geometrija komponent stika NODO	66
3.6 Shematski prikaz sestave stika NODO	66
3.7 Geometrija jeklenega kotnika, uporabljenega pri stiku PARD2	67
3.8 Shematski prikaz sestave stika PARD2	67
3.9 Odziv stikov TA-AS z vroče valjanimi kanali HTA 40/22 pri enoosni obremenitvi	69
3.10 Stiki TA-AS s kanali HTA 40/22	69
3.11 Odziv stikov TA-AS s kanali HTA 40/23 pri enoosni obremenitvi	71
3.12 Stiki TA-AS s kanali HTA 40/23	72
3.13 Odziv stikov TA-AS s kanali HTA 40/22 in s kanali HTA 40/23 pri dvoosni obremenitvi	73
3.14 Odziv stikov TA-AS z močnejšimi vroče valjanimi kanali HTA 40/22 in s šibkejšimi hladno oblikovanimi kanali HTA 40/23 pri enoosni obremenitvi v smeri vertikalne osi stika	74
3.15 Odziv stikov TA-AS v vertikalni osi: glava jeklene ploščice je zdrsela do konca kanala v panelu in glava ploščice se je izpulila iz kanala	75
3.16 Odziv stikov NODO s kanali HTA 40/23 pri enoosni obremenitvi	75
3.17 Vijak doseže rob odprtine zaradi česar strižna togost stika močno naraste, in porušitev stika zaradi izpuljenja vijaka iz kanala	76
3.18 Odziv stikov PARD2 s kanali HTA 40/25 pri enoosni in dvoosni obremenitvi	77
3.19 Odziv stikov PARD2	77
3.20 Definicija karakteristik odziva stikov TA-AS v horizontalni osi	79
3.21 Definicija karakteristik odziva stikov TA-AS v vertikalni osi	80
3.22 Definicija karakteristik odziva stikov NODO	80
3.23 Definicija karakteristik odziva stikov PARD2	80

3.24	Mehanizem prenosa strižne obtežbe v stikih TA-AS s kanali HTA 40/23 in ravnotežje v stiku tik pred porušitvijo	84
3.25	Ravnotežje v stikih TA-AS s kanali HTA 40/23 tik pred porušitvijo	84
3.26	Mehanizem prenosa strižne obtežbe v stikih TA-AS s kanali HTA 40/22 in ravnotežje v stiku tik pred porušitvijo	86
3.27	Ravnotežje v stikih TA-AS s kanali HTA 40/22 tik pred porušitvijo	86
3.28	Ravnotežje v stikih TA-AS s kanali HTA 40/22 tik pred porušitvijo v primeru, da pride do dotika med panelom in gredo	87
3.29	Mehanizem prenosa strižne obtežbe v stikih NODO in ravnotežje v stiku tik pred porušitvijo	89
3.30	Mehanizem prenosa strižne obtežbe v stikih PARD2 in ravnotežje v stiku tik pred porušitvijo	91
3.31	Podrobni numerični modeli stikov TA-AS in PARD2	92
3.32	Simulacija strižnega odziva stika TA-AS z močnim kanalom HTA 40/22 in momentom privitja 180 Nm	93
3.33	Simulacija odziva stika TA-AS v smeri prečno na ravnino panela za oba tipa kanalov – HTA 40/22 in HTA 40/23	94
3.34	Simulacija strižnega odziva stika PARD2 z momentom privitja 65 Nm	95
3.35	Definicija ovojnice strižnega odziva stika TA-AS	95
3.36	Primerjava analitičnih ocen maksimalne strižne nosilnosti R_{max} in mejnega pomika d_u stikov TA-AS z eksperimentalnimi rezultati	97
3.37	Definicija modela stika TA-AS v programskem okolju Opensees s kombinicijo posameznih histereznih odzivov	98
3.38	Primerjava analitičnega in dejanskega histereznega odziva za preizkušane TA-AS-HTA30/22-uni-hor (3)	98
3.39	Definicija ovojnice strižnega odziva stika NODO	100
3.40	Definicija modela stika NODO v programskem okolju Opensees s kombinicijo posameznih histereznih odzivov	100
3.41	Primerjava analitičnega in dejanskega histereznega odziva za preizkušane NODO-HTA40/23-uni (2)	101
3.42	Definicija ovojnice strižnega odziva stika PARD2	102
3.43	Primerjava analitičnega in dejanskega histereznega odziva za preizkušane PARD2-HTA40/25-uni (2)	102
4.1	Shematski prikaz konstrukcijskega sistema analiziranih enoetažnih hal	106

4.2	Shematski prikaz konstrukcijskega sistema analiziranih večetažnih montažnih stavb . . .	107
4.3	Možni prerezi stebrov analiziranih enoetažnih hal (dimenzionirani po Evrokodu 8) . . .	110
4.4	Tri različne variante analiziranih mozničnih stikov pri enoetažnih halah	112
4.5	Možni prerezi stebrov analiziranih trietažnih stavb (dimenzionirani po Evrokodu 8) . . .	114
4.6	Konfiguracija analiziranih mozničnih stikov pri trietažnih stavbah	116
4.7	Ilustracija metode na osnovi intenzitete	117
4.8	Krivulja potresne nevarnosti določena na podlagi projektnih kart potresne nevarnosti Slovenije in primerjava te krivulje s krivuljo določeno s programom EZ-FRISK	120
4.9	Spektri izbranih 30 akceleroگرامov in spekter po Evrokodu 8 za tip tal C	120
4.10	Definicija modelov stavb za nelinearno dinamično analizo z upoštevanjem nelinearnega odziva stebrov ter stikov med stebri in gredami	123
4.11	Idealizacija diagrama moment–ukrivljenost in definicija ovojnice moment–rotacija monotonega odziva stebrov	124
4.12	Idealizacija diagrama moment–ukrivljenost pri trietažnih stavbah	126
4.13	Iteracijski postopek za določitev reducirane strižne nosilnosti mozničnih stikov	126
4.14	Izbira vzorca z inverzno transformacijo	131
4.15	Empirična in teoretična kumulativna porazdelitvena funkcija verjetnosti prekoračitve mejnega stanja pri izbrani intenziteti	133
4.16	Rezultati testa χ^2 : dejansko tveganje ob zavrnitvi ničelne domneve za enoetažne hale z različnimi tipi stikov	135
4.17	Krivulje ranljivosti za obravnavane enoetažne hale ob predpostavki močnih stikov ter ob upoštevanju porušitve v stikih za primer centričnih mozničnih stikov – varianta 1	139
4.18	Krivulje ranljivosti za obravnavane enoetažne hale ob predpostavki močnih stikov ter ob upoštevanju porušitve v stikih za primer ekscentričnih mozničnih stikov in visokim deležem stremen v območju stika – varianta 2	140
4.19	Krivulje ranljivosti za obravnavane enoetažne hale ob predpostavki močnih stikov ter ob upoštevanju porušitve v stikih za primer ekscentričnih mozničnih stikov in visokim deležem stremen v območju stika – varianta 2	141
4.20	Krivulje ranljivosti za obravnavane enoetažne hale ob predpostavki močnih stikov ter ob upoštevanju porušitve v stikih za primer ekscentričnih mozničnih stikov in nizkim deležem stremen v območju stika – varianta 3	142
4.21	Krivulje ranljivosti za obravnavane trietažne stavbe.	143
4.22	Verjetnost porušitve v 50 letih ($H_{LS,50}$) za enoetažne stavbe z močnimi in s šibkimi stiki	145
4.23	Verjetnost porušitve v 50 letih ($H_{LS,50}$) za trietažne stavbe z močnimi in s šibkimi stiki	145

4.24	Definicija modelov stavb za nelinearno dinamično analizo z upoštevanjem nelinearnega odziva stebrov ter stikov med paneli in konstrukcijo	147
4.25	Modeliranje horizontalnega odziva kratkih konzol za podporo horizontalnih panelov . . .	148
4.26	Dva možna načina montaže stikov TA-AS pri horizontalnih panelih	152
4.27	Krivulje ranljivosti za mejno stanje porušitve stikov med vertikalnimi paneli in konstrukcijo, kadar so paneli na spodjem robu sidrani v temeljni nosilec	156
4.28	Krivulje ranljivosti za mejno stanje porušitve stikov med vertikalnimi paneli in konstrukcijo, kadar paneli niso sidrani v temeljni nosilec	157
4.29	Krivulje ranljivosti za mejno stanje porušitve stikov TA-AS med horizontalnimi paneli in konstrukcijo	159
4.30	Krivulje ranljivosti za mejno stanje porušitve stikov TA-AS med horizontalnimi paneli in konstrukcijo	160
4.31	Krivulje ranljivosti za mejno stanje porušitve stikov NODO med horizontalnimi paneli in konstrukcijo	161
4.32	Krivulje ranljivosti za mejno stanje porušitve stikov NODO med horizontalnimi paneli in konstrukcijo	162
4.33	Verjetnost porušitve stikov med paneli in konstrukcijo v 50 letih ($H_{LS,50}$) na območju Ljubljane pri enoetažnih halah z vertikalnimi paneli sidranimi v temeljni nosilec. Rezultati so prikazani za dve različni razmerji med številom stebrov in številom panelov: $k_v = 0,25$ (levo) in $k_v = 4$ (desno).	163
4.34	Verjetnost porušitve stikov med paneli in konstrukcijo v 50 letih ($H_{LS,50}$) na območju Ljubljane pri enoetažnih halah z vertikalnimi paneli, ki niso sidrani v temeljni nosilec. Rezultati so prikazani za dve različni razmerji med številom stebrov in številom panelov	164
4.35	Verjetnost porušitve stikov med paneli in konstrukcijo v 50 letih ($H_{LS,50}$) na območju Ljubljane pri enoetažnih halah s horizontalnimi paneli, ki so na konstrukcijo pritrjeni s stiki TA-AS. Rezultati so prikazani za dve vrednosti koeficienta k_h	164
4.36	Verjetnost porušitve stikov med paneli in konstrukcijo v 50 letih ($H_{LS,50}$) na območju Ljubljane pri enoetažnih halah s horizontalnimi paneli, ki so na konstrukcijo pritrjeni s stiki NODO. Rezultati so prikazani za dve vrednosti koeficienta k_h	165
5.1	Dve varianti izvedbe vertikalnih panelov, ki se najpogosteje pojavljata v slovenski in italijanski praksi	172
5.2	Izvedba horizontalnih panelov, ki se najpogosteje pojavlja v slovenski in italijanski praksi	175
5.3	Dotik med panelom in gredo zaradi horizontalnega pomika v stiku TA-AS	177
5.4	Shematski prikaz izračuna mejnega horizontalnega pomika v stikih NODO (ali podobnih stikih)	178

6.1	Idejna zasnova pridrževalca kot varovala pred padcem fasadnih panelov iz njihove ravnine v primeru porušitve stikov med panelom in konstrukcijo	179
6.2	Vsi preizkušeni tipi zaključkov jeklenih in sintetičnih vrvi	182
6.3	Zasnova sistema za preizkušanje pridrževalcev	183
6.4	Preverjanje nosilnosti sidrnih elementov z numerično analizo	184
6.5	Nosilnost in togost vseh preizkušenih pridrževalcev	185
6.6	Nosilnost in togost sintetičnih pridrževalcev, izdelanih v posebni seriji	185
6.7	Modela primarne konstrukcije in sekundarnega sistema za oceno največjih sil v pridrževalcih pri enoetažnih halah z vertikalnimi paneli	186
6.8	Trije različni obravnavani modeli panelov	187
6.9	Mediane in 84. percentile maksimalnih nateznih sil v pridrževalcu za konstrukcije z različnim nihajnim časom, različno maso panela ter različno togostjo pridrževalca	188
6.10	Mediane in 84. percentile maksimalnih nateznih sil v pridrževalcu za konstrukcije z različnim nihajnim časom, različno maso panela ter različno togostjo pridrževalca	189
6.11	Mediane in 84. percentile maksimalnih nateznih sil v pridrževalcu za konstrukcije z različnim nihajnim časom, različno maso panela ter različno togostjo pridrževalca	190
6.12	Primerjava analitičnih ocen največjih sil v posameznem pridrževalcu z rezultati nelinearne dinamične analiz (NDA)	192
6.13	Primerjava analitičnih ocen največjih sil v posameznem pridrževalcu z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz (NDA)	193
A.1	Globalni rezultati za preizkušanec S1.	A2
A.2	Lokalni rezultati za preizkušec S1.	A3
A.3	Globalni rezultati za preizkušanec S5.	A4
A.4	Lokalni rezultati za preizkušec S5.	A5
A.5	Globalni rezultati za preizkušanec S6.	A6
A.6	Lokalni rezultati za preizkušec S6.	A7
A.7	Globalni rezultati za preizkušanec S7 (prvi preizkus).	A8
A.8	Lokalni rezultati za preizkušec S7 (prvi preizkus).	A9
A.9	Globalni rezultati za preizkušanec S7 (drugi preizkus).	A10
A.10	Lokalni rezultati za preizkušec S7 (drugi preizkus).	A11
A.11	Globalni rezultati za preizkušanec S8.	A12
A.12	Lokalni rezultati za preizkušec S8.	A13

B.1	(levo) Tloris obravnavane enoetažne hale in (desno) prerez stebra ob vpetju in na mestu možničnega stika.	B1
C.1	Model nadomestnega paličja za primer stika z dvema ekscentrično postavljenim možnikoma in robnimi stremeni	C1
C.2	Model nadomestnega paličja za primer stika z dvema ekscentrično postavljenim možnikoma, robnimi stremeni in dodatnimi notranjimi stremeni	C2
C.3	Model nadomestnega paličja za primer stika z enim ekscentrično postavljenim možnikom robnimi stremeni ter dodatnimi notranjimi stremeni	C3
F.1	Model zaključka vrvi iz sintetičnih vlaken.	F1

KAZALO PREGLEDNIC

2.1	Osnovne lastnosti preizkušancev mozničnih stikov	21
2.2	Povzetek rezultatov preizkusov na mozničnih stikov	34
2.3	Primerjava empirične začetne $k_{o,exp}$ in efektivne togosti $k_{ef,exp}$ preizkušancev z analitično začetno togostjo $k_{0,ana}$	56
3.1	Povzetek rezultatov preizkusov na stikih TA-AS v horizontalni osi	81
3.2	Povzetek rezultatov preizkusov na stikih TA-AS v vertikalni osi	81
3.3	Povzetek rezultatov preizkusov na stikih NODO	82
3.4	Povzetek rezultatov preizkusov na stikih PARD2	82
4.1	Dimenzioniranje stebrov analiziranih enoetažnih hal po Evrokodu 8	111
4.2	Dimenzioniranje stebrov analiziranih trietažnih montažnih stavb po Evrokodu 8	115
4.3	Podatki o izbranih akceleroگرامih	121
4.4	Mediane vhodnih podatkov modelov stebra in stika med stebrom in gredo za analizirane enoetažne hale	127
4.5	Mediane vhodnih podatkov modelov stebra in stika med stebrom in gredo za analizirane trietažne stavbe	128
4.6	Porazdelitve slučajnih spremenljivk za model enoetažnih hal	129
4.7	Korelacijski koeficienti $K_{i,j}$ slučajnih spremenljivk za model enoetažnih stavb	130
4.8	Porazdelitve slučajnih spremenljivk za model trietažnih hal	130
4.9	Izbira N_{sim} vzorcev za N_{var} slučajnih spremenljivk	131
4.10	Izbrani premeri in število mozničnih centričnih mozničnih stikov ob upoštevanju dveh različnih ocen njihove strižne nosilnosti	149
4.11	Mediane vhodnih podatkov modelov stebra in stika med konstrukcijo in panelom za analizirane enoetažne hale z vertikalnimi paneli	150
4.12	Mediane vhodnih podatkov modelov stebra in stika med konstrukcijo in panelom za analizirane enoetažne hale s horizontalnimi paneli	151
4.13	Štiri različne analizirane variante pritrdjevanja fasadnih panelov	152
4.14	Porazdelitve slučajnih spremenljivk za model enoetažnih hal z vertikalnimi paneli in s stiki TA-AS	153

4.15	Porazdelitve slučajnih spremenljivk za model enoetažnih hal s horizontalnimi paneli in stiki TA-AS	154
4.16	Porazdelitve slučajnih spremenljivk za model enoetažnih hal s horizontalnimi paneli in s stiki NODO	154
6.1	Osnovne lastnosti preizkušanih jeklenih in sintetičnih vrvi	180

LIST OF FIGURES

1.1	Schemes of the assembly of beam-column dowel connections: connections constructed on the corbel and connection constructed at the top of the column.	3
1.2	An example of moment resisting beam-column connection tested in the frame of the SAFECAST project and scheme of hybrid system	4
1.3	Local and global failure of dowel connections	6
1.4	Failure mechanism for the calculation of the shear resistance of fasteners in concrete elements as proposed by Fuchs et al.	7
1.5	Anchoring of vertical panels to strip foundations and assembly of a typical mechanical connection used for attaching vertical panels to beams	11
1.6	Bearing connection for horizontal panels and assembly of a typical mechanical connection used for attaching horizontal panels to columns	11
1.7	Failure of the typical cladding-to-structure connections during L'Aquila (2009) and Emilia - Romagna (2012) earthquakes	16
1.8	Response spectra for the earthquakes of 20th and 29th May recorded at the Mirandola station in the north-south and east-west directions	16
2.1	Large relative rotations between beams and columns observed during pseudodynamic testing of reinforced concrete industrial building.	19
2.2	Scheme of the beam-column dowel connection testing set-up	20
2.3	Details of the specimens S1 and S5	22
2.4	Details of the specimen S6	23
2.5	Details of the specimens S7 and S8	24
2.6	Global response of the specimen S1	25
2.7	Specimen S1: crater formed around the dowel in the column to the depth of 4cm. Specimen S5: large relative rotation between the column and the beam	26
2.8	Deformations in the dowel for specimens S1 and S5	26
2.9	Deformations in the stirrups at the top of the column for specimen S1	27
2.10	Global response of the specimen S5.	27
2.11	Global response of the specimen S6	28
2.13	Deformations in the stirrups in the column for specimen S6	29

2.14	Global response of the specimens S7	30
2.15	Specimens S7: damage in the corbel and in the beam and failed dowels	30
2.16	Deformations in the dowel for specimens S7-1, S7-2 and S8	31
2.17	Deformations in the stirrups at the top of the column for specimens S7-1 and S8	31
2.18	Global response of the specimen S8	32
2.19	Specimen S8: Large relative rotations between the column and the beam	32
2.20	Definition of the response characteristics of dowel connections	34
2.21	Local and global failure of dowel connections	35
2.22	Local failure of dowel connections	36
2.23	Schematic presentation of the areas A_1 and A_2 for the calculation of the increased compressive strength of concrete due to triaxial stress state	38
2.24	Typical force – displacement response of a eccentric beam–column dowel connection	41
2.25	Proposal for the calculation of the resistance of eccentric dowel connection for different reinforcement layouts which are most frequently used in practice	42
2.26	Strut and tie model for a connection with a single eccentric dowel and perimeter hoops	43
2.27	Schematic presentation of the assumed distribution of stresses in the confining bars and the number of activated stirrups n for different arrangements of the reinforcement	44
2.28	Strut and tie model for a connection with a single eccentric dowel, perimeter hoops and diamond hoops	46
2.29	Cyclic response of concrete and illustration of the damage d and recovery w factors in compression and tension	47
2.30	Uniaxial compressive and tension stress-strain diagram and the definition of the damage factors	47
2.31	The influence of each of the <i>Concrete damaged plasticity model</i> input parameters on the cyclic behaviour of a dowel connection	49
2.32	Comparison of global response between analysis and experiment	51
2.33	Local analytical result for the specimen S1	52
2.34	Results of the numerical analysis of the eccentric dowel connection	53
2.35	Definition of the envelope of the shear response of a dowel connection and reduction of the shear strength due to large relative rotations between a column and a beam	55
2.36	Comparison of the estimated and actual (measured) resistance of the dowel connections tested in the frame of the SAFECAST project	58
2.37	Hysteretic rules of the macromodel of dowel connection	60

2.38	Calibration of the hysteretic response parameters of dowel connection	60
3.1	Scheme of the panel-structure connection testing set-up	64
3.2	Testing set-up.	64
3.3	Geometry of components of the TA-AS connection	65
3.4	Scheme of the assembly of the TA-AS connection	65
3.5	Geometry of components of the NODO connection	66
3.6	Scheme of the assembly of the NODO connection	66
3.7	Geometry of the steel angle used in the PARD2 connection	67
3.8	Scheme of the assembly of the PARD2 connection	67
3.9	Response of the TA-AS connections with hotrolled channels HTA 40/22 in the case of uniaxial loading)	69
3.10	TA-AS connections with HTA 40/22 channels	69
3.11	Response of the TA-AS connections with weaker coldformed HTA 40/23 channels in the case of uniaxial loading	71
3.12	TA-AS connections with HTA 40/23 channels	72
3.13	Response of the TA-AS connections with HTA 40/22 channels and with HTA 40/23 channels in the case of biaxial loading)	73
3.14	Response of the TA-AS connections with stronger hotrolled channels HTA 40/22 and with weaker coldformed HTA 40/23 channels in the case of uniaxial loading in the direction of the vertical axis of the connection	74
3.15	Response of the TA-AS connections in the vertical axis	75
3.16	Response of the NODO connections with HTA 40/23 channels in the case of uniaxial loading	75
3.17	Response of the NODO connections	76
3.18	Response of the PARD2 connections with HTA 40/25 channels in the case of uniaxial and biaxial loading	77
3.19	Response of the PARD2 connections	77
3.20	Definition of the response characteristics of TA-AS connection in the horizontal axis	79
3.21	Definition of the response characteristics of TA-AS connection in the vertical axis	80
3.22	Definition of the response characteristics of the NODO connections	80
3.23	Definition of the response characteristics of the PARD2 connections	80

3.24	Shear force transfer mechanism in the TA-AS connections with the HTA 40/23 channels and the equilibrium in the connections just before the failure	84
3.25	The equilibrium in the TA-AS connections with the HTA 40/23 channels just before the failure	84
3.26	Shear force transfer mechanism in the TA-AS connections with the HTA 40/22 channels and the equilibrium in the connections just before failure	86
3.27	The equilibrium in the TA-AS connections with the HTA 40/22 channels just before failure	86
3.28	The equilibrium in the TA-AS connections with the HTA 40/22 channels just before failure if the gap between the panel and the beam closes	87
3.29	Shear force transfer mechanism in the NODO connections and the equilibrium in the connections just before the failure	89
3.30	Shear force transfer mechanism in the PARD2 connections and the equilibrium in the connections just before the failure	91
3.31	Finite element models of the TA-AS and PARD2 connections	92
3.32	Simulation of the shear response of the TA-AS connection with strong channel HTA 40/22 and tightening torque 180 Nm	93
3.33	Simulation of the response of the TA-AS connection in the direction perpendicular to the plane of the panel for both types of channels - HTA 40/22 in HTA 40/23	94
3.34	Simulation of the shear response of the PARD2 connection with the tightening torque 65 Nm	95
3.35	Definition of the shear response envelope of the TA-AS connection	95
3.36	Comparison of analytical estimation of maximal strength R_{max} and ultimate displacement d_u of the TA-AS connections with experimental results	97
3.37	Definition of the model of the TA-AS connection in program Opensees using a combination of individual hysteretic responses	98
3.38	Comparison of the analytical and the actual hysteretic response of the specimen TA-AS-HTA30/22-uni-hor (3)	98
3.39	Definition of the shear response envelope of the NODO connection	100
3.40	Definition of the model of the NODO connection in program Opensees using a combination of individual hysteretic responses	100
3.41	Comparison of the analytical and the actual hysteretic response of the specimen NODO-HTA40/23-uni (2)	101
3.42	Definition of the shear response envelope of the PARD2 connection	102
3.43	Comparison of the analytical and the actual hysteretic response of the specimen PARD2-HTA40/25-uni (2)	102

4.1	Scheme of the structural system of the analysed one-storey industrial buildings	106
4.2	Scheme of the structural system of the analysed multi-storey precast buildings	107
4.3	Possible column sections of the analysed one-storey buildings (designed according to Eurocode 8)	110
4.4	Three different variants of the analysed dowel connections in one-storey buildings.	112
4.5	Possible column sections of the analysed three-storey buildings (designed according to Eurocode 8)	114
4.6	Configuration of the analysed dowel connections in three-storey structures	116
4.7	Illustration of the IM-based approach)	117
4.8	Seismic hazard curve defined according to the seismic hazard maps of Slovenia and comparison of the curve with the curve defined with the computer program EZ-FRISK)	120
4.9	Spectrums of the selected ground-motions and the Eurocode 8 spectrum for soil type C)	120
4.10	Definition of the models for nonlinear dynamic analysis taking into account nonlinear response of columns and beam-column connections	123
4.11	Idealization of the moment–curvature diagram and definition of the moment-rotation envelope of the monotonic response of columns	124
4.12	Idealization of the moment–curvature diagram in the case of three-storey buildings	126
4.13	Iterative procedure for the determination of the shear resistance of dowel connections	126
4.14	Sample selection by in-verse transformation	131
4.15	Empirical and theoretical cumulative distribution function (CDF) of the exceedence probability of a limit state	133
4.16	Results of the χ^2 test: p-value for all analysed one-storey buildings with different types of beam-column connections	135
4.17	Fragility curves of the analysed one-storey buildings with strong and weak centric dowel connections – variant 1.	139
4.18	Fragility curves of the analysed one-storey buildings with strong and weak eccentric dowel connections with increased quantity of stirrups in the connection region – variant 2	140
4.19	Fragility curves of the analysed one-storey buildings with strong and weak eccentric dowel connections with increased quantity of stirrups in the connection region – variant 2	141
4.20	Fragility curves of the analysed one-storey buildings with strong and weak eccentric dowel connections with low quantity of stirrups in the connection region – variant 3	142
4.21	Fragility curves of the analysed three-storey buildings	143
4.22	Probability of failure in 50 years for one-storey buildings with strong and weak connections	145

4.23	Probability of failure in 50 years ($H_{LS,50}$) for three-storey buildings with strong and weak connections	145
4.24	Definition of the models for nonlinear dynamic analysis taking into account nonlinear response of columns and panel-structure connections	147
4.25	Modelling of horizontal response of corbels which support horizontal panels	148
4.25	Four different analysed variants of cladding-structure connection arrangements	152
4.26	Two possible solutions for attaching horizontal panels with TA-AS connections	152
4.27	Fragility curves for the limit state of vertical panel-structure connection failure in the case when the panels are anchored to a foundation beam at the bottom edge	156
4.28	Fragility curves for the limit state of vertical panel-structure connection failure in the case when the panels are not anchored to the foundation beam	157
4.29	Fragility curves for the limit state of horizontal panel-structure TA-AS connection failure	159
4.30	Fragility curves for the limit state of horizontal panel-structure TA-AS connection failure	160
4.31	Fragility curves for the limit state of horizontal panel-structure NODO connection failure	161
4.32	Fragility curves for the limit state of horizontal panel-structure NODO connection failure	162
4.33	Probability of failure of connections between a structure and panels in 50 years ($H_{LS,50}$) in the Ljubljana region for one-storey buildings with vertical panels, which are anchored to the foundation beam	163
4.34	Probability of failure of connections between a structure and panels in 50 years ($H_{LS,50}$) in the Ljubljana region for one-storey buildings with vertical panels, which are not anchored to the foundation beam. The results are shown for two different column/panel ratios	164
4.35	Probability of failure of connections between a structure and panels in 50 years ($H_{LS,50}$) in the Ljubljana region for one-storey buildings with horizontal panels, which are attached to the structure by TA-AS connections. The results are shown for two different values of coefficient k_h	164
4.36	Probability of failure of connections between a structure and panels in 50 years ($H_{LS,50}$) in the Ljubljana region for one-storey buildings with horizontal panels, which are attached to the structure by NODO connections. The results are shown for two different values of coefficient k_h	165
5.1	Two vertical panel configurations, which are most often used in slovenian and italian practice: variant 1 - at the bottom panels are fixed to the foundation beam and variant 2 - panels are only laid on the foundation beam	172
5.2	Horizontal panel configuration, which is most often used in slovenian and italian practice	175
5.3	Closing of the gap between the beam and the panel as a consequence of relative displacement in the TA-AS connection	177

5.4	Schematic presentation of the ultimate horizontal displacement calculation for the NODO connections (or similar)	178
6.1	Scheme of a restrainer as a second line back up device for preventing a fall of façade panels out of their plain	179
6.2	All tested types of wire and fiber rope end terminations	182
6.3	Scheme of the set-up used for the tests on restrainers	183
6.4	Control of the strength of the anchoring elements	184
6.5	Strength and stiffness of all tested restrainers.	185
6.6	Strength and stiffness of synthetic restrainers produced in special series	185
6.7	Models of the primary structure and secondary system for the estimation of the maximal forces in restrainers in the case of one-story buildings with vertical panels	186
6.8	Three different analysed panel models	187
6.9	Medians and 84th percentiles of maximal tensile forces in a restrainer for the structures with different natural periods, different panel mass and different restrainer stiffness . . .	188
6.10	Medians and 84th percentiles of maximal tensile forces in a restrainer for the structures with different natural periods, different panel mass and different restrainer stiffness . . .	189
6.11	Medians and 84th percentiles of maximal tensile forces in a restrainer for the structures with different natural periods, different panel mass and different restrainer stiffness . . .	190
6.12	Comparison between analytical estimations of maximal forces in a restrainer and results of response history analysis.	192
6.13	Comparison between analytical estimations of maximal forces in a restrainer and results of response history analysis	193
A.1	Global results for the specimen S1.	A2
A.2	Local results for specimen S1.	A3
A.3	Global results for the specimen S5.	A4
A.4	Local results for specimen S5.	A5
A.5	Global results for the specimen S6.	A6
A.6	Local results for specimen S6.	A7
A.7	Global results for the specimen S7 (first test).	A8
A.8	Local results for specimen S7 (first test).	A9
A.9	Global results for the specimen S7 (second test).	A10
A.10	Local results for specimen S7 (second test).	A11

A.11 Global results for the specimen S8.	A12
A.12 Local results for specimen S8.	A13
B.1 Plan view of the analysed one-storey precast industrial building and column section at the bottom and in the area of the connection.	B1
C.1 Strut and tie model for a connection with a single eccentric dowel, perimeter hoops and diamond hoops	C1
C.2 Strut and tie model for a connection with two eccentric dowels, perimeter hoops and additional inner hoops	C2
C.3 Strut and tie model for a connection with a single eccentric dowel, perimeter hoops and diamond hoops	C3
F.1 Synthetic fiber rope end termination model	F1

LIST OF TABLES

2.1	Main properties of dowel connection specimens	21
2.2	Overview of the experimental results of dowel connections	34
2.3	Comparison of the initial $k_{0,exp}$ and empirical effective stiffness $k_{ef,exp}$ of the specimens with the analytical initial stiffness $k_{0,ana}$	56
3.1	Overview of the experimental results of the TA-AS connections in the horizontal axis	81
3.2	Overview of the experimental results of the TA-AS connections in the vertical axis	81
3.3	Overview of the experimental results of the NODO connections	82
3.4	Overview of the experimental results of the PARD2 connections	82
4.1	Design of columns of the analysed one-storey buildings according to Eurocode 8	111
4.2	Design of columns of the analysed three-storey precast buildings according to Eurocode 8	115
4.3	Selected accelerograms data	121
4.4	Median input data of column and beam-column connection models of the analysed one-storey buildings	127
4.5	Median input data of column and beam-column connection models of the analysed three-storey buildings	128
4.6	Distributions of random variables of the one-storey building model	129
4.7	Correlation coefficients $K_{i,j}$ between random variables of one-storey building model	130
4.8	Distributions of random variables of the three-storey building model	130
4.9	Selection of N_{sim} samples for N_{var} random variables	131
4.10	Selection of diameter and number of dowels in centric dowel connections based on two different shear strength estimation formulas	149
4.11	Median input data of column and structure-panel connection models of the analysed one-storey buildings with vertical panels	150
4.12	Median input data of column and structure-panel connection models of the analysed one-storey buildings with horizontal panels.	151
4.14	Distributions of random variables of the one-storey building model with vertical panels and TA-AS connections	153
4.15	Distributions of random variables of the one-storey building model with horizontal panels and TA-AS connections	154

4.16 Distributions of random variables of the one-storey building model with horizontal panels and NODO connections	154
6.1 Main properties of the tested steel wire and synthetic fiber ropes	180

1 UVOD

1.1 Opis obravnavane problematike

V zadnjih letih je število študij na področju potresne varnosti armiranobetonskih montažnih stavb v Evropi precej naraslo [1–14]. Vzrok so tudi zadnji italijanski potresi v L'Aquili (2009) in v pokrajini Emilija - Romanja (2012), ki so pokazali na določeno ranljivost tako starejših kot tudi novejših konstrukcijskih sistemov. Ker armiranobetonski montažni objekti predstavljajo precejšen del industrijske in poslovne infrastrukture, je potencialna škoda v primeru močnejšega potresa lahko zelo visoka. Za ilustracijo omenimo, da je bila po potresu v Emiliji - Romanji v letu 2012 na strani italijanske vlade ocenjena ekonomska škoda dobrih 13 milijard evrov [15]. Velik delež (8 milijard evrov) predstavljata neposredna škoda na industrijski infrastrukturi (skladiščih, proizvodnih obratih ...) in posredna škoda zaradi zastoja gospodarskih dejavnosti [15].

Tako med omenjenima italijanskima potresoma kot tudi med drugimi preteklimi evropskimi potresi je večina porušitev armiranobetonskih montažnih hal nastopila zaradi zdrsa grede s stebra ali kratke konzole. Pri večini starejših armiranobetonskih montažnih objektov so bile grede preprosto položene na podporne elemente, s čimer je horizontalno odpornost stika zagotavljalo izključno trenje med elementi. Negativne izkušnje iz preteklih potresov so torej pokazale, da taka izvedba ni ustrezna s stališča potresne obtežbe. Tako je bil v poglavju evropskega standarda za protipotresno gradnjo Evrokod 8 [16], ki govori o armiranobetonskih montažnih konstrukcijah, vključen poseben člen, ki zahteva, da se zadostna nosilnost stikov med stebri in gredami zagotovi z ustreznimi mehanskimi sredstvi. Najpogostejši način je relativno preprost – strižna nosilnost stika¹ se doseže z vgrajevanjem moznikov med steber in gredo (taka je tudi slovenska praksa).

Kljub temu da je uporaba moznikov v primerjavi s staro prakso nedvomno pozitivno vplivala na potresno varnost, pa ustrezni postopki za oceno nosilnosti mozničnih stikov še vedno niso bili dovolj natančno definirani. Ciklično obnašanje mozničnih stikov je bilo namreč le delno pojasnjeno, kar se je odražalo tudi v postopkih za projektiranje. Detajli stikov obstoječih stavb so bili tako izvedeni bolj ali manj po občutku, upoštevajoč zahteve za neseizmična območja. Praviloma bi morali moznične stike načrtovati po metodi načrtovanja nosilnosti, kakor to zahteva standard [16], vendar pa tak pristop od nas zahteva dovolj natančno oceno tako potresne obtežbe kot tudi nosilnosti. Nekateri slovenski projektanti so strižno nosilnost mozničnega stika enačili s strižno nosilnostjo samega moznika (taka je bila praksa v večini slovenskih podjetij), vendar bomo v disertaciji pokazali, da s takim pristopom precej precenimo nosilnost stika. Da bi podrobneje raziskali potresni odziv mozničnih stikov in tudi drugih stikov, ki se najpogosteje pojavljajo pri armiranobetonskih montažnih konstrukcijah (stik med strešno ploščo in gredo, med stebrom in temeljem itd.), so bile v okviru evropskega projekta SAFECAST [1] (glej tudi razdelek 1.2) izvedene številne eksperimentalne in analitične raziskave. Prvi del disertacije je nastajal prav v okviru tega projekta.

¹V disertaciji največjo prečno silo, ki jo prenese moznični stik, imenujemo strižna nosilnost stika. Ta ni enaka strižni nosilnosti moznika.

Omenjeni italijanski potresi pa so razkrili še eno šibkost armiranobetonskih montažnih objektov, in sicer so se kot problematični izkazali tudi sistemi za pritrjevanje armiranobetonskih fasadnih panelov na nosilno konstrukcijo. Obnašanje tovrstnih stikov je bilo v preteklosti med vsemi stiki, ki se uporabljajo pri armiranobetonskih montažnih stavbah, še najmanj raziskano. V okviru evropskega projekta SAFE-CLADDING, ob podpori katerega je nastajal drugi del te disertacije, je bilo zato izvedenih več preizkusov na najpogosteje uporabljenih stikih za pritrjevanje armiranobetonskih fasadnih panelov, predlagani pa so bili tudi nekateri novi inovativni sistemi.

Nezadostno poznavanje potresnega obnašanja stikov se v predpisih izraža v ne dovolj natančno definiranih postopkih za načrtovanje. To velja tako za omenjeni skupini stikov med stebri in gredami ter paneli in konstrukcijo kot tudi za druge vrste stikov (npr. stike med gredo in strešnimi ploščami). Kljub temu da je na tržišču na voljo veliko različnih stikov, bi v predpisih potrebovali bolj natančna navodila za projektiranje nekaterih ključnih in najpogostejših tipov stikov. Glavni cilji te disertacije so zato ovrednotenje cikličnega obnašanja dveh zelo pomembnih vrst stikov (med gredo in stebrom ter med paneli in konstrukcijo), ovrednotenje njihovega vpliva na potresni odziv celotnih armiranobetonskih montažnih stavb ter natančnejša opredelitev postopkov za njihovo načrtovanje.

1.2 Pregled stanja na obravnavanem znanstvenem področju

Največji del obstoječe literature izhaja iz osemdesetih in devetdesetih let prejšnjega stoletja, ko je bil porast armiranobetonske montažne gradnje relativno velik. Objavljeni so številni članki o izvedbi ter dimenzioniranju stikov, vplivu fasadnih panelov ter ekonomičnosti montažnih stavb. Številni avtorji so iz ZDA, z Japonskega ali Nove Zelandije, kjer se načini stikovanja bistveno razlikujejo od teh, ki se običajno pojavljajo v evropski praksi. Tako so npr. moznični stiki, ki se v Evropi pojavljajo kot najpogostejša rešitev za stikovanje stebrov in gred, v ameriški ali japonski armiranobetonski montažni gradnji zelo redki oziroma se sploh ne uporabljajo. To je posledica dejstva, da taki stiki ne omogočajo zadostne disipacije potresne energije, ki se zahteva s predpisi omenjenih držav [17].

V nadaljevanju se bomo omejili predvsem na stike, ki se uporabljajo v evropski praksi. Najprej se bomo osredinili na stike med stebri in gredami. Opisali bomo vrste tovrstnih stikov ter podali izsledke različnih eksperimentalnih in analitičnih študij. Na enak način bomo nato predstavili še stike med armiranobetonskimi fasadnimi paneli in konstrukcijo.

1.2.1 Stiki med stebri in gredami

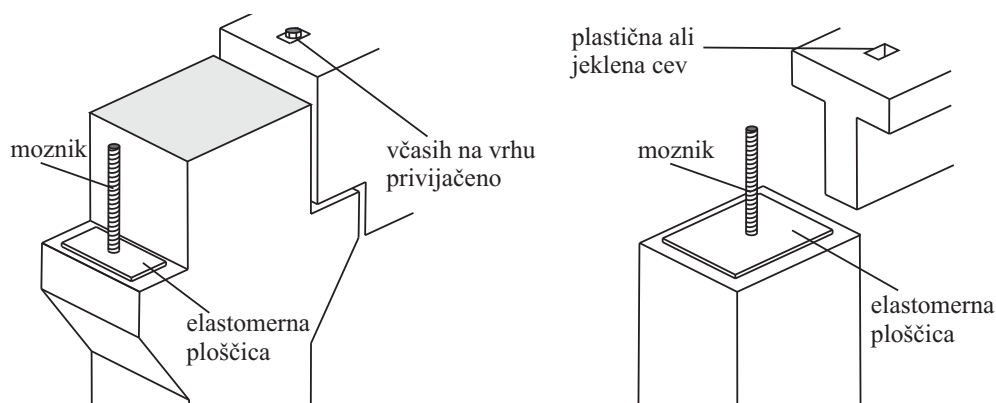
Vrste stikov

Stiki med stebri in gredami pri armiranobetonskih montažnih konstrukcijah se v splošnem delijo na členkaste in momentno odporne. Prvi tip je v Evropi pogostejši, predvsem pri enoetažnih halah in nižjih večetažnih armiranobetonskih montažnih stavbah. Členkasti stiki lahko prenašajo tako strižne kot tudi osne sile, gravitacijske sile ter natezne sile zaradi možnega dvigovanja grede. V praksi se izvajajo kot moznični stiki. Greda se položi na vrh stebra ali kratko konzolo in sidra z običajno enim ali dvema moznikoma (Slika 1.1). Pogosto se mozniki na vrhu grede privijačijo (Slika 1.1), kar zagotavlja dodatno

varnost proti izvleku ob nateznih obremenitvah. Med steber in gredo se največkrat vstavi elastomerna ploščica, ki omogoča neovirane relativne rotacije med stikajočima se elementoma (Slika 1.1). Ploščica je sicer lahko tudi jeklena ali pa je sploh ni, vendar je obnašanje takih stikov popolnoma drugačno, saj njihova rotacijska togost ni več zanemarljivo majhna. V disertaciji se bomo omejili le na možnične stike z elastomerno ploščico.

Glavna prednost možničnih stikov je preprosta in hitra montaža, največji slabosti pa relativno kompleksno obnašanje pri strižni obremenitvi, ki do danes še ni bilo povsem raziskano, ter majhna sposobnost disipacije potresne energije. Poleg tega je predvsem pri večetažnih armiranobetonskih montažnih konstrukcijah s členkastih možničnimi stiki problematična velika podajnost takih sistemov. Že pretekle raziskave enoetažnih hal so pokazale, da je za projektiranje praviloma kritično mejno stanje deformacij [18, 19], in ne toliko mejno stanje nosilnosti. Prehod na večetažne objekte zaradi potreb trga (gradnje trgovskih centrov in poslovnih objektov) pa ta kriterij še močno zaostruje in lahko vodi do zelo velikih zahtevanih dimenzij stebrov, kar posledično pomeni višjo ceno in nižjo konkurenčnost. V ta namen se razvijajo novi sistemi momentno odpornih stikov, ki bi bili dovolj učinkoviti in hkrati dovolj preprosti za montažo.

Najpreprostejši primer tovrstnih momentno odpornih stikov je modifikacija klasičnih možničnih stikov z dodajanjem horizontalnih armaturnih palic, ki neprekinjeno potekajo iz grede v steber in spet naprej v gredo ali pa se privijačijo na steber (Slika 1.2). Na ta način se prek dvojice sil v določeni meri prevzamejo tudi momentne obremenitve. Tovrstni stiki so bili preizkušeni na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani v okviru projekta SAFECAST [20] (preizkusi so bili izvedeni v laboratoriju Zavoda za gradbeništvo). V primerjavi z monolitnimi stiki je bila njihova upogibna nosilnost od 20–50 % (odvisno od smeri obteževanja) nižja. Zaradi zdrsov horizontalnih armaturnih palic je bila histereza odziva izrazito ozka (t.i. učinek »pinching«), količina disipirane energije pa je bila zato relativno majhna. Izkazalo se je torej, da so prednosti tovrstnih stikov pred klasičnimi možničnimi stiki premajhne, da bi odtehtale zamudnejšo montažo.

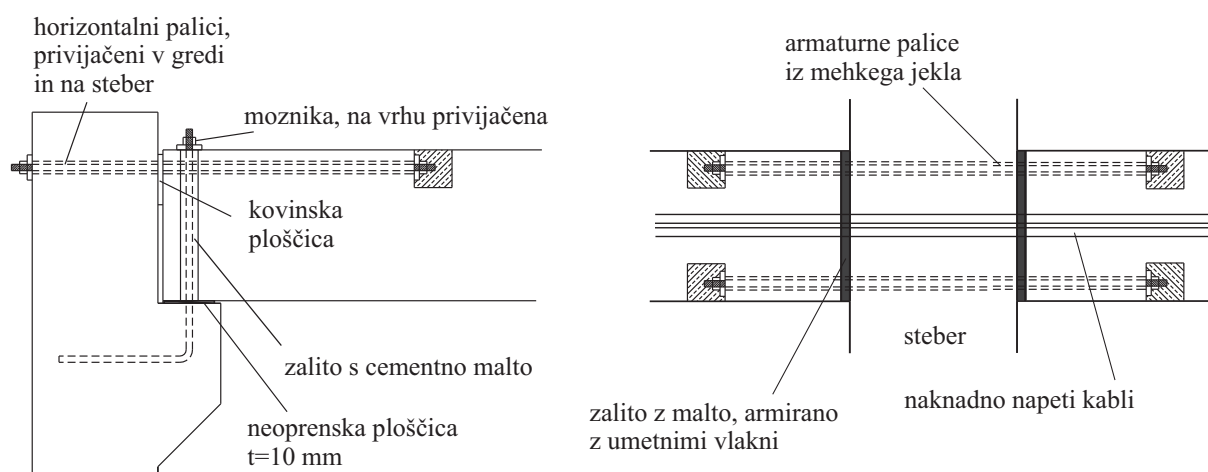


Slika 1.1: Shema sestave možničnih stikov med stebrom in nosilcem: stik, izveden na kratki konzoli (levo) ter stik na vrhu stebra (desno).

Fig 1.1: Schemes of the assembly of beam-column dowel connections: connections constructed on the corbel (left) and connection constructed at the top of the column (right).

Ker se v nadaljevanju disertacije ukvarjamo le z možničnimi stiki, v tem razdelku le na kratko predstavljamo tipe stikov, ki se uporabljajo drugod po svetu. V splošnem gre za momento odporne stike, ki se delijo na ekvivalentne monolitnim ali »mokre« ter mehanske ali »suhe«. Že ime nakazuje, da naj bi se stiki, ekvivalentni monolitnim, obnašali tako kot monolitni. To pomeni, da zagotavljajo enako momentno togost, nosilnost ter zmožnost sipanja potresne energije, kar se doseže z vstavljanjem neprekinjene vzdolžne armature skozi stik med stebri in gredami in z dodatnim zalivanjem stikov z betonom ali malto (Slika 1.2). »Mokri« stiki se najpogosteje uporabljajo na Japonskem in Novi Zelandiji.

Mehanski ali »suhi« stiki ne zagotavljajo enake togosti, nosilnosti in disipativnosti kot monolitni stiki in so šibkejši od montažnih elementov. Momentna odpornost se doseže z varjenjem armaturnih palic na jeklene ploščice ali s stikovanjem armature z različnimi mehanskimi sistemi oziroma s konektorji. Med številnimi vrstami mehanskih stikov si posebno pozornost zaslužijo t. i. hibridni sistemi [21], razviti v ZDA na začetku devetdesetih let prejšnjega stoletja. Grede se povežejo s stebri z naknadno napetimi kabli. Ti so nameščeni v plastičnih ceveh v središču prereza grede in potekajo skozi stebere. Kabli ustvarijo tlačne napetosti med stebrom in gredo ter tako omogočijo prenos strižnih sil prek trenja. Dodatno se stebri in grede povežejo še z armaturnimi palicami iz mehkega jekla, ki se namestijo na zgornji in spodnji strani grede. Mehko armaturno jeklo opravlja funkcijo disipacije potresne energije.



Slika 1.2: Primer momentno odpornega stika med stebrom in gredo (levo), kakršen je bil preizkušen v okviru projekta SAFECAST in shema hibridnega sistema (desno).

Fig 1.2: An example of moment resisting beam-column connection tested in the frame of the SAFECAST project (left) and scheme of hybrid system (right).

Eksperimentalne in analitične raziskave mozničnih stikov

Vintzeleou in Tassios [22, 23]

Prvi članek o mozničnem mehanizmu pri armaturnih palicah, ki potekajo skozi razpoke v betonskih elementih, je sicer že leta 1972 objavil Dulacska [24], nekaj let pozneje pa sta zelo pomembno analitično in eksperimentalno študijo mozničnega mehanizma, ki si na tem mestu zasluži nekaj več pozornosti, predstavila Vintzeleou in Tassios [22, 23]. Njunji testi so bili zasnovani na preprostih preizkušancih iz dveh blokov betona in z dvema armaturnima palicama (moznikoma), ki sta prenašali strižne sile med blokoma. Betonska površina na mestu stikovanja je bila premazana s parafinom, s čimer je bil preprečen prenos sil prek trenja. V skladu z eksperimentalnimi rezultati ter analitičnimi dognanji so bili predlagani izrazi za izračun nosilnosti in deformabilnosti takih stikov [22] (glej tudi razdelek 2.2). Vintzeleou in Tassios sta prepoznala dva različna mehanizma porušitve mozničnih stikov, in sicer t. i. lokalno in globalno porušitev. Lokalno porušitev zaznamujeta drobljenje betona v tlaku na stiku z moznikom ter plastifikacija moznika nekaj centimetrov globoko v betonskem elementu. Tak porušni mehanizem je najpogostejši pri stikih, pri katerih je razdalja od sredine moznika do roba betonskega elementa velika. Avtorja sta to razdaljo ocenila na podlagi velikega števila preizkusov na moznikih, sidranih v betonskih kockah, in naj bi znašala približno šest premerov moznika ali več. V nasprotnem primeru, če je razdalja od moznika do roba betonskega elementa majhna, je verjetnejša globalna porušitev, za katero je značilna cepitev betona od moznika proti robovom elementa (1.3, levo).

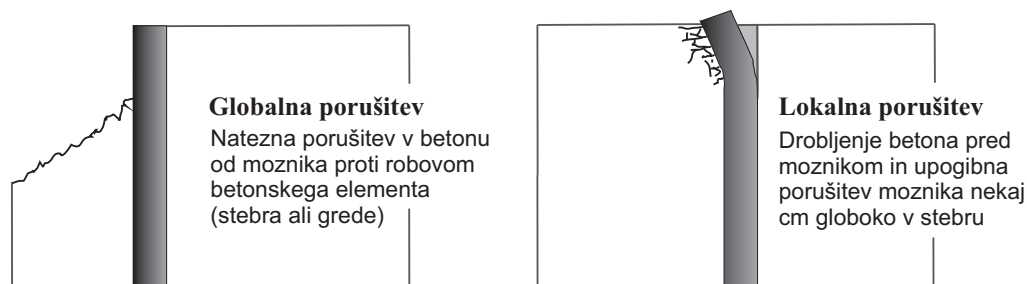
Vintzeleou in Tassios sta predlagala izraze za izračun nosilnosti tako v primeru lokalne kot tudi globalne porušitve. V primeru lokalne porušitve sta ugotovila, da je strižna nosilnost mozničnega stika R_{max} ¹ v primeru lokalne porušitve odvisna od tlačne trdnosti betona f_{cc} , trdnosti jekla na meji tečenja f_{sy} , premera moznika d_d ter koeficienta α :

$$R_{max} = \alpha d_d^2 \sqrt{f_{cc} f_{sy}}. \quad (1.1)$$

Koeficient α je po njunih ugotovitvah enak 1,3 v primeru monotone in 0,65 v primeru ciklične obtežbe. Pomembno je še dodati, da sta avtorja pri izpeljavi izraza 1.1 predpostavila, da je največja tlačna trdnost betona, dosežena pred moznikom v trenutku porušitve, enaka petkratni vrednosti enosne tlačne trdnosti. To tezo sta potrdila na podlagi analogije s horizontalno obremenjenim pilotom, ki naj bi na zemljino deloval na podoben način kot moznik na beton. Predpostavko smo preverjali v razdelkih 2.2.1 in 2.3. Poleg izraza za oceno strižne nosilnosti mozničnih stikov sta Vintzeleou in Tassios predlagala tudi izraze za oceno njihove togosti in deformabilnosti. Predpostavila sta, da se moznični stiki do sile, ki je enaka polovici strižne nosilnosti, obnašajo elastično, zato sta predlagala, da se v tem območju odziv izračuna na podlagi teorije nosilca na elastični podlagi. Pomik pri maksimalni sili R_{max} naj bi nato izračunali kot vsoto elastičnega pomika ter neelastičnega pomika, ki izhaja iz rotacij moznika na mestu, kjer se tvori plastični členek (glej tudi Sliko 1.3, desno).

Eden izmed problemov, ki ga Vintzeleou in Tassios nista obravnavala, je vpliv velikih relativnih rotacij med stikajočima se elementoma na strižno nosilnost stika. Pri armiranobetonskih montažnih konstrukcijah so namreč zaradi že omenjene podajnosti konstrukcijskega sistema rotacije med stebri in gredami dokaj velike. Upravičeno lahko domnevamo, da te rotacije vplivajo tudi na strižno nosilnost mozničnih

¹V nadaljevanju disertacije je sicer predstavljenih več različnih izrazov za oceno največje prečne sile, ki jo prenese moznični stik, vendar je ta vedno označena z R_{max} .



Slika 1.3: Lokalna (levo) in globalna (desno) porušitev mozničnih stikov.

Fig 1.3: Local (left) and global (right) failure of dowel connections.

stikov. Ker sta Vintzeleou in Tassios izvedla le čiste strižne prizkuse, na podlagi njunih rezultatov ne moremo ničesar reči o vplivu velikih relativnih rotacij. Tudi nobena druga študija se v preteklosti s tem fenomenom ni ukvarjala. V razdelku 2.1 bomo ta vpliv najprej poskušali potrditi z eksperimenti, ki so bili izvedeni v okviru projekta SAFECAST, nato pa ga v razdelku 2.2.1 opisali tudi analitično ter tako modificirali izraze za izračun nosilnosti v primeru lokalne porušitve.

Vintzeleou in Tassios sta izpeljala tudi izraz za oceno strižne nosilnosti mozničnega stika v primeru globalne porušitve. Predpostavila sta, da porušitev nastopi, ko je presežena natezna trdnost betona pravokotno na smer razpok, te pa sta določila na podlagi empiričnih opažanj. Enačba, ki sta jo izpeljala, zajema le vpliv geometrijskih karkarakteristik stika (dimenzije betonskega elementa in mesto moznika) ter natezne trdnosti betona, ne upošteva pa vpliva stremen. Ta so v praksi običajno na območjih stika zgoščena (preprosto inženirski občutek). Zaradi tega omenjena enačba močno podceni dejansko nosilnost realnih mozničnih stikov, značilnih za armiranobetonske montažne konstrukcije. Eden izmed glavnih ciljev te disertacije je zato predlagati postopke za oceno nosilnosti mozničnih stikov, ki bi upoštevali tudi pozitiven vpliv stremen (razdelek 2.2.2).

Fuchs in Eligehausen [25]

Medtem ko je bila tudi pozneje lokalna porušitev mozničnih stikov precej pogosto raziskovana [3,26,27], pa to ne velja za globalno porušitev, ki je bila predmet le redkih raziskav, tudi te pa so bile izvedene le na zelo preprostih preizkušancih in modelih. Nosilnost jeklenih sider v betonskih elementih sta preučevala Fuchs in Eligehausen [25], ki sta na podlagi velikega števila preizkusov predlagala empirične izraze za oceno strižne nosilnosti. Zanimala ju je predvsem strižna nosilnost sider v primeru, ko je sidro postavljeno blizu roba betonskega elementa in ko pride do porušitve zaradi prekoračene natezne nosilnosti betona (Slika 1.3, levo). Na podlagi velikega števila preizkusov sta za oceno strižne nosilnosti sider v betonskih elementih predlagala t. i. metodo *Concrete Capacity Design*. Po tej metodi lahko strižno nosilnost sidra v betonskem elementu ocenimo z naslednjo enačbo:

$$R_n = (A_v/A_{v0})\psi_{re} \psi_{\alpha} \psi_{ec} \psi_h \psi_s R_{n0}. \quad (1.2)$$

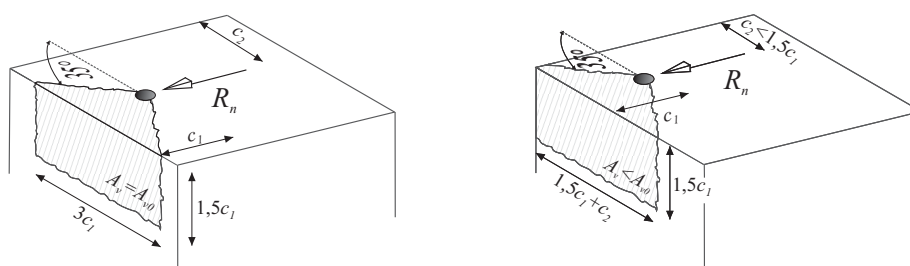
V enačbi 1.2 R_{n0} predstavlja osnovno strižno nosilnost sidra. Ta je odvisna od razdalje moznika do roba betonskega elementa, merjeno v smeri obtežbe c_1 , premera moznika d_d , efektivne sidrne dolžine l_f ($\leq 8d_d$) in tlačne trdnosti betona f_c :

$$R_{n0} = 1,6 d_d^{\alpha} l_f^{\beta} f_c^{0,5} c_1^{1,5} \quad (1.3)$$

$$\alpha = 0,1 (l_f/c_1)^{0,5} \quad (1.4)$$

$$\beta = 0,1(d_d/c_1)^{0,2} \quad (1.5)$$

Vrednosti, ki so navedene v enačbi 1.3, so ilustrirane na Sliki 1.4. Očitno je, da je glavni parameter, ki določa nosilnost R_{n0} , razdalja c_1 . Drug pomemben parameter je natezna trdnost betona, ki je v enačbi 1.3 zajeta implicitno prek tlačne trdnosti f_c . Strižno nosilnost stika je mogoče povečati tudi z izbiro debelejšega moznika, vendar je tak ukrep manj učinkovit kot v primeru lokalne porušitve (glej enačbo 2.13). Vpliv sidrne dolžine l_f je omejen z zgornjo vrednostjo $8d_d$. Pri stikih med stebri in gredami v armiranobetonskih montažnih stavbah so mozniki običajno sidrani vsaj $8d_d$ globoko, torej lahko privzamemo $l_f = 8d_d$.



Slika 1.4: Shematski prikaz porušnega mehanizma, kakršnega predlagajo Fuchs in sodelavci za izračun strizne nosilnosti sider v betonskih elementih.

Fig 1.4: Failure mechanism for the calculation of the shear resistance of fasteners in concrete elements as proposed by Fuchs et al.

Nosilnost R_{n0} pa seveda še ni končna nosilnost stika. Da bi iz vrednotili dejansko nosilnost R_n , je osnovno nosilnost R_{n0} treba korigirati z ustreznimi korekcijskimi faktorji ψ_i , s čimer upoštevamo vpliv številnih drugih pomembnih parametrov. Te podrobneje opisujemo v nadaljevanju.

- *Geometrijski vpliv razmika med sidri, oddaljenosti sider od robov betonskega elementa in vpliv globine betonskega elementa A_v/A_{v0}*
 A_v predstavlja dejansko projekcijo razpokanega dela na sprednjo stran betonskega elementa, A_{v0} pa projekcijo razpokanega dela na prednjo stran betonskega elementa, ki ni omejena s stranskimi robovi (za ilustracijo glej Sliko 1.4).
- *Vpliv stremen ψ_{re}*
Strižna nosilnost sidra v betonskem elementu se lahko poveča za faktor največ $\psi_{re} = 1,4$, če je v elementu nameščena gosta prečna armatura – premer stremen mora biti večji ali enak $\phi_s = 12$ mm oziroma razdalja med stremeni manjša od 100 mm ali $2c_1$ (kar je manj).
- *Vpliv kota α_V med smerjo obtežbe in smerjo, ki je pravokotna na sprednji prosti rob betonskega elementa ψ_α*

$$\psi_\alpha = \sqrt{\frac{1}{2\cos\alpha_V(0,4\sin\alpha_V)^2}} \geq 1 \quad (1.6)$$

- Vpliv ekscentričnosti obtežbe v primeru skupine sider ψ_{ec}

$$\psi_h = 1 / \left(1 + \frac{2e_V}{3c_1}\right) \leq 1, \quad (1.7)$$

kjer je e_V razdalja med rezultanto strižne obtežbe in težiščem skupine moznikov.

- Vpliv debeline betonskega elementa ψ_h

$$\psi_h = (1,5c_1/h)^{0,5} \leq 1, \quad (1.8)$$

kjer je h debelina betonskega elementa v smeri osi sidra.

- Vpliv stranskih robov na distribucijo napetosti pred moznikom ψ_s

$$\psi_s = 0,7 + \frac{0,3c_2}{1,5c_1} \leq 1, \quad (1.9)$$

kjer je c_2 razdalja, ilustrirana na Sliki 1.4.

Če opisano metodo apliciramo na moznične stike, kakršni se uporabljajo v armiranobetonskih montažnih stavbah, hitro ugotovimo, da nekateri faktorji ψ_i zavzamejo vrednost 1,0, s tem pa se enačba 1.2 nekoliko poenostavi. Tako lahko npr. privzamemo $\psi_V = 1,0$, s čimer obravnavamo najkritičnejšo smer horizontalne obtežbe. Nadalje velja tudi $\psi_{ec} = 1,0$, saj rezultanta strižne obtežbe poteka skozi težišče skupine moznikov in je tako ekscentričnost obtežbe enaka $e_V = 0$. Tudi debelina betonskih elementov v stikih med stebri in gredami je običajno večja od $1,5c_1$, zato $\psi_h = 1,0$. Z upoštevanjem zgornjih komentarjev lahko enačbo 1.2 zapišemo v naslednji poenostavljeni obliki:

$$R_n = (A_v/A_{v0})\psi_{re}\psi_s R_{n0}. \quad (1.10)$$

Kot je že bilo omenjeno, so tako Vintzeleou in Tassios kot tudi Fuchs in Eligehausen svoje preizkuse izvedli na preprostih preizkušancih, zato rezultatov raziskav ne moremo neposredno aplicirati na moznične stike, značilne za realne armiranobetonske montažne stavbe. Za odziv dejanskih stikov so pomembni tudi nekateri drugi parametri, ki jih omenjene študije ne zajamejo. To so npr. vpliv trenja med komponentami stika, vpliv velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo ter z njimi povezanih dodatnih osnih sil v mozniku, vpliv stremen na nosilnost stika v primeru globalne porušitve itd. Zaradi tega so se v zadnjem času pojavile še dodatne, bolj specifične, eksperimentalne in analitične študije na realnejših modelih mozničnih stikov [2, 3, 8].

Psycharis in Mouzakis [2]

Psycharis in Mouzakis v članku z naslovom *Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading* predstavljata rezultate čistih monotonih in cikličnih strižnih preizkusov na mozničnih stikih različnih konfiguracij. Preizkusi so bili izvedeni v okviru evropskega projekta SAFECAST (več o projektu pišemo v razdelku 1.2.3). Prednost raziskav pred raziskavami, ki so jih izvedli Vintzeleou in Tassios [22] ter Fuchs in Eligehausen [25], je v tem, da so bili preizkušeni stiki podobnejši dejanskim mozničnim stikom, kakršni se uporabljajo pri armiranobetonskih montažnih stavbah. Med gredo in steber je bila tako vstavljena neoprenska ploščica, v gredi pa so bile nameščene plastične cevi, skozi katere so bili vstavljeni mozniki in ki so bile nato zalite z neskrčljivo malto.

Psycharis in Mouzakis sta predlagala tudi formuli za izračun ciklične strižne nosilnosti mozničnih stikov v primeru globalne in lokalne porušitve:

$$R_{max} = 1,1 n d_d^2 \sqrt{f_{ck} f_{sy}}, \text{ če } d/D \geq 6 \quad (1.11)$$

ter

$$R_{max} = 1,1 (0,25d_d/D - 0,5) d_d^2 \sqrt{f_{ck} f_{sy}}, \text{ če } 4 \leq d/D \leq 6, \quad (1.12)$$

kjer je d_d premer moznika in D razdalja od moznika do roba elementa, merjeno v smeri obtežbe. Če velja $d/D < 4$, je nosilnost kar enaka polovici vrednosti, ki jo da enačba 1.11. Obe prejšnji formuli sta empirični. Opazimo, da je formula 1.11 v osnovi precej podobna formuli 1.1, ki sta jo povsem analitično izpeljala Vintzeleou in Tassios [22]. Razlika je le v koeficientu 1,1, za katerega Vintzeleou in Tassios trdita, da je v primeru ciklične obtežbe enak 0,65, ter trdnosti betona. Psycharis in Mouzakis v enačbi namreč uporabljata karakteristično vrednost tlačne trdnosti betona f_{ck} , Vintzeleou in Tassios [22] pa srednjo vrednost f_{cm} .

Zanimivo je opaziti, da v enačbi 1.12, ki pravzaprav določa nosilnost v primeru t. i. globalne porušitve, ni spremenljivk, ki bi opisovale količino stremen v elementu. Po mnenju Psycharisa in Mouzakisa je nosilnost v primeru globalne porušitve odvisna le od oddaljenosti moznika od roba elementa. Kot že omenjeno, je eden glavnih ciljev te disertacije prav dokazati vpliv stremen na strižno nosilnost mozničnih stikov v primeru globalne porušitve ter predlagati postopke za projektiranje mozničnih stikov, ki bi ta vpliv upoštevali.

Ker sta Psycharis in Mouzakis svoje enačbe kalibrirala na podlagi rezultatov čistih strižnih preizkusov, s tem nista zajela redukcije nosilnosti zaradi velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo – problem, ki smo ga omenjali že pri študiji Vintzeleoua in Tassiosa [22,23]. Na podlagi preizkusov, ki so bili izvedeni na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani (prav tako v okviru projekta SAFECAST) in ki so predstavljeni v razdelku 2.1, sta predlagala, da se v primeru velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo nosilnost, izračunana z enačbama 1.11 in 1.12, reducira za 20 %. Kot je že bilo omenjeno, bomo redukcijo zaradi velikih relativnih rotacij natančneje določili v razdelku 2.2.1.

Treba je še omeniti, da sta Psycharis in Mouzakis svoje enačbe kalibrirala na podlagi omejenega števila preizkusov (10), zato bi lahko podvomili o njihovi zanesljivosti. Iz tega razloga predlagata, da se za potrebe projektiranja nosilnost, izračunana z enačbama 1.11 in 1.12, deli s faktorjem γ_R , ki je enak 1,3. Seveda se pri projektiranju upoštevajo tudi projektne vrednosti materialnih karakteristik.

1.2.2 Stiki med paneli in konstrukcijo

Vrste stikov

Sistemi za pritrjevanje armiranobetonskih panelov na konstrukcijo, ki se uporabljajo v praksi, so precej različni. Že če se omejimo samo na evropski prostor (Italijo, Slovenijo, Grčijo, Turčijo), je ponudba na trgu zelo široka. V Italiji, Sloveniji in Turčiji so najpogostejši številni mehanski sistemi različnih oblik, ki sestojijo iz več jeklenih komponent (kanalov, ploščic, vijakov ...). Taki stiki niso načrtovani za prenos potresne obtežbe v ravnini panelov. Njihova togost naj bi bila majhna, deformacijska kapaciteta

pa zadostna. V praksi se stiki te vrste preverjajo le na potresno obtežbo pravokotno na ravnino panela, ki izvira iz mase panela. Na drugi strani pa se v Grčiji uporabljajo t. i. »mokri« stiki, pri katerih se konstrukcija in panel povežeta z armaturnimi palicami, stik pa se na koncu še zalije z betonom ali s cementno malto. Z uporabo tovrstnih stikov lahko del potresne obtežbe prevzamejo tudi fasadni paneli, vendar je v tem primeru stike in panele treba skrbno načrtovati – očitno je, da je togost panelov precej višja od togosti sistema konzolnih stebrov, kar pomeni, da se večji del potresne obtežbe prenese prek stikov v panele.

Glede na navedeno bi lahko rekli, da je podrobna analiza vsakega posameznega sistema zaradi številčnosti in raznolikosti skorajda nemogoča. Tako bodo v poglavju 3 obravnavani le tisti sistemi, ki so se in se najpogosteje uporabljajo predvsem v Sloveniji in tudi v Italiji, v poročilu, ki ga je v okviru projekta SAFECLADDING pripravila raziskovalna skupina s Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani, pa je predstavljena večina komercialnih sistemov, ki se uporabljajo v Evropi [28].

Glavni parameter, ki pogojuje izbiro tipa stikov za pritrjevanje panelov, je orientacija panelov. Ta je lahko vertikalna ali horizontalna. Vertikalni paneli se običajno uporabljajo le pri enoetažnih halah, medtem ko se horizontalni paneli uporabljajo tako pri enoetažnih kot tudi pri večetažnih armiranobetonskih montažnih stavbah. V nadaljevanju sledi opis montaže in vrst stikov, najprej za vertikalne in nato še za horizontalne panele.

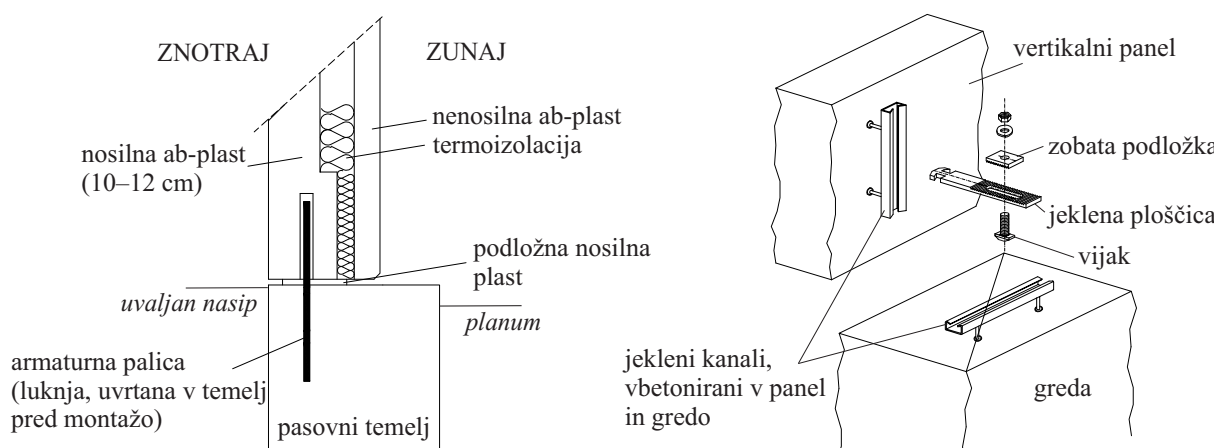
Vertikalni fasadni paneli so najpogosteje sestavljeni iz treh plasti. Na primer, v bivšem slovenskem gradbenem podjetju Primorje so se uporabljali t. i. sendvič paneli, sestavljeni iz zunanje armiranobetonske plasti debeline 6 cm, toplotne izolacije debeline 6–12 cm ter notranje armiranobetonske plasti debeline 10–12 cm, ki se po obodu razširi v ojačitveno rebro debeline 16 cm (Slika 1.5, levo). Širina vertikalnih panelov se giblje med 1,5 m in 2,5 m, običajna višina pa med 5 in 10 m.

Vertikalni paneli se položijo na temeljni nosilec in pritrldijo na konstrukcijo na ravni strešnih nosilcev. Pogosto so v pasovni temelj tudi sidrani na način, prikazan na Sliki 1.5 (levo). Fasadni element nalega na pasovni temelj in je nasajen na sidro (npr. premera 20 mm). To je predhodno uvrtno in nameščeno na pozicijo, kjer je na spodnjem robu fasadnega elementa že vnaprej pripravljena odprtina. Stik se nato zalije s cementno malto. Drugi način sidranja fasade na temelj se izvede s kotnikom in z vijakoma, ki se privijačita v temelj in rebro fasadnega elementa, ali pa s sidrno ploščico, ki se vgradi v spodnji rob panela in s katero z vijakom panel pritrldimo na temelj. Možni so še drugi načini, in sicer naleganje utora v panelu na kovinsko rebro, montirano in sidrano v temeljnem nosilcu, ali pa z namestitvijo in obbetoniranjem sider na temelj z zunanje strani fasade. Na zgornjem robu se vertikalni fasadni elementi pritrldijo na gredo s posebnimi mehanskimi stiki (Slika 1.5, desno). Običajno se uporabljajo dva ali trije taki stiki na panel. Stiki sestojijo iz jeklenih kanalov, vgrajenih v gredo in panel, jeklene ploščice posebne oblike, zobate podložke ter vijaka (Slika 1.5, desno). Prvi kanal je vgrajen horizontalno na zgornjo ploskev grede, drugi pa vertikalno v panel. Taka orientacija kanalov dovoljuje relativno velike tolerance v ravnini panela pri montaži. Greda in panel se povežeta z jekleno ploščico, ki se z glavo zatakne v vertikalni kanal v panelu in nato privijači na horizontalni kanal v gredi (Slika 1.5, desno).

Sestava horizontalnih panelov je enaka oziroma podobna sestavi vertikalnih panelov (Slika 1.5, levo). Višine horizontalni panelov se gibljejo nekje med 1–3 m, dolžine pa so enake razponom med stebri, saj se horizontalni paneli običajno pritrldijo na stebre.

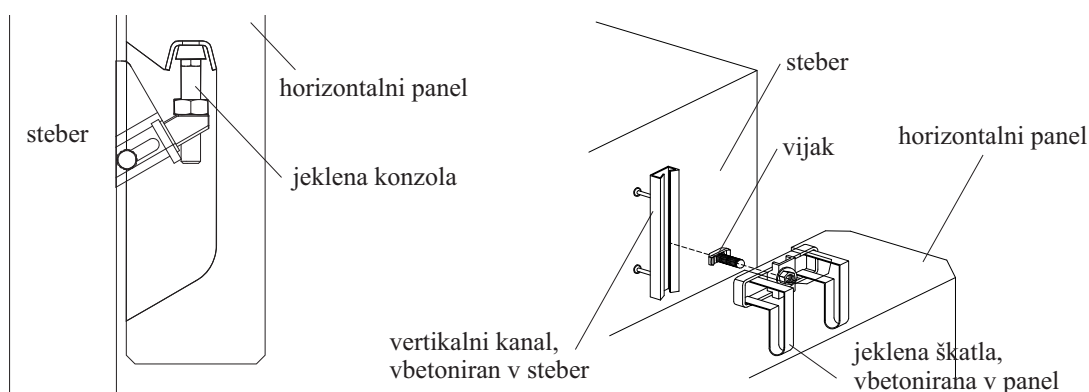
Horizontalni panel se položi na ležišče (na spodnji fasadni panel, temelj ali konzolo na stebru (Slika 1.6, desno). Paneli na dnu, ki se položijo neposredno na temeljni nosilec, se na temelj velikokrat še dodatno fiksirajo (npr. z jeklenimi kotniki). Nato se paneli v zgornjih vogalih pritrjujejo na steber s posebnimi mehanskimi stiki. Primer takega stika je prikazan na Sliki 1.6 (desno). Stik sestoji iz jeklene škatle, ki se vgradi v panel, jeklenega kanala, ki se vertikalno vgradi v steber, ter posebnega vijaka, ki povezuje škatlo in kanal. Za drugi zelo pogost stik se uporabljajo jekleni kotniki, ki se prek vijakov in kanalov pritrjujejo na panel in steber (glej tudi razdelek 3.1). Sicer pa se horizontalni paneli lahko s posebnimi jeklenimi vešali na stebre tudi obesijo, vendar je zgoraj opisani način montaže v slovenski in italijanski praksi pogostejši.

Stiki med sosednjimi paneli se pri vertikalnih in horizontalnih panelih izvajajo na enak način. Sosednja panela se med seboj povežeta z utorom in rebrom, stik pa je dodatno zaščiten s silikonom ali z drugo fugirno maso. Tesnilo se namesti z zunanje in notranje strani panelov v debelini 1–2 cm po celotni dolžini stika med paneloma.



Slika 1.5: Sidranje vertikalnih panelov v pasovni temelj (levo) in sestava tipičnega mehanskega stika za pritjevanje vertikalnih panelov na gredo (desno).

Fig 1.5: Anchoring of vertical panels to strip foundations (left) and assembly of a typical mechanical connection used for attaching vertical panels to beams (right).



Slika 1.6: Naleganje horizontalnega panela na jekleno konzolo, vgrajeno v steber (levo), in sestava tipičnega mehanskega stika za pritjevanje horizontalnih panelov na steber (desno).

Fig 1.6: Bearing connection for horizontal panels (left) and assembly of a typical mechanical connection used for attaching horizontal panels to columns (right).

Eksperimentalne in analitične raziskave stikov med paneli in konstrukcijo

Študije stikov med paneli in nosilno konstrukcijo, kakršni se uporabljajo v Evropi, so še redkejše, kot študije stikov med stebri in gredami. Belleri in sodelavci [29] so ciklično preizkusili en tip v italijanski praksi zelo pogosto uporabljenih stikov in tudi nekoliko izboljšane stike. Preučevali so tudi interakcijo med glavno konstrukcijo ter paneli. V zaključkih so zapisali, da je obnašanje izboljšanih stikov zadovoljivo za primer mejnega stanja deformacij, za primer mejnega stanja nosilnosti pa ne. Nekaj dinamičnih preizkusov na stikih z jeklenimi kotniki je bilo izvedenih tudi v Nacionalnem laboratoriju za gradbeništvo – LNEC v Lizboni [30]. Preizkušeni so bili dve različni konfiguraciji horizontalnih panelov in dva različna tipa stikov. Vsega skupaj je bilo izvedenih šest preizkusov z različno smerjo obteževanja: v ravnini panela, prečno na ravnino panela in v obeh smereh hkrati. Več informacij o potresnem odzivu stikov za pritjevanje panelov je dal nov evropski projekt SAFECLADDING (že omenjen v prejšnjem razdelku), v okviru katerega so bili preizkušeni obstoječi (glej [6] in razdelek 3.1) ter inovativni stiki.

V nasprotju z Evropo je bila v ZDA in na Novi Zelandiji interakcija nosilne konstrukcije ter panelov pri armiranobetonskih montažnih stavbah v preteklosti bolj raziskana [31–33]. Definirani so že bili ustrezni inženirski modeli (ali makro modeli) panelov ter stikov [33]. Izvedena je bila tudi parametrična študija vpliva različnih konfiguracij panelov in stikov na odziv konstrukcije [31]. Rezultati raziskav so prispevali k načrtovanju eksperimentov, ki bodo v pomoč pri zasnovi inovativnih stikov med paneli in konstrukcijo ter pri določitvi ustreznih postopkov za njihovo projektiranje. Tako kot v primeru mozničnih stikov med stebri in gredami velja, da so tipi stikov med fasadnimi paneli in glavno konstrukcijo, ki se uporabljajo v ZDA oziroma drugod po svetu, drugačni kot stiki, ki se uporabljajo v Evropi. Rezultati omenjenih raziskav zato niso neposredno uporabni v evropski praksi.

1.2.3 Nekateri pomembni evropski projekti

V zadnjih desetih letih se je v Evropi zvrstilo nekaj pomembnih projektov na temo montažnih armiranobetonskih sistemov, ki si nedvomno zaslužijo več pozornosti, zato jim posvečamo poseben razdelek. Zaradi pomankanja izkušenj in ustreznih raziskav je bil s podporo italijanske industrije v letih 2002 in 2003 izveden evropski projekt v okviru programa ECOLEADER (European Consortium of Laboratories of Earthquake Dynamic Experimental Research), pri katerem je sodelovala tudi Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. Pred tem projektom eksperimentalnih preiskav montažnih armiranobetonskih stavb skorajda ni bilo. Nekaj porušitev armiranobetonskih montažnih hal, katerih vzrok so bili največkrat slabo izvedeni stiki, je vzbudilo nezaupanje do montažnih sistemov, kar se je odrazilo tudi v konzervativnih zahtevah predstandarda Evrokod 8 [34]. Cilj projekta ECOLEADER je bil preveriti ustreznost določil predstandarda Evrokod 8 [34] za protipotresno gradnjo montažnih hal, z glavnim poudarkom na faktorju obnašanja. Za primerjavo sta bili v evropskem laboratoriju za raziskavo konstrukcij (angl. European Laboratory for Structural Assessment – ELSA) v Ispri (v Italiji) preizkušeni dve konstrukciji v naravni velikosti: prva z monolitnimi stiki in druga z montažnimi stiki. Primerjava je pokazala, da so montažne konstrukcije zmožne sipati dovolj potresne energije, če so stiki med montažnimi elementi dovolj močni (to pomeni, da so projektirani po metodi načrtovanja nosilnosti) [35]. Na podlagi teh rezultatov so se računske potresne sile za hale z mozničnimi stiki v najnovejših različicah Evrokoda 8 [16] zmanjšale skoraj na polovico in so enake kot pri monolitnih konstrukcijah.

Ker na osnovi enega samega preizkusa ni možno v splošnem določiti primerne redukcije potresnih sil, so se raziskave nadaljevale v okviru novega evropskega projekta *Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with respect to Eurocode 8* (krajše: PRECAST EC8), ki je nadaljevanje projekta ECOLEADER. Raziskave so bile še vedno omejene na hale s stiki, močnejšimi od elementov konstrukcije. FGG je bila vključena v slovensko-italijansko skupino, znotraj katere so se eksperimentalne raziskave izvajale v laboratoriju ELSA v Ispri (v Italiji), teoretični del pa na FGG v Ljubljani. V laboratoriju ELSA sta bila preizkušena dva prototipa enoetažne montažne hale v naravni velikosti. Ugotovitve eksperimentov in numeričnih simulacij so bile naslednje: Če so stiki močni (preddimenzionirani), je zmožnost sipanja energije sistema povezanih konzolnih stebrov pri enoetažnih industrijskih halah dovolj velika, da opravičuje predlagano izbiro redukcijskega faktorja potresnih sil $q = 3,0$ za srednji razred duktilnosti (DCM) in $q = 4,5$ za visoki razred duktilnosti (DCH) [36]. V okviru eksperimentov so bile torej obravnavane le konstrukcije z močnimi stiki (načrtovanimi po metodi načrtovanja nosilnosti). Študije obnašanja različnih stikov so bile predvidene za naslednji evropski projekt na področju montažnih konstrukcij – SAFECAST.

Raziskave v okviru projekta SAFECAST (*Performance of Innovative Connections in Precast Building Structures under Seismic Conditions*) so bile usmerjene predvsem v preizkušanje različnih kategorij stikov (stik med stebrom in nosilcem, fasadnim panelom in nosilcem, etažno ploščo in nosilcem itd.). Vsaka od kategorij stikov med različnim konstrukcijskimi elementi je specifična v svojem odzivu na potresno obtežbo. V tej luči so bile izvedene eksperimentalne raziskave in numerične analize, ki bi omogočale graditi znanje o stikovanju pri montažnih konstrukcijah. Na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani je bilo največ pozornosti namenjene preiskavam stikov med stebri in nosilci. Poleg klasičnih (mozničnih) stikov so bili preizkušeni tudi inovativni (monolitizirani) stiki, ki naj bi omogočili sipanje potresne energije enakovredno tistemu pri monolitnih konstrukcijah in zmanjšali kritično podajnost montažnih konstrukcij s členkastimi mozničnimi stiki. Ena pomembnejših ugotovitev projekta je, da je pri dimenzioniranju večine tipičnih stikov v armiranobetonskih montažnih konstrukcijah, vključno z stikom med stebrom in nosilcem, nujno upoštevati principe načrtovanja nosilnosti. Zato je treba relativno dobro oceniti nosilnost stikov. Ugotovljeno je bilo, da že obstoječe formule [22] podcenijo nosilnost mozničnih stikov. Na podlagi eksperimentov so bile zato predlagane nove formule za njihovo dimenzioniranje [2]. Pomemben zaključek je tudi, da nekateri preizkušeni sistemi inovativnih (monolitiziranih) stikov niso zagotovili popolne monolitizacije konstrukcije. Njihova nosilnost je bila v fazi projektiranja ocenjena relativno dobro, vendar je bila dejanska zmožnost sipanja energije manjša, kot je bilo predpostavljeno v fazi projektiranja [19]. Kljub temu da z inovativnimi stiki ni bila dosežena popolna monolitizacija konstrukcije, je bil njihov osnovni namen vsaj deloma izpolnjen. Pomiki v vrhnji etaži preizkušanca s tovrstnimi stiki so znašali 60 % tistih pri preizkušancu z mozničnimi (s členkastimi) stiki. Relativno velika podajnost montažnih hal se je namreč kazala kot očiten problem že od samega začetka evropskih raziskav.

Kot smo že omenili, je navedenim projektom sledil zadnji tovrsti evropski projekt SAFECLADDING. Pri projektu je ponovno sodelovala tudi raziskovalna skupina s Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo. Glavni cilj projekta je bila ocena vpliva fasadnih panelov na odziv montažnih konstrukcij pri potresni obtežbi. Poleg analize vpliva panelov pri obstoječih konstrukcijah sta cilja raziskav tudi izboljšanje obstoječih načinov stikovanj med paneli in drugimi elementi konstrukcije ter načrtovanje sistemov, ki bi panele varovala pred prevrnitvijo v primeru porušitve obstoječih stikov (glej poglavje 6).

1.3 Empirične izkušnje po potresih

Ob dozdejšnjih raziskavah lahko največ znanja o obnašanju obravnavanih konstrukcij pridobimo kar iz preteklih potresov. Medtem ko vsak nov potres potrjuje že obstoječe znanje na področju standardnih monolitnih konstrukcijskih sistemov, so montažni sistemi tako specifični in raznoliki, da so informacije o njihovem obnašanju zelo skope. Še več, pogosto so celo kontradiktorne, kar je predvsem posledica specifičnosti stikov med montažnimi elementi. V tem razdelku bomo najprej na kratko povzeli opažanja po starejših potresih v Furlaniji (1976), Črni gori (1979) in Turčiji (1999), več pa bo povedanega o že omenjenih zadnjih potresih v L'Aquili (2009) ter Emiliji - Romanji (2012).

Na potres v Furlaniji leta 1976 so se armiranobetonske montažne hale odzvale relativno dobro [37, 38]. Razlog lahko iščemo v karakteristikah potresne obtežbe. Iz potresnega zapisa lahko namreč razberemo visoko zastopanost višjih frekvenc, medtem ko so nihajni časi armiranobetonskih montažnih hal relativno dolgi (1 sek. ali daljši). Večino porušitev, omenjenih v [38], je zaznamoval zdrs grede s stebra. Pri teh konstrukcijah so bile grede preprosto položene na stebre, torej je strižno nosilnost zagotavljala le sila trenja med elementoma.

Leta 1979 je sledil potres v Črni gori magnitude 7,0. Odziv armiranobetonskih montažnih stavb je bil v splošnem dober [39]. Razen nekaj porušitev, predvsem v pristaniškem mestu Bar, hujših poškodb ni bilo zabeleženih. Prav tako v poročilih niso omenjene poškodbe na fasadnih panelih.

V devetdesetih letih prejšnjega stoletja je bilo v Turčiji med vsemi novozgrajenimi industrijskimi objekti 90 % zgrajenih iz prefabriciranih armiranobetonskih elementov [40]. Potresa, ki sta leta 1999 prizadela mesti Kocaeli ($7,4 M_w$) in Duzce ($7,2 M_w$), lahko zato razkrijeta ogromno informacij o slabostih in kvaliteta obravnavanega tipa stavb. V poročilu, ki ga je izdal TPCA (Turkish Prefabricated Construction Association), je navedeno, da je bilo od vsega skupaj 481 prizadetih armiranobetonskih prefabriciranih objektov 17 huje poškodovanih, 14 pa lažje [41, 42]. Taka statistika sicer kaže na relativno dober odziv armiranobetonskih montažnih stavb, vendar pa je treba poudariti, da so bili v poročilo vključeni le objekti, ki so jih zgradila podjetja pod okriljem TPCA. Arslan in sodelavci v [43] tako omenjajo, da na desetine porušenih stavb v ta pregled ni bilo vključenih, zato so številke lahko zavajajoče. Močne poškodbe konstrukcijskih elementov in porušitve so bile zabeležene predvsem v epicentrskih regijah [41]. Najpogostejši so bili trije tipi poškodb: poškodbe ob vpetju stebrov, vzdolžni premiki strešnih nosilcev, zaradi katerih je prišlo do trkov s stebri ali do zdrsa nosilca s stebra ter zvrnitev strešnih nosilcev izven svoje ravnine [42]. Pomembno je poudariti, da poročila ne omenjajo porušitev fasadnih panelov oziroma porušitev stikov za njihovo pritrjevanje. V [43] sicer piše, da so se zaradi velikih pomikov, ki so posledica vitkih stebrov v armiranobetonskih montažnih halah, pojavile različne poškodbe nekonstrukcijskih elementov, eksplicitno pa fasadni paneli niso omenjeni.

Potres v L'Aquili leta 2009 ($6,3 M_w$) je potrdil očiten napredek pri potresno varni gradnji armiranobetonskih montažnih hal. Kakor smo že omenili, je potres iz leta 1976 v Furlaniji pokazal, da se pri stikih med stebri in gredami nedvomno ni mogoče zanašati samo na trenje. Italijansko nacionalno združenje proizvajalcev prefabriciranih betonskih stavb je po potresu zato hitro ukrepalo in predalo svojim članom ustrezna navodila, ki so zahtevala uporabo mehanskih sredstev pri stikovanju stebrov in gred [14]. Kljub mnogo manjšemu številu porušitev stikov med stebrom in gredo, pa se je na drugi strani izkazalo, da tudi principi načrtovanja fasadnih panelov niso bili povsem ustrezni. Toniolo in Colombo tako v [14]

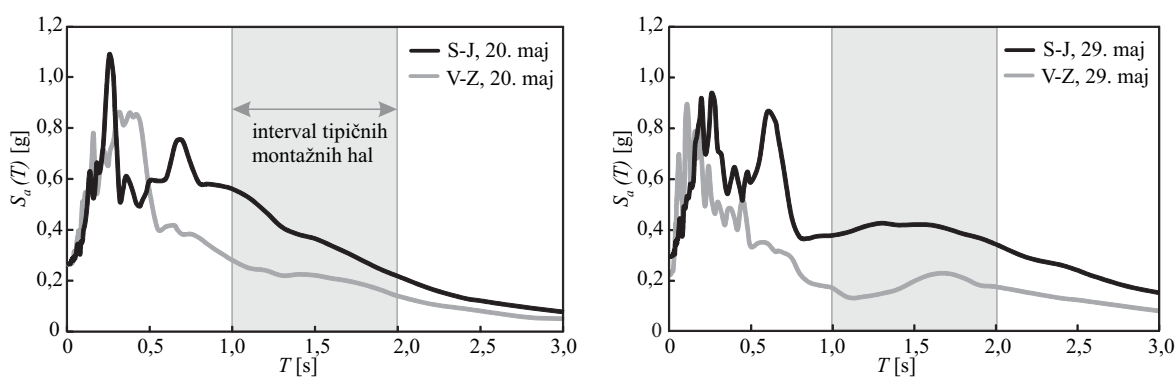
navajata, da je bil delež armiranobetonskih montažnih stavb, pri katerih je prišlo do porušitve stikov med nosilno konstrukcijo in fasadnimi paneli, petnajstodstoten (Slika 1.7). Podoben podatek je v poročilu EEFIT (The Earthquake Engineering Field Investigation Team), v katerem piše, da je bil delež nekoliko višji – dvajsetodstoten [44]. Porušitve niso nastopile le v stikih s ploščicami in z jeklenimi kanali (Slika 1.7), ampak tudi pri stikih z jeklenimi škatlami (glej tudi razdelka 1.2.2 in 3.1.1). Zanimivo je tudi, da so porušitve na mestih pritrjevanja panelov na nosilno konstrukcijo pri nekaterih stavbah nastopile le vzdolž ene smeri, in ne po celem obodu. V [14] je omenjen primer stavbe, pri kateri so odpadli le paneli, orientirani v smeri močnejše komponente potresnega valovanja, medtem ko so paneli v prečni smeri ostali neporušeni. Nosilnost stikov v smeri prečno na ravnino panelov je bila očitno zadostna. Poleg porušitev panelov je v poročilih omenjenih tudi nekaj poškodb mozničnih stikov med stebri in gredami. Te poškodbe se kažejo predvsem v odpadanju krovnega sloja betona pri stikih z moznikom, nameščenim blizu robov stikajočih se betonskih elementov (glej tudi razdelek 2.2.2). Toniolo in Colombo v [14] zaključita, da so bile v poročilu omenjene močnejše poškodbe opažene le pri manjšini objektov, medtem ko je večina armiranobetonskih montažnih stavb ostala nepoškodovana.

Tri leta pozneje (20. maja 2012) je v italijanski pokrajini Emiliji - Romanji sledil še en močan potres ($6,3 M_w$). Glavnemu sta sledila še dva relativno močna popotresna sunka; 29. maja ($5,8 M_w$) ter 3. junija ($5,1 M_w$). Med popotresnim sunkom 29. maja je bil zabeležen največji pospešek tal $PGA = 0,30$ g, vendar zapisi kažejo [45], da so pospeški z razdaljo hitro upadali. Po podatkih USGS [45] so pospeški tal v oddaljenosti 25 km od epicentra znašali le še 0,08 g. Na Sliki 1.8 prikazujemo spektre pospeškov v smereh sever-jug ter vzhod-zahod za potresna sunka 20. in 29. maja. Iz spektrov je razvidno, da so za komponento sever-jug značilni višji pospeški pri daljših nihajnih časih. Tako pri periodah med 0,7 in 1,8 sek. pospeški ne padejo pod polovico maksimalne vrednosti. Ravno poudarjene nizke frekvence potresnega valovanja bi lahko bile razlog za veliko škodo na armiranobetonskih montažnih industrijskih objektih. Nihajni časi tipičnih armiranobetonskih montažnih hal so namreč relativno dolgi – med 1 in 2 sek. [18]. Večina prizadetih hal je bila projektirana po starejših italijanskih predpisih (in ob uporabi starih kart potresne nevarnosti), in sicer le na vertikalno obtežbo [13]. Le majhno število jih je bilo zgrajenih v zadnjih sedmih letih in projektiranih na posodobljene potresne karte [13]. Moznični stiki med stebri in gredami so bili zato bolj redkost kot pravilo. Poročila tako omenjajo več porušitev zaradi zdrsa gred iz stebrov ali zdrsa strešnih elementov iz gred [13, 46]. Take poškodbe naj bi bilo mogoče opaziti pri četrtini vseh hal, projektiranih po starih predpisih [13]. Zdrs gred s stebrov je bil opažen predvsem pri notranjih stebrih, kjer je bila površina naleganja grede na steber manjša. Tudi tam, kjer so bili uporabljeni mehanski stiki (največkrat moznični), so bile opažene določene poškodbe, ki so bile posledica neustrezno detajliranih elementov na območjih okrog stikov. Kot problematične so se izkazale predvsem slabo armirane »vilice« na vrhovih stebrov, v katere nalegajo grede. Največ pozornosti pa so bili v različnih popotresnih poročilih in analizah deležni fasadni paneli [13, 46, 47]. Bournas in sodelavci v [13] navajajo, da so bile poškodbe oziroma prevrnitve panelov iz svoje ravnine (Slika 1.7) opažene pri treh četrtinah vseh hal na prizadetem območju, ki so bile zgrajene po starih italijanskih predpisih. V nadaljevanju celo trdijo, da število porušitev stikov med paneli in konstrukcijo ni bilo veliko manjše v primeru novejših objektov. Po mnenju avtorjev je bil glavni razlog za številne prevrnitve panelov, podobno kot v l'Aquila, nezadostna nosilnost obstoječih stikov v ravnini panela. Stiki med paneli in konstrukcijo so bili namreč projektirani le na potresne sile v smeri pravokotno na ravnino panela, ki so izvirale le iz mase panela. V horizontalni smeri v ravnini panela se tovrstni stiki niso preverjali.



Slika 1.7: Porušitev tipičnih stikov med panelom in konstrukcijo med potresi v L'Aquili (2009) in pokrajini Emilija - Romanja (2012).

Fig 1.7: Failure of the typical cladding-to-structure connections during L'Aquila (2009) and Emilia - Romagna (2012) earthquakes.



Slika 1.8: Spektri akceleroogramov, ki so bili zabeleženi v kraju Mirandola 20. in 29. maja 2012 v smereh sever-jug (črna črta) in vzhod-zahod (siva črta) (zabeleženo na tipu zemljine C po Evrokodu 8).

Fig 1.8: Response spectra for the earthquakes of 20th and 29th May recorded at the Mirandola station in the north-south (black line) and east-west (grey line) directions (recorder on soil type C according to Eurocode 8).

1.4 Vsebina disertacije

Glavni del disertacije je razdeljen na pet poglavij. V začetnih dveh poglavjih (poglavjih 3 in 4) najprej opišemo eksperimentalne ter analitične raziskave stikov med stebri in gredami (mozničnih stikov) ter tipičnih stikov med nosilno konstrukcijo in paneli. Na podlagi rezultatov na koncu 2. in 3. poglavja predlagamo robustne inženirske modele stikov, ki jih v poglavju 4 uporabimo pri parametrični študiji vpliva stikov na potresno tveganje armiranobetonskih montažnih stavb. Rezultati vseh treh predhodnih poglavij so nam nato v pomoč pri formulaciji izboljšanih postopkov za načrtovanje stikov. Na koncu glavnega dela disertacije je celotno poglavje namenjeno tudi zasnovi pridrževalcev za varovanje panelov v primeru porušitve obstoječih stikov. V nadaljevanju je nekoliko podrobneje predstavljen prispevek vsakega poglavja.

Na začetku poglavja 2 (Stiki med stebri in gredami) najprej predstavimo vrste stikov, ki se uporabljajo za stikovanje stebrov in gred. Ker so v evropskem prostoru daleč najpogostejši členkasti moznični stiki, se v nadaljevanju poglavja osredinimo le na to vrsto. Najprej predstavimo eksperimentalne raziskave na mozničnih stikih, ki so bile izvedene v okviru že omenjenega evropskega projekta SAFECAST, nato pa

ob določenih predpostavkah analiziramo možne mehanizme porušitve. Mehanizme porušitev nato analiziramo še s pomočjo podrobnega prostorskega numeričnega modela in z njim potrdimo prej uporabljene predpostavke. Na koncu poglavja definiramo hitrejše in robustnejše inženirske modele (makro modele) stikov, ki jih lahko v obliki vzmeti uporabimo pri analizah vpliva stikov na celotnih stavbah.

Podobno kot pri stikih med stebri in gredami postopamo tudi v poglavju 3, v katerem analiziramo stike med nosilno konstrukcijo in paneli. V poglavju predstavimo eksperimente na stikih za pritrjevanje panelov, ki se najpogosteje uporabljajo v evropski praksi. Eksperimenti so bili izvedeni v okviru že omenjenega evropskega projekta SAFECLADDING. Na podlagi analize rezultatov eksperimentov ter podrobnih numeričnih modelov spet določimo robustnejše inženirske modele, ki jih, tako kot modele stikov med stebri in gredami, uporabimo v poglavju 4.

Poglavje 4 je namenjeno parametrični študiji vpliva stikov na potresno tveganje armiranobetonskih montažnih stavb. Znanje o stikih med gredami in stebri ter konstrukcijo in paneli, ki smo ga pridobili v prejšnjih dveh poglavjih, apliciramo na ravni celotnih konstrukcij z uporabo prej pripravljenih makro modelov stikov. Za izbran nabor realnih armiranobetonskih montažnih stavb iz vredotimo stopnjo potresnega tveganja porušitve konstrukcije zaradi porušitve stikov med stebri in gredami ter stopnjo tveganja porušitve stikov za pritrjevanje panelov. Potresno tveganje izračunamo po že uveljavljeni metodologiji »PEER« [48, 49]. Pri tem upoštevamo tako negotovosti pri potresni obtežbi kot tudi modelne negotovosti. Za ovrednotenje kapacitete uporabimo inkrementalno dinamično analizo [50], akceleroگرامe pa izberemo s postopkom, ki so ga predlagali Jayaram in sodelavci [51].

Ključno poglavje disertacije je poglavje 5, v katerem zberemo ugotovitve iz prejšnjih treh poglavij in jih upoštevamo pri formulaciji izpopolnjenih postopkov za načrtovanje obeh obravnavanih vrst stikov. Pri določanju nosilnosti mozničnih stikov predstavimo zaključene izraze za kontrolo lokalne in globalne porušitve. Za oceno nosilnosti v primeru globalne porušitve predlagamo nov pristop, ki v primerjavi s preteklimi študijami eksplicitno upošteva tudi vpliv stremen na nosilnost stika. Nadalje tudi ocenimo, do katere potresne intenzitete obstoječi sistemi za pritrjevanje panelov še zagotavljajo zadostno varnost, ter pojasnimo, kako jih v takih primerih pravilno načrtujemo. Poleg tega nakažemo tudi ideje za njihovo izpopolnitev v prihodnosti. Za varovanje panelov pred padcem iz svoje ravnine zaradi porušitve obstoječih stikov pri ogroženih montažnih stavbah predlagamo uporabo pridrževalcev, ki jim je namenjeno je posvečeno celotno poglavje 6.

Pridrževalci so kakršnikoli sistemi, ki preprečujejo prevelike relativne pomike in izgubo podpore. Lahko so v obliki plošč, palic ali kablov. Potres v Kaliforniji (v San Fernandu) leta 1971 je povzročil porušitev velikega števila viaduktov zaradi prevelikih vzdolžnih pomikov na mestih dilatacij in podpor. Od takrat dalje Caltrans (California Department of Transportation) redno namešča pridrževalce v obliki jeklenih kablov, da bi preprečil tovrstne porušitve. Smotrnost pridrževalcev se je pozneje potrdila med številnimi potresi, npr. leta 1987 (v Whittier Narrowsu), 1989 (v Lomi Prieti) in 1994 (v Northridgeu). V tem poglavju predstavljamo idejo, kako bi na podoben način lahko varovali tudi betonske panele pri armiranobetonskih montažnih stavbah v primeru porušitve obstoječih stikov. Najprej opišemo zasnovo jeklenih pridrževalcev ter pridrževalcev iz sintetičnih vlaken. Pri tem nekaj pozornosti namenimo tudi načinu zaključevanja posameznega tipa vrvi in učinkovitosti različnih tipov zaključkov. Poglavje zaključimo s parametrično študijo, v kateri za različne stavbe in panele različnih velikosti določimo potresne zahteve na pridrževalce.

Disertacijo zaključimo s poglavjem 7, v katerem povzemamo bistvene ugotovitve izvedenih eksperimentalnih in analitičnih raziskav tipičnih stikov pri armiranobetonskih montažnih stavbah. Hkrati opomnimo tudi na omejitve predstavljenih raziskav in podamo nekaj smernic za nadaljnje raziskovanje.

2 STIKI MED STEBRI IN GREDAMI

2.1 Eksperimentalne preiskave

Preizkusi, obravnavani v tem poglavju, so bili izvedeni na Zavodu za gradbeništvo Slovenije v okviru projekta SAFECAST [1]. Preizkušeni so bili trije različni tipi mozničnih stikov med stebri in gredami, in sicer stika, ki se običajno uporabljata za stikovanje strešnih nosilcev in stebrov s centrično ali ekscentrično postavljenim moznikom, ter medetažni moznični stik. Vse preizkušance je izdelalo bivše slovensko gradbeno podjetje Primorje, načrtovani pa so bili na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. Bistven prispevek v nadaljevanju predstavljenih preiskav je bil ovrednotiti strižno nosilnost mozničnih stikov pri velikih relativnih rotacijah med stebrom in gredo (Slika 2.1), kar smo omenjali tudi že v uvodu (razdelek 1.2.1). Do tedaj so se izvajali le čisti strižni preizkusi mozničnih stikov, ki pa ne zajamejo povsem dejanskega obnašanja med potresno obtežbo. Velike relativne rotacije med stebri in gredami so v primeru potresne obtežbe pri realnih armiranobetonskih montažnih konstrukcijah namreč zelo verjetne, in sicer zaradi naslednjih razlogov: (1) Konstrukcijski sistem armiranobetonskih montažnih hal sestavljajo konzolni stebri, katerih vrhovi so med seboj povezani s členkasto pritrjenimi gredami. Tak sistem je sam po sebi podajen konstrukcijski sistem. (2) Da se upraviči tolikšna disipacija potresne energije, kolikoršno smo predpostavili pri načrtovanju, so potrebne velike plastične deformacije. Naj na tem mestu opomnimo, da Evrokod 8 za armiranobetonske montažne stavbe s členkastimi stiki med stebri in gredami dovoljuje faktor redukcije potresnih sil 3,0 za srednji razred duktilnosti in 4,5 za visoki razred duktilnosti.

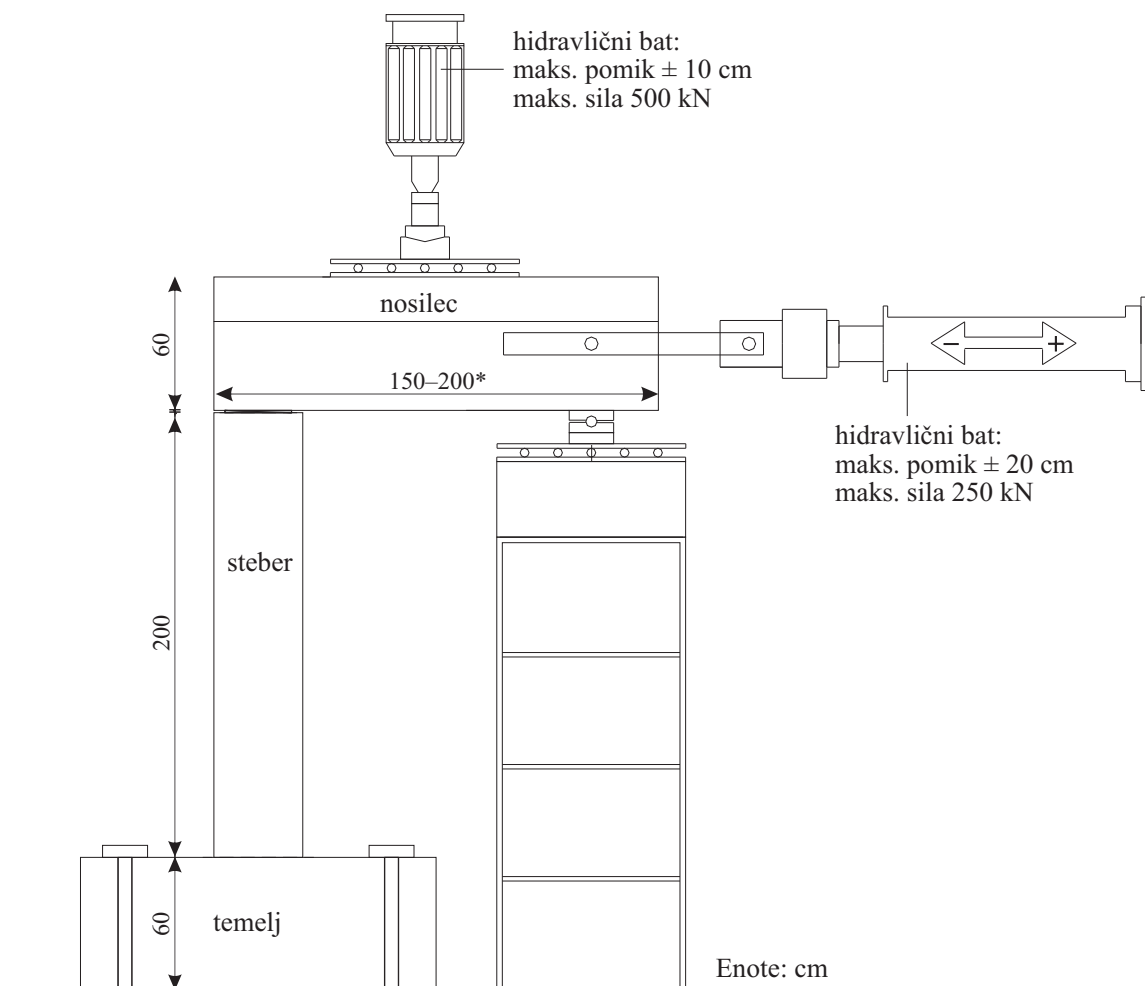


Slika 2.1: Velike relativne rotacije (8 %) med stebri in gredami med psevdodinamičnim preizkusom armiranobetonske montažne hale.

Fig 2.1: Large relative rotations (8 %) between beams and columns observed during pseudodynamic testing of reinforced concrete industrial building.

Konfiguracija preizkusa je prikazana na Sliki 2.2. Steber, visok 2m, je bil prek dovolj močnih temeljev pritrjen na tla laboratorija. Na nasprotni strani je bila greda podprta z drsno členkasto podporo. Na sredini grede je bila s hidravličnim batom aplicirana vertikalna obtežba velikosti 100 kN. Horizontalni pomiki so bili vsiljevani s še enim hidravličnim batom, pritrjenim na reakcijski jekleni okvir.

Vsi stiki so bili preizkušeni ciklično, nekateri pa tudi monotonno. Rezultatov monotonnih preizkusov v tem poglavju sicer ne prikazujemo, so pa nazorno predstavljeni v [52]. Protokol cikličnega obteževanja je bil določen na naslednji način: pri vsaki amplitudi so bili izvedeni trije polni cikli. Preizkus se je začel z relativnim pomikom v stiku, ki je bil enak eni četrtini pomika na meji tečenja. Pomik na meji tečenja je bil določen ali s predhodnim monotonim preizkusom ali na podlagi rezultatov prejšnjih cikličnih preizkusov. Nato se je inkrement povečal na dvakratno ali štirikratno velikost prvega inkrementa (odvisno od preizkušanca) in ostal enak vse do porušitve stika.



* Dolžina nosilca se spreminja glede na tip mozničnega stika.

Slika 2.2: Shematski prikaz testiranja mozničnih stikov med stebri in gredami.

Fig 2.2: Scheme of the beam–column dowel connection testing set-up.

2.1.1 Opis preizkušancev

V tem razdelku so podane bistvene lastnosti preizkušancev (Preglednica 2.1). Vsi preizkušanci so bili izdelani iz samozgoščevalnega betona visoke trdnosti C45/55 in jekla kakovosti S500B. Preizkušanci se med seboj razlikujejo v številu moznikov, premeru moznikov, oddaljenosti moznika od roba prereza stebra ali grede (krovni sloj betona pred moznikom) ter velikosti relativnih rotacij med gredo in stebrom (Preglednica 2.1). Relativne rotacije so bile kontrolirane s spreminjanjem nosilnosti stebra na meji tečenja, to je s spreminjanjem dimenzij prereza stebra in vzdolžne armature. Da bi namreč lahko opazovali obnašanje in degradacijo stika tudi pri velikih rotacijah, je bilo treba doseči plastifikacijo stebra, tik preden je bila izčrpana strižna nosilnost stika. Če bi bila namreč strižna nosilnost stika bistveno večja od nosilnosti stebra na meji tečenja, bi se steber porušil, preden bi nosilnost stika začela upadati zaradi velikih relativnih rotacij. In nasprotno; če bi bila nosilnost stika veliko manjša od nosilnosti stebra, bi se stik porušil že pri majhnih relativnih rotacijah. V ta namen je bilo izvedenih več iteracij preizkusov z različno močnimi stebri, vendar so tukaj opisani le tisti, pri katerih je bila dosežena ravno pravnja nosilnost stebrov.

Preglednica 2.1: Osnovne lastnosti preizkušancev mozničnih stikov.

Table 2.1: Main properties of dowel connection specimens.

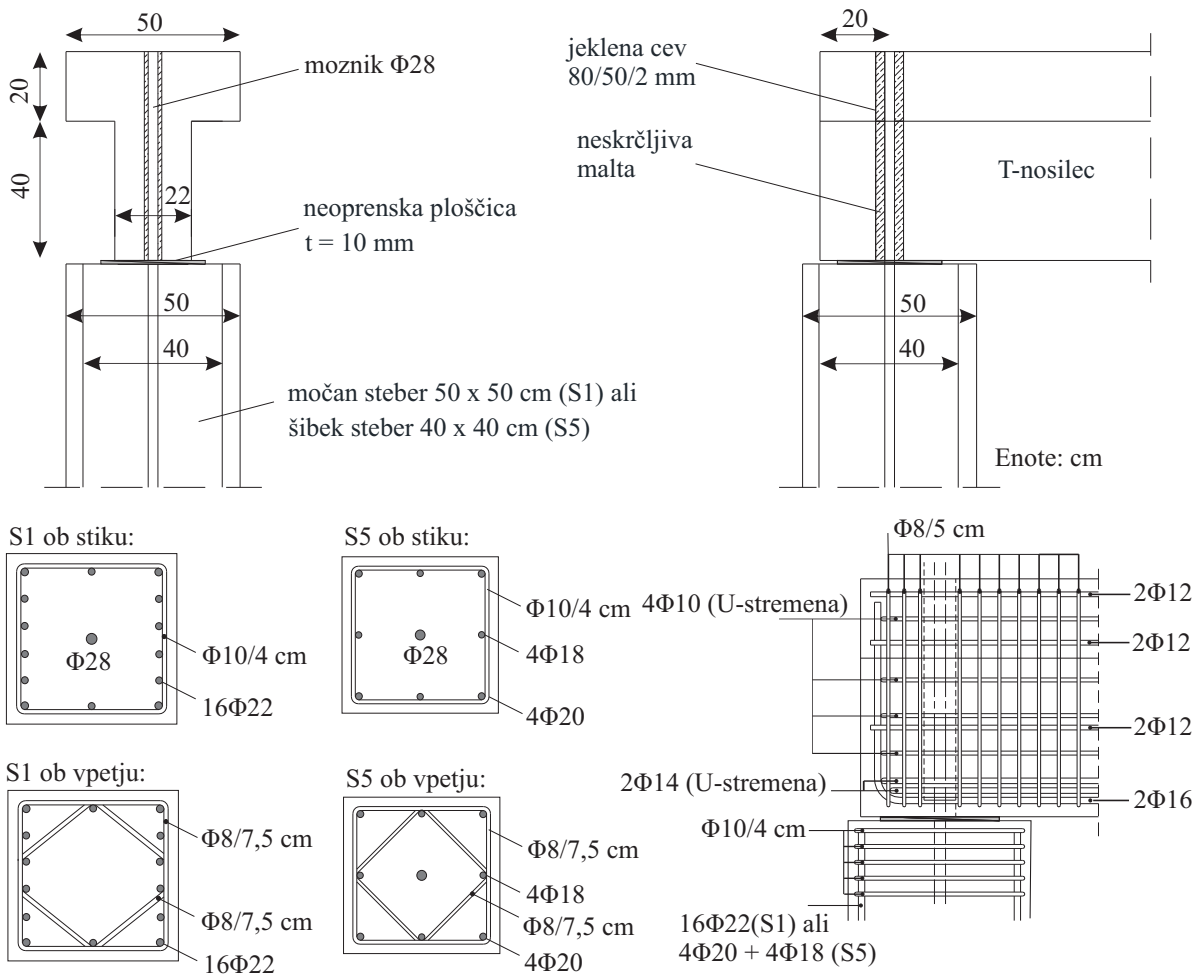
oznaka	tip stika	število moznikov	premer moznika [mm]	razdalja do roba stebra ¹ [cm]	razdalja do roba grede ² [cm]	velikost rel. rotacij ³
S1	vrhnji stik	1	28	25	20,0	0,4 %
S5	vrhnji stik	1	28	25	20,0	4 %
S6	vrhnji stik	1	28	12,5	10,5	0,2 %
S7	medetažni stik	2	25	12,5	10,5	0,3 %
S8	medetažni stik	2	25	12,5	10,5	5 %

¹ Razdalja od sredine prereza moznika do roba prereza stebra v smeri obteževanja.

² Razdalja od sredine prereza moznika do roba grede v smeri obteževanja.

³ Velikost relativnih rotacij med stebrom in gredo je izračunana kot pomik stebra na vrhu/višina stebra.

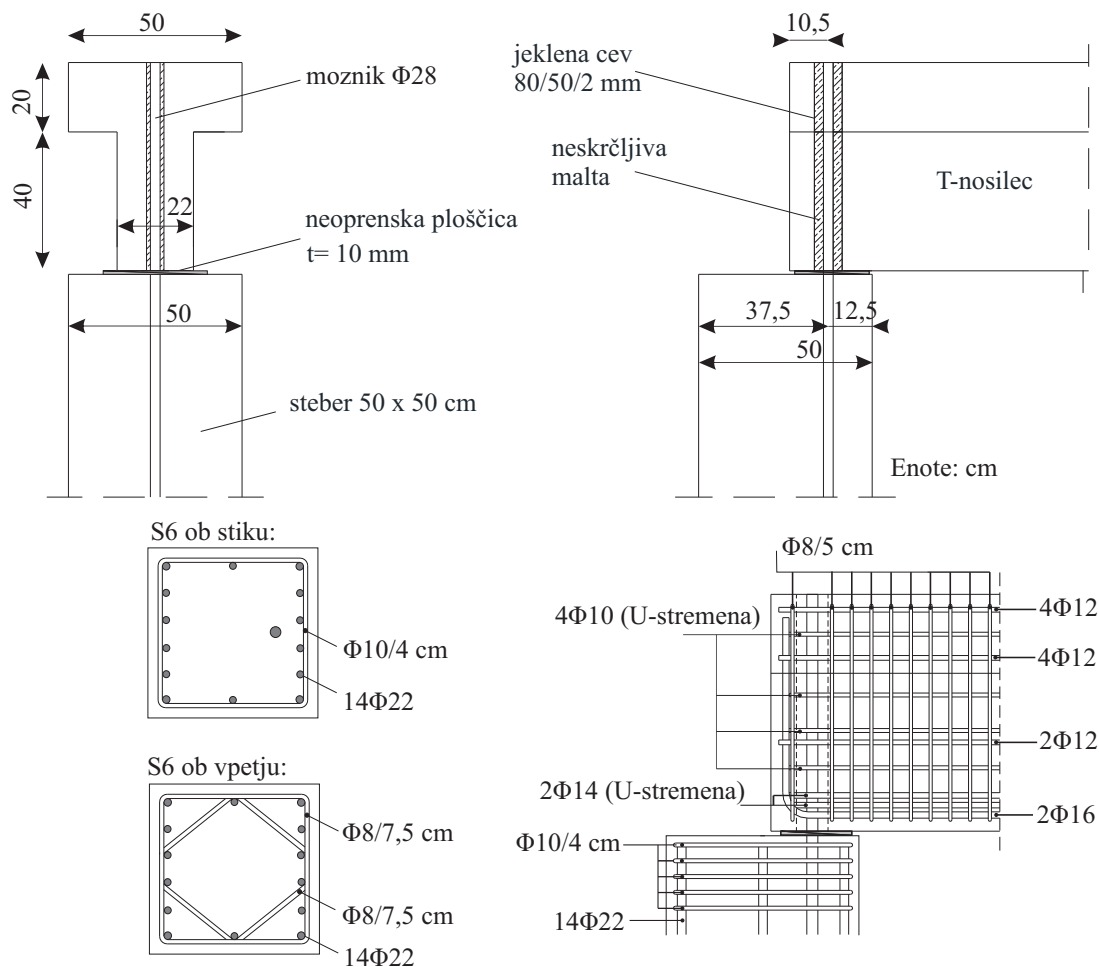
Podrobneje si oglejmo preizkušance zbrane v Preglednici 2.1. Prvi preizkusi so bili opravljeni na stikih z enim centrično postavljenim moznikom premera 28 mm (preizkušanca S1 in S5, Slika 2.3). Moznik, sidran globoko (0,9 m) v steber, je bil vstavljen v jekleno cev pravokotnega profila 80/60/2 mm, vgrajeno v gredo že v fazi izdelave elementa. Prostor med moznikom in cevjo je bil nato zalit z neskrčljivo cementno malto. Razdalja med centrom moznika in robom grede v smeri vzdolžne osi grede je znašala 20 cm. Med steber in gredo je bila vstavljena 1 cm debela neoprenska ploščica, ki naj bi dovoljevala neovirane rotacije v stiku. Preizkušanca S1 in S5 sta se razlikovala le v dimenzijah in vzdolžni armaturi stebrov (Slika 2.3). Pri preizkušancu S1 je bil izbran močan steber (prerez 50 x 50 cm, vzdolžna armatura 16 Φ 22), ki ni dopuščal velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo, pri preizkušancu S5 pa šibek steber (prerez 40 x 40 cm, vzdolžna armatura 4 Φ 20+4 Φ 18). Po vzoru slovenske prakse so bila stremena na vrhu stebrov in v gredi ob stiku zgoščena - Φ 10/4 cm v stebri ter Φ 8/5cm v gredi (Slika 2.3). Dodatno sta bili na dnu grede v horizontalni smeri okrog moznika nameščeni dve U-stremeni Φ 14 na razdalji 4 cm (Slika 2.3) ter višje še štiri U-stremena Φ 10 na razdalji 10 cm.



Slika 2.3: Detajlni pogled preizkušancev S1 in S5.

Fig 2.3: Details of the specimen S1 and S5.

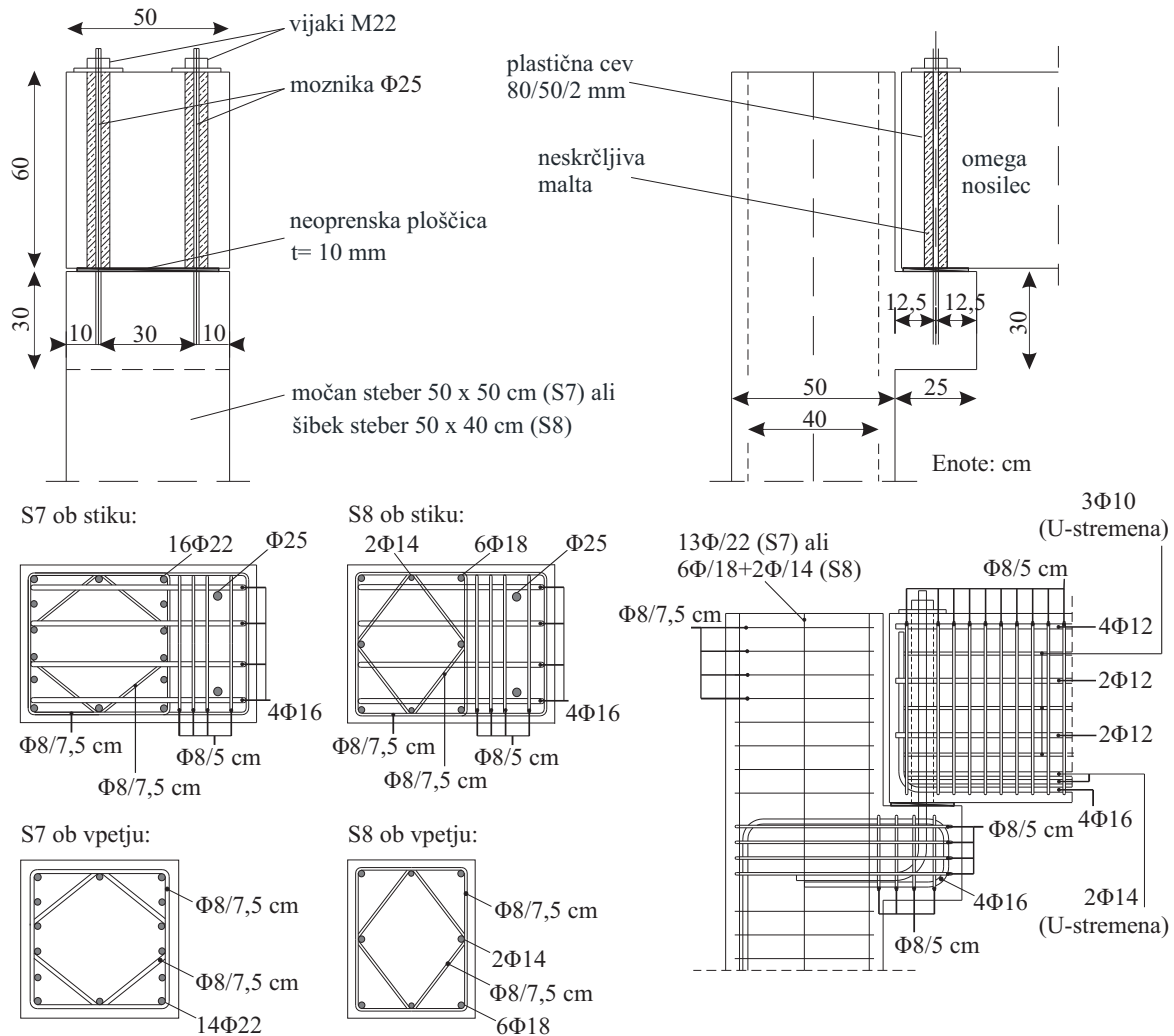
Preizkušanec S6 se je od preizkušanca S1 razlikoval predvsem v poziciji moznika znotraj betonskih elementov. Oddaljenost moznika od roba prereza stebra je bila zmanjšana s 25 na 12,5 cm, od roba grede pa z 20 na 10,5 cm (Preglednica 2.1, Slika 2.4). Ker je krovni sloj betona pred moznikom majhen, obstaja pri takih stikih velika nevarnost globalne porušitve, to je nenadne izgube nosilnosti zaradi natezne porušitve betona na območju od moznika do roba prereza [22, 25] (glej tudi razdelek 1.2.1). Obstoječe formule za izračun strižne nosilnosti moznikov v primeru globalne porušitve [22, 25] kažejo na zelo nizko nosilnost. Ta je tako nizka, da je načrtovanje mozničnih stikov po metodi načrtovanja nosilnosti, kakor zahteva standard [16], skorajda nemogoče (glej tudi razdelek 5). Kljub temu pa se je ob pregledu stanja po zadnjih potresih v Italiji izkazalo, da je bilo obnašanje mozničnih stikov pri armiranobetonskih montažnih stavbah zadovoljivo [13, 14], kar kaže na to, da utegnejo obstoječe formule podceniti dejansko nosilnost. Upravičeno lahko domnevamo, da dodatna nosilnost stikov izhaja iz stremen, ki so nameščena na območju stika. Kot je omenjeno že v uvodu (razdelek 1.2.1, obstoječe formule ne zajamejo vpliva stremen na ustrezen način oziroma ga sploh ne upoštevajo). Pri preizkušancu S6 bomo torej lahko raziskali, v kolikšni meri, če sploh, stremena povečajo nosilnost ekscentričnega mozničnega stika. Taki stiki so v evropski gradbeni praksi sicer vsaj tako pogosti kot centrični stiki. Na notranje stebre namreč običajno nalegata dve gredi, zato je projektant prisiljen v ekscentrično namestitev moznikov.



Slika 2.4: Detajlni pogled preizkušanca S6.

Fig 2.4: Details of the specimen S6.

Zadnji je bil preizkušen še medetažni moznični stik (preizkušance S7-1, S7-2 in S8). V tem primeru je bila greda položena na kratko konzolo na stebru. V primerjavi s prejšnjimi preizkusi sta bila tokrat uporabljena dva moznika namesto enega, namesto jeklene cevi pa je bila v gredo vgrajena plastična cev pravokotnega prereza 80/50/2 mm. Moznika sta bila, enako kot pri preizkušancu S6, od roba grede oddaljena za 10,5 cm ter od roba stebra (kratke konzole) za 12,5 cm. Da bi preprečili izvlek moznikov, sta bila na vrhu grede privijačena z vijaki M22 (Slika 2.5). Enako kot pri prejšnjih preizkusih je bila med kratko konzolo in gredo vstavljena neoprenska ploščica debeline 1 cm. Greda je bila na kratko konzolo položena 2 cm stran od stebra (Slika 2.5)), da ne bi prihajalo do trkov zaradi relativnih rotacij med stebrom in gredo. V gredi so bila nameščena vertikalna stremena $\Phi 8/5$ cm ter dve horizontalni U-stremeni $\Phi 14$ na razdalji 4 cm. V kratki konzoli so bila okrog moznikov nameščena stremena $\Phi 8$ na razdalji 5 cm v horizontalni in vertikalni smeri. Za prevzem nateznih napetosti na zgornji strani konzole so bila dodana še P-stremena $\Phi 16$ sidrana 0,5 m globoko v steber (Slika 2.5). Najprej sta bila preizkušena dva identična stika (preizkušanca S7-1 in S7-2) z močnima stebroma (prez 50 x 50 cm, vzdolžna armatura 14 $\Phi 22$), nato pa je bil preizkušen še popolnoma enak stik s šibkim stebrom (preizkušanec S8; prerez stebra 50 x 40 cm, vzdolžna armatura 6 $\Phi 18$ +2 $\Phi 14$) (Slika 2.5).



Slika 2.5: Detajlni pogled preizkušancev S7 in S8.

Fig 2.5: Details of the specimens S7 and S8.

2.1.2 Analiza rezultatov

V nadaljevanju so predstavljeni rezultati preizkusov, opisanih v prejšnjem poglavju. Opis odziva in fotografije poškodb vsakega od preizkušancev spremljata še diagrama globalnega odziva. Na teh sta prikazana odnosa relativni pomik in horizontalna sila v stiku ter moment ob vpetju in rotacija stebra. Pred podajanjem rezultatov je potrebno še naslednje pojasnilo: horizontalna sila v stiku je kar enaka sili v batu, moment ob vpetju stebra pa je izračunan z naslednjim izrazom:

$$M_{steber} = F_h (H + h_g/2) - F_{v1} L_1/2 + F_{v2} (L_1 + d_g) + W_g (L_1/2 + d_g) \quad (2.1)$$

M_{steber} ...moment ob vpetju stebra

F_h ...horizontalna sila (sila v horizontalnem batu, Slika 2.2)

H ...višina stebra

h_g ...višina prereza grede

F_{v1} ...sila v vertikalnem batu (Slika 2.2)

L_1 ...razdalja med sredino prereza stebra in podporo (na Sliki 2.2 je prikazana podpora grede na desni)

strani)

F_{v2} ...vertikalna sila v podpori (Slika 2.2)

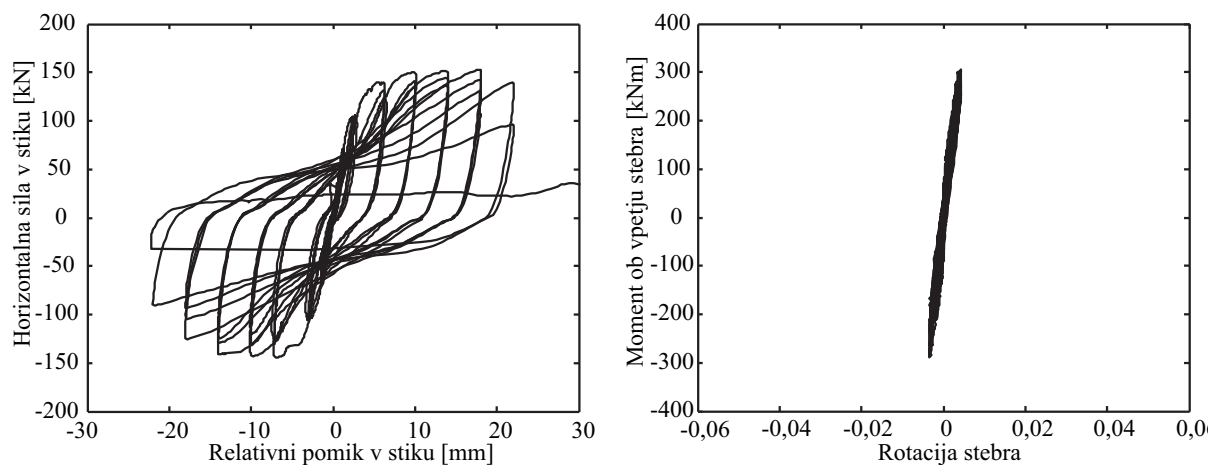
d_g ...pomik grede

W_g ...teža grede

Lokalni rezultati – deformacije v mozniku ali armaturi – so podani le tam, kjer je to nujno za jasen opis odziva preizkušanca. Za čim boljše ilustracijo meritvenih mest vsak diagram spremlja še ustrezna skica. Celoten pregled vseh globalnih in lokalnih rezultatov za vse preizkušance je v Prilogi A.

Lokalna porušitev centričnega stika – preizkušanca S1 in S5

Stabilen odziv preizkušanca S1 je zaznamovalo predvsem neelastično obnašanje stika, medtem ko je steber ostal nepoškodovan (Slika 2.6). Pomiki stebra so bili majhni, torej so bile majhne tudi relativne rotacije med stebrom in gredo (Slika 2.6, desno), kar pomeni, da je šlo za skorajda čisti strižni preizkus stika. Histereza strižnega obnašanja stika (Slika 2.6, levo) kaže na visoko začetno togost ter mejo tečenja približno pri relativnem pomiku 3 mm in horizontalni sili dobrih 100 kN. Nato je sila naraščala do 150 kN pri pomiku 8 mm in naprej ostala konstantna. Porušitev je nastopila šele pri pomiku 20 mm, kar kaže na visoko zmožnost plastičnega deformiranja (ni enako zmožnosti sipanja energije!) mozničnih stikov s centrično postavljenim moznikom. Po poružitvi moznika je stik ohranil nekaj nosilnosti (približno med 20 in 25 kN), kar je posledica razenja porušenega moznika po dobro objetem betonskem jedru stebra in trenja.



Slika 2.6: Globalni odziv preizkušanca S1: diagram relativni pomik v stiku – horizontalna sila (levo) in diagram rotacija stebra – moment ob vpetju stebra (desno).

Fig 2.6: Global response of the specimen S1: relative displacement in the connection – horizontal force diagram (left) and rotation of the column – moment at the bottom of the column diagram (right).

Ogled poškodb po končanem preizkusu je pokazal, da je do porušitve prišlo zaradi upogibne porušitve moznika približno 4 cm globoko v gredi in v stebri. Beton pred moznikom se je zdrobil ob visokih tlačnih napetostih na kontaktu. Tako se je do omenjene globine okrog moznika formiral manjši krater (Slika 2.7,levo), kar je omogočilo večje deformacije samega moznika. Taka opažanja potrjujejo obstoječe teorije o rušnem mehanizmu moznikov, sidranih globoko v betonskem jedru [22, 26] (poglavje

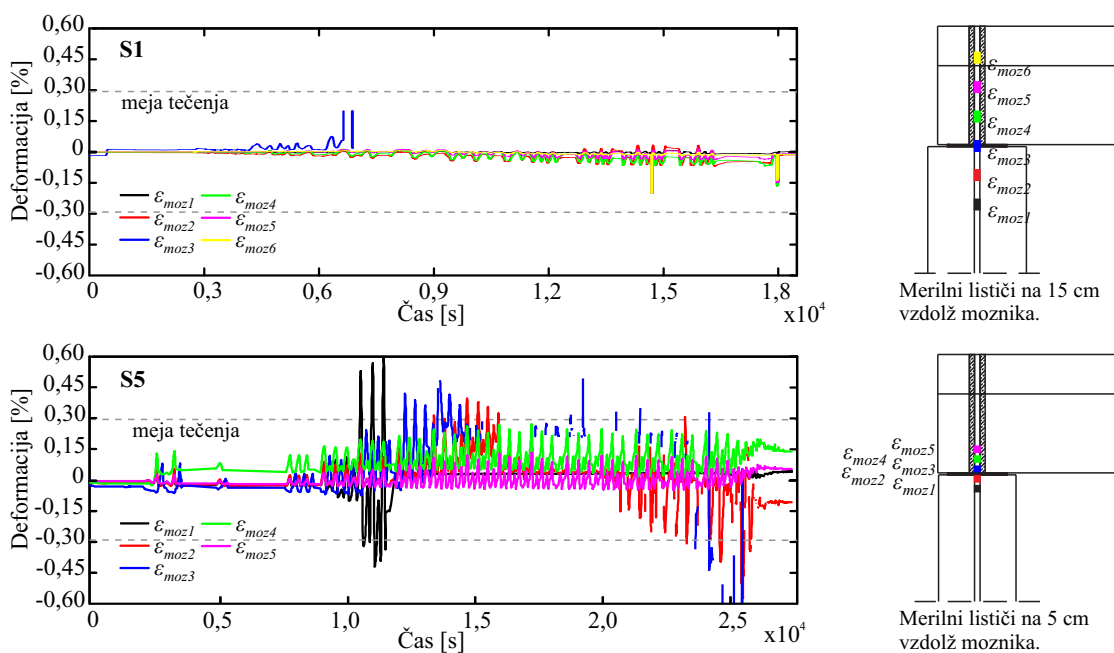
2.2).



Slika 2.7: Preizkušanec S1: krater, nastal v stebri okrog moznika do globine približno 4 cm (levo). Preizkušanec S5: velike relativne rotacije med stebrom in gredo (desno).

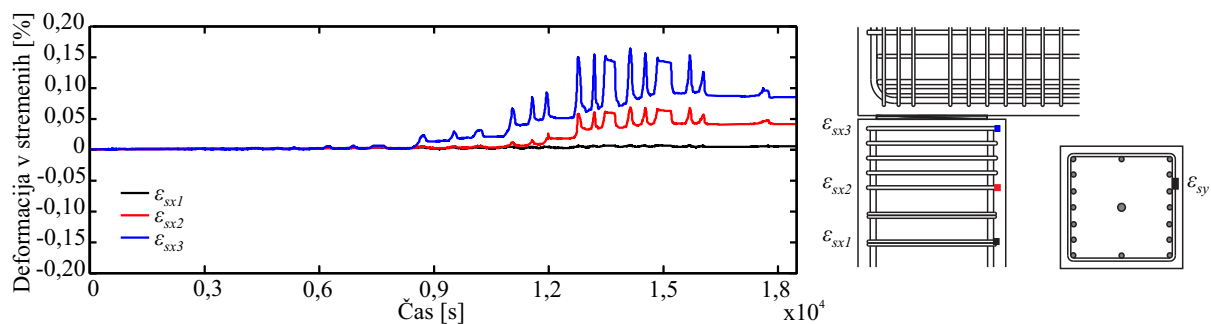
Fig 2.7: Specimen S1: crater formed around the dowel in the column to the depth of 4 cm (left). Specimen S5: large relative rotation between the column and the beam (right).

Večje deformacije v mozniku so bile zaznane pri merilnem lističu, nameščenem prav na mestu stika med gredo in nosilcem (Slika 2.8, zgoraj). Listič je odpovedal že ob relativnem pomiku 2–3mm in sili 100 kN. Drugi merilni lističi (najbližji so bili oddaljeni 15 cm od stika) niso zaznali večjih deformacij oziroma plastifikacije moznika. Manjše, vendar omembe vredne, deformacije so bile zabeležene tudi pri lističih nameščenih na stremenih na vrhu stebra (Slika 2.9, spodaj), in sicer 0,15 % (deformacija na meji tečenja 0,275 % je bila izmerjena z enoosnim nateznim preizkusom). Aktivacija stremen kaže na to, da so se stremena upirala cepitvi betona od moznika proti robovom stebra in grede ter s tem prispevala k integriteti stika.



Slika 2.8: Deformacije v mozniku pri preizkušancih S1 (zgoraj) in S5 (spodaj).

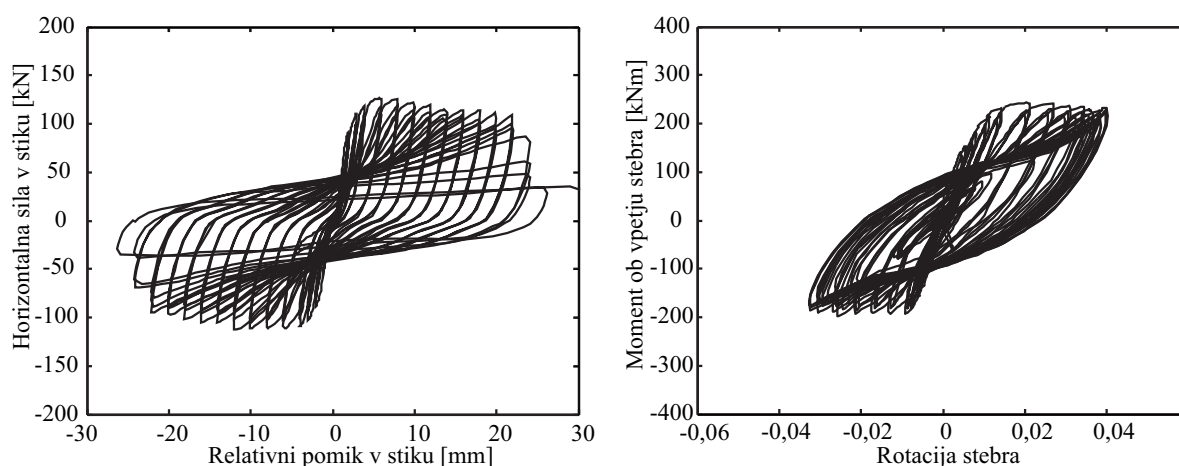
Fig 2.8: Deformations in the dowel for specimens S1 (top) and S5 (bottom).



Slika 2.9: Deformacije v stremenih na vrhu stebra pri preizkušancu S1.

Fig 2.9: Deformations in the stirrups at the top of the column for specimen S1.

Odziv preizkušanca S5 je bil v grobem podoben odzivu preizkušanca S1, bistvena razlika pa je bila v velikosti relativnih rotacij med stebrom in gredo (Slika 2.7, desno). Tokrat ni prišlo do poškodb le na stiku, ampak tudi ob vpetju stebra. Rotacije stebra – ker je greda med preizkusom ostala horizontalna so te kar enake relativnim rotacijam med stebrom in gredo – so tako dosegle več kot 4 % (Slika 2.10, desno), kar pa je očitno vplivalo tudi na strižno obnašanje stika. Do plastifikacije je prišlo pri relativnem pomiku 2–3 mm, enako kot pri preizkušancu S1. Sledilo je utrjevanje, ki pa se je ustavilo pri sili približno 125 kN in pomiku 6 mm. Nato je do pomika 20 mm, ko nastopi porušitev stika, mogoče opaziti postopno upadanje nosilnosti. Degradacija bi lahko bila posledica velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo, zaradi katerih je moznik še dodatno natezno obremenjen (glej tudi razdelek 2.2). Tako domnevo lahko potrdimo, če si ogledamo deformacije v mozniku (Slika 2.8, spodaj). Kljub nekoliko različni gostoti namestitve merilnih lističev na moznikih (pri preizkušancu S1 so bili merilni lističi nameščeni na razdalji 15 cm, pri S5 pa na 5 cm) lahko trdimo, da so te večje kot pri preizkušancu S1.



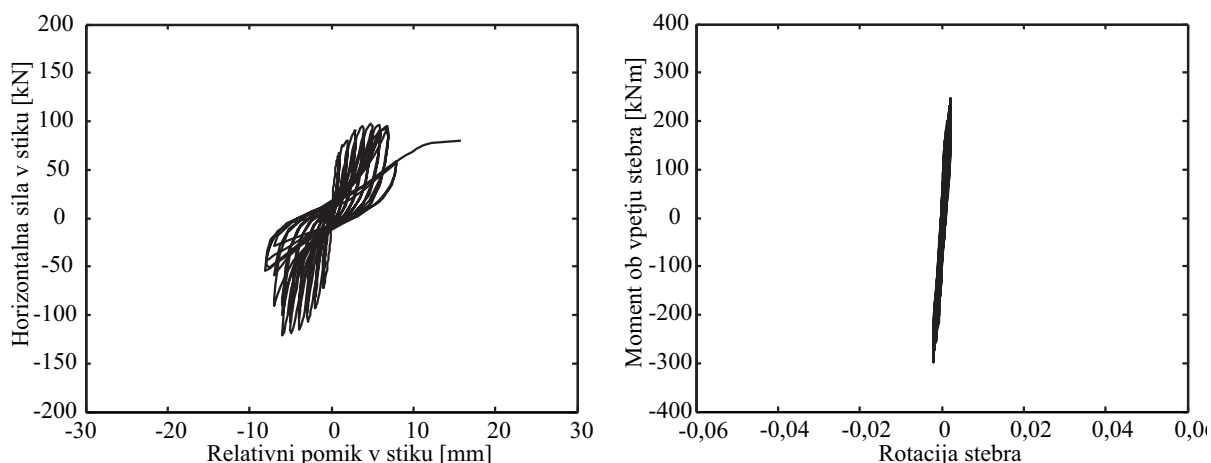
Slika 2.10: Globalni odziv preizkušanca S5: diagram relativni pomik v stiku – horizontalna sila (levo) in diagram rotacija stebra – moment ob vpetju stebra (desno).

Fig 2.10: Global response of the specimen S5: relative displacement in the connection – horizontal force diagram (left) and rotation of the column – moment at the bottom of the column diagram (right).

Globalna porušitev ekscentričnega stika – preizkušavec S6

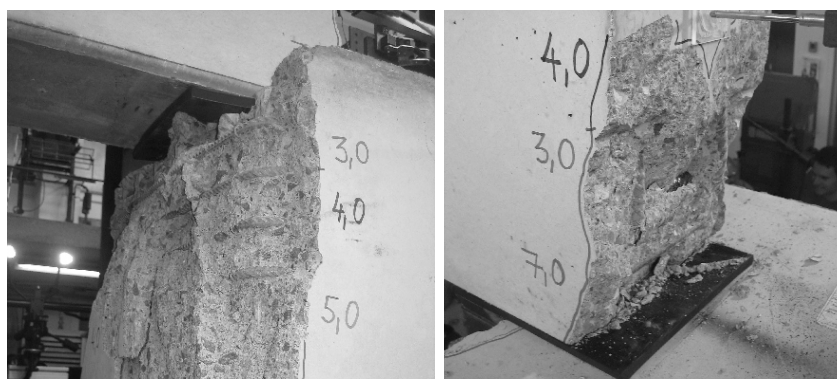
Deformacije stebra in s tem relativne rotacije med stebrom in gredo so bile pri preizkušancu S6 majhne (Slika 2.11, desno), zato je šlo, kot v primeru S1, za čisti strižni preizkus stika. Kot je bilo pričakovano, se je stik zaradi ekscentrično nameščenega moznika odzval izrazito asimetrično (Slika 2.11, levo). V pozitivni smeri, to je v smeri z manjšim betonskim kritjem, je bila dosežena maksimalna nosilnost 100 kN pri relativnem pomiku približno 4 mm. Kmalu zatem je sicer sledil padec sile na 80kN, vendar nosilnost ni padla vse do relativnega pomika 16 mm. Duktilnost stika so očitno zagotavljala gosta stremena, nameščena na vrhu stebra (glej tudi Sliko 2.4), ki so preprečevala izpad razpokanega betonskega dela pred moznikom.

Preizkus se na žalost ni končal s poružitvijo stika, ampak je bil prekinjen zaradi varnostnih razlogov. Greda je namreč začela izgubljati podporo na že močno poškodovanem stebri (Slika 2.12). V nasprotni smeri, proti notranjosti prereza stebra, je bila dosežena nekoliko višja nosilnost (125 kN) pri relativnem pomiku 6 mm. Nosilnost je upadla hitro za tem, ko je upadla nosilnost v šibkejši smeri.



Slika 2.11: Globalni odziv preizkušanca S6: diagram relativni pomik v stiku – horizontalna sila (levo) in diagram rotacija stebra – moment ob vpetju stebra (desno).

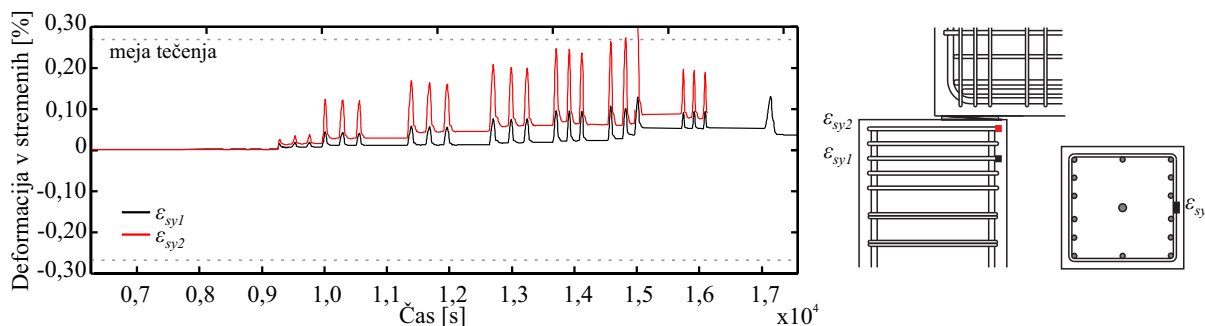
Fig 2.11: Global response of the specimen S6: relative displacement in the connection – horizontal force diagram (left) and rotation of the column – moment at the bottom of the column diagram (right).



Slika 2.12: Preizkušavec S6: močne poškodbe stebra in grede.

Fig 2.12: Specimen S6: damage in the column and in the beam.

Porušni mehanizem pri preizkušancu S6 je bil zaradi ekscentrične postavitve moznika (ta je bil v vzdolžni smeri od roba stebra oddaljen za 12,5 cm) drugačen kot pri preizkušancih S1 in S5. Tokrat je prišlo do cepitve betonskega jedra v stebri in gredi od moznika proti robovom elementov (Slika 2.12), sam moznik pa se ni pretrgal. Pomembno je tudi poudariti, da so se stremena v stebri aktivirala v večji meri kot pri centrično postavljenem mozniku. V stremenu, nameščene 12 cm globoko v stebri je bila izmerjena maksimalna deformacija nekaj več kot 0,1 %, v vrhnjem stremenu (10 cm višje) pa je bila celo dosežena meja tečenja (Slika 2.13).



Slika 2.13: Deformacije v stremenih v stebri pri preizkušancu S6.

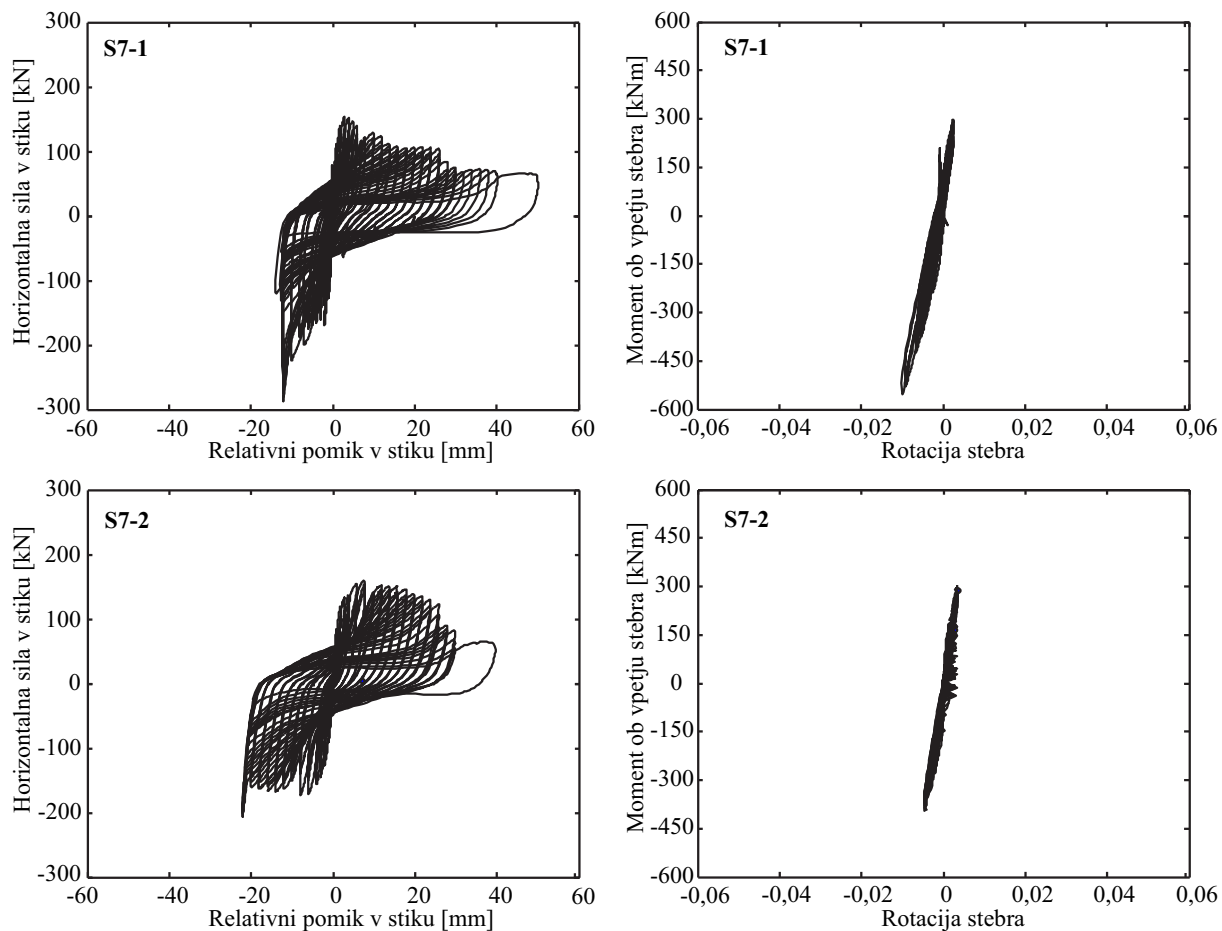
Fig 2.13: Deformations in the stirrups in the column for specimen S6.

Globalna in lokalna porušitev medetažnega stika – preizkušanci S7 in S8

Odziva stikov preizkušancev S7 sta bila zelo podobna (Slika 2.14). V obeh primerih je bila dosežena največja nosilnost približno 160 kN v šibkejši smeri, to je smeri z manjšim krovnim slojem betona (Slika 2.14). Na tem mestu velja dodati, da je bila nosilnost stikov preizkušancev S7, kjer sta bila uporabljena dva moznika premera 25 mm, skoraj enaka kot nosilnost stikov z enim moznikom premera 28 mm (preizkušanec S1). Največja nosilnost je bila dosežena pri pomiku 3 mm (S7-1) oziroma 5 mm (S7-2). Nato je sila upadala do pomika skoraj 50 mm (S7-1) oziroma 40 mm (S7-2), ko je nastopila porušitev obeh moznikov. Upadanje nosilnosti ni bilo povsem zvezno. Večji padec je mogoče opaziti pri pomiku 25 mm pri obeh preizkušancih, kar bi lahko razložili s porušitvijo prvega moznika (Slika 2.14). V nasprotni, močnejši, smeri, je bila dosežena višja nosilnost. Pri relativnih pomikih, večjih od 20 mm je čelo grede zadelo v steber, zato je sila v stiku narasla do 290 kN pri preizkušancu S7-1 oziroma 205 kN pri preizkušancu S7-2 (Slika 2.14). Vpliva velikih rotacij ni bilo, saj so bili pomiki stebrov majhni.

Zaradi majhne oddaljenosti moznika od robov kratke konzole (12,5 cm v vzdolžni in 10 cm v prečni smeri) so se že pri majhnih amplitudah začele tvoriti razpoke v smeri od moznikov proti robovom kratke konzole (Slika 2.15, levo). Podobne poškodbe je bilo mogoče opaziti tudi v gredi. Kljub razpokam pa so očitno stremena zagotovila zadostno objetje betona pred moznikoma in tako preprečila zgodnjo porušitev. Čeprav je bila kratka konzola že močno poškodovana, je na koncu do porušitve stika prišlo zaradi pretrga obeh moznikov nekaj centimetrov globoko v kratki konzoli (Slika 2.15, desno).

Slika 2.16 prikazuje deformacije moznikov na območju blizu stika. Te so pri obeh preizkušancih dosegle skoraj 2 %, kar je visoko nad mejo tečenja (0,275 %). Zanimivo je tudi, da deformacije na levem in desnem mozniku, merjene na isti globini, niso bile enake (Slika 2.16). Plastifikacijo so zabeležili tudi merilni lističi na stremenih v kratki konzoli (Slika 2.17). V zgornjem stremenu, nameščene 7 cm pod zgornjo ploskvijo kratke konzole, je bila izmerjena deformacija 0,5 %, v stremenu 10 cm nižje pa so bile deformacije komaj zaznavne.



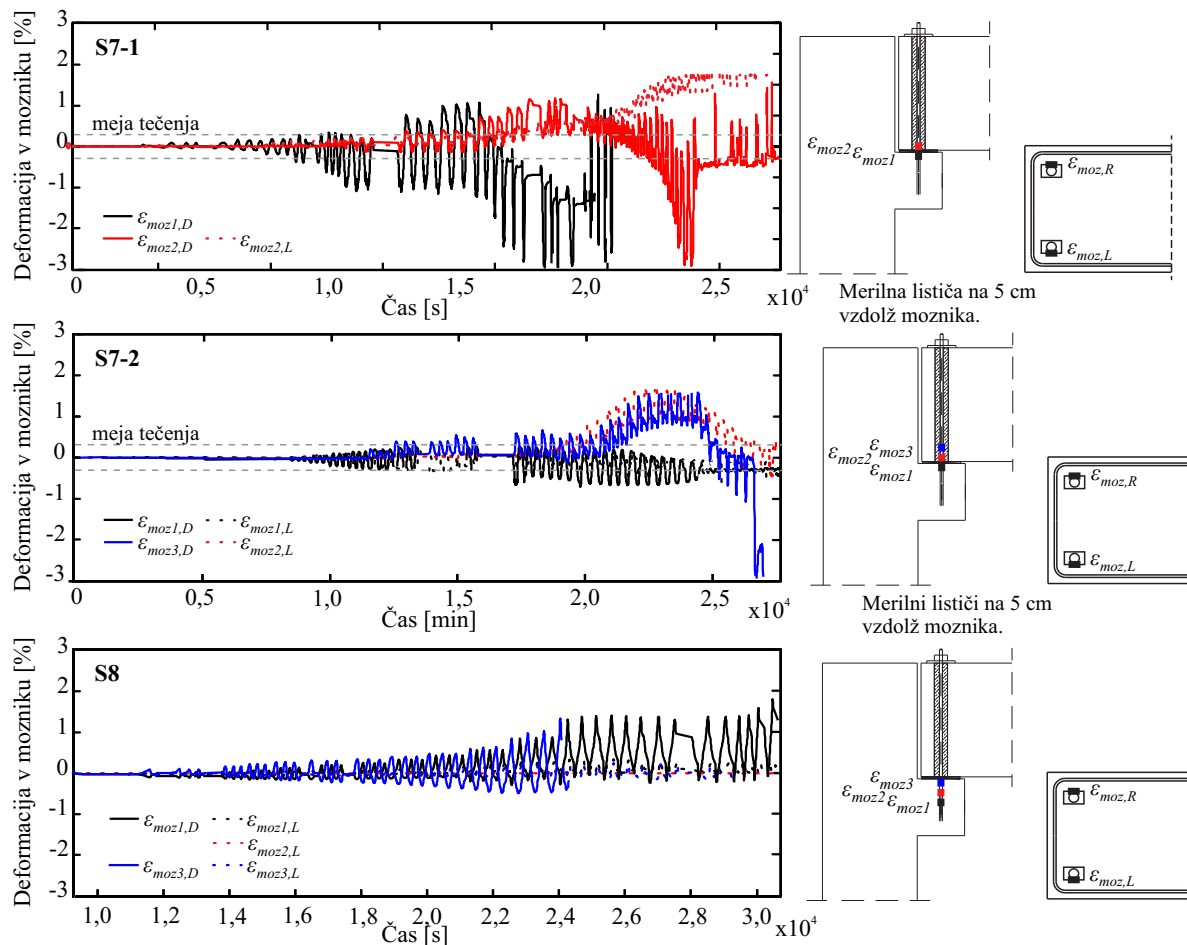
Slika 2.14: Globalni odziv preizkušanev S7: diagram relativni pomik v stiku – horizontalna sila (levo) in diagram rotacija stebra – moment ob vpetju stebra (desno).

Fig 2.14: Global response of the specimens S7: relative displacement in the connection – horizontal force diagram (left) and rotation of the column – moment at the bottom of the column diagram (right).



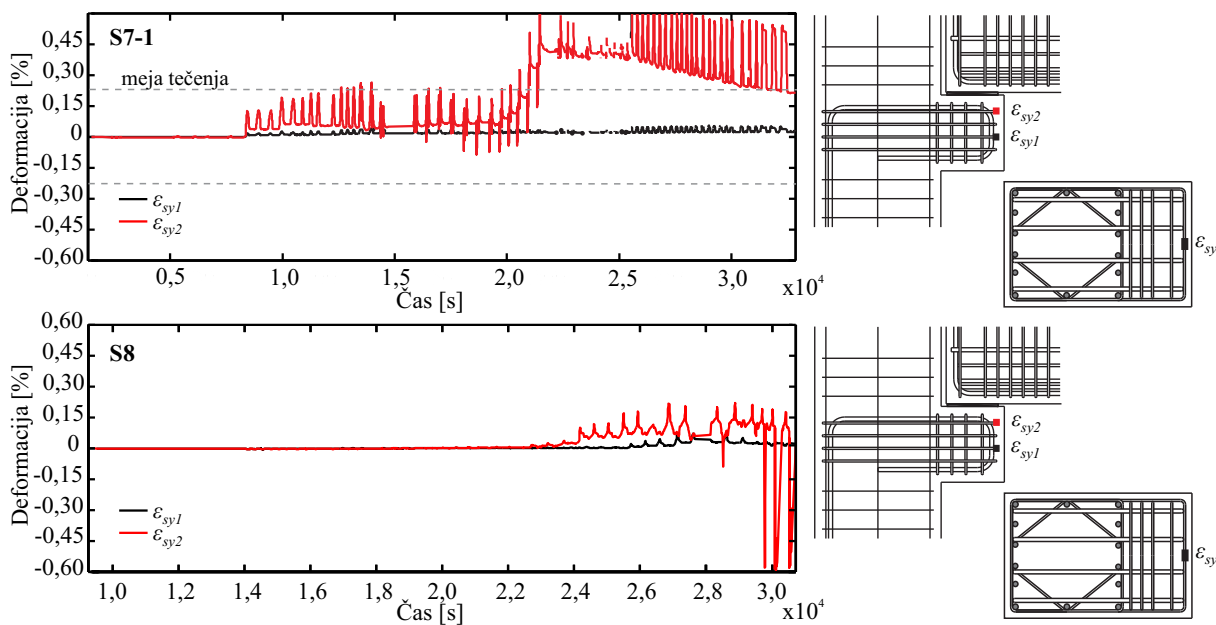
Slika 2.15: Preizkušanca S7: poškodbe v kratki konzoli ter gredi (levo) in porušena moznika (desno).

Fig 2.15: Specimens S7: damage in the corbel (left) and in the beam and failed dowels (right).



Slika 2.16: Deformacije v moznikih pri preizkušancih S7-1, S7-2 in S8.

Fig 2.16: Deformations in the dowel for specimens S7-1, S7-2 and S8.

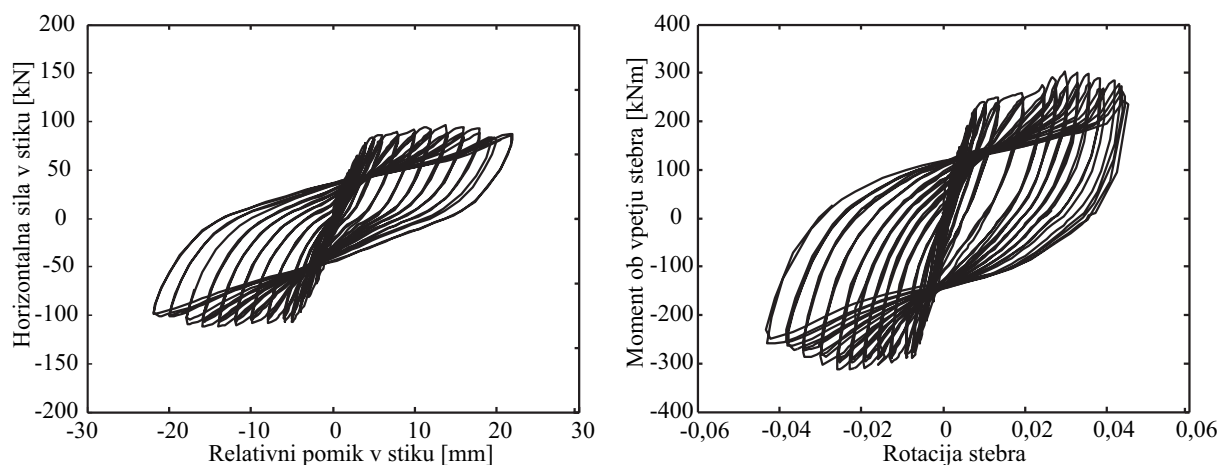


Slika 2.17: Deformacije v stremenih na vrhu stebra pri preizkušancih S7-1 in S8.

Fig 2.17: Deformations in the stirrups at the top of the column for specimens S7-1 and S8.

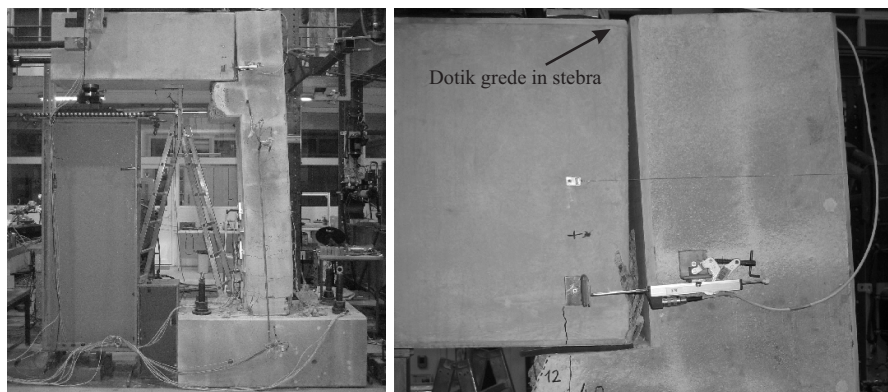
Zaradi večjih relativnih rotacij med stebrom in gredo (Slika 2.18, desno) je bil odziv stikov pri preizkušanju S8 nekoliko drugačen kot pri preizkušanju S7. Večje poškodbe v stiku so se pojavile nekje pri relativnem pomiku 3 mm in sili 85 kN. Nato je sledilo blago utrjevanje do pomika približno 15 mm, ko je bila dosežena najvišja nosilnost, in sicer 95 kN v šibkejši smeri. Pri večjih relativnih rotacijah (približno 2,5 %) se je vrh grede naslonil na steber (Slika 2.19). Tako se je ustvarila ročica sil s tlaki na kontaktu med stebrom in gredo ter nateznima silama v moznikih. Ta sta bila zato obremenjena tako strižno kot tudi natežno. To potrjujejo tudi vzdolžne deformacije v mozniku, ki kažejo na plastifikacijo tudi 10 cm globoko v konzoli (Slika 2.16, spodaj).

Porušitev pri preizkušanju S8 na žalost ni bila dosežena, saj je bil zaradi varnostnih razlogov preizkus prej prekinjen. Poškodbe tako ob vpetju stebra kot tudi na območju stika so bile velike. Močno je bila poškodovana predvsem kratka konzola (opazi tudi plastifikacijo vrhnjega stremena na Sliki 2.17), pa tudi predela grede in stebra, kjer je prišlo do medsebojnega trka.



Slika 2.18: Globalni odziv preizkušanca S8: diagram relativni pomik v stiku – horizontalna sila (levo) in diagram rotacija stebra – moment ob vpetju stebra (desno).

Fig 2.18: Global response of the specimen S8: relative displacement in the connection – horizontal force diagram (left) and rotation of the column – moment at the bottom of the column diagram (right).



Slika 2.19: Preizkušanca S8: velike relativne rotacije med stebrom in gredo.

Fig 2.19: Specimen S8: Large relative rotations between the column and the beam.

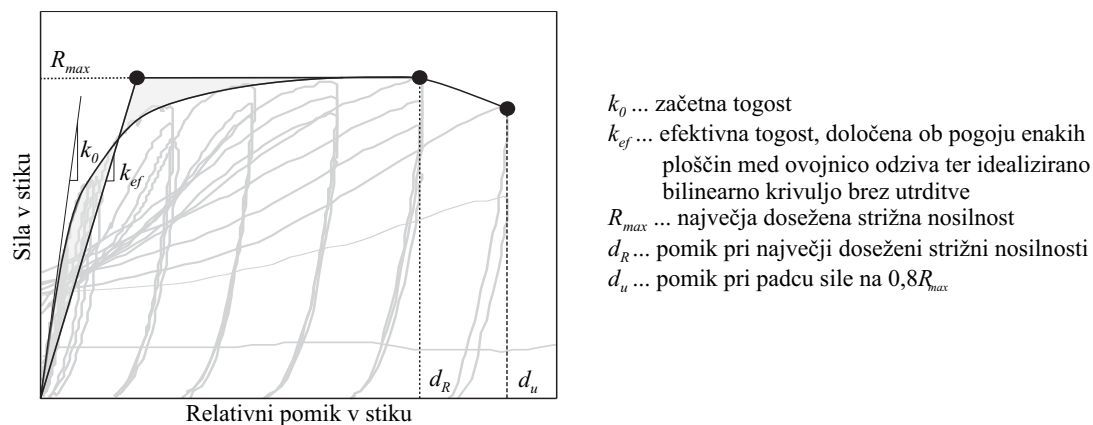
Na koncu razdelka o preizkusih na stikih med stebri in gredami dodajamo še preglednico, v kateri so povzete karakteristične vrednosti odziva (v pozitivni in negativni smeri), definirane na Sliki 2.20, ter tip porušitve (Preglednica 2.2). Kot bomo pokazali tudi v razdelku 2.4, je za ustrezno analizo vpliva možničnih stikov na obnašanje celotne konstrukcije pomembno predvsem to, da dovolj natančno ocenimo njihovo nosilnost. Efektivna togost stikov je v primerjavi s stebri velika, sposobnost disipacije potresne energije pa nizka. Kljub temu pa v Preglednici 2.2 podajamo še naslednje količine: začetno togost k_0 , efektivno togost k_{ef} , pomik pri največji nosilnosti d_R ter pomik pri padcu strižne sile v stiku na 80 % največje dosežene nosilnosti d_u .

Nekaterih karakterističnih vrednosti pri določenih preizkušancih ni bilo mogoče določiti (v Preglednici 2.2 opazi znak ?). Tako so prazna ostala polja, ki opisujejo odziv preizkušanca S7-1 v negativni smeri. Omenili smo že, da je v negativni smeri prišlo do naslanjanja čela grede na steber, kar je povzročilo velik skok v togosti. Tak rezultat je sicer povsem realen, vendar pa ne daje reprezentativne slike o odpornosti samega možničnega stika. Prav tako v Preglednici 2.2 manjka mejni pomik pri preizkušancu S8, saj je bil zaradi varnostnih razlogov preizkus prekinjen, preden je nosilnost stika padla na 80 %.

V zadnjem stolpcu Preglednice 2.2 je za vsak preizkušanec podan tudi tip porušitve. Ta je lahko globalna ali lokalna. O obeh tipih je sicer že bilo nekaj povedanega v razdelku 1.2.1, natančnejša razlaga in analiza pa sledita v naslednjih poglavjih. Na tem mestu le ponovimo, da je za lokalno porušitev značilna upogibna porušitev moznikov, za globalno pa porušitev betona zaradi prekoračitve njegove natezne nosilnosti v smeri od moznika proti robovom betonskega elementa (stebra ali grede).

Na podlagi rezultatov, zbranih v Preglednici 2.2 lahko podamo naslednje pomembne ugotovitve:

- Efektivna togost stikov k_{ef} , določena po principu enakosti energij (Slika 2.20), znaša približno 40 % izmerjene začetne togosti stikov k_0 .
- Efektivna togost stikov k_{ef} je relativno visoka in je velikostnega reda 10000 kN/m. Togost običajnega konzolnega stebra pri armiranobetonskih montažnih halah z upoštevanjem razpokanosti (redukcija vztrajnostnega momenta za 50 %) znaša med 700 in 1500 kN/m.
- Za stike s centrično nameščenim moznikom je značilna lokalna, za stike z ekscentrično nameščenim moznikom pa globalna porušitev ali kombinacija obeh.
- Strižna nosilnost stikov je občutneje nižja od strižne nosilnosti samih moznikov. Strižna nosilnost moznika premera 28 mm znaša 205 kN, dveh moznikov premera 25 mm pa 326 kN (pri tem smo upoštevali izmerjeno vrednost napetosti jekla na meji tečenja $f_{ym}=575$ MPa). Preizkusi so pokazali, da je za tipične stike dejanska nosilnost stika lahko tudi 50 % nižja.
- Deformacijska kapaciteta možničnih stikov je relativno majhna. V primeru lokalne porušitve je bila maksimalna prečna sila v stiku dosežena pri pomiku okrog $d_R = 10$ mm, porušitev stika pa je nastopila pri pomiku okrog $d_u = 20$ mm. V primeru globalnega porušnega mehanizma je deformacijska kapaciteta še nekoliko manjša.
- Duktilnost možničnih stikov, ki se porušijo lokalno, je sicer relativno velika, vendar pa to ne velja tudi za zmožnost disipacije energije. Ta je v primerjavi s stebri majhna, saj so relativni pomiki v stiku nekajkrat manjši kot pomiki konstrukcije.



Slika 2.20: Definicija karakteristik odziva mozničnih stikov.

Fig 2.20: Definition of the response characteristics of dowel connections

Preglednica 2.2: Povzetek rezultatov preizkusov na mozničnih stikov.

Table 2.2: Overview of the experimental results of dowel connections.

oznaka	shema	k_0 [kN/mm]	k_{ef} [kN/mm]	R_{max} [kN]	d_R [mm]	d_u [mm]	tip porušitve
S1		81	+30/-36	+150/-144	+14/-7	+22/-18	lokalno
S5		76	+25/-28	+126/-112	+6/-12	+22/-22	lokalno
S6		71	+30/-34	+91/-120	+5/-6	+7/-7	globalno
S7-1		150	+53/?	+160/?	+4/?	+12/?	glob. in lok.
S7-2		130	+54/-58	+163/-175	+8/-8	+26/?	glob. in lok.
S8		58	+19/-22	+96/-112	+14/-14	/	glob. in lok.

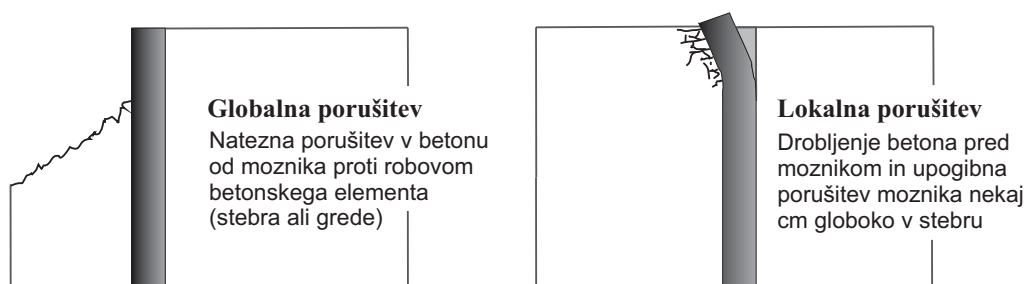
2.2 Osnovni mehanizmi delovanja

V tem razdelku bomo na podlagi empiričnih spoznanj iz prejšnega razdelka razčlenili mehanizme prenosa obtežbe v mozničnih stikih. V splošnem je razdelek razdeljen na analizo lokalnega rušnega mehanizma, za katerega je značilna porušitev moznička samega, in globalnega rušnega mehanizma, za katerega je značilno razpokanje betona zaradi prekoračitve njegove natezne nosilnosti od moznička proti robovom stikajočih se elementov (Slika 2.21). Oba mehanizma smo podrobneje že opisali v razdelku 1.2.1, na tem mestu pa še enkrat povzemimo njune bistvene lastnosti.

Lokalni rušni mehanizem je najpogostejši pri stikih, pri katerih je razdalja od sredine prereza moznička do roba betonskega elementa velika. Vintzeleou in Tassios [22] sta to razdaljo ocenila na podlagi velikega števila preizkusov na moznikih, sidranih v betonskih kockah, in naj bi znašala približno šest premerov moznička ali več. V nasprotnem primeru, če je razdalja od moznička do roba betonskega elementa majhna, je verjetnejša globalna porušitev.

Lokalna porušitev je bila v preteklosti že precej raziskana [3, 22, 26, 27], kar pa ne velja za globalno porušitev, ki je bila predmet le redkih eksperimentalnih [25] in analitičnih [22] raziskav, tudi te pa so bile izvedene le na zelo preprostih preizkušancih in modelih. Za primer – Vintzeleou in Tassios [22] sta zanemarila vpliv stremen tako na nosilnost kot tudi na tip porušitve mozničnih stikov, medtem ko je bil v [25] vpliv stremen sicer upoštevan, vendar le implicitno. Zaradi tega rezultati omenjenih študij v večini praktičnih primerov ne morejo biti neposredno aplicirani na dejanske moznične stike, ki se pojavljajo pri realnih armiranobetonskih montažnih konstrukcijah, saj stremena v betonskih elementih na območju okrog stika znatno vplivajo na nosilnost stika, lahko pa celo spremenijo tip porušitve iz krhke v duktilno.

Procedure za oceno nosilnosti mozničnih stikov, ki so jih avtorji predlagali v omenjenih preteklih študijah, so zaradi prej naštetih razlogov v večini primerov precej konzervativne. To včasih vodi celo k neizvedljivim rešitvam pri načrtovanju. Naj na tem mestu spomnimo, da je pri dimenzioniranju mozničnih stikov pri armiranobetonskih montažnih stavbah treba upoštevati princip načrtovanja nosilnosti, zaradi česar so lahko zahteve po strižni nosilnosti stikov precej stroge. Zato so že v tem razdelku na osnovi študije eksperimentalnih rezultatov iz prejšnega razdelka postavljeni temelji novih postopkov, ki jih predlagamo za načrtovanje mozničnih stikov. Postopki so podrobno predstavljani in obrazloženi v poglavju 5.



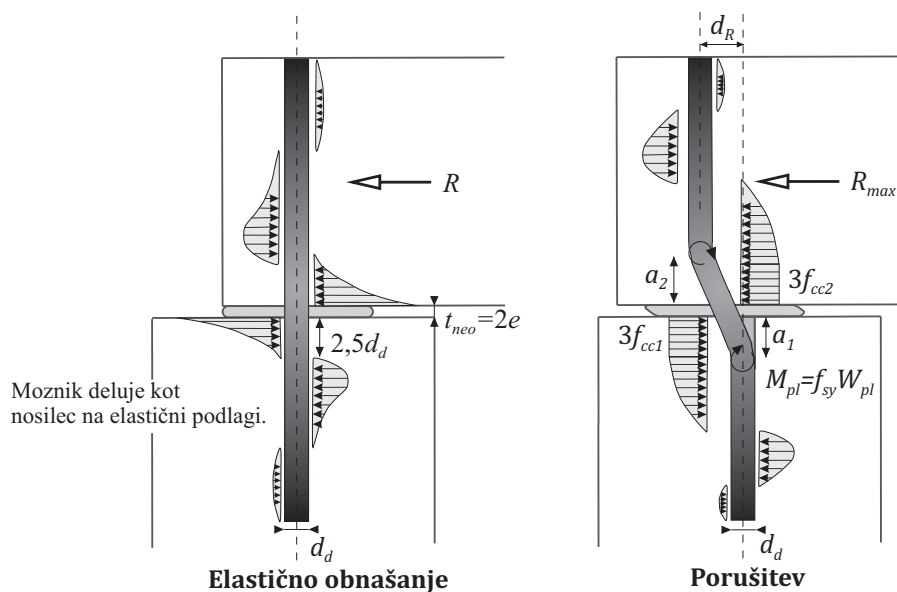
Slika 2.21: Lokalna (levo) in globalna (desno) porušitev mozničnih stikov.

Fig 2.21: Local (left) and global (right) failure of dowel connections.

2.2.1 Lokalni porušni mehanizem

Kot je že bilo omenjeno, je lokalni porušni mehanizem zelo verjeten pri mozničnih stikih, pri katerih je mozniček postavljen globoko v betonskem jedru. Med preizkusi, predstavljenimi v razdelku 2.1 smo čisto lokalno porušitev opazili pri preizkušancih S1 in S5 s centrično postavljenim mozničkom (Slika 2.7). Naj spomnimo, da se je pri obeh preizkušancih zaradi drobljenja betona okrog moznička tvoril manjši krater, kar je omogočilo večje deformacije moznička. Porušitev je nastala v mozničku približno 4 cm globoko v stebri in gredi.

V nadaljevanju tega razdelka bomo najprej opisali začetni elastični odziv (Slika 2.22 levo) ter nato še stanje ob nastopu lokalne porušitve (Slika 2.22, desno). Na podlagi študije lokalnega mehanizma v obeh fazah odziva bomo formulirali izraze za oceno karakterističnih točk odziva sila–pomik (glej tudi Sliko 2.20), ki jih bomo nato uporabili v razdelku 2.4 pri definiciji inženirskega modela mozničnega stika. Pri tem nam bodo v pomoč rezultati podrobnih numeričnih analiz (razdelek 2.3) ter rezultati eksperimentov (razdelek 2.1) in tudi ugotovitve preteklih študij.



Slika 2.22: Lokalni porušni mehanizem mozničnih stikov.

Fig 2.22: Local failure of dowel connections.

Začetna togost in pomik na meji elastičnosti

Na Sliki 2.22 smo ilustrirali prenos strižne sile v stiku za primer lokalnega rušnega mehanizma. Na začetku, pri relativno majhnih strižnih silah, ko še ni poškodb niti v mozničku niti v betonu, lahko mozniček obravnavamo kot nosilec na elastični podlagi, diagram tlačnih napetosti vzdolž kontakta med mozničkom in okoljnim betonom pa je tak, kakršen je prikazan levo na Sliki 2.22.

Vintzeleou in Tassios [22] sta na podlagi teorije nosilca na elastični podlagi izpeljala izraz za začetno togost strižno obremenjenega moznička, sidranega v betonskem elementu. Enačbo smo nekoliko spremenili in prilagodili izračunu začetne togosti celotnega mozničnega stika:

$$k_0 = \frac{n_d E_{c1} E_{c2}}{4\beta (e\beta + 1) (E_{c1} + E_{c2})}, \quad (2.2)$$

kjer je n_d število moznikov, $\beta = 5/(8d_d)$, e polovica debeline neoprenske ploščice, E_{c1} elastični modul betona in E_{c2} elastični modul malte.

Vintzeleou in Tassios [22] sta na podlagi eksperimentov ugotovila, da je odziv elastičen vse do sile, ki je enaka polovici nosilnosti stika R_{max} . Pomik na meji elastičnosti torej lahko izračunamo kot:

$$d_{el} = \frac{R_{max}}{2k_0} = \frac{2R_{max} \beta (e\beta + 1) (E_{c1} + E_{c2})}{n_d E_{c1} E_{c2}}. \quad (2.3)$$

Nosilnost možničnega stika R_{max} bomo določili v nadaljevanju.

Nosilnost in mejni pomik

Bolj kot obnašanje stika v elastičnem območju pa nas seveda zanimajo mejne vrednosti, to je nosilnost stika in mejni pomik. Nosilnost lahko določimo s pomočjo Slike 2.22 (desno), ki prikazuje stanje v stiku tik pred poružitijo. Ker se plastični členki tvorijo na mestih največjih upogibnih momentov v mozniku, lahko trdimo, da je na teh mestih prečna sila enaka 0. Ravnotežje sil na del moznika med členkoma lahko zato opišemo z naslednjima dvema enačbama:

$$3f_{cc1} a_1 = 3f_{cc2} a_2 \quad (2.4)$$

$$2M_{pl} + 3f_{cc1} d_d/2 a_1^2 = 3f_{cc2} d_d a_2 (a_1 + 2e + a_2/2), \quad (2.5)$$

kjer sta f_{cc1} in f_{cc2} enoosni tlačni trdnosti betona oziroma cementne malte v stebru in gredi ter M_{pl} plastična upogibna nosilnost moznika ($M_{pl} = f_{sy} d_d^3/6$, kjer je f_{sy} trdnost jekla na meji tečenja). V enačbah 2.4 in 2.5 smo upoštevali, da tlačne napetosti pred moznikom v betonu oziroma cementni malti zaradi triosnega napetostnega stanja dosežejo trikratno enoosno tlačno trdnost f_{cc1} ali f_{cc2} . Vintzeleou in Tassios sta v svoji študiji predlagala večji faktor povečanja, in sicer naj bi bil ta enak 5. Primerjava z eksperimenti, predstavljena v razdelku 2.4 ter podrobne numerične analize, prikazane v razdelku 2.3, so pokazali, da je 5 nekoliko previsoka vrednost. Faktor povečanja 3 lahko dokažemo tudi s pomočjo izraza, ki ga za izračun povečanja tlačne trdnosti betona zaradi večosnega napetostnega stanja predlaga Leonhardt [53]:

$$f_{cc}^* = f_{cc} \sqrt{A_2/A_1}, \quad (2.6)$$

kjer sta f_{cc}^* in f_{cc} tlačna trdnost pri troosnem napetostnem stanju in enoosna tlačna trdnost betona, A_1 in A_2 pa ploščini, ilustrirani na Sliki 2.23.

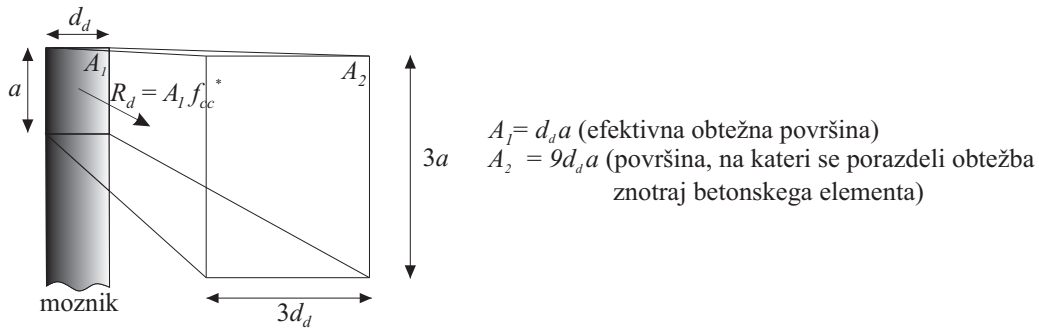
Imamo torej rešljiv sistem dveh enačb (2.4 in 2.5) z dvema neznankama (a_1 in a_2). Iz enačbe (2.4) izrazimo a_2 in vstavimo v enačbo 2.5. Tako izračunamo a_1 , z enačbo 2.4 pa nato še a_2 :

$$a_1 = \frac{\sqrt{f_{cc1} f_{cc2} (9e^2 f_{cc1} f_{cc2} + 2(f_{cc1} + f_{cc2}) d_d^2 f_{sy})} - 3e f_{cc1} f_{cc2}}{3f_{cc1} (f_{cc1} + f_{cc2})} \quad (2.7)$$

$$a_2 = \frac{\sqrt{f_{cc1} f_{cc2} (9e^2 f_{cc1} f_{cc2} + 2(f_{cc1} + f_{cc2}) d_d^2 f_{sy})} - 3e f_{cc1} f_{cc2}}{3f_{cc2} (f_{cc1} + f_{cc2})}. \quad (2.8)$$

Nosilnost stika R_{max} določimo tako, da integriramo tlačne napetosti v betonu po efektivni obtežni površini pred moznikom (površina A_1 na Sliki 2.23):

$$R_{max} = 3f_{cc1} a_1 d_d = 3f_{cc2} a_2 d_d. \quad (2.9)$$



Slika 2.23: Shematski prikaz plosčin A_1 in A_2 za izračun povečane tlačne trdnosti betona ob troosnem napetostnem stanju.

Fig 2.23: Schematic presentation of the areas A_1 and A_2 for the calculation of the increase compressive strength of concrete due to triaxial stress state.

Relativni pomik v stiku pri največji sili d_R izračunamo kot vsoto elastičnega in plastičnega pomika:

$$d_R = d_{el} + d_{pl}, \quad (2.10)$$

Elastični pomik smo že definirali v enačbi 2.3, plastični pomik pa določimo tako, da pomnožimo plastično rotacijo v plastičnih členkih s projekcijo razdalje med členkoma na vertikalno os:

$$d_{pl} = \theta_{pl} (a_1 + a_2 + 2e) = \phi_{pl} l_{pl} (a_1 + a_2 + 2e) = 2(\epsilon_{su} - \epsilon_{sy}) (a_1 + a_2 + 2e), \quad (2.11)$$

kjer je ϵ_{su} mejna deformacija jekla. V enačbi smo predpostavili dolžino plastičnega členka $l_{pl} = d_d$, kakor na podlagi eksperimentalnih opažanj predlagata Vintzeleou in Tassios [22]. Mejni pomik je torej enak:

$$d_R = d_{el} + d_{pl} = \frac{2R_{max} \beta (e\beta + 1) (E_{c1} + E_{c2})}{n_d E_{c1} E_{c2}} + 2(\epsilon_{su} - \epsilon_{sy}) (a_1 + a_2 + 2e). \quad (2.12)$$

Za preprost primer, ko je kakovost betona v stebru in gredi enaka ($f_{cc1} = f_{cc2} = f_{cc}$ in $E_{c1} = E_{c2} = E_c$) in ko lahko zanemarimo debelino neoprenske ploščice ($2e \approx 0$), lahko enačbo 2.9 za oceno strižne nosilnosti mozničnega stika preoblikujemo v preprost izraz v zaključeni obliki:

$$R_{max} = d_d^2 \sqrt{f_{cc} f_{sy}}. \quad (2.13)$$

Prav tako se poenostavita enačbi za oceno elastičnega pomika d_{el} ter mejnega pomika d_R :

$$d_{el} = \frac{4R_{max} \beta (e\beta + 1)}{n_d E_c} \quad (2.14)$$

$$d_R = d_{el} + d_{pl} = \frac{4R_{max} \beta (e\beta + 1)}{n_d E_c} + 2a(\epsilon_{su} - \epsilon_{sy}). \quad (2.15)$$

Moznični stiki kljub majhni momentni togosti niso popolni členkasti stiki. Pri velikih relativnih rotacijah med stebrom in gredo se zato v stiku pojavijo nezanemarljive dodatne natezne napetosti v mozniku, ki reducirajo strižno nosilnost stika. Da bi znali oceniti, kolikšna je velikost teh napetosti, moramo najprej oceniti upogibno togost stika k_{rot} ter nato na podlagi pričakovanih relativnih rotacij rot še moment v stiku M :

$$k_{rot} = \frac{h_{neo}^3 b_{neo} E_{neo}^*}{24 t_{neo}} \quad (2.16)$$

$$M_{stik} = rot k_{rot} \quad (2.17)$$

V enačbi 2.16 sta h_{neo} in b_{neo} dimenziji neoprenske ploščice v smeri strižne obremenitve in v prečni smeri, t_{neo} je debelina ploščice, E_{neo}^* pa efektivni elastični modul ploščice v tlaku. Ta je zaradi večsnegega napetostnega stanja običajno nekajkrat večji od elastičnega modula samega neoprena. E_{neo}^* lahko ocenimo z naslednjo enačbo [54]:

$$E_{neo}^* = 3f_K G_{neo} (1 + 2k S^2), \quad (2.18)$$

Pri tem je $f_K = 1/3$ faktor, ki upošteva zdrs na kontaktu med neoprenom in betonom, $G_{neo} = 1MPa$ strižni modul neoprena, k konstanta, odvisna od trdote elastomerja (0,55-0,75) [54], ter S oblikovni faktor ploščice, ki se izračuna kot:

$$S = \frac{x_t b_{neo}}{2t_{neo} (x_t + b_{neo})}; x_t = h_{neo}/4 \quad (2.19)$$

Dodatno natezno silo v mozniku zaradi momenta v stiku N_M izračunamo iz razmerja med momentom v stiku M_{stik} in ročico med rezultanto tlačnih napetosti v neoprenski ploščici ter natezno silo v mozniku r_M :

$$N_M = M_{stik}/r_M. \quad (2.20)$$

Ob predpostavki, da so natezne osne deformacije v mozniku nekajkrat manjše od tlačnih deformacij na robu neoprenske ploščice, lahko ročico r_m določimo razmeroma preprosto:

$$r_M = \frac{h_{neo}}{3}. \quad (2.21)$$

Redukcijo plastične upogibne nosilnosti zaradi interakcije momenta in osne sile v mozniku M_{pl} upoštevamo tako, da s faktorjem α reduciramo napetost jekla na meji tečenja:

$$f_{sy,red} = (1 - \alpha^2) f_{sy} = \left(1 - \left(\frac{N_M}{A_m f_{sy}}\right)^2\right) f_{sy}, \quad (2.22)$$

kjer je A_m površina prereza moznika.

Natezne sile v mozniku se uravnovesijo z dodatnimi tlačnimi silami na neoprensko ploščico, kar poveča silo trenja med ploščico in betonskima površinama stebra in grede:

$$R_{tr} = k_{tr} N_{neo} = k_{tr} (N_g + N_M), \quad (2.23)$$

kjer je N_{neo} rezultirajoča tlačna sila na neoprensko ploščico, N_g tlačna sila na steber zaradi gravitacijske obtežbe ter k_{tr} koeficient trenja med ploščico in betonskima površinama. Nosilnost stika ob upoštevanju mozničnega mehanizma (enačba 2.2) in trenjske sile je torej enaka:

$$R_{max} = 3f_{cc} a d_d + \min \left[k_{tr} (N_g + N_M), d_R \frac{G_{neo} A_{neo,t}}{t_{neo}} \right] \quad (2.24)$$

S pogojem minimalne vrednosti v drugem delu enačbe smo zagotovili, da trenjska sila ne more biti večja od strižne sile v ploščici. Pri tem $A_{neo,t}$ pomeni tlorisno površino tlačnega dela neoprenske ploščice, ki jo izračunamo kot:

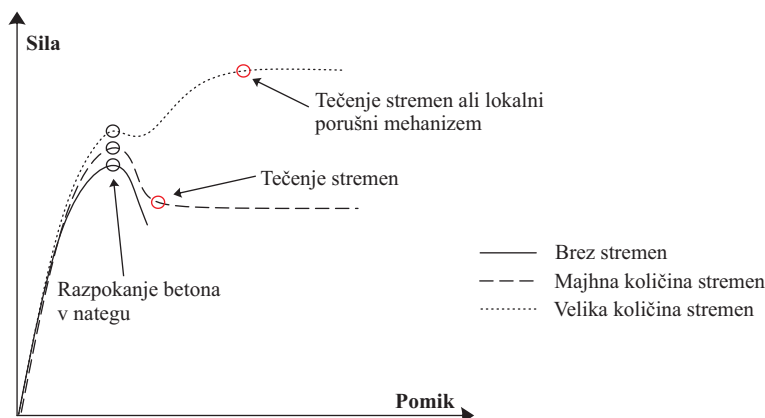
$$A_{neo,t} = x_t \cdot b_{neo}, \quad (2.25)$$

kjer je x_t enak vrednosti, definirani že v enačbi 2.19. Če ne upoštevamo gravitacijske komponente navpične sile (N_g), je površina $A_{neo,t}$ torej enaka $A_{neo}/4$.

2.2.2 Globalni porušni mehanizem

Tekom že omenjenega projekta SAFECAST [1] (glej tudi poglavje 1.2.3) je bilo ugotovljeno, da enačba 1.10, ki jo za izračun strižne nosilnosti sider v betonskih elementih predlagata Fuchs in Eligehausen, močno podceni (tudi 3- do 4-krat) dejansko nosilnost mozničnih stikov, kakršni se pojavljajo v armiranobetonskih montažnih stavbah (Priloga B). Prefabricirani armiranobetonski elementi so namreč na območju okrog stika običajno armirani z gosto prečno armaturo. Za primer: v slovenski praksi so bila stremena na območju moznika običajno nameščena na razdalji 4 ali 5 cm (Slika 2.4). Tako gosta armatura nedvomno vpliva na napetostno stanje v betonskih elementih. Kot je že bilo omenjeno, sta Fuchs in Eligehausen [25] v svoji metodi sicer upoštevala tudi vpliv stremen, vendar le implicitno s pavšalnim faktorjem povečanja nosilnosti $\psi_{re} = 1,4$ (enačba 1.10). Enak pristop je bil nato povzet tudi v evropskem tehničnem standardu [55], vendar je očitno, da je vpliv stremen na odziv stika pogojen s premerom stremen in z razdaljo med njimi. Če je gostota stremen v betonskih elementih visoka, bo njihova nosilnost večja od natezne nosilnosti samega betona. V takih primerih bo nosilnost stika naraščala tudi po razpokanju betona (označeno s pikčasto črto na Sliki 2.24), končno pa lahko pride celo do lokalne porušitve. Če pa količina stremen v betonskih elementih ni velika, se lahko zgodi, da je natezna nosilnost samega betona višja od nosilnosti stremen. V takih primerih nosilnost stika po razpokanju betona prične upadati (označeno s prekinjeno črto na Sliki 2.24). V nadaljevanju tega razdelka bomo zato prikazali nekoliko drugačen pristop za oceno vpliva stremen na nosilnost mozničnih stikov proti globalni porušitvi. Stremena bomo namreč upoštevali eksplicitno z ustrezno uporabo ustreznih modelov nadomestnega paličja (Slika 2.25). Ti so že precej uveljavljeni in vključeni v številne predpise ([56], [57], [58]). Največkrat se uporabljajo tam, kjer Bernoullijeva hipoteza o linearnem razporedu deformacij po prerezu ni upravičena. V splošnem modeli nadomestnega paličja dovoljujejo projektantom, da si sami izberejo tok prenosa obtežbe znotraj elementa z izbiro ustrezne armature. Ravno količina in postavitve armature definirata konfiguracijo nadomestnega paličja, v katerem so natezne napetosti v armaturi v ravnotežju s tlačnimi napetostmi v betonu. Tako armatura kot tudi beton morata biti zmožna prenesti te napetosti.

V analizah se bomo omejili na strižno nosilnost stika, ki jo zagotavljajo le stremena po razpokanju betona (natezno trdnost betona zanemarimo). Kot je že bilo omenjeno, je na ta način definirana nosilnost stika lahko večja ali manjša od nosilnosti, ki jo zagotavlja natezna trdnost betona (Slika 2.24). Kljub temu je treba poudariti, da je v večini primerov nosilnost, ki jo zagotavlja natezna trdnost betona, majhna v primerjavi z nosilnostjo stremen (glej tudi prilogo C).



Slika 2.24: Tipični odzivi sila – pomik ekscentričnih mozničnih stikov.

Fig 2.24: Typical force – displacement responses of eccentric beam–column dowel connections.

Če želimo upoštevati vpliv stremen na odziv mozničnih stikov, moramo najprej vedeti, v kolikšni meri in koliko stremen vzdolž moznika se sploh aktivira. Zato smo s pomočjo podrobnega numeričnega modela predstavljenega v naslednjem razdelku, in s pomočjo eksperimentalnih rezultatov, predstavljenih v razdelku 2.1.2 določili raznos obtežbe prek moznika v betonski element oziroma smer tlačnih diagonal (Slika 2.25). Na podlagi tega smo nato za različne konfiguracije armiranja betonskega elementa določili ustrezen model nadomestnega paličja. V prvem stolpcu Slike 2.25 so prikazani moznični stiki z različnimi konfiguracijami moznikov in armature. V drugem stolpcu je poleg vsakega tipa stika predstavljen ustrezen model nadomestnega paličja, v tretjem stolpcu pa tlačne napetosti izračunane z analizo s končnimi elementi. V zadnjem, četrtem, stolpcu, so podani zaključeni izrazi za določitev strižne nosilnosti mozničnih stikov proti globalni porušitvi. Ta nosilnost je definirana kot sila, pri kateri pride do tečenja prvega stremena. Poleg nosilnosti stremen pa je treba preveriti tudi nosilnost betona. Tlačne napetosti so največje prav na kontaktu z moznikom, zato lahko trdimo, da je izkoriščenost tlačne nosilnosti betonskih diagonal povezana z lokalnim porušnim mehanizmom, ki je bil že predstavljen v prejšnjem poglavju (kontrola nosilnosti proti lokalni porušitvi v formulah na Sliki 2.25 ni upoštevana). Relavantna je seveda manjša od obeh nosilnosti, to je nosilnosti v primeru lokalne in globalne porušitve.

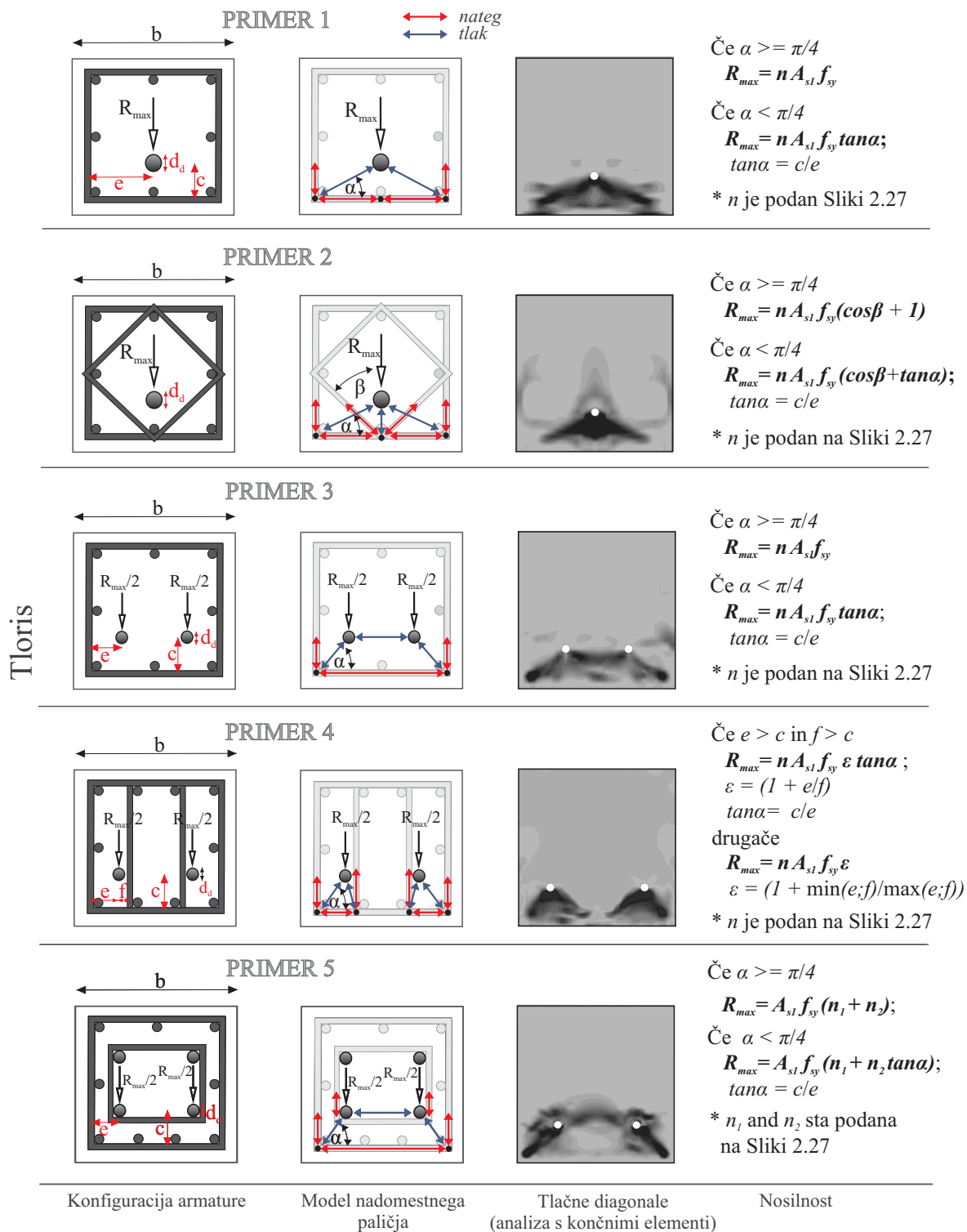
Oglejmo si torej izračun nosilnosti po predlaganem postopku na konkretnem primeru stika z enim moznikom in robnimi stremeni (PRIMER 1 na Sliki 2.25). V tem preprostem primeru nadomestno paličje sestoji iz dveh tlačnih diagonal in stremen, kakor kaže Slika 2.26. Tlačne diagonale se tvorijo med moznikom in objetimi vzdolžnimi palicami v vogalih (Slika 2.26). Na mestu moznika velja naslednje ravnotežje:

$$C = 0,5F/\sin\alpha, \quad (2.26)$$

kjer je C sila v tlačni diagonali, F strižna obtežba moznika in α kot med tlačno diagonalo ter krakom stremen, ki je pravokoten na smer obtežbe. Ravnotežje v vogalnih vozliščih nadomestnega paličja se zagotovi z nateznimi silami v stremenih (Slika 2.26):

$$T_1 = C\sin\alpha = F/2, \quad (2.27)$$

$$T_2 = C\cos\alpha = F\cot\alpha/2, \quad (2.28)$$



Pomembno: (1) V primerih 2, 4 in 5 z več stremeni sta za vsa stremena upoštevana enak premer ter trdnost jekla!
 Za splošno rešitev glejte enačbi 2.40 in 2.41
 (2) V navedenih enačbah A_s pomeni ploščino prereza enega kraka stremena.

Slika 2.25: Predlog za izračun nosilnosti stikov z ekscentrično postavljenimi mozniki za različne načine armiranja, ki se najpogosteje pojavljajo v praksi.

Fig 2.25: Proposal for the calculation of the resistance of eccentric dowel connection for different reinforcement layouts which are most frequently used in practice.

Silo F zato lahko izrazimo kot:

$$F = 2T_1, \quad (2.29)$$

$$F = 2T_2 \tan\alpha. \quad (2.30)$$

Največja sila F_{max} je dosežena, ko stečejo stremena.

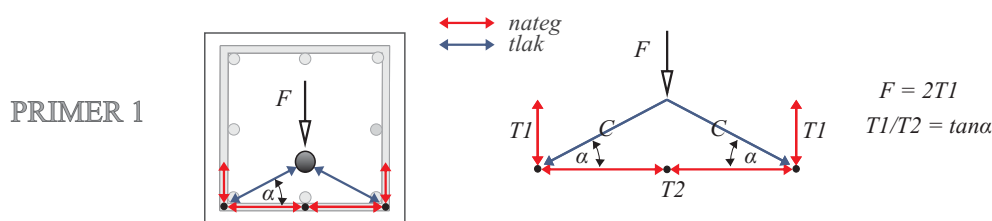
Če je moznik postavljen relativno blizu roba betonskega prereza oziroma je kot α manjši od $\pi/4$, bo tečenje nastopilo v kraku stremena, ki je pravokoten na smer obtežbe. V tem primeru bo nosilnost stika enaka:

$$F_{max} = 2T_2 \tan\alpha = 2A_{s1} f_{sy} \tan\alpha, \quad (2.31)$$

kjer je A_{s1} površina prereza enega kraka stremen in f_{sy} napetost na meji tečenja.

Če pa je razdalja med moznikom in robom betonskega prereza večja oziroma je kot α večji od $\pi/4$, bo tečenje nastopilo v krakih stremen, ki so vzporedna s smerjo obteževanja, nosilnost pa bo enaka:

$$F_{max} = 2T_1 = 2A_{s1} f_{sy}. \quad (2.32)$$



Slika 2.26: Model nadomestnega paličja za primer stika z enim ekscentrično postavljenim moznikom in robnimi stremeni.

Fig 2.26: Strut and tie model for a connection with a single eccentric dowel and perimeter hoops.

Kritično območje, kjer se pojavi porušitev v betonu, se razteza vzdolž moznika do določene globine. Posledično se aktivira več kot en sloj stremen, ki vplivajo na nosilnost stika. Na podlagi analize s končnimi elementi (glej razdelek 2.3) ter eksperimentalnih rezultatov smo ocenili, da se višina kritičnega območja lahko določi na način, prikazan na Sliki 2.27.

Upoštevajoč obliko razpokanega dela betonskega elementa, lahko predpostavimo, da je širina kritičnega območja konstantna (Slika 2.27, levo), globina pa se spreminja, kot je prikazano na Sliki 2.27 (desno). Na vrhu stebra na razdalji $2,5d_d$ vzdolž moznika (d_d je premer moznika) je globina enaka oddaljenosti moznika od osi stremen, nato pa zvezno pade. Iz rezultatov analize s končnimi elementi, ki bodo predstavljeni v naslednjem razdelku, in iz eksperimentov je razvidno, da globina upade skorajda linearno pod kotom 45° , zato lahko globino kritičnega območja izrazimo kot:

$$h_{crit} = 2,5d_d + c - a, \quad (2.33)$$

kjer je c razdalja moznika do osi stremen v smeri obtežbe in a vertikalna razdalja med prvim nivojem stremen ter zgornjo ploskvijo stebra. Število aktiviranih stremen n lahko določimo relativno preprosto:

$$n = h_{crit}/s + 1 \quad (2.34)$$

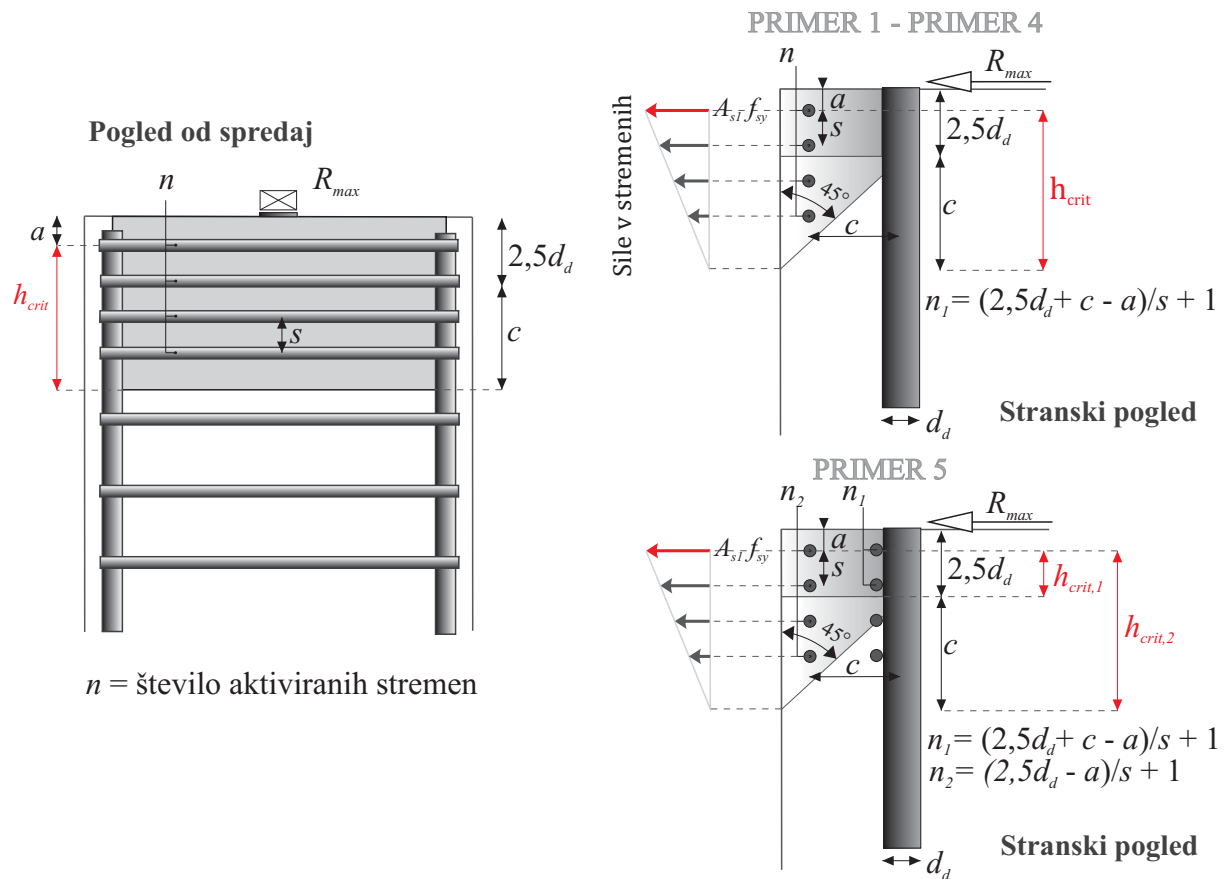
Nosilnost mozničnega stika R_{max} določimo kot silo F (glej enačbi 2.31 in 2.32), ki je dosežena, ko steče prvo (zgornje) streme. Napetosti v ostalih stremenih linearno upadajo, kot je prikazano na Sliki 2.27. Obe zgornji domnevi potrjujejo v prejšnem razdelku predstavljeni eksperimenti (Slika 2.13), pozneje, v razdelku 2.3, pa ju bomo poskušali potrditi tudi s podrobnimi numeričnimi modeli. Skupno nosilnost vseh stremen lahko izračunamo z upoštevanjem povprečne napetosti v stremenih σ_{avg} kot:

$$R_{max} = F_{max} = 2 T_2 \tan \alpha = 2 n A_{s1} \sigma_{avg} \tan \alpha = 2 n A_{s1} (f_{sy}/2) \tan \alpha = n A_{s1} f_{sy} \tan \alpha, \quad (2.35)$$

če je moznič blizu roba prereza ($\alpha \leq 45^\circ$); oziroma

$$R_{max} = F_{max} = 2 T_1 = 2 n A_{s1} \sigma_{avg} = 2 n A_{s1} (f_{sy}/2) = n A_{s1} f_{sy}, \quad (2.36)$$

če je moznič daleč od roba prereza ($\alpha > 45^\circ$). V zgornjih enačbah A_{s1} pomeni ploščino prereza enega kraka stremena, f_{sy} trdnost jekla na meji tečenja, n število aktiviranih stremen in α kot, označen na Sliki 2.26.



Slika 2.27: Shematski prikaz predpostavljene distribucije napetosti v stremenih in število aktiviranih stremen za različne konfiguracije armature (Slika 2.25).

Fig 2.27: Schematic presentation of the assumed distribution of stresses in the confining bars and the number of activated stirrups n for different arrangements of the reinforcement (Figure 2.25).

Nosilnost drugih stikov prikazanih na Sliki 2.25, izračunamo z enakimi principi in predpostavkami, kot smo storili za PRIMER 1, treba pa je seveda upoštevati ustrezen model nadomestnega paličja (Slika 2.25), ki je odvisen od konfiguracije armature in moznika oziroma moznikov. V nadaljevanju bomo na kratko predstavili izraze za izračun nosilnosti za PRIMER 2, izpeljave izrazov za vse druge primere, prikazane na Sliki 2.25 pa so v Prilogi C.

Nosilnost stika pri globalni porušitvi lahko povečamo z dodajanjem notranjih stremen, kot je prikazano na Sliki 2.25 (PRIMER 2). V takem primeru nadomestno paličje sestavljajo tri tlačno obremenjena območja, robna stremena ter notranja stremena (Slika 2.28). Tlačne diagonale se tvorijo med moznikom ter tremi vzdolžnimi armaturnimi palicami pred moznikom.

Na mestu moznika velja ravnotežje:

$$F = 2 C_1 \sin\alpha + C_2. \quad (2.37)$$

Da zadostimo ravnotežju tudi v drugih vozliščih, mora veljati:

$$C_2 = 2 T_3 \cos\beta; \quad (2.38)$$

$$C_1 = T_1 / \sin\alpha; C_1 = T_2 / \cos\alpha \quad (2.39)$$

Upoštevajoč enačbe 2.37–2.39 in principe razložene pri PRIMERU 1, lahko nosilnost stika v PRIMERU 2 izrazimo kot:

$$\begin{aligned} R_{max} = F_{max} &= 2 C_1 \sin\alpha + C_2 = 2 T_2 \tan\alpha + 2 T_3; \cos\beta = \\ &2 n A_{s1,p} (f_{sy,p}/2) \tan\alpha + 2 n A_{s1,d} (f_{sy,d}/2) \cos\beta = \\ &n A_{s1,p} f_{sy,p} \tan\alpha + n A_{s1,d} f_{sy,d} \cos\beta, \end{aligned} \quad (2.40)$$

če tečenje nastopi v notranjem stremenu in v kraku robnega stremena, ki je pravokoten na smer obtežbe ($\alpha \leq 45^\circ$), oziroma kot:

$$\begin{aligned} R_{max} = F_{max} &= 2 C_1 \sin\alpha + C_2 = 2 T_1 + 2 T_3; \cos\beta = \\ &2 n A_{s1,p} (f_{sy,p}/2) + 2 n A_{s1,d} (f_{sy,d}/2) \cos\beta = \\ &n A_{s1,p} f_{sy,p} + n A_{s1,d} f_{sy,d} \cos\beta, \end{aligned} \quad (2.41)$$

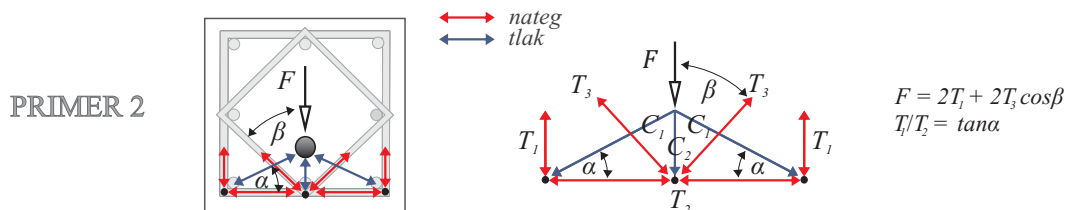
če tečenje nastopi v notranjem stremenu in v krakih robnega stremena, ki so pravokotni na smer obtežbe ($\alpha > 45^\circ$). V izrazih 2.40 in 2.41 sta $A_{s1,p}$ in $A_{s1,d}$ površini enega kraka robnih stremen oziroma notranjih stremen. Napetosti $f_{sy,p}$ in $f_{sy,d}$ sta trdnosti jekla na meji tečenja robnih ter notranjih stremen. Kadar sta premer in kakovost jekla robnih in zunanjih stremen enaka, se enačbi 2.40 in 2.41 poenostavita:

$$R_{max} = n A_{s1,p} f_{sy} (\tan\alpha + \cos\beta) \quad (2.42)$$

če $\alpha \leq 45^\circ$ in

$$R_{max} = n A_{s1,p} f_{sy} (1 + \cos\beta) \quad (2.43)$$

če $\alpha > 45^\circ$.



Slika 2.28: Model nadomestnega paličja za primer stika z enim ekscentrično postavljenim moznikom, robnimi stremeni ter dodatnimi notranjimi stremeni.

Fig 2.28: Strut and tie model for a connection with a single eccentric dowel, perimeter hoops and diamond hoops.

2.3 Podrobni modeli

V tem razdelku bo podrobneje predstavljen kompleksen numerični model mozničnega stika med stebrom in gredo, s katerim bomo preverili oziroma potrdili predpostavke iz prejšnjega razdelka. V programu za analizo s končnimi elementi ABAQUS [59] smo definirali 3D-model stika, ki se je izkazal za dovolj natančnega za nadaljnjo uporabo. Slabost takega modela je poleg kompleksnosti tudi zamudnost, zato je manj ustrezen za izvajanje serij dinamičnih analiz na modelih celotnih stavb ali celo študije potrebnega tveganja. V naslednjem razdelku bodo zato na podlagi rezultatov podrobnih modelov predstavljeni preprostejši in robustnejši inženirski modeli, ki še vedno dovolj natančno povzemajo bistvene lastnosti odziva mozničnih stikov, so pa računsko manj zahtevni oziroma časovno učinkovitejši.

Da bi verificirali točnost numeričnega modela, bomo na koncu tega razdelka analitične rezultate za preizkušanca S1 in S5 primerjali z empiričnimi, ki so bili predstavljeni v razdelku 2.1. Poleg globalnih rezultatov, kjer bomo primerjali strižno silo ter relativni pomik v stiku, bomo podrobneje analizirali tudi mehanizem porušitve ter napetostna in deformacijska stanja na kritičnih območjih stika. Za primer lokalne porušitve stika nas bodo zanimale predvsem deformacije moznika ter razporeditev in velikost tlačnih napetosti pred moznikom (glej razdelek 2.2.1), v primeru globalne porušitve pa razpored napetosti v stremenih po globini (razdelek 2.2.2). Naj spomnimo, da smo za identifikacijo smeri tlačnih diagonal za različne konfiguracije stikov uporabili prav v tem razdelku predstavljeni model.

Najpomembnejši ter hkrati tudi najtežji korak pri definiciji podrobnega 3D-modela je ustrezna izbira materialnih modelov. Medtem ko so se uveljavljeni modeli za jeklo že v mnogih preteklih študijah izkazali za zelo zanesljive, je modeliranje betona zaradi njegove anizotropičnosti in nehomogenosti še vedno precej zapleteno. Na voljo so različni modeli, za vsakega pa so značilne določene pomankljivosti. Največkrat težave nastopijo pri simulacijah porušitev oziroma visoko nelinearnih odzivov, ko se v betonu tvorijo večje razpoke. Sami smo izbrali model *Concrete damaged plasticity*, ki sta ga razvila Lee in Fenves [60] in je vključen tudi v programu ABAQUS [59]. Izkazalo se je, da je model za potrebe te disertacije povsem ustrezen. Konstitutivna teorija uporabljenega materialnega modela je podrobneje opisana v [4, 60–62], tu pa bomo omenili le bistvene lastnosti.

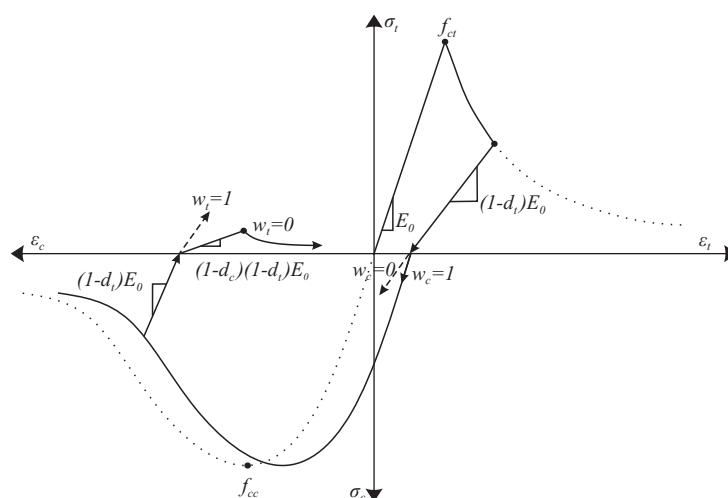
Model *Concrete damaged plasticity* smo med drugim izbrali zaradi njegove zelo pomembne lastnosti, to je upoštevanja ciklične degradacije. Ker želimo preučiti obnašanje mozničnih stikov pri potresni obtežbi, je simulacija upadanja togosti betona pri cikličnem obremenjevanju nedvomno pomembna. Opišemo jo

s faktorjema poškodovanosti, ki sta definirana z enačbama 2.44 in 2.45, njun pomen pa je ilustriran na Sliki 2.29.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cc}} \quad (2.44)$$

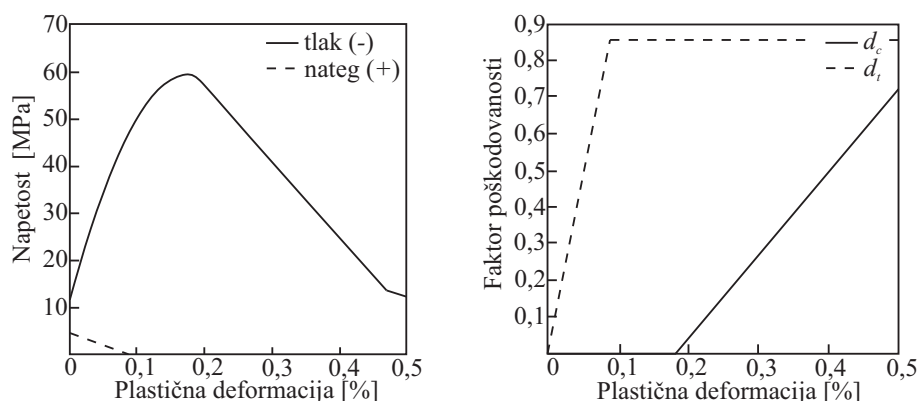
$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ct}} \quad (2.45)$$

V enačbah 2.44 in 2.45 σ_c in σ_t pomenita doseženo enoosno tlačno in natezno napetost, f_{cc} in f_{ct} pa enoosno tlačno in natezno trdnost. Faktorje poškodovanosti lahko z enačbama 2.44 in 2.45 izvednotimo le, če poznamo ovojnice diagramov napetost/deformacija v tlaku in nategu (Slika 2.30). Te smo določili na podlagi tlačne trdnosti, izmerjene med enoosnim tlačnim preizkusom. Uporabljen je bil model, ki sta ga predlagala Kent in Park [63].



Slika 2.29: Ciklični odziv betona in ilustracija faktorjev poškodovanosti d ter okrevanja w v tlaku in nategu.

Fig 2.29: Cyclic response of concrete and illustration of the damage d and recovery w factors in compression and tension.



Slika 2.30: Enoosni tlačni in natezni diagram napetost /deformacija (levo) in definicija faktorjev poškodovanosti v tlaku (d_c) in nategu (d_t) (desno).

Fig 2.30: Uniaxial compressive and tension stress – strain diagram (left) and the definition of the damage factors in compression (d_c) and tension (d_t) (right).

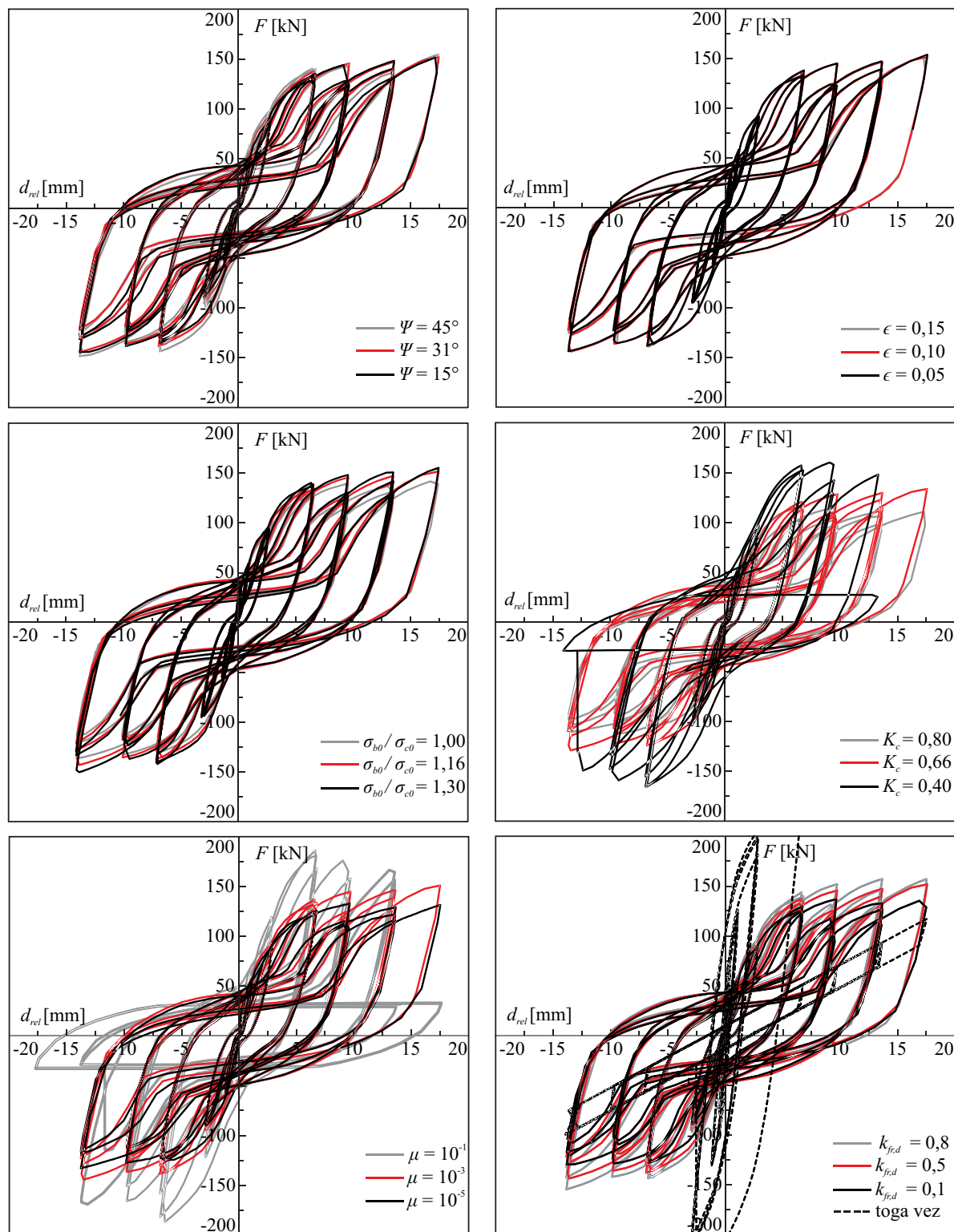
Na Sliki 2.29 poleg faktorjev poškodovanosti prikazujemo tudi faktorja okrevanja w_c in w_t . Empirična opažanja pri večini krhkih materialov, kakršen je tudi beton, kažejo, da osna togost pri tlačnih obremenitvah ponovno naraste po tem, ko se razpoke v materialu zaprejo (Slika 2.29) [59]. Na drugi strani pa se togost v nategu ne vrne na prvotno vrednost, ko se enkrat tvorijo razpoke v tlaku. Tako obnašanje lahko opišemo, če faktorjema w_c in w_t predpišemo vrednosti 1 in 0.

Ker želimo z analizami ovrednotiti tudi vpliv stremen, je pomembno, da z modelom dovolj natančno opišemo obnašanje betona pri večosnem napetostnem stanju. To storimo s pravilno izbranimi štirimi vhodnimi parametri ψ , ϵ , σ_{b0}/σ_{c0} ter K_c , ki določajo ploskev tečenja v prostoru glavnih napetosti. Parametre bi sicer morali skalibrirati na podlagi dvoosnih ter troosnih tlačnih preizkusov betona, kar pa bi bilo precej zamudno in bi zahtevalo dodatne raziskave. Postopek, kako določiti omenjene parametre na podlagi ustreznih preizkusov, je sicer natančno opisan v [64], vendar je mogoča tudi preprostejša pot. Ob pregledu literature [65, 66] smo opazili, da se vrednosti omenjenih parametrov gibljejo v bolj ali manj ozkih okvirih, s preprosto občutljivostno analizo pa preverili [4], kakšen je sploh njihov vpliv na globalni odziv, torej, koliko tvegamo v primeru napačne izbire (Slika 2.31). S Slike 2.31 je razvidno, da je najvplivnejši parameter K_c , medtem ko so se določene razlike v nosilnosti (+/-5 %) pojavile tudi pri variranju parametra σ_{b0}/σ_{c0} . Vpliv parametrov ψ in ϵ je za obravnavan primer zanemarljiv. Končne vrednosti vseh omenjenih parametrov smo izbrali tako, da smo izmed vrednosti, ki so predlagane v literaturi [59, 65, 66], izbrali tiste, ki so omogočile kar najboljše ujemanje z eksperimentalnimi rezultati [4]: $\psi = 31^\circ$, $\epsilon = 0,1$, $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ in $K_c = 0,666$.

Model *Concrete damaged plasticity* je zaradi mehčanja in degradacije numerično zelo zahteven, zato se pri izvajanju implicitne dinamične analize nemalokrat pojavijo problemi s konvergenco. Model v ta namen dovoljuje dodajanje viskoplastične regulacije [67] prek faktorja viskoznosti μ . Z uporabo majhnega faktorja viskoznosti (majhnega v primerjavi s časovnim inkrementom) lahko torej pospešimo konvergentnost v močno nelinearnih območjih, na drugi strani pa lahko previsoka vrednost faktorja viskoznosti povzroči precenitev nosilnosti analiziranega sistema. Če ocenimo, da je uporaba viskoplastične regulacije potrebna, je torej nujno izvesti predhodne analize za oceno ustrezne vrednosti faktorja viskoznosti. Rezultati teh analiz za obravnavani primer so predstavljeni na Sliki 2.31. Ugotovili smo, da se z izbirami faktorja viskoznosti, manjšimi od $\mu = 0,001$, odziv ne spreminja več bistveno. V vseh nadaljnjih analizah zato privzamemo to vrednost.

Nekoliko preprosteje kot prej opisani model betona pa je bilo mogoče definirati materialni model za jeklene komponente stika, to je armaturo, moznik in jekleno cev (Slika 2.3). Jeklo je namreč v primerjavi z betonom namreč homogenejši material, posledično pa so zato tudi modeli preprostejši. V v tem razdelku predstavljenih analizah smo uporabili elastoplastičen izotropen model s von Misesovim kriterijem plastičnosti. Vhodni podatki modela so bili določeni na podlagi rezultatov enoosnega nateznega preizkusa.

Poleg izbire ustreznih materialnih modelov je za dovolj točno simulacijo cikličnega odziva mozničnih stikov pomembno, da z modelom ustrezno opišemo interakcijo med posameznimi elementi stika, to je moznika, okoljnega betona, neoprenske ploščice in armature. V občutljivostnih analizah, ki smo jih predhodno izvedli [4], se je izkazalo, da predpostavka o popolni povezanosti posameznih elementov, kar običajno upoštevamo pri modeliranju monolitnih stikov, pri modeliranju mozničnih stikov pri montažnih stavbah ni ustrezna (Slika 2.31, desno spodaj). Tako je bilo treba ustrezno definirati kontaktne pogoje v



Slika 2.31: Vpliv posameznih vhodnih parametrov modela *Concrete damaged plasticity* na ciklično obnašanje mozničnega stika: ψ , ϵ , σ_{b0}/σ_{c0} , K_c , μ ter $k_{fr,d}$.

Fig 2.31: The influence of each of the *Concrete damaged plasticity model* input parameters on the cyclic behaviour of a dowel connection: ψ , ϵ , σ_{b0}/σ_{c0} , K_c , μ and $k_{fr,d}$

normalni in tangencialni smeri med moznikom in betonom ter neoprensko ploščico in betonskimi elementi. Formulacija interakcije je bila dokaj preprosta – obnašanje v tangencialni smeri je bilo definirano s koeficientom trenja in z velikostjo normalnih napetosti na kontaktni površini. Analize so pokazale, da če privzamemo koeficient trenja med betonom in moznikom $k_{fr,d} = 0,8$, dobimo najboljše ujemanje z eksperimentom. Sicer so vrednosti koeficienta trenja med betonom in jeklom, ki jih zasledimo v literaturi, manjše, vendar je treba v obravnavanem primeru upoštevati tudi narebrenost moznika ter sprijemnost med moznikom in betonom, s čimer lahko upravičimo nekoliko višjo vrednost. Koeficient trenja med neoprenom in betonom $k_{fr,n} = 0,5$ smo izbrali na podlagi eksperimentalnih raziskav, ki so jih izvedli Magliulo in sodelavci [68].

Slika 2.32 prikazuje primerjavo med globalnim odzivom predstavljenega modela in eksperimentalnimi rezultati. Oglejmo si najprej rezultate za preizkušane S1 (Slika 2.32, levo). Ujemanje analitičnega in empiričnega odziva se zdi precej dobro. Tako nosilnost kot tudi togost pri obremenjevanju in razbremenjevanju sta podobni. Nekaj več odstopanja se pojavi pri razbremenjevanju v intervalu relativnega pomika +/-5 mm. Preveč ozka histereza (t. i. učinek pinching) je posledica tega, da v numeričnem modelu nismo upoštevali adhezije med moznikom in okoljnim betonom. Med razbremenjevanjem je zato na omejenem intervalu sila upadla hitreje kot med eksperimentom. Malenkostno odstopanje je mogoče opaziti tudi pri oceni nosilnosti v negativni smeri, kjer model napove nosilnost 150 kN, izmerjena nosilnost pa je bila enaka 142 kN. Kljub temu lahko trdimo, da model zadovoljivo simulira realno globalno obnašanje mozničnega stika pri majhnih relativnih rotacijah. Pozneje si bomo ogledali tudi lokalne rezultate, še prej pa primerjajmo globalni odziv preizkušanca S5.

Naj spomnimo: preizkušane S5 se je od preizkušanca S1 razlikoval po dimenzijah prereza stebra in vzdolžni armaturi stebra (glej razdelek 2.1.1). Steber je bil načrtovan tako, da se je upogibno plastificiral, še preden je prišlo do strižne porušitve v stiku. Na ta način je bil analiziran vpliv velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo. Izkazalo se je, da je bila strižna nosilnost mozničnega stika pri velikih relativnih rotacijah za približno 20 % nižja kot v primeru majhnih relativnih rotacij (razdelek 2.1.2). Kot kaže Slika 2.32 (desno), nam je ta fenomen uspelo potrditi tudi z numeričnim modelom. Analitična nosilnost v pozitivni smeri je bila skoraj enaka kot tista, ki je bila izmerjena med eksperimentom, v negativni smeri pa smo nosilnost precenili za približno 10 %. Ujemanje analitične in empirične histereze je bilo tudi sicer nekoliko slabše kot v primeru preizkušanca S1. Dodaten vir napake lahko iščemo predvsem v nelinearnem modeliranju odziva stebra. Medtem ko so bile deformacije stebra pri preizkušancu S1 majhne in model stebra zato ni vplival na strižno obnašanje stika, se je pri preizkušancu S5 steber močno plastificiral, točnost simulacije odziva stebra pa je vplivala tudi na točnost ocene strižnega obnašanja stika.

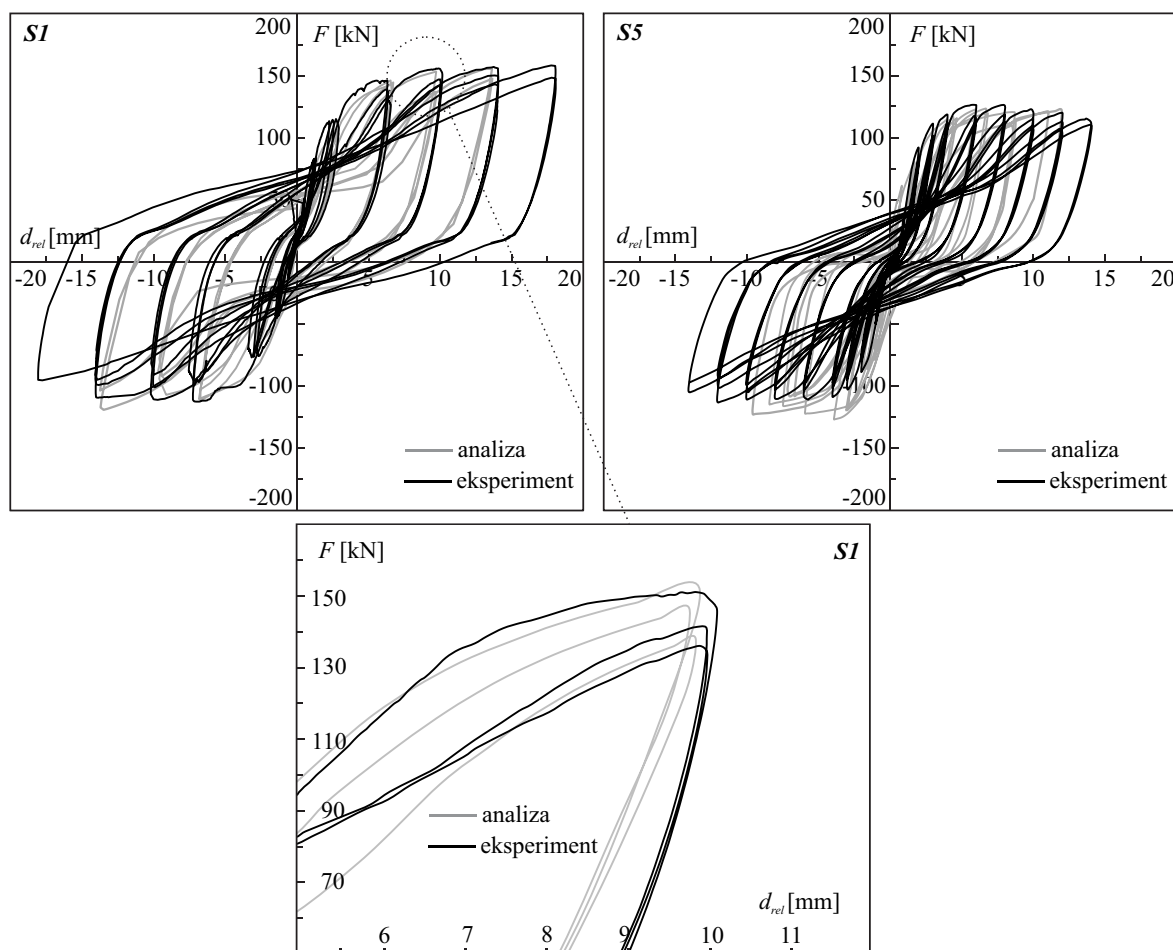
Na Sliki 2.32 (spodaj) prikazujemo primerjavo ciklične degradacije med analizo in eksperimentom za primer preizkušanca S1. Tudi tu je mogoče opaziti relativno dobro ujemanje med analitičnimi in empiričnimi rezultati. Ciklična degradacija, ki smo jo ocenili z analizo, je odvisna predvsem od definicije faktorjev poškodovanosti d_c in d_t (Slika 2.30). Tako eksperiment kot model sta pokazala, da je sila v stiku pri istem pomiku v tretjem ciklu padla za približno 10 % (s 150 na 135 kN) 2.33 (levo), kar se nekoliko razlikuje od ocene ciklične degradacije, ki sta jo za moznike, ki se porušijo lokalno, predlagala Vintzeleou in Tassios [23]. Za izračun sile pri n -tem ciklu R_n sta predlagala naslednjo enačbo:

$$R_n = R_1 \left(1 - \frac{1}{7} \sqrt{n-1}\right), \quad (2.46)$$

kjer je R_1 sila, dosežena pri prvem ciklu. Za naš primer bi tako po enačbi 2.46 ocenili padec sile v tretjem ciklu s 150 kN na 120 kN, kar je 20 % padec:

$$R_3 = 150\text{kN} \left(1 - \frac{1}{7}\sqrt{3-1}\right) = 150\text{kN} \times 0.8 = 120\text{kN}, \quad (2.47)$$

Primerjave, prikazane na Sliki 2.32 torej pokažejo, da lahko s predstavljenim modelom relativno dobro simuliramo globalni odziv. V nadaljevanju si podrobneje oglejmo še lokalne rezultate analize. Zanima nas predvsem, ali lahko z numeričnim modelom potrdimo nekatere predpostavke, na podlagi katerih smo v razdelkih 2.2.1 in 2.2.2 izpeljali formule za oceno nosilnosti ter deformabilnosti mozničnih stikov. Raziskali bomo, kolikšna je največja dosežena tlačna trdnost betona na kontaktu z moznikom v primeru lokalne porušitve in kakšen je razpored napetosti v stremenih pri stiku z ekscentrično nameščenim moznikom oziroma koliko stremen se aktivira v primeru globalne porušitve.



Slika 2.32: Primerjava globalnega odziva med analizo in eksperimentom: preizkušanec S1 (levo in spodaj) in preizkušanec S5 (desno).

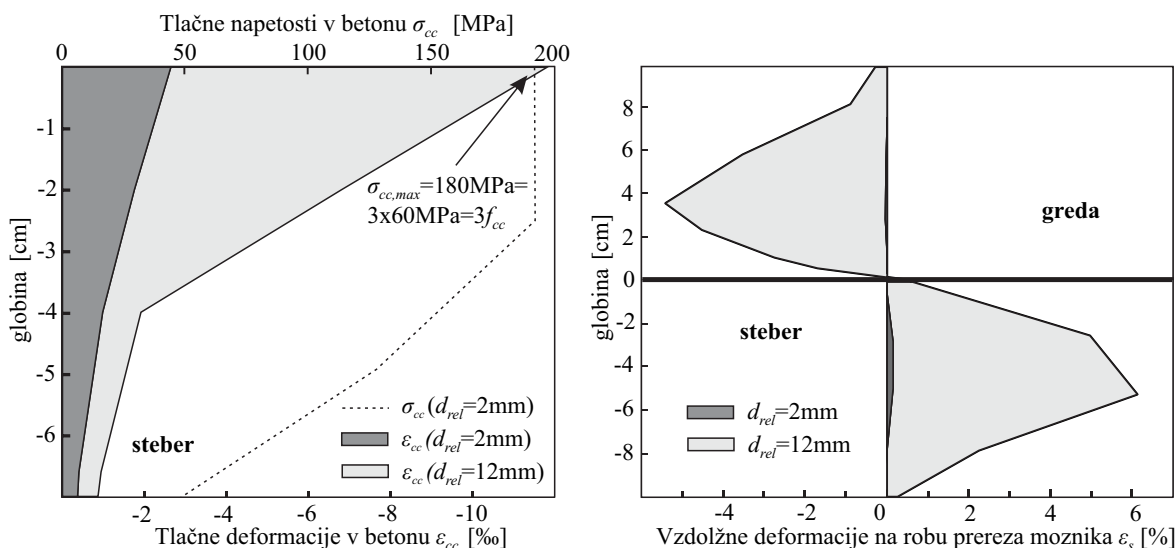
Fig 2.32: Comparison of global response between analysis and experiment: specimen S1 (left and at the bottom) and specimen S5 (right).

Mehanizem lokalne porušitve in tlačna trdnost betona na kontaktu z moznikom

Preden komentiramo lokalne analitične rezultate za preizkušane S1 (Slika 2.33), spomnimo, da je med eksperimentom porušitev nastopila v samem mozniku (glej razdelek 2.1.2). Pri majhnih relativnih pomikih je bila strižna togost stika še precejšnja, nato pa je prišlo do drobljenja betona pred moznikom. Posledično so bile omogočene večje deformacije moznika. Ta se je približno 4 cm globoko v stebru in tudi v nosilcu upogibno plastificiral ter končno tudi pretrgal.

Podobno pokaže tudi analiza. Levo na Sliki 2.33 so prikazane tlačne deformacije v betonu pred moznikom po globini, desno pa vzdolžne deformacije na robu prereza moznika pri dveh različnih relativnih pomikih $d_{rel} = 2$ mm in $d_{rel} = 12$ mm. Iz diagrama je razvidno, da se je stik pri relativnem pomiku $d_{rel} = 2$ mm obnašal še pretežno elastično. To potrjujejo tako tlačne deformacije v betonu kot tudi vzdolžne deformacije v mozniku. Pri nekoliko večjem relativnem pomiku se je moznik plastificiral na mestih največjih upogibnih momentov – na globini približno 5 cm v stebru in slabe 4 cm v gredi. Na teh dveh mestih so se upogibne deformacije ob nadaljnjem povečevanju relativnega pomika le še povečevale.

Do omenjenih globin je mogoče opaziti tudi povečane tlačne deformacije v betonu (Slika 2.33, levo), ki so omogočile rotacije moznika. Pri relativnem pomiku $d_{rel} = 12$ mm, so deformacije v mozniku na globini 5 cm v stebru že dosegle vrednost 6 % (Slika 2.33, desno). Deformacija pri največji napetosti, izmerjena z enoosnim nateznim preizkusom, je znašala 7 %, torej do porušitve ni več manjkalo veliko. Pomembno je poudariti, da so napetosti v betonu pri relativnem pomiku $d_{rel} = 12$ mm dosegle približno trikratno vrednost enoosne tlačne trdnosti (Slika 2.33, levo). S tem je potrjena še ena predpostavka iz razdelka 2.2.1: $f_{cc}^* = 3f_{cc}$.



Slika 2.33: Lokalni analitični rezultati za preizkušane S1 pri relativnem pomiku $d_{rel} = 2$ mm in $d_{rel} = 12$ mm: diagram tlačnih deformacij betona pred moznikom v stebru (levo) ter diagram osnih deformacij na robu prereza vzdolž moznika (desno).

Fig 2.33: Local analytical result from the numerical model of the specimen S1 at the relative displacements of $d_{rel} = 2$ mm and $d_{rel} = 12$ mm: diagram of compressive deformations in the concrete in front of the dowel in the column (left) and diagram of longitudinal plastic deformations on the edge of the section along the steel dowel (right).

Razpored napetosti v stremenih pri stikih z ekscentrično nameščenim moznikom

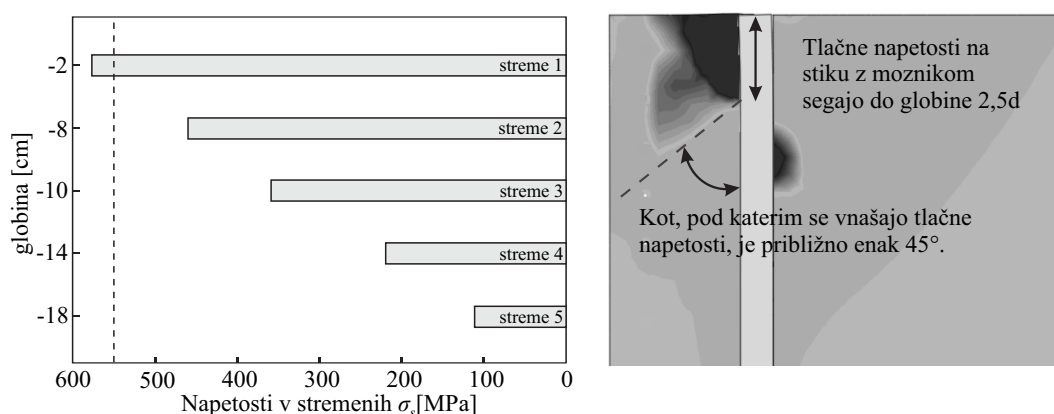
Preden zaključimo razdelek o podrobnih modelih, potrdimo še predpostavko iz razdelka 2.2.2 o porazdelitvi napetosti v stremenih pri stikih z ekscentrično postavljenim moznikom (Slika 2.27). Predpostavili smo, da je ob doseženi maksimalni nosilnosti stika R_{max} razporeditev napetosti v stremenih vzdolž moznika približno linearna in da je napetost v zgornjem stremenu enaka napetosti na meji tečenja. Naj spomnimo, da smo ob teh dveh predpostavkah lahko upoštevali povprečno napetost v stremenih ($\sigma_{avg} = f_{sy}/2$) pri določitvi skupne nosilnosti stremen. Na Sliki 2.34 (levo) so predstavljeni rezultati podrobnega 3D-numeričnega modela preizkušene ekscentrične moznične stika z oznako S6 (glej razdelek 2.1). Rezultati analiz potrjujejo obe omenjeni predpostavki.

Na Sliki 2.34 (desno) je prikazan še raznos tlačnih napetosti pred moznikom proti robovom betonskega elementa. S tem potrjujemo predpostavko o globini, do katere se aktivirajo stremena. Tlačne napetosti pred moznikom segajo do globine približno $2,5d_d$, pri čemer d_d pomeni premer moznika. Globina $2,5d_d$ je tudi globina tlačnih napetosti vzdolž moznika po teoriji nosilca na elastični podlagi [22], tako da tak rezultat zagotovo ni nepričakovan. Tlačne napetosti se nato proti robovom betonskega elementa raznašajo pod kotom, ki je približno enak 45° (Slika 2.34, desno).

Model je nadalje pokazal, da se aktivirajo stremena vse do globine dobrih 16 cm šteto od osi zgornjega stremena (Slika 2.34, levo). Spomnimo se analitičnega izraza, ki smo ga predlagali v razdelku 2.2.2 za oceno omenjene globine:

$$h_{crit} = 2,5d_d + c - a = 2,5 \cdot 2,8 + 10,0 - 2,0 = 15\text{cm}, \quad (2.48)$$

kjer je $c = 10$ cm razdalja moznika do osi stremen v smeri obtežbe in $a = 2$ cm vertikalna razdalja med prvim nivojem stremen in zgornjo ploskvijo stebra. Za analizirani primer torej velja, da je ocenjena globina aktiviranih stremen enaka 15 cm, medtem ko je podroben numerični model pokazal, da je ta enaka 16 cm. Kljub nekolikšnemu odstopanju se zdi ocena dokaj natančna.



Slika 2.34: Rezultati analiz s končnimi elementi za stik z ekscentrično postavljenim moznikom: razpored napetosti v stremenih po globini (levo) ter razporeditev tlačnih napetosti pred moznikom proti robovom betonskega elementa (desno).

Fig 2.34: Results of the finite element analysis of the eccentric dowel connection: distribution of the stresses in the confining bars along the height of the column (left) and distribution of compressive stresses in front of the dowel towards the edge of the concrete element (right).

2.4 Inženirski modeli

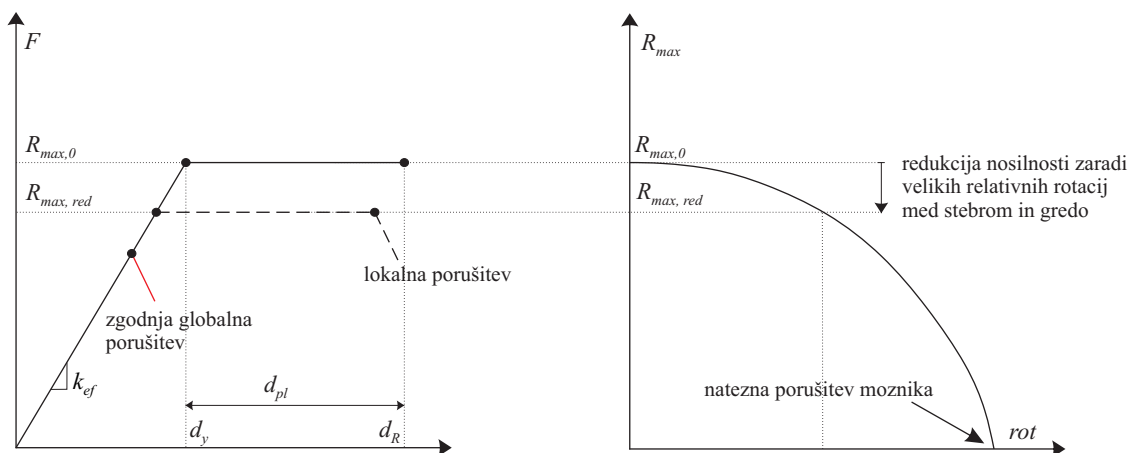
Ker so podrobni prostorski modeli, ki smo jih predstavili v prejšnjem razdelku, računsko zelo zahtevni, bomo v tem razdelku predstavili preprostejše in robustnejše inženirske modele (v nadaljevanju makro modele). Tovrstni modeli so primernejši za izvajanje računsko zahtevnih dinamičnih analiz celotnih konstrukcij. Če želimo torej v nadaljevanju izvajati obsežnejše serije dinamičnih analiz, s katerimi bi ovrednotili vpliv stikov na potresno tveganje različnih armiranobetonskih montažnih stavb (poglavje 4), je formulacija makro modelov skorajda nujna. Modele bomo definirali na podlagi empiričnih in analitičnih spoznanj, ki smo jih pridobili v predhodnih poglavjih.

Makro modeli stikov so sestavljeni iz vzmeti, ki jih vstavimo na mestih stikovanj med linijskimi elementi (stebri in gredami). Če gre za prostorsko analizo, je odziv vzmeti treba definirati v smeri vseh šestih prostostnih stopenj. Ker bomo v poglavju 4 izvajali le ravninske analize, nas zanimajo le tri prostostne stopnje – dve translacijski in ena rotacijska. Pri tem je simulacija odziva v vertikalni smeri relativno preprosta. Poročila iz preteklih potresov namreč ne omenjajo porušitev mozničnih stikov v vertikalni smeri. Tej prostostni stopnji lahko zato upravičeno predpišemo tog elastični odziv z neomejeno nosilnostjo.

Omenili smo že, da je za moznične stike, kljub temu da se največkrat obravnavajo kot popolni členki, značilna določena rotacijsko togost. Ta je v večini praktičnih primerov zelo majhna v primerjavi z rotacijsko togostjo stebra. Rotacijska togost mozničnega stika je odvisna predvsem od dimenzij neoprenske ploščice in jo lahko določimo na podlagi enačbe 2.16. Na tem mestu naj omenimo, da natančnost ocene rotacijske togosti stika ni pomembna le zaradi neposrednega vpliva na globalni odziv konstrukcije, ampak tudi zaradi redukcije strižne nosilnosti stika v odvisnosti od velikosti relativnih rotacij med stebrom in gredo. Ta problem bomo podrobneje pojasnili v razdelku 2.4.2.

Osrednjega pomena pri definiciji makro modela mozničnega stika pa je seveda njegovo strižno obnašanje, čemur namenjamo nadaljevanje tega razdelka. Na Sliki 2.35 (levo) prikazujemo ovojnico strižnega obnašanja mozničnega stika, katerega mehanizem porušitve je lahko lokalni ali globalni. V primeru lokalne porušitve ter majhnih relativnih rotacij med stebrom in gredo lahko odziv modeliramo z elastoplastično ovojnico brez utrjevanja (to so pokazali tudi preizkusi – glej Sliko 2.20). Ker se na podlagi ugotovitev iz prejšnjih razdelkov zavedamo, da velike relativne rotacije med stebrom in gredo pomembno vplivajo na strižno nosilnost mozničnega stika R_{max} , to upoštevamo na način, prikazan na Sliki 2.35 (desno). Na podlagi velikosti relativnih rotacij ocenimo redukcijo strižne nosilnosti. V razdelkih, ki sledijo, bomo predstavili izraze, s katerimi definiramo karakteristike strižnega odziva in ocenimo redukcijo nosilnosti glede na velikost relativnih rotacij med stebrom in gredo.

Izraze, ki jih bomo predstavili, bomo verificiral s pomočjo eksperimentov, ki so bili izvedeni v okviru v tej disertaciji že večkrat omenjenega projekta SAFECAST. Pri tem bomo uporabili rezultate preizkusov, ki so bili izvedeni pod vodstvom raziskovalne skupine s Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani in ki so predstavljeni v razdelku 2.1 ter tudi rezultate preizkusov, ki so bili izvedeni na Nacionalni tehniški univerzi v Atenah (NTUA) [2].



Slika 2.35: Definicija ovojnice strižnega odziva mozničnega stika (levo) in redukcija strižne nosilnosti zaradi velikih rotacij med stebrom in gredo (desno).

Fig 2.35: Definition of the envelope of the shear response of a dowel connection (left) and reduction of the shear strength due to large relative rotations between a column and a beam (right).

2.4.1 Efektivna strižna togost (k_{ef})

Efektivno togost mozničnega stika k_{ef} (Slika 2.35, levo) bomo določili semiempirično, in sicer kot delež analitične začetne togosti stika k_0 , to pa bomo izračunali z enačbo, ki smo jo že zapisali v razdelku 2.2.1:

$$k_0 = \frac{n_d E_{c1} E_{c2}}{4\beta (e\beta + 1) (E_{c1} + E_{c2})}, \quad (2.49)$$

kjer je n_d število mozničnikov, e polovica debeline neoprenske ploščice, E_{c1} elastični modul betona, E_{c2} elastični modul cementne malte in β faktor, odvisen le od premera prereza moznika d_d $\beta = 5/(8d_d)$. Za vse moznične stike, ki so bili preizkušeni v okviru projekta SAFECAST (prvih šest stikov je bilo preizkušenih na Nacionalni tehniški univerzi v Atenah, drugih šest pa na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani), smo v ta namen najprej izračunali razmerje med empirično začetno togostjo $k_{ef,exp}$ podano v preglednici 2.2 ter analitično začetno togostjo $k_{0,ana}$ izračunano z enačbo 2.49. Efektivna empirična togost $k_{ef,exp}$ je določena kot povprečje togosti v obeh smereh obremenjevanja. Rezultati so zbrani v Preglednici 2.3. Povprečje razmerij med analitično in empirično začetno togostjo je enako $\bar{X} = 0,288$, standardna deviacija pa je enaka $S_x^* = 0,041$. Koeficient variacije je tako enak $V_x = S_x^*/\bar{X} = 0,14$. Še bolj pa nas zanima razmerje med analitično začetno in empirično efektivno togostjo. V tem primeru povprečje znaša $\bar{X} = 0,132$, standardna deviacija pa $S_x^* = 0,0186$. Koeficient variacije je enak $V_x = 0,14$. Ne glede na majhnost vzorca rezultati očitno kažejo, da je razmerje med empirično določeno efektivno togostjo in začetno analitično togostjo dokaj stabilna vrednost.

Omeniti je treba, da smo pri statični obdelavi empiričnih podatkov izključili preizkušane S8 (sivo besedilo v Preglednici 2.3). Vrednosti namreč že na prvi pogled močno odstopajo od vrednosti pri ostalih preizkušancih, zato lahko upravičeno sklepamo o napaki pri merjenju pomikov ali izdelavi preizkušanca (npr. starost zalivne malte). Največ sumov vzbuja primerjava med preizkušancema S7 in S8, ki sta se razlikovala le v velikosti doseženih relativnih rotacij med stebrom in gredo. Ker te pri manjših strižnih silah v stiku še niso prisotne, to ne bi smelo vplivati, vsaj na začetno togost stika ne. Preglednica 2.3 kljub

temu nazorno kaže, da je začetna empirična togost preizkušanca S7 220-260 %, efektivna empirična togost pa 230-260 % višja. Da bi dokazali, da je s statističnega vidika izmerjena togost preizkušanca S8 t. i. osamelec, ki ga iz nadaljnje statistične obdelave lahko izključimo, uporabimo Chauvenetov kriterij [69]. Po njem lahko element X_i izključimo iz vzorca, če zanj velja:

$$D_{max} <= \frac{|X_i - \bar{X}|}{S_x^*}, \quad (2.50)$$

pri čemer je D_{max} največja dopustna razlika med elementom in povprečjem vzorca, merjena v številu standardnih deviacij vzorca. Vrednost D_{max} je odvisna od velikosti vzorca in jo lahko določimo kot z-vrednost (standardno vrednost), ki pripada verjetnosti $P = 1/(4n)$. V našem primeru z 12 elementi vzorca, z-vrednost znaša 2,04, torej $D_{max} = 2,04$. Opazujmo najprej razmerje $r_{k,0}$ (Preglednica 2.3). Razdalja med povprečjem vseh preizkušancev (ni enako povprečju, navedenem pod Preglednico 2.3!) in vrednostjo pri preizkušancu S8 znaša $(0,274 - 0,121)/0,062 = 2,47$ standardne deviacije (desna stran enačbe 2.50). Podobno velja za razmerje $r_{k,ef}$, kjer ta razdalja znaša $(0,125 - 0,043)/0,031 = 2,65$ standardne deviacije. Izključitev preizkušanca S8 iz statistične analize razmerja med začetno analitično togostjo in efektivno empirično togostjo je bila torej, sodeč po Chauvenetovem kriteriju, upravičena. Efektivno togost možničnega stika k_{ef} lahko torej izrazimo kot delež analitične začetne togosti z naslednjo enačbo:

$$k_{ef} = 0,13 k_{0,ana}, \quad (2.51)$$

Preglednica 2.3: Primerjava empirične začetne $k_{0,exp}$ in efektivne togosti $k_{ef,exp}$ preizkušancev z analitično začetno togostjo $k_{0,ana}$.

Table 2.3: Comparison of the initial $k_{0,exp}$ and empirical effective stiffness $k_{ef,exp}$ of the specimens with the analytical initial stiffness $k_{0,ana}$.

oznaka	$k_{0,exp}$ [kN/mm]	$k_{0,ana}$ [kN/mm]	$k_{ef,exp}$ [kN/mm]	$r_{k,0} = k_{0,exp}/k_{0,ana}$	$r_{k,ef} = k_{ef,exp}/k_{0,ana}$
2D25d10	50	200	29	0,250	0,143
2D25d15	52	200	25	0,260	0,125
2D25d20	45	200	22	0,215	0,110
1D25d10	35	100	14	0,350	0,140
1D32d20	35	128	21	0,273	0,164
2D16d10	35	128	20	0,273	0,156
S1	81	237	33	0,342	0,139
S5	76	237	26,5	0,321	0,112
S6	71	237	32	0,300	0,135
S7-1	150	479	53	0,313	0,111
S7-2	130	479	56	0,271	0,117
S8	58	479	20,5	0,121	0,043

$$\bar{X} = 0,288$$

$$\bar{X} = 0,132$$

$$S_x^* = 0,041$$

$$S_x^* = 0,0186$$

2.4.2 Strižna nosilnost (R_{max})

Postopek določitve strižne nosilnosti možničnega stika smo bolj ali manj že predstavili v razdelkih 2.2.1 in 2.2.2, ko smo pojasnjevali porušne mehanizme možničnih stikov. Na tem mestu bomo še enkrat zbrali potrebne izraze in uvedli določene poenostavitve. Nekaj več pozornosti bomo namenili tudi rotacijski togosti stika ter z njo povezani redukciji strižne nosilnost pri velikih relativnih rotacijah med stebrom in gredo (Slika 2.35).

Strižno nosilnost v primeru lokalne porušitve določimo z naslednjo enačbo:

$$R_{max,0} = 3n_d d_d f_{cc1(2)} a_{1(2)} + \min \left[k_{tr} (N_g + n_d N_M), d_R \frac{G_{neo} A_{neo,t}}{t_{neo}} \right]. \quad (2.52)$$

Razložimo najprej prvi del enačbe 2.52, kjer n_d predstavlja število možnikov v stiku; d_d premer posameznega možnika; f_{cc1} in f_{cc2} enoosni tlačni trdnosti betona in cementne malte; a_1 in a_2 pa globini plastičnega člena v stebri in gredi, ki ju izračunamo z naslednjima enačbama:

$$a_1 = \frac{\sqrt{f_{cc1} f_{cc2} (9e^2 f_{cc1} f_{cc2} + 2(f_{cc1} + f_{cc2}) d_d^2 f_{sy})} - 3e f_{cc1} f_{cc2}}{3f_{cc1} (f_{cc1} + f_{cc2})} \quad (2.53)$$

$$a_2 = \frac{\sqrt{f_{cc1} f_{cc2} (9e^2 f_{cc1} f_{cc2} + 2(f_{cc1} + f_{cc2}) d_d^2 f_{sy})} - 3e f_{cc1} f_{cc2}}{3f_{cc2} (f_{cc1} + f_{cc2})} \quad (2.54)$$

V enačbah 2.53 in 2.54 e pomeni polovico debeline neoprenske ploščice.

Reducirano strižno nosilnost zaradi velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo $R_{max,rel}$ izračunamo tako, da v enačbah 2.53 in 2.54 upoštevamo reducirano napetost jekla na meji tečenja:

$$f_{sy,red} = \left(1 - \left(\frac{N_M}{A_m f_{sy}} \right)^2 \right) f_{sy}, \quad (2.55)$$

kjer je f_{sy} natezna trdnost jekla na meji tečenja, N_M dodatna natezna sila v možniku zaradi momenta v stiku M_{stik} in A_m površina prereza možnika. Silo N_M izračunamo kot:

$$N_M = M_{stik} / r_M, \quad (2.56)$$

kjer je r_M ročica med rezultanto tlačnih napetosti v neoprenski ploščici ter natezno silo v možniku in je enaka:

$$r_M = \frac{h_{neo}}{3}. \quad (2.57)$$

V enačbi 2.56 h_{neo} pomeni dimenzijo neoprenske ploščice v smeri obtežbe.

Za izračun momenta v stiku M_{stik} moramo poznati rotacijsko togost stika k_{rot} :

$$M_{stik} = rot k_{rot} \quad (2.58)$$

$$k_{rot} = \frac{h_{neo}^3 b_{neo} E_{neo}^*}{24 t_{neo}}, \quad (2.59)$$

kjer je b_{neo} je dimenzija neoprenske ploščice v smeri prečno na smer obtežbe, t_{neo} debelina ploščice, E_{neo}^* pa elastični modul ploščice v tlaku, ki ga lahko ocenimo z naslednjo enačbo:

$$E_{neo}^* = 3f_K G_{neo} (1 + 2k S^2) [54, 70]. \quad (2.60)$$

Pri tem je $f_K = 1/3$ faktor, ki upošteva zdrs na kontaktu med neoprenom in betonom, $G_{neo} = 1MPa$ strižni modul neoprena, k konstanta, odvisna od trdote elastomerja (0,55-0,75) [54], ter S oblikovni faktor ploščice, ki se izračuna kot:

$$S = \frac{x_t b_{neo}}{2t_{neo} (x_t + b_{neo})}; x_t = h_{neo}/4. \quad (2.61)$$

Če želimo torej upoštevati redukcijo nosilnosti zaradi velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo, moramo poznati velikost relativnih rotacij, ta pa je seveda spet odvisna od same strižne nosilnosti. Reducirano strižno nosilnost zato določimo iterativno. Več o postopku bomo pisali v razdelku 4.5.

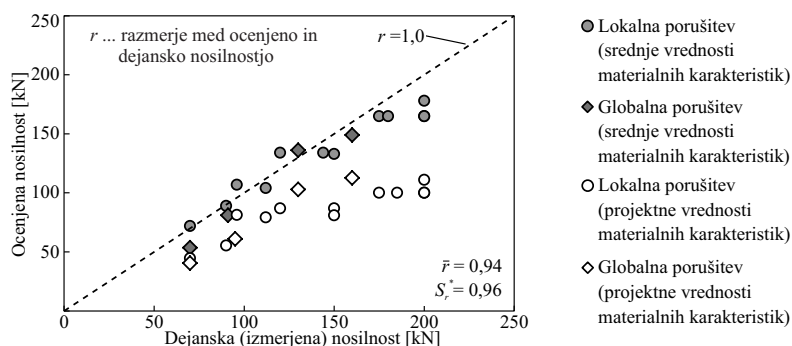
Za iz vrednotenje drugega dela enačbe 2.52 moramo poznati še naslednje količine: koeficient trenja med neoprensko ploščico ter betonskim elementom k_{tr} , tlačno silo na neoprensko ploščico zaradi gravitacijske obtežbe N_g , dodatno natezno silo v mozniku zaradi momenta v stiku N_m , pomik pri največji sili d_R , strižni modul neoprena G_{neo} , površino tlačnega dela ploščice $A_{neo,t}$ ter debelino ploščice t_{neo} .

Glede na ugotovitve iz razdelka 2.2.2 je treba poleg reducirane strižne nosilnosti v primeru lokalne porušitve $R_{max,red}$ kontrolirati tudi strižno nosilnost v primeru globalne porušitve stika $R_{max,g}$:

$$R_{max} = \min[R_{max,red}, R_{max,g}]. \quad (2.62)$$

V ta namen smo v razdelku 2.2.2 že predstavili izraze za različne možnične stike z različnima konfiguracijo armature in številom moznikov. Nosilnost v primeru globalne porušitve z upoštevanjem vpliva stremen tako določimo na podlagi Slike 2.25, pri čemer minimalno vrednost strižne nosilnosti stika omejimo z natezno nosilnostjo samega betona, ki jo iz vrednotimo po t. i. metodi *Concrete capacity design* [25], podrobneje opisani že v razdelku 1.2.1:

Na Sliki 2.36 prikazujemo primerjavo ocenjenih in dejanskih nosilnosti možničnih stikov, ki so bili preizkušeni v okviru projekta SAFECAST. Vključeni so tako stiki, ki so bili preizkušeni na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani, kot tudi stiki, ki so bili preizkušeni na Nacionalni tehniški univerzi v Atenah (NTUA) [2]. Diagram pokaže, da je ujemanje med ocenjenimi in dejanskimi vrednostmi relativno dobro. To dokazujeta tudi povprečna vrednost $\bar{r} = 0,94$ in standardna deviacija $S_r^* = 0,096$ količnika r , ki ga definiramo kot razmerje med ocenjeno in dejansko nosilnostjo.



Slika 2.36: Primerjava ocenjenih in dejanskih (izmerjenih) nosilnosti možničnih stikov, preizkušenih v okviru projekta SAFECAST.

Fig 2.36: Comparison of the estimated and actual (measured) resistance of the dowel connections tested in the frame of the SAFECAST project.

2.4.3 Mejni pomik (d_R)

V modelu si za mejni pomik v primeru lokalne porušitve izberemo pomik, pri katerem je v robnem vlaknu možnika dosežena mejna deformacija jekla. V primeru globalne porušitve mejni pomik določimo na podlagi predpostavke o popolnoma krhki porušitvi in ga tako izračunamo kot $d_R = R_{max}/k_{ef}$ (glej tudi Sliko 2.35, levo). Mejni pomik d_R izračunamo kot vsoto elastičnega (d_{el}) in plastičnega pomika (d_{pl}) z naslednjo enačbo, ki smo jo tudi že predstavili v razdelku 2.2.1:

$$d_R = d_{el} + d_{pl} = \frac{2R_{max} \beta (e\beta + 1) (E_{c1} + E_{c2})}{n_d E_{c1} E_{c2}} + 2(\epsilon_{su} - \epsilon_{sy}) (a_1 + a_2 + 2e), \quad (2.63)$$

kjer je n_d število moznikov, $\beta = 5/(8d_d)$, e polovica debeline neoprenske ploščice, E_{c1} elastični modul betona, E_{c2} elastični modul malte, ϵ_{sy} deformacija jekla na meji tečenja in ϵ_{su} deformacija jekla pri največji napetosti.

2.4.4 Histerezna pravila

Histerezna pravila strižnega odziva možničnega stika, ki jih upoštevamo v tu predstavljenem modelu, so ilustrirana na Sliki 2.37. Histerezni odziv opišemo s petimi parametri: p_x , p_y , α , d_1 in d_2 . Parametra p_x in p_y , ki določata t. i. učinek pinching, vplivata na togost pri ponovni obremenitvi. Če za vrednost parametrov izberemo $p_x = 0$ in $p_y = 0$, v histerezi ne upoštevamo nikakršnega učinka »pinching« in togost pri ponovni obremenitvi je določena s karakteristično točko, ki smo jo dosegli v prejšnjem ciklu. Če parametra p_x in $p_y = 0$ zavzemata vrednosti med 0 in 1, pa to spremeni togost pri ponovnem obteževanju, kakor prikazuje slika Slika 2.37. Togost pri razbremenjevanju določata parameter α in dosežena duktilnost μ :

$$k_r = \mu^{-\alpha} k_{ef}. \quad (2.64)$$

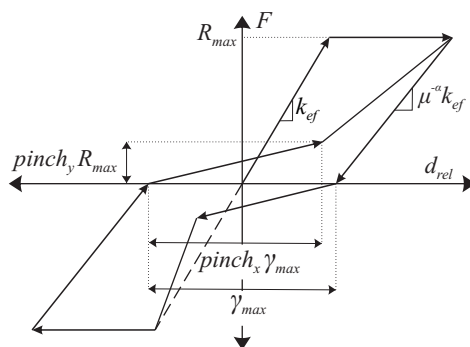
Parametra poškodovanosti d_1 in d_2 posredno določata ciklično degradacijo nosilnosti in togosti. V vsakem polciklu se pri največjem doseženem pomiku (pozitivnem ali negativnem) izvednoti faktor poškodovanosti d :

$$d = d_1(\mu - 1) + d_2 \frac{E}{E_A}, \quad (2.65)$$

pri čemer je E kumulativna disipirana energija v vseh prejšnjih ciklih in E_A energija, izračunana kot ploščina pod ovojnico odziva. Faktor d nato neposredno vpliva na največjo deformacijo (pomik), doseženo v trenutnem ciklu:

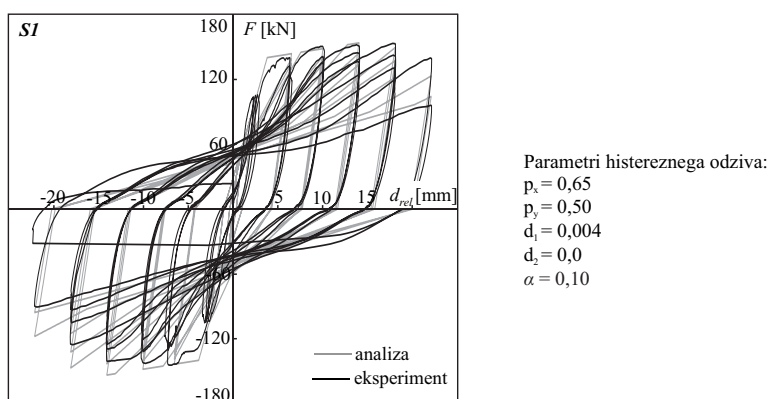
$$d_{rel,i} = d_{rel,i-1} (1, 0 + d). \quad (2.66)$$

Opisani histerezni model se je v analizah, ki so jih izvedli Kramar in sodelavci [71], izkazal kot zelo primeren za simulacijo strižnega odziva možničnih stikov (Slika 2.38). Parametre histereznega odziva, ki so podani tudi na Sliki 2.38, zato povzemamo po tej študiji.



Slika 2.37: Histerezni pravila makromodela mozničnega stika.

Fig 2.37: Hysteretic rules of the macromodel of dowel connection.



Slika 2.38: Kalibracija parametrov histereznega odziva mozničnega stika.

Fig 2.38: Calibration of the hysteretic response parameters of dowel connection.

2.5 Povzetek in zaključki poglavja o stikih med stebri in gredami

Na koncu poglavja o mozničnih stikih med stebri in gredami bomo povzeli bistvene ugotovitve ter prispevke predstavljenih raziskav. Najprej smo v razdelku 2.1 podrobno predstavili eksperimente na mozničnih stikih, ki so bili izvedeni pod vodstvom raziskovalne skupine s Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. Preizkušeni so bili trije različni tipi mozničnih stikov, in sicer stika, ki se običajno uporabljata za stikovanje strešnih nosilcev in stebrov s centrično ali z ekscentrično postavljenim moznikom ter medetažni moznični stik. Bistveni prispevek predstavljenih preiskav je bil ovrednotiti strižno nosilnost mozničnih stikov pri velikih relativnih rotacijah med stebrom in gredo (Slika 2.1). Do tedaj so se izvajali le čisti strižni preizkusi mozničnih stikov, ki pa ne zajamejo povsem dejanskega obnašanja med potresno obtežbo. Izkazalo se je, da strižna nosilnost mozničnih stikov v primeru velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo upade. Pri preizkušeni stikih je bilo mogoče opaziti do 20 % redukcijo nosilnosti.

Na podlagi eksperimentalnih rezultatov sta bila nato v razdelku 2.2 pojasnjena oba možna porušna mehanizma mozničnih stikov, in sicer lokalni porušni mehanizem, za katerega je značilna porušitev moznika samega, ter globalni porušni mehanizma, za katerega je značilno razpokanje betona zaradi prekoračitve njegove natezne nosilnosti od moznika proti robovom stikajočih se elementov. Poleg tega smo predlagali tudi izraze za ovrednotenje deformabilnosti in nosilnosti tovrstnih stikov. Pri tem smo se opirali tako na

eksperimentalne rezultate kot tudi na ugotovitve preteklih raziskav [2, 22, 23, 25, 26]. Bistvena prispevka disertacije na tem področju sta naslednja: izpeljava analitičnih izrazov za oceno deformabilnosti in nosilnosti mozničnih stikov ob upoštevanju velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo ter ovrednotenje vpliva stremen na strižno nosilnost mozničnih stikov različnih konfiguracij, ki se najpogosteje pojavljajo v praksi, s pomočjo ustreznih modelov nadomestnega paličja.

V nadaljevanju (v razdelku 2.3) smo nato predstavili podroben 3D-numerični model mozničnega stika, na podlagi katerega smo potrdili nekaj pomembnih predpostavk, ki smo jih uporabili pri izpeljavi izrazov za oceno deformabilnosti in nosilnosti. Tako smo npr. potrdili predpostavko o trdnosti betona na kontaktu z moznikom v primeru lokalne porušitve. Ta namreč zaradi ugodnega večosnega napetostnega stanja ni enaka enoosni tlačni trdnosti. Dokazali smo, da je povečanje trikratno, in tako ovrgli predpostavko Vintzeleoua in Tassiosa [22], da je faktor povečanja enak 5. Nadalje smo raziskali tudi raznos tlačnih napetosti prek moznika v betonski element in tako identificirali smer tlačnih diagonal modelov nadomestnega paličja, ki smo jih uporabili za oceno strižne nosilnosti v primeru globalne porušitve. S pomočjo podrobnih modelov smo določili tudi kot vnosa tlačnih napetosti po globini in s tem število aktiviranih stremen, ki se upirajo krhki globalni porušitvi stika. Relativno dobro ujemanje rezultatov eksperimentov in simulacij upravičuje uporabo tovrstnih modelov za študijo porušnih mehanizmov, kljub nekaterim pomankljivostim, kot so npr. časovna zamudnost, težave s konvergenco ter pomankanje nekaterih vhodnih parametrov materialnih in kontaktnih modelov, ki bi jih bilo treba pridobiti z dodatnimi eksperimentalnimi preiskavami.

V zadnjem razdelku o mozničnih stikih med stebri in gredami smo definirali robustnejše inženirske modele tovrstnih stikov, ki omogočajo hitrejši račun in uporabo pri zahtevnih dinamičnih analizah celotnih konstrukcij. Gre za vzmeti, s katerimi opišemo ciklični odziv mozničnih stikov v obliki odnosa med silo in pomikom. Karakteristične točke odziva smo definirali na podlagi izrazov, ki so bili predstavljeni že v razdelku 2.2. Inženirski modeli zajamejo vse bistvene lastnosti odziva mozničnih stikov, kot sta možnost globalne ali lokalne porušitve ter redukcija strižne nosilnosti stika zaradi velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo. Tovrstne modele smo uporabili tudi pri parametrični študiji, predstavljeni v razdelku 4.5, na podlagi katere smo ocenjevali vpliv mozničnih stikov na ranljivost in potresno tveganje armiranobetonskih montažnih konstrukcij.

3 STIKI MED NOSILNO KONSTRUKCIJO IN PANELI

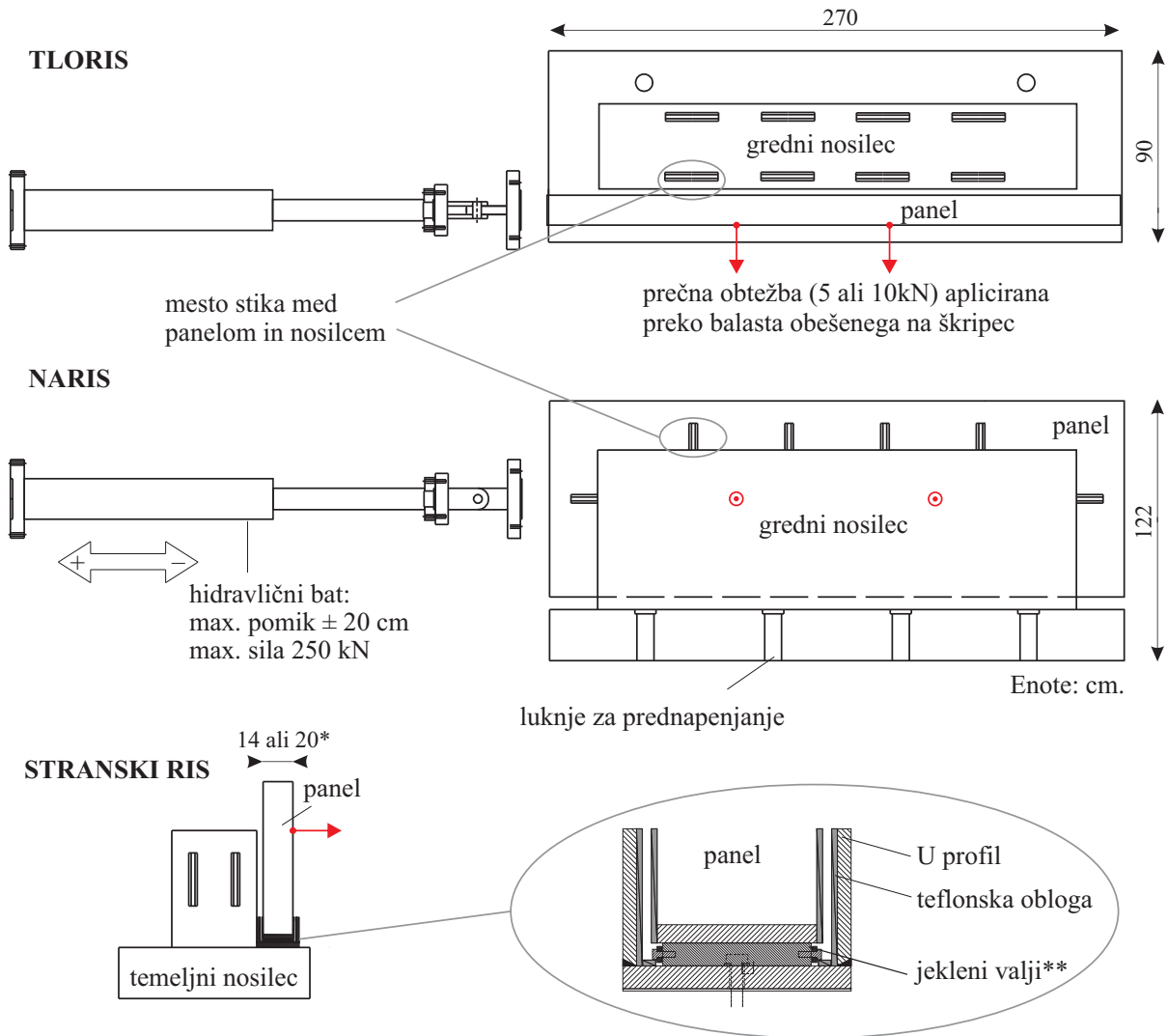
3.1 Eksperimentalne preiskave

Glavni cilj v nadaljevanju predstavljenih eksperimentalnih raziskav je bil ovrednotiti togost, nosilnost in deformacijsko kapaciteto obstoječih stikov za pritrjevanje armiranobetonskih panelov na konstrukcijo pri armiranobetonskih montažnih stavbah pri ciklični obtežbi. Kot je bilo omenjeno že v uvodu (razdelek 1.3) se med zadnjimi potresi v Italiji obstoječi sistemi v veliko primerih niso odzvali tako kot je bilo pričakovano. Stiki namreč niso bili zadostne deformacijske kapacitete, da bi lahko prenesli relativne pomike med konstrukcijo in panelom v ravnini panela.

Kakor je že bilo omenjeno v prejšnjem poglavju, obstaja na tržišču kar nekaj različnih stikov za pritrjevanje armiranobetonskih fasadnih panelov na nosilno konstrukcijo. Vseh sicer ni mogoče preizkusiti, smiselno pa je preizkusiti najpogostejše in najprezentativnejše. Tako je bil v okviru projekta SAFE-CLADDING [11] najprej opravljen širok pregled sistemov, ki se uporabljajo v evropski praksi [28]. Na podlagi končnega poročila so bili nato izbrani in preizkušeni trije najpogostejši tipi stikov, ki so podrobneje opisani v nadaljevanju (razdelek 3.1.1) in prikazani na Slikah 3.3-3.8. Vsi stiki so v prodajnem programu proizvajalca stikov za armiranobetonske montažne sisteme Halfen [72]. Eksperimenti so bili izvedeni na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. Pri eksperimentih je aktivno sodeloval tudi avtor te disertacije.

Konfiguracija preizkusa je prikazana na Slikah 3.1 in 3.2. Gredni nosilec T-prereza je bil s kabli za prednapenjanje pričvrščen na tla laboratorija. Ob gredni nosilec je bil postavljen armiranobetonski panel debeline 14 ali 20 cm, ki so mu bili s horizontalnim batom vsiljevani pomiki. Ker je bil panel nameščen na posebej v ta namen izdelanih valjčkah na krogličnih ležiščih (Slika 3.1), je bila sila trenja na dnu panela praktično enaka 0 kN. Tako je gibanje panela ob grednem nosilcu preprečeval le stik. Z drugimi besedami – sila v batu je bila praktično enaka sili v stiku. Med nosilec in panel so bili montirani stiki. Zaradi praktičnih razlogov je bilo na vsak nosilec ali panel montiranih več stikov (Slika 3.1), vendar sta bila hkrati preizkušena največ dva. Vsi tipi stikov so bili preizkušeni ciklično, nekateri pa tudi monotono. Vsega skupaj je bilo izvedenih 30 preizkusov (23 cikličnih in sedem monotonih). Rezultatov monotonih preizkusov v tem poglavju sicer ne prikazujemo, so pa nazorno predstavljeni v [73]. Protokol cikličnega obteževanja je bil določen po priporočilih FEMA 461 [74]. Amplituda se je povečevala eksponentno. Pri vseh testih sta bila pri vsaki amplitudi izvedena dva polna cikla oziroma dva polcikla pri preizkušanju stika z jekleno ploščico (Sliki 3.3 in 3.4) v vertikalni smeri (glavne smeri stika so označene na Sliki 3.4 desno). Časovni potek obremenjevanja za vsak posamezni tip stika je še natančneje opisan v [73].

V primeru potresne obtežbe bi bil stik sicer obremenjen v vseh treh ortogonalnih smereh, zaradi same zasnove stika pa sta pomembni vsaj obe horizontalni. Da bi se bolj približali realni situaciji, je bila pri nekaterih preizkusih poleg strižne obremenitve stikom vsiljena tudi obtežba prečno na ravnino panela (Slika 3.1). Na jeklenico, sidrano v panel, je bil prek škripca obešen balast s težo 5 ali 10 kN. Prečna obtežba je bila sicer ves čas preizkusa konstantna, kar ni realno, je pa tak sistem kljub temu omogočil analizo vpliva prečne obtežbe na strižno obnašanje stikov.

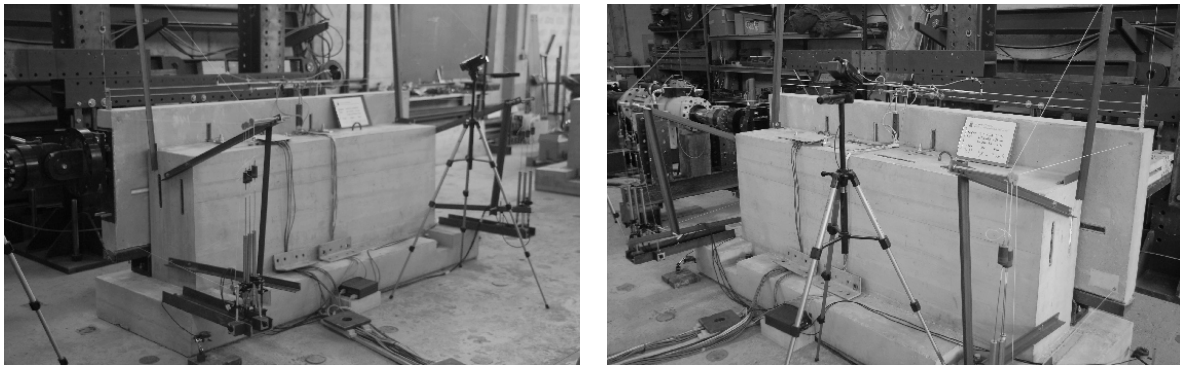


*Debelina panela se spreminja glede na tip stika.

**Valji na krogličnih ležiščih.

Slika 3.1: Shematski prikaz testiranja stikov med paneli in konstrukcijo.

Fig 3.1: Scheme of the panel-structure connection testing set-up.

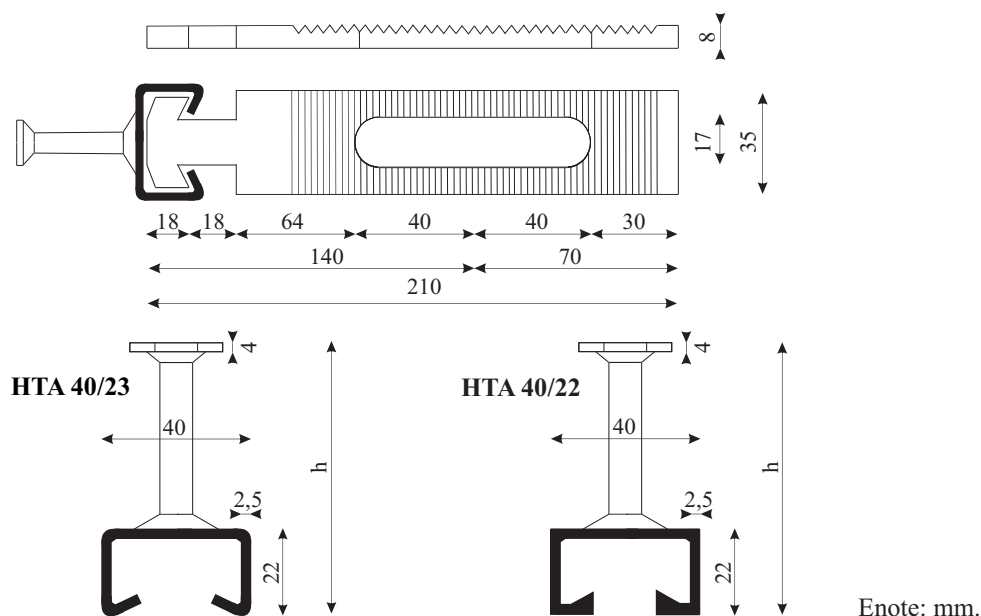


Slika 3.2: Konfiguracija preizkusa.

Fig 3.2: Testing set-up.

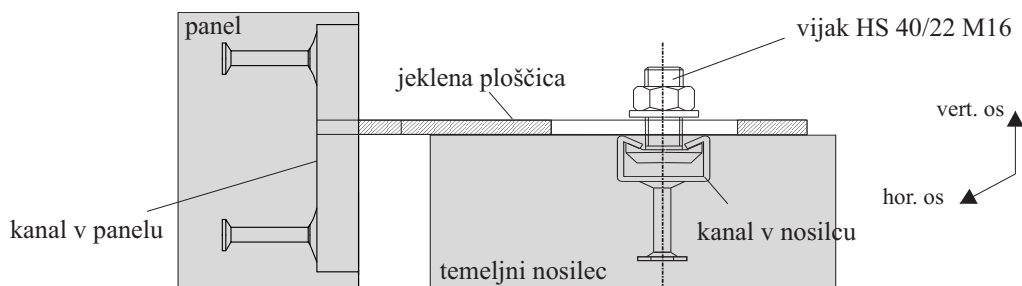
3.1.1 Opis preizkušancev

Prvi preizkušeni tip stika (v nadaljevanju ga imenujemo kar s komercialnim imenom TA-AS), ki se najpogosteje uporablja za pritrjevanje vertikalnih panelov na gredo, je prikazan na Slikah 3.3 in 3.4. Krajši opis je sicer že bil podan v razdelku 1.2.2, tu pa poleg natančnejših risb dodajmo še podatek, da sta bila preizkušena dva različna kanala (v nadaljevanju disertacije uporabljamo izraz kanal za profil v obliki črke U, ki se vgradi v betonski element); močnejši vroče valjani HTA 40/22 in šibkejši hladno oblikovani HTA 40/23 (Slika 3.3). Vse komponente stika razen vijaka (kakovost 4.6 ali 8.8) so bile izdelane iz jekla S275JR. Stik je bil preizkušen tako v svoji horizontalni (vzdolž kanala v nosilcu, glej sliko Slika 3.4) kot tudi v vertikalni osi (vzdolž kanala v panelu). Za preizkušanje v vertikalni osi je bil stik zarotiran za 90 stopinj in tako vgrajen v panel ter gredni nosilec (opazi tudi horizontalno vgrajena kanala na koncih panela na Sliki 3.1). Stik je bil preizkušen v paru in posamično. Izvedeni so bili devet enoosnih in štirje dvoosni preizkusi stika v horizontalni osi ter štirje enoosni preizkusi stika v vertikalni osi. V primerih dvoosne obtežbe je bila pravokotno na ravnino panela aplicirana sila 5 ali 10 kN.



Slika 3.3: Geometrija komponent stika TA-AS (stika z jekleno ploščico).

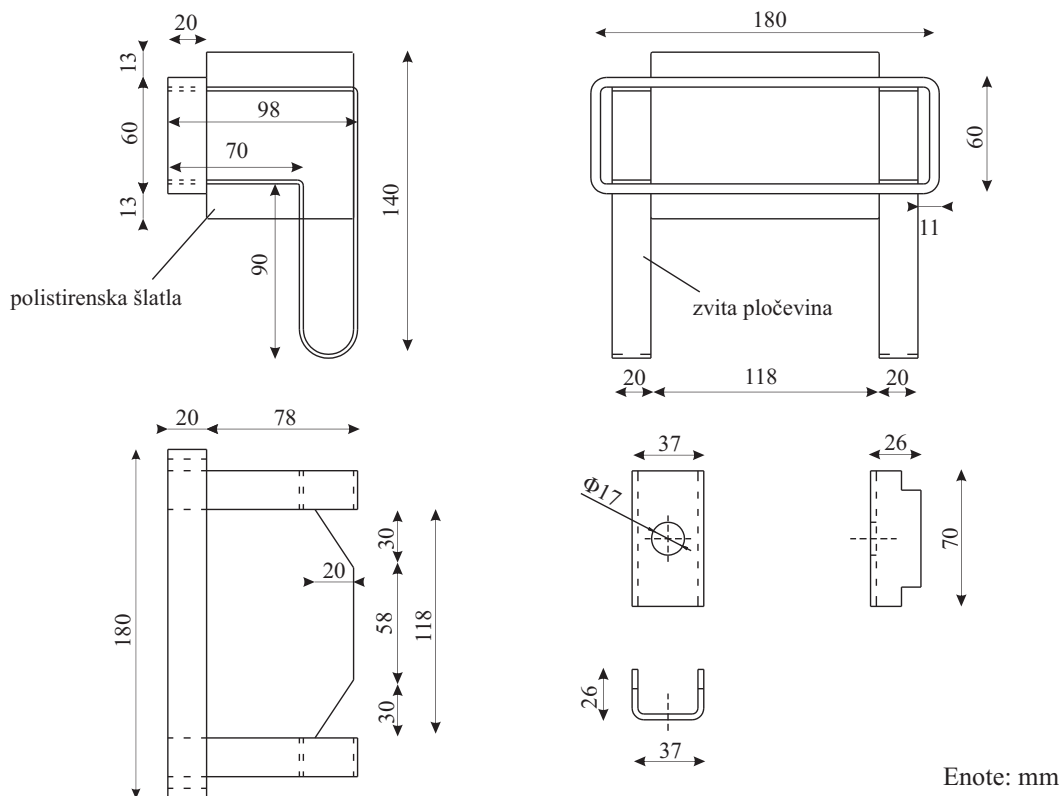
Fig 3.3: Geometry of components of the TA-AS connection (the connection with the hammer-head strap).



Slika 3.4: Shematski prikaz sestave stika TA-AS (stika z jekleno ploščico).

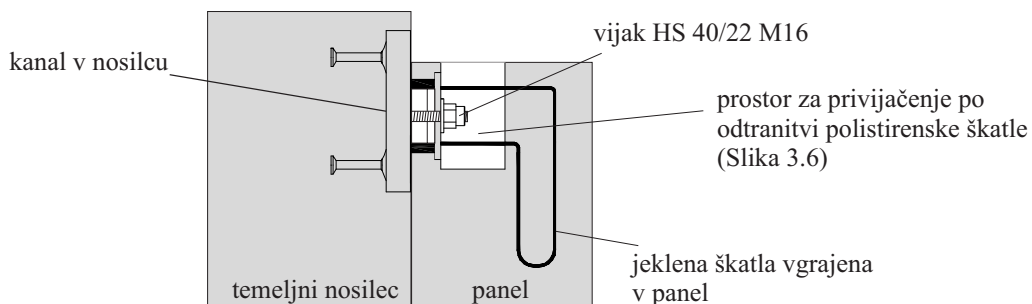
Fig 3.4: Scheme of the assembly of the TA-AS connection (the connection with the hammer-head strap).

Drugi tip (v nadaljevanju NODO) je bil prav tako že na kratko predstavljen v prejšnjem poglavju, podrobneje pa je prikazan na Slikah 3.5 in 3.6. Tak stik se najpogosteje uporablja za pritrjevanje horizontalnih panelov v zgornjih vogalih na stebre. Zanj je značilna posebna jeklena škatla (okvir), prikazana na Sliki 3.5, ki se vgradi v panel. Z vijakom se panel nato pritrdi na kanal v stebru (v primeru opisanega preizkusa je bil kanal vgrajen v gredni nosilec; Slika 3.6). Stik je bil preizkušen s hladno oblikovanimi kanali HTA 40/23 (Slika 3.3, levo) in z vijaki HS 40/22 M16. Vse komponente stika razen vijaka (kakovost 8.8) so bile izdelane iz jekla S275JR. Izvedena sta bila enoosna preizkusa na dveh stikih hkrati.



Slika 3.5: Geometrija komponent stika NODO.

Fig 3.5: Geometry of components of the NODO connection.



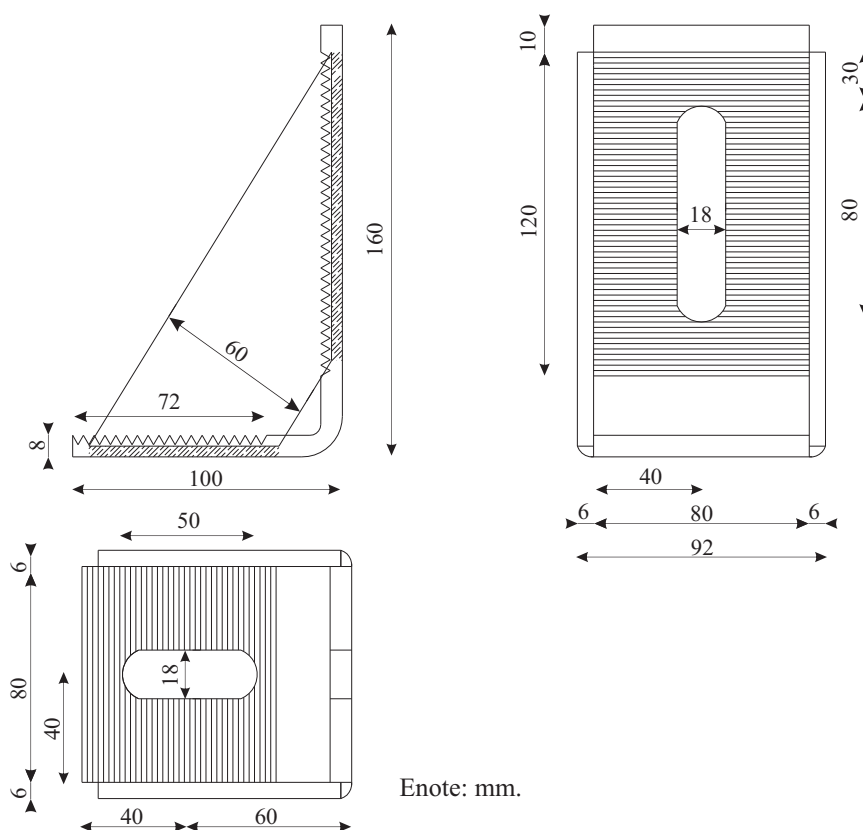
Slika 3.6: Shematski prikaz sestave stika NODO.

Fig 3.6: Scheme of the assembly of the NODO connection.

Tretji tip (v nadaljevanju PARD2) sestoji iz jeklenega kotnika (Slika 3.7), ki je z vijakoma HS 40/22 M16

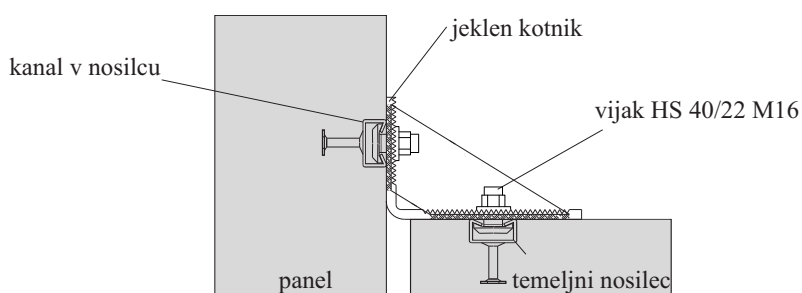
pritrjen na kanala, vgrajena v panelu in grednem nosilcu (Slika 3.8). Tak stik se najpogosteje pojavlja za pritrjevanje horizontalnih panelov na stebre, v zadnjem času pa tudi za popotresno utrjevanje [13, 14] (tovrstni stiki so sicer nekoliko drugačni, saj se v betonske elemente pritrjujejo neposredno z ustreznimi sidri oziroma vijaki, in ne prek kanalov, kot je prikazano na Sliki 3.8).

Stik PARD2 je bil preizkušen s hladno oblikovanimi kanali HTA 40/25 in z vijaki HS 40/22 M16. Kanal HTA 40/25 je skoraj enak kanalu HTA 40/23 (Slika 3.3, levo), le da je njegova debelina malenkost večja – 2,75 mm namesto 2,5 mm. Vse komponente stika razen vijaka (kakovost 4.6 ali 8.8) so bile izdelane iz jekla S275JR. Izvedeni so bili štiri preizkusi – dva enoosna in dva dvoosna s konstantno obtežbo 10kN pravokotno na ravnino panela. Vsak stik je bil preizkušen posamično.



Slika 3.7: Geometrija jeklenega kotnika uporabljenega pri stiku PARD2.

Fig 3.7: Geometry of the steel angle used in the PARD2 connection.



Slika 3.8: Shematski prikaz sestave stika PARD2.

Fig 3.8: Scheme of the assembly of the PARD2 connection.

3.1.2 Analiza rezultatov

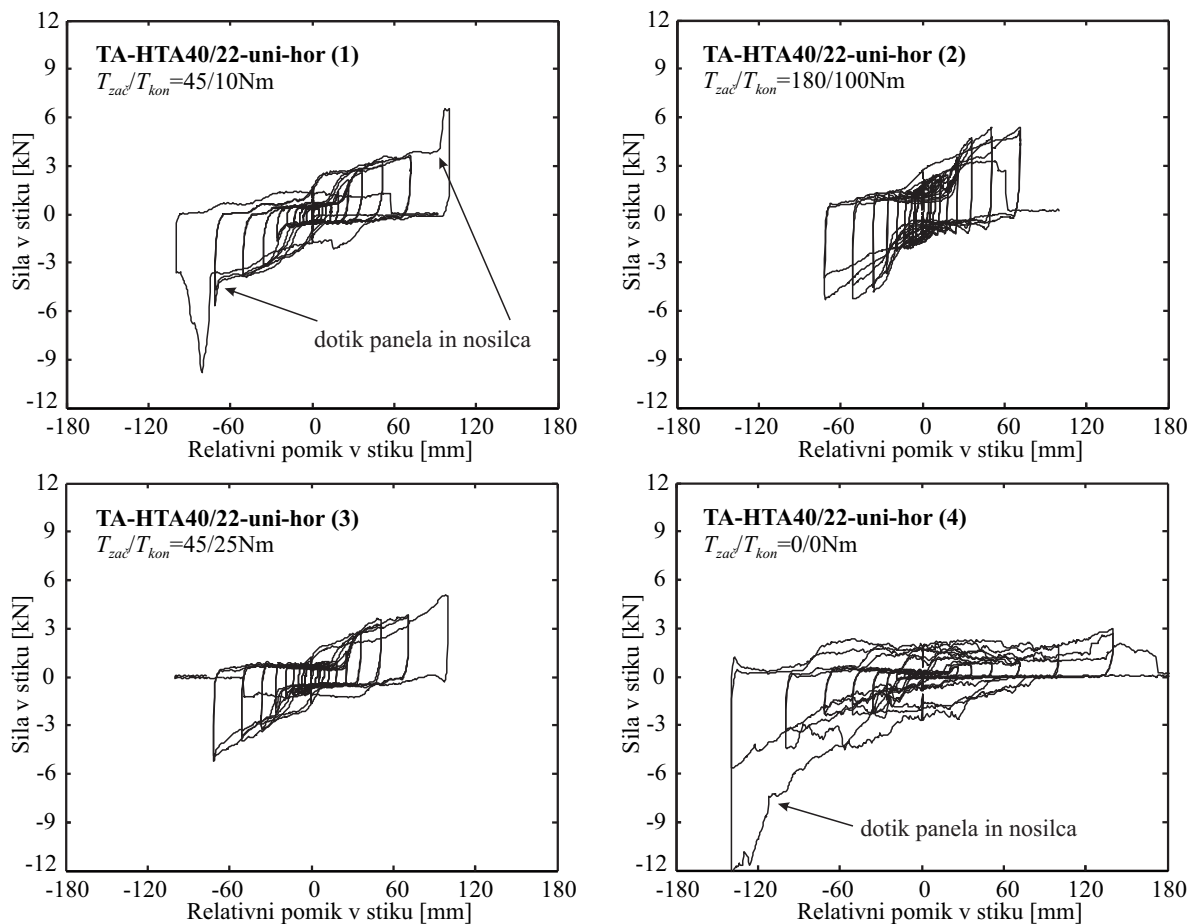
V nadaljevanju so predstavljeni rezultati preizkusov na stikih za pritrjevanje fasadnih panelov na nosilno konstrukcijo v obliki diagramov, ki predstavljajo odvisnost horizontalne sile v stiku oziroma v batu od relativnega pomika v stiku. Ker je gredni nosilec zelo tog, lahko rečemo, da je relativni pomik v stiku kar enak pomiku panela oziroma pomiku v batu. Diagrame spremljajo tudi fotografije, na podlagi katerih so opisani porušni mehanizmi.

Rezultati so predstavljeni v ločenih razdelkih glede na tip stika. Najprej so predstavljeni rezultati testov na stikih tipa TA-AS (stik z jekleno ploščico), in sicer v horizontalni osi stika (Slika 3.4). Sledijo rezultati za isti tip stika v vertikalni osi. Nato so podani rezultati za stike NODO (stiki z jekleno škatlo) ter na koncu še za stike PARD 2 (stiki z jeklenim kotnikom). Vsakemu preizkusu je dodeljena smiselna oznaka, ki pojasnjuje vse ključne parametre in je sestavljena po naslednjem principu: **tip stika-tip kanala-smer nanosa obtežbe**. Za primer: enoosni preizkus stika TA-AS z vroče valjanimi kanali HTA 40/22 v njegovi horizontalni osi ima oznako TA-HTA40/22-uni-hor, dvoosni preizkus stika PARD2 s hladno oblikovanimi kanali HTA 40/25 pa PARD2-HTA40/25-bi. Ker je preizkušancev z enakimi osnovnimi parametri v nekaterih primerih tudi več, sledi na koncu oznake še zaporedna številka preizkusa, zapisana v oklepajih. Preizkusi z enakimi osnovnimi parametri pa se lahko razlikujejo v momentu privijanja v vijaku $T_{zač}$, ki je naveden pod oznako preizkusa. V večini primerov je bil po preizkusu izmerjen tudi preostali moment v vijaku T_{kon} .

Preizkusi na stikih TA-AS v horizontalni osi

Slika 3.9 prikazuje rezultate štirih preizkusov na stikih TA-AS z močnejšimi vroče valjanimi kanali HTA 40/22. Stiki so bili preizkušeni v svoji horizontalni osi (Slika 3.3) brez prečne obtežbe. Preizkušanci se med seboj razlikujejo glede na moment privijanja (Slika 3.9). Med preiskovanjem je bilo namreč ugotovljeno, da lahko moment, s katerim privijamo jekleno ploščico na gredni nosilec, pomembno vpliva na odziv stika. Tako so bili stiki poleg momenta, ki ga priporoča proizvajalec ($T_{zač} = 45$ Nm), privijačeni tudi z največjim dovoljenim momentom ($T_{zač} = 180$ Nm) ali le na rahlo (izmerjen moment z momentnim ključem praktično $T_{zač} = 0$ Nm). Po podatkih, ki so nam na voljo, se taki stiki v praksi pritrjujejo bolj ali manj po občutku, zato je analiza vpliva tega parametra še toliko zanimivejša.

Oglejmo si najprej histerezo odziva preizkušanca **TA-HTA40/22-uni-hor (1)** z momentom privitja $T_{zač} = 45$ Nm (Slika 3.9, levo zgoraj). Približno do relativnega pomika 20 mm se je sila iz panela v nosilec prenašala le prek trenja med jekleno ploščico in kanalom v nosilcu ter samim nosilcem. Ob pomikanju panela se je ploščica vrtela okrog vijaka. Sila v stiku tako ni preseгла 0,5 kN. Nato se je pri relativnem pomiku 20 mm glava jeklene ploščice zagozdila v kanalu v panelu (Slika 3.10, levo). Sila v stiku je zato relativno hitro narasla do 2,5 kN, ko se je začela jeklena ploščica na mestu zožitve pod glavo ploščice plastificirati (Slika 3.10, v sredini). Nato je mogoče opaziti rahlo utrjevanje do relativnega pomika 70 mm in sile 4 kN, ko je prišlo do dotika panela in grednega nosilca. Ob povečevanju pomikov je namreč ojeklena ploščica vlekla panel vedno bolj k sebi (proti nosilcu), v nekem trenutku pa se je odprtina med panelom in nosilcem zaprla. Takrat je sila v stiku skokovito narasla, saj je jeklena ploščica zaradi svoje relativno velike osne togosti stisnila panel ob nosilec, s tem pa omogočila prenos sile preko trenja med betonskima elementoma. Jeklena ploščica se je tako porušila zaradi kombinacije upogibne in osne obremenitve pri pomiku +100/-100 mm in sili +6,5/-9,7 kN (Slika 3.10, desno). Po končanem preizkusu je bil



Slika 3.9: Odziv stikov TA-AS z vroče valjanimi kanali HTA 40/22 pri enosni obremenitvi.

Fig 3.9: Response of the TA-AS connections with hot-rolled HTA 40/22 channels in the case of uniaxial loading.



Slika 3.10: Stiki TA-AS s kanali HTA 40/22: zagozdenje glave jeklene ploščice v kanalu v panelu (levo), velike plastične deformacije pod glavo ploščice (v sredini) ter porušitev ploščice zaradi kombinacije upogibnih in nateznih obremenitev (desno).

Fig 3.10: TA-AS connections with HTA 40/22 channels: head of the hammer-head strap was stacked in the channel in the panel (left), large plastic deformations under the head of the strap (in the middle) and failure of the strap due to the combination of flexural and axial loading (right).

v vijaku izmerjen moment $T_{kon} = 10$ Nm, kar kaže na rahljanje v vijaku zaradi strižnega obremenjevanja stika.

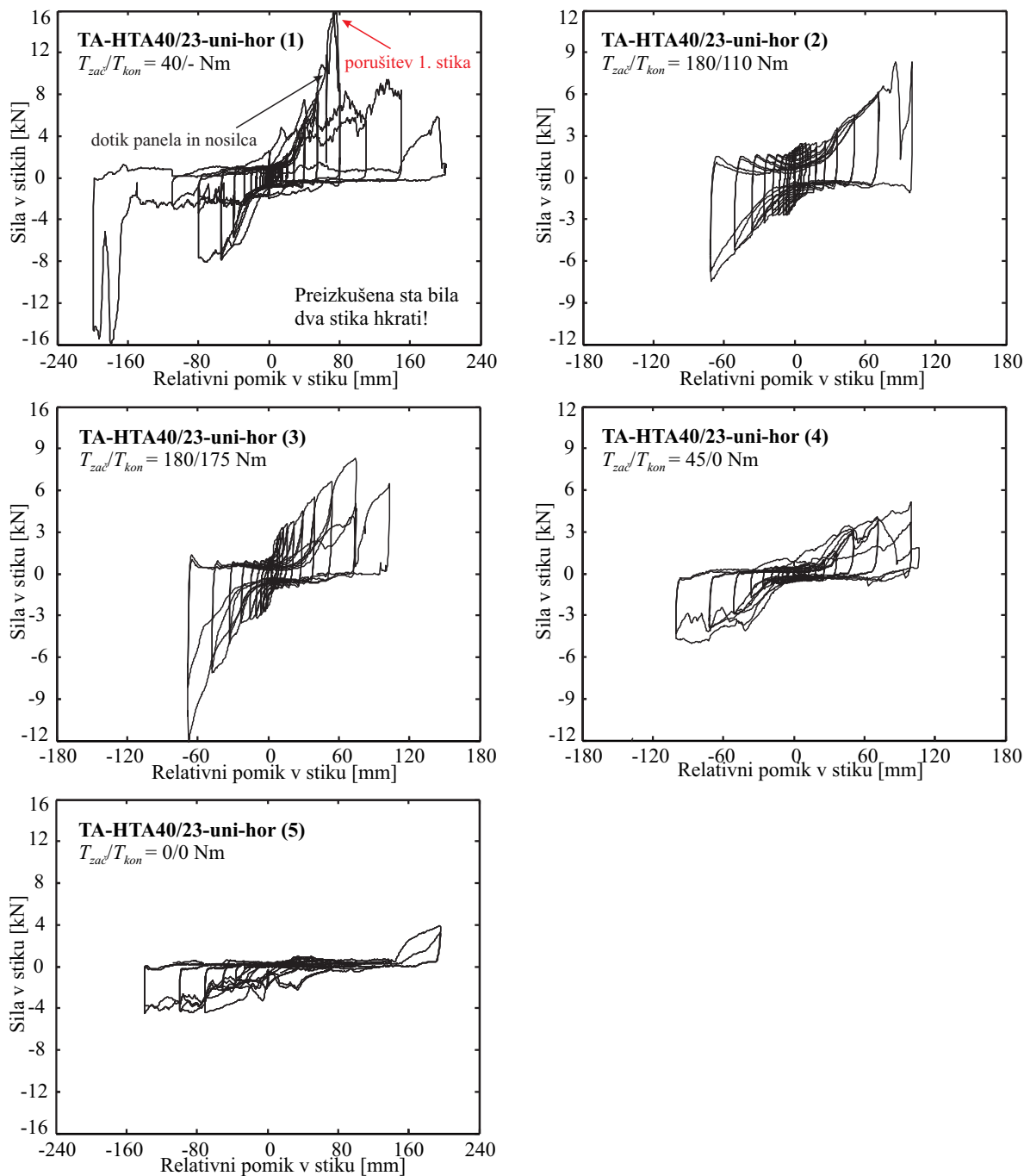
Preizkušane **TA-HTA40/22-uni-hor (2)** z momentom privitja $T_{zač} = 180$ Nm (Slika 3.9, desno zgoraj) se je odzval precej podobno kot že opisani preizkušane z momentom privitja $T_{zač} = 45$ Nm, bistvena razlika pa je v tem, da ni prišlo do dotika med panelom in nosilcem in s tem skoka sile zaradi trenja med elementoma (to sicer ni posledica višjega momenta privitja, temveč manjše začetne razdalje med panelom in grednim nosilcem). Porušitev pod glavo jeklene ploščice (enako kot pri prejšnjem preizkušancu, Slika 3.10) je nastopila pri relativnem pomiku +71/-71 mm in sili +5,2/-5,2 kN, tik preden bi se panel in nosilec utegnili dotakniti. Dodajmo še, da je bila sila pred zagozdenjem glave ploščice v kanalu v panelu nekoliko višja (1 kN) kot pri prejšnjem preizkušancu, kar je posledica višjega momenta privitja.

Preizkušane **TA-HTA40/22-uni-hor (3)** je popolnoma primerljiv s preizkušancem **TA-HTA40/22-uni-hor (1)**. Poleg osnovnih parametrov je bil enak tudi momentu privitja, zato je tudi odziv zelo podoben. Do relativnega pomika 20mm sila v stiku spet ni presegla 0,5kN. Nato sta sledila zagozdenje glave ploščice in skok v togosti. Pri 3 kN se ploščica začne plastificirati. Deformacije ploščice se povečujejo do pomika +100/-71 mm in sile +5,1/-5,2 kN, ko pride do porušitve v vratu ploščice. Do dotika med panelom in nosilcem tokrat ni prišlo, najverjetneje zaradi večje začetne razdalje med elementoma.

Pri četrtem preizkusu (preizkušane **TA-HTA40/22-uni-hor (4)**) je bil vijak privit narahlo ($T_{zač} = 0$ Nm). Odziv je bil precej drugačen kot pri prejšnjih preizkusih (Slika 3.9). Na začetku se je sicer ploščica zavrtela, kakor se je zgodilo pri vseh prejšnjih preizkusih, vendar je zaradi majhnega momenta privitja pozneje zdrsnila na mestu privijačenja vzdolž kanala v nosilcu. Ploščica je tako ob povečevanju pomika drsela, sila v stiku pa ni presegla sile trenja med ploščico in kanalom ter nosilcem (+0,9/-2,0 kN). Zaradi omejitev bata glede največjega možnega pomika so bili na konec kanala v panelu dodani jekleni vstavki. Na ta način je bilo omejeno drsenje ploščice. Šele ko je pri pomiku 70 mm vijak zadel ob vstavke, je sila narasla, tip porušitve pa je bil enak kot v že opisanih primerih - porušitev je nastopila v vratu jeklene ploščice pri sili +2,7/-12 kN in pomiku +170/-140 mm (Slika 3.9, desno spodaj). Kot v primeru **TA-HTA40/22-uni-hor (1)** je v negativni smeri prišlo do dotika med panelom in nosilcem, zato je bila največja zabeležena sila v batu višja (približno dvakrat).

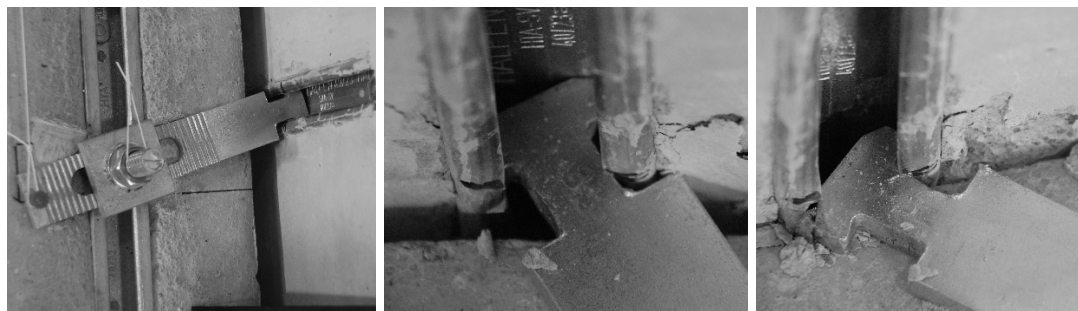
Deformacijska kapaciteta stikov TA-AS z nizkim momentom privitja je očitno znatno večja kot deformacijska kapaciteta s priporočenim oziroma z največjim dovoljenim momentom privitja (Slika 3.9). Za že opisane primere velja, da je maksimalen relativni pomik pri priporočenem pritrditvenem momentu enak 100 mm, pri skoraj ničnem momentu privitja pa 170 mm. Na tem mestu velja še spomniti, da sta bila v kanal vstavljena vstavka debeline 20 mm. Pomiki bi sicer lahko bili še nekoliko večji. Preizkusi so torej pokazali, da drsenje ploščice vzdolž kanala prepreči prenos večjih sil iz panela v nosilec, kar pomeni manjše obremenitve za ploščico. Šele ob trku vijaka ob konec kanala se aktivira mehanizem prenosa obtežbe, ki se v primeru močnejšega privijačenja aktivira že pri relativnem pomiku 20 mm, ko se glava ploščice zagozdi v kanalu. Z manjšim momentom privitja lahko torej dosežemo večjo deformacijsko kapaciteto stikov TA-AS, kar bi lahko bil preprost ukrep za povišanje potresne varnosti pri že obstoječih konstrukcijah s takimi stiki. Kljub temu pa bi bilo treba z dodatnimi raziskavami preveriti, kako se stiki z majhnim momentom privitja obnašajo v primeru obtežbe pravokotno na ravnino panela oziroma zagotoviti, da z rahljanjem vijaka ne zmanjšamo varnosti za primer drugih vrst obtežb. Več o tem pišemo v poglavju 5.

V nadaljevanju si oglejmo rezultate testov na stikih s šibkejšimi hladno oblikovanimi kanali HTA 40/23 (Sliki 3.11 in 3.12). Obnašanje je bilo sicer zelo podobno obnašanju stikov z vroče valjanimi kanali HTA 40/22, bistvena razlika pa je bila v načinu porušitve (Slika 3.12, desno). Tokrat je bil šibka točka kanal v panelu, in ne jeklena ploščica. Po zagozdenju jeklene ploščice v kanalu pri relativnem pomiku približno 35 mm, je ploščica začela pritiskati na kanal (Slika 3.12, na sredini), približno pri pomiku 100 mm pa ga je glava ploščice prestrigla (Slika 3.12, desno). Tak odziv je bilo mogoče opaziti pri treh preizkušancih (TA-HTA20/23-uni-hor (2–4)).



Slika 3.11: Odziv stikov TA-AS s kanali HTA 40/23 pri enosni obremenitvi.

Fig 3.11: Response of the TA-AS connections with HTA 40/23 channels in the case of uniaxial loading.



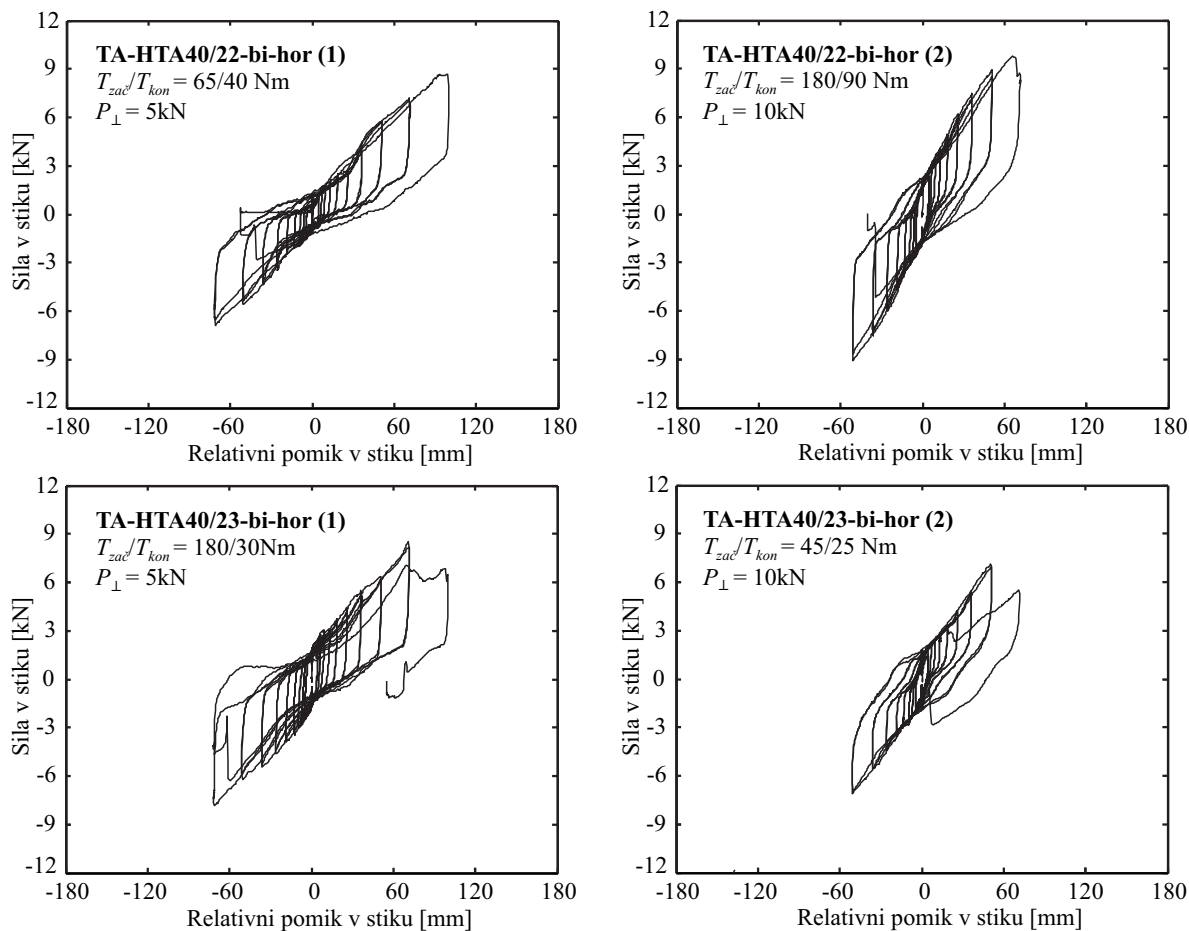
Slika 3.12: Stiki TA-AS s kanali HTA 40/23: vrtenje jeklene ploščice okrog vijaka (levo), deformacije kanala (v sredini) in porušitev kanala (desno).

Fig 3.12: TA-AS connections with HTA 40/23 channels: rotation of the hammer-head strap around the bolt (left), deformations of the channel in the panel (in the middle) and failure of the channel (right).

Pri preizkušancu **TA-HTA20/23-uni-hor (5)** se je spet izkazalo, da rahlo privijačenje poveča deformacijsko kapaciteto stika (Slika 3.11, spodaj) – porušitev je nastopila šele pri pomiku 200 mm zaradi zdrsa ploščice vzdolž kanala v nosilcu. Zanimivo je še opaziti, da je ploščica zdrsnila tudi v primeru preizkušanca **TA-HTA20/23-uni-hor (1)** z momentom pritvija 40 Nm (Slika 3.11, zgoraj levo). Očitno zdrs ni pogojen samo z velikostjo momenta pritvija, ampak tudi z obdelanostjo kontaktnih površin, to je betona in jeklenih komponent.

Zadnji strižni preizkusi, izvedeni na stikih TA-AS, so bili dvoosni. Poleg cikličnega obteževanja vzdolž panela je bila nanesena tudi konstantna obtežba pravokotno na ravnino panela P_{\perp} v velikosti 5 ali 10 kN. Rezultati preizkusov so prikazani na Sliki 3.13. Histereze cikličnega odziva so nekoliko drugačne kot v primeru enoosnega obteževanja. Predvsem ni opaziti nenadnega skoka v togosti, saj se glava ploščice že na začetku zagodji znotraj kanala. Prirast sile je bil približno linearen vse do porušitve stika. Tip porušitve je bil odvisen od vrste kanalov – v primeru vroče valjanih kanalov HTA 40/22 je porušitev nastopila v vratu ploščice, v primeru hladno oblikovanih kanalov HTA 40/23 pa v kanalu v panelu, tako kot v primeru enoosnih preizkusov.

V splošnem je bila deformacijska kapaciteta stikov pri dvoosnih preizkusih nekoliko nižja kot v primeru enoosnih preizkusov (Slika 3.13). Preizkušanec **TA-HTA20/22-bi-hor (1)** s prečno obtežbo $P_{\perp} = 5$ kN in z močnim kanalom se je porušil pri relativnem pomiku 100 mm, drugi preizkušanci pa pri manjšem. Porušitev pri preizkušancih **TA-HTA20/22-bi-hor (2)** in **TA-HTA20/23-bi-hor (1)** je nastopila že pri pomiku 71 mm, v primeru **TA-HTA20/23-bi-hor (2)** pa celo pri pomiku 51 mm (Sliki 3.13, desno spodaj). Na drugi strani pa je zanimivo, da je nosilnost stikov v povprečju nekoliko narasla v primerjavi s stiki, ki so bili obremenjeni enoosno. Tako je bila pri stiku z močnim kanalom HTA 40/22 in s prečno obtežbo $P_{\perp} = 5$ kN dosežena nosilnost 8,6 kN, pri dvakrat večji prečni obtežbi pa celo 9,7 kN (Slika 3.13, zgoraj). Razlog za povečanje nosilnosti bi sicer lahko iskali tudi v večjem momentu pritvija, vendar bomo pozneje z natančno študijo porušnih mehanizmov pokazali, da sila v prečni smeri dejansko lahko povzroči povečanje nosilnosti v strižni smeri. V primeru stikov s šibkim kanalom HTA 40/23 je bila nosilnost nekoliko nižja. Pri prečni obtežbi $P_{\perp} = 5$ kN je bilo doseženih 8,2 kN, pri prečni obtežbi $P_{\perp} = 10$ kN pa 7,1 kN (Slika 3.13, spodaj).



Slika 3.13: Odziv stikov TA-AS s kanali HTA 40/22 (zgoraj) in s kanali HTA 40/23 pri dvoosni obremenitvi (spodaj).

Fig 3.13: Response of the TA-AS connections with HTA 40/22 channels (top) and with HTA 40/23 channels in the case of biaxial loading (bottom).

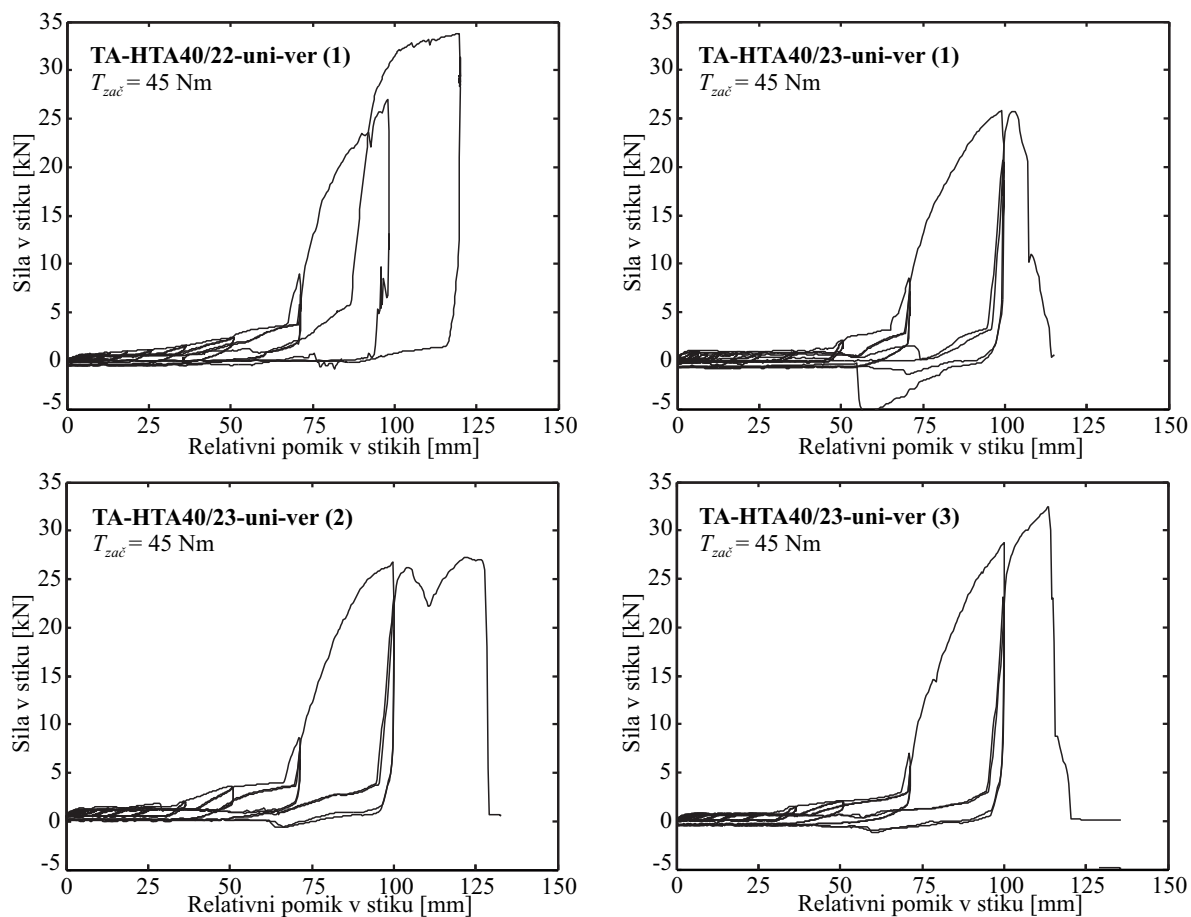
Preizkusi na stikih TA-AS v vertikalni osi

Kot je že bilo omenjeno pri opisu preizkušancev v razdelku 3.1.1, so bili na stikih TA-AS izvedeni tudi preizkusi vzdolž njihove vertikalne osi, torej vzdolž kanala, vgrajenega v panelu oziroma pravokotno na ravnino jeklene ploščice. Namen tovrstnih preizkusov je bil preveriti, ali ploščica res lahko nemoteno drsi v vertikalni smeri vzdolž kanala, ne da bi se zataknila in tako porušila, oziroma izvedeti, kolikšna je deformacijska kapaciteta takih stikov v vertikalni smeri. Preizkušeni so bili en stik z vroče valjanim kanalom HTA 40/22 in trije stiki s hladno oblikovanimi kanali HTA 40/23. Vijaki so bili v vseh štirih primerih privijačeni z momentom $T_{zac} = 45$ Nm, sicer pa lahko na podlagi tipa porušitve, opisanega v nadaljevanju, rečemo, da moment privitja v primeru obteževanja v vertikalni osi nima bistvene vloge.

Pred začetkom vsakega preizkusa je bil panel najprej premaknjen za toliko, kolikor je bilo treba, da je glava ploščice dosegla rob kanala. Izkazalo se je namreč, da glava ploščice preprosto drsi brez upora vzdolž kanala v panelu, dokler ne doseže konca kanala. Histereze, prikazane na Sliki 3.14, zato prikazujejo le odziv od tega trenutka dalje. V praksi bi se sicer lahko zgodilo, da bi se ploščica zaradi nenatančnosti izdelave ali drugih razlogov zagodila, preden bi dosegla konec kanala.

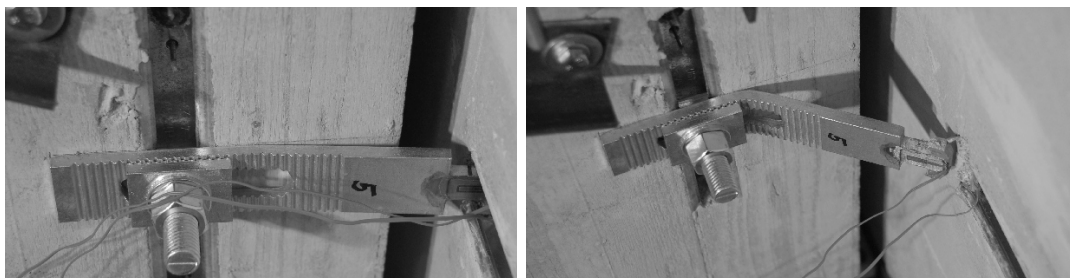
Odziv je bil pri vseh preizkušancih dokaj podoben. Že pri relativno majhnih amplitudah je bilo mogoče opaziti upogibne deformacije v ploščici (Slika 3.15, levo). Te so se z naraščanjem pomikov le povečevale, s tem pa se je ploščica vedno bolj upirala tudi s svojo osno togostjo. Podobno kot pri preizkusih v horizontalni osi je tudi v tem primeru ploščica približevala panel in nosilec in pri pomiku okrog 65 mm je panel zadal ob nosilec, kar je povzročilo skok v togosti in nosilnosti zaradi trenja med elementoma.

Pri preizkušancu **TA-HTA40/22-uni-vert (1)** porušitev ni bila dosežena, saj je bila prej izčrpana kapaciteta bata. Kljub temu so bile ob koncu preizkusa opažene precejšnje plastične deformacije kanala v panelu. Poleg tega so se pod kotom 45° od koncev kanala proti robu nosilca tvorile razpoke v betonu. Poškodbe so torej nakazovale, da do porušitve ni več manjkalo veliko. Največja dosežena sila je pri relativnem pomiku 120 mm znašala 34 kN (Slika 3.14, zgoraj levo). V primeru preizkušanca **TA-HTA40/23-uni-vert (1)** je do porušitve prišlo zaradi porušitve kanala v panelu (Slika 3.15, desno), in sicer pri sili 26 kN in pomiku 100 mm (Slika 3.14, zgoraj desno). Zadnja preizkušanca, **TA-HTA40/23-uni-vert (2)** in **TA-HTA40/23-uni-vert (3)**, sta se prav tako porušila v kanalu v panelu pri silah 26 kN in 32 kN ter pomikih 112 mm in 126 mm (Slika 3.14, spodaj).



Slika 3.14: Odziv stikov TA-AS z močnejšimi vroče valjanimi kanali HTA 40/22 (levo zgoraj) in s šibkejšimi hladno oblikovanimi kanali HTA 40/23 (spodaj in desno zgoraj) pri enoosni obremenitvi v smeri vertikalne osi stika.

Fig 3.14: Response of the TA-AS connections with stronger hotrolled channels HTA 40/22 (top left) and with weaker coldformed HTA 40/23 channels (bottom and top right) in the case of uniaxial loading in the direction of the vertical axis of the connection.

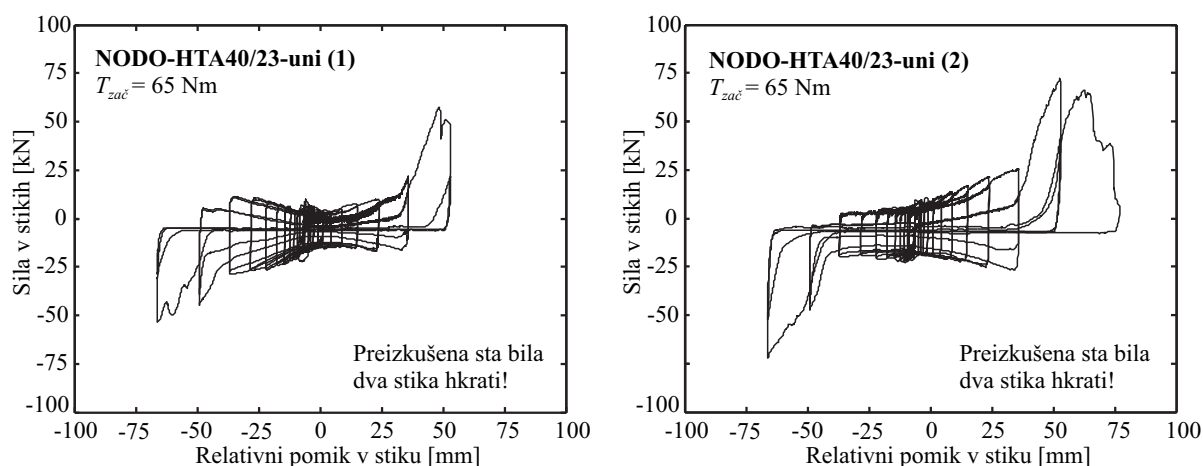


Slika 3.15: Odziv stikov TA-AS v vertikalni osi: glava jeklene ploščice je zdrsela do konca kanala v panelu (levo) in glava ploščice se je izpulila iz kanala (desno).

Fig 3.15: Response of the TA-AS connections in the vertical axis: head of the hammer-head strap slid to the end of the channel in the panel (left) and head of the hammer-head strap was pulled out of the channel (right).

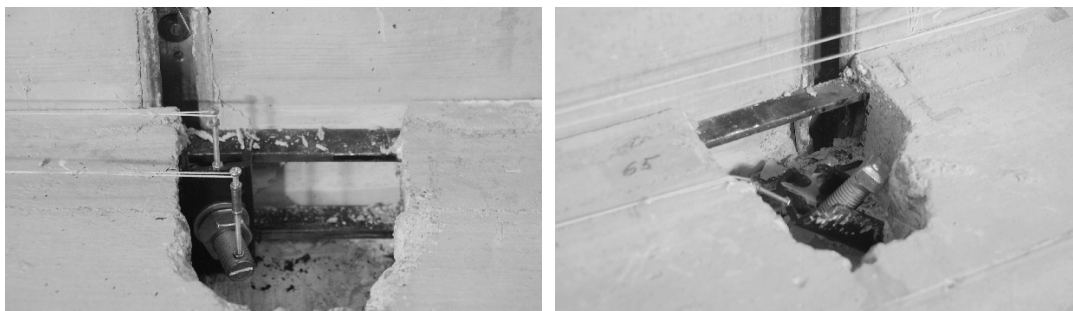
Preizkusi na stikih NODO

Na stikih NODO (stikih z jekleno škatlo) sta bila izvedena dva enoosna preizkusa. Preizkušeni so bili štiri stiki v parih. Histereze odziva so prikazane na Sliki 3.16. Začetna togost stikov pri obeh preizkusih je bila relativno velika, vendar se je naraščanje sile ustavilo že pri 9 kN. Pri tej sili je vijak privijačen na jekleno škatlo v panelu in s posebno glavo sidran v kanal v nosilcu (Slika 3.6) zdrsnil vzdolž jeklene škatle (Slika 3.17, levo). Sila 9 kN je torej vsota sile trenja med vijakom in jekleno škatlo ter sile trenja med betonskima elementoma (natančnejša razlaga je v razdelku 3.2). Po zdrsu je sledilo le blago naraščanje sile, dokler ni vijak pri relativnem pomiku približno 40 mm dosegel roba odprtine in zadel ob beton. Takrat se je togost stika močno povečala. Poleg trenja med betonskima elementoma je k dodatni odpornosti prispeval tudi vijak, ki mu nosilec ni več dopuščal, da bi sledil panelu. Porušitev je pri obeh preizkusih nastopila zaradi porušitve kanala in posledično izpuljenja vijaka (Slika 3.17, desno), kljub že močno opaznim plastičnim upogibnim deformacijam vijaka. Pri prvem preizkusu (**NODO-HTA40/23-uni (1)**) je bila zabeležena največja nosilnost +60/-44 kN pri pomiku +56/-56 mm, pri drugem preizkusu (**NODO-HTA40/23-uni (2)**) pa +74/-61 kN pri pomiku +71/-56 mm.



Slika 3.16: Odziv stikov NODO s kanali HTA 40/23 pri enoosni obremenitvi.

Fig 3.16: Response of the NODO connections with HTA 40/23 channels in the case of uniaxial loading.



Slika 3.17: Odziv stikov NODO: vijak doseže rob odprtine zaradi česar strižna togost stika močno naraste (levo), in porušitev stika zaradi izpuljenja vijaka iz kanala (desno).

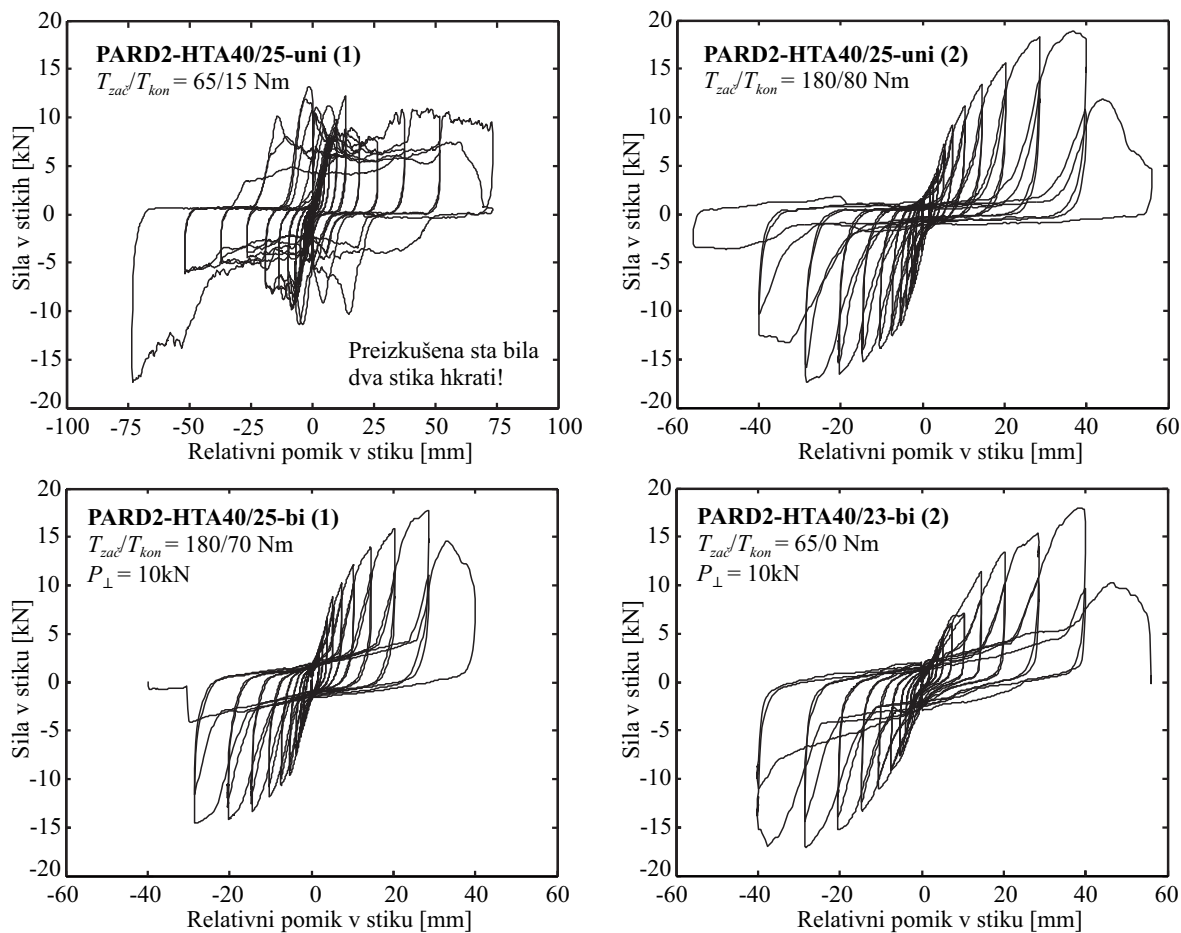
Fig 3.17: Response of the NODO connections: the bolt reaches the edge of the opening which results in the increase of the shear stiffness of the connection (left) and failure of the connections due to the pull-out of the bolt (right).

Preizkusi na stikih PARD2

Slika 3.18 prikazuje rezultate štirih preizkusov na stikih PARD2 (stikih z jeklenim kotnikom). Izvedena sta bila dva enoosna in dva dvoosna preizkusa. Prvi preizkus (**PARD2-HTA40/25-uni (1)**) je bil izveden na dveh stikih hkrati. Histereza odziva kaže na precej nestabilno obnašanje (Slika 3.18, levo zgoraj). Do relativnega pomika 14 mm sta se kotnika vrtela okrog vijakov v nosilcu ter z robovi naslanjala na panel (Slika 3.19, levo). Pri tem pomiku je že bilo mogoče opaziti deformacije v kanalih v panelu. Z naraščanjem relativnega pomika sta kotnika začela drseti vzdolž kanalov v nosilcu. Sila trenja med kotnikom in kanalom v nosilcu ter nosilcem samim se je gibala med 5 in 10 kN. Med tem so se povečevale deformacije kanala v panelu. Pri relativnem pomiku +/-110 mm je kanal v panelu popustil in vijak se je izvlekel (Slika 3.19, desno). Največja zabeležena nosilnost je znašala 17,2 kN. Če primerjamo odziv stikov TA-AS in PARD2, opazimo zelo zanimivo razliko. Medtem ko se je pri stikih TA-AS razdalja med panelom in nosilcem s povečevanjem vzdolžnega relativnega pomika zmanjševala, se je pri stikih PARD2 ta razdalja povečevala, saj je kotnik odrival panel stran od nosilca.

Drugi preizkus (**PARD2-HTA40/25-uni (2)**) je pokazal veliko stabilnejše obnašanje kot prvi (Slika 3.18, desno zgoraj). Tokrat je bil preizkušen le en stik. Pomembna razlika je v tem, da je bil tokrat stik privijačen z največjim dovoljenim momentom $T_{zač} = 180$ Nm. Do relativnega pomika 10 mm se je kotnik vrtel okrog vijaka v nosilcu, nato pa se je z robom naslonil na panel. Tlačna sila med panelom in kotnikom se je uravnotežila z natezno silo v vijaku. Ta je tako vedno bolj pritiskal na kanal v panelu. Kotnik se ni znatneje deformiral, so pa bile opazne rotacije tako okrog vertikalne kot tudi horizontalne osi. Dokončna porušitev kanala je nastopila pri relativnem pomiku +56/-56 mm, največja dosežena nosilnost pa je znašala +18,6/-17,4 kN. Med preizkusom ni bilo opaziti zdrsa kotnika vzdolž kanala v nosilcu.

V nadaljevanju sta bila preizkušena še dva stika PARD2 s konstantno prečno obtežbo $P_{\perp} = 10$ kN (**PARD2-HTA40/25-uni (3 in 4)**). Odziv je bil precej podoben odzivu preizkušanca **PARD2-HTA40/25-uni (2)** (Slika 3.18). Pri obeh preizkusih je porušitev nastopila v kanalu v panelu, in sicer pri relativnem pomiku +40/-40 mm. Najvišja dosežena nosilnost je bila +17,7/-14,6 kN (**PARD2-HTA40/25-uni (3)**) oziroma +18/-17 kN (**PARD2-HTA40/25-uni (4)**).



Slika 3.18: Odziv stikov PARD2 s kanali HTA 40/25 pri enoosni in dvoosni obremenitvi.

Fig 3.18: Response of the PARD2 connections with HTA 40/25 channels in the case of uniaxial and biaxial loading.



Slika 3.19: Odziv stikov PARD2: kotnik rotira okrog vijaka v nosilcu, pri tem pa se naslanja na panel, kar povzroči natezne sile v vijaku v panelu (levo); končno se stik poruši zaradi izpuljenja vijaka iz kanala (desno).

Fig 3.19: Response of the PARD2 connections: the steel angle rotates around the bolt in the beam and leans against the panel which induces tensile forces in the bolt in the panel (left); finally the connection fails due to the pull-out of the bolt (right).

Na koncu razdelka o preizkusih na stikih med nosilno konstrukcijo in paneli dodajamo še štiri preglednice, v katerih so povzete karakteristične vrednosti odziva posameznih preizkušancev (Preglednice 3.1–3.4). Pomen posameznih karakterističnih vrednosti je prikazan na Slikah 3.20–3.23.

Določena polja v Preglednicah 3.1–3.4 so ostala prazna, saj definicija karakteristične vrednosti ni bila mogoča. Tako npr. pri večini preizkušancev TA-AS z ničnim ali največjim momentom privitja na diagramu sila-pomik ni bilo mogoče razpoznati meje tečenja, saj se ploščica (ali kanal) plastificira že pri zelo majhnih amplitudah relativnega pomika. Na podoben problem smo naleteli tudi pri stikih TA-AS z dvoosno obremenitvijo, kjer je bil odziv od začetka do porušitve bolj ali manj linearen. Tudi v primeru preizkušanca PARD2-HTA40/25-uni (1) (Preglednica 3.4) vrednosti sile in pomika na meji tečenja nismo podajali, saj je iz nestabilne histereze odziva nerazvidna (Slika 3.18, levo zgoraj).

Dodatni komentar je potreben tudi pri preizkusu TA-HTA20/23-uni-hor (1) (Preglednica 3.1). V negativni smeri podajamo nosilnost -8kN, čeprav je z diagrama (Slika 3.11, levo zgoraj) razvidno, da je bila največja zabeležena sila enaka -16kN. K sili v batu v negativni smeri je namreč prispeval tudi varnostni vijak, nameščen pod panelom, katerega funkcija je bila preprečitev zdrsa panela z vodil v primeru nezgode pri velikih pomikih.

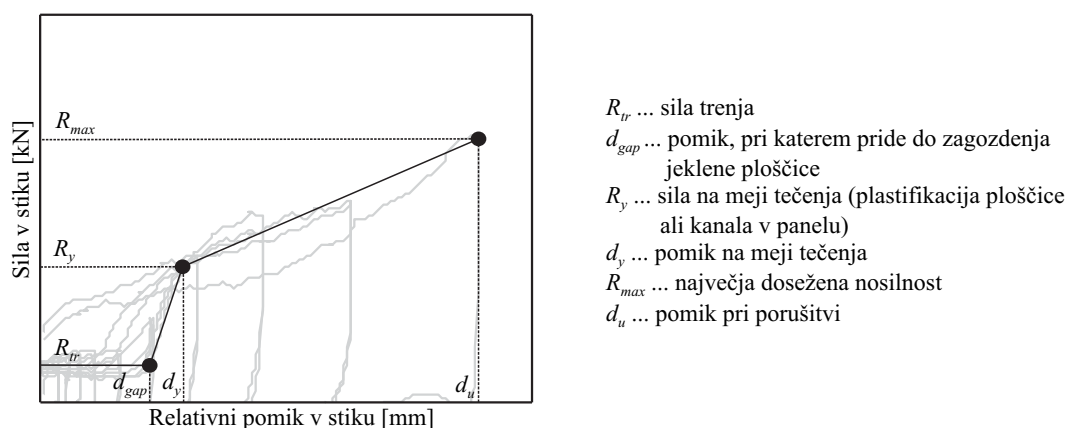
Pri tistih preizkusih na stikih TA-AS v njihovi horizontalni osi, pri katerih se je panel dotaknil nosilca (preizkušanci TA-HTA20/22-uni-hor (1), TA-HTA20/23-uni-hor (1) in TA-HTA20/23-uni-hor (5)), je nosilnost določena kot vrednost sile tik pred dotikom. To je sila, ki se prenaša prek samega stika, brez sile trenja med betonskima elementoma. Do dotika in trenja med panelom in nosilcem je sicer prišlo pri treh preizkušancih od trinajstih, zato se v analizah, ki sledijo, na ta dodatni mehanizem prenosa obtežbe ne bomo zanašali, vsekakor pa se je treba zavedati, da če pride do dotika grede in panela, to povzroči nezanemarljiv porast togosti stika ter posledično močnejše sodelovanje panela in konstrukcije.

Kot komentar rezultatov, ki so zbrani v Preglednicah 3.1–3.4, dodajmo še nekaj splošnih pomembnih ugotovitev glede cikličnega odziva preizkušenih stikov:

- Pri preizkusih v horizontalni osi je porušitev preizkušenih stikov TA-AS v primeru uporabe šibkih hladno valjanih kanalov HTA40/23 nastopila v kanalu, v primeru močnih vroče valjanih kanalov HTA40/22 pa v ploščici.
- Nosilnost (R_{max}) in deformacijska kapaciteta (d_u) preizkušenih stikov TA-AS v horizontalni osi sta bili podobni ne glede na tip kanala oziroma tip porušitve.
- Nosilnost preizkušenih stikov TA-AS (R_{max}) v horizontalni osi v povprečju znaša približno od 5 do 7 kN (če ne upoštevamo primerov, kjer je prišlo do dotika med gredo in panelom).
- Deformacijska kapaciteta preizkušenih stikov TA-AS v horizontalni osi se je gibala nekje med 5 in 10 cm, odvisno od tipa preizkusa (enoosni ali dvoosni) ter momenta privitja (če ne upoštevamo primerov, kjer je prišlo do drsenja ploščice vzdolž kanala - $T_{zač} = 0$ Nm).
- V primerih z majhnim momentom privitja ($T_{zač} = 0$ Nm) je bila deformacijska kapaciteta večja, saj je ploščica najprej drsela vzdolž kanala. Taki stiki so se porušili pri pomikih med 14 in 20 cm.
- Efektivna togost preizkušenih stikov TA-AS v horizontalni osi, ki jo izračunamo iz razmerja maksimalne dosežene sile R_{max} ter pripadajočega relativnega pomika v stiku d_u , je v primerjavi s

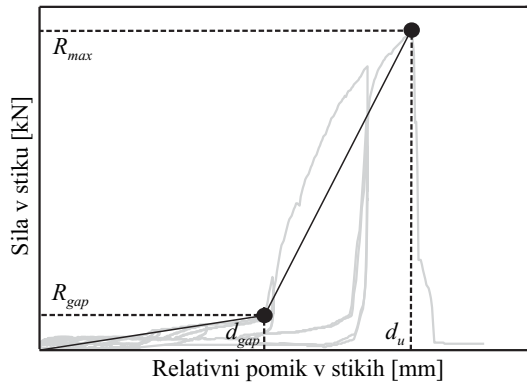
togostjo konzolnih stebrov relativno nizka in znaša v povprečju slabih 100 kN/m (če ne upoštevamo primerov, kjer je prišlo do dotika med gredo in panelom, ter primerov, ko je bil moment privitja zelo majhen).

- Nosilnost stikov TA-AS, ki so bili obremenjeni tudi s konstantno prečno obtežbo v smeri stran od grede, je bila višja kot nosilnost stikov brez prečne obtežbe (problem je natančneje obrazložen v razdelku 3.2).
- Pri preizkusih na stikih TA-AS v vertikalni osi je glava ploščice nemoteno drsela vzdolž kanala vse do pomika d_{gap} , ko je dosegla konec kanala. Nato je sila v stiku začela naraščati, dokler ni prišlo do porušitve kanala. Končna nosilnost je bila v povprečju približno petkrat večja kot nosilnost v horizontalni osi ($R_{max} \approx 30$ kN).
- Odpornost stikov NODO je bila do relativnega pomika d_{gap} , ko je vijak dosegel konec profila, na katerega je bil privijačen, in zadel ob beton, enaka trenjskim silam med gredo in panelom ter komponentami stika.
- Po doseženem pomiku d_{gap} je sila v stikih NODO močno narasla, dokler ni prišlo do porušitve kanala in posledično izpuljenja vijaka. Dosežene strižne nosilnosti stikov so bile v povprečju približno pet- do šestkrat večje od doseženih strižnih nosilnosti pri stikih TA-AS ($R_{max} \approx 30$ kN).
- V primerjavi s stiki TA-AS in NODO je bila togost stikov PARD2 že pri majhnih pomikih relativno velika (≈ 600 kN/m).
- Nosilnost stikov PARD2 (R_{max}) je bila dosežena pri relativnem pomiku $d_u=4$ cm ali $d_u=5$ cm in je znašala okrog 17 kN. Porušitev je nastopila v kanalu v panelu.



Slika 3.20: Definicija karakteristik odziva stikov TA-AS v horizontalni osi.

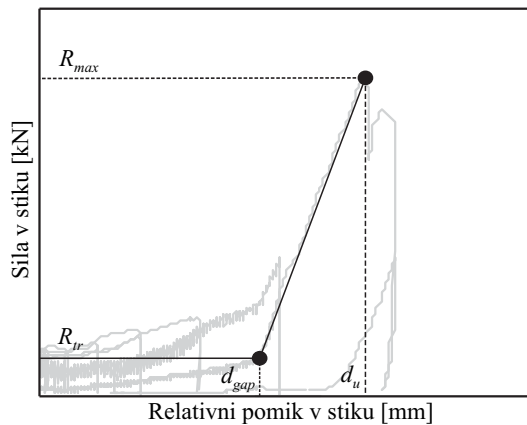
Fig 3.20: Definition of the response characteristics of TA-AS connection in the horizontal axis.



R_{gap} ... sila, pri kateri pride do dotika med panelom in nosilcem
 d_{gap} ... pomik, pri katerem pride do dotika med panelom in nosilcem
 R_{max} ... največja dosežena nosilnost
 d_u ... pomik pri porušitvi

Slika 3.21: Definicija karakteristik odziva stikov TA-AS v vertikalni osi.

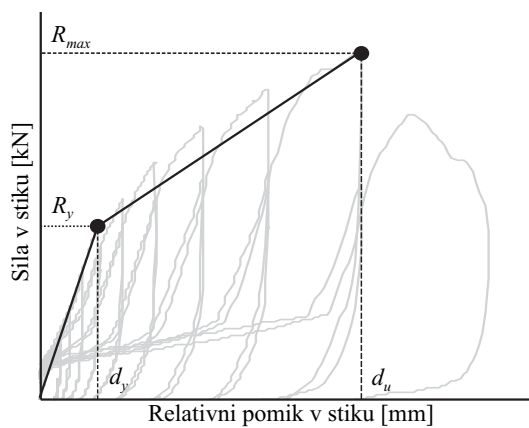
Fig 3.21: Definition of the response characteristics of TA-AS connection in the vertical axis.



R_{tr} ... sila trenja
 d_{gap} ... pomik, pri katerem vijak doseže konec odprtine
 R_{max} ... največja dosežena nosilnost
 d_u ... pomik pri porušitvi

Slika 3.22: Definicija karakteristik odziva stikov NODO.

Fig 3.22: Definition of the response characteristics of the NODO connections.



R_y ... sila na meji tečenja (plastifikacija kanala v panelu)
 d_y ... pomik na meji tečenja
 R_{max} ... največja dosežena nosilnost
 d_u ... pomik pri porušitvi

Slika 3.23: Definicija karakteristik odziva stikov PARD2.

Fig 3.23: Definition of the response characteristics of the PARD2 connections.

Preglednica 3.1: Povzetek rezultatov preizkusov na stikih TA-AS v horizontalni osi.

Table 3.1: Overview of the experimental results of the TA-AS connections in the horizontal axis.

oznaka ($T_{zač}/T_{kon}, P_{\perp}$)	R_{fr} [kN]	d_{gap} [mm]	R_y [kN]	d_y [mm]	R_{max} [kN]	d_u [mm]
TA-HTA40/22-uni-hor (1) (45/10 Nm, 0 kN)	+0,5/-0,5	+20/-20	+2,5/-2,5	+30/-30	+4,0/-4,0	+100/-71
TA-HTA40/22-uni-hor (2) (180/100 Nm, 0 kN)	+1/-1	+20/-20	+3,5/-3,5	+30/-30	+5,2/-5,2	+71/-71
TA-HTA40/22-uni-hor (3) (45/25 Nm, 0 kN)	+0,5/-0,5	+23/-23	+2,5/-2,5	+31/-31	+5,1/-5,2	+100/-71
TA-HTA40/22-uni-hor (4) (0/0 Nm, 0 kN)	+0,0/-0,0	+26/-26	/	/	+2,7/-7,5	+170/-140
TA-HTA40/23-uni-hor (1)* (40/? Nm, 0 kN)	+0,0/-0,0	+20/-20	/	/	+16,0/-8,0	+150/-200
TA-HTA40/23-uni-hor (2) (180/110 Nm, 0 kN)	+1/-1	+23/-23	/	/	+8,3/-7,5	+100/-71
TA-HTA40/23-uni-hor (3) (180/175 Nm, 0 kN)	+0,8/-0,8	+29/-17	/	/	+8,4/-12,1	+100/-71
TA-HTA40/23-uni-hor (4) (45/ 0Nm, 0 kN)	+0,8/-0,8	+29/-23	+2,7/-2,7	+45/-37	+5,0/-5,0	+100/-100
TA-HTA40/23-uni-hor (5) (0/0 Nm, 0 kN)	+0,2/-0,2	+26/-26	/	/	+4,0/-4,0	+210/-140
TA-HTA40/22-bi-hor (1) (65/40 Nm, 5 kN)	/	/	/	/	+8,6/-6,7	+100/-71
TA-HTA40/23-bi-hor (2) (180/90 Nm, 10 kN)	/	/	/	/	+9,7/-8,9	+71/-51
TA-HTA40/22-bi-hor (1) (180/30 Nm, 5 kN)	/	/	/	/	+8,2/-7,7	+71/-71
TA-HTA40/23-bi-hor (2) (45/25 Nm, 10 kN)	/	/	/	/	+7,1/-7,1	+51/-51

* Preizkušena sta bila dva stika hkrati.

Preglednica 3.2: Povzetek rezultatov preizkusov na stikih TA-AS v vertikalni osi.

Table 3.2: Overview of the experimental results of the TA-AS connections in the vertical axis.

oznaka	R_{gap} [kN]	d_{gap} [mm]	R_{max} [kN]	d_u [mm]
TA-HTA40/22-uni-ver (1)	3,8	67	34,6	120
TA-HTA40/23-uni-ver (1)	3,2	64	25,5	100
TA-HTA40/23-uni-ver (2)	3,0	64	26,5	100
TA-HTA40/23-uni-ver (3)	2,5	67	32,0	112

Preglednica 3.3: Povzetek rezultatov preizkusov na stikih NODO.**Table 3.3:** Overview of the experimental results of the NODO connections.

oznaka	R_{tr} [kN]	d_{gap} [mm]	R_{max} [kN]	d_u [mm]
NODO-HTA40/23-uni (1)*	+9,0/-9,0	+35/-35	+60,0/-43,5	+56/-56
NODO-HTA40/23-uni (2)*	+10,0/-10,0	+40/-35	+74,0/-61,0	+56/-56

Pri obeh preizkusih velja: $T_{zač} = 65$ Nm, $P_{\perp} = 0$ kN.

* Preizkušena sta bila dva stika hkrati.

Preglednica 3.4: Povzetek rezultatov preizkusov na stikih PARD2.**Table 3.4:** Overview of the experimental results of the PARD2 connections.

oznaka ($T_{zač}/T_{kon}$, P_{\perp})	R_y [kN]	d_y [mm]	R_{max} [kN]	d_u [mm]
PARD2-HTA40/25-uni (1)* (65/15 Nm, 0 kN)	/	/	+12,8/-17,2	+110/-110
PARD2-HTA40/25-uni (2) (180/80 Nm, 0 kN)	+7/-6	+10,0/-12,0	+18,6/-17,4	+56/-56
PARD2-HTA40/25-bi (1) (180/70 Nm, 10 kN)	+7/-6	+12/-13	+17,7/-14,6	+40/-40
PARD2-HTA40/25-bi (2) (65/0 Nm, 10 kN)	+13/-14	+12,0/-13,0	+18,0/-17,0	+40/-40

*Preizkušena sta bila dva stika hkrati.

3.2 Osnovni mehanizmi delovanja

V tem razdelku bodo na podlagi spoznanj iz prejšnjega poglavja pojasnjeni mehanizmi prenosa obtežbe v stikih za pritrjevanje panelov. Na podlagi empiričnih opažanj bomo izpeljali izraze za določitev kapacitete tovrstnih stikov, kar je nujno za definicijo reprezentativnih modelov v nadaljevanju disertacije. Obravnavani bodo vsi trije preizkušeni tipi: TA-AS, NODO in PARD2.

3.2.1 Stiki TA-AS v horizontalni osi

Najprej analizirajmo odziv stika TA-AS v njegovi horizontalni osi (Slike 3.24–3.27). Ker je odziv nekoliko odvisen tudi od tipa kanala, bomo najprej obravnavali stik s hladno valjanim kanalom HTA 40/23 (Sliki 3.24 in 3.25). Za zdaj bomo predpostavili, da do dotika med panelom in gredo ne pride.

V Fazi 0 se ploščica še ne premika. Pomika se le panel, in sicer do trenutka, ko se kanal dotakne ploščice tik pod glavo, kar povzroči reakciji M_{tr} in V na mestu pritrditve ploščice na gredo (Faza 1 na Sliki 3.24). Prečno silo v tem trenutku označimo z R_{tr} in jo izračunamo z naslednjim izrazom:

$$R_{tr} = M_{tr}/L = T_{zač}/L, \quad (3.1)$$

pri čemer smo upoštevali, da je reakcijski moment v vijaku M_{tr} kar enak začetnemu momentu privitja $T_{zač}$. Razdalja L v enačbi 3.1 je definirana na Sliki 3.24 (Faza 0). Ob nadaljnjem povečevanju relativnega pomika se ploščica zavrti okrog vijaka (prehod iz Faze 1 v Fazo 2). Vrtenju se upira le trenje med ploščico in kanalom ter gredo. V določenem trenutku se glava ploščice zagodzi v kanalu v panelu (Faza 2), kar povzroči nenaden skok v togosti sistema. Od tu naprej sledi predvsem deformiranje kanala (deformacije ploščice so v primeru šibkih kanalov manjše), kar omogoči še nadaljnje povečevanje rotacij jeklene ploščice (prehod iz Faze 2 v Fazo 3a). Ko pri dovolj velikem relativnem pomiku d_u kanal popusti, nastopi porušitev stika.

Tik pred poružitvijo velja ravnotežnej prikazano na Sliki 3.24 (Faza 3a). Strižno nosilnost stika R_{max} lahko izračunamo, če rešimo naslednji sistem enačb:

$$R_{max} l + N_2 (d_u - r/2) = N_1 (d_u + r/2) + M_{tr} \quad (3.2)$$

$$N_1 - N_2 = P \quad (3.3)$$

$$N_1 = R_{kan}/2, \quad (3.4)$$

kjer R_{kan} pomeni nosilnost kanala prečno na ravnino panela v smeri sile P (Slika 3.24). Če označimo rotacijo ploščice z θ_{pl} , sta razdalji l in r , ki nastopata v enačbi 3.2 in ki sta odvisni od relativnega pomika d , enaki:

$$l = l(d) = L \cos(\theta_{pl}) = \sqrt{L^2 - d^2} \quad (3.5)$$

$$r = r(d) = R \cos(\theta_{pl}) = R \sqrt{1 - (d/L)^2}. \quad (3.6)$$

Ob upoštevanju enačb 3.2–3.6 lahko zapišemo zaključen izraz za strižno nosilnost stika R_{max} pri mejnem relativnem pomiku $d = d_u$. Upoštevajmo še, da se vijak upira vrtenju ploščice z momentom, ki je kar enak momentu privitja, torej $M_{tr} = T_{zač}$:

$$R_{max} = \left[d_u P + \frac{1}{2} R \sqrt{1 - (d_u/L)^2} (R_{kan} - P) + T_{zač} \right] / \sqrt{L^2 - d_u^2}. \quad (3.7)$$

Količine, ki so navedene v enačbi 3.7 in jih je treba poznati, da lahko iz vrednotimo strižno nosilnost stika R_{max} , so torej R_{kan} , $T_{zač}$, razdalji R in L ter d_u . Količine $T_{zač}$, R in L je mogoče pridobiti neposredno pri proizvajalcu, d_u je treba določiti na podlagi geometrije in deformacijske kapacitete kanala, R_{kan} pa iz specifikacij proizvajalca ali s podrobnimi numeričnimi analizami (razdelek 3.3, Slika 3.33).

Zapišimo mejni relativni pomik d_u kot vsoto pomika pri zagozdenju glave ploščice v kanalu d_{gap} (od Faze 1 do Faze 2) ter pomika, ki izhaja iz deformacij kanala d_{kan} (od Faze 2 do Faze 3):

$$d_u = d_{gap} + d_{kan} = L \theta_{gap} + L \theta_{kan} = L (\theta_{gap} + \theta_{kan}), \quad (3.8)$$

pri čemer θ_{gap} pomeni rotacijo ploščice pri zagozdenju glave v kanalu, θ_{kan} pa dodatno rotacijo zaradi deformiranja kanala. Rotacijo θ_{gap} lahko določimo dokaj preprosto na podlagi geometrije kanala in glave ploščice, θ_{kan} pa nekoliko težje. Ko bomo v nadaljevanju disertacije primerjali tu predstavljene analitične ocene z eksperimentalnimi rezultati, bomo upoštevali kar deformacije kanala, ki so bile izmerjene med samim preizkusom.

Oglejmo si še, kako se enačba 3.2 spremeni, če se ploščica še pred poružitvijo kanala z ramo nasloni na panel (Slika 3.25):

$$R_{max} l + N_2 (d_u - r_2) = N_1 (d_u + r_1) + M_{tr}. \quad (3.9)$$

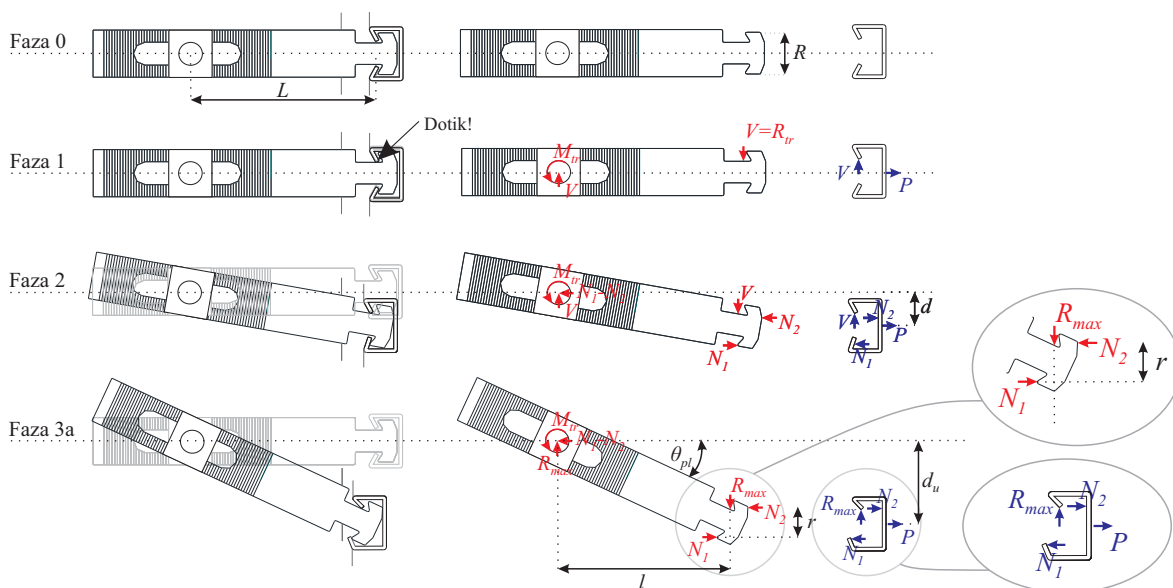
Razdalji r_1 in r_2 smo označili na Sliki 3.25, izračunamo pa ju z naslednjima izrazoma:

$$r_1 = R_1 \cos(\theta_{pl}) = R_1 \sqrt{1 - (d_u/L)^2}; \quad (3.10)$$

$$r_2 = R_2 \cos(\theta_{pl}) = R_2 \sqrt{1 - (d_u/L)^2}. \quad (3.11)$$

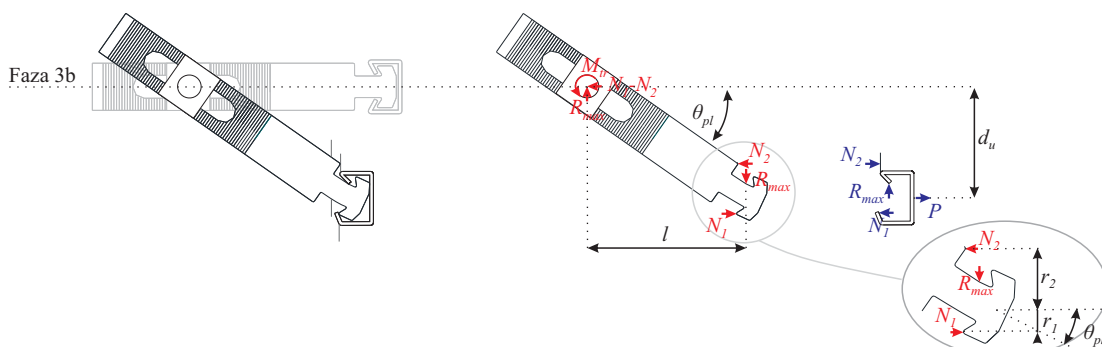
Posledično se spremeni tudi končna enačba za oceno strižne nosilnosti stika R_{max} . Z upoštevanjem izrazov 3.10 in 3.11 rešimo sistem, ki ga sestavljajo enačbe 3.9, 3.3 in 3.4, ter določimo strižno nosilnost stika R_{max} :

$$R_{max} = \left[d_u P + \sqrt{1 - (d_u/L)^2} \left(\frac{1}{2} R_{kan} (R_1 + R_2) - P R_2 \right) + T_{zač} \right] / \sqrt{L^2 - d_u^2}. \quad (3.12)$$



Slika 3.24: Mehanizem prenosa strižne obtežbe v stikih TA-AS s kanali HTA 40/23 in ravnotežje v stiku tik pred poružitvijo (1. primer).

Fig 3.24: Shear force transfer mechanism in the TA-AS connections with the HTA 40/23 channels and the equilibrium in the connections just before the failure (1. case).



Slika 3.25: Ravnotežje v stikih TA-AS s kanali HTA 40/23 tik pred poružitvijo (2. primer).

Fig 3.25: The equilibrium in the TA-AS connections with the HTA 40/23 channels just before the failure (2. case)

Nosilnost stikov TA-AS s šibkimi hladno oblikovanimi kanali HTA 40/23 torej določa nosilnost kanalov. Kakor so pokazali že eksperimenti, se porušni mehanizem ob uporabi močnejših vroče valjanih kanalov HTA 40/22 nekoliko spremeni (Slika 3.26). V takem primeru šibka točka stika postane sama jeklena ploščica, ki se poruši v vratu tik pod glavo. Ravnotežje v stanju pred poružitvijo lahko opišemo z naslednjim sistemom enačb:

$$R_{max} l + N_2 (d_u - r_2) = N_1 (d_u + r_1) + M_{tr} \quad (3.13)$$

$$N_1 - N_2 = P \quad (3.14)$$

$$N_1 r_1 + N_2 r_2 = M_{pl,N}, \quad (3.15)$$

kjer $M_{pl,N}$ pomeni upogibno nosilnost ploščice pri osni sili N ($N = N_1 - N_2 = P$) na mestu vratu (Slika 3.26). Prej omenjeni sistem rešimo s pomočjo enačb 3.5, 3.6, 3.10 in 3.11 in izrazimo strižno nosilnost stika R_{max} :

$$R_{max} = \left[M_{pl,N} + T_{zač} + d_u P \right] / \sqrt{L^2 - d_u^2} \quad (3.16)$$

Za izvednotenje prej omenjene enačbe moramo poznati tudi pomik, pri katerem pride do poružitve v vratu ploščice d_u . Izračunamo ga lahko kot vsoto pomika, pri katerem pride do zagozdenja glave ploščice d_{gap} , ter pomika zaradi deformacij v vratu ploščice d_{vr} :

$$d_u = d_{gap} + d_{vr} = L \theta_{gap} + L \theta_{vr} = L (\theta_{gap} + \theta_{vr}), \quad (3.17)$$

pri čemer je θ_{vr} rotacija ploščice zaradi plastičnih deformacij v vratu. θ_{vr} izračunamo tako, da mejno ukrivljenost v vratu $\phi_{vr,max}$ (pri osni sili $N = P$ pomnožimo z dolžino plastičnega členka, ki pa je kar enaka dolžini vratu L_{vr}):

$$\theta_{vr} = \phi_{vr,max} L_{vr} \quad (3.18)$$

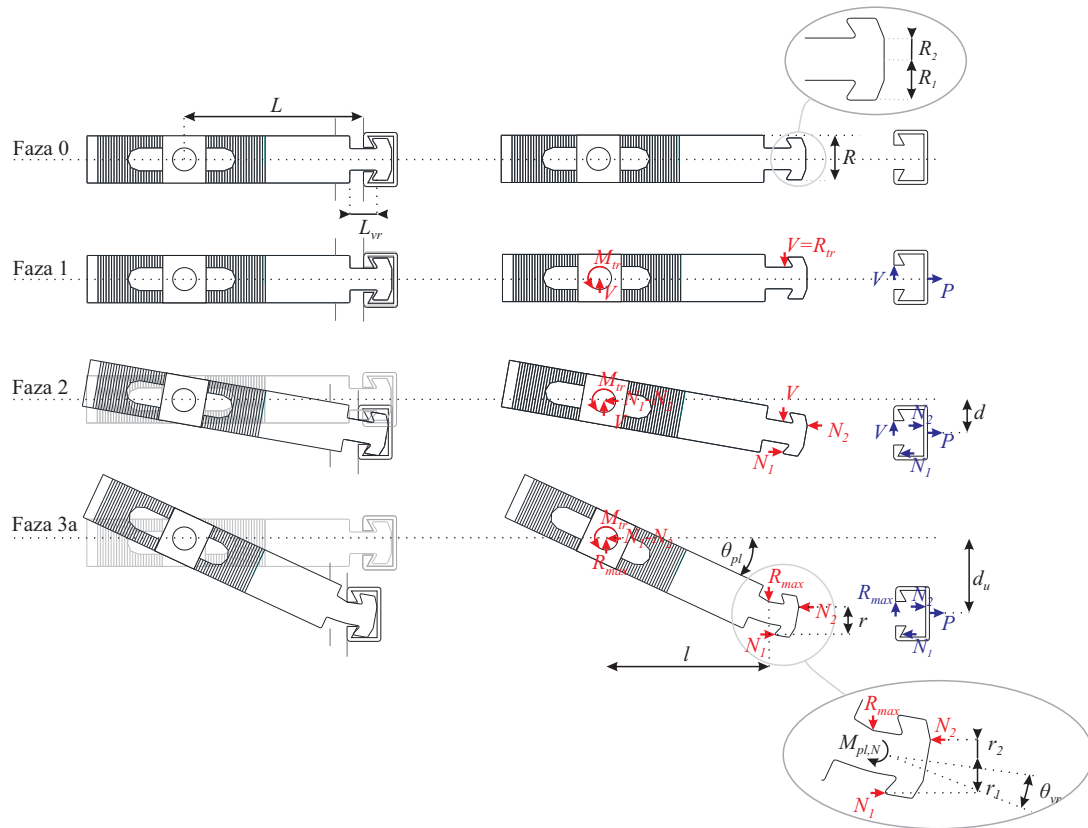
Podobno kot v primeru šibkih kanalov HTA 40/23 se tudi pri močnejših kanalih HTA 40/22 lahko zgodi, da pride do dotika rame ploščice in panela še pred poružitvijo v vratu ploščice (Slika 3.27). V takem primeru se ravnotežna enačba 3.14 nekoliko spremeni:

$$N_1 r_1 = M_{pl,u}/2, \quad (3.19)$$

spremeni pa se tudi pomen razdalje r_2 (Slika 3.27).

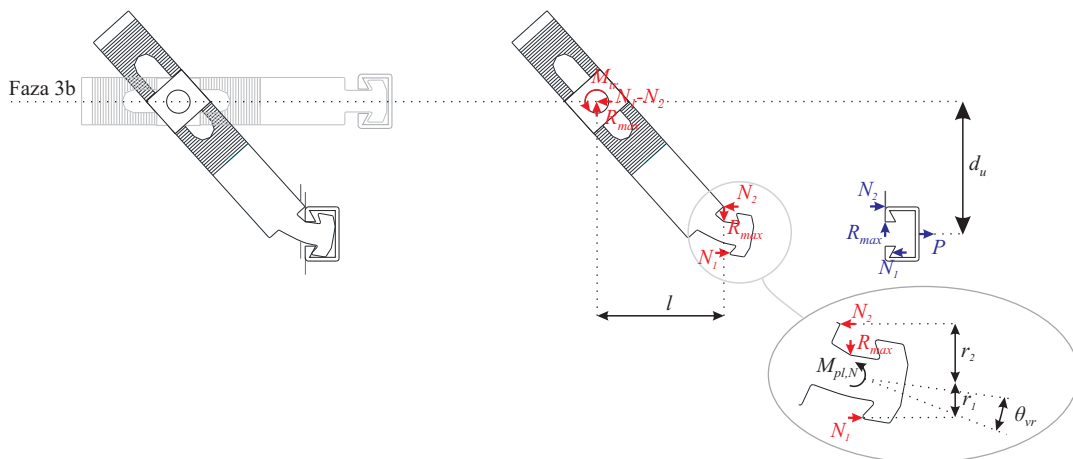
Končno enačbo za oceno strižne nosilnosti pa zapišemo kot:

$$R_{max} = \left[d_u P - \sqrt{1 - (d_u/L)^2} P R_2 + M_{pl,N} (1 + R_2/R_1) + T_{zač} \right] / \sqrt{L^2 - d_u^2}. \quad (3.20)$$



Slika 3.26: Mehanizem prenosa strižne obtežbe v stikih TA-AS s kanali HTA 40/22 in ravnotežje v stiku tik pred poružitvijo (1. primer).

Fig 3.26: Shear force transfer mechanism in the TA-AS connections with the HTA 40/22 channels and the equilibrium in the connections just before failure (1. case).



Slika 3.27: Ravnotežje v stikih TA-AS s kanali HTA 40/22 tik pred poružitvijo (2. primer).

Fig 3.27: The equilibrium in the TA-AS connections with the HTA 40/22 channels just before failure (2. case)

Preden zaključimo analizo mehanizmov prenosa strižne obtežbe v stikih TA-AS, si oglejmo še, kako se odziv spremeni, če pride do dotika med gredo in panelom, kar smo opazili pri treh od trinajstih preizkušancev TA-AS. Spremembo mehanizma bomo pokomentirali na primeru stikov z močnejšimi kanali HTA 40/22, kjer pride do porušitve v vratu ploščice. Bistvene razlike pri stikih s šibkejšimi kanali ni. Kakor prikazuje Slika 3.28, se zaradi dotika obtežba ne prenaša več le prek ploščice, ampak tudi po kontaktni površini med panelom in gredo. Strižna nosilnost stika R_{max} se zato poveča za silo trenja med panelom in gredo V_{tr} :

$$R_{max}^* = R_{max} + V_{tr} \quad (3.21)$$

Pri izračunu R_{max} je treba upoštevati nekoliko spremenjen sistem enačb:

$$R_{max} l = \left[d_u P - \sqrt{1 - (d_u/L)^2} P R_2 + M_{pl,N} (1 + R_2/R_1) + T_{zač} \right] / \sqrt{L^2 - d_u^2} \quad (3.22)$$

$$N_1 - N_3 = P \quad (3.23)$$

$$N_1 r_1 = M_{pl,N} \quad (3.24)$$

kjer je sila N_3 normalna sila na kontaktno površino med nosilcem in panelom. Rešitvi sistema enačb 3.22, 3.23 in 3.24 za R_{max} in N_3 sta:

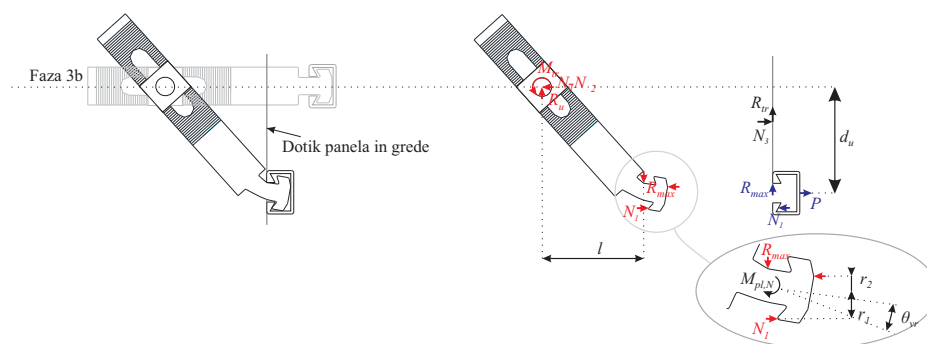
$$R_{max} = \left[\frac{d_u L M_{pl,N}}{R_1 \sqrt{L^2 - d_u^2}} + M_{pl,N} T_{zač} \right] / \sqrt{L^2 - d_u^2}, \quad (3.25)$$

$$N_3 = \frac{M_{pl}}{R_1 \sqrt{1 - d_u^2/L^2}} - P, \quad (3.26)$$

Silo trenja R_{tr} izračunamo s preprosto enačbo:

$$V_{tr} = k_{tr} N_3, \quad (3.27)$$

kjer je k_{tr} koeficient trenja med dvema betonskima površinama.



Slika 3.28: Ravnotežje v stikih TA-AS s kanali HTA 40/22 tik pred porušitvijo v primeru, da pride do dotika med panelom in gredo.

Fig 3.28: The equilibrium in the TA-AS connections with the HTA 40/22 channels just before failure if the gap between the panel and the beam closes.

3.2.2 Stiki NODO

Mehanizem prenosa strižne obtežbe pri stikih NODO je prikazan na Sliki 3.28. Na začetku, med Fazo 0 in Fazo 1, vijak in profil, na katerega je pritrjen vijak, preprosto drsita vzdolž jeklene škatle, strižna sila v stiku V pa je odvisna le od sile trenja med betonskima elementoma $F_{tr,b}$ ter sile trenja med profilom in jekleno škatlo $F_{tr,j}$:

$$V = F_{tr,b} + F_{tr,j} = P_v k_{tr,j} + P_v k_{tr,b} \quad (3.28)$$

V enačbi 3.28 je P_v pritrditvena sila v vijaku, $k_{tr,b}$ in $k_{tr,j}$ pa sta koeficienta trenja med betonskima in jeklenima površinama. P_v lahko grobo ocenimo na podlagi momenta privitja $T_{zač}$ z naslednjo enačbo:

$$P_v = \frac{T_{zač}}{k_v D_v}, \quad (3.29)$$

kjer k_v pomeni koeficient trenja v navoju, za katerega privzamemo vrednost 0,2, D_v pa nominalni premer vijaka.

Ko jekleni profil, na katerega pritrđimo vijak pri relativnem pomiku $d_{rel} = a - b_{pr}/2$, zdrsi do roba odprtine, zadane ob beton (razdalji a in b_{pr} sta označeni na Sliki 3.30 – Faza 0). Vijak v nadaljevanju še vedno sledi panelu, in sicer tako, da se zavrti okrog pritrđitvenega mesta na profilu v panelu (Slika 3.29, Faza 2). Pri relativnem pomiku d_{gap} tudi vijak zadane ob rob odprtine in togost stika zato skokovito naraste:

$$d_{gap} = a - D_v/2. \quad (3.30)$$

Pri nadaljnem povečevanju relativnega pomika se začne beton v panelu na mestu kontakta z vijakom drobiti, kar omogoči večje deformacije kanala (Slika 3.29, Faza 2). Pri ciklični obtežbi se to zgodi tako na eni kot tudi na drugi strani, s tem pa začne vijak izgubljati oporo. Končno se vijak izvleče iz kanala.

Deformacijsko kapaciteto stika lahko ocenimo z naslednjim izrazom, s katerim seštejemo zdrs vijaka vzdolž jeklene škatle ($a - D_v$) ter deformacije kanala (e_{kan}):

$$d_u = a - D_v/2 + e_{kan}, \quad (3.31)$$

kjer je a razdalja, označena na Sliki 3.29. Pomik e_{kan} je v primerjavi z velikostjo zdrsa ($a - D_v/2$) majhen in težje določljiv. Kljub temu ga lahko na podlagi empiričnih opažanj ocenimo iz predpostavke, da se kanal popolnoma odpre:

$$e_{kan} = b_{kan}/2 - t_{kan}, \quad (3.32)$$

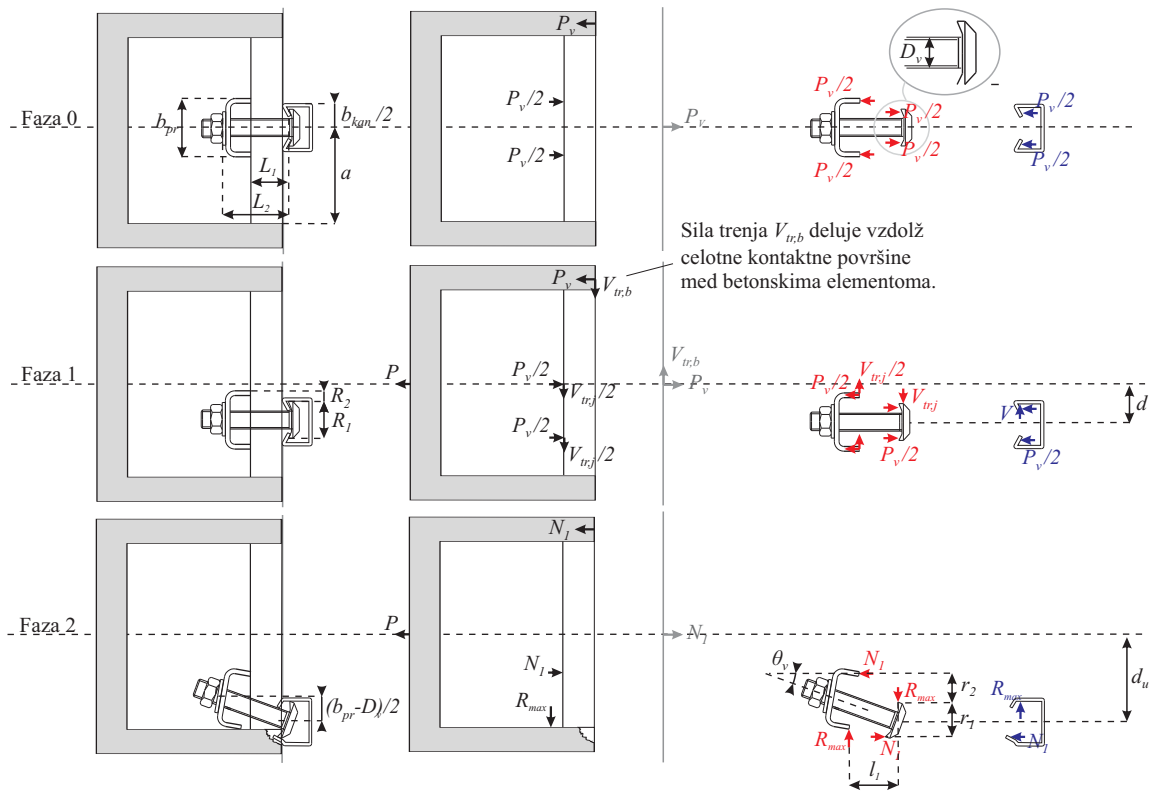
kjer je t_{kan} debelina stene kanala.

Maksimalno nosilnost stikov NODO R_{max} lahko določimo z reševanjem enačbe, s katero opišemo ravnotežje vijaka v stanju tik pred porušitvijo (Slika 3.29, spodaj desno):

$$R_{max} l_1 = N_1 (r_1 + r_2). \quad (3.33)$$

Sila N_1 je omejena z nosilnostjo kanala R_{kan} :

$$N_1 = R_{kan}/2, \quad (3.34)$$



Slika 3.29: Mehanizem prenosa strižne obtežbe v stikih NODO in ravnotežje v stiku tik pred poružitvijo.

Fig 3.29: Shear force transfer mechanism in the NODO connections and the equilibrium in the connections just before the failure.

rešitev za R_{max} pa je zato preprosta:

$$R_{max} = \frac{R_{kan}(r_1 + r_2)}{2l_1} \quad (3.35)$$

Razdalje r_1 , r_2 in l_1 , ki so navedene v enačbi 3.35, so odvisne le od geometrije stika:

$$r_1 = R_1 \cos(\theta) = R_1 \sqrt{1 - \left(\frac{b_{pr} - D_v}{2L_2}\right)^2} \quad (3.36)$$

$$r_2 = L_1 \sin(\theta) + R_2 = \frac{L_1(b_{pr} - D_v)}{2L_2} + R_2 \quad (3.37)$$

$$l_1 = L_1 \cos(\theta) = L_1 \sqrt{1 - \left(\frac{b_{pr} - D_v}{2L_2}\right)^2} \quad (3.38)$$

Razdalje R_1 , R_2 in L_1 so označene na sliki 3.29.

3.2.3 Stiki PARD2

Odziv stikov PARD 2 je v primerjavi z drugima dvema tipoma stikov relativno preprost. Ilustrirali ga bomo z le dvema fazama (Slika 3.30). Ob nanosu strižne obtežbe se kotnik začne vrteti okrog vijaka pritrjenega na kanal, montiran v nosilcu. Že relativno kmalu se začne z eno od stranic naslanjati na panel, kar povzroči puljenje vijaka iz kanala (Slika 3.30). Ob dovolj velikem relativnem pomiku kanal popusti in nastopi porušitev stika (Slika 3.30, Faza 1). Strižna nosilnost stika R_{max} je rešitev naslednjega sistema enačb:

$$R_{max} l = N_2 r_2 + N_1 r_1 + M_{tr} \quad (3.39)$$

$$N_1 - N_2 = P \quad (3.40)$$

$$N_1 = R_{kan}, \quad (3.41)$$

kjer R_{kan} pomeni nosilnost kanala prečno na ravnino panela v smeri sile P (Slika 3.24). Če označimo rotacijo kotnika z θ_{kot} , so razdalje l , r_1 in r_2 , ki so navedene v enačbi 3.39 in ki so odvisne od relativnega pomika d , enake:

$$l = l(d) = L \cos(\theta_{kot}) = \sqrt{L^2 - d^2} \quad (3.42)$$

$$r_1 = r_1(d) = d \quad (3.43)$$

$$r_2 = r_2(d) = R \sqrt{1 - d^2/L^2} - d \quad (3.44)$$

Razdalji L in R , ki sta navedeni v enačbah 3.42 in 3.44, sta označeni na Sliki 3.30. Rešimo še sistem enačb 3.42, 3.43 in 3.44 ter zapišimo rešitev za strižno nosilnost stika R_{max} :

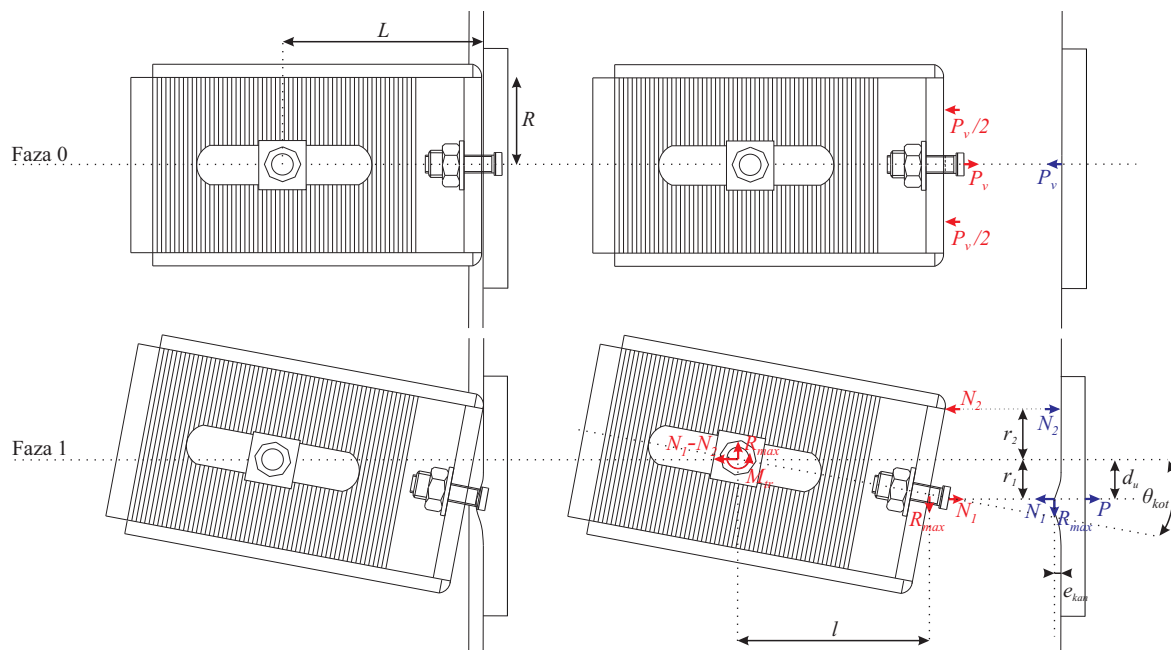
$$R_{max} = \left[d_u P + R \sqrt{1 - d_u^2/L^2} (R_{kan} - P) + T_{zač} \right] / \sqrt{L^2 - d_u^2}. \quad (3.45)$$

Za izračun mejnega pomika d_u moramo poznati mejno deformacijo (pomik) kanala v smeri sile N_1 , ki jo označimo z e_k (Slika 3.30). Mejni pomik d_u je potem enak:

$$d_u = \sqrt{e_k (2L - e_k)} \quad (3.46)$$

Torej potem, ko izračunamo mejni pomik d_u iz geometrijskih karakteristik stika, lahko določimo razdalje l , r_1 in r_2 ter nato še strižno nosilnost stika R_{max} .

Podobno kot največjo nosilnost in mejni pomik lahko izračunamo tudi pomik na meji tečenja d_y ter silo na meji tečenja R_y , le da v enačbah 3.39 in 3.40 maksimalno nosilnost kanala $R_{kan,pl}$ ter mejno deformacijo kanala $e_{kan,pl}$ nadomestimo z nosilnostjo kanala na meji tečenja ter deformacijo kanala na meji tečenja. Vse štiri vrednosti ($R_{kan,y}$, $R_{kan,pl}$ ter $e_{kan,y}$ in $e_{kan,pl}$) bomo v razdelku 3.3 ocenili s pomočjo podrobnih numeričnih modelov (Slika 3.33).

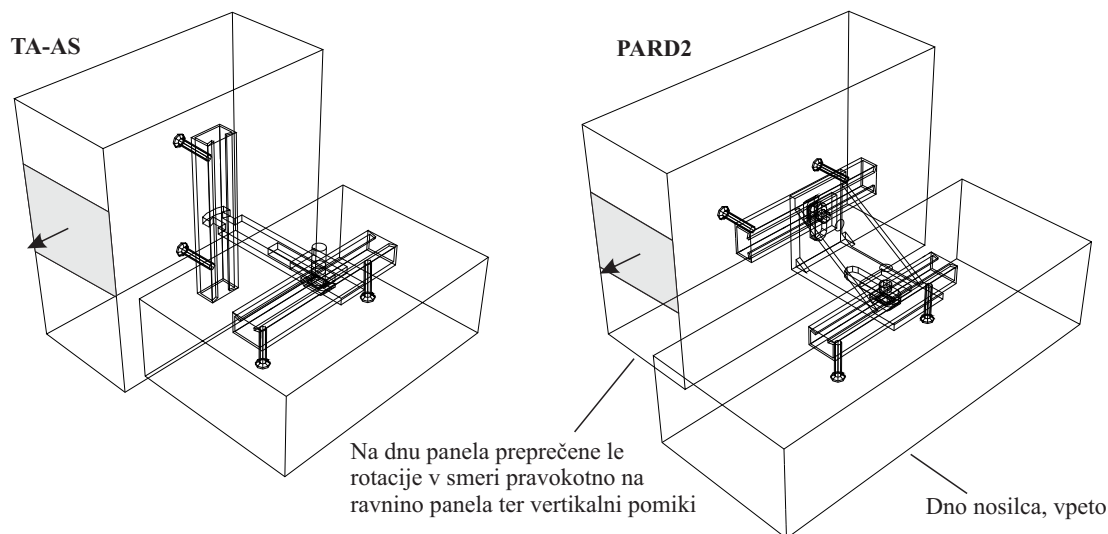


Slika 3.30: Mehanizem prenosa strižne obtežbe v stikih PARD2 in ravnotežje v stiku tik pred porušitvijo.
Fig 3.30: Shear force transfer mechanism in the PARD2 connections and the equilibrium in the connections just before the failure.

3.3 Podrobni modeli

Tako kot v primeru mozničnih stikov med stebri in gredami bomo tudi tokrat mehanizme prenosa obtežbe simulirali s podrobnimi 3D-numeričnimi modeli. Poleg tega nam bodo podrobni modeli v pomoč pri določitvi nekaterih količin, ki jih nujno potrebujemo za ovrednotenje karakterističnih točk strižnega odziva. S tega stališča nas zanima predvsem nosilnost kanalov v smeri prečno na ravnino panela, češar nam v okviru eksperimentalnega dela, predstavljenega v razdelku 3.1, ni uspelo natančneje raziskati. Spomnimo, da v nekaterih primerih nosilnost kanalov v prečni smeri določa strižno nosilnost stikov (npr. stik TA-AS s šibkimi kanali). Tako kot modele mozničnih stikov smo tudi modele stikov med paneli in konstrukcijo pripravili v programu za analizo s končnimi elementi ABAQUS [59]. Modelirali smo dva tipa od treh preizkušenih stikov (TA-AS in PARD2). Pri tem smo oba tipa stikov analizirali v strižni smeri, stik TA-AS pa tudi v smeri prečno na ravnino panela. Geometrija modelov je prikazana na Sliki 3.31.

Stiki med paneli in konstrukcijo sestojijo iz večjega števila komponent kot v poglavju 2 obravnavani moznični stiki, kar posledično zahteva tudi kompleksnejše modele – ne samo geometrijsko, ampak tudi računsko. Treba je namreč definirati številne interakcije med posameznimi komponentami, simulacija kontaktov pa je računsko zelo zahtevna. Da bi minimizirali računski čas, smo modele stikov poenostavili, kolikor je le bilo mogoče. Tako nismo modelirali celotnega panela in nosilca (glej Sliko 3.1), ampak le del okrog stika. Pomanjšanemu modelu smo nato pripisali ustrezne robne pogoje (Slika 3.31). Pri tem smo predpostavili, da valji, nameščeni na spodnjem delu panela, zagotavljajo nemoteno gibanje v smeri nanosa obtežbe (to je potrdil tudi eksperiment (razdelek 3.1)). Prav tako smo predpostavili, da se lahko panel na spodnjem robu nemoteno vrta okrog vzdolžne osi, preprečili pa smo rotacije okrog osi pravokotno na ravnino panela ter vertikalne pomike.



Slika 3.31: Podrobni numerični modeli stikov TA-AS in PARD2.

Fig 3.31: Finite element models of the TA-AS and PARD2 connections.

Interakcija med posameznimi komponentami stika je bila modelirana na podoben način kot pri modelih možničnih stikov. Obnašanje v smeri tangencialno na kontaktno ploskev je bilo definirano s Coulombovim modelom trenja s koeficientom trenja $k_{tr} = 0,5$ med jeklom in betonom ter $k_{tr} = 0,3$ med dvema jeklenima komponentama [12]. Komponente, med katerimi po preizkusih nismo opazili relativnih deformacij, smo toga povezali. Tako smo npr. povezali sidra kanalov in okoljni beton in tudi zobato podložko ter ploščico oziroma kotnik (glej tudi Slike 3.3, 3.4, 3.7 in 3.8). Zadnjo predpostavko upravičujejo prav vsi testi, predstavljeni v prejšnjem razdelku, razen enega (**TA-HTA40/23-uni-hor(1)**).

Moment privitja smo simulirali s predhodno vneseno natezno silo v vijaku P_v in tlačno silo na zobati podložki enake velikosti. Sila je tekom analize ostala konstantna, ocenili pa smo jo z enačbo 3.47. Pri momentu privitja 180 Nm je ta sila torej znašala:

$$P_v = \frac{T_{zač}}{k_v D_v} = \frac{180 \text{ kNm}}{0,2 \times 14 \text{ mm}} = 64,3 \text{ kN}, \quad (3.47)$$

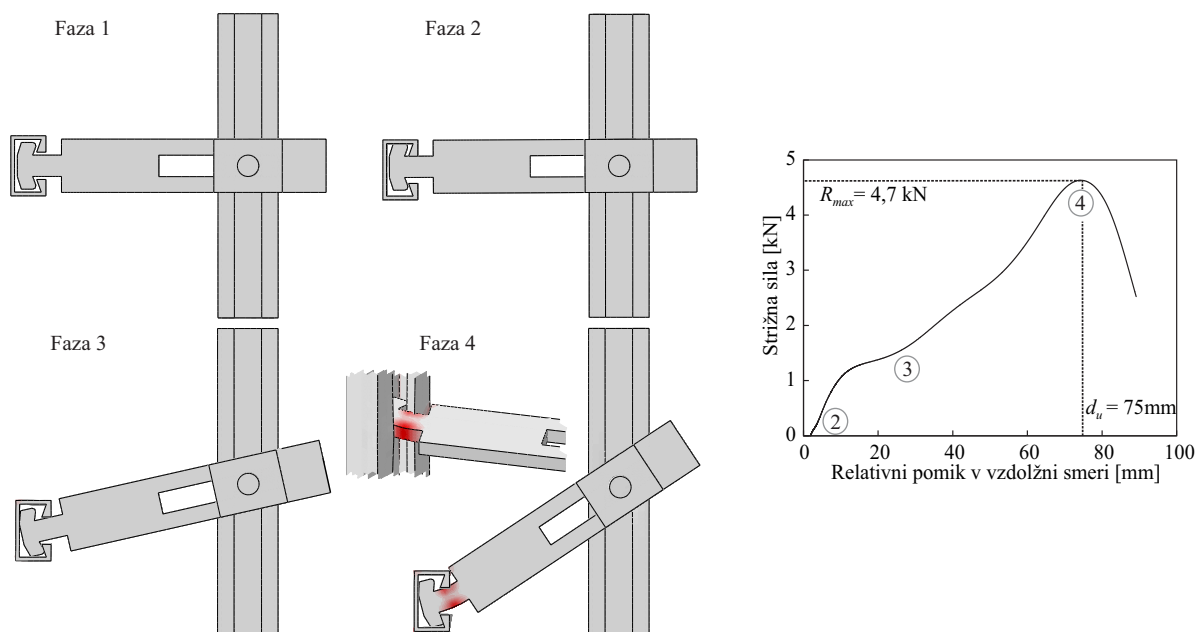
kjer je $T_{zač}$ moment privitja, k_v koeficient trenja v navoju, za katerega smo privzeli vrednost 0,2, ter D_v premer vijaka.

Materialnih modelov betona in jekla v tem razdelku ne bomo ponovno opisovali, saj sta enaka kot pri podrobnih modelih možničnih stikov (razdelek 2.3). Beton smo modelirali z modelom *Concrete damaged plasticity* [59], jeklo pa z elastoplastičnim izotropnim model z von Misesovim kriterijem plastičnosti [75]. Pri tem smo uporabili srednje vrednosti materialnih karakteristik, ki smo jih določili na podlagi specifikacij proizvajalca ($f_{ym} = 275 \text{ MPa}$, $f_{tm} = 420 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{su} = 0,20$, $f_{cm} = 48 \text{ MPa}$). Dodatni enoosni tlačni preizkusi betona ali natezni preizkusi jekla, s katerimi bi preverili specificirane vrednosti, niso bili izvedeni. Naj omenimo še, da je bil nelinearni model betona pripisan le elementom v bližini kanalov. Drugje je bilo obnašanje betona modelirano z elastičnimi elementi.

V nasprotju z analizami, predstavljenimi v razdelku 2.3 smo tokrat uporabili eksplicitno dinamično analizo namesto statične. Tako smo se odločili zaradi visoke nelinearnosti analiziranega problema in velikega števila definiranih kontaktov v modelu. V takih primerih je eksplicitna dinamična analiza lahko zelo učinkovita, vendar mora uporabnik biti zelo pazljiv pri uporabi. Eksplicitna dinamična analiza je

namreč le pogojno stabilna. V primeru prevelikega integracijskega koraka je rešitev lahko napačna. Za natančne rezultate torej potrebujemo kratek integracijski korak, kar pa lahko močno podaljša samo analizo. Dolžina primerne integracijskega časa Δt je odvisna od velikosti najmanjšega elementa modela ter izbranih materialov in jo program ABAQUS [59] na podlagi karakteristik modela določi sam. Čim manjši in čim bolj tog je element, tem krajši mora biti integracijski korak. Ker smo izvajali kvazistatično analizo (z dinamično analizo smo želeli simulirati statičen odziv), je morala biti hitrost nanese obtežbe dovolj majhna (za dan primer je ustrezala hitrost 0,1 m/s), da so bile inercialne sile zanemarljivih velikosti in niso vplivale na rezultat.

Na Sliki 3.32 je v štirih karakterističnih fazah prikazana simulacija strižnega odziva stika TA-AS z močnim kanalom HTA 40/22 in momentom pritvitja 180 Nm. Faza 1 prikazuje začetno stanje neobremenjenega stika. V Fazi 2 se kanal v panelu dotakne ploščice na mestu vratu. Ob povečevanju relativnega pomika se ploščica začne vrteti okrog vijaka, s katerim je pritrjena na kanal v nosilcu. V nadaljevanju ploščica dobi oporo na dveh točkah znotraj kanala in se tako zagozdi (Faza 3). Vrat ploščice se začne upogibno deformirati (Faza 4). Na tem mestu nekoliko pozneje tudi pride do porušitve stika. Odziv je torej enak tistemu, ki smo ga opazili med eksperimentom in opisali v razdelku 2.1.2. Analiza potrjuje vse predpostavke, ki smo jih uporabili pri izpeljavi izraza za oceno strižne nosilnosti in deformabilnosti stikov TA-AS z močnimi kanali HTA 40/22. Na tem mestu omenimo predvsem dotik glave ploščice na dveh mestih v kanalu v panelu (primerjaj Sliki 3.26 in 3.32), kar je bistvenega pomena za ustrezno oceno strižne nosilnosti. Nosilnost stika (slabih 5 kN) je popolnoma primerljiva z nosilnostjo, doseženo med preizkusi. Ta je pri stikih brez prečne obtežbe v povprečju znašala 4,8 kN. Prav tako tudi pomik pri zagozdenju (približno 25 mm) in pomik pri porušitvi (približno 75 mm) ustrezata empiričnim vrednostim (primerjaj z vrednostmi, navedenimi v Preglednici 3.1).

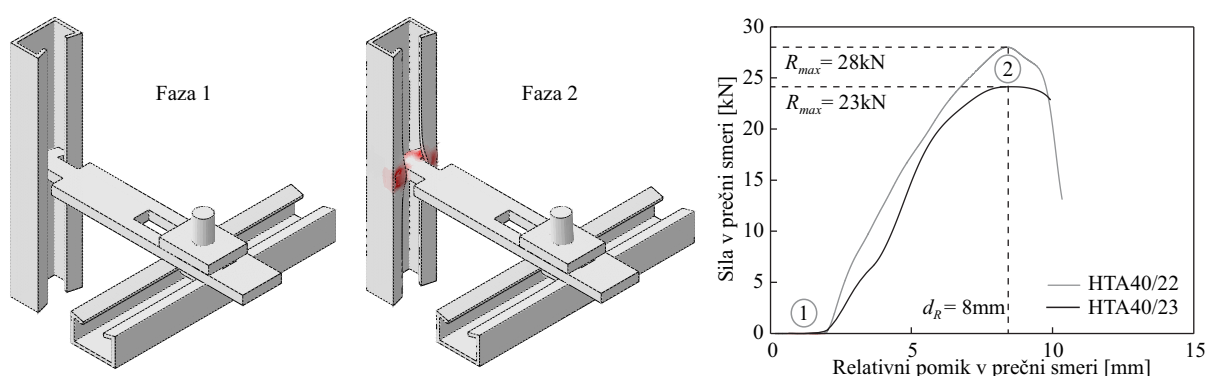


Slika 3.32: Simulacija strižnega odziva stika TA-AS z močnim kanalom HTA 40/22 in momentom pritvitja 180 Nm.

Fig 3.32: Simulation of the shear response of the TA-AS connection with strong channel HTA 40/22 and tightening torque 180 Nm.

Dodatnih simulacij strižnega odziva stika TA-AS s šibkimi kanali HTA 40/23 nismo izvajali, smo pa tak stik analizirali v smeri prečno na ravnino panela (Slika 3.32). Preizkusi do porušitve v prečni smeri niso bili izvedeni (razdelek 3.1), zato so bile numerične simulacije nujne za oceno nosilnosti. Spomnimo tudi, da strižno nosilnost stikov s šibkimi kanali določa prav nosilnost kanalov v prečni smeri (enačbi 3.7 in 3.12).

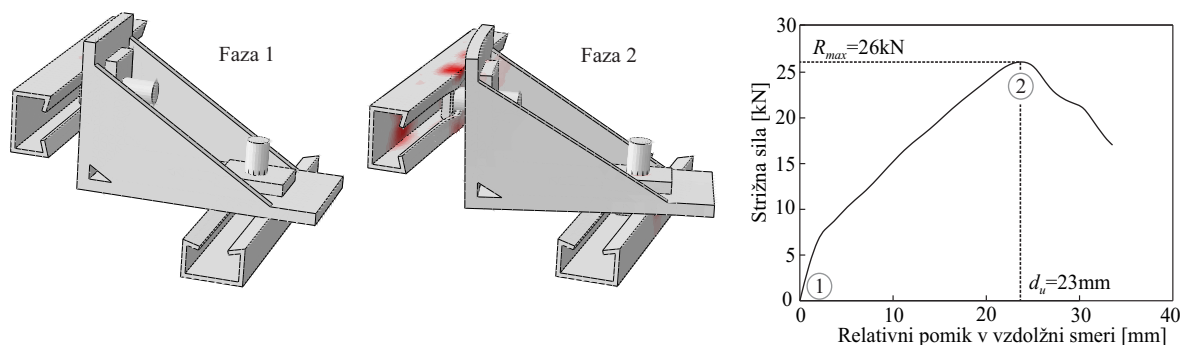
Odziv stikov TA-AS s šibkim in z močnim kanalom v prečni smeri je prikazan na Sliki 3.33 (desno). Glava ploščice je na začetku brez opore, dokler se ne nasloni na robove kanala. Ob tem togost naraste na približno 3000 kN/m. Sila v stiku nato bolj ali manj konstantno narašča. V primeru šibkega kanala je pri relativnem pomiku približno 6 mm in sili 19 kN mogoče zaznati začetek plastifikacije. Največja dosežena nosilnost v primeru šibkega kanala znaša 23 kN pri pomiku 8 mm. Pri pomiku 10 mm sila v stiku hipno upade. Nosilnost močnega kanala je nekoliko višja – 28 kN, deformabilnost pa je podobna.



Slika 3.33: Simulacija odziva stika TA-AS v smeri prečno na ravnino panela za oba tipa kanalov – HTA 40/22 in HTA 40/23.

Fig 3.33: Simulation of the response of the TA-AS connection in the direction perpendicular to the plane of the panel for both types of channels – HTA 40/22 in HTA 40/23

Na Sliki 3.34 je v dveh fazah prikazana še simulacija strižnega odziva stika PARD2 z momentom privitja 65 Nm. S simulacijo smo ustrezno opisali mehanizem prenosa obtežbe, kakršen je bil opažen že med preizkusom. Pri strižni obtežbi se kotnik zarotira in nasloni na panel. Na ta način se ustvari dvojica sil. Natezna sila se pojavi v vijaku, ki se želi izpuliti iz kanala, tlačna sila pa na kontaktu med kotnikom in panelom. Porušitev nastopi, ko popusti kanal. Kljub temu da s simulacijo relativno dobro zajamemo mehanizem porušitve, pa je ocenjena nosilnost nekoliko višja od tiste, ki je bila zabeležena med eksperimentom. Analitična nosilnost stika PARD2 je znašala 26 kN, medtem ko so se izmerjene vrednosti gibale med 17 in 19 kN (Preglednica 3.4). Ob tem je treba dodati, da so bili na stikih PARD2 izvedeni le ciklični preizkusi. Sklepamo lahko, da je nosilnost stika pri monotoni obtežbi nekoliko višja. Simulacije smo izvajali le pri monotoni obtežbi, saj bi za ustrezno oceno ciklične degradacije v materialnem modelu jekla morali zajeti upadanje nosilnosti zaradi nizkocikličnega utrujanja. Ker je to področje še vedno relativno slabo raziskano, so posledično tudi modeli precej nezanesljivi. Tako v materialnem modelu jekla nismo upoštevali poškodovanosti, simulacija cikličnega odziva pa bi bila tako brez pravega pomena.



Slika 3.34: Simulacija strižnega odziva stika PARD2 z momentom privitja 65 Nm.

Fig 3.34: Simulation of the shear response of the PARD2 connection with the tightening torque 65 Nm.

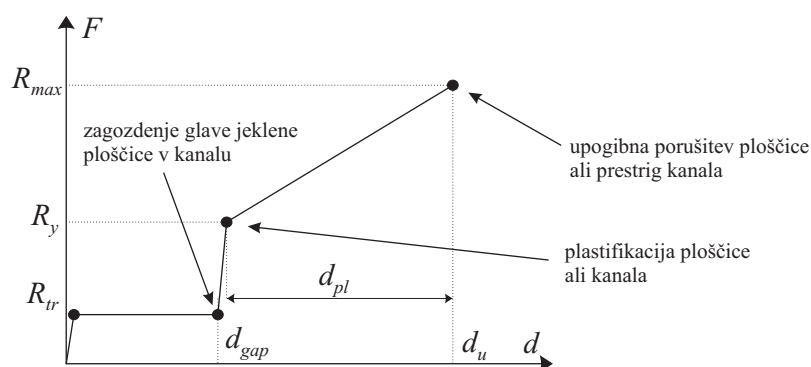
3.4 Inženirski modeli

3.4.1 Stiki TA-AS

Ovojnico strižnega odziva (ali odziva v horizontalni osi) stikov TA-AS bomo opisali na način, kot je prikazan na Sliki 3.35. Karakteristične točke odziva bomo določili s pomočjo študije mehanizmov porušitve (razdelek 3.2) ter rezultatov podrobnih numeričnih analiz (razdelek 3.3). Obravnavali bomo tako stik s šibkim (HTA40/23) kot tudi z močnim (HTA40/22) kanalom. Kot je bilo prikazano že v razdelkih 3.1.2 in 3.2, je strižni odziv stikov TA-AS precej zapleten. Določajo ga številni parametri, ki jih v praksi težko natančno napovemo – moment privitja, geometrija različnih komponent stika, tolerance izvedbe, robni pogoji, itd. – zanesljivost kakršnekoli analitične napovedi pa je precej odvisna ravno od teh parametrov. Z izrazi, ki jih bomo predstavili v nadaljevanju, želimo kar se da natančno opisati odziv, zavedamo pa se, da je zaradi omenjenih razlogov zanesljivost predstavljenih modelov omejena.

Do relativnega pomika d_{gap} je sila v stiku odvisna od momenta privitja $T_{zač}$ ter od razdalje med točko pritrditve na gredi in mestom, kjer se jeklena ploščica nasloni na kanal L :

$$R_{tr} = T_{zač}/L. \quad (3.48)$$



Slika 3.35: Definicija ovojnice strižnega odziva stika TA-AS.

Fig 3.35: Definition of the shear response envelope of the TA-AS connection.

Pomik d_{gap} , pri katerem pride od zagozdenja glave ploščice v kanalu, je treba oceniti iz geometrije kanala in glave ploščice. Pri izbranem tipu stika so rotacije ploščice pri zagozdenju znašale v povprečju $\theta_{gap} = 0,16$ (rad) v primeru kanalov HTA40/22 ter $\theta_{gap} = 0,19$ (rad) v primeru kanalov HTA40/23. Pomik nato ocenimo kot produkt rotacije θ_{gap} in razdalje L :

$$d_{gap} = \theta_{gap} L. \quad (3.49)$$

Po zagozdenju togost v stiku močno naraste vse do točke plastifikacije. Do te lahko pride ali v vratu jeklene ploščice ali pa v kanalu. Če smo uporabili šibkejše kanale (HTA40/23), se plastificira kanal, in sicer pri sili:

$$R_y = \left[d_y P + \sqrt{1 - (d_y/L)^2} \left(\frac{1}{2} R_{kan,y} (R_1 + R_2) - P R_2 \right) + T_{zač} \right] / \sqrt{L^2 - d_y^2}, \quad (3.50)$$

kjer je d_y pomik na meji tečenja, P sila prečno na ravnino panela, R dimenzija, označena na Sliki 3.25, in $R_{kan,y}$ nosilnost kanala na meji tečenja v smeri prečno na ravnino panela. Ker je elastična togost stika takoj po zagozdenju relativno velika, ocenimo $d_y \approx d_{gap}$. Sodeč po ocenah podrobne numerične analize, predstavljene v razdelku 3.3, je nosilnost šibkega kanala na meji tečenja enaka $R_{kan,y} = 19$ kN.

Maksimalno nosilnost R_{max} ocenimo z izrazom, ki je skoraj identičen izrazu 3.50, le da namesto pomika na meji tečenja d_y in nosilnosti kanala na meji tečenja R_y upoštevamo pomik pri poružitvi d_u in mejno nosilnost kanala $R_{kan,u}$:

$$R_{max} = \left[d_u P + \sqrt{1 - (d_u/L)^2} \left(\frac{1}{2} R_{kan,u} (R_1 + R_2) - P R_2 \right) + T_{zač} \right] / \sqrt{L^2 - d_u^2}. \quad (3.51)$$

Mejni pomik d_u izračunamo kot vsoto pomika d_{gap} in pomika d_{kan} , ki izhaja iz deformacij kanala:

$$d_{kan} = \theta_{kan} L. \quad (3.52)$$

V enačbi 3.52 θ_{kan} pomeni rotacijo ploščice zaradi deformacij kanala. Mejni pomik lahko izračunamo s spodnjim izrazom:

$$d_u = d_{gap} + d_{kan} = (\theta_{gap} + \theta_{kan}) L. \quad (3.53)$$

V primeru uporabe močnejšega kanala se karakteristični točki na meji tečenja in ob poružitvi določita nekoliko drugače. Nosilnost R_y izračunamo kot:

$$R_y = \left[M_{y,N} + d_y P + T_{zač} \right] / \sqrt{L^2 - d_y^2}, \quad (3.54)$$

kjer je $M_{y,N}$ upogibna nosilnost vratu ploščice na meji tečenja pri osni sili N in $d_y \approx d_{gap}$. Maksimalno nosilnost R_{max} izračunamo analogno:

$$R_{max} = \left[M_{pl,N} + d_u P + T_{zač} \right] / \sqrt{L^2 - d_u^2}, \quad (3.55)$$

pri čemer $M_{pl,N}$ predstavlja plastično upogibno nosilnost vratu ploščice pri osni sili N . d_u je pomik pri poružitvi, ki ga izračunamo kot:

$$d_u = d_{gap} + d_{vr} = (\theta_{gap} + \theta_{vr}) L, \quad (3.56)$$

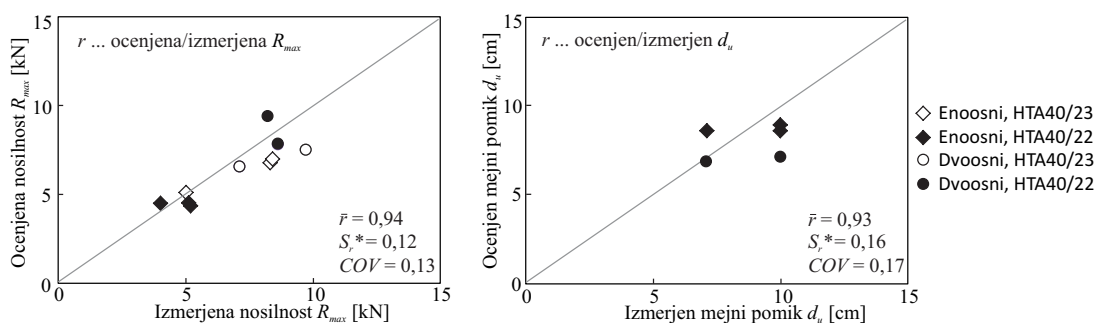
kjer je θ_{vr} plastična rotacija v vratu ploščice. Izračunamo jo kot produkt maksimalne ukrivljenosti vratu $\phi_{vr,max}$ in dolžine plastičnega člena, ta pa je kar enaka dolžini vratu L_{vr} :

$$\theta_{vr} = \phi_{vr,max} L_{vr}. \quad (3.57)$$

Tako smo določili ovojnico strižnega odziva stikov TA-AS. Obravnavali smo le primer, ko ne pride do kontakta med gredo in panelom (to se je zgodilo pri treh od trinajstih preizkušancev). Prav tako nismo obravnavali primera, ko se rama ploščice ne nasloni na panel, je pa taka situacija podrobneje obrazložena v razdelku 3.2.1. Eksperimenti so namreč pokazali, da se to zgodi le v primerih, ko je v smeri pravokotno na ravnino panela aplicirana konstantna sila P (vsi biaksialni preizkusi). V tem posebnem primeru velja tudi, da točka zagozdenja ni razvidna iz histereznega odziva.

Primernost prej podanih izrazov za določitev maksimalne nosilnosti R_{max} in mejnega pomika d_u smo verificirali z eksperimentalnimi rezultati. Na Sliki 3.36 je prikazan graf z ocenami in izmerjenimi vrednostmi. Silo R_{max} smo ocenili za vse preizkuse, to je enoosne in dvoosne, ter z obema tipoma kanalov, pomik d_u pa le za preizkuse s kanali HTA40/22. Pri kanalih HTA40/23 del mejnega pomika d_u izhaja iz deformacij kanala, ki pa jih analitično težko ocenimo. Eksperimenti so na srečo pokazali, da je pomik d_{kan} , ki izhaja iz deformacij kanala, bolj ali manj konstantna vrednost ($d_{kan} = 7,5$ cm). Le v primeru velike sile prečno na ravnino panela $P = 10$ kN je ta pomik znašal 5,1 cm.

Kot smo omenili že v razdelku 3.1, konstantna sila P ne odraža realnega stanja med potresno obtežbo. Sili P med potresno obtežbo spreminja tako velikost kot tudi smer, kar bistveno vpliva na nosilnost stika (enačbi 3.51 in 3.55). Poleg tega sila P ni nujno le posledica potresnega nihanja v smeri prečno na ravnino panela, ampak se zaradi vplivov teorije velikih deformacij lahko pojavi tudi zaradi nihanja v vzdolžni smeri. Zanimivo je, da sta bili tako izmerjena kot tudi ocenjena nosilnost pri dvoosnih preizkusih v povprečju višji kot pri enoosnih preizkusih (Slika 3.36), kar si lahko razložimo na podlagi enačb 3.51 in 3.55. Ob povečevanju relativnega pomika namreč raste tudi pozitiven vpliv sile P na strižno nosilnost stika R_{max} . Omenjene enačbe na drugi strani tudi pokažejo, da je nosilnost lahko manjša, če prečna obtežba deluje v nasprotni smeri. Vpliv prečne sile na strižni odziv stikov je torej pomemben, vendar pravilna izbira njene velikosti in smeri ni trivialna naloga. Tu bi bile potrebne dodatne eksperimentalne preiskave. Ko bomo v razdelku 4.6 analizirali potresno tveganje porušitve stikov med paneli in konstrukcijo, bomo upoštevali povprečno vrednost $P = 0$ kN.

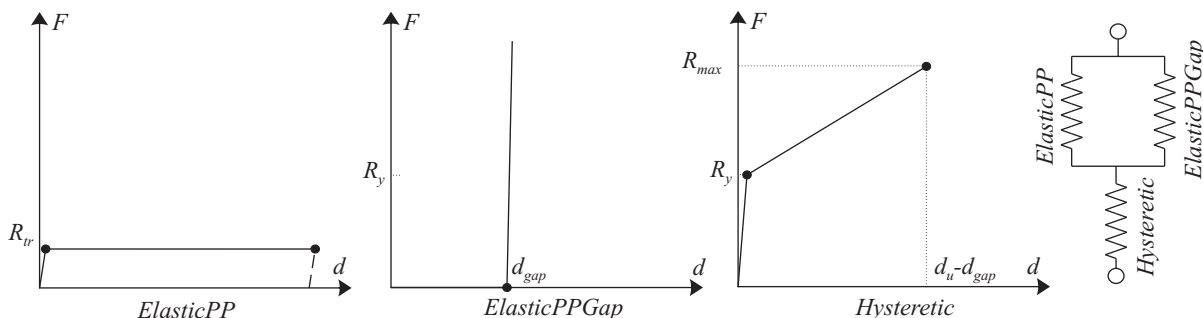


Slika 3.36: Primerjava analitičnih ocen maksimalne strižne nosilnosti R_{max} in mejnega pomika d_u stikov TA-AS z eksperimentalnimi rezultati.

Fig 3.36: Comparison of analytical estimation of maximal strength R_{max} and ultimate displacement d_u of the TA-AS connections with experimental results.

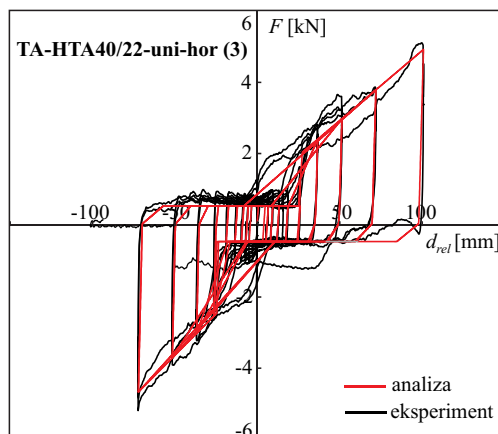
Opisani model stika TA-AS v programskem okolju Opensees [76] definiramo tako, da skombiniramo tri različne histerezne odzive (*ElasticPP*, *ElasticPPGap* in *Hysteretic*). Vsi trije odzivi in način kombiniranja so predstavljeni na Sliki 3.37. Z odzivom *ElasticPP* opišemo začetno dogajanje v stiku, ko je strižna sila odvisna le od trenja. Z vzporednim dodajanjem odziva *ElasticPPGap* modeliramo zagozdenje in porast togosti, ko je dosežen pomik d_{gap} . Za togost v odzivu *ElasticPPGap* zato izberemo relativno visoko vrednost. Zaporedno nato vežemo še histerezni model *Hysteretic*, s katerim opišemo neelastično obnašanje ploščice oziroma kanalov po zagozdenju. Naj spomnimo, da smo model *Hysteretic* uporabili že pri modeliranju histereznega odziva moznih stikov med gredami in stebri (glej poglavje 2.4.4). Model poleg ovojnice v obliki sila-pomik določa še pet histereznih parametrov, in sicer p_x , p_y , α , d_1 in d_2 . Pri modeliranju stikov TA-AS vse te parametre nastavimo na 0.

Ustreznost opisanega histereznega modela smo verificirali na podlagi eksperimentalnih rezultatov (poglavje 3.1.2). Na predlagani način smo definirali model stika za primer preizkušanca **TA-AS-HTA30/22-uni-hor (3)** ter primerjali analitični in dejanski histerezni odziv. Primerjava prikazana na Sliki 3.38 kaže, da je ujemanje dokaj dobro v vseh območjih odziva.



Slika 3.37: Definicija modela stika TA-AS v programskem okolju Opensees s kombinicijo posameznih histereznih odzivov.

Fig 3.37: Definition of the model of the TA-AS connection in program Opensees using a combination of individual hysteretic responses.



Slika 3.38: Primerjava analitičnega in dejanskega histereznega odziva za preizkušanec TA-AS-HTA30/22-uni-hor (3).

Fig 3.38: Comparison of the analytical and the actual hysteretic response of the specimen TA-AS-HTA30/22-uni-hor (3).

3.4.2 Stiki NODO

Ovojnico strižnega odziva stikov NODO določimo na način, prikazan na Sliki 3.39. Podobno kot pri stikih TA-AS je do relativnega pomika d_{gap} sila v stiku enaka R_{tr} :

$$R_{tr} = F_{tr,b} + F_{tr,j} = P_v k_{tr,j} + P_v k_{tr,b} \quad (3.58)$$

V enačbi 3.58 je P_v pritrditvena sila v vijaku, $k_{tr,b}$ in $k_{tr,j}$ pa sta koeficienta trenja med betonskima in jeklenima površinama (Slika 3.29). P_v lahko grobo ocenimo na podlagi momenta privitja $T_{zač}$ z naslednjo enačbo:

$$P_v = \frac{T_{zač}}{k_v D_v}, \quad (3.59)$$

kjer k_v pomeni koeficient trenja v navoju, za katerega privzamemo vrednost 0,2, D_v pa nominalni premer vijaka.

Pomik d_{gap} izračunamo kot:

$$d_{gap} = a - D_v/2, \quad (3.60)$$

kjer je a razdalja, označena na Sliki 3.29.

Nosilnost stika R_{max} je enaka:

$$R_{max} = \frac{R_{kan}(r_1 + r_2)}{2l_1}. \quad (3.61)$$

Razdalje r_1 , r_2 in l_1 , ki so navedene v enačbi 3.61, so odvisne le od geometrije stika (glej tudi Sliko 3.29):

$$r_1 = R_1 \cos(\theta) = R_1 \sqrt{1 - \left(\frac{b_{pr} - D_v}{2L_2}\right)^2} \quad (3.62)$$

$$r_2 = L_1 \sin(\theta) + R_2 = \frac{L_1(b_{pr} - D_v)}{2L_2} + R_2 \quad (3.63)$$

$$l_1 = L_1 \cos(\theta) = L_1 \sqrt{1 - \left(\frac{b_{pr} - D_v}{2L_2}\right)^2} \quad (3.64)$$

Mejni pomik d_u je enak vsoti zdrsa vijaka in deformaciji kanala e_{kan} :

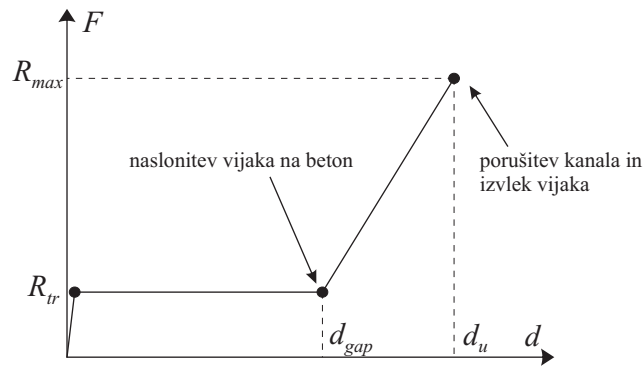
$$d_u = a - D_v/2 + e_{kan}. \quad (3.65)$$

V enačbi 3.65 a pomeni razdaljo, označeno na Sliki 3.29. Pomik e_{kan} na podlagi empiričnih opažanj ocenimo iz predpostavke, da se kanal popolnoma odpre:

$$e_{kan} = b_{kan}/2 - t_{kan}, \quad (3.66)$$

kjer je b_{kan} širina kanala, t_{kan} pa debelina stene kanala.

Prej omenjene izraze smo uporabili pri oceni pomikov d_{gap} in d_u ter nosilnosti R_{max} preizkušenih stikov NODO 3.1.2. Ocena maksimalne nosilnosti je enaka 65 kN, medtem ko je povprečna izmerjena maksimalna nosilnost znašala 67 kN. Nadalje je ocenjeni mejni pomik znašal 52 mm, izmerjeni pomik ob

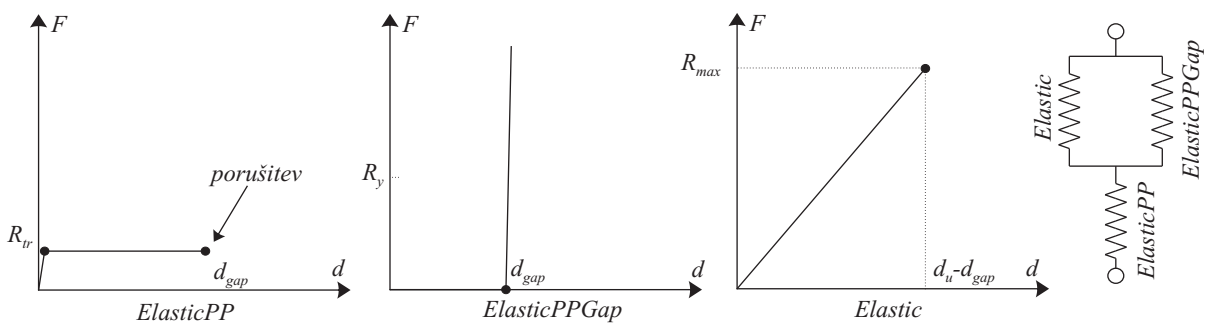


Slika 3.39: Definicija ovojnice strižnega odziva stika NODO.

Fig 3.39: Definition of the shear response envelope of the NODO connection.

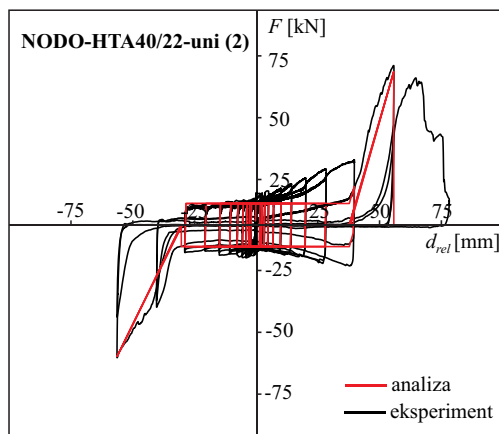
porušitvi pa 56 mm. Že predstavljeni izrazi za določitev karakterističnih točk strižnega odziva preizkušanih stikov NODO torej dajejo precej dobre ocene, kljub temu pa je treba poudariti da sta bila preizkušena le dva para tega tipa stikov.

Podobno kot pri histereznem modelu stikov TA-AS tudi tokrat ustrezen odziv dosežemo s kombinacijo treh histereznih modelov, vključenih v programsko okolje Openses [76]. Drsenje in zagodenje ponovno opišemo z vzporedno vezavo modelov *ElasticPP* in *ElasticPPGap* (Slika 3.40). Namesto odziva *Hysteretic* pa tokrat zaporedno vežemo še popolnoma elastičen odziv *Elastic* (Slika 3.40). Primerjava predlaganega histereznega modela z eksperimentalnimi rezultati za preizkušane **NODO-HTA40/23-uni (2)** je prikazana na Sliki 3.41. Čeprav model ne opiše povsem natančno dejanskega obnašanja, so bitvene karakteristike odziva zajete. Razlike se kažejo predvsem v delu histereze, ko je presežen pomik d_{gap} . V tem območju model izkazuje popolnoma elastičen odziv vse do porušitve, dejansko pa sila v stiku ob raztežitvi takoj pade na 0 kN. S tem smo sicer zanemarili določeno zmožnost sipanja potresne energije v stiku, vendar upravičeno sklepamo, da zaradi zelo majhnih pomikov (≈ 10 mm) taka aproksimacija najverjetneje bistveno ne vpliva na globalni odziv.



Slika 3.40: Definicija modela stika NODO v programskem okolju Opensees s kombinacijo posameznih histereznih odzivov.

Fig 3.40: Definition of the model of the NODO connection in program Opensees using a combination of individual hysteretic responses.



Slika 3.41: Primerjava analitičnega in dejanskega histereznega odziva za preizkušanec NODO-HTA40/23-uni (2).

Fig 3.41: Comparison of the analytical and the actual hysteretic response of the specimen NODO-HTA40/23-uni (2).

3.4.3 Stiki PARD2

Strižni odziv stikov PARD2 se zdi nekoliko manj kompleksen kot odziv stikov TA-AS ali NODO. Opisali ga bomo s histerežno ovojnico, prikazano na Sliki 3.39. Prvo karakteristično točko zaznamuje plastifikacija kanala. Silo R_y , pri kateri pride do plastifikacije, ocenimo z naslednjim izrazom:

$$R_y = \left[d_y P + R \sqrt{1 - d_y^2 / L^2} (R_{kan,y} - P) + T_{zač} \right] / \sqrt{L^2 - d_y^2}. \quad (3.67)$$

Pri tem je d_y pomik na meji tečenja, P sila prečno na ravnino panela, R in L dimenziji, označeni na Sliki 3.30 ter $R_{kan,y}$ nosilnost kanala na meji tečenja v smeri prečno na ravnino panela. Sodeč po ocenah podrobne numerične analize, predstavljene v razdelku 3.3, je nosilnost šibkega kanala na meji tečenja enaka $R_{kan,y} = 19$ kN, pri porušitvi pa $R_{kan,y} = 23$ kN.

Pomik d_y določimo po naslednji formuli:

$$d_y = \sqrt{e_{k,y} (2L - e_{k,y})}, \quad (3.68)$$

kjer je $e_{k,y}$ deformacija kanala v smeri prečno na ravnino panela na meji tečenja. Podroben numerični model je pokazal, da je pri kanalu HTA40/23 ta deformacija enaka približno 6 mm.

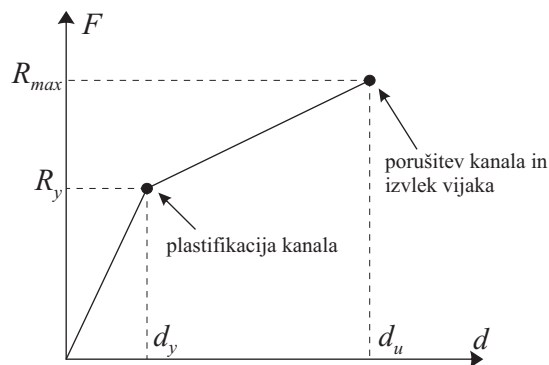
Nosilnost R_{max} izračunamo po analogiji z naslednjo enačbo 3.67:

$$R_{max} = \left[d_u P + R \sqrt{1 - d_u^2 / L^2} (R_{kan} - P) + T_{zač} \right] / \sqrt{L^2 - d_u^2}, \quad (3.69)$$

pri čemer je d_u enak:

$$d_u = \sqrt{e_{k,u} (2L - e_{k,u})}, \quad (3.70)$$

kjer je $e_{k,u}$ deformacija kanala v smeri prečno na ravnino panela pri porušitvi. Sodeč po rezultatih numeričnih analiz, ta znaša približno $e_{k,u} = 10$ mm.

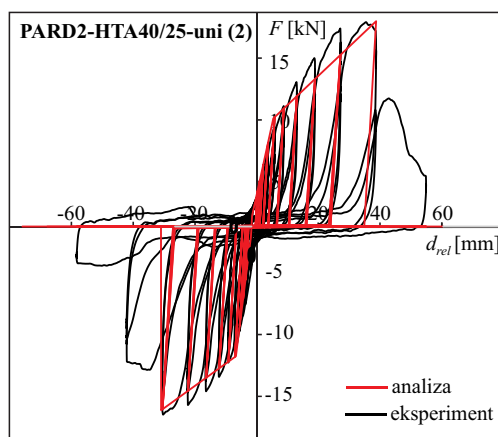


Slika 3.42: Definicija ovojnice strižnega odziva stika PARD2.

Fig 3.42: Definition of the shear response envelope of the PARD2 connection.

Ocena mejnega pomika d_u (enačba 3.70) za preizkušene stike PARD2 znaša 39 mm, dejansko pa so se stiki porušili pri povprečnem pomiku 45 mm, če ne upoštevamo preizkušanca **PARD2-HTA40/23-uni(1)**, ki izrazito izstopa (Preglednica 3.4). Določena razlika med oceno in dejanskim pomikom je najverjetneje posledica zanemaritve zdrs kotnika v izrazu 3.70. Z izrazom 3.69 smo ocenili še maksimalno nosilnost preizkušenih stikov in ugotovili, da je dejanska nosilnost v povprečju približno 25 % nižja od ocenjene. Razlog bi lahko med drugim iskali v podcenjeni nosilnosti kanalov. Stiki PARD2 so bili namreč preizkušeni s kanali HTA40/25, pri oceni nosilnosti pa smo predpostavili, da je njihova nosilnost enaka nosilnosti kanalov HTA40/23. Dodatnih podrobnih numeričnih analiz za kanale HTA40/25 nismo izvajali.

Histerezni odziv stikov PARD2 smo uspešno opisali s histereznim modelom *Hysteretic*, vključenim v program Opensees. Pri tem smo za parametre modela izbrali naslednje vrednosti $p_x = 1,0$, $p_y = 0,0$, $\alpha = 0,0$, $d_1 = 0,0$ in $d_2 = 0,0$. Primerjava med analitičnim in dejanskim odzivom preizkušanca **PARD2-HTA40/25-uni (2)** je prikazana na Sliki 3.43. Glede na dobro ujemanje histerez lahko rečemo, da z izbranim modelom ustrezno simuliramo ciklični odziv stikov PARD2.



Slika 3.43: Primerjava analitičnega in dejanskega histereznega odziva za preizkušane PARD2-HTA40/25-uni (2).

Fig 3.43: Comparison of the analytical and the actual hysteretic response of the specimen PARD2-HTA40/25-uni (2).

3.5 Povzetek in zaključki poglavja o stikih med konstrukcijo in paneli

V prvem razdelku smo predstavili eksperimente za tri različne tipe stikov med konstrukcijo in paneli, ki se najpogosteje uporabljajo v evropski praksi, in sicer za stike z jekleno ploščico (TA-AS); stike s posebnim jeklenim profilom (NODO) ter stike z jeklenim kotnikom (PARD2) (za podrobnejši opis stikov glej Slike 3.3-3.8). Do zdaj so tovrstne stike preizkusili le proizvajalci, in sicer le v smeri prečno na ravnino panela, tokrat pa so bili prvič preizkušeni tudi ciklično v obeh komponentah v ravnini panela. Izvedeni so bili tako enoosni kot tudi dvoosni preizkusi s konstantno silo, prečno na ravnino panela. Na kratko lahko bistvene ugotovitve eksperimentalnih raziskav povzamemo v naslednjih točkah:

- Stiki TA-AS so v svoji vertikalni osi nemoteno drseli vzdolž kanalov, vgrajenih v panel, in tako izkazali relativno veliko deformacijsko kapaciteto.
- Efektivna togost preizkušenih stikov TA-AS v horizontalni osi je v primerjavi s togostjo konzolnih stebrov relativno nizka in znaša manj kot 100 kN/m.
- Nosilnost stikov TA-AS, ki so bili obremenjeni tudi s konstantno prečno obtežbo v smeri stran od grede, je bila v povprečju nekoliko višja kot nosilnost stikov brez prečne obtežbe.
- Odpornost stikov NODO je bila do relativnega pomika $d_{gap} \approx 4 - 5$ cm, ko je vijak dosegel konec profila, na katerega je bil privijačen, in zadel ob beton, relativno majhna (≈ 10 kN).
- Za razliko od stikov TA-AS in NODO je bila togost stikov PARD2 že pri majhnih pomikih relativno velika (≈ 600 kN/m).

V nadaljevanju poglavja (v razdelku 3.2) smo raziskali porušne mehanizme za vse tri preizkušene stike. Tako kot v primeru mozničnih stikov med stebri in gredami smo tudi tokrat izpeljali analitične izraze za oceno nosilnosti in deformacijske kapacitete stikov. Med drugim smo ovrednotili tudi vpliv sile prečno na ravnino panela na nosilnost stikov TA-AS. Izkazalo se je, da prečna sila sicer res lahko poveča nosilnost stika v horizontalni osi, vendar le, če je usmerjena stran od grede (tako so pokazali tudi eksperimenti). V nasprotnem primeru, torej če je prečna sila usmerjena proti gredi, horizontalna nosilnost stika TA-AS upade.

Porušne mehanizme stikov TA-AS in PARD2 smo nato uspešno simulirali še z podrobnimi 3D-numeričnimi modeli (razdelek 3.3). Z numerično analizo ocenjeni nosilnost in deformabilnost stikov TA-AS sta se precej dobro ujeli z eksperimentalnimi rezultati. Nekoliko slabše ujemanje, vendar še vedno dovolj dobro za namen študije porušnega mehanizma, je bilo opaziti v primeru stika PARD2. Na podlagi podrobnih numeričnih modelov smo nato ocenili tudi nosilnost dveh različnih tipov kanalov v smeri prečno na ravnino panela. Teh vrednosti namreč z eksperimenti nismo pridobili, so pa, kot je bilo ugotovljeno v razdelku 3.2, nujne za analitično oceno nosilnosti stikov TA-AS in PARD2 v horizontalni osi.

Poglavje o stikih med konstrukcijo in paneli smo zaključili z definicijo inženirskih modelov stikov, ki so v primerjavi s podrobnimi numeričnimi modeli, predstavljenimi v prejšnjem razdelku, robustnejši in računsko manj zahtevni ter zato primerni za uporabo pri dinamičnih analizah celotnih konstrukcij. Inženirske modele za vse tri obravnavane tipe stikov smo definirali na podlagi analitičnih izrazov, izpeljanih v razdelku 3.2. Prikazali smo tudi uporabo tovrstnih modelov v odprtokodnem programskem okolju za nelinearno analizo konstrukcij Opensees [76].

4 PARAMETRIČNA ŠTUDIJA VPLIVA STIKOV NA POTRESNO TVEGANJE

Vpliv različnih stikov med stebri in gredami ter fasadnimi paneli in nosilno konstrukcijo na potresni odziv celotnih armiranobetonskih montažnih stavb bomo v tem poglavju ovrednotili v obliki krivulj ranljivosti in potresnega tveganja. Parametrična študija bo zajemala vpliv različnih konfiguracij stikov pri različnih armiranobetonskih montažnih stavbah. Pri definiciji reprezentativnih modelov stikov nam bo v pomoč novo znanje, predstavljeno v predhodnih razdelkih. Rezultati analiz bodo nakazali, v katerih primerih obstoječi stiki ne zagotavljajo zadostne potresne varnosti in kakšni bi lahko bili preprosti ukrepi za njeno povišanje.

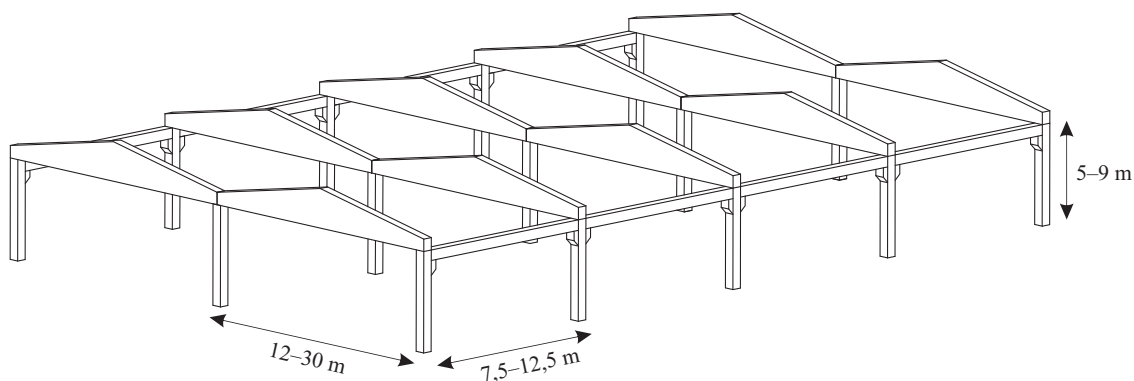
Zelo obširno in sistematično parametrično študijo ranljivosti in potresnega tveganja enoetažnih montažnih hal, kakršne so značilne za Slovenijo in Evropo, so že izvedli Kramar in sodelavci [7, 18]. V študiji so predpostavili, da so stiki med gredami in stebri močni (do porušitve vedno pride v stebri in nikoli v stiku). Poleg tega so zanemarili vpliv fasadnih panelov oziroma predpostavili, da obstoječi stiki omogočajo popolno izolacijo panelov od konstrukcije. Model konstrukcije je bil zato dokaj preprost. Odziv je določala ena sama konzola, modelirana s togim elementom in z neelastično vzmetjo ob vpetju. Parametrična študija je zajemala večino možnih variant enoetažnih montažnih hal obravnavanega tipa, ki se lahko pojavijo v praksi, kar se je v modelu izražalo v variiranju mase na vrhu konzole. V verjetnostnih analizah so bile upoštevane tako slučajnosti pri potresni obtežbi kot tudi drugi viri nezanesljivosti (omejeno znanje modeliranja konstrukcije in njenih komponent, karakteristike materialov in drugih parametrov v matematičnem modelu itd.). Za izračun potresnega tveganja je bila uporabljena metoda, pri kateri se kapaciteta konstrukcije izrazi z intenziteto potresne obtežbe. Avtorji ugotavljajo, da minimalne konstrukcijske zahteve v Evrokodu 8 obravnavanemu tipu hal praviloma zagotavljajo dovolj dodatne nosilnosti, da je potresno tveganje ob predpostavki močnih stikov sprejemljivo (verjetnost porušitve 0,1–1,2 % v 50 letih).

V nadaljevanju predstavljena študija se od prej omenjene razlikuje predvsem v upoštevanju vpliva obeh obravnavanih vrst stikov. Najprej bomo v razdelku 4.1 na podlagi prodajnega programa bivšega slovenskega podjetja Primorje izbrali realen set 15 enoetažnih in 12 trietažnih montažnih stavb ter vsako stavbo zdimenzionirali po Evrokodu 8 [16]. Pri tem bomo predpostavili, da grede in strešni elementi ostanejo nepoškodovani, kar pomeni, da je treba zdimenzionirati le stebre. Nato bomo v razdelku 4.2 na kratko predstavili metodo za določitev verjetnosti prekoračitve izbranega mejnega stanja. Sledita definicija krivulje potresne nevarnosti za Ljubljano (razdelek 4.3) in izbira skupine akcelrogramov, s katerimi bomo zajeli vpliv slučajnosti pri potresni obtežbi (razdelek 4.4). Tako bodo pripravljene vsa orodja in podatki za ovrednotenje vpliva stikov med stebri in gredami na potresno tveganje armiranobetonskih montažnih stavb (razdelek 4.5) ter ovrednotenje potresnega tveganja porušitve stikov med nosilno konstrukcijo in paneli (razdelek 4.6). Pri tem bomo kapaciteto obeh vrst stikov ocenjevali s postopnim povečevanjem intenzitete do porušitve, to je z inkrementalno dinamično analizo (IDA) [50], in jo izrazili z maksimalnim pospeškom tal (PGA).

4.1 Nabor stavb in dimenzioniranje

Za študijo potresnega tveganja smo izbrali set 15 enoetažnih in 12 trietažnih armiranobetonskih montažnih stavb, ki so simetrične vzdolž obeh ortogonalnih osi. Obravnavana tipa konstrukcijskih sistemov sta prikazana na Slikah 4.1 in 4.2. Enoetažne hale sestojijo iz konzolnih stebrov, ki so v prečni smeri povezani z dvokapnimi nosilci, v vzdolžni pa s strešnimi gredicami (na skici niso narisane) ter s prekladami na obodu hale, na katere se običajno pritrdijo fasadni paneli (Slika 4.1). Stebri in nosilci so povezani z mozničnimi stiki, izvedenimi na vrhu stebrov ali na vrhu kratkih konzol. Konstrukcijski sistem večetažnih montažnih stavb prav tako predstavljajo v obeh smereh povezani konzolni stebri (Slika 4.2). V eni smeri povezavo zagotavljajo nosilci (navadno omega prereza), v drugi pa medetažne (običajno PVP-plošče) oziroma strešne plošče (običajno pi-plošče). Moznični stiki med stebri in gredami so izvedeni na kratkih konzolah.

Pri enoetažnih halah smo upoštevali razpone dvokapnih nosilcev od 12 do 30 m ter razpone vzdolžnih nosilcev in strešnih gredic od 7,5 do 12,5 m (Slika 4.1). Upoštevali smo tudi, da imajo obravnavane hale največ dva razpona v prečni smeri, v vzdolžni pa neomejeno. Ob predpostavki toge diafragme in ob pogoju, da so vsi stebri enaki, lahko take hale modeliramo z enim samim povprečnim konzolnim stebrom s pripadajočo maso od 20 do 100 t. Pri tem smo upoštevali, da je porazdeljena obtežba na strehi enaka $w = 5 \text{ kN/m}^2$ [18]. Lastna teža strešnih plošč običajno znaša $2,5 - 3,5 \text{ kN/m}^2$. Če temu prištejemo še lastno težo nosilcev ($\approx 1 \text{ kN/m}^2$) in stalno obtežbo ($\approx 0,5 \text{ kN/m}^2$) ter zanemarimo maso panelov, ugotovimo, da skupna obtežba strehe dejansko ne preseže 5 kN/m^2 , obtežbe snega in koristne obtežbe na strehi pa pri potresni obtežni kombinaciji ne upoštevamo.



Slika 4.1: Shematski prikaz konstrukcijskega sistema analiziranih enoetažnih hal.

Fig 4.1: Scheme of the structural system of the analysed one-storey industrial buildings.

Pri trietažnih montažnih stavbah smo upoštevali razpone nosilcev od 7,5 do 12,5 m v obeh smereh. Ob predpostavki toge diafragme ter ob pogoju, da so vsi stebri enaki, lahko take stavbe modeliramo z enim samim povprečnim stebrom s pripadajočo maso od 10 do 40 ton na strehi in enako ali dvakrat oziroma s trikrat večjo maso v medetažah. Pri teh ocenah smo maso na strehi izračunali ob predpostavki, da porazdeljena obtežba na strehi ne preseže 5 kN/m^2 , dodali pa smo tudi težo panelov ($\approx 1 - 1,5 \text{ kN/m}^2$). Vsota lastne in stalne obtežbe na medetažah je lahko nekoliko višja kot v tretji etaži, saj PVP-plošče tehtajo med $2,5$ in $4,5 \text{ kN/m}^2$, hkrati pa je dvakrat višja tudi obtežba, ki izhaja iz teže panelov ($\approx 2 - 3 \text{ kN/m}^2$). Skupna stalna obtežba v medetažah se torej giblje med 6 in 9 kN/m^2 . V primerjavi z vrhno etažo je v medetažah treba poleg mase, ki izhaja iz stalne obtežbe (G_k), upoštevati tudi del mase,

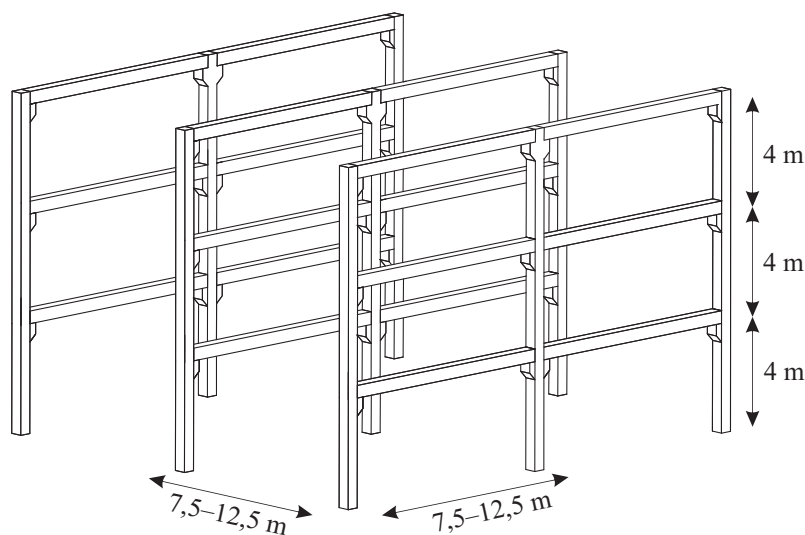
ki izhaja iz spremenljive obtežbe [16]:

$$\sum G_k + \sum \psi_2 \cdot \phi \cdot Q_k, \quad (4.1)$$

pri čemer je ψ_2 kombinacijski faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva; ϕ faktor, ki upošteva medsebojno odvisnost obremenitev v različnih etažah, in Q_k karakteristična vrednost posameznega spremenljivega vpliva.

Če sta medetaži namenjeni poslovnim prostorom, stavbo uvrstimo v kategorijo B [77]. Karakteristična porazdeljena obtežba tako znaša $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ in kombinacijski faktor $\psi_2 = 0,3$ [78]. Ob predpostavki, da so etaže obremenjene med seboj neodvisno [16], velja, da je faktor ϕ v prvi in drugi etaži enak $\phi_{1,2} = 0,5$. Če primerjamo prispevek spremenljive obtežbe v medetažah (drugi del enačbe 4.1) s prispevkom stalne obtežbe, ugotovimo, da spremenljiva obtežba prispeva le zanemarljiv delež ($\approx 0,5 \text{ kN/m}^2$). Najmanjša skupna obtežba v medetažah tako znaša približno ($\approx 6,5 \text{ kN/m}^2$), kar je enako kot na strehi. Upravičeno lahko torej trdimo, da je spodnja meja razmerja med maso v medetažah in maso na strehi $r_m = 1$.

Zgornjo mejo določimo ob predpostavki, da so medetažni prostori namenjeni skladiščenju. V takem primeru velja $q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$, $\psi_2 = 0,8$ in $\phi_{1,2} = 1,0$ [16, 77, 78]. Del mase, ki izhaja iz spremenljive obtežbe, tako znaša $6,0 \text{ kN/m}^2$. Največja možna obtežba na medetažah torej znaša skupno $15,0 \text{ kN/m}^2$, kar je 2,5-krat več kot na strehi. Upravičeno lahko tako za zgornjo mejo porazdeljene obtežbe v medetažah vzamemo trikratno vrednost porazdeljene obtežbe na strehi $r_m = 3$.



Slika 4.2: Shematski prikaz konstrukcijskega sistema analiziranih večetažnih montažnih stavb.

Fig 4.2: Scheme of the structural system of the analysed multi-storey precast buildings.

4.1.1 Enoetažne hale

Če torej enoetažne hale modeliramo z enim povprečnim konzolnim stebrom, lahko realen razpon vseh hal, ki se pojavljajo v praksi, zajamemo z variranjem mase na povprečen steber (m) ter z variranjem njegove višine (H). Tako bomo analizirali stebre z masami od 20 do 100t s korakom 20t (Preglednica 4.1). Pri vsaki masi bomo obravnavali še stebre treh različnih višin $H = 5, 7$ in 9 m (Preglednica 4.1). Vse te konstrukcije bomo v nadaljevanju najprej sprojektirali po standardu Evrokod 8 [16]. Predpostavili bomo, da se konstrukcije nahajajo v Ljubljani in so grajene na tipu tal C. Projektni pospešek tal tako znaša $0,25g$, vrednosti parametrov, ki določajo obliko spektra odziva pa so: $S = 1,15$, $T_B = 0,2s$, $T_C = 0,6s$ in $T_D = 2,0s$.

Dimenzioniranje stebrov

Najprej izberimo kakovost betona in armaturnih palic. Odločimo se za beton kakovosti C40/50, njegove karakteristike pa določimo v skladu z Evrokodom 2 [57]: $f_{ck} = 40$ MPa, $f_{cd} = 26,7$ MPa, $E_{cm} = 35$ GPa, $\varepsilon_{cu2} = 2,0\%$, $\varepsilon_{cu1} = 3,5\%$. Za armaturne palice izberemo jeklo S500: $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 435$ MPa, $E_s = 200$ GPa. Izbrano jeklo je duktilnostnega razreda C. Za tovrstna jekla velja, da je karakteristična deformacija pri največji napetosti ε_{uk} večja od $7,5\%$, vrednost koeficient utrjevanja $k = f_t/f_y$ pa med $1,15$ in $1,35$ [57].

Ker je model obravnavanih stavb razmeroma preprost (konzolni steber z maso na vrhu), lahko nihajni čas T_1 izvednotimo po relativno preprosti naslednji enačbi:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{ef}}} = 2\pi \sqrt{\frac{m H^3}{0,5 \cdot 3 E_{cm} I}}, \quad (4.2)$$

kjer je m masa, ki odpade na povprečen steber, k_{ef} njegova efektivna upogibna togost, E_{cm} elastični modul betona ter I vztrajnostni moment prereza stebra. Nato na podlagi spektra, predlaganega v Evrokodu 8 [16], določimo projektni spektralni pospešek $S_d(T_1)$ in elastični spektralni pomik $S_{De}(T_1)$ (obe vrednosti bomo potrebovali v nadaljevanju), pri čemer za vrednost faktorja obnašanja izberemo $q = 3,0$ (izberemo srednji razred duktilnosti; glej tudi razdelek 1.2.3).

Kot je bilo ugotovljeno že v nekaterih prejšnjih raziskavah potresnega obnašanja armiranobetonskih montažnih stavb s členkastimi stiki, dimenzije stebrov navadno določa mejno stanje deformacij [18, 19]. Začetne dimenzije stebrov zato izberemo na podlagi spodnjega pogoja [16]:

$$d_r \nu \leq 0,01 H, \quad (4.3)$$

kjer je d_r projektni etažni pomik, izračunan iz elastičnega spektra pomikov $S_{De}(T)$, ν pa redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. Vrednost faktorja ν je glede na kategorijo pomembnosti določena v nacionalnem dodatku Evrokoda 8. Ker obravnavane zgradbe uvrstimo v kategorijo pomembnosti III (stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve), privzamemo $\nu = 0,4$.

Hkrati je treba kontrolirati tudi vpliv teorije drugega reda prek koeficienta občutljivosti za etažne pomike θ :

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} H}, \quad (4.4)$$

kjer je P_{tot} celotna sila težnosti na strehi in V_{tot} celotna prečna sila zaradi potresa. Evrokod 8 namreč zahteva, da je koeficient θ manjši od 0,3. Če $\theta \leq 0,1$, lahko vpliv teorije drugega reda zanemarimo, če velja, da je $0,1 < \theta \leq 0,2$, pa lahko vpliv teorije drugega reda upoštevamo tako, da se ustrezni učinki potresnega vpliva povečajo s faktorjem $1/(1-\theta)$ [16]. Ker je zadnji izraz za primer konzolnih stebrov točen, smo ga uporabili tudi v primeru stebrov, pri katerih se je vrednost θ gibala med $0,12 < \theta \leq 0,3$.

Potem ko smo dimenzije stebrov izbrali na podlagi pogojev 4.3 in 4.4, v nadaljevanju izberemo vzdolžno armaturo tako, da je upogibna nosilnost stebra M_{Rd} (določimo po Evrokodu 2 [57]) večja od zahtevane:

$$M_{Rd} \geq V_{tot} H / (1 - \theta). \quad (4.5)$$

Število in razdaljo med vzdolžnimi armaturnimi palicami smo določili na podlagi dimenzij prereza stebra (Slika 4.2). Evrokod 8 namreč določa, da je razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, manjša od 200 mm [16]. Znotraj enega prereza smo uporabili le en premer palic. Na podlagi podatkov v Preglednici 4.1 ugotovimo, da je le v treh od petnajstih obravnavanih primerov zahteva 4.5 manj kritična od pogoja minimalne vzdolžne armature po Evrokodu 8, ki zahteva, da površina prereza celotne vzdolžne armature znaša vsaj 1 % površine prereza stebra. Kramar v [18] v podobni študiji sicer ugotavlja, da je pogoj minimalne vzdolžne armature vedno kritičen, saj je zaradi velikih dimenzij stebra, ki jih narekuje zahteva po omejitvi pomikov (enačba 4.3), količina vzdolžne armature avtomatično zadostna, da prerez prenese projektne obremenitve (enačba 4.5). Na tem mestu je treba poudariti, da je Kramar [18] pri projektiranju izbral visoki razred duktilnosti (DCH), medtem ko je bil v tu predstavljeni študiji izbran srednji razred duktilnosti (DCM). Razlike se namreč pojavijo zaradi razlik v izbranem faktorju obnašanja q , ki je za srednji razred duktilnosti enak 3,0, za visokega pa 4,5.

Strižno nosilnost stebra V_{Rd} nato načrtujemo po metodi načrtovanja nosilnosti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} = \gamma_{Rd} M_{Rd} / H, \quad (4.6)$$

kjer je γ_{Rd} faktor, ki upošteva večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona v tlačni coni prereza in je za srednji razred duktilnosti (DCM) enak 1,1. Tako kot M_{Rd} tudi V_{Rd} določimo po Evrokodu 2 [57]. Odločimo se, da bomo uporabili le stremena premera 8 mm (Slika 4.2), s čimer je razdalja med stremeni ob pogoju 4.6 tudi avtomatično določena. Opraviti pa je treba še dve kontroli. Najprej preverimo, ali so izpolnjene zahteve Evrokoda 8 o največji dovoljeni razdalji med stremeni s_{max} :

$$s_{max} = \min(b_o/2; 175\text{mm}; 8d_{bL}), \quad (4.7)$$

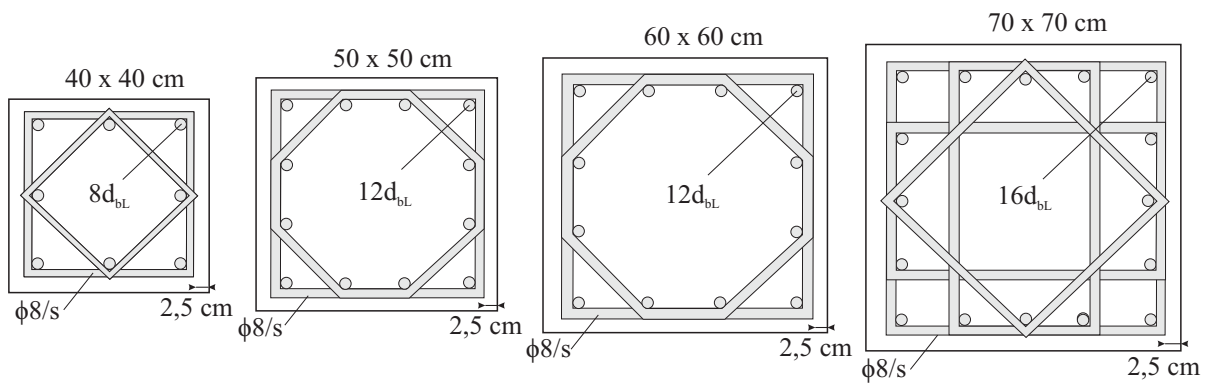
kjer je b_o najmanjša dimenzija betonskega jedra, merjena od srednje črte stremen (v mm), d_{bL} pa najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic (v mm). Poleg največje dovoljene razdalje med stremeni je treba preveriti tudi mehanski volumski delež armature objetja v robnih elementih, s čimer opravičimo duktilnost, ki smo jo predpostavili ob izbiri faktorja obnašanja $q = 3,0$. To lahko storimo z naslednjo približno enačbo:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{phi} \nu_d \epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (4.8)$$

kjer je ω_{wd} mehanski volumski delež (zaprtih) stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja; μ_{ϕ} zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost, ki je odvisna od faktorja izbranega obnašanja

q ; ν_d normirana projektna osna sila; $\epsilon_{sy,d}$ projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo; b_c širina celega betonskega prereza; b_o širina objetega jedra (merjena do srednje črte stremen) ter α faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra (za izračun posameznih količin glej [16]). Poleg pogoja 4.8 mora za srednji razred duktilnosti vrednost ω_{wd} ob vpetju stebrov znašati vsaj 0,08.

V sedmih od petnajstih primerov je zadoščala že največja dovoljena razdalja med stremeni, določena s pogojem 4.7 (Preglednica 4.1). V dveh primerih (m80H5 in m100H5) je bilo treba razdaljo med stremeni zmanjšati zaradi presežene strižne nosilnosti (pogoj 4.6). V preostalih primerih prečno armaturo določa zahteva o minimalni vrednosti mehanskega volumskega deleža stremen ($\omega_{wd} \geq 0,08$). Omenimo še, da v primeru vseh stebrov z enačbo 4.8 brez težav opravičimo duktilnost, ki smo jo predpostavili ob izbiri faktorja obnašanja. Kakor je ugotovil že Kramar [18], lahko razlog iščemo predvsem v nizkem nivoju osnih sil (ν), kar je pri enoetažnih montažnih halah precej običajno.



Slika 4.3: Možni prerezi stebrov analiziranih enoetažnih hal (dimenzionirani po Evrokodu 8).

Fig 4.3: Possible column sections of the analysed one-storey buildings (designed according to Eurocode 8).

Preglednica 4.1: Dimenzioniranje stebrov analiziranih enoetažnih hal po Evrokodu 8.
Table 4.1: Design of columns of the analysed one-storey buildings according to Eurocode 8.

oznaka	m20H5	m20H7	m20H9	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9	m100H5	m100H7	m100H9
m [t]	20	20	20	40	40	40	60	60	60	80	80	80	100	100	100
H [m]	5	7	9	5	7	9	5	7	9	5	7	9	5	7	9
h_c [m]	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,6	0,6	0,7
T [s]	0,94	1,56	1,46	0,85	1,41	1,43	1,05	1,20	1,75	0,84	1,39	1,49	0,94	1,55	1,66
S_a [g]	0,152	0,092	0,099	0,168	0,102	0,100	0,137	0,119	0,082	0,171	0,103	0,097	0,153	0,093	0,086
d_r [m]	0,10	0,17	0,16	0,09	0,15	0,15	0,11	0,13	0,19	0,09	0,15	0,16	0,10	0,17	0,18
$d_{r,max}$ [m]	0,13	0,18	0,23	0,13	0,18	0,23	0,13	0,18	0,23	0,13	0,18	0,23	0,13	0,18	0,23
N_{Ed} [kN]	196	196	196	392	392	392	589	589	589	785	785	785	981	981	981
ν	0,046	0,046	0,030	0,059	0,059	0,041	0,089	0,062	0,062	0,083	0,083	0,060	0,100	0,100	0,075
θ	0,133	0,260	0,176	0,109	0,213	0,170	0,163	0,154	0,255	0,105	0,206	0,183	0,131	0,257	0,229
M_{Ed} [kNm]	172	171	211	371	355	427	483	582	583	751	715	836	865	855	990
vzd. arm.	8Φ18	8Φ18	12Φ16	12Φ20	12Φ20	12Φ20	12Φ22	12Φ22	12Φ22	12Φ25	12Φ25	16Φ20	12Φ25	12Φ28	16Φ22
ρ_l	0,013	0,013	0,010	0,015	0,015	0,011	0,018	0,013	0,013	0,016	0,016	0,010	0,016	0,021	0,012
M_{Rd} [kNm]	175	175	261	404	404	513	486	635	635	794	794	880	953	953	1042
V_{Ed} [kN]	39	28	32	89	63	63	107	100	78	175	125	108	210	150	127
s_{max} [cm]	14,4	14,4	12,8	16	16	16	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	16	17,5	17,5	17,5
s [cm]	14	14	12	16	16	12	16	12	12	12	12	16	12	12	16
$V_{Rd,c}$ [kN]	69	69	98	113	113	144	121	153	153	167	167	193	167	180	206
$V_{Rd,s}$ [kN]	170	170	270	202	202	324	202	324	324	324	324	560	324	324	490
ω_{wd}	0,113	0,113	0,109	0,081	0,081	0,089	0,081	0,089	0,089	0,088	0,088	0,093	0,088	0,088	0,093

■ Kritičen je pogoj minimalne vzdolžne armature (enoodstotno armiranje).

■ Kritičen je pogoj minimalne razdalje med stremenji (glej izraz 4.7).

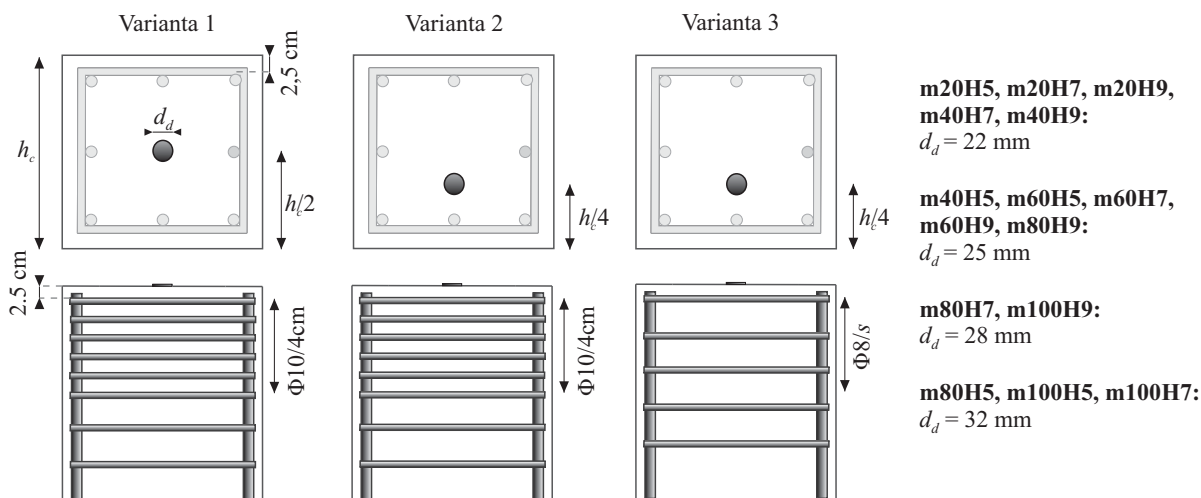
Dimenzioniranje stikov med stebri in gredami

Pri dimenzioniranju stikov enoetažnih hal bomo uporabili možnike premerov 22, 25 ali 28 mm, kar je najpogostejša izbira tudi v praksi. Predpostavljamo, da projektanti niso poznali dejanskega porušnega mehanizma možničnih stikov, zato so pri načrtovanju kontrolirali le strižno nosilnost samih možnikov:

$$V_{Rd,st} = A_m f_{vd} = 0,6A_m f_{yd}, \quad (4.9)$$

kjer je A_m prerez možnika, f_{yd} pa projektna napetost armature na meji tečenja. Predpostavljamo tudi, da so strižno obremenitev na stik F_{Ed} določili po enačbi 4.6 ob upoštevanju $\gamma_{Rd} = 1,2$, kot to zahteva Evrokod 8 v členu 5.11.2.1.2. Premeri prerezov možnikov, ki smo jih izbrali po takem postopku, so podani na Sliki 4.4 (desno).

V razdelku 4.5 bomo za vsako halo analizirali tri variante stikov, ki so ilustrirane na Sliki 4.4. S tem želimo preveriti, kako lokacija možnika in prečna armatura v stebri na območju možnika vplivata na tveganje porušitve. V Varianti 1 bomo možnik namestili centrično. Izbrali bomo gosto prečno armaturo na vrhu stebrov ($\Phi 10/4$ cm), kakršna je običajna za slovensko prakso (glej tudi razdelek 2.1.1). Varianta 2 bo enaka Varianti 1 le da bo možnik nameščen ekscentrično na razdalji $h_c/4$ od roba prereza. V Varianti 3 bomo stik z ekscentrično nameščenim možnikom analizirali še s prečno armaturo, ki bo enaka tisti, ki smo jo določili pri dimenzioniranju stebrov (Preglednica 4.1). Spomnimo se, da smo pri vseh stebrih sicer uporabili tudi notranja stremena (Slika 4.2), vendar se ta na območjih stikov običajno prekinajo, tako da ostanejo samo zunanja stremena (Slika 4.3). Predpostavili bomo, da je prečna armatura, nameščena v gredah na območju stika, dovolj močna, da v gredi ne pride do globalne porušitve stika, zato detajlov v gredi posebej ne obravnavamo. Predpostavili bomo tudi, da so možniki sidrani dovolj globoko, da ne pride do izvleka. Dimenzija neoprenske ploščice v smeri osi grede h_{neo} naj bo pri stikih s centrično nameščenim možnikom enaka višini prereza stebra ter pri stikih z ekscentrično nameščenim možnikom polovici višine prereza stebra. Širina ploščice b_{neo} naj bo v vseh primerih enaka polovici širine stebra (enako manjši širini prereza grede), debelina ploščice pa naj bo $t_{neo} = 20$ mm.



Slika 4.4: Tri različne variante analiziranih možničnih stikov pri enoetažnih halah.

Fig 4.4: Three different variants of the analysed dowel connections in one-storey buildings.

4.1.2 Trietažne montažne stavbe

Podobno kot enoetažne hale tudi večetažne stavbe modeliramo z enim povprečnim stebrom, le da tokrat maso skoncentriramo v treh točkah – na nivojih etaž in na vrhu. Maso na vrhu m_3 bomo spreminjali od 10 t do 40 t s korakom 10 t, spreminjali pa bomo tudi razmerje med maso na vrhu in na nivojih medetaž ($r_m = 1, 2$ ali 3). Višine vseh treh etaž bodo ostale nespremenjene – 4 m (Slika 4.2).

Sile v stebrih pri potresni obtežbi bomo določili z modalno analizo s spektrom odziva, pri tem pa upoštevali vse tri nihajne oblike. Ponovno bomo predpostavili, da so stavbe situirane na območju s pospeškom temeljnih tal 0,25 g in temeljene na tipu tal C. Pri dimenzioniranju bomo uporabili enake izraze, kot smo jih uporabili pri projektiranju enoetažnih hal (razdelek 4.1.1). Vzdolžno in prečno armaturo bomo dimenzionirali za prereze stebrov ob vpetju, kjer pričakujemo največje obremenitve. Izbrali bomo enako vzdolžno in prečno armaturo po celotni višini stebrov.

Dimenzioniranje stebrov

Prečno armaturo stebrov bomo načrtovali v skladu z metodo načrtovanja nosilnosti, kar pa v primeru večetažnih konzolnih stebrov ni več trivialna naloga. Za določitev projektnih strižnih sil je namreč treba poznati najkritičnejši potek momentov vzdolž stebra. Medtem ko je v primeru enoetažnih hal rešitev razmeroma preprosta, je pri večetažnih stavbah kritičen potek momentov lahko ali trapezoidne ali žagaste oblike, najverjetneje pa je resnica nekje vmes [19]. Tu gre pravzaprav za t. i. amplifikacijo strižnih sil – fenomen, ki ga pri večetažnih stenah, projektiranih v visokem razredu duktilnosti prepozna tudi Evrokod 8 [16, 79]. Amplifikacijski faktor strižnih sil v konzolnih stebrih ε bomo določili z izrazom, ki ga predlagajo Kramar in sodelavci v [80]:

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\min\left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \cdot \frac{\gamma_{Rd}}{q}; 1 \right) \right)^2 + \left(\frac{m_{2,eff}}{m_{1,eff}} \cdot \frac{S_{e,T2}}{S_{e,T1}} \right)^2}, \quad (4.10)$$

kjer q pomeni faktor obnašanja; M_{Rd} upogibno nosilnost stebra; M_{Ed} upogibno obremenitev stebra; γ_{Rd} faktor, ki upošteva večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona v tlačni coni prereza in je za srednji razred duktilnosti (DCM) enak 1,1; $m_{i,eff}$ efektivno maso v i -ti nihajni obliki; ter $S_{e,Ti}$ elastični spektralni pospešek pri i -tem nihajnem času. Enačba 4.10 je precej podobna enačbi, ki je predlagana tudi v Evrokodu 8 za amplifikacijo strižnih sil v konzolnih stenah projektiranih v visokem razredu duktilnosti. Bistvena razlika se pojavi le v količniku $\frac{m_{2,eff}}{m_{1,eff}}$, za katerega je v Evrokodu privzeta kar konstantna vrednost in znaša $\sqrt{0,1} = 0,3$, medtem ko Kramar in sodelavci [80] ugotavljajo, da je ta vrednost pri večetažnih konzolnih stebrih nekoliko nižja. V parametrični študiji, ki so jo izvedli, so se vrednosti količnika $\frac{m_{2,eff}}{m_{1,eff}}$ pri trietažnih stavbah gibale med 0,21 in 0,24.

Potem ko smo iz vrednotili amplifikacijski faktor ε , projektno strižno silo določimo z naslednjo enačbo:

$$V_{Ed} = \varepsilon V'_{Ed}, \quad (4.11)$$

kjer je V'_{Ed} prečna sila, določena z analizo za potresno projektno stanje. Naj omenimo še, da je amplifikacijski faktor ε navzgor omejen, in sicer z vrednostjo faktorja obnašanja q . Projektne prečne sile torej ne morejo biti višje od tistih, ki ustrezajo elastičnemu odzivu.

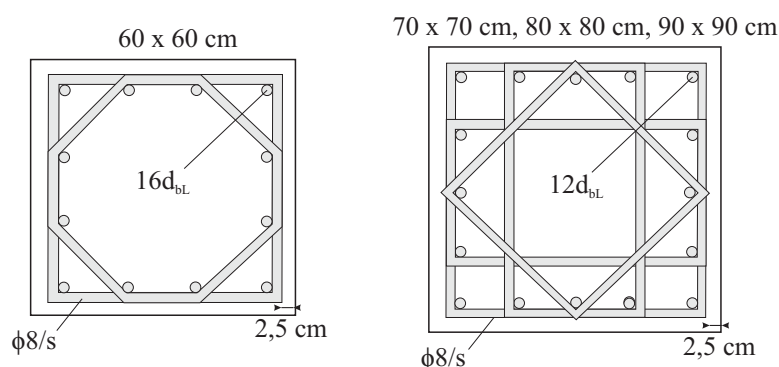
Najverjetneje ne obstaja en sam odgovor na to, kakšno amplifikacijo strižnih sil, če sploh, so v praksi upoštevali projektanti. V disertaciji bomo zato predpostavili, da je bila projektna prečna sila V_{Ed} izračunana z enačbo 4.11, pri čemer je amplifikacijski faktor znašal $\varepsilon = 1,5$, kakor za konzolne stene, projektiranje v srednjem razredu duktilnosti (DCM), zahteva tudi Evrokod 8 [16]:

$$V_{Ed} = 1,5 V'_{Ed}. \quad (4.12)$$

V Preglednici 4.2 so zbrani vmesni rezultati dimenzioniranja s končno izbrano vzdolžno in prečno armaturo, na Sliki 4.5 pa so prikazani možni prerezi stebrov. Na enak način kot pri enoetažnih halah so bile dimenzije prerezov izbrane na podlagi zahteve po omejitvi pomikov. Tako smo izbrali stebre dimenzij od 60 x 60 cm do 90 x 90 cm. Pri zadnjem stebri (m40r3) je projektni pomik znašal 0,108, kar je sicer nekoliko več kot je maksimalni dovoljeni pomik ($d_{r,max} = 0,1$), vendar smo zaradi relativno majhnega presežka vseeno ostali pri dimenzijah 90 x 90 cm.

V primerjavi z enoetažnimi halami, je tokrat v vseh primerih zadoščala že minimalna vzdolžna armatura (enoodstotno armiranje). Razlog lahko iščemo v zahtevi po omejitvi pomikov, ki se v primeru večetažnih stavb še bolj zaostrojuje. Potrebne dimenzije stebrov so namreč veliko večje od tistih, ki jih zahteva mejno stanje nosilnosti. S pogojem o minimalnem odstotku vzdolžne armature zato brez težav zadostimo zahtevi po zadostni upogibni nosilnosti 4.5.

Tako kot pri enoetažnih halah smo tudi tokrat izbrali stremena premera 8 mm (Slika 4.4). Pogoj o največji dovoljeni razdalji med stremenami s_{max} (enačba 4.7) je bil kritičen pri treh primerih (od m10r2 do m20r1), medtem ko je bil pogoj o najmanjšem dovoljenem mehanskem volumskem deležu stremen $\omega_{wd} \geq 0,08$ kritičen pri vseh drugih primerih. Strižni obremenitvi V_{Ed} , določeni po enačbi 4.12, v vseh primerih zadostimo že s strižno nosilnostjo betonskega prereza.



Slika 4.5: Možni prerezi stebrov analiziranih trietažnih stavb (dimenzionirani po Evrokodu 8).

Fig 4.5: Possible column sections of the analysed three-storey buildings (designed according to Eurocode 8).

Preglednica 4.2: Dimenzioniranje stebrov analiziranih trietažnih montažnih stavb po Evrokodu 8.
Table 4.2: Design of columns of the analysed three-storey precast buildings according to Eurocode 8.

oznaka	m10r1	m10r2	m10r3	m20r1	m20r2	m20r3	m30r1	m30r2	m30r3	m40r1	m40r2	m40r3
m_3 [t]	10	10	10	20	20	20	30	30	30	40	40	40
r_m [m]	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
h_c [m]	0,6	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
T_1 [s]	1,39	1,14	1,23	1,40	1,20	1,29	1,30	1,15	1,24	1,18	1,30	1,41
T_2 [s]	0,66	0,20	0,23	0,22	0,21	0,24	0,21	0,21	0,23	0,19	0,23	0,26
S_{a1} [g]	0,103	0,126	0,117	0,103	0,120	0,111	0,111	0,125	0,116	0,122	0,111	0,102
d_r [m]	0,092	0,084	0,093	0,093	0,087	0,099	0,084	0,084	0,096	0,078	0,093	0,108
N_{Ed} [kN]	294	491	687	589	981	1373	883	1472	2060	1177	1962	2747
ν	0,031	0,038	0,053	0,045	0,057	0,080	0,052	0,068	0,095	0,055	0,091	0,127
θ	0,064	0,057	0,075	0,074	0,062	0,084	0,066	0,062	0,082	0,056	0,077	0,106
M_{Ed} [kNm]	310	541	651	579	972	1177	898	1484	1813	1300	1710	2140
vzd. arm.	12Φ20	16Φ20	16Φ20	16Φ20	16Φ22	16Φ22	16Φ22	16Φ25	16Φ25	16Φ25	16Φ25	16Φ25
ρ_l	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
M_{Rd} [kNm]	491	802	854	828	1247	1357	1217	1891	2067	1792	2038	2265
V_{Ed} [kN]	54	84	123	99	177	224	152	267	341	215	312	408
s_{max} [cm]	16	16	16	16	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5
s [cm]	12	16	16	16	16	16	16	14	14	14	14	14
$V_{Rd,c}$ [kN]	144	193	193	193	246	246	246	312	356	312	312	312
$V_{Rd,s}$ [kN]	324	490	490	490	560	560	560	720	720	720	720	720
ω_{ud}	0,089	0,093	0,093	0,093	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081

■ Kritičen je pogoj minimalne vzdolžne armature (enoodstotno armiranje).

■ Kritičen je pogoj minimalne razdalje med stremenji (glej izraz 4.7).

Dimenzioniranje stikov med stebri in gredami

Tako kot pri dimenzioniranju stikov enoetažnih hal bomo tudi v primeru trietažnih stavb uporabili možnike premerov 22, 25 ali 28 mm. Kontrolirali bomo le strižno nosilnost možnikov in jo primerjali s strižno obremenitvijo F_{Ed} , ki jo določimo po naslednji enačbi:

$$F_{Ed} = 1,5 V_{Ed}', \quad (4.13)$$

kjer je V_{Ed}' strižna sila v stiku, določena iz modalne analize. Povečanje strižnih sil za 50 % upoštevamo po zgledu Evrokoda 8 [16], ki to zahteva za konzolne stene, projektiranje za srednji razred duktilnosti (DCM). S tem upoštevamo možno povečanje strižnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju. Način izračuna projektnih strižnih sil v večetažnih konzolnih stebrih Evrokod 8 eksplicitno ne določa, vendar pa so nedavno Kramar in sodelavci [80] na podlagi obširne parametrične študije predlagali natančen postopek, ki ga podrobneje predstavljamo v razdelku 5.1.

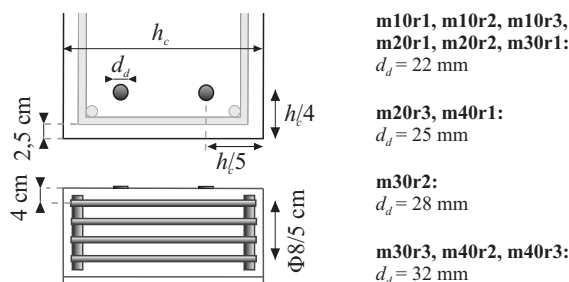
Strižno nosilnost možnika bomo preverili z naslednjim izrazom:

$$V_{Rd,st} = A_m f_{vd} = 0,6 A_m f_{yd}, \quad (4.14)$$

Premeri možnikov, ki smo jih izbrali na podlagi prej opisanega postopka, so podani na Sliki 4.6 (desno).

Drugače kot pri enoetažnih halah bomo pri trietažnih stavbah analizirali le eno varianto stika (Slika 4.6). Pri večetažnih montažnih stavbah se stiki izvajajo na kratkih konzolah, v katere se sidrata dva možnika. Razdalje možnikov od robov konzole in konfiguracijo armature smo povzeli po preizkušancih, predstavljenih v razdelku 2.1.1. Možnika sta tako od stranskih robov konzole oddaljena $h_c/5$, od sprednjega pa $h_c/4$. Stremena v konzoli so premera 8 mm in so nameščena na razdalji 5 cm. V konzoli so običajno nameščene še dodatne armaturne palice za prevzem nateznih napetosti na zgornjem delu konzole. Njihov prispevek h globalni odpornosti stika je predvsem odvisen od načina sidranja. Ker teh palic v analizah v razdelku 4.5 nismo upoštevali, jih tudi na Sliki 4.6 ne prikazujemo.

Ponovno bomo predpostavili, da je prečna armatura, nameščena v gredah na območju stika, dovolj močna, da v gredi ne pride do globalne porušitve stika. Predpostavili bomo tudi, da so možniki sidrani dovolj globoko, da ne pride do izvleka. Dimenzija neoprenske ploščice v smeri osi grede h_{neo} naj bo enaka četrtini višine prereza stebra, širina ploščice b_{neo} pa širini prereza stebra oziroma kratke konzole. Ponovno v vseh primerih izberemo ploščico debeline $t_{neo} = 20$ mm.



Slika 4.6: Konfiguracija analiziranih možničnih stikov pri trietažnih stavbah.

Fig 4.6: Configuration of the analysed dowel connections in three-storey structures.

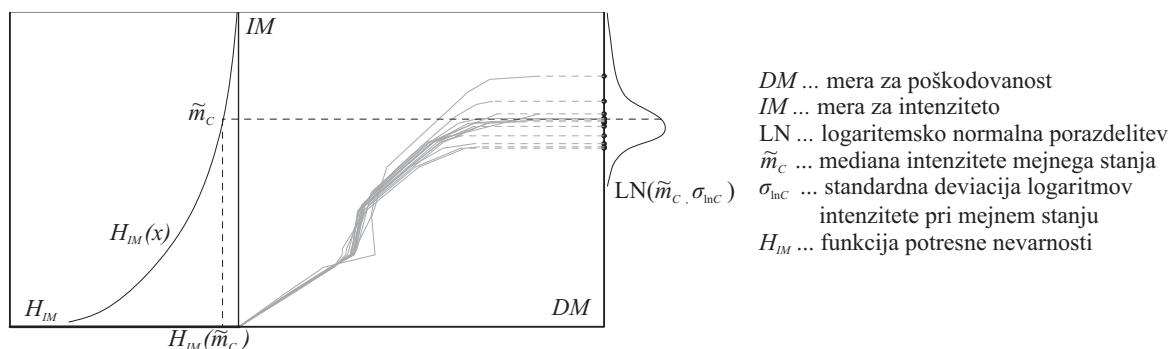
4.2 Metoda za določitev potresnega tveganja

V tem razdelku bomo predstavili t. i. metodologijo PEER za oceno potresnega tveganja, ki se je v zadnjem desetletju v potresnem inženirstvu že precej dobro uveljavila. Metodologija pri izračunu potresnega tveganja upošteva tako slučajnost potresne obtežbe kot tudi nezanesljivost vhodnih parametrov modela konstrukcije (kakovost materialov, netočnost izdelave, modelne parametre,...). Izpeljava metode je bila temeljito predstavljena že v številnih delih [18, 48, 49, 81] zato je tu podrobneje ne opisujemo. Na tem mestu zapišimo le končni izraz za izračun letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja H_{LS} , ki je enaka produktu letne stopnje seizmičnosti ν in verjetnosti prekoračitve P_{LS} :

$$H_{LS} = \nu \cdot P_{LS} = \nu \int_{\text{vsi } x} P[D > x] \cdot P[C = x] \cdot dx = \int_{\text{vsi } x} \nu \cdot G_D(x) \cdot f_C(x) \cdot dx, \quad (4.15)$$

kjer x predstavlja intenziteto; D potresno zahtevo; C intenziteto pri izbranem mejnem stanju; G_D komplementarno porazdelitveno funkcijo spremenljivke D in f_C gostoto verjetnosti spremenljivke C . Produkt funkcije G_D in letne stopnje seizmičnosti ν pravzaprav predstavlja funkcijo potresne nevarnosti H_{IM} (določili jo bomo v razdelku 4.3), f_C pa je porazdelitvena funkcija intenzitete pri izbranem mejnem stanju konstrukcije.

Obstajajo različne izpeljanke metodologije PEER, ki so odvisne od tega, na kakšen način izrazimo kapaciteto konstrukcije oziroma izbrano mejno stanje [18]. Tu bomo predstavili t. i. metodo na osnovi intenzitete [49], kjer določeno mejno stanje izrazimo z intenziteto potresne obtežbe; npr. maksimalni pospešek tal (PGA) ali spektralni pospešek pri prvem nihajnem času $S_a(T_1)$. Metoda je shematsko prikazana na Sliki 4.7. Na desni strani diagrama je prikazana skupina IDA-krivulj [50]. Vsaka od krivulj prikazuje intenzitete (IM), pri katerih je dosežena določena poškodovanost konstrukcije (DM). Take krivulje lahko izračunamo za skupino akcelerogramov, s čimer upoštevamo slučajnost v potresni obtežbi, in za reprezentativni set modelov, s čimer upoštevamo fizikalne in modelne negotovosti. S pomočjo IDA-krivulj lahko določimo intenzitete pri različnih mejnih stanjih in jih nato statistično obdelamo – ocenimo ustrezno porazdelitev intenzitete izbranega mejnega stanja ter njene parametre. Za primer smo na Sliki 4.7 porazdelitev kapacitete konstrukcije ocenili z logaritemsko normalno porazdelitvijo s parametroma \tilde{m}_C in $\sigma_{\ln C}$. Z integracijo produkta funkcije potresne nevarnosti H_{IM} in gostote verjetnosti intenzitete pri izbranem mejnem stanju (f_C v enačbi 4.15) po vseh intenzitetah dobimo letno frekvenco prekoračitve izbranega mejnega stanja H_{LS} .



Slika 4.7: Ilustracija metode na osnovi intenzitete.

Fig 4.7: Illustration of the IM-based approach.

Če smo torej izvedli serijo IDA-analiz in ocenili porazdelitev intenzitete za izbrano mejno stanje z logaritemsko normalno porazdelitvijo, lahko gostoto verjetnosti intenzitete $f_C(x)$, pri kateri je doseženo izbrano mejno stanje, izrazimo z naslednjo enačbo:

$$f_C(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot x \cdot \sigma_{\ln C}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \ln \tilde{m}_C}{\sigma_{\ln C}}\right)^2\right). \quad (4.16)$$

Da bi lahko izvedli integral v enačbi 4.15, je treba opisati še funkcijo potresne nevarnosti H_{IM} . Cornell predlaga precej preprosto rešitev, in sicer, da funkcijo potresne nevarnosti H_{IM} aproksimiramo z eksponentno funkcijo [48]:

$$H_{IM}(x) = k_0 \cdot (x)^k. \quad (4.17)$$

Če v enačbo 4.15 vstavimo enačbo 4.16 in upoštevamo $G_D = \nu \cdot H_{IM}$, po nekaj korakih računa ugotovimo, da lahko letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja H_{LS} izvednotimo z naslednjim poenostavljenim izrazom:

$$H_{LS} = H_{IM}(\tilde{m}_C) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \sigma_{\ln C}^2\right). \quad (4.18)$$

Tudi v funkciji potresne nevarnosti se skriva velik del nezanesljivosti. Predpostavimo, da je tudi slučajna spremenljivka H_S porazdeljena logaritemsko normalno z mediano:

$$\tilde{H}_{IM}(x) = k_0 \cdot (x)^k \quad (4.19)$$

in s standardno deviacijo $\sigma_{\ln H_S}$, za katero predpostavimo, da je konstantna na celotnem območju intenzitet. V nadaljevanju predstavljenih študijah smo privzeli vrednost $\sigma_{\ln H_S} = 0,5$, kakor predlaga tudi Jalayer v svoji doktorski disertaciji [49].

Pričakovano vrednost logaritemsko normalno porazdeljene slučajne spremenljivke izračunamo kot:

$$\bar{H}_{IM}(x) = \tilde{H}_{IM}(x) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \sigma_{\ln H_S}^2\right). \quad (4.20)$$

Ob upoštevanju nezanesljivosti v funkciji potresne nevarnosti lahko izračunamo srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja z naslednjim zaključenim izrazom:

$$\bar{H}_{LS} = \bar{H}_{IM}(\tilde{m}_C) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \sigma_{\ln C}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \sigma_{\ln H_{IM}}^2\right). \quad (4.21)$$

Standardna deviacija intenzitete pri izbranem mejnem stanju $\sigma_{\ln C}$ vključuje tako slučajnosti v potresni obtežbi kot tudi modelne nezanesljivosti. Če želimo oba vira obravnavati ločeno, lahko uporabimo naslednjo enačbo:

$$\bar{H}_{LS} = \bar{H}_{IM}(\tilde{m}_C) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \sigma_{\ln CR}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \sigma_{\ln CU}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \sigma_{\ln H_{IM}}^2\right), \quad (4.22)$$

kjer sta $\sigma_{\ln CR}$ in $\sigma_{\ln CU}$ standardni deviaciji intenzitete pri izbranem mejnem stanju zaradi slučajnosti in modelnih nezanesljivosti. Krajše lahko izraz 4.22 zapišemo tudi v naslednji strnjeni obliki:

$$\bar{H}_{LS} = \bar{H}_{IM}(\tilde{m}_C) \cdot C_R \cdot C_U \cdot C_H. \quad (4.23)$$

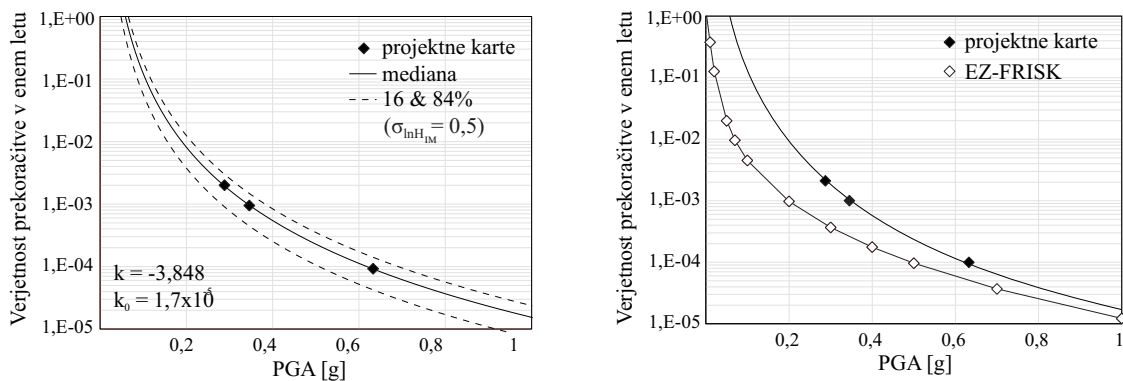
Predpostavka 4.17 torej omogoči analitično izvedenotenje integrala v enačbi 4.15 ter zapis srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja v zelo preprosti obliki (izraza 4.22 in 4.23). V naslednjem razdelku (4.3) bomo preverili, ali lahko funkcijo potresne nevarnosti za območje Ljubljane dejansko aproksimiramo z eksponentno funkcijo. Če te predpostavke ne moremo upravičiti, je treba integral v enačbi 4.15 izvednotiti numerično.

4.3 Funkcija potresne nevarnosti

Funkcija potresne nevarnosti $H_{IM}(x)$ opisuje verjetnost, da se bo zgodil potres določene ali višje intenzitete v obdobju enega leta. V nekaterih preteklih študijah potresnega tveganja objektov, situiranih v Ljubljani [18, 79, 81–83], je bila funkcija potresne nevarnosti izdelana iz kart potresne nevarnosti Slovenije. Uporabljeni so bili projektni pospeški temeljnih tal za povratno dobo 475, 1000 in 10000 let. Za območje Ljubljane ti pospeški znašajo 0,25, 0,3 in 0,55 g. Če upoštevamo, da obratna vrednost povratne dobe potresa $1/T_R$ predstavlja letno frekvenco prekoračitve H_{IM} , lahko vrednost funkcije potresne nevarnosti določimo pri treh vrednostih za pospeške 0,25, 0,3 in 0,55 g. Ker tri točke niso dovolj za izračun verjetnosti prekoračitve mejnega stanja z enačbo 4.15, saj je treba pokriti celotno območje intenzitet, funkcijo potresne nevarnosti aproksimiramo s krivuljo, ki čim bolj ustreza trem znanim vrednostim v diagramu $H_{IM}(x)$ (Slika 4.8, levo). Prejšnji razdelek smo zaključili z opombo, da je uporaba zaključenega analitično izpeljanega izraza za izračun srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja možna le, če lahko funkcijo potresne nevarnosti dovolj dobro aproksimiramo z eksponentno funkcijo $H_{IM}(x) = k_0 \cdot (x)^k$. Pri tem lahko faktorja k_0 in k določimo po metodi najmanjših kvadratov (Slika 4.8, levo).

Brozovič in Dolšek [84] pa sta nedavno na osnovi natančnejših modelov krivuljo potresne nevarnosti za območje Ljubljane določila s programom EZ-FRISK [85] (Slika 4.8, desno). Program temelji na verjetnostni analizi potresne nevarnosti (angl. *probabilistic seismic hazard analysis – PSHA*) [86], ki je trenutno najzanesljivejši način določitve funkcije potresne nevarnosti. Rezultat analize s programom EZ-FRISK so točke v diagramu $H_{IM}(x)$. V primerjavi s prej opisanim pristopom, lahko tokrat določimo skorajda poljubno število točk, s tem pa aproksimacija funkcije potresne nevarnosti na širšem območju intenzitet ni več potrebna. Aproksimacija je potrebna le na območjih med izračunanimi točkami. Ker je gostota točk relativno visoka, si lahko med točkami privoščimo kar linearno aproksimacijo (Slika 4.8, desno). Enačbo za izračun letne frekvence prekoračitve mejnega stanja 4.15 nato izvednotimo numerično.

Krivuljo potresne nevarnosti smo določili po obeh prej opisanih postopkih za območje Ljubljane in tip tal C. Na Sliki 4.8 (levo) je prikazana krivulja potresne nevarnosti, ki je bila določena na podlagi projektnih kart potresne nevarnosti Slovenije. Faktorja k in k_0 , določena po metodi najmanjših kvadratov, sta znašala $k = -3,848$ in $k_0 = 1,7 \cdot 10^{-5}$. Na isti sliki smo dodali tudi 16. in 84. percentilo ob upoštevanju $\sigma_{\ln H_S} = 0,5$. Desno na Sliki 4.8 pa prikazujemo primerjavo med krivuljo potresne nevarnosti, določeno na podlagi projektnih kart s krivuljo, določeno s programom EZ-FRISK. Opazimo lahko, da razlika med krivuljama ni majhna. Funkcija, določena na podlagi potresnih kart, je očitno konzervativnejša od funkcije, izračunane s programom EZ-FRISK. Odločimo se, da zaradi večje natančnosti in kompleksnosti seizmotektonskih modelov v nadaljevanju disertacije upoštevamo krivuljo, določeno s programom EZ-FRISK.

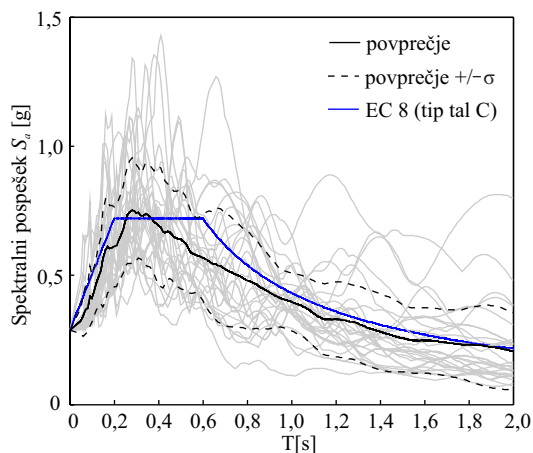


Slika 4.8: Krivulja potresne nevarnosti določena na podlagi projektne kart potresne nevarnosti Slovenije (levo) in primerjava te krivulje s krivuljo določeno s programom EZ-FRISK (desno).

Fig 4.8: Seismic hazard curve defined according to the seismic hazard maps of Slovenia (left) and comparison of the curve with the curve defined with the computer program EZ-FRISK (right).

4.4 Izbira akceleroگرامov

Za vsako od analiziranih konstrukcij bomo izvedli IDA-analize s setom akceleroگرامov, ki jih bomo izbrali v tem razdelku. S tem bomo v računu porazdelitve kapacitete upoštevali tudi slučajnost pri potresni obtežbi. Akceleroگرامe bomo izbrali iz evropske (ESD) [87] in italijanske (ITACA) [88] baze potresnih zapisov s proceduro, ki so jo predlagali Jayaram in sodelavci [51]. Procedura temelji na optimizacijskem postopku, s katerim poiščemo idealen set akceleroگرامov glede na srednjo vrednost in varianco ciljnega spektra odziva. V disertaciji smo za ciljni spekter izbrali Evrokodov elastični spekter za tip tal C z maksimalnim pospeškom tal $PGA = 0,25$ g, pri tem pa zahtevali, da je varianca spektrov izbranih akceleroگرامov pri nihajnem času $T = 0$ s enaka 0 in da je varianca pri vseh drugih nihajnih časih čim manjša. Postavili smo še dodatne pogoje, in sicer da je izvor potresa od postaje oddaljen med 4 in 60 km, da je magnituda M izbranega potresa med 4 in 8 in da je največji dovoljeni faktor skaliranja akceleroگرامa f_s enak 3.



Slika 4.9: Spektri izbranih 30 akceleroگرامov in spekter po Evrokodu 8 za tip tal C.

Fig 4.9: Spectrums of the selected ground-motions and the Eurocode 8 spectrum for soil type C.

Preglednica 4.3: Podatki o izbranih akcelerogramih.

Table 4.3: Selected accelerograms data.

Zap. št.	Ime v bazi/ lokacija	Postaja	Datum	PGA [g]	f_s	M	R [km]	$v_{s,30}$ [cm/s]	t_D [s]
1	Duzce	ST553	12.11.1999	0,54	0,56	7,2	8	276	25,9
2	Alkion	ST122	24.2.1981	0,18	1,69	6,6	19	/	36,9
3	Alkion	ST121	24.2.1981	0,24	1,25	6,6	20	234	41,9
4	Dinar	ST271	1.10.1995	0,29	1,05	6,4	8	234	28,0
5	Friuli (aftershock)	ST33	15.9.1976	0,11	2,64	6	9	255	0,23
6	Alkion	ST121	25.2.1981	0,13	2,40	6,3	25	234	28,6
7	Alkion	ST122	24.2.1981	0,30	0,99	6,6	19	/	36,8
8	Friuli	BUI	15.9.1976	0,12	2,59	5,9	12	/	26,4
9	Adana	ST549	27.6.1998	0,28	1,07	6,3	30	/	29,2
10	Dinar	ST271	1.10.1995	0,33	0,90	6,4	8	234	28,0
11	Duzce	ST553	12.11.1999	0,39	0,76	7,2	8	276	25,9
12	Umbira Marche	ST223	26.9.1997	0,11	2,71	6,0	22	/	55,3
13	Umbira Marche	CSA	26.9.1997	0,11	2,72	6,0	21	/	55,3
14	Alkion	ST121	25.2.1981	0,12	2,47	6,3	25	234	28,6
15	Umbira Marche	ST223	26.9.1997	0,18	1,67	6,0	22	/	55,3
16	Umbria Marche	CSA	26.9.1997	0,18	1,67	6,0	21	/	55,3
17	Adana	ST549	27.6.1998	0,23	1,31	6,3	30	/	29,2
18	Spitak	ST173	7.12.1988	0,19	1,57	6,7	36	278	23,0
19	Umbira Marche	ST223	6.10.1997	0,11	2,63	5,5	20	/	28,8
20	App. Umbro-Marchigiano	CSA	6.10.1997	0,11	2,61	5,4	21	/	28,8
21	Alkion	ST121	24.2.1981	0,32	0,93	6,6	20	234	41,9
22	Duzce 1	ST541	12.11.1999	0,77	0,39	7,2	39	288	55,9
23	Izmit	ST576	17.8.1999	0,13	2,23	7,6	39	189	53,1
24	Umbira Marche	GBP	26.9.1997	0,10	2,94	6,0	40	/	100,0
25	Spitak	ST173	7.12.1988	0,19	1,57	6,7	36	278	22,9
26	Izmit	ST3273	13.9.1999	0,15	2,03	5,8	25	/	28,5
27	Izmit	ST772	17.8.1999	0,31	0,97	7,6	20	297	135,8
28	Izmit	ST772	17.8.1999	0,25	1,18	7,6	20	297	135,8
29	Umbira Marche	ST223	26.9.1997	0,10	2,88	5,7	25	/	47,2
30	Umbira Marche	ST221	26.9.1997	0,21	1,45	6,0	5	221	48,5

$v_{s,30}$... povprečna hitrost strižnega valovanja tal

t_D ... dolžina akcelerograma

R ... oddaljenost izvora potresa od merilne postaje

Na Sliki 4.9 prikazujemo spektre 30 izbranih akceleroگرامov in primerjavo njihovega povprečja z Evrokodovim elastičnim spektrom za tip tal C, v Preglednici 4.3 pa so zbrani še ključni podatki za vsak izbrani akceleroگرام. Ujemanje z Evrokodovim spektrom je relativno dobro v območju nihajnih časov od 0,8 do 2,0 s, medtem ko je na območju med 0,3 in 0,8 s povprečje izbranih akceleroگرامov nekoliko nižje. Dejstvo je, da iz uporabljene evropske baze potresnih zapisov težko izberemo take, katerih povprečje bi ob postavljenih pogojih popolnoma ustrezalo Evrokodovemu spektru.

Osnovo za določitev projektne spektra pospeškov, ki jih najdemo v različnih standardih (tudi v Evrokodu 8 [16]), predstavlja spekter enotne potresne nevarnosti (angl. *uniform hazard spectra* - UHS). V osnovi uporaba akceleroگرامov, ki ustrezajo spektru enotne potresne nevarnosti, ni primerna [84]. Pri določitvi spektra enotne potresne nevarnosti se namreč upošteva, da se lahko potresi pojavijo na različnih oddaljenostih in z različno magnitudo. Spekter enotne potresne nevarnosti torej predstavlja nekakšno ovojnico vseh potresnih scenarijev, kar pomeni, da je izbira posamičnih akceleroگرامov na način, da ustrezajo spektru enotne potresne nevarnosti, neustrezna. Zaradi teh razlogov Baker [89] predlaga, da se za ciljni spekter pri izbiri akceleroگرامov raje kot spekter enotne potresne nevarnosti izbere t. i. pogojni spekter (angl. *conditional spectra* – CS). CS-spekter predstavlja pričakovani (povprečni) spekter, ki pri izbranem nihajnem času ustreza ciljnemu spektralnemu pospešku. To pomeni, da je ciljni spekter odvisen od obravnavane konstrukcije oziroma njenega nihajnega časa. Če želimo analizirati skupino konstrukcij, je torej v splošnem treba izbrati svoj set akceleroگرامov za vsako od konstrukcij. Postopek izbire akceleroگرامov glede na pogojni spekter je natančno opisan v [84]. Kljub temu da bi bil pogojni spekter verjetno boljša izbira, smo se zaradi pomanjkanja vhodnih podatkov vseeno odločili, da za ciljni spekter izberemo spekter enotne potresne nevarnosti.

4.5 Vpliv stikov med stebri in gredami na potresno tveganje armiranobetonskih montažnih stavb

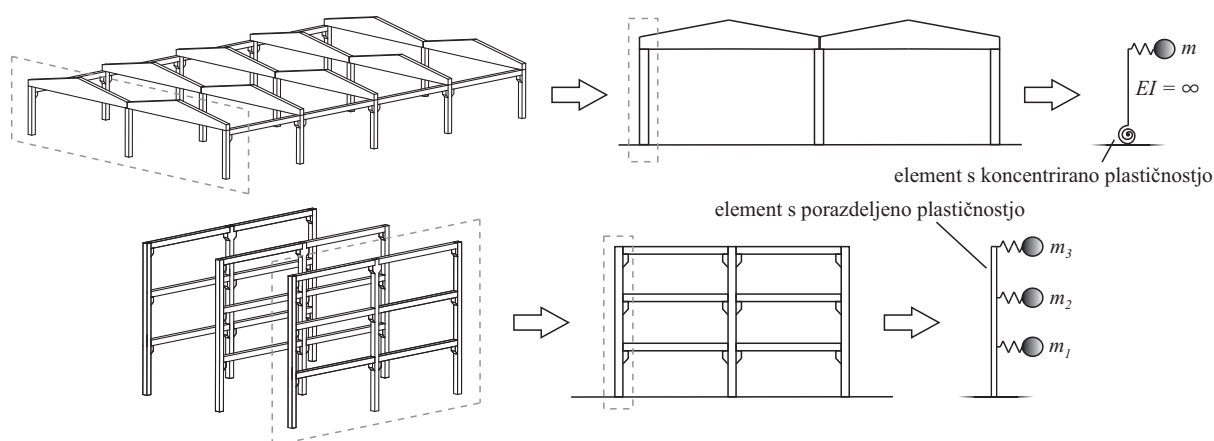
V tem razdelku bomo za izbrana seta enoetažnih in večetažnih hal najprej pripravili ustrezne nelinearne matematične modele, ki bodo upoštevali tako možnost upogibne porušitve v stebrih kot tudi možnost porušitve v mozničnih stikih med stebri in gredami 4.1. Pri tem bomo uporabili modele stikov, ki so bili predstavljeni v razdelku 2.4. Vsako enoetažno stavbo bomo analizirali s tremi vrstami mozničnih stikov: s centričnim mozničnim stikom ter z eskcentričnima mozničnima stikoma z zgoščeno ali nezgoščeno prečno armaturo v območju stika (Slika 4.4). Večetažne stavbe bomo analizirali le z enim tipom medetažnega mozničnega stika (Slika 4.6).

V nadaljevanju (v razdelku 4.5.2) bomo s pomočjo t. i. metode latinskih hiperkock generirali reprezentativni vzorec modelov za vsako od analiziranih enoetažnih in večetažnih stavb. Generacijo vzorcev bomo izvedli ob predpostavljenih porazdelitvenih izbranih vhodnih slučajnih spremenljivkah modela. Tako bomo v računu ranljivosti in potresnega tveganja, ki sledi v nadaljevanju, zajeli tudi vpliv fizikalnih in modelnih negotovosti.

V razdelku 4.5.3 bomo nato ocenili vpliv stikov na ranljivost analiziranih stavb. Pri tem bomo primerjali ranljivostne krivulje z upoštevanjem in brez upoštevanja porušitve v mozničnih stikih med stebri in gredami. Opazovali bomo tudi vpliv izbire tipa mozničnega stika na ranljivost konstrukcije. Končno bomo v razdelku 4.5.4 z numerično integracijo funkcije potresne nevarnosti ter ranljivostnih krivulj iz vrednotili še potresno tveganje stavb z upoštevanjem porušitve v mozničnih stikih ali pa brez njega.

4.5.1 Modeli za nelinearno dinamično analizo

V razdelku 4.1 smo dimenzionirali stebre različnih enoetažnih in večetažnih armiranobetonskih montažnih stavb, ki se lahko pojavijo v praksi. Modeli, ki smo jih uporabili za določitev potresnih obremenitev, so bili precej preprosti. Tako enoetažne kot tudi večetažne stavbe smo modelirali z enim samim konzolnim stebrom s pripadajočo maso na nivoju etaž. Podobne modele bomo uporabili tudi pri nelinearni dinamični analizi, le da bomo tokrat vključili tudi elemente, s katerimi zajamemo nelinearni upogibni odziv stebra, nelinearni strižni odziv stikov med gredo in stebrom (Slika 4.10) ter rotacijsko togost mozičnih stikov.



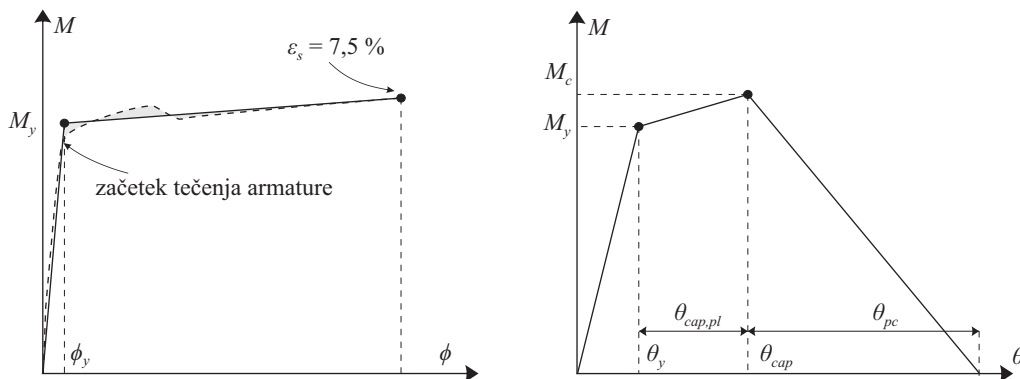
Slika 4.10: Definicija modelov stavb za nelinearno dinamično analizo z upoštevanjem nelinearnega odziva stebrov ter stikov med stebri in gredami.

Fig 4.10: Definition of the models for nonlinear dynamic analysis taking into account nonlinear response of columns and beam-column connections.

Modeliranje neelastičnega upogibnega odziva stebrov

Odziv stebrov enoetažnih hal bomo modelirali z linijskim elementom z neskončno veliko togostjo in z nelinearno rotacijsko vzmetjo ob vpetju, ki ji bomo pripisali ustrezen odnos moment-rotacija (Slika 4.11, desno). Odziv rotacijske vzmeti v obliki odnosa moment-rotacija določimo na podlagi priporočil, ki jih v svoji disertaciji podaja Kramar [18]. Kramar je nelinearno upogibno obnašanje vitkih stebrov, ki so zelo običajni pri enoetažnih montažnih halah, uspešno simuliral z uporabo Ibarrinega histereznega modela [90], pri čemer je večino parametrov modela povzel po Haseltonovi študiji [91] (enačbe 4.25–4.28), zasuk na meji tečenja pa izračunal z izrazom, ki ga predlagajo Fardis in sodelavci [92] (enačba 4.24).

Na začetku definicije omenjenega histereznega modela je treba izvesti analizo moment-ukrivljenost in jo ustrezno idealizirati (Slika 4.11, levo). V analizi moment-ukrivljenost uporabimo model betona, ki ga predlaga Mander [93] in je vključen tudi v Evrokodu 8-2 (dodatek E) [94], jeklo pa modeliramo z modelom Giuffr -Menegotto-Pinto. Pri tem upoštevamo srednje vrednosti materialnih karakteristik ($f_{cm} = 48$ MPa, $f_{ym} = 575$ MPa, $f_{tm} = 690$ MPa). Idealizacijo nato izvedemo tako, da premico začetne togosti potegnemo skozi točko prvega tečenja, utrjevanje pa določimo z enačenjem energije pod in nad idealizirano krivuljo (opazi osenčeno območje na Sliki 4.11, levo). Porušitev prereza definiramo pri ukrivljenosti, pri kateri je dosežena mejna deformacija v jeklu (7,5 % za jeklo razreda duktilnosti C).



Slika 4.11: Idealizacija diagrama moment–ukrivljenost (levo) in definicija ovojnice moment–rotacija monotonega odziva stebrov (desno).

Fig 4.11: Idealization of the moment–curvature diagram (left) and definition of the moment-rotation envelope of the monotonic response of columns (right).

Z idealizacijo krivulje moment-ukrivljenost smo tako določili moment M_y in ukrivljenost ϕ_y na meji tečenja (Slika 4.11, levo). Obe vrednosti bomo v nadaljevanju uporabili pri definiciji ovojnice moment-rotacija. Za določitev zasuka na meji tečenja θ_y , količnika utrjevanja M_c/M_y , plastičnega zasuka pri maksimalni sili $\theta_{cap,pl}$, postkritičnega zasuka θ_{pc} in faktorja normirane energijske kapacitete λ uporabimo naslednje empirične formule:

- Zasuk na meji tečenja θ_y

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_S}{3} + 0,00275 + a_{sl} \frac{0,2d_b f_y \epsilon_y}{\sqrt{f_{cc}} (d - d')}, \quad (4.24)$$

kjer je:

ϕ_y ... ukrivljenost na meji tečenja, ki jo določimo z analizo moment–ukrivljenost

L_S ... strižni razpon

a_{sl} ... spremenljivka, ki označuje zdrs armature (1 – zdrs, 0 – ni zdrsa)

$d - d'$... razdalja med natezno in tlačno armaturo v prerezu

ϵ_y ... deformacija armature na meji tečenja

d_b ... premer vzdolžne armature

f_y ... napetost jekla na meji tečenja v MPa

f_{cc} ... tlačna trdnost betona v MPa

- Količnik utrjevanja M_c/M_y

$$M_c/M_y = 1,25 \cdot 0,89^\nu \cdot 0,91^{0,01f_{cc}}, \quad (4.25)$$

kjer je ν normirana osna sila. Haselton je dokazal dobro ujemanje teoretičnih in izmerjenih vrednosti momenta na meji tečenja M_y , zato predlaga, da se izračuna analitično.

- Plastični zasuk pri maksimalni sili $\theta_{cap,pl}$

$$\theta_{cap} = 0,12 \cdot (1 + 0,4a_{sl}) \cdot 0,2^\nu \cdot (0,02 + 40\rho_s)^{0,52} \cdot 0,56^{0,01f_{cc}} \cdot 2,37^{10\rho_l}, \quad (4.26)$$

kjer je:

ρ_s delež prečne armature in ρ_l delež vzdolžne armature.

- *Postkritični zasuk* θ_{pc}

$$\theta_{pc} = 0,76 \cdot 0,031^\nu (0,02 + 40\rho_s)^{1,02} \leq 0,1 \quad (4.27)$$

- *Normirana energijska kapaciteta* λ

$$\lambda = 127,2 \cdot 0,19^\nu \cdot 0,24^{s/d} \cdot 0,595^{V_p/V_n} \cdot 4,25^{\rho_{s,eff}}, \quad (4.28)$$

kjer je:

$$V_p = M_y / L_s$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0,0166 \cdot \sqrt{f_{cc}} \cdot h \cdot d; V_c \text{ v [kN]}, f_c \text{ v [MPa]}, h \text{ in } d \text{ v [cm]}$$

$$V_s = A_{sh} \cdot z \cdot f_y / s$$

$$\rho_{s,eff} = \rho_s f_{ys} / f_{cc}$$

s/d ... razmerje razmika med stremeni in statično višino prereza

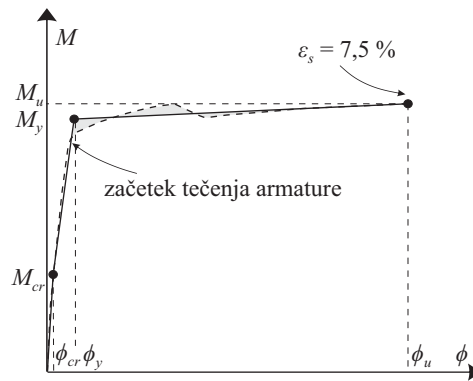
Uporaba prej opisanega modela je upravičena v primeru enoetažnih hal, kjer je potek momentov vzdolž stebra pretežno trikotne oblike z maksimumom ob vpetju in je zato strižni razpon L_s poznan. Pri večetažnih stavbah pa ni tako. Velikost strižnega razpona se spreminja med dinamično obtežbo, zgodi pa se lahko tudi, da pride do upogibne plastifikacije stebrov na mestih medetaž (glej tudi razdelek 4.1.2). Zaradi tega stebre večetažnih stavb modeliramo z elementi s porazdeljeno plastičnostjo. Tem elementom pripišemo idealizirani odziv moment-ukrivljenost, pri numeričem računu pa upoštevamo pet integracijskih točk vzdolž elementa. Idealizacijo izvedemo na nekoliko drugačen način, kot smo storili pri enoetažnih halah. Ker bomo histerezni odziv tokrat modelirali s Takedovimi histereznimi pravili [95], idealizirani krivulji dodamo še točko $\phi_{cr} - M_{cr}$ (Slika 4.12), pri kateri pride do razpokanja betona v nategu (angl. *crack*). Moment M_{cr} določimo ob upoštevanju natezne trdnosti betona v velikosti $f_{ct} = f_{cc}/10$ po naslednji enačbi:

$$M_{cr} = W (N/A + f_{ct}), \quad (4.29)$$

kjer je W odpornostni moment prereza; N osna sila (pozitivna pomeni tlak) in A_c površina prereza. Ukrivljenost ϕ_{cr} nato določimo ob predpostavki, da je začetna togost enaka $0,5EI_g$, kjer je EI_g polna upogibna togost prereza brez upoštevanja razpokanosti. Od točke $\phi_{cr} - M_{cr}$ naprej krivuljo idealiziramo na enak način, kot smo to storili pri enoetažnih halah (Slika 4.12). Ker so pri stebrih, kakršni se uporabljajo pri armiranobetonskih montažnih halah, nivoji osnih sil relativno majhni, moment M_{cr} dosežemo relativno kmalu. Na podlagi te ugotovitve lahko trdimo, da je karakteristična točka pri razpokanju za oceno globalnega odziva konstrukcije pri mejnem stanju manj pomembna. Potem ko je v natezni armaturni dosežena mejna deformacija 7,5 %, predpostavimo hipen padec v nosilnosti s strmim naklonom v postkritičnem območju.

V okviru projekta SAFECAST se je izkazalo, da je opisani način modeliranja večetažnih konzolnih stebrov ustrezen. S takim modelom je raziskovalna skupina iz Ljubljane zadovoljivo simulirala odziv trietažne montažne stavbe [19, 71], ki je bila preizkušena v evropskem laboratoriju za preizkušanje konstrukcij v Ispri (v Italiji).

Mediane karakterističnih vrednosti odziva za oba modela stebrov so podane v Preglednicah 4.4 in 4.5.



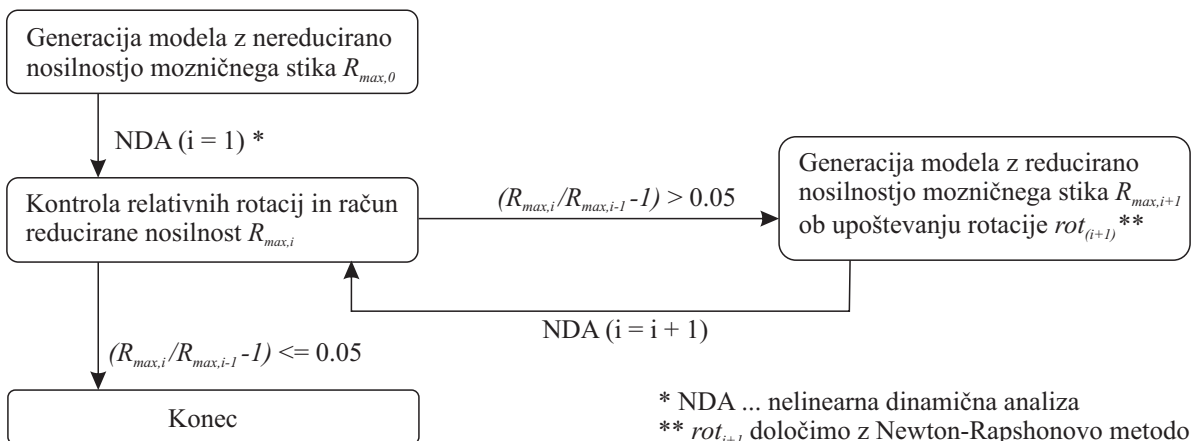
Slika 4.12: Idealizacija diagrama moment–ukrivljenost pri trietažnih stavbah.

Fig 4.12: Idealization of the moment–curvature diagram in the case of three-storey buildings.

Modeliranje neelastičnega odziva stikov

Obnašanje stikov med stebri in gredami opišemo z modelom, ki smo ga predstavili v razdelku 2.4. Karakteristične vrednosti odziva so zbrane v Preglednicah 4.4 in 4.5. V razdelku 2.4.2 smo pisali o tem, da je strižno nosilnost stika treba reducirati glede na velikost največjih doseženih relativnih rotacij med stebrom in gredo. Vendar velja tudi nasprotno: velikost največjih doseženih relativnih rotacij je odvisna od strižne nosilnosti stika. Zato pri vsaki dinamični analizi nosilnost stika določimo iterativno po postopku, prikazanem na Sliki 4.13.

Prispevek neoprenske ploščice k strižni nosilnosti stika izračunamo po enačbi 2.52. Ker lahko vertikalna komponenta potresnega nihanja močno zmanjša normalno silo na kontaktno ploskev med neoprensko ploščico in betonskimi elementi, pri izračunu trenjske sile ne upoštevamo gravitacijske komponente tlačne sile na neoprensko ploščico N_g . Upoštevamo le silo N_M , ki je posledica momenta v stiku. Iz istega razloga v enačbi 2.52 upoštevamo, da je tlačena le polovica ploščice, torej $A_{neo,t} = A_{neo}/2$. Taka predpostavka je sicer precej konzervativna, vendar bi za dejansko oceno reducirane sile N_g v dinamičnih analizah morali upoštevati tudi vertikalno komponento potresnega nihanja in definirati še nekoliko kompleksnejše modele stikov z upoštevanjem kontaktov.



Slika 4.13: Iteracijski postopek za določitev reducirane strižne nosilnosti mozničnih stikov.

Fig 4.13: Iterative procedure for the determination of the shear resistance of dowel connections.

Preglednica 4.4: Mediane vhodnih podatkov modelov stebra in stika med stebrom in gredu za analizirane enoetažne hale.

Table 4.4: Median input data of column and beam-column connection models of the analysed one-storey buildings.

oznaka	m20H5	m20H7	m20H9	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9	m100H5	m100H7	m100H9
MODEL STEBRA															
θ_y	0,027	0,035	0,032	0,022	0,028	0,028	0,023	0,024	0,030	0,019	0,025	0,026	0,019	0,026	0,027
θ_{cap}	0,073	0,073	0,072	0,064	0,064	0,064	0,064	0,065	0,065	0,066	0,066	0,061	0,065	0,067	0,062
θ_{pc}	0,173	0,173	0,172	0,164	0,164	0,164	0,164	0,165	0,165	0,166	0,166	0,161	0,165	0,167	0,162
M_y [kNm]	223	223	338	542	542	661	663	842	842	1068	1068	1152	1100	1304	1386
M_c [kNm]	265	265	403	645	645	787	788	1002	1002	1270	1270	1371	1317	1548	1648
λ	75,9	76,7	94,2	74,6	76,1	96,4	71,4	92,8	93,8	87,6	89,8	89,5	85,6	86,8	87,5
MODEL STIKA															
k_{ef} [kN/m]	14244	14244	14244	14244	14244	14244	14244	14244	14244	16628	14244	14244	19031	16628	14244
d_y [mm]	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	6,2	5,6	5,6	6,8	6,2	5,6
d_R [mm]	14	14	14	14	14	14	14	14	14	16	14	14	17	16	14
$R_{max,0}$ [kN]	80	80	80	80	80	80	80	80	80	104	80	80	130	104	80
$R_{max,gl,1}^{**}$ [kN]	266	266	323	323	323	379	323	379	379	388	379	438	396	388	436
$R_{max,gl,2}^{**}$ [kN]	64	64	79	79	79	94	79	94	94	98	94	108	101	98	108
$R_{max,gl,3}^{**}$ [kN]	23	23	28	24	24	32	24	32	32	46	32	29	53	32	29

* $R_{max,0}$... nosilnost možničnega stika v primeru lokalne porušitve brez redukcije zaradi velikih relativnih rotacij

** $R_{max,gl,i}$... nosilnost v primeru globalne porušitve za i -to varianto stika (glej tudi Slika 4.4)

■ Kritična je nosilnost v primeru globalne porušitve.

Preglednica 4.5: Mediane vhodnih podatkov modelov stebra in stika med stebrom in gredu za analizirane trietažne stavbe.
Table 4.5: Median input data of column and beam-column connection models of the analysed three-storey buildings.

oznaka	m10r1	m10r2	m10r3	m20r1	m20r2	m20r3	m30r1	m30r2	m30r3	m40r1	m40r2	m40r3
MODEL STEBRA*												
ϕ_{cr} [$10^{-3}/m$]	1,10	0,96	1,00	0,99	0,91	1,00	0,89	0,85	0,94	0,80	0,93	1,10
ϕ_y [$10^{-3}/m$]	9,1	8,0	7,9	7,9	6,9	6,8	6,7	5,7	5,7	5,8	6,0	5,7
ϕ_u [$10^{-3}/m$]	156	132	134	132	116	104	112	100	84	100	88	74
M_{cr} [kNm]	202	332	355	344	540	593	527	804	892	760	878	995
M_y [kNm]	637	1040	1095	1067	1635	1757	1549	2446	2631	2241	2598	2857
M_u [kNm]	721	1152	1199	1175	1678	1761	1703	2532	2696	2509	2672	2868
MODEL STIKA												
k_{ef} [kN/m]	28488	28488	28488	28488	28488	24888	28488	33255	38062	28488	33255	38062
d_y [mm]	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	5,6	6,2	6,8	5,6	6,2	6,8
d_R [mm]	14	14	14	14	14	14	14	16	17	14	16	17
$R_{max,0}$ [kN]	161	161	161	161	161	161	161	208	260	161	208	260
$R_{max,gl}^{***}$ [kN]	90	102	102	102	113	113	113	129	134	125	129	134

* ... Karakteristične vrednosti ukrivljenosti in momentov veljajo za prerez stebra v prvi etaži
 (višje po stebri se vrednosti nekoliko spreminjajo glede na spremembo osne sile).

** $R_{max,0}$... nosilnost možničnega stika v primeru lokalne porušitve brez redukcije zaradi velikih relativnih rotacij

*** $R_{max,gl}$... nosilnost v primeru globalne porušitve

■ Kritična je nosilnost v primeru globalne porušitve.

4.5.2 Določanje fizikalnih in modelnih negotovosti

Izbira slučajnih spremenljivk

Fizikalne in modelne negotovosti pri enoetažnih halah zajamemo z upoštevanjem slučajnosti enajstih vhodnih spremenljivk modela. Vse slučajne spremenljivke s predpostavljenimi porazdelitvami so zbrane v Preglednici 4.6. Negotovosti pri modeliranju upogibnega odziva stebra smo zajeli s petimi logaritemsko normalno porazdeljenimi slučajnimi spremenljivkami: z zasukom na meji tečenja (θ_y), s količnikom utrjevanja (M_c/M_y), z zasukom pri maksimalni sili (θ_{cap}), s postkritičnim zasukom (θ_{pc}) ter z normirano energijsko kapaciteto (λ). Pri tem smo upoštevali določeno koleriranost med navedenimi spremenljivkami. Korelacijski koeficienti med i-to in j-to spremenljivko $K_{i,j}$, ki jih predlagajo Ugurhan in sodelavci [96], so podani v Preglednici 4.7. Razpršenost v odzivu stika smo zajeli z upoštevanjem slučajnosti naslednjih spremenljivk: razdalje med stremeni v območju stika (s), debeline krovnega sloja v območju stika (c), tlačne trdnosti betona (f_{cc}) in napetosti armature na meji tečenja (f_y). Tipe porazdelitev smo povzeli iz treh različnih virov [92, 97, 98]. Razmik med stremeni smo določili na podlagi toleranc pri izdelavi prefabriciranih elementov, ki jih v [97] podaja Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI), pri čemer smo upoštevali, da so tolerančne meje določene na podlagi predpostavke o normalni porazdelitvi in 95 % zanesljivosti. Ker gre za prefabricirane elemente, smo predpostavili, da je kontrola izdelave betonskih elementov visoka, in izbrali koeficient variacije tlačne trdnosti betona 0,1 (za beton *in situ* običajno 0,2 [99]). Med spremenljivkami, ki določajo model stika, nismo upoštevali nikakršne korelacije.

Preglednica 4.6: Porazdelitve slučajnih spremenljivk za model enoetažnih hal.

Table 4.6: Distributions of random variables of the one-storey building model.

Spremenljivka	Oznaka	Porazdelitev	COV	Vir
Zasuk na meji tečenja	θ_y	logaritemsko normalna	0,36	Fardis in Biskins [92]
Količnik utrjevanja	M_c/M_y	logaritemsko normalna	0,10	Haselton [91]
Zasuk pri maks. momentu	θ_{cap}	logaritemsko normalna	0,67	Haselton [91]
Postkritični zasuk	θ_{pc}	logaritemsko normalna	0,82	Haselton [91]
Normirana energijska kapaciteta	λ	logaritemsko normalna	0,52	Haselton [91]
Masa	m	normalna	0,10	Haselton [91]
Razdalja med stremeni v območju stika*	s	normalna	0,15	PCI [97]
Debelina krovnega sloja v območju stika*	c	normalna	0,20	JCSS [98]
Tlačna trdnost betona*	f_{cc}	normalna	0,10	Melchers [99]
Napetost na meji tečenja*	f_y	logaritemsko normalna	0,05	Melchers [99]
Koeficient viskoznega dušenja (5 %)	ξ	normalna	0,40	Porter in sod. [100]

* Razpršenost spremenljivke upoštevamo le pri definiciji modela stika.

Preglednica 4.7: Korelacijski koeficienti $K_{i,j}$ slučajnih spremenljivk za model enoetažnih stavb.

Table 4.7: Correlation coefficients $K_{i,j}$ between random variables of one-storey building model.

i-ta sluč. sprem.	j-ta sluč. sprem.	korel. koef. $K_{i,j}$
θ_y	M_c/M_y	0,4
θ_y	θ_{cap}	0,1
θ_y	θ_{pc}	0,5
θ_y	λ	0,2
M_c/M_y	θ_{cap}	0,3
M_c/M_y	θ_{pc}	0,2
M_c/M_y	λ	0,2
θ_{cap}	θ_{pc}	0,2
θ_{cap}	λ	0,1
θ_{pc}	λ	0,4

Slučajne spremenljivke, ki smo jih upoštevali pri modelih trietažnih stavb, so nekoliko drugačne od tistih pri enoetažnih halah, kar je posledica drugačnega pristopa pri modeliranju stebrov (razdelek 4.5.1). Razpršenost v odzivu stebrov je tokrat posredno zajeta prek razdalje med stremeni s_1 , krovnega sloja betona c_1 , tlačne trdnosti betona f_{cc} in napetosti armature na meji tečenja f_y . Razpršenost v odzivu stika določajo enake slučajne spremenljivke kot pri enoetažnih halah, pri čemer upoštevamo popolno korelacijo materialnih karakteristik po celotnem stebru. To se zdi smiselno, saj so prefabricirani stebri s kratkimi konzolami zabetonirani naenkrat v enem samem kalupu. Za razdalji med stremeni v stebru (s_1) in med stremeni na območju stika (s_2) predpostavimo, da sta nekolerirani slučajni spremenljivki. Podobno velja za debelini krovnega sloja v stebru in kratki konzoli (c_1) in (c_1). Dodatne tri slučajne spremenljivke, ki jih upoštevamo v analizah, so mase v vsaki etaži (m_i), ki med seboj niso korelirane.

Preglednica 4.8: Porazdelitve slučajnih spremenljivk za model trietažnih hal.

Table 4.8: Distributions of random variables of the three-storey building model.

Spremenljivka	Oznaka	Porazdelitev	COV	Vir
Masa v i-ti etaži	m_i	normalna	0,10	Haselton [91]
Razdalja med stremeni v stebru in v kratki konzoli	s_1 in s_2	normalna	0,15	PCI [97]
Debelina krovnega sloja v stebru in v kratki konzoli	c_1 in c_2	normalna	0,20	JCSS [98]
Tlačna trdnost betona	f_{cc}	normalna	0,20	Melchers [99]
Napetost na meji tečenja	f_y	logaritemsko normalna	0,05	Melchers [99]
Koeficient viskoznega dušenja (5 %)	ξ	normalna	0,40	Porter in sod. [100]

Vzorčenje z metodo latinskih hiperkock (LHS)

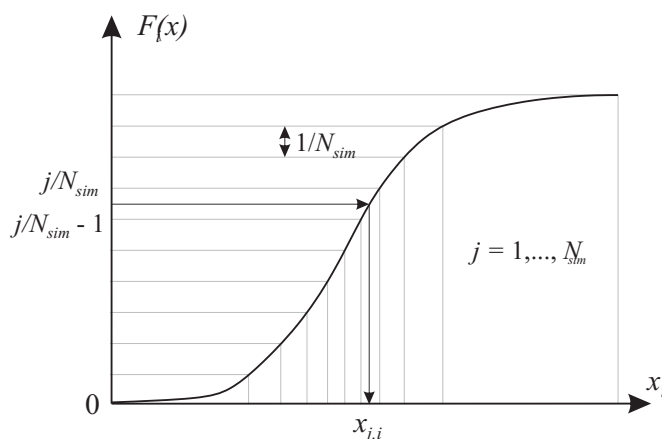
Vpliv fizikalnih in modelnih negotovosti bomo simulirali z izbiro reprezentativnega vzorca vhodnih spremenljivk. To bomo storili s t. i. metodo latinskih hiperkock (LHS) [101], katere teoretične osnove so predstavljene v tem razdelku. Metoda LHS temelji na stratificiranem vzorčenju porazdelitvenih funkcij posameznih vhodnih spremenljivk, zato omogoča izbiro relativno majhnega vzorca, ki še vedno dobro predstavlja statistične značilnosti celotne populacije. Tako lahko močno zmanjšamo število potrebnih simulacij. Naivna metoda Monte Carlo je neracionalna za računsko zahtevne probleme, zato je stratificiran način vzorčenja logična izbira.

Metoda LHS obsega dve fazi. V prvi izberemo N_{sim} reprezentativnih vzorcev, ki vključujejo N_{var} spremenljivk (Preglednica 4.9). N_{sim} pomeni število simulacij in ga izberemo na podlagi števila slučajnih spremenljivk N_{var} . V [102] lahko zasledimo priporočilo, da naj bi bilo število simulacij večje od dvakratnika števila slučajnih spremenljivk. V primeru enoetažnih hal zato izberemo $N_{sim} = 25$ in v primeru trietažnih stavb $N_{sim} = 20$. Za vsako spremenljivko X_i vzorce izberemo z uporabo inverzne transformacije porazdelitvene funkcije. To storimo tako, da porazdelitveno funkcijo najprej razdelimo na enako verjetne intervale, nato pa iz vsakega intervala izberemo eno vrednost, običajno kar s sredine intervala (Slika 4.14).

Preglednica 4.9: Izbira N_{sim} vzorcev za N_{var} slučajnih spremenljivk.

Table 4.9: Selection of N_{sim} samples for N_{var} random variables.

Simulacija	X_1	X_2	X_3	...	$X_{N_{var}}$
1	$x_{1,1}$	$x_{1,2}$	$x_{1,3}$...	$x_{1,N_{var}}$
2	$x_{2,1}$	$x_{2,2}$	$x_{2,3}$...	$x_{2,N_{var}}$
3	$x_{3,1}$	$x_{3,2}$	$x_{3,3}$...	$x_{3,N_{var}}$
...
N_{sim}	$x_{N_{sim},1}$	$x_{N_{sim},2}$	$x_{N_{sim},3}$...	$x_{N_{sim},N_{var}}$



Slika 4.14: Izbira vzorca z inverzno transformacijo.

Fig 4.14: Sample selection by in-verse transformation.

Z enačbo lahko izbiro k -tega elementa i -te spremenljivke zapišemo tako:

$$x_{k,i} = F_i^{-1}(p_{k,i}) = F_i^{-1}\left(\frac{k-0,5}{N_{sim}}\right), \quad (4.30)$$

V enačbi 4.30 F_i^{-1} predstavlja inverzno porazdelitveno funkcijo, spremenljivke X_i), k pa zaporedno številko intervala oziroma simulacije. $p_{k,i}$ označuje verjetnost, da spremenljivka X_i zavzame vrednost $x_{k,i}$ ali manj. Na ta način smo, v smislu predstavitve celotne simulacije, vzorce izbrali boljše, kot če bi elemente izbirali na podlagi predpostavke o enakomerni porazdelitvi. Povprečje tako izbranega vzorca je točno enako srednji vrednosti, raztros pa je veliko bližje ciljnemu, kot če bi vzorce izbirali naivno.

Potem ko smo generirali vzorce, sledi še drugi korak metode. Ob generaciji se pojavi nezaželena korelacija med spremenljivkami. Če je ciljna korelacijska matrika enaka enotski matriki, je treba nezaželeno korelacijo le odpraviti. Če pa ciljna korelacija med vhodnimi spremenljivkami tudi dejansko obstaja, je po odstranitvi nezaželene korelacije treba vpeljati tudi korelacijo, ki se čim bolj približa ciljni. Eden izmed možnih načinov, kako to storimo, se imenuje simulirano ohlajenje (angl. *simulated annealing*).

Naj bo ciljna korelacijska matrika označena s K , generirana korelacijska matrika pa s S . Definirajmo mero za kakovost statističnih značilnosti, ki je kar maksimalna razlika med korelacijskimi koeficienti obeh matrik:

$$E_{max} = \max|S_{i,j} - K_{i,j}|, \quad (4.31)$$

Druga možna mera je:

$$E_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^{N_{var}-1} \sum_{j=i+1}^{N_{var}} (S_{i,j} - K_{i,j})^2}. \quad (4.32)$$

Normo E je treba minimizirati. Gre za optimizacijski problem, kjer je E v vlogi ciljne funkcije, spremenljivke pa so pravzaprav permutacije v Preglednici 4.9. Običajno se zgodi, je za funkcijo E značilnih več lokalnih minimumov, zato je iskanje globalnega minimuma oteženo. Dopustiti je treba torej možnost, da lahko pridemo iz lokalnega minimuma. To je mogoče storiti z naslednjim postopkom, ki vsebuje dva glavna koraka – mutacijo in selekcijo:

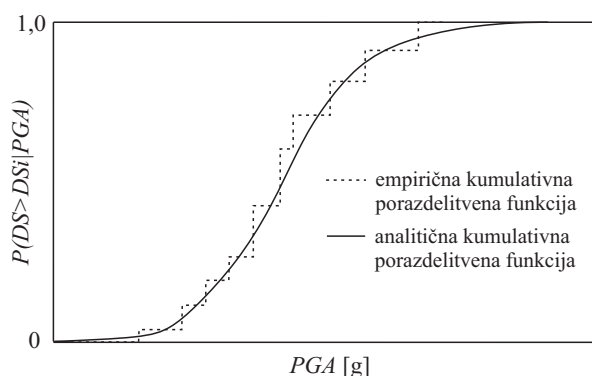
1. Mutacija je korak, pri katerem izvedemo naključno permutacijo vrstic naključno izbrane slučajne spremenljivke (Preglednica 4.9). Primer: V stolpcu \mathbf{X}_i gre vrednost $x_{1,2}$ na mesto vrednosti $x_{2,1}$, itd. Po mutaciji je celotna matrika \mathbf{X} (matrika, ki po stolpcih vsebuje vse vektorje \mathbf{X}_i) preoblikovana in izračunamo lahko novo normo E .
2. Selekcija sledi mutaciji. Gre za odločitev, ali sprejmemo novo nastalo matriko \mathbf{X} ali ne. Odločimo se, da jo sprejmemo v dveh primerih:
 - če je nova norma E nižja od prejšnje;
 - če je nova norma E višja od prejšnje in je vrednost $Z = \exp(-\Delta/T) - R$ pozitivna (R je enakomerna porazdeljena slučajna spremenljivka na intervalu $[0,1]$).

Začetno vrednost parametra T v izrazu za Z izračunamo kot maksimalno vrednost norme E . To je relativno preprosto, če vemo, da korelacijski koeficienti zavzamejo vrednosti na intervalu $[-1,1]$. Torej, E_{max} izračunamo tako, da za koeficiente $S_{i,j}$ izbiramo vrednosti ali -1 ali 1 glede na to, ali so pripadajoči koeficienti $K_{i,j}$ pozitivni ali negativni. Parameter T nato v nadaljevanju na vsakih N_m mutacij pomnožimo s koeficientom, ki običajno znaša $0,95$. Število N_m lahko ocenimo kot produkt števila simulacij in vhodnih spremenljivk.

Mutacijo in selekcijo izvajamo toliko časa, dokler parameter T ne doseže neke dovolj nizke vrednosti, npr. 10^{-5} . Rezultat postopka je matrika \mathbf{X} (z N_{sim} vrsticami in N_{var} stolpci), katere korelacijska matrika je podobna ciljni korelacijski matriki.

4.5.3 Vpliv stikov na ranljivost obravnavanih stavb

Vpliv stikov na ranljivost obravnavanih enoetažnih in trietažnih armiranobetonskih montažnih stavb bomo predstavili v obliki t. i. krivulj ranljivosti. Te predstavljajo verjetnost prekoračitve mejnega stanja v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe. Pogojno verjetnost prekoračitve mejnega stanja pri izbrani intenziteti izračunamo tako, da preštujemo vse tiste elemente vzorca, pri katerih je bilo mejno stanje pri izbrani intenziteti doseženo, in nato to število delimo z velikostjo vzorca. Če to storimo za vse intenzitete, lahko ranljivost konstrukcije predstavimo z empirično kumulativno porazdelitveno funkcijo prikazano na Sliki 4.15. Ta je zaradi končnega števila simulacij stopničasta, dejansko pa je krivulja ranljivosti zvezna funkcija. S pomočjo verjetnostnih metod za oceno parametrov lahko empirični funkciji poiščemo teoretično kumulativno porazdelitveno funkcijo, ki se ji kar najbolje prilega (Sliki 4.15). Izkaže se, da lahko v večini primerov porazdelitev intenzitete pri določenem mejnem stanju konstrukcije precej dobro opišemo z logaritemsko normalno porazdelitvijo s parametroma \tilde{m}_C in $\sigma_{\ln C}$. Naj spomnimo, da smo tako porazdelitev predpostavili že v razdelku 4.2 pri izpeljavi enačbe za izračun verjetnosti porušitve. Parametra \tilde{m}_C in $\sigma_{\ln C}$ bomo ocenjevali s t. i. metodo največjega verjetja, skladnost izbrane analitične porazdelitvene funkcije z empirično pa bomo preverjali s testom χ^2 . V nadaljevanju na kratko opisujemo teoretične osnove obeh metod.



Slika 4.15: Empirična in teoretična kumulativna porazdelitvena funkcija verjetnosti prekoračitve mejnega stanja pri izbrani intenziteti.

Fig 4.15: Empirical and theoretical cumulative distribution function (CDF) of the exceedance probability of a limit state.

Metoda največjega verjetja za oceno parametrov porazdelitve

Vzorec vseh intenzitet prekoračitve izbranega mejnega stanja $C_j (j = 1, \dots, n)$ je slučajen vzorec. Verjetnost, da se zgodi nek vzorec, je odvisna od porazdelitve slučajne spremenljivke in njenih parametrov. V našem primeru predpostavimo, da je intenziteta c pri izbranem mejnem stanju porazdeljena normalno s parametroma \tilde{m}_C in $\sigma_{\ln C}$. Cilj je določiti take ocene parametrov, da bo verjetnost, da se je zgodil nek vzorec, ki je voljo, največja. V ta namen najprej definiramo funkcijo verjetja za logaritemsko normalno porazdelitev:

$$L(\tilde{m}_C, \sigma_{\ln C}) = \prod_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{\ln C}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln c_i - \ln \tilde{m}_C}{\sigma_{\ln C}}\right)^2}. \quad (4.33)$$

Ocene parametrov \tilde{m}_C in $\sigma_{\ln C}$ bomo določili ob pogoju, da ima funkcija $L(\tilde{m}_C, \sigma_{\ln C})$ maksimum. Enačbo 4.33 logaritmirajmo, nato pa še odvajajmo po parametrih $L(\tilde{m}_C, \sigma_{\ln C})$. Dobimo naslednji sistem dveh enačb za dve neznanke:

$$\frac{2}{\hat{\sigma}_{\ln C}^2} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \ln \hat{m}_C) \frac{1}{\hat{m}_C} = 0 \quad (4.34)$$

$$-\frac{n}{\hat{\sigma}_{\ln C}} + \frac{2}{2\hat{\sigma}_{\ln C}^3} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \ln \hat{m}_C)^2 = 0 \quad (4.35)$$

Rešitev tega sistema enačb sta zaključena izraza za oceno parametrov logaritemsko normalne porazdelitve po metodi največjega verjetja:

$$\hat{m}_C = \left(\prod_{i=1}^n c_i\right)^{1/n} \quad (4.36)$$

$$\hat{\sigma}_{\ln C}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \ln \hat{m}_C)^2 \quad (4.37)$$

Na podlagi teh dveh ocen parametrov lahko določimo teoretično kumulativno porazdelitveno funkcijo verjetnosti prekoračitve mejnega stanja pri izbrani intenziteti (Slika 4.15) za vsako od obravnavanih stavb. Skladnost z empiričnimi kumulativnimi porazdelitvenimi funkcijami bomo preverili v nadaljevanju.

Preizkušanje skladnosti s testom χ^2

V tem razdelku bomo preizkusili ničelno domnevo, da se slučajna spremenljivka, ki v našem primeru predstavlja intenziteto pri izbranem mejnem stanju, res porazdeljuje logaritemsko normalno z ocenjenima parametroma \hat{m}_C in $\hat{\sigma}_{\ln C}$. Z uporabo t. i. testa χ^2 bomo na podlagi vzorca slučajne spremenljivke $C(c_1, c_2, \dots, c_n)$ ničelno domnevo zavrnil ali potrdili.

Zapišimo torej ničelno in alternativno domnevo:

- H_0 ... vzorec je skladen s predpostavko (intenziteta pri izbranem mejnem stanju je logaritemsko normalno porazdeljena slučajna spremenljivka z ocenjenima parametroma);
- H_1 ... vzorec ni skladen s predpostavko (intenziteta pri izbranem mejnem stanju ni logaritemsko normalno porazdeljena slučajna spremenljivka z ocenjenima parametroma).

Vzorec razvrstimo v k razredov. Tako dobimo opazovana števila elementov v posameznem razredu \hat{n}_i , $i = 1, \dots, k$. Za določitev števila razredov lahko uporabimo Sturgesovo formulo:

$$k = 1 + 3,322 \log N, \quad (4.38)$$

kjer N predstavlja velikost vzorca. Če velja ničelna domneva, lahko določimo teoretično število elementov v posameznem razredu n_i , $i = 1, \dots, k$. Glede na izbrane meje razredov določimo teoretične velikosti razredov po naslednji enačbi:

$$n_i = N \cdot P[c_{i,min} < C < c_{i,max}], \quad (4.39)$$

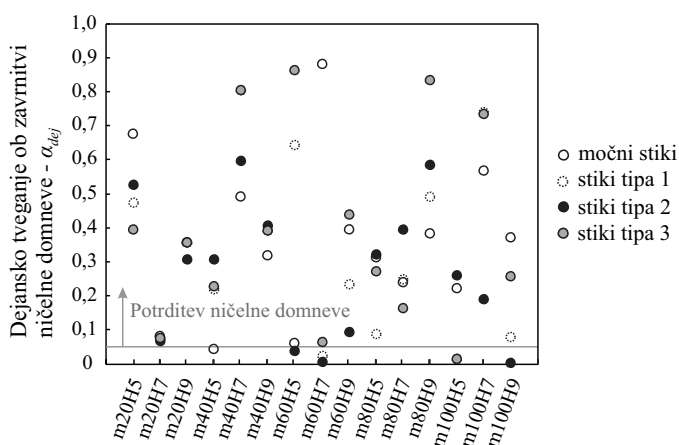
kjer $P[c_{i,min} < C < c_{i,max}]$ predstavlja verjetost, da je intenziteta pri izbranem mejnem stanju večja od $c_{i,min}$ in manjša od $c_{i,max}$.

Statistika

$$H = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - \hat{n}_i)^2}{n_i} \quad (4.40)$$

je porazdeljena po porazdelitvi χ^2 z $\nu = k - p - 1$ prostostnimi stopnjami, kjer je p število parametrov, ki smo jih ocenili iz vzorca. V našem primeru torej velja, da je število prostostnih stopenj enako $\nu = k - 3$.

Določimo torej opazovane velikosti razredov \hat{n}_i in teoretične velikosti razredov n_i ter izračunajmo statistiko H . Območje zavrnitve ničelne domneve je $[\chi_{1-\alpha}^2, \infty)$, pri čemer α pomeni stopnjo tveganja (običajno 0,05). Torej, če je statistika H večja od $\chi_{1-\alpha}^2$ (vrednost $\chi_{1-\alpha}^2$ izračunamo numerično z računalnikom ali določimo iz tabel, pri čemer moramo poznati število prostostnih stopenj ν), ničelno domnevo zavrnemo s tveganjem, manjšim od α , in lahko trdimo, da vzorec ni skladen z ocenjeno porazdelitvijo ob tveganju, enakem ali manjšem od α . Na Sliki 4.16 smo zbrali rezultate testa χ^2 za enoetažne hale z vsemi analiziranimi tipi stikov. S slike je razvidno, da v večini primerov ničelno domnevo lahko zavrnemo le ob dejanskem tveganju α_{dej} , večjem od 0,05.



Slika 4.16: Rezultati testa χ^2 : Dejansko tveganje ob zavrnitvi ničelne domneve za enoetažne hale z različnimi tipi stikov.

Fig 4.16: Results of the χ^2 test: p-value for all analysed one-storey buildings with different types of beam-column connections.

Analitične krivulje ranljivosti obravnavanih stavb

Na Slikah 4.17–4.21 prikazujemo krivulje ranljivosti za vse obravavane stavbe. Na Slikah 4.17–4.20 najprej predstavljamo rezultate za enoetažne hale s tremi različnimi mozničnimi stiki, opisanimi na Sliki 4.4: varianta 1 – s centrično nameščenim moznikom (Slika 4.17), varianta 2 – z ekscentrično nameščenim moznikom in visokim deležem stremen (Sliki 4.18 in 4.19) ter varianta 3 – z ekscentrično nameščenim moznikom in nizkim deležem stremen v območju stika (Slika 4.20). Na Sliki 4.21 so nato prikazane še krivulje ranljivosti za trietažne stavbe. Na vsakem diagramu so z rdečo barvo označene krivulje ranljivosti, ki upoštevajo tako možnost upogibne porušitve stebra kot tudi možnost porušitve mozničnega stika (»šibek« stik), s črno pa krivulje, ki upoštevajo le možnost upogibne porušitve stebra (»močan« stik). Vsak diagram torej prikazuje par omenjenih krivulj ranljivosti za posamezno analizirano stavbo. V levem zgornjem kotu vsakega diagrama je navedena oznaka posamezne analizirane stavbe (za več podatkov o stavbah glej Preglednici 4.1 in 4.2), v desnem spodnjem kotu pa še mediana (\tilde{m}_C) ter standardna deviacija kapacitete ($\sigma_{\ln C}$), tako za stavbe »s šibkimi« kot »z močnimi« stiki. Omenimo še, da so v krivuljah ranljivosti zajete tako modelne negotovosti kot tudi nezanesljivosti, ki izvirajo iz potresne obtežbe.

Oglejmo si najprej krivulje ranljivosti enoetažnih hal s centrično nameščenim stikom (Slika 4.17). Le pri šestih halah (**m20H5**, **m20H7**, **m20H9**, **m40H7** in **m40H9**, **m60H9**) se izkaže, da upoštevanje porušitve v stikih ne vpliva na rezultat računa ranljivosti stavbe. Pri teh halah je nosilnost stikov torej dovolj visoka, da prihaja le do upogibne porušitve v stebrih. Z diagramov je tudi razvidno, da se z večanjem mase na povprečni steber vpliv stikov na verjetnost porušitve pri izbrani intenziteti povečuje. Pri masi 60 t in višini 5 m je za primer mediana kapacitete \tilde{m}_C enaka 0,21 g, medtem ko je ob predpostavki močnih stikov enaka 0,96 g (Slika 4.17). Razlog za tak upad kapacitete hal »s šibkimi« stiki lahko iščemo v napačni oceni strižne nosilnosti mozničnega stika v fazi projektiranja. Naj spomnimo, da smo pri projektiranju mozničnih stikov strižno nosilnost stika enačili s strižno nosilnostjo moznika (poglavje 4.1.1), s čimer pa smo močno precenili dejansko nosilnost stika.

Nadalje lahko z diagramov razberemo, da je pri višjih halah verjetnost porušitve pri izbrani intenziteti nižja. Tak trend je izrazit predvsem pri halah, pri katerih smo upoštevali tudi porušitev v stiku (rdeče krivulje). Da bi razložili ta fenomen, si za primer oglejmo le hale z maso 60 t na povprečni steber. Mediane kapacitet hal **m60H9**, **m60H7** in **m60H5** s šibkimi stiki znašajo $\tilde{m}_C = 1,33$ g, $\tilde{m}_C = 0,61$ g ter $\tilde{m}_C = 0,21$ g. Kapaciteta torej močno narašča z višino hale. Kot je že bilo omenjeno, smo v fazi projektiranja preverjali le strižno nosilnost moznika in tako nosilnost celotnega stika močno precenili. Na ta način smo z izbranim moznikom premera 25 mm brez težav zadostili projektnim strižnim obremenitvam pri vseh treh halah različnih višin (5, 7 in 9 m), s čimer naj bi zagotovili, da ne pride do strižne porušitve v stiku, ampak do upogibne porušitve v stebrih. V resnici pa je dejanska strižna nosilnost stikov ocenjena z izrazi, predstavljenimi v razdelku 2.4.2 precej nižja od projektne, zato je tudi verjetnost strižne porušitve stika mnogo večja. Ker je strižna obremenitev stika pri nižjih halah večja (glej tudi Preglednico 4.1), je tudi verjetnost porušitve pri izbrani intenziteti večja. Zanimivo je še opaziti, da je bila v primeru hale **m60H9** dejanska nosilnost stikov kljub napačni oceni dovolj visoka, da je pri vseh simulacijah prišlo do upogibne porušitve stebrov. Tako je bila omogočena dodatna disipacija energije, mediana kapacitete pa je posledično za faktor več kot 2 višja od mediane kapacitete hale **m60H7**. Tak rezultat nazorno prikazuje pomembnost načrtovanja mozničnih stikov po metodi načrtovanja nosilnosti,

v ta namen pa moramo znati dovolj natančno oceniti dejansko strižno nosilnost stika.

Da bi dokazali prej navedeno trditev smo izvedli dodatne analize, pri katerih smo premer moznikov izbrali na podlagi enačbe 2.13, to je enačbe za oceno strižne nosilnosti mozničnih stikov, ki jo predlagamo v tej disertaciji (glej tudi razdelek 5.1.2). V enačbi 2.13 smo upoštevali projektne vrednosti materialnih karakteristik. Ker je strižna nosilnost stika, ki smo jo ocenili z omenjeno enačbo, nižja od strižne nosilnosti moznika, se je premer moznika povečal pri vseh halah, razen pri tistih z maso 20 t na povprečen steber. Razlog za to se skriva v omejitvi najmanjšega premera moznika, ki smo ga še uporabili (glej razdelek 4.1.1).

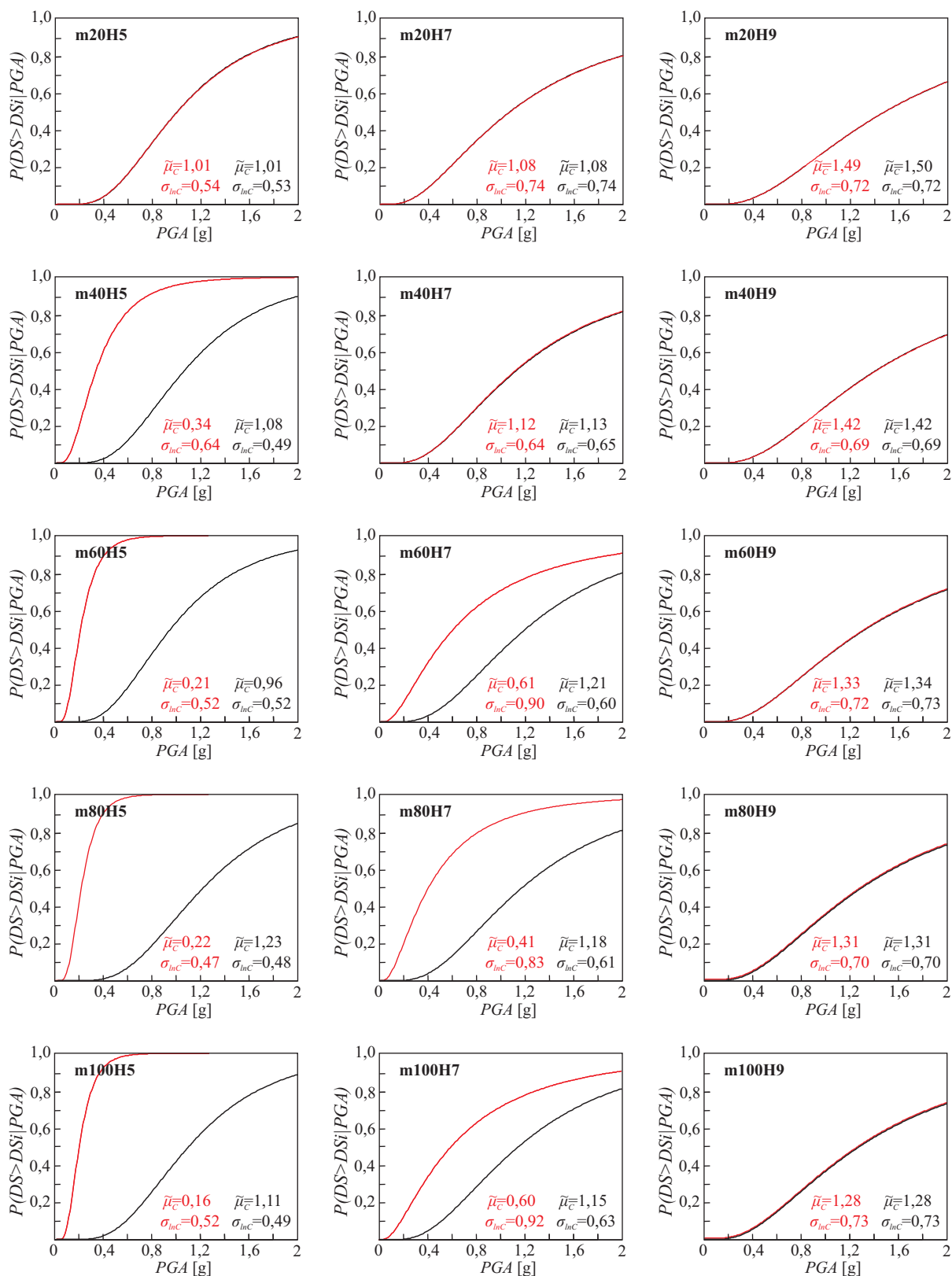
Rezultati novih analiz s povečanimi premeri moznikov kažejo, da v nobeni od simulacij ne pride do porušitve stika. Za take hale torej ustreza predpostavka o močnih stikih, njihovo ranljivost pa zato na Sliki 4.17 opisujejo kar črne krivulje.

Podobni trendi kot pri halah s centričnimi stiki veljajo tudi pri halah z ekscentričnimi stiki (Sliki 4.18 in 4.20). V primeru ekscentričnih stikov z gostim objektjem v območju stika (varianta 2, Slika 4.18) se izkaže, da je ranljivost precej podobna kot v primeru centričnih stikov. Zaradi gostega objekta je nosilnost proti globalni porušitvi v večini primerov višja kot nosilnost proti lokalni porušitvi, ta pa je enaka kot pri centričnem stiku (varianta 1). Nekateri primeri sicer še vedno kažejo, da je verjetnost porušitve pri izbrani intenziteti ob uporabi ekscentričnega stika z gostim objektjem nekoliko višja kot pri uporabi centričnega stika. Največjo razliko je mogoče opaziti pri stavbi z oznako **m80H9**, kjer je mediana kapacitete stavbe s centričnim stikom enaka $\tilde{m}_C = 1,31$ g, mediana kapacitete stavbe z ekscentričnim stikom z gostim objektjem pa $\tilde{m}_C = 0,43$ g (Sliki 4.17 in 4.18).

Ker se ekscentrični moznični stiki običajno pojavljajo pri vmesnih stebrih, na katere nalegata dve gredi, in ne na robnih stebrih, na katere nalega le ena greda, smo analizirali še ta primer. Projektna obremenitev na stik je v takem primeru za polovico manjša, zato je skoraj pri vseh halah (razen m80H5 in m100H5) zadostoval že moznik premera 22 mm. Analize so pokazale, da so v splošnem ranljivostne krivulje za hale z ekscentričnimi stiki z gostim objektjem in dvema gredama na steber skoraj enake ranljivostnim krivuljam hal z močnimi stiki (Slika 4.19).

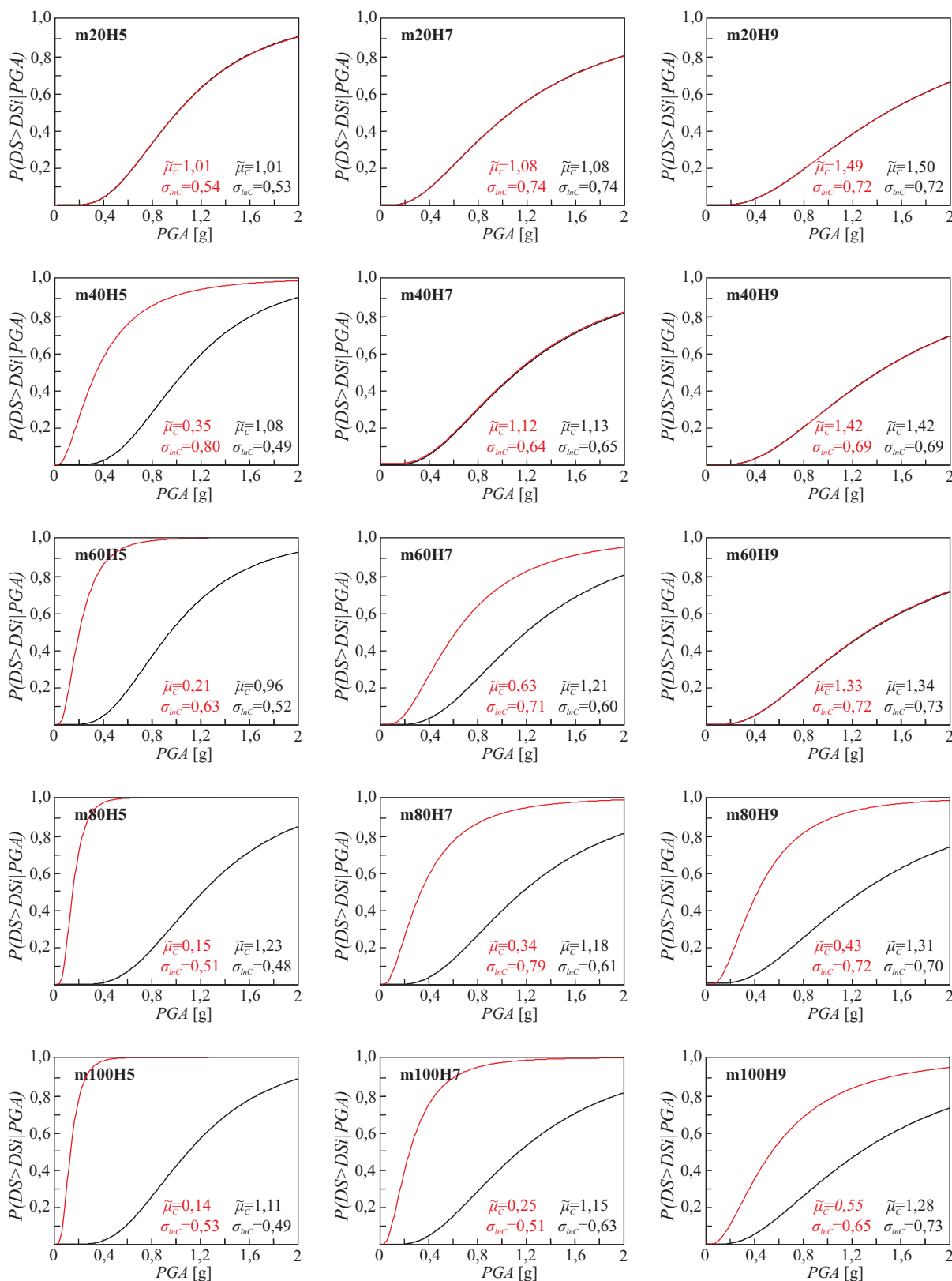
Do precej drugačnih ugotovitev pridemo pri analizi rezultatov hal s slabo objektimi ekscentričnimi stiki (varianta 3, Slika 4.20). Pri vseh halah in pri vseh simulacijah pride do globalne porušitve stika (poglavje 2.2.2). Nosilnost stikov je namreč znatno nižja kot pri variantah 1 in 2, posledično pa močno naraste tudi ranljivost takih konstrukcij. Pri nizkih halah z večjo maso na povprečni steber mediana kapacitete \tilde{m}_C pade celo pod 0,10 g, vendar se je treba zavedati, da smo s tem najverjetneje nekoliko podcenili dejansko kapaciteto. Globalno porušitev smo namreč modelirali kot popolnoma krhko. Poleg tega nekaj rezidualne nosilnosti zagotavlja tudi trenje med ploščico in stebrom oziroma gredo. Do porušitve v realnosti pride šele, ko greda zdrsne s stebra oziroma ko izgubi podporo, za kar pa je potreben tudi določen relativni pomik med gredo in stebrom. Treba je tudi poudariti, da se v praksi (to lahko trdimo vsaj v primeru bivšega slovenskega podjetja Primorje) moznični stiki (tako centrični kot ekscentrični) izvajajo z zgoščenimi stremeni (razdelek 2.1.1). Nekoliko konzervativne rezultate v primeru hal z ekscentričnimi stiki z nizkim deležem stremen zato lahko razumemo predvsem kot potrditev učinkovitosti gostega objekta v območju stika.

Na Sliki 4.21 so prikazane še ranljivostne krivulje za večetažne stavbe. Njihov odziv smo analizirali le z eno vrsto stika (Slika 4.6). Tako pri stavbah s »šibkimi« kot »močnimi« stiki velja, da kapaciteta konstrukcije upada z naraščanjem mase. Če si pogledamo samo stavbe s »šibkimi« stiki, najvišjo kapaciteto opazimo pri stavbi **m10r1** ($\tilde{m}_C = 0,57$ g), ter najnižjo pri stavbi **m40r3** ($\tilde{m}_C = 0,12$ g). Znatno višje se gibljejo kapacitete stavb z "močnimi" stiki - $\tilde{m}_C = 1,46$ g pri **m10r1** ter $\tilde{m}_C = 0,56$ g pri **m40r3**. Vpliv omejene nosilnosti stikov na kapaciteto konstrukcije je torej velik, saj se redukcija kapacitete giblje med 60 in 80 odstotki. Razlog za to lahko tako kot pri enoetažnih halah iščemo v neustreznem načrtovanju stikov. Nosilnost stikov smo namreč močno precenili, saj je dejanska strižna nosilnost mozničnih stikov znatno nižja od strižne nosilnosti moznikov, s katero smo računali v fazi projektiranja (razdelek 4.1.2). Na drugi strani je vprašljiva tudi ocena strižnih obremenitev v stikih po enačbi 4.13. V razdelku 5.1 zato predstavljamo natančnejši postopek za oceno strižnih sil v mozničnih stikih pri večetažnih armiranobetonskih montažnih stavbah.



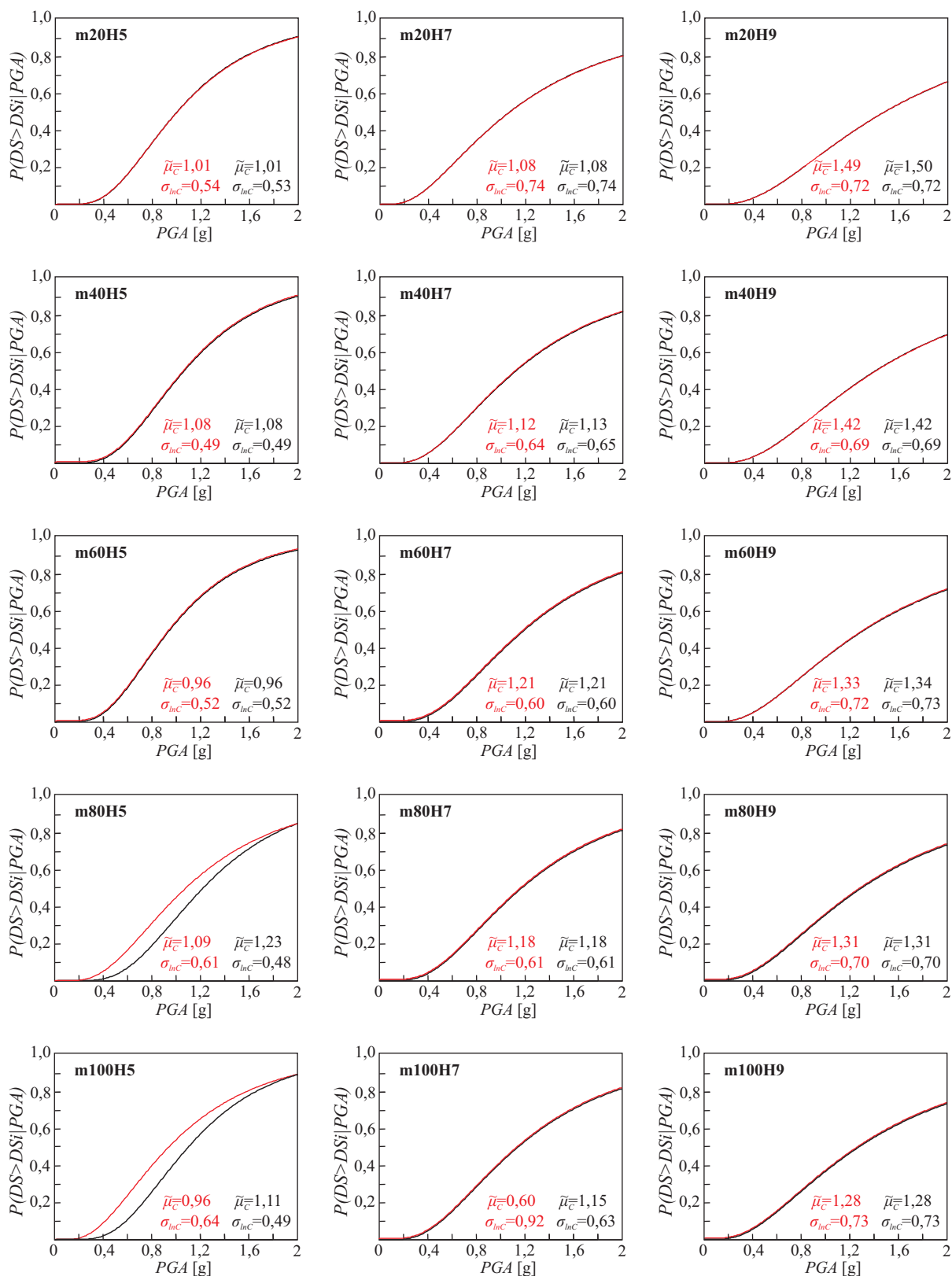
Slika 4.17: Krivulje ranljivosti za obravnavane enoetažne hale ob predpostavki močnih stikov (črna) ter ob upoštevanju porušitve v stikih (rdeča) za primer centričnih mozničnih stikov – varianta 1 (Slika 4.4). Predpostavljeno je, da na stebler nalega samo ena greda.

Fig 4.17: Fragility curves of the analysed one-storey buildings with strong (black) and weak (red) centric dowel connections – variant 1 (Figure 4.4). It is assumed that only one beam is connected to a column.



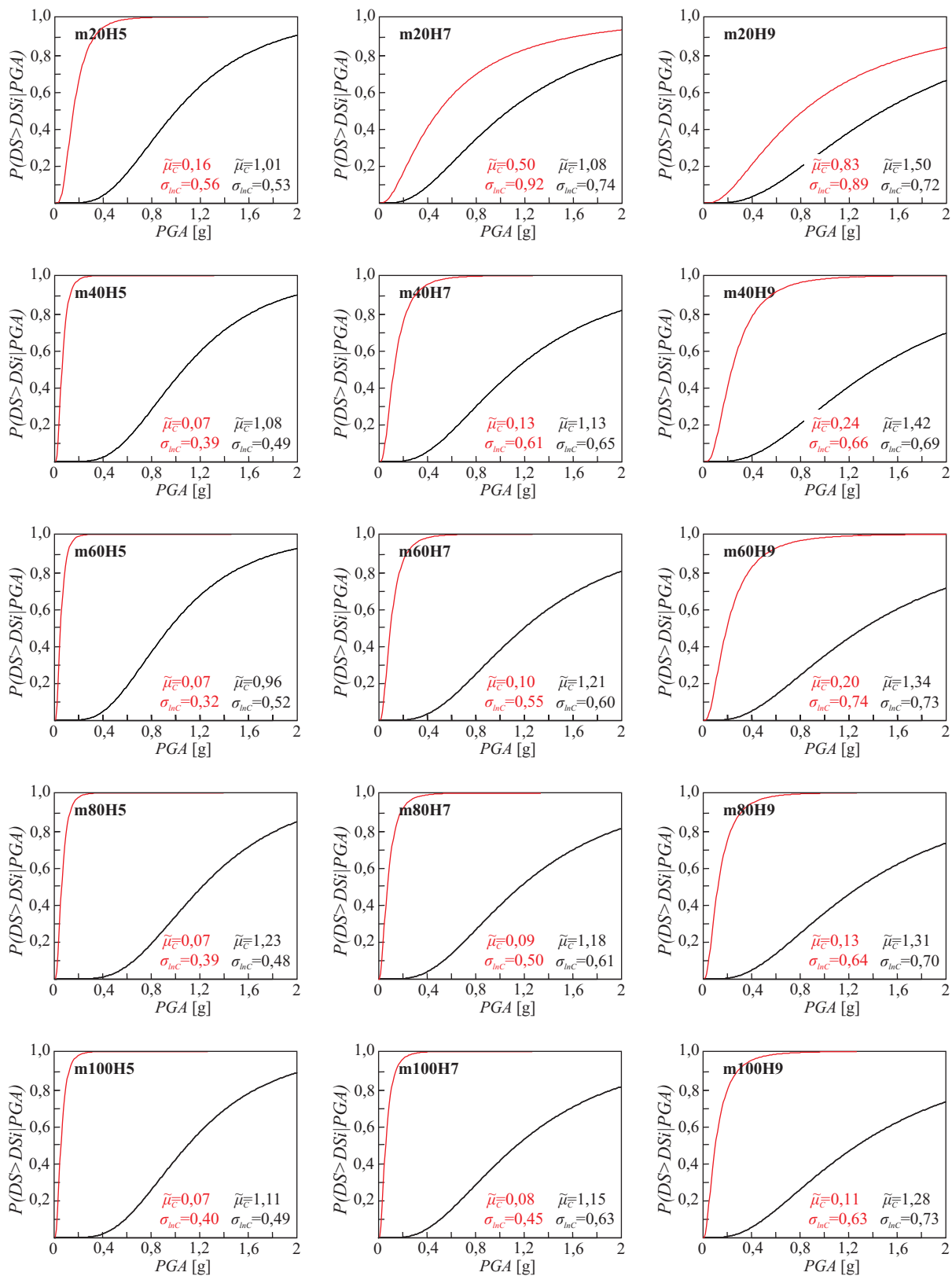
Slika 4.18: Krivulje ranljivosti za obravnavane enoetažne hale ob predpostavki močnih stikov (črna) ter ob upoštevanju porušitve v stikih (rdeča) za primer ekscentričnih mozničnih stikov in visokim deležem stremen v območju stika – varianta 2 (Slika 4.4). Predpostavljeno je, da na steber nalega samo ena greda.

Fig 4.18: Fragility curves of the analysed one-storey buildings with strong (black) and weak (red) eccentric dowel connections with increased quantity of stirrups in the connection region – variant 2 (Figure 4.4). It is assumed that only one beam is connected to a column.



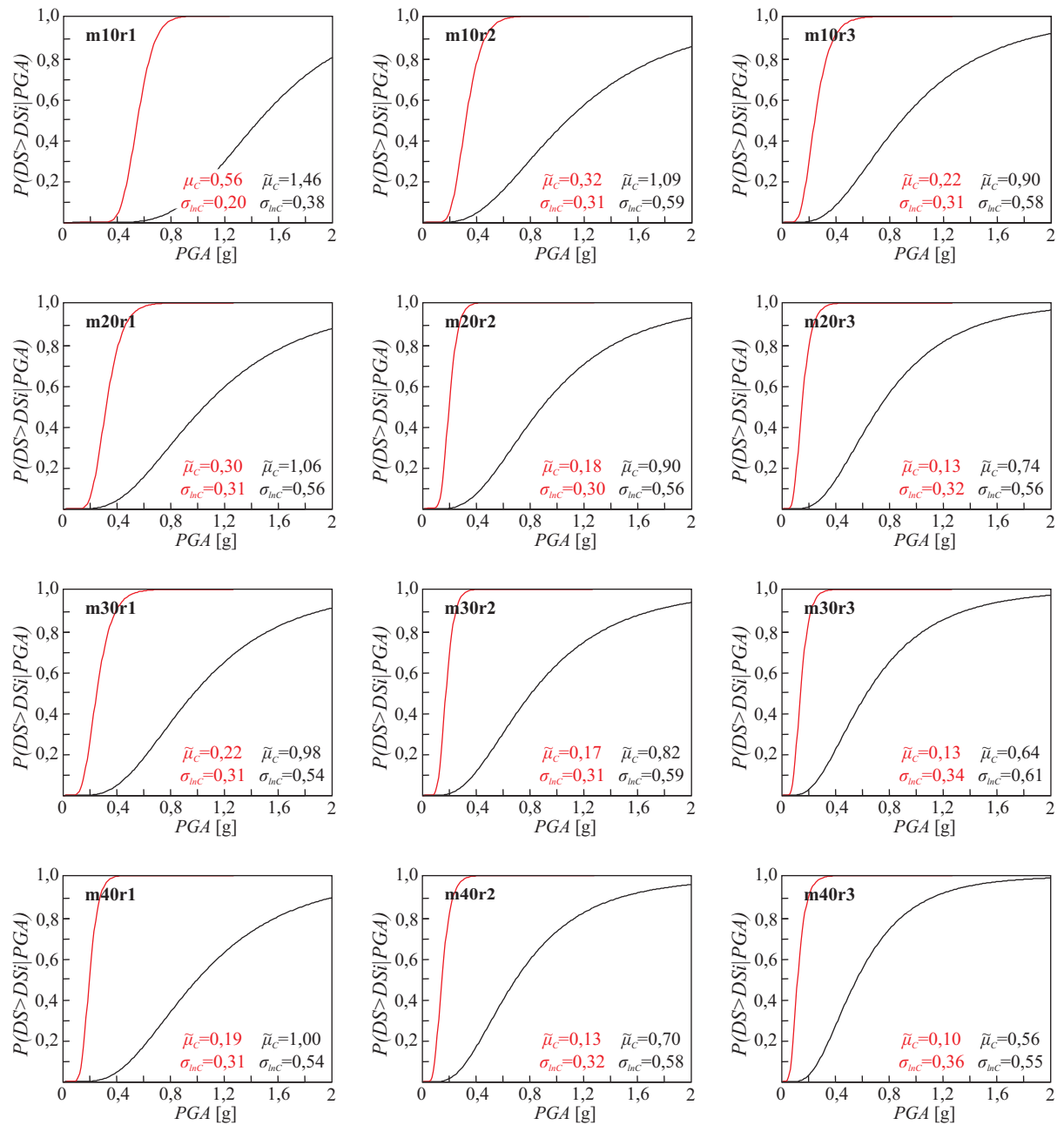
Slika 4.19: Krivulje ranljivosti za obravnavane enoetažne hale ob predpostavki močnih stikov (črna) ter ob upoštevanju porušitve v stikih (rdeča) za primer ekscentričnih možničnih stikov in visokim deležem stremen v območju stika – varianta 2 (Slika 4.4). Predpostavljeno je, da na steber nalegata dve gredi.

Fig 4.19: Fragility curves of the analysed one-storey buildings with strong (black) and weak (red) eccentric dowel connections with increased quantity of stirrups in the connection region – variant 2 (Figure 4.4). It is assumed that two beams are connected to a column.



Slika 4.20: Krivulje ranljivosti za obravnavane enoetažne hale ob predpostavki močnih stikov (črna) ter ob upoštevanju porušitve v stikih (rdeča) za primer ekscentričnih možničnih stikov in nizkim deležem stremen v območju stika – varianta 3 (Slika 4.4). Predpostavljeno je, da na steber nalega samo ena greda.

Fig 4.20: Fragility curves of the analysed one-storey buildings with strong (black) and weak (red) eccentric dowel connections with low quantity of stirrups in the connection region – variant 3 (Figure 4.4). It is assumed that only one beam is connected to a column.



Slika 4.21: Krivulje ranljivosti za obravnavane trietažne stavbe.

Fig 4.21: Fragility curves of the analysed three-storey buildings.

4.5.4 Vpliv stikov na potresno tveganje

V razdelku 4.2 smo že predstavili metodologijo, s katero lahko na podlagi poznavanja krivulje potresne nevarnosti in poznavanja porazdelitve kapacitete izvednotimo letno frekvenco prekoračitve izbranega mejnega stanja H_{LS} . Na tem mestu se spomnimo naslednjega zaključnega izraza:

$$H_{LS} = \nu \cdot P_{LS} = \nu \int_{\text{vsi } x} P[D > x] \cdot P[C = x] \cdot dx = \int_{\text{vsi } x} \nu \cdot G_D(x) \cdot f_C(x) \cdot dx, \quad (4.41)$$

kjer x predstavlja intenziteto; D potresno zahtevo; C intenziteto pri izbranem mejnem stanju; G_D komplementarno porazdelitveno funkcijo spremenljivke D in f_C gostoto verjetnosti spremenljivke C . Produkt funkcije G_D in letne stopnje seizmičnosti ν pravzaprav predstavlja funkcijo potresne nevarnosti H_{IM} , f_C pa je porazdelitvena funkcija intenzitete pri izbranem mejnem stanju konstrukcije. Funkcijo potresne nevarnosti H_{IM} smo že definirali v razdelku 4.3 (glej tudi Sliko 4.8, desno). Prav tako smo v razdelku 4.5.3 že izračunali porazdelitvene funkcije kapacitete konstrukcije f_C za vse obravnavane enoetažne in trietažne stavbe (Slike 4.17-4.21). Funkcije f_C namreč predstavljajo odvode krivulj ranljivosti oziroma teoretičnih kumulativnih porazdelitvenih funkcij verjetnosti prekoračitve mejnega stanja. Tako so pripravljene vsi vhodni podatki za izvednotenje enačbe 4.41 za vse analizirane stavbe.

Na diagramih na Sliki 4.22 prikazujemo verjetnosti porušitve v 50 letih ($H_{LS,50}$) za enoetažne stavbe z »močnimi« ter »šibkimi« stiki. Verjetnost $H_{LS,50}$ smo izračunali na podlagi verjetnosti porušitve v enem letu (H_{LS}) z naslednjim izrazom:

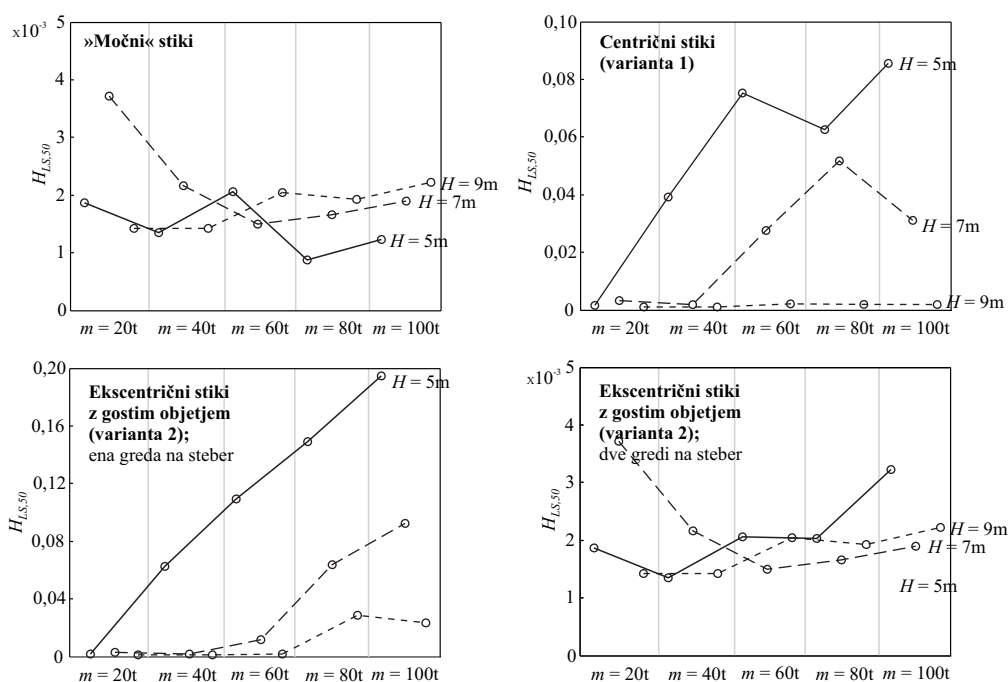
$$H_{LS,50} = 1 - (1 - H_{LS})^{50}. \quad (4.42)$$

Z levega diagrama lahko razberemo, da se verjetnosti porušitve pri stavbah z »močnimi« stiki gibljejo med 0,08 % in 0,38 % v petdesetih letih. Vrednosti lahko primerjamo s tistimi, ki so jih v svoji študiji izračunali Kramar in sodelavci [7]. Te so občutneje večje in znašajo med 0,16 % in 1,2 % v petdesetih letih. Razlika je predvsem posledica izbire krivulje potresne nevarnosti. Kramar in sodelavci [7] so krivuljo definirali na podlagi projektnih kart potresne nevarnosti Slovenije, taka krivulja pa je konzervativnejša od krivulje, ki smo jo uporabili sami (več o tem smo že pisali v razdelku 4.3). Kljub temu da so Kramar in sodelavci [7] upoštevali manjše število fizikalnih in modelnih negotovosti, je očitno vpliv izbire krivulje potresne nevarnosti toliko večji.

Znatno višje kot pri stavbah z močnimi stiki pa so verjetnosti porušitve stavb (možna je tako porušitev stika kot stebra) s »šibkimi« stiki. V primeru centričnih mozničnih stikov (Slika 4.22, desno) se verjetnosti porušitve gibljejo od 0,08 % do celo 8,5 % v petdesetih letih. Velika verjetnost porušitve pri nekaterih halah izhaja predvsem iz napačne ocene nosilnosti mozničnih stikov v fazi projektiranja. Do podobnih ugotovitev smo prišli že v poglavju 4.5.3, ko smo primerjali krivulje ranljivosti stavb z »močnimi« in »šibkimi« stiki. Zanimivo je tudi, da se za varnejše izkažejo višje hale. Razlaga je spet podobna tisti, ki smo jo podali ob komentiranju krivulj ranljivosti, prikazanih na Sliki 4.17. Strižne obremenitve stikov so pri nižjih halah večje, nosilnosti stikov pa so pri halah različnih višin enake (izbrani so bili enaki moznički), kar pa je ponovno posledica napačne ocene nosilnosti stikov pri projektiranju. Na Sliki 4.22 (spodaj levo) prikazujemo še rezultate za enoetažne hale z ekscentričnimi stiki in gostim objektjem. Kljub temu da so verjetnosti porušitve v primeru ekscentričnih stikov nekoliko višje, je velikostni razred enak kot pri centričnih stikih, kar je posledica učinkovitosti gostega objekta, kot smo že ugotovili v razdelku 4.5.3. Če na steber nalegata dve gredi (obremenitev posameznega stika je pol manjša), pa so verjetnosti porušitve praktično enake tistim pri halah z močnimi stiki (Slika 4.22, spodaj desno).

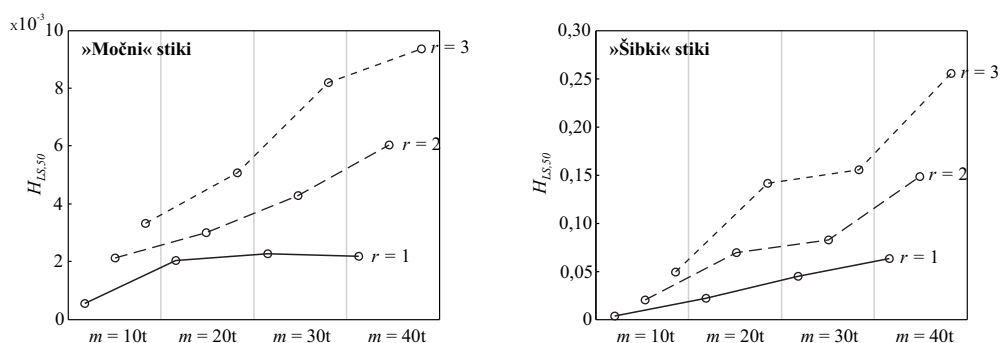
Na Sliki 4.23 prikazujemo še verjetnosti porušitve trietažnih stavb. Verjetnosti porušitve stavb z »močnimi« stiki se gibljejo med 0,4 % in 1 % v petdesetih letih (Slika 4.23, levo). Sodeč po rezultatih analiz so torej trietažne stavbe z »močnimi« stiki, projektirane po enakem postopku, kot je bil uporabljen v tej parametrični študiji, v povprečju petkrat manj zanesljive kot enoetažne. Opazimo lahko tudi, da je tokrat v primerjavi z enoetažnimi halami z diagrama jasno razviden trend naraščanja verjetnosti porušitve s povečevanjem mase. Na tem mestu spomnimo, da parameter r v katerem se razlikujejo krivulje, prikazane na Sliki 4.23, pomeni razmerje med maso v vrhnji in drugih dveh etažah, m pa maso v vrhnji etaži.

Tako kot pri enoetažnih halah se tudi pri trietažnih stavbah izkaže, da so stavbe s šibkimi stiki mnogo manj zanesljive kot stavbe z močnimi stiki (Slika 4.23, desno). Verjetnosti porušitve v 50 letih se tako gibljejo vse od 0,4 % do največ 26 %. Visoke verjetnosti porušitve so ponovno predvsem posledica napačne ocene nosilnosti mozničnih stikov v fazi projektiranja.



Slika 4.22: Verjetnost porušitve v 50 letih ($H_{LS,50}$) za enoetažne stavbe z močnimi in šibkimi stiki.

Fig 4.22: Probability of failure in 50 years for one-storey buildings with strong and weak connections.



Slika 4.23: Verjetnost porušitve v 50 letih ($H_{LS,50}$) za trietažne stavbe z močnimi in šibkimi stiki.

Fig 4.23: Probability of failure in 50 years ($H_{LS,50}$) for three-storey buildings with strong and weak connections.

4.6 Potresno tveganje porušitve stikov med nosilno konstrukcijo in fasadnimi paneli

Na podoben način, kot smo v razdelku 4.5 izračunali potresno tveganje armiranobetonskih montažnih stavb z upoštevanjem porušitve v mozničnih stikih med stebri in gredami, bomo tokrat iz vrednotili tveganje porušitve stikov med nosilno konstrukcijo in paneli. Analizirali bomo le enoetažne hale, in sicer z vertikalno in s horizontalno orientiranimi paneli. Konfiguracija fasadnih panelov pri večetažnih halah je v praksi lahko precej različna, posploševanje rezultatov na podlagi nekaj analiziranih primerov pa zato ne bi bilo smiselno. Poleg vpliva orientacije panelov bomo v tem razdelku preučili tudi vpliv sidranja vertikalnih panelov v temeljni nosilec. V praksi se namreč pogosto pojavljata dve rešitvi: (a) sidranje spodnjih robov panelov v temeljni nosilec s sidrnimi palicami ali z drugimi jeklenimi elementi (npr. kotniki) ali (b) naleganje fasadnih panelov na temeljni nosilec prek utora in rebra brez dodatnih povezovalnih elementov. Medtem ko rešitev (a) preprečuje dvige panela, rešitev (b) dovoljuje t. i. rocking, to je rotiranje panelov okrog spodnjih robov. Eden od ciljev tega razdelka je torej ugotoviti, katera od zgornjih dveh rešitev je bolj ugodna v primeru potresne obtežbe. Še pomembnejši cilj v nadaljevanju predstavljene študije pa je raziskati, kakšen vpliv na potresno tveganje, če sploh, ima razmerje med številom stebrov in številom panelov.

Postopek izračuna potresnega tveganja smo podrobneje obrazložili že v uvodu v poglavje 4.5, zato ga tukaj povzemamo le na kratko. V razdelku 4.6.1 bomo najprej predstavili nelinearne modele stavb z upoštevanjem nelinearnega odziva stikov med paneli in konstrukcijo. Nelinearne modele stikov bomo definirali na podlagi priporočil iz razdelka 3.4. Sledita izbira nabora vhodnih slučajnih spremenljivk modela ter generacija reprezentativnih modelov z metodo LHS (razdelek 4.6.2). V razdelku 4.6.3) bomo nato iz vrednotili ranljivosti vsake od obravnavanih stavb z upoštevanjem fizikalnih in modelnih negotovosti ter slučajnosti pri potresni obtežbi. Pri računu ranljivostnih krivulj si kot mejno stanje izberemo porušitev stikov med paneli in konstrukcijo. V zadnjem razdelku 4.6.4 izračunamo še potresno tveganje in povzamemo bistvene ugotovitve.

4.6.1 Modeli za nelinearno dinamično analizo

Poenostavljeni matematični modeli enoetažnih hal s horizontalnimi in z vertikalnimi fasadnimi paneli so prikazani na Sliki 4.24. V modelih je upoštevano tako nelinearno upogibno obnašanje stebrov kot tudi nelinearno strižno obnašanje stikov med fasadnimi paneli in konstrukcijo. Maso vertikalnih panelov bomo določili ob predpostavki, da sta širina in debelina betonskega dela panela enaka pri vseh obravnavanih konstrukcijah ($b_p = 2,5$ m, $t_p = 0,16$ m) ter da je višina panela enaka višini stebra. Maso horizontalnih panelov bomo izračunali ob predpostavki, da je širina enaka $b_p = 2,0$ m ter debelina betonskega dela $t_p = 0,16$. Ker smo izbrali konstantno širno panelov, se bo število panelov spreminjalo glede na višino hale. V primeru petmetrskih hal bo torej število panelov enako 3, v primeru sedemmetrskih hal 4 in v primeru devetmetrskih hal 5. Dolžina panela je odvisna od dolžine razponov med stebri oziroma mase na povprečni steber. V praksi se tako dolžine horizontalnih panelov gibljejo med 7,5 in 12,5 m. Pri konstrukcijah z maso 20 in 40 t na povprečni steber bomo predpostavili, da je dolžina panela enaka $l_p = 7,5$ m, pri konstrukcijah z maso 60 in 80t $l_p = 10$ m ter pri konstrukcijah z maso 100t $l_p = 12,5$ m.

V primeru vertikalnih panelov bomo stebre modelirali z elementom s koncentrirano plastičnostjo, v primeru horizontalnih panelov pa z elementom s porazdeljeno plastičnostjo, in sicer zaradi podobnih

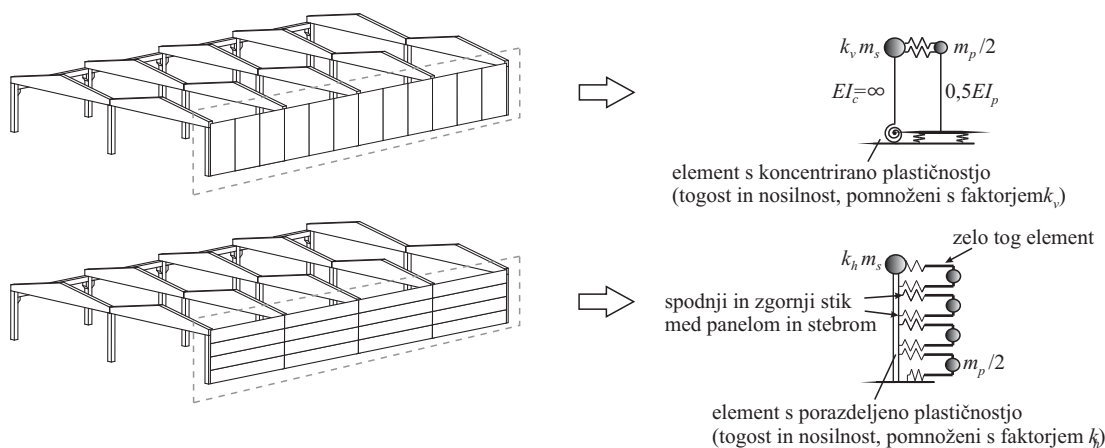
razlogov kot pri študiji vpliva stikov med stebrom in gredo pri večetažnih stavbah (razdelek 4.5.1). Potek momentov vzdolž stebra oziroma strižni razpon namreč ni vnaprej poznan. Ker sta bila oba tipa elementov, tako s porazdeljeno kot koncentrirano plastičnostjo, že podrobno opisana v razdelku 4.5.1, modeliranja stebrov tu podrobneje ne opisujemo, podajamo pa karakteristične vrednosti odziva (glej Preglednici 4.11 in 4.12).

Da bi preučili tudi vpliv razmerja med številom stebrov in panelov na potresni odziv, bomo maso, togost in nosilnost stebrov pomnožili z ustreznim faktorjem k_v pri stavbah z vertikalnimi paneli in s faktorjem k_h pri stavbah s horizontalnimi paneli (Slika 4.24). To nam dovoljuje predpostavka o togi diafragmi. Faktorja k_v in k_h izračunamo z naslednjima izrazoma:

$$k_v = \frac{n_s}{n_p} = \frac{n_{sx} n_{sy}}{2 \cdot n_{p/r} n_r} = \frac{n_{sx} n_{sy}}{2 \cdot n_{p/r} (n_{sx} - 1)} \quad \text{in} \quad (4.43)$$

$$k_h = \frac{n_s}{2 \cdot 2n_r} = \frac{n_{sx} n_{sy}}{4(n_{sx} - 1)}, \quad (4.44)$$

kjer je n_s število stebrov; n_{sx} število stebrov v vzdolžni smeri (smeri v ravnini panelov); n_{sy} število stebrov v prečni smeri; n_p število panelov; n_r število razponov med stebri v vzdolžni smeri, in $n_{p/r}$ število panelov na razpon. Izraza 4.43 in 4.44 je mogoče relativno preprosto izpeljati s pomočjo Slike 4.24 pri čemer upoštevamo, da so paneli nameščeni vzdolž obeh robov hale v smeri obtežbe (opazi faktor 2 v imenovalcu v enačbah 4.43 in 4.44). Realne vrednosti faktorja k_v se gibljejo med 0,25 in 4, faktorja k_h pa med 0,5 in 5. Mejne vrednosti faktorjev k_v in k_h dobimo v primeru hal, ki so v tlorisu izrazito podolgovate. V krajši smeri sta faktorja k_v in k_h zelo nizka, v daljši pa visoka.



Slika 4.24: Definicija modelov stavb za nelinearno dinamično analizo z upoštevanjem nelinearnega odziva stebrov ter stikov med paneli in konstrukcijo.

Fig 4.24: Definition of the models for nonlinear dynamic analysis taking into account nonlinear response of columns and panel-structure connections.

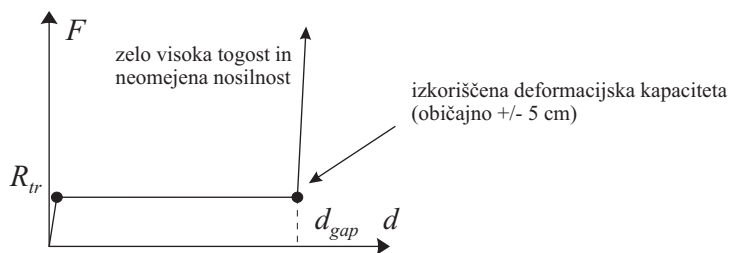
Modeliranje neelastičnega odziva stikov

Neelastični odziv stikov bomo opisali z modeli, ki smo jih predlagali v razdelku 3.4. Pri stavbah z vertikalnimi paneli bomo zgornje vozlišče elastičnega elementa, ki predstavlja panel, povezali z zgornjim vozliščem stebra z dvema strižnima vzmetema (Slika 4.24), s čimer bomo simulirali nelinearni odziv stikov TA-AS z močnim kanalom HTA40/22. Mediane karakterističnih vrednosti odziva stikov so podane v Preglednici 4.11. Na dnu panela bomo namestili še dve osni vzmeti, s katerima bomo modelirali stik med spodnjim robom panela in temeljnim nosilcem. Kot smo že omenili v uvodu tega poglavja, bomo analizirali dva primera, in sicer: (a) spodnji rob panela je ustrezno sidran v temeljni nosilec, (b) panel je le položen na temeljni nosilec. V primeru (a) bomo omenjenima vzmetema pripisali tog odziv v vseh treh prostostnih stopnjah. V primeru (b) bomo vzmetema v osni smeri pripisali veliko tlačno togost z neomejeno nosilnostjo in zelo majhno natezno togost. V horizontalni smeri vzporedno s smerjo obremenjevanja bomo definirali elasto-plastični odziv s silo tečenja, ki je enaka sili trenja pod panelom: $F_{tr} = k_{tr}G_{pan}$ (k_{tr} pomeni koeficient trenja in G_{pan} težo panela). Predpostavili bomo, da koeficient trenja med nosilcem in panelom znaša $k_{tr} = 0,3$.

Horizontalne panele bomo modelirali nekoliko drugače. Modelirali bomo le polovico vsakega panela z le enim zgornjim in enim spodnjim stikom (Slika 4.24). Spodnji stik v praksi običajno predstavljajo kratke konzole (Slika 1.6, levo), ki dovoljujejo dvige in omejene horizontalne pomike panela (Slika 4.25). V analizah bomo predpostavili, da so najnižje nameščeni paneli položeni in pritrjeni neposredno na temeljni nosilec, in ne na steber kot drugi paneli. Zgornji stik pri horizontalnih panelih se največkrat izvede ali s stikom TA-AS (z močnim kanalom HTA40/22) ali s stikom NODO. Analizirali bomo horizontalne panele z obema tipoma stikov. Modeli za oba tipa so bili predstavljeni v razdelku 3.4, mediane karakterističnih vrednosti odziva pa so podane v Preglednici 4.12. Vse analizirane variante pritrjevanja vertikalnih in horizontalnih panelov so povzete v Preglednici 4.13.

Treba je še dodati, da obstajata dva možna načina montaže stikov TA-AS pri horizontalnih panelih. Lahko se montirajo na enak način kot pri vertikalnih panelih, le da je ploščica privijačena na kanal, vgrajen v za to namenjeni odprtini v horizontalnem panelu, glava ploščice pa se vstavi v vertikalni kanal, vgrajen v stebri. Drugi način je, da se ploščice privijačijo na vertikalni kanal v stebri, glava ploščice pa se vstavi v horizontalni kanal, vgrajen v panelu. V tej disertaciji smo si izbrali prvi način montaže. Rezultati ne veljajo za primere, kjer so stiki TA-AS montirani na drugačen način.

Za vse analizirane stike med glavno konstrukcijo in fasadnimi paneli bomo predpostavili, da se porušijo v horizontalni smeri v ravnini panela (v strižni smeri) in ne v smeri pravokotno na ravnino panela. V tej smeri naj bi bili stiki ustrezno načrtovani (glej tudi poglavje 5).



Slika 4.25: Modeliranje horizontalnega odziva kratkih konzol za podporo horizontalnih panelov.

Fig 4.25: Modelling of horizontal response of corbels which support horizontal panels.

Preglednica 4.10: Izbrani premeri (d_d) in število (n_d) moznikov centričnih mozničnih stikov ob upoštevanju dveh različnih ocen njihove strižne nosilnosti.

Table 4.10: Selection of diameter (d_d) and number (n_d) of dowels in centric dowel connections based on two different shear strength estimation formulas.

oznaka	m20H5	m20H7	m20H9	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9
V_{Ed} [kN]	43	31	35	97	69	69	117	109	85
OCENA 1*									
n_d	1	1	1	1	1	1	1	1	1
d_d [mm]	22	22	22	25	22	22	25	25	25
V_{Rd} [kN]	95	95	95	123	95	95	123	123	123
OCENA 2**									
n_d	1	1	1	1	1	1	2	1	1
d_d [mm]	22	22	22	32	28	28	25	32	32
V_{Rd} [kN]	52	52	52	110	84	84	135	110	110

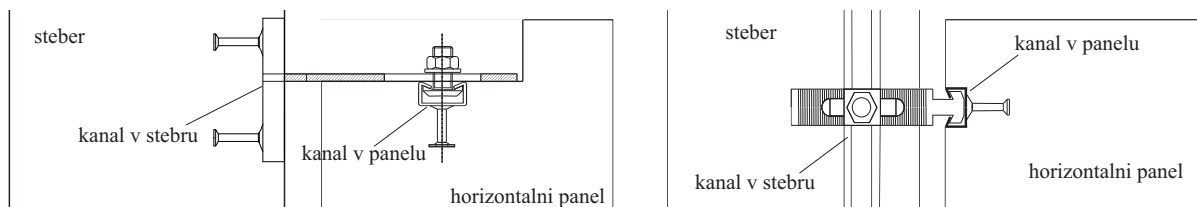
oznaka	m80H5	m80H7	m80H9	m100H5	m100H7	m100H9
V_{Ed} [kN]	191	136	118	229	164	139
OCENA 1*						
n_d	1	1	1	1	1	1
d_d [mm]	32	28	25	32	32	28
V_{Rd} [kN]	202	155	123	202	202	155
OCENA 2**						
n_d	2	2	2	2	2	2
d_d [mm]	32	28	25	32	28	28
V_{Rd} [kN]	221	169	135	221	169	169

* Strižno nosilnost stika ocenimo kot strižno nosilnost samega moznika po enačbi 4.9.

** Strižno nosilnost stika ocenimo po enačbi 2.13, pri čimer upoštevamo projektne vrednosti materialnih karakteristik.

Preglednica 4.13: Štiri različne analizirane variante pritrjevanja fasadnih panelov.**Fig 4.13:** Four different analysed variants of cladding-structure connection arrangements.

	Spodnji stik		Zgornji stik	
	Horizontalni odziv	Vertikalni odziv	Horizontalni odziv	Vertikalni odziv
Vertikalni – var. 1	togo	togo	model stika TA-AS glej razdelek 3.4	sproščeno
Vertikalni – var. 2	elastoplastično, trenjska nosilnost	togo v tlaku, sproščeno v nategu	model stika TA-AS glej razdelek 3.4	sproščeno
Horizontalni – var. 1	Slika 4.25	togo v tlaku, sproščeno v nategu	model stika TA-AS glej razdelek 3.4	sproščeno
Horizontalni – var. 2	Slika 4.25	togo v tlaku, sproščeno v nategu	model stika NODO glej razdelek 3.4	sproščeno

**Slika 4.26:** Dva možna načina montaže stikov TA-AS pri horizontalnih panelih (v disertaciji je obravnavan način, prikazan na levi).**Fig 4.26:** Two possible solutions for attaching horizontal panels with TA-AS connections (the solution shown on the left is analyzed in the dissertation).**4.6.2 Določanje fizikalnih in modelnih negotovosti**

Fizikalne in modelne negotovosti pri enoetažnih halah z vertikalnimi paneli zajamemo z upoštevanjem slučajnosti desetih vhodnih spremenljivk modela. Vse slučajne spremenljivke s predpostavljenimi porazdelitvami so zbrane v Preglednici 4.14. Tako kot že v razdelku 4.5.2 smo negotovosti pri modeliranju upogibnega odziva stebra zajeli s petimi logaritemsko normalno porazdeljenimi slučajnimi spremenljivkami: z zasukom na meji tečenja (θ_y), s količnikom utrjevanja (M_c/M_y), z zasukom pri maksimalni sili (θ_{cap}), s postkritičnim zasukom (θ_{pc}) in z normirano energijsko kapaciteto (λ). Pri tem smo upoštevali določeno koleriranost med navedenimi spremenljivkami. Korelacijski koeficienti med i-to in j-to spremenljivko $K_{i,j}$, ki jih predlagajo Ugurhan in sodelavci [96], so podani v Preglednici 4.7.

Razpršenost v odzivu stika TA-AS smo zajeli z upoštevanjem slučajnosti dveh vhodnih spremenljivk: napetosti na meji tečenja jekla, ki je bil uporabljen za izdelavo stika (S275JR) – $f_{y,s}$ in dolžine ročice stika TA-AS - L (za ilustracijo glej Sliko 3.24). Tipe porazdelitev smo povzeli iz dveh različnih virov [97, 98] (Pregledica 4.14). Raztros v dolžini ročice stika TA-AS smo določili na podlagi toleranc pri izdelavi prefabriciranih elementov, ki jih v [97] podaja Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI), pri čemer smo upoštevali, da so tolerančne meje določene na podlagi predpostavke o normalni porazdelitvi

ter 95 % zanesljivosti. Srednjo vrednost spremenljivke $L = 125$ mm smo določili na podlagi dimenzij tipičnega stika (Slika 3.3) ter priporočil proizvajalca glede montaže. Med spremenljivkama, ki določata model stika ($f_{y,s}$ ter $L = 125$), nismo upoštevali nikakršne korelacije.

Podobno kot v primeru večetažnih stavb, analiziranih v razdelku 4.5 so slučajne spremenljivke, ki smo jih upoštevali pri modelih enoetažnih hal s horizontalnimi paneli (Preglednici 4.15 in 4.16), nekoliko drugačne od tistih pri enoetažnih halah, kar je posledica drugačnega pristopa pri modeliranju stebrov (razdelek 4.5.1). Razpršenost v odzivu stebrov je tokrat posredno zajeta prek razdalje med stremeni s_1 , krovnega sloja betona c_1 , tlačne trdnosti betona f_{cc} ter napetosti armature na meji tečenja f_y .

Pri modelih hal s horizontalnimi paneli in stiki TA-AS (Preglednica 4.15) smo upoštevali še razpršenost naslednjih vhodnih spremenljivk: napetosti na meji tečenja jekla, ki je bilo uporabljeno za izdelavo stika ($f_{y,s}$), dolžine ročice stika TA-AS (L) in pozicije panela x_p . Zaradi toleranc pri montaži je panel dejansko zamaknjen nekoliko v levo ali v desno, idealno pa je nameščen točno na sredini ($\bar{x}_p = 0$). Posledično se v eno smer pomik d_{gap} v spodnjem stiku zmanjša, v drugo smer pa poveča (Slika 4.25). Na podlagi tolerančnih mej, podanih v [97], smo za standardno deviacijo pozicije x_p privzeli vrednost $\sigma_{xp} = 10$ mm.

Pri modelih hal s horizontalnimi paneli in stiki NODO (Preglednica 4.16) smo upoštevali podobne vhodne slučajne spremenljivke. Spremenljivko L smo nadomestili s spremenljivko x_v , ki označuje pozicijo vijaka na jeklenem profilu v stikih NODO (za ilustracijo glej Sliko 3.29). Povprečje $x_v = 0$ pomeni, da je vijak nameščen idealno na sredini profila. Standardna deviacija $\sigma_{xv} = 10$ mm je bila ponovno izračunana na podlagi tolerančnih mej, podanih v [97]. Spremenljivki x_v in x_p sta popolnoma korelirani, saj pozicija panela določa pozicijo vijaka znotraj profila v stikih NODO.

Preglednica 4.14: Porazdelitve slučajnih spremenljivk za model enoetažnih hal z vertikalnimi paneli in s stiki TA-AS.

Table 4.14: Distributions of random variables of the one-storey building model with vertical panels and TA-AS connections.

Spremenljivka	Oznaka	Porazdelitev	COV/ σ	Vir
Zasuk na meji tečenja	θ_y	logaritemsko normalna	0,36	Fardis in Biskins [92]
Količnik utrjevanja	M_c/M_y	logaritemsko normalna	0,10	Haselton [91]
Zasuk pri maks. momentu	θ_{cap}	logaritemsko normalna	0,67	Haselton [91]
Postkritični zasuk	θ_{pc}	logaritemsko normalna	0,82	Haselton [91]
Normirana energijska kapaciteta	λ	logaritemsko normalna	0,52	Haselton [91]
Masa	m	normalna	0,10	Haselton [91]
Ročica stika TA AS (Slika 3.24)	L	normalna	0,08	PCI [97]
Napetost na meji tečenja (jeklo za stike)	$f_{y,s}$	logaritemsko normalna	0,05	Melchers [99]
Koeficient viskoznega dušenja (5 %)	ξ	normalna	0,40	Porter in sod. [100]

Preglednica 4.15: Porazdelitve slučajnih spremenljivk za model enoetažnih hal s horizontalnimi paneli in s stiki TA-AS.

Table 4.15: Distributions of random variables of the one-storey building model with horizontal panels and TA-AS connections.

Spremenljivka	Oznaka	Porazdelitev	COV/ σ	Vir
Masa	m	normalna	0,10	Haselton [91]
Razdalja med stremeni	s	normalna	0,15	PCI [97]
Ročica stika TA AS (Slika 3.24)	L	normalna	0,08	PCI [97]
Pozicija panela*	x_p	normalna	10 mm	PCI [97]
Debelina krovnege sloja	c	normalna	0,20	JCSS [98]
Tlačna trdnost betona	f_{cc}	normalna	0,20	Melchers [99]
Napetost na meji tečenja (armaturno jeklo)	$f_{y,a}$	logaritemsko normalna	0,05	Melchers [99]
Napetost na meji tečenja (jeklo za stike)	$f_{y,s}$	logaritemsko normalna	0,05	Melchers [99]
Koeficient viskoznega dušenja (5 %)	ξ	normalna	0,40	Porter in sod. [100]

Preglednica 4.16: Porazdelitve slučajnih spremenljivk za model enoetažnih hal s horizontalnimi paneli in s stiki NODO.

Table 4.16: Distributions of random variables of the one-storey building model with horizontal panels and NODO connections.

Spremenljivka	Oznaka	Porazdelitev	COV/ σ	Vir
Masa	m	normalna	0,10	Haselton [91]
Razdalja med stremeni	s	normalna	0,15	PCI [97]
Lokacija vijaka* v stikih NODO	x_v	normalna	10 mm	PCI [97]
Pozicija panela *	x_p	normalna	10 mm	PCI [97]
Debelina krovnege sloja	c	normalna	0,20	JCSS [98]
Tlačna trdnost betona	f_{cc}	normalna	0,20	Melchers [99]
Napetost na meji tečenja (armaturno jeklo)	$f_{y,a}$	logaritemsko normalna	0,05	Melchers [99]
Nosilnost kanalov**	$R_{kan,u}$	logaritemsko normalna	0,05	Melchers [99]
Koeficient viskoznega dušenja (5 %)	ξ	normalna	0,40	Porter in sod. [100]

* Spremenljivki x_v in x_p sta popolnoma kolerirani.

** Predpostavimo enak koeficient variacije kot za napetost na meji tečenja za jeklo.

4.6.3 Ranljivost obravnavanih stavb

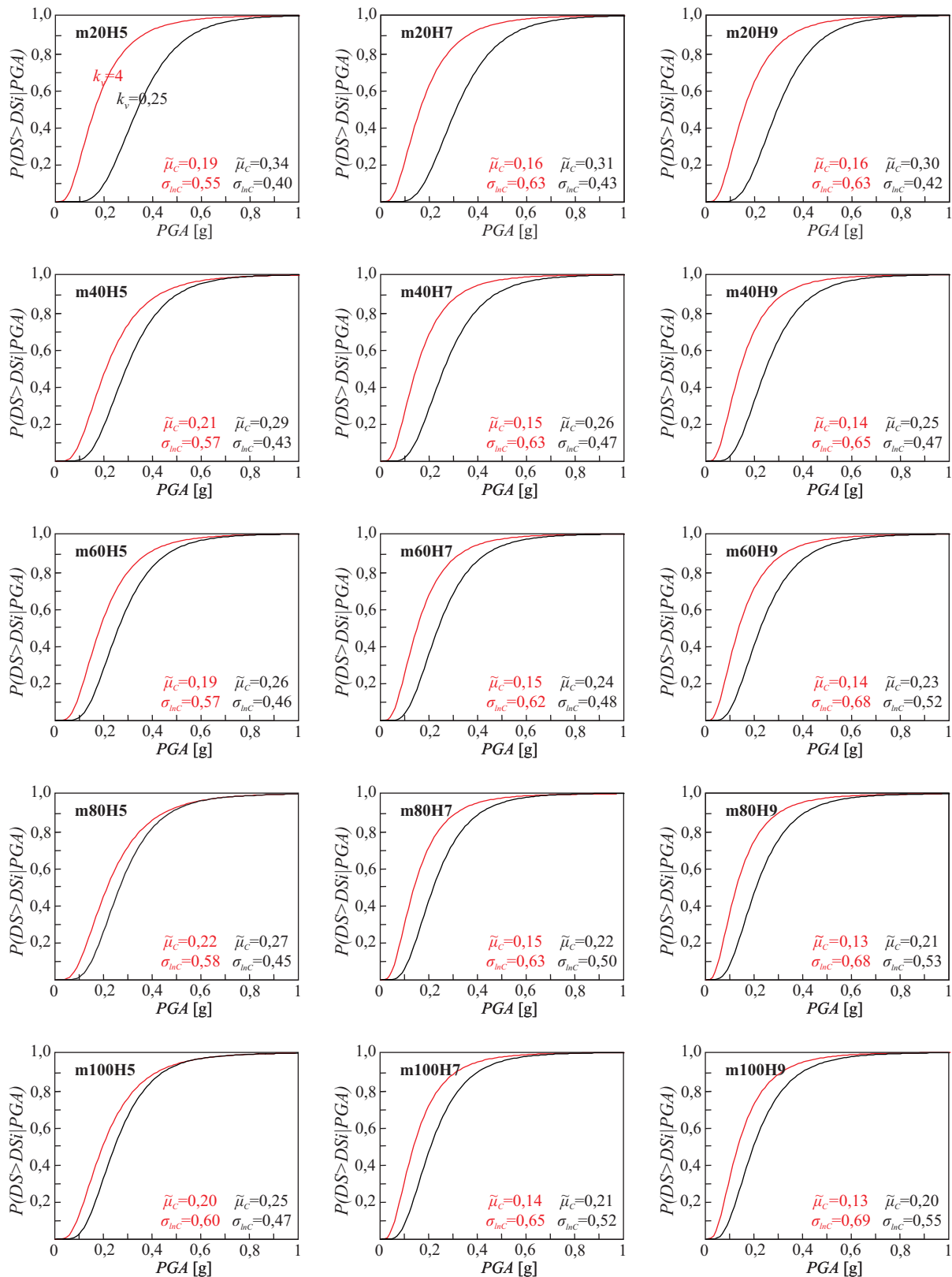
V tem razdelku bomo predstavili ranljivostne krivulje za enoetažne hale z vertikalnimi in s horizontalnimi paneli. Postopek izračuna ranljivostnih krivulj je bil enak kot v primeru stikov med stebri in gredami. Prav tako smo tudi tokrat v računu ranljivosti upoštevali tako nezanesljivosti zaradi potresne obtežbe kot tudi fizikalne in modelne negotovosti. Na podlagi izbranih spremenljivk (razdelek 4.6.2) smo s pomočjo metode LHS (za opis metode glej razdelek 4.5.2) generirali reprezentativen set 20 modelov za vsako od 15 hal in z vsakim modelom izvedli inkrementalno dinamično analizo z vsemi 30 izbranimi akcelrogrami. Nato smo rezultate statistično obdelali in s pomočjo metode največjega verjetja za vsako halo ocenili parametre porazdelitve intenzitete, pri kateri se porušijo stiki med konstrukcijo in paneli. Pri tem smo predpostavili, da se intenziteta pri porušitvi porazdeljuje logaritemsko normalno.

V primeru vertikalnih panelov (Sliki 4.27 in 4.28) na vsakem diagramu podajamo dve ranljivostni krivulji za dve različni razmerji med številom stebrov in številom panelov (k_v), več ranljivostnih krivulj na enem diagramu pa je prikazanih v primeru horizontalnih panelov (Slike 4.29, 4.30, 4.31 in 4.32); ker je panelov po višini več in ker se ne porušijo vsi naenkrat pri enaki intenziteti, je za vsak panel prikazana njegova krivulja. Rezultate pri različnih faktorjih k_h , ki opisujejo razmerje med številom stebrov in številom panelov, smo prikazali na ločenih slikah. Na slikah 4.29 in 4.30 tako prikazujemo rezultate za stike tipa TA-AS ter na Slikah 4.31 in 4.32 za stike tipa NODO.

Najprej si podrobneje oglejmo ranljivost stikov za pritrjevanje vertikalnih panelov (Sliki 4.27 in 4.28). Hitro lahko opazimo, da je pri vseh analiziranih konstrukcijah mediana intenzitete, pri kateri se porušijo stiki med vertikalnimi paneli in konstrukcijo, majhna v primerjavi z mediano intenzitete, pri kateri pride do porušitve konstrukcije ob predpostavki pravilno načrtovanih stikov med stebri in gredami (Slika 4.17), ne glede na razmerje med številom stebrov in številom panelov k_v . V primeru variante 1 (paneli so pritrjeni na temeljni nosilec) se mediane gibljejo med 0,13 g in 0,34 g, v primeru variante 2 (paneli so le položeni na temeljni nosilec) pa celo med 0,09 in 0,19 g. Tak rezultat je bil pričakovan glede na relativno majhno strižno nosilnost in deformacijsko kapaciteto stikov TA-AS oziroma stikov z jekleno ploščico (razdelek 3.1.2).

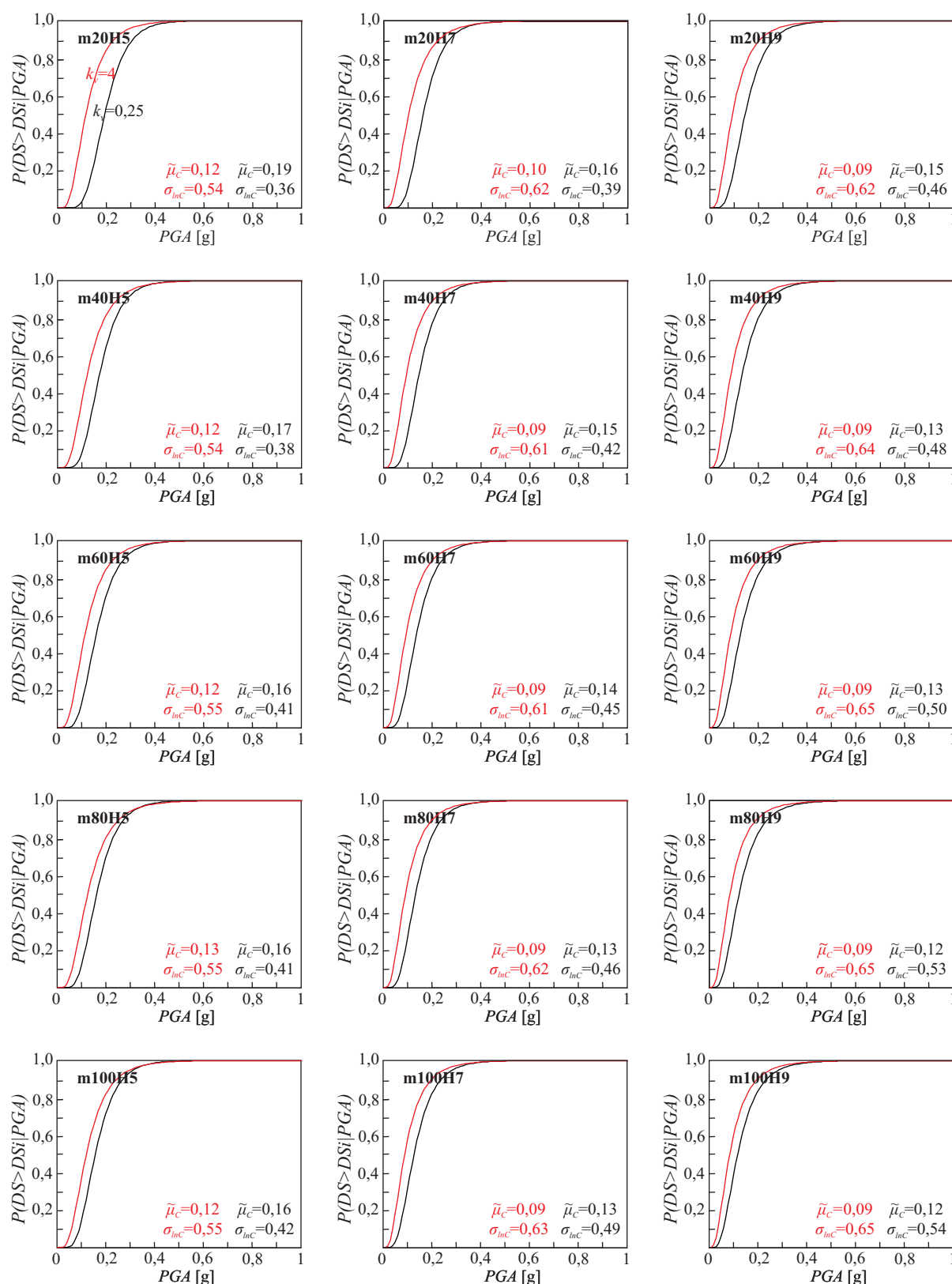
Razlika med ranljivostjo konstrukcij z nizkim in visokim razmerjem k_v je sicer očitna, vendar je treba poudariti, da sta bili analizirani le dve skrajni vrednosti razmerja k_v . Razlike med odzivi hal z najpogostejšimi razmerji k_v so mnogo manjše. Poleg tega je treba omeniti, da sta razmerji k_v pri enoetažnih industrijskah halah v dveh glavnih smereh običajno različni, kar je posledica podolgovatega tlorisa takih objektov. Tako je lahko razmerje k_v v eni smeri precej nizko (npr. $k_v = 0,25$), vendar je zato v drugi smeri visoko (npr. $k_v = 4$). Manjši vpliv razmerja k_v je mogoče opaziti pri stavbah z večjo maso na povprečen steber, kjer je skupna potresna sila višja, delež potresne sile, ki se prenese prek stikov v panele, pa manjši.

Nadalje je pri halah z vertikalnimi paneli mogoče opaziti trend povečevanja ranljivosti s povečevanjem višine hale. To velja tako za hale, pri katerih so paneli na dnu pritrjeni na temeljni nosilec (Slika 4.27), kot tudi za tiste, pri katerih je dovoljen t. i. rocking (Slika 4.28). Tak trend je pričakovan, saj so pomiki na vrhu pri višjih halah večji, posledično pa je deformacijska kapaciteta zgornjih stikov (stikov med panelom in gredo) prej izčrpana.



Slika 4.27: Krivulje ranljivosti za mejno stanje porušitve stikov med vertikalnimi paneli in konstrukcijo, kadar so paneli na spodjem robu sidrani v temeljni nosilec (varianta 1).

Fig 4.27: Fragility curves for the limit state of vertical panel-structure connection failure in the case when the panels are anchored to a foundation beam at the bottom edge (variant 1).



Slika 4.28: Krivulje ranljivosti za mejno stanje porušitve stikov med vertikalnimi paneli in konstrukcijo, kadar paneli niso sidrani v temeljni nosilec (varianta 2).

Fig 4.28: Fragility curves for the limit state of vertical panel-structure connection failure in the case when the panels are not anchored to the foundation beam (varianta 2).

Ranljivostne krivulje, ki so prikazane na Slikah 4.29–4.32, v splošnem kažejo, da porušitev stikov med horizontalnimi paneli in konstrukcijo nastopi pri višjih pospeških temeljnih tal kot v primeru uporabe vertikalnih panelov. To velja tako za horizontalne panele, pritrjene s stiki TA-AS (Sliki 4.29 in 4.30) kot tudi s stiki NODO (Sliki 4.31-4.32).

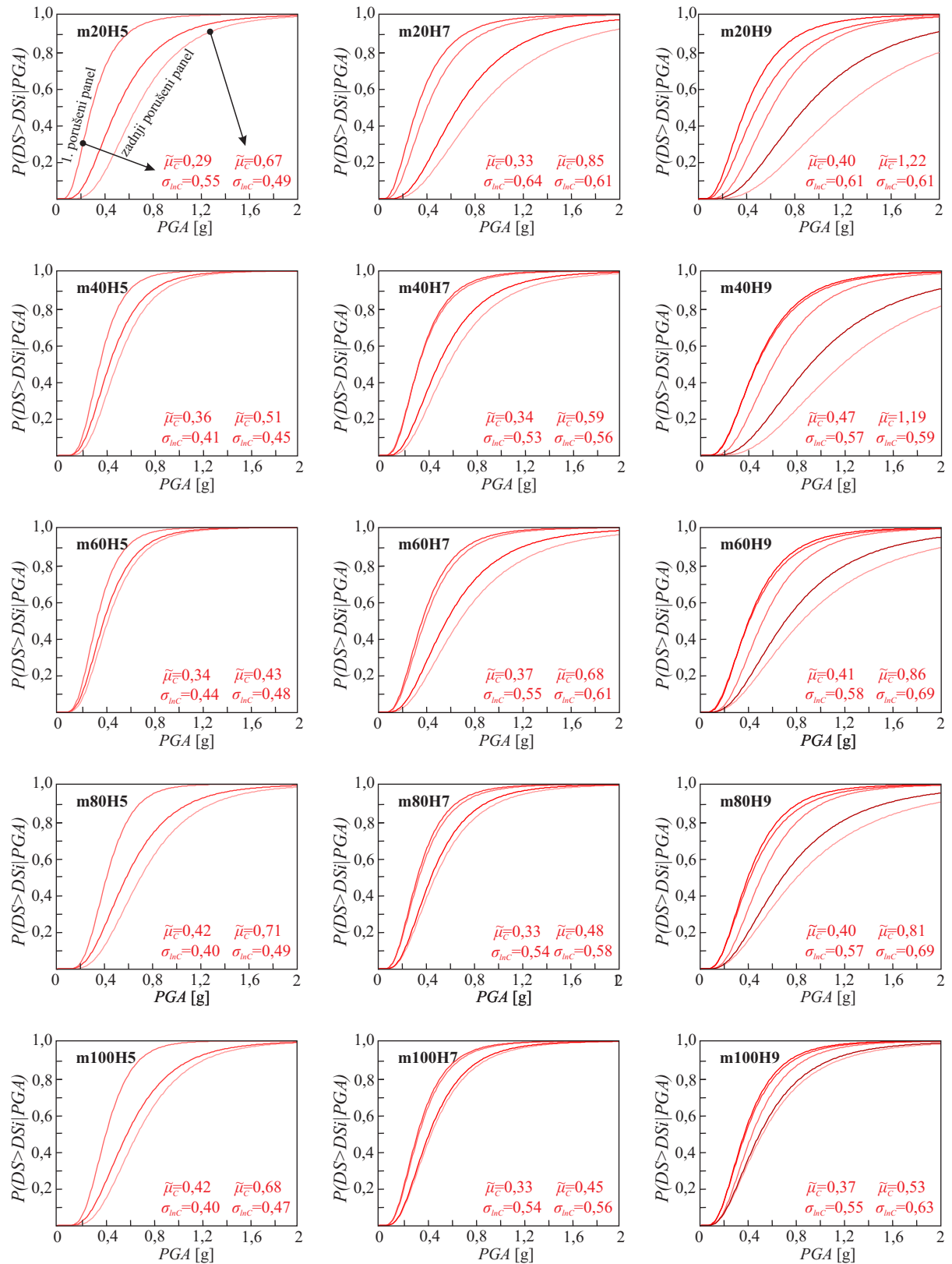
Osredinimo se najprej le na intenzitete pri porušitvi prvega panela. V večini primerov se namreč horizontalni paneli (oziroma stiki med horizontalnimi paneli in konstrukcijo) ne porušijo vsi po višini hkrati pri isti intenziteti. V primeru stikov TA-AS in faktorja $k_h = 5$ so se mediane porušitve prvega panela (ali stika) gibale med 0,24 in 0,37 g. Pri nižjem faktorju $k_h = 0,5$ so bile te vrednosti še nekoliko višje in so znašale med 0,29 ter 0,47 g. V primeru uporabe stikov NODO se pospeški pri porušitvi prvega panela gibljejo med 0,66 in 1,02 g pri faktorju $k_h = 0,5$ ter med 0,47 in 0,72 g pri faktorju $k_h = 5$.

Rezultati torej kažejo, da je tako kot pri vertikalnih panelih tudi pri horizontalnih panelih s stiki TA-AS vpliv manjšega razmerja med številom stebrov in panelov (oz. večjega števila panelov glede na število stebrov) sicer ugoden, vendar še vedno relativno majhen. V povprečju velja, da je pospešek ob porušitvi prvega panela enak 0,31 g pri faktorju $k_h = 5$ ter 0,37 g pri faktorju $k_h = 0,5$. Razlika je sicer opazna, vendar je treba tako kot v primeru vertikalnih panelov opomniti, da smo obravnavali dve skrajni razmerji med številom panelov in stebrov. Pri najobičajnejših tlorisnih dimenzijah hal so razlike v razmerjih manjše.

Nekoliko drugačne ugotovitve veljajo za horizontalne panele, ki so na konstrukcijo pritrjeni s stiki NODO. Spomnimo se, da togost tovrstnih stikov, ko je presežen določen pomik, močno naraste in je nekajkrat višja kot togost stikov TA-AS. Podobno velja tudi za nosilnost. To se odraža na ranljivostnih krivuljah, iz katerih je razvidno, da je vpliv faktorja k_h relativno velik. V povprečju velja, da je pospešek ob porušitvi prvega panela enak 0,58 g pri faktorju $k_h = 5$ ter 0,84 g pri faktorju $k_h = 0,5$. Povečano število panelov v primerjavi s številom stebrov torej ugodno in pomembno vpliva na varnost pred porušitvijo horizontalnih panelov, pritrjenih s stiki NODO.

Še ena zanimiva ugotovitev, ki sledi iz rezultatov analiz, je, da se pri 5 m visokih halah s horizontalnimi paneli, pritrjenimi s stiki TA-AS, najprej poruši drugi panel, gledano od spodaj navzgor (glej legendo pod Slikama 4.29 in 4.30). Pri 7 m visokih halah je to tretji in pri 9 m visokih halah četrti panel. Kot zadnji se v vseh primerih poruši prvi panel, torej tisti, ki je na spodnjem robu pritrjen na tla. Pri stikih NODO je vrstni red nekoliko drugačen, in sicer se pri 5 m visokih halah najprej poruši prvi panel, pri 7 m in 9 m visokih pa spet tretji in četrti panel. Kot zadnji se vedno poruši najvišje nameščeni panel, torej tretji, četrti ali peti panel po višini, odvisno od višine hale.

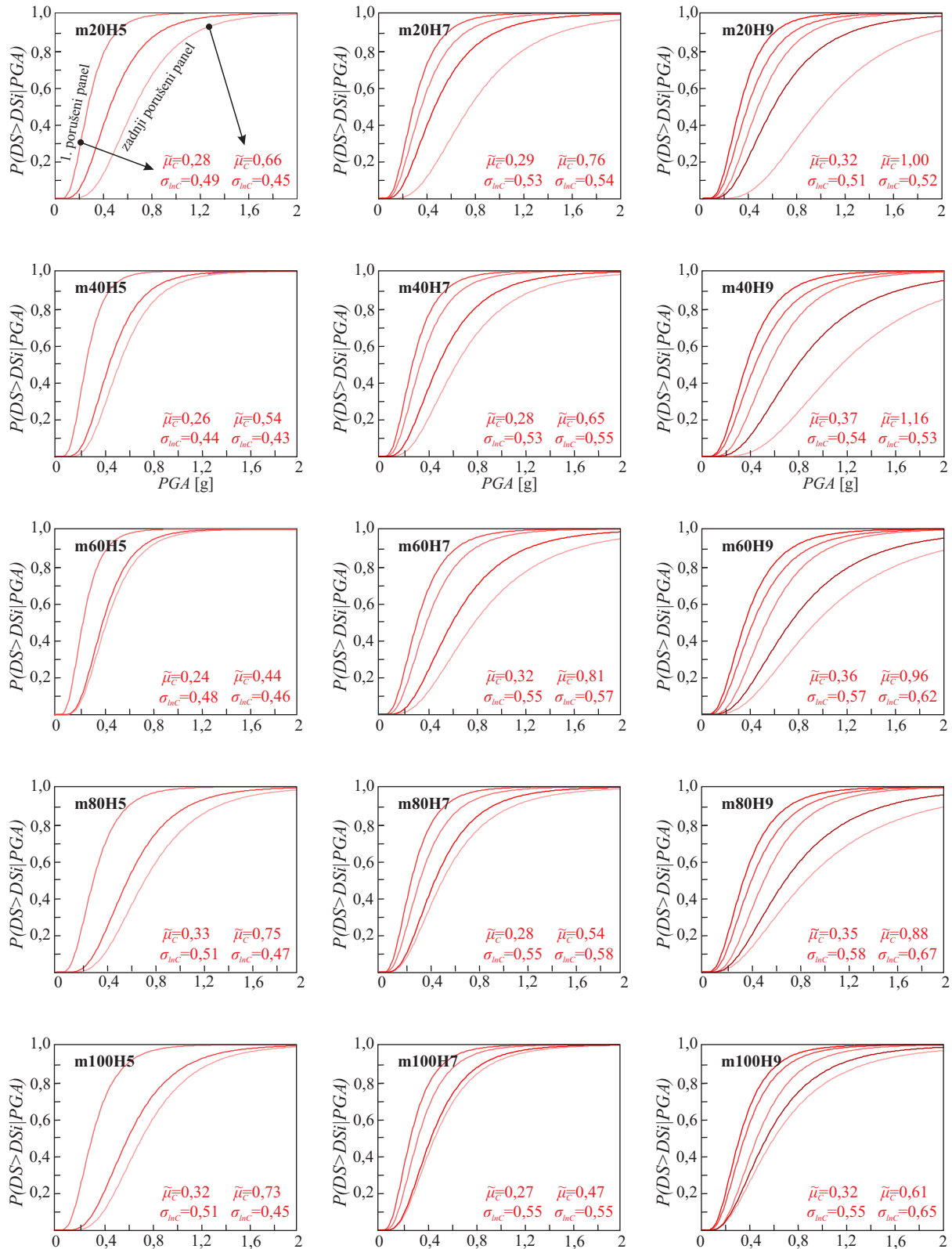
V primerjavi s halami z vertikalnimi paneli tokrat ni mogoče opaziti jasnih trendov glede na višino ali maso konstrukcije. Naj spomnimo, da sta v fazi projektiranja dimenzije stebrov določala pogoja o omejitvi etažnih pomikov (enačba 4.3) in o omejitvi vpliva teorije drugega reda (enačba 4.4). Ta dva pogoja ne omejujeta pomikov samih, temveč omejujeta rotacije stebra. Ker so pomiki v stikih med paneli in konstrukcijo (naj bodo to stiki NODO ali stiki TA-AS) odvisni prav od rotacij stebra, je rezultat, da se intenziteta pri porušitvi stikov med paneli in konstrukcijo pri različnih konstrukcijah ne razlikuje veliko, pričakovan. Na drugi strani pa to ne velja za vertikalne panele, saj je pomik v stiku neposredno odvisen od pomika konstrukcije, in ne od rotacij stebrov.



* Od spodaj navzgor: — 1. panel — 2. panel — 3. panel — 4. panel — 5. panel

Slika 4.29: Krivulje ranljivosti za mejno stanje porušitve stikov TA-AS med horizontalnimi paneli in konstrukcijo ($k_h = 0,5$).

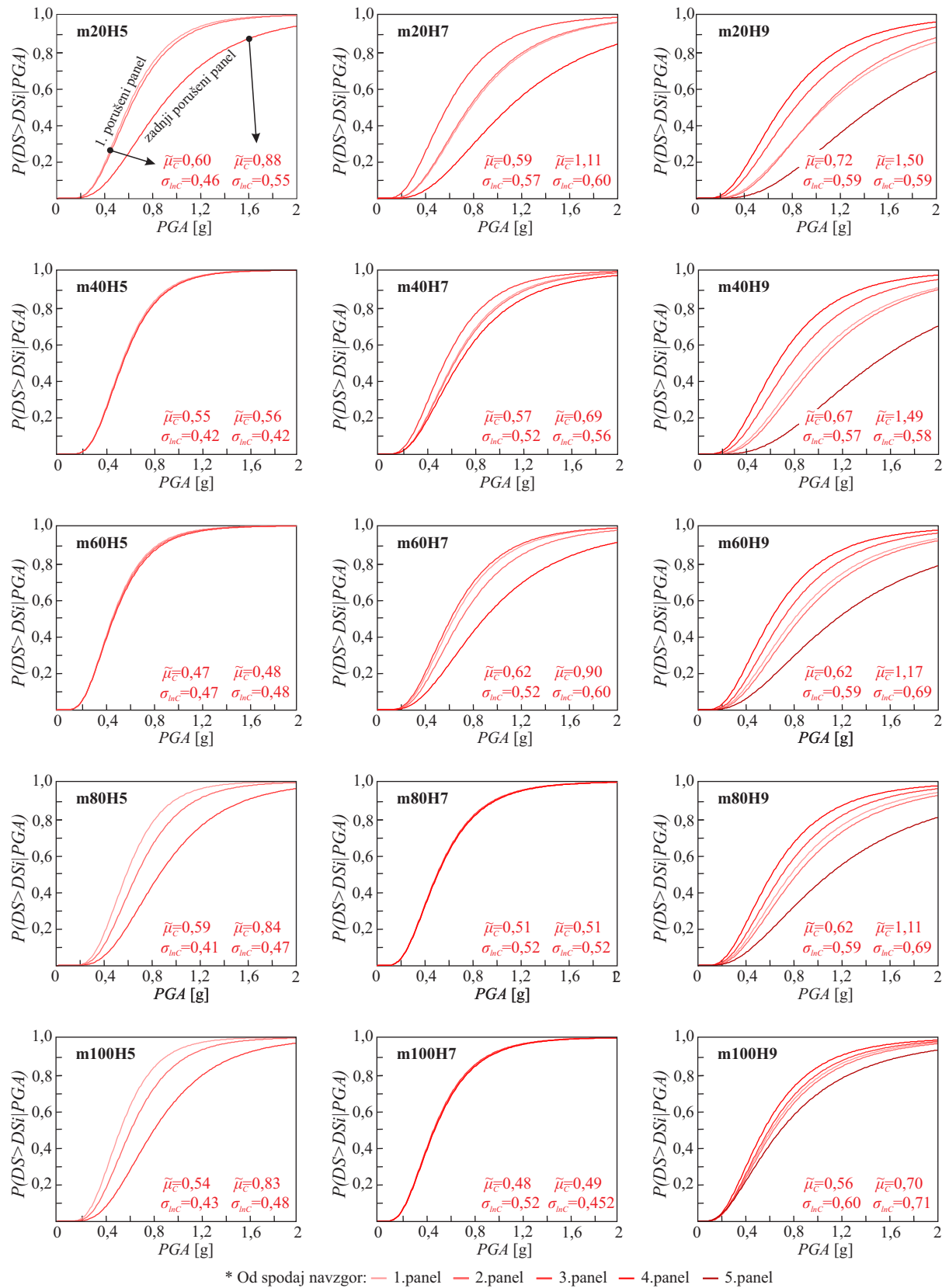
Fig 4.29: Fragility curves for the limit state of horizontal panel-structure TA-AS connection failure ($k_h = 0,5$).



* Od spodaj navzgor: — 1. panel — 2. panel — 3. panel — 4. panel — 5. panel

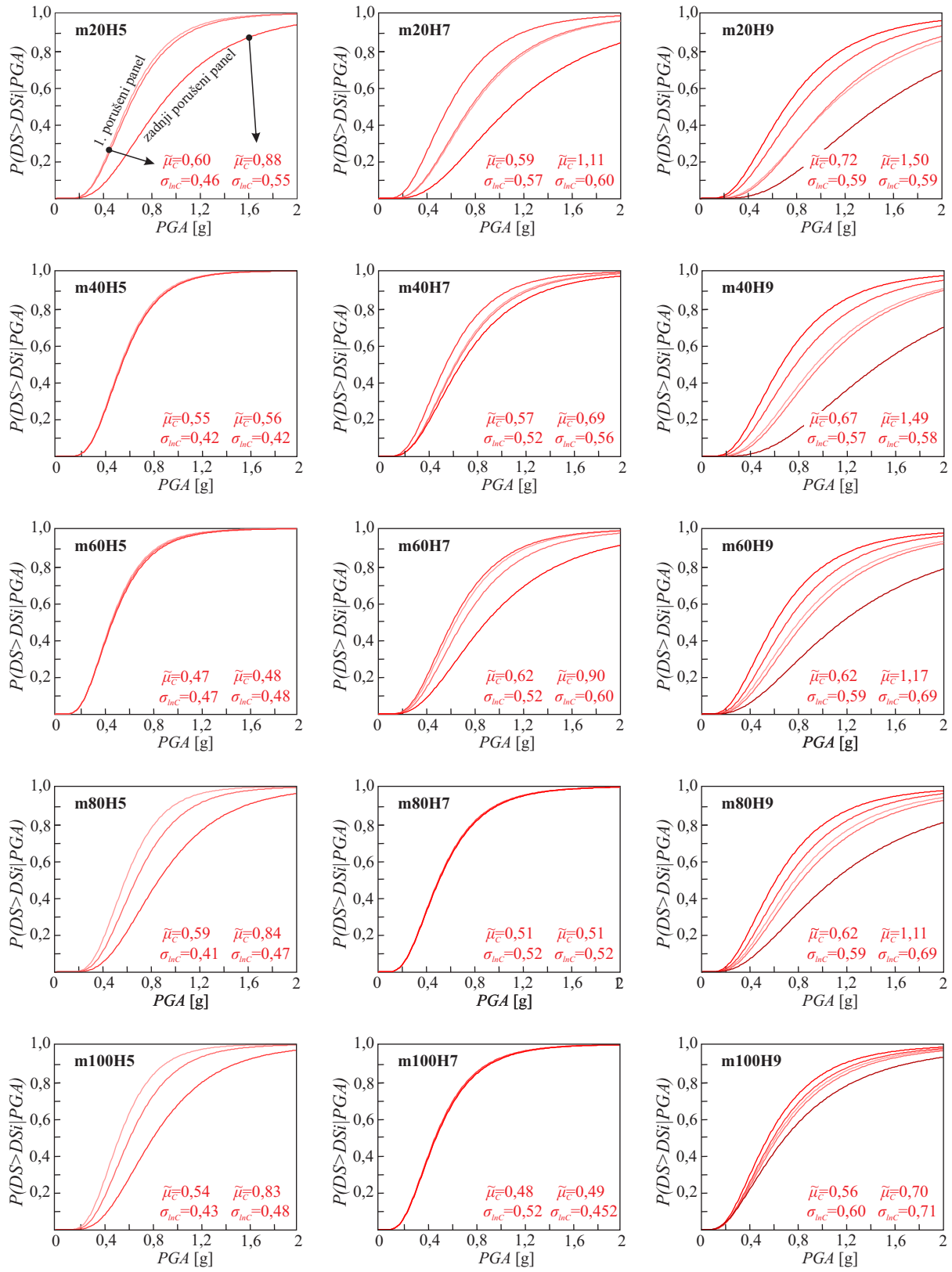
Slika 4.30: Krivulje ranljivosti za mejno stanje porušitve stikov TA-AS med horizontalnimi paneli in konstrukcijo ($k_h = 5$).

Fig 4.30: Fragility curves for the limit state of horizontal panel-structure TA-AS connection failure ($k_h = 5$).



Slika 4.31: Krivulje ranljivosti za mejno stanje porušitve stikov NODO med horizontalnimi paneli in konstrukcijo ($k_h = 0,5$).

Fig 4.31: Fragility curves for the limit state of horizontal panel-structure NODO connection failure ($k_h = 0,5$).



* Od spodaj navzgor: — 1. panel — 2. panel — 3. panel — 4. panel — 5. panel

Slika 4.32: Krivulje ranljivosti za mejno stanje porušitve stikov NODO med horizontalnimi paneli in konstrukcijo ($k_h = 5$).

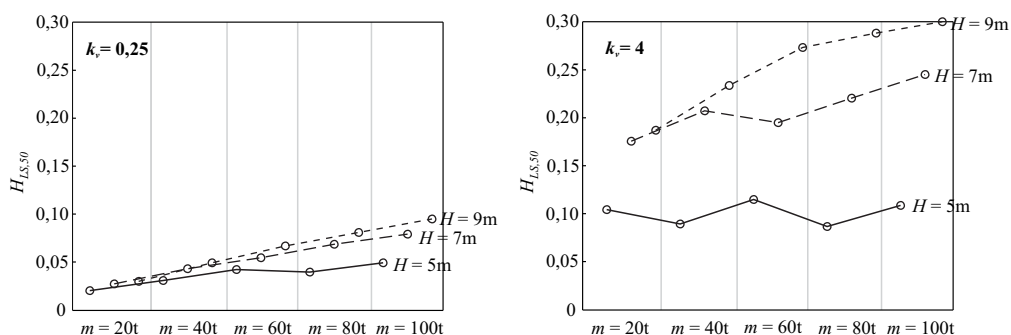
Fig 4.32: Fragility curves for the limit state of horizontal panel-structure NODO connection failure ($k_h = 5$).

4.6.4 Potresno tveganje porušitve stikov med nosilno konstrukcijo in fasadnimi paneli

Na diagramih na Slikah 4.33-4.36 prikazujemo verjetnosti porušitve stikov med horizontalnimi ali vertikalnimi paneli in konstrukcijo v 50 letih ($H_{LS,50}$) za različna razmerja med številom panelov in številom stebrov. Sliki 4.33 in 4.34 prikazujeta rezultate za vertikalne panele, ki so sidrani (Slika 4.33) ali le položeni (Slika 4.34) na temeljni nosilec, Sliki 4.35 in 4.36 pa rezultate za horizontalne panele s stiki TA-AS (Slika 4.35) oziroma stiki NODO (4.25).

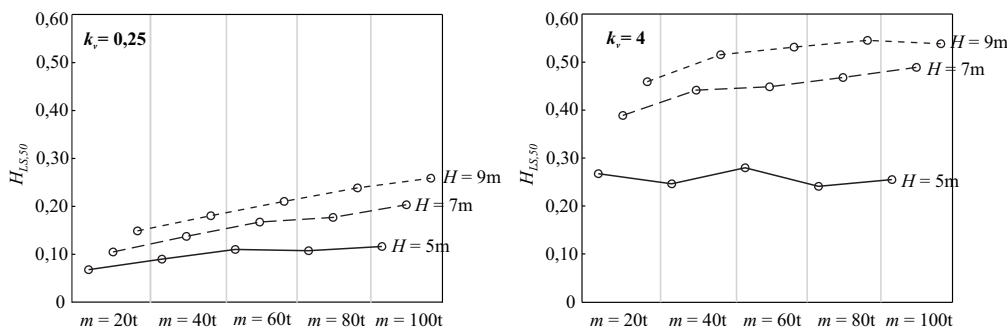
Z diagrama na Sliki 4.33 lahko razberemo, da se verjetnosti porušitve stikov TA-AS med konstrukcijo in vertikalnimi paneli, ki so sidrani v temeljni nosilec, gibljejo med 2 % in 30 % v petdesetih letih. V splošnem verjetnost porušitve raste z višino hale in z maso na povprečen steber. Kaže se tudi vpliv faktorja k_v , ki opisuje razmerje med številom panelov in številom stebrov. Verjetnosti porušitve pri faktorju $k_v = 0,25$ so približno trikrat nižje kot verjetnosti porušitve pri faktorju $k_v = 4$ (primerjava med levim in desnim diagramom na Sliki 4.33). Na tem mestu je treba ponovno poudariti, da smo primerjali dve skrajni vrednosti faktorja k_v in da pri običajnih vrednostih razlike niso tako velike. Poleg tega nas na ravni verjetnosti porušitve zanima predvsem velikostni razred, zato faktor razlike 3 nima povsem enakega pomena kot na ravni ranljivosti. V vsakem primeru lahko trdimo, da so verjetnosti porušitve obstoječih stikov med vertikalnimi paneli in konstrukcijo za območje Ljubljane relativno visoke. Fasadni paneli so sicer res nekonstrukcijski element, vendar se je treba zavedati, da lahko zaradi svoje velike teže povzročijo tako veliko škodo na oprepi kot tudi človeške žrtve.

Če vertikalni paneli niso sidrani v temeljni nosilec, se verjetnost porušitve še poveča, in sicer v povprečju približno dvakrat (Slika 4.34). Razlog za to lahko iščemo v manj kontroliranem obnašanju panelov, ki se pri horizontalni obtežbi začnejo vrteti okrog svojih spodnjih robov (t. i. rocking). Relativni pomiki v stikih med paneli in konstrukcijo niso več enaki pomikom konstrukcije, temveč so lahko večji ali manjši, saj se premika tudi panel.



Slika 4.33: Verjetnost porušitve stikov med paneli in konstrukcijo v 50 letih ($H_{LS,50}$) na območju Ljubljane pri enoetažnih halah z vertikalnimi paneli sidranimi v temeljni nosilec. Rezultati so prikazani za dve različni razmerji med številom stebrov in številom panelov: $k_v = 0,25$ (levo) in $k_v = 4$ (desno).

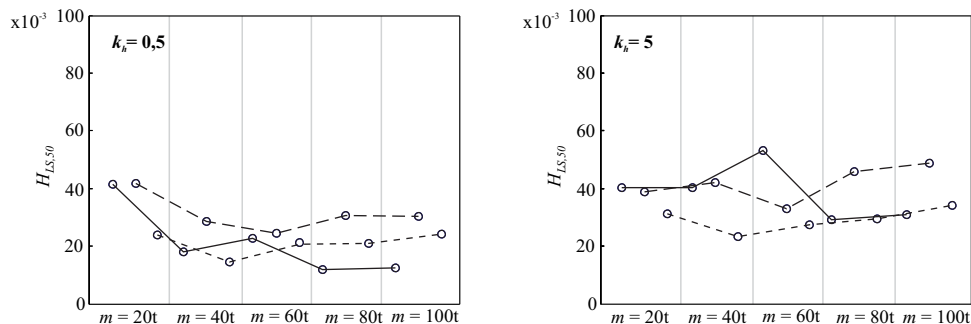
Fig 4.33: Probability of failure of connections between a structure and panels in 50 years ($H_{LS,50}$) in the Ljubljana region for one-storey buildings with vertical panels, which are anchored to the foundation beam. The results are shown for two different column/panel ratios: $k_v = 0,25$ (left) and $k_v = 4$ (right).



Slika 4.34: Verjetnost porušitve stikov med paneli in konstrukcijo v 50 letih ($H_{LS,50}$) na območju Ljubljane pri enoetažnih halah z vertikalnimi paneli, ki niso sidrani v temeljni nosilec. Rezultati so prikazani za dve različni razmerji med številom stebrov in številom panelov: $k_v = 0,25$ (levo) in $k_v = 4$ (desno).

Fig 4.34: Probability of failure of connections between a structure and panels in 50 years ($H_{LS,50}$) in the Ljubljana region for one-storey buildings with vertical panels, which are not anchored to the foundation beam. The results are shown for two different column/panel ratios: $k_v = 0,25$ (left) and $k_v = 4$ (right).

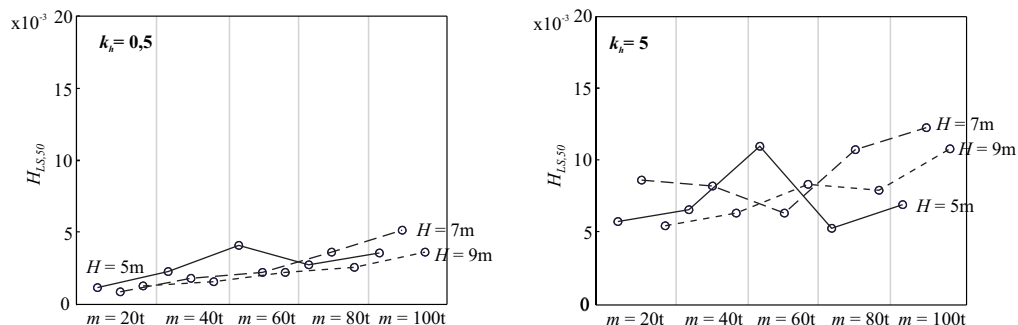
Tako kot so nakazale že krivulje ranljivosti, je izračunano tveganje pri halah s horizontalnimi paneli manjše (Sliki 4.35 in 4.36). Če smo uporabili stike TA-AS, je tveganje znašalo med 4 in 10 %, če pa smo uporabili stike NODO, pa med 1,5 in 5,5 % v petdesetih letih, kar je očitno manj kot pri vertikalnih panelih¹. Razlog lahko iščemo v manjši potrebni deformacijski kapaciteti stikov, saj se pomik konstrukcije prerazporedi po panelih po višini, medtem ko je pri vertikalnih panelih pomik v stiku približno enak pomiku konstrukcije.



Slika 4.35: Verjetnost porušitve stikov med paneli in konstrukcijo v 50 letih ($H_{LS,50}$) na območju Ljubljane pri enoetažnih halah s horizontalnimi paneli, ki so na konstrukcijo pritrjeni s stiki TA-AS. Rezultati so prikazani za dve vrednosti koeficienta k_h : $k_h = 0,5$ (levo) in $k_h = 5$ (desno).

Fig 4.35: Probability of failure of connections between a structure and panels in 50 years ($H_{LS,50}$) in the Ljubljana region for one-storey buildings with horizontal panels, which are attached to the structure by TA-AS connections. The results are shown for two different values of coefficient k_h : $k_h = 0,5$ (left) and $k_h = 5$ (right).

¹ Treba je opozoriti, da je bilo v analizah predpostavljeno, da se stiki med glavno konstrukcijo in fasadnimi paneli porušijo v horizontalni smeri v ravnini panela in ne v smeri prečno na ravnino panela. Za to smer smo predpostavili, da so bili stiki ustrezno načrtovani.



Slika 4.36: Verjetnost porušitve stikov med paneli in konstrukcijo v 50 letih ($H_{LS,50}$) na območju Ljubljane pri enoetažnih halah s horizontalnimi paneli, ki so na konstrukcijo pritrjeni s stiki NODO. Rezultati so prikazani za dve vrednosti koeficienta k_h : $k_h = 0,5$ (levo) in $k_h = 5$ (desno).

Fig 4.36: Probability of failure of connections between a structure and panels in 50 years ($H_{LS,50}$) in the Ljubljana region for one-storey buildings with horizontal panels, which are attached to the structure by NODO connections. The results are shown for two different values of coefficient k_h : $k_h = 0,5$ (left) and $k_h = 5$ (right).

Še ena zanima ugotovitev, povezana z zahtevano deformacijsko kapaciteto stikov, je ta, da ni opazen očitni trend spreminjanja verjetnosti porušitve s spreminjanjem višine konstrukcije ali mase, kot smo opazili pri vertikalnih panelih. Podobno smo ugotovili že v prejšnjem razdelku, ko smo komentirali krivulje ranljivosti. Razlog je predvsem v zahtevah glede omejitve deformabilnosti, ki jih postavlja standard Evrokod 8. Te ne omejujejo neposredno pomikov konstrukcije, temveč rotacije stebrov. Pomiki v stikih med horizontalnimi paneli in konstrukcijo so linearno odvisni od rotacije stebrov, medtem ko so pomiki v stikih med vertikalnimi paneli in konstrukcijo odvisni od pomikov na vrhu konstrukcije, te pa so lahko zaradi različnih višin konstrukcij pri istih rotacijah stebra različne.

4.7 Povzetek in zaključki parametrične študije vpliva stikov na potresno tveganje

V četrtem poglavju smo izračunali krivulje ranljivosti ter potresno tveganje porušitve enoetažnih in trietažnih armiranobetonskih montažnih konstrukcij ob upoštevanju močnih in šibkih stikov med stebri in gredami. Predpostavili smo, da so konstrukcije situirane v Ljubljani in temeljene na tipu tal C. Konstrukcije smo projektirali po Evrokodu 8 [16] za srednji razred duktilnosti. Stike smo načrtovali po metodi načrtovanja nosilnosti, pri čemer smo predpostavili, da je strižna nosilnost stika enaka strižni nosilnosti moznika. Izbirali smo moznike premera od 22 mm do 32 mm.

Pri enoetažnih halah smo obravnavali tri različne detajle mozničnih stikov, in sicer: stik s centrično nameščenim moznikom; stik z ekscentrično nameščenim moznikom in visokim deležem stremen v območju stika ter stik z ekscentrično nameščenim moznikom in nizkim deležem stremen v območju stika. Ker smo v fazi načrtovanja stikov močno precenili njihovo nosilnost, se v vseh treh primerih izkaže, da se pri večini analiziranih hal stik poruši, preden se poruši stebel (Slika 4.17). Verjetnosti porušitve hal (upoštevana je tako porušitev stika kot stebra) v petdesetih letih $H_{LS,50}$ se pri centričnih mozničnih stikih tako gibljejo med 0,08 in 8,5 %. Kot najranjlivejše so se izkazale nizke hale, pri katerih je strižna obremenitev stika večja, nosilnost stika pa, zaradi napačne ocene nosilnosti v fazi projektiranja in s tem

napačno izbranega premera moznika, enaka. Da bi dokazali to trditev smo moznike izbrali še enkrat, in sicer tako, da smo njihovo nosilnost izračunali z izrazom, ki ga predlagamo v tej disertaciji. Izkazalo se je, da v nobeni od simulacij ne pride do porušitve stika pred upogibno porušitvijo stebra. V takem primeru se verjetnosti porušitve $H_{LS,50}$ gibljejo med 0,08 in 0,38 % v petdesetih letih.

Podobne rezultate kot pri stikih s centrično nameščenim moznikom smo v smislu ranljivosti in potrebnega tveganja dobili tudi pri stikih z ekscentrično nameščenim moznikom in visokim deležem stremen v območju stika (Slika 4.18). Gosto objetje je v večini primerov preprečilo krhko globalno porušitev stikov. Ker so bili premeri moznikov enaki pri centričnih in ekscentričnih stikih, strižna nosilnost stika pa je v primeru lokalne porušitve odvisna predvsem od premera moznika, je bila kapaciteta hal in s tem ranljivost ter verjetnost porušitve v obeh primerih podobna. To pa ne velja za ekscentrične moznikne stike z nizkim deležem stremen v območju stika. Kljub nekolikšni konzervativnosti pri oceni kapacitete tovrstnih stikov lahko trdimo, da je ranljivost hal z ekscentričnimi stiki z nizkim deležem stremen veliko večja od ranljivosti hal s centričnimi stiki ali z ekscentričnimi stiki z visokim deležem stremen (Slika 4.20).

V nadaljevanju poglavja smo raziskovali tudi ranljivost in potresno tveganje porušitve fasadnih panelov pri enoetažnih halah. Analizirali smo hale z vertikalnimi in s horizontalnimi paneli. Pri tem smo predpostavili, da so paneli na konstrukcijo pritrjeni s sistemi, ki se najpogosteje pojavljajo v praksi. Rezultati za vertikalne panele kažejo, da je mediana intenzitete, pri kateri se porušijo stiki, med 0,13 in 0,34 g, verjetnost porušitve v petdesetih letih $H_{LS,50}$ pa med 2 in 30 %, odvisno od višine in mase konstrukcije. Nekoliko na rezultate vpliva tudi razmerje med številom stebrov in številom panelov k_v , vendar je treba poudariti, da sta bili analizirani le dve skrajni vrednosti tega razmerja. Razlike med odzivi hal z najpogostejšimi vrednostmi k_v so mnogo manjše. Poleg tega je potrebno omeniti, da sta razmerji k_v pri enoetažnih halah v dveh glavnih smereh običajno različni. Tako je lahko razmerje v eni smeri precej nizko, vendar je zato v drugi smeri visoko.

Analize v splošnem kažejo, da porušitev stikov med horizontalnimi paneli in konstrukcijo nastopi pri višjih pospeških temeljnih tal kot v primeru uporabe vertikalnih panelov. V primeru stikov TA-AS so se mediane porušitve prvega panela (ali stika) gibale med 0,24 in 0,47 g, v primeru uporabe stikov NODO pa med 0,47 in 1,02 g, verjetnosti porušitve v petdesetih letih $H_{LS,50}$ pa med 1 in 5,5 % pri stikih TA-AS ter med 0,1 in 1,3 % pri stikih NODO¹. Razlog za večjo varnost lahko iščemo v manjši potrebni deformacijski kapaciteti stikov, saj se pomik konstrukcije prerazporedi po panelih po višini, medtem ko je pri vertikalnih panelih pomik v stiku približno enak pomiku konstrukcije. Še ena zanima ugotovitev, povezana z zahtevano deformacijsko kapaciteto stikov, je ta, da ni očitnega trenda spreminjanja verjetnosti porušitve s spreminjanjem višine konstrukcije ali mase, kot smo opazili pri vertikalnih panelih. Razlog je predvsem v zahtevah glede omejitve deformabilnosti, ki jih postavlja standard Evrokod 8 [16]. Te ne omejujejo neposredno pomikov konstrukcije, temveč rotacije stebrov. Pomiki v stikih med horizontalnimi paneli ter konstrukcijo so linearno odvisni od rotacij stebrov, medtem ko so pomiki v stikih med vertikalnimi paneli in konstrukcijo odvisni od pomikov na vrhu konstrukcije, te pa so lahko zaradi različnih višin konstrukcij pri istih rotacijah stebra različne. Kljub dokaj logičnim zaključkom se je treba zavedati, da so za uporabljeni matematični model konstrukcije in panelov značilne določene pomanj-

¹ Treba je opozoriti, da je bilo v analizah predpostavljeno, da se stiki med glavno konstrukcijo in fasadnimi paneli porušijo v horizontalni smeri v ravnini panela (strižna smer), in ne v smeri prečno na ravnino panela. Za to smer smo predpostavili, da so bili stiki ustrezno načrtovani.

kljivosti. V praksi namreč lahko zaradi toleranc pri montaži pride do zagozdenj in zatikanj v stikih ter posledično do zgodnje porušitve stikov ali celo negativnega vpliva panelov na odziv celotne konstrukcije. To so potrdili tudi psevdodinamični preizkusi, ki so bili v okviru projekta SAFECLADDING izvedeni na preizkušancu v naravnem merilu.

Rezultati kažejo, da je tako kot pri vertikalnih panelih tudi pri horizontalnih panelih s stiki TA-AS vpliv manjšega razmerja med številom stebrov in panelov (oz. večjega števila panelov glede na število stebrov) sicer ugoden, vendar še vedno relativno majhen. V povprečju velja, da je pospešek ob poružitvi prvega panela enak 0,31 g pri faktorju $k_h = 5$ ter 0,37 g pri faktorju $k_h = 0,5$ (faktor k_h opisuje razmerje med številom stebrov in številom horizontalnih panelov). Razlika je sicer opazna, vendar je treba tako kot v primeru vertikalnih panelov opomniti, da smo obravnavali dve skrajni razmerji med številom panelov in stebrov. Pri najobičajnejših tlorisnih dimenzijah hal so razlike v razmerjih manjše. Nekoliko drugačne ugotovitve veljajo za horizontalne panele, ki so na konstrukcijo pritrjeni s stiki NODO. Iz ranljivostnih krivulj je namreč razvidno, da je vpliv faktorja k_h relativno velik. V povprečju velja, da je pospešek ob poružitvi prvega panela enak 0,58 g pri faktorju $k_h = 5$ ter 0,84 g pri faktorju $k_h = 0,5$. Povečano število panelov v primerjavi s številom stebrov torej, sodeč po rezultatih analiz, predstavljenih v tem razdelku, ugodno in relativno močno vpliva na varnost pred poružitvijo horizontalnih panelov, pritrjenih s stiki NODO.

5 PREDLAGANI POSTOPKI ZA NAČRTOVANJE STIKOV

Namen tega poglavja je v strnjeni obliki podati priporočila za ustrezno načrtovanje stikov med stebri in gredami ter paneli in konstrukcijo na potresno obtežbo. Priporočila bomo podprli z rezultati eksperimentalnih in analitičnih preiskav iz prejšnjih poglavij disertacije ter iz dodatne literature, oprli pa se bomo tudi na nekatere zahteve Evrokoda 8 [16]. Za vsak obravnavani tip stikov bomo najprej pojasnili postopke za določitev potresne obtežbe, nato pa predstavili še ustrezne načine ocenjevanja nosilnosti oziroma deformacijske kapacitete. Na mestih, kjer je treba, podajamo referenco na ustrezno poglavje v disertaciji, kjer so podrobnejša pojasnila posameznih trditev, predpostavk ali zaključenih izrazov.

5.1 Stiki med stebri in gredami

5.1.1 Ocena potresnih zahtev

Enoetažne hale

- Moznične stike pri enoetažnih halah projektiramo na strižno obtežbo F_{Ed} , ki jo določimo po metodi načrtovanja nosilnosti. S tem preprečimo krhko porušitev v stiku in omogočimo disipacijo potresne energije ob vpetju stebra. F_{Ed} torej izračunamo kot:

$$F_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{L_s}. \quad (5.1)$$

V enačbi 5.1 je γ_{Rd} faktor, ki upošteva večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona v tlačni coni prereza; M_{Rd} projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra ob vpetju in L_s strižni razpon stebra. Če sta na vrhu stebra dva moznična stika (če nalegata dve gredi), odpade na vsakega polovica sile F_{Ed} (enačba 5.1).

- Evrokod 8 v členu 5.11.2.1.2 določa, da je faktor γ_{Rd} , ki je naveden v enačbi 5.1, enak 1,2 za srednji in 1,35 za visoki razred duktilnosti, vendar bi k temu radi podali naslednji komentar. Na podlagi nelinearnih analiz upogibnega odziva stebrov moment-ukrivljenost, ki smo jih izvedli v okviru parametrične študije, predstavljene v poglavju 4, smo ugotovili, da je razmerje med upogibno nosilnostjo stebra, izračunano s srednjimi materialnimi karakteristikami, 1,3-krat večje od projektne nosilnosti. Če upoštevamo še utrjevanje, se ta faktor poveča na 1,5.
- V večini praktičnih primerov enoetažnih hal velja, da sta rotacijska togost in nosilnost mozničnih stikov v primerjavi s stebri majhni, in je zato strižni razpon približno enak višini stebra ($L_s = L$). Če rotacijska togost stika ni zanemarljiva, jo je pri določitvi strižnega razpona nujno treba upoštevati. V nasprotnem primeru lahko podcenimo strižno obtežbo na stik.
- V razdelkih 2.1 in 2.2.1 je bil analiziran vpliv velikih rotacij na strižno nosilnost mozničnega stika med stebrom in gredo. Ugotovljeno je bilo, da njihov vpliv na strižno nosilnost stika ni zanemarljiv.

Maksimalno rotacijo rot_s v stiku lahko pri enoetažnih halah, pri katerih je rotacijska togost stikov zanemarljiva, izračunamo z naslednjim preprostim izrazom:

$$rot_s = d_s/L, \quad (5.2)$$

kjer je d_s pomik hale zaradi projektne potresne obtežbe. Če je bila opravljena linearna analiza s projektnim spektrom, se pomiki izračunajo kot produkt elastičnega pomika in faktorja obnašanja q , kakor zahteva Evrokod 8 [16].

Večetažne stavbe

- Ocena strižnih sil v mozničnih stikih med stebri in gredami je pri večetažnih armiranobetonskih montažnih stavbah nekoliko bolj komplicirana kot pri enoetažnih halah. O tem je bilo nekaj povedanega že v razdelku 4.1.2, kjer smo med drugim omenili tudi delo, ki so ga o tej tematiki pripravili Kramar in sodelavci [80]. V poročilu avtorji predlagajo izraz za oceno amplifikacije strižnih sil v mozničnih (členkastih) stikih pri večetažnih armiranobetonskih montažnih stavbah, kar podprejo s široko parametrično študijo. Projektna strižna sila v stiku v j -ti etaži se lahko izračuna kot:

$$F_{Ed} = \varepsilon_F \cdot F_{Ed,1}', \quad (5.3)$$

kjer $F_{Ed,1}'$ pomeni projektno strižno silo v stiku v j -ti etaži zaradi prve nihajne oblike, ε_F pa faktor amplifikacije, ki je enak:

$$\varepsilon_{F,j} = q \cdot \sqrt{\left(\min\left[\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \cdot \frac{\gamma_{Rd}}{q}; 1\right]\right)^2 + \left(\frac{\Phi_{j,2}}{\Phi_{j,1}} \cdot \frac{\Gamma_2}{\Gamma_1} \cdot \frac{S_e(T_1)}{S_e(T_2)}\right)^2}. \quad (5.4)$$

V enačbi 5.4 $\Phi_{j,1}$ in $\Phi_{j,2}$ označujeta pomik v j -ti etaži zaradi prve oziroma druge nihajne oblike, Γ_1 in Γ_2 pa sta faktorja participacije za prvo in drugo nihajno obliko.

- Tako kot pri enoetažnih halah je za oceno strižne nosilnosti mozničnega stika treba poznati velikost največjih relativnih rotacij med stebrom in gredo. Če je bila izvedena linearna analiza s projektnim spektrom, se rotacije v j -ti etaži izračunajo kot produkt elastične rotacije v j -ti etaži in faktorja obnašanja q .

5.1.2 Ocena kapacitete

- Kot je bilo večkrat pojasnjeno v poglavju 2, smo pri mozničnih stikih prepoznali dva tipa porušitve - lokalno in globalno porušitev. Lokalno porušitev zaznamujeta drobljenje betona na kontaktu z moznikom in plastifikacija moznika nekaj cm globoko v betonskem elementu, globalno porušitev pa krhka natezna porušitev betona od moznika do robov betonskega elementa. Oba mehanizma sta bila podrobneje predstavljena v razdelku 2.2. Pri dimenzioniranju mozničnega stika je treba kontrolirati obe nosilnosti.
- Strižno nosilnost v primeru **lokalne** porušitve izračunamo kot:

$$F_{Rd,l} = n_d d_m^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd,red}}, \quad (5.5)$$

kjer je n_m število moznikov, d_m premer posameznega moznika, f_{cd} projektna tlačna trdnost betona in $f_{yd,red}$ reducirana projektna trdnost jekla na meji tečenja, ki jo izračunamo kot:

$$f_{yd,red} = \left(1 - \left(\frac{N_M}{A_m f_{yd}}\right)^2\right) f_{yd}. \quad (5.6)$$

V enačbi 5.6 N_M pomeni dodatno natezno silo v mozniku zaradi momenta v stiku M_s in A_m površino prečnega prereza moznika. Silo N_M izračunamo na podlagi maksimalne rotacije v stiku rot_s :

$$N_M = M_s / r_M = rot_s k_{rot} / r_M, \quad (5.7)$$

kjer je r_M ročica med rezultanto tlačnih napetosti v neoprenski ploščici ter natezno silo v mozniku in je enaka tretjini višine neoprenske ploščice, k_{rot} pa rotacijska togost stika:

$$k_{rot} = \frac{h_{neo}^3 b_{neo} E_{neo}^*}{24 t_{neo}}, \quad (5.8)$$

kjer sta h_{neo} in b_{neo} dimenziji neoprenske ploščice vzdolž in prečno na smer obtežbe; t_{neo} debelina ploščice in E_{neo}^* efektivni elastični modul ploščice v tlaku, katerega lahko ocenimo z enačbo:

$$E_{neo}^* = G_{neo} (1 + 2k S^2), \quad (5.9)$$

kjer je k konstanta, odvisna od trdote elastomera (0,55-0,75) [54].

- Nosilnost v primeru **globalne** porušitve $F_{Rd,g}$ izračunamo s pomočjo ustreznega modela nadomestnega paličja. Za najpogostejše konfiguracije mozničnih stikov smo že izpeljali zaključene izraze in jih predstavili na Sliki 2.25.

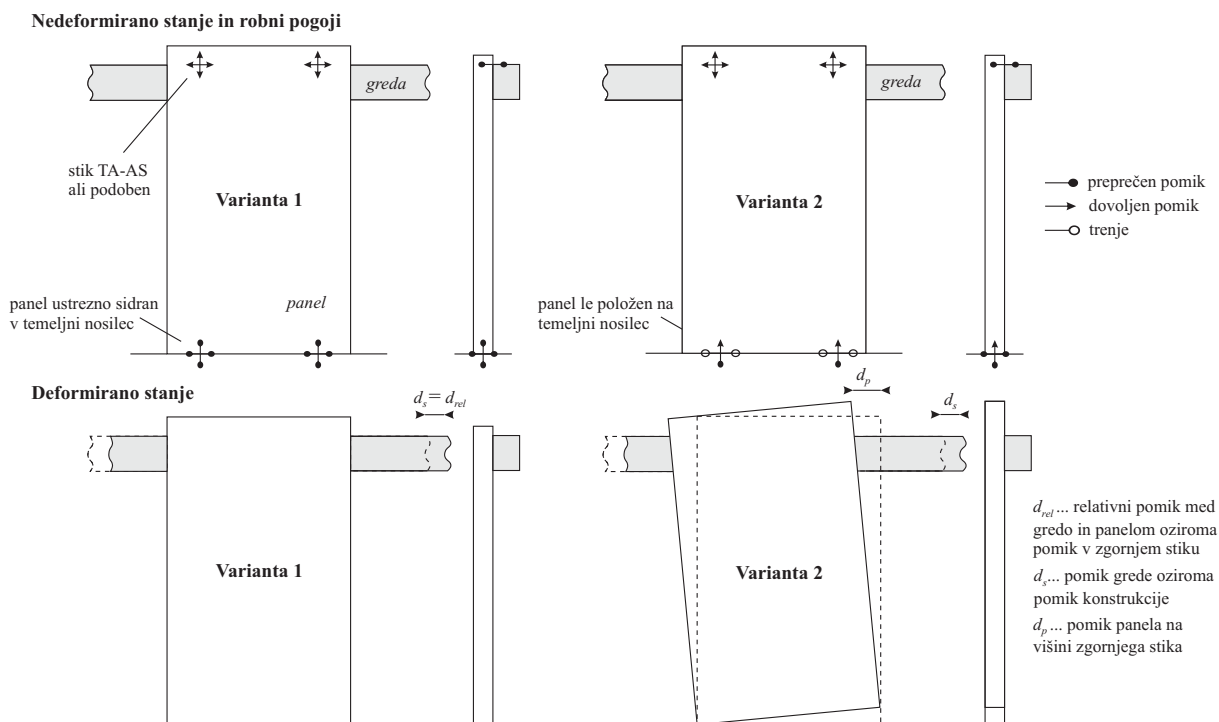
5.2 Stiki med nosilno konstrukcijo in paneli

5.2.1 Ocena potresnih zahtev

V nadaljevanju bomo predlagali načine izračuna potresne obtežbe za tipične stike med fasadnimi paneli in konstrukcijo, ki se najpogosteje uporabljajo v evropski praksi in so bili preizkušeni ter analizirani v poglavju 3. Treba je poudariti, da predlagani postopki ne veljajo za drugačne sisteme kot tu obravnavane.

Vertikalni paneli

- Pri vertikalnih panelih je treba ločiti dve različni konfiguraciji, ki sta najpogostejši v slovenski in italijanski gradbeni praksi, in sicer:
 - **Varianta 1** (Slika 5.1, levo): Paneli so sidrani v temeljni nosilec s sidrnimi palicami ali z drugimi jeklenimi elementi in so na ta način popolnoma pritrjeni na tla. Zgornji stik z gredo je izveden s sistemom TA-AS, predstavljenim v razdelku 3.1.1 ali z drugim podobnim sistemom. Prazen prostor med sosednjimi paneli je zapolnjen s silikonom ali z drugim tesnilom.
 - **Varianta 2** (Slika 5.1, desno): Enako kot Varianta 1, le da paneli niso sidrani v temeljni nosilec, ampak so nanj le položeni. Stik je izveden po sistemu utora in zoba, kar preprečuje pomike panela v smeri prečno na ravnino panela.



Slika 5.1: Dve varianti izvedbe vertikalnih panelov, ki se najpogosteje pojavljata v slovenski in italijanski praksi: varianta 1 - paneli so na dnu pritjeni na temeljni nosilec in varianta 2 - paneli so le položeni na temeljni nosilec.

Fig 5.1: Two vertical panel configurations, which are most often used in slovenian and italian practice: variant 1 - at the bottom panels are fixed to the foundation beam and variant 2 - panels are only laid on the foundation beam.

- V primeru Variante 1 lahko panele v svoji ravnini modeliramo kot precej toge elastične konzole. Relativni pomiki v zgornjih stikih so torej kar enaki pomikom grede oziroma glavne konstrukcije. Strižna deformacijska kapaciteta zgornjih stikov (obivcajno stiki TA-AS ali podobni) mora biti torej večja od pomikov na vrhu hale. Če predpostavka o togi diafragmi ne velja, je treba z ustreznimi modeli iz vrednotiti pomike gred na obodu hale, na katere so pritrdjeni paneli.
- V primeru Variante 2 je relativni pomik v zgornjih stikih enak razliki pomikov grede in pomikov na vrhu panela. Ta je lahko v splošnem večji ali manjši od pomika v stiku pri Varianti 1, kljub temu pa je parametrična študija potresnega tveganja nazorno pokazala, da Varianta 2 predstavlja manj varno rešitev v smislu porušitve stikov med paneli in konstrukcijo 4.6.4. V tej disertaciji torej predlagamo, da se vertikalni paneli na dnu pritrdijo na temeljni nosilec, pri čemer se pritrditvena sredstva oziroma sidra preračunajo na dvižno silo, ki izhaja iz zibanja panela kot togega telesa zaradi inercialnih sil, ki so posledica njegove mase. Še enkrat je treba poudariti, da omenjeno priporočilo velja le za vertikalne panele, ki so na vrhu pritrdjeni na gredo s stiki TA-AS ali podobnimi stiki. Če se uporabijo močni stiki, ki zagotovijo togo povezavo med gredo in panelom, to priporočilo ne velja. Tak sistem v tej disertaciji ni bil obravnavan.

- V razdelku 4.6.4 (Slika 4.31) se je izkazalo, da razmerje med številom panelov oziroma številom stikov in številom stebrov vpliva na verjetnost porušitve stikov, kar pomeni, da stiki kljub nizki togosti zaradi svoje številčnosti lahko vplivajo na globalno togost konstrukcije. Ta vpliv je sicer znaten, če primerjamo odzive stavb s skrajnimi vrednostmi razmerja med stebri in paneli k_v , vendar pa je pri najobičajnejših vrednostih k_v ta vpliv dosti manjši in ga lahko zanemarimo. Poleg tega je vrednost faktorja k_v vzdolž ene od glavnih smeri enoetažnih hal običajno majhna, vzdolž druge pa velika. Relevantna je seveda kritičnejša, to je večja vrednost, ko je panelov manj in ko je globalna togost odvisna bolj ali manj le od togosti stebrov. Takrat je deformacijska kapaciteta stikov prej izčrpana.
- Poleg relativnega strižnega pomika v stiku je treba kontrolirati tudi nosilnost v smeri pravokotno na ravnino panela. V ta namen moramo poznati obtežbo v tej smeri, ki jo izračunamo z izrazom za oceno potresnih sil na nekonstrukcijske elemente, ki je vključen tudi v standardu Evrokod 8 [16]:

$$P_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a, \quad (5.10)$$

kjer je S_a potresni koeficient za nekonstrukcijske elemente; W_a teža nekonstrukcijskega elementa, ki odpade na pritrditveni element; γ_a faktor pomembnosti za element in q_a faktor obnašanja za element.

Delež teže panela, ki odpade na posamezni zgornji stik, izračunamo kot:

$$W_a = \frac{W_p H_p}{2H_s N_s}, \quad (5.11)$$

kjer je W_p teža panela; H_p višina panela; H_s višina stikov, merjena od spodnjega roba panela, in N_s število zgornjih stikov na panel. Enačba 5.11 izhaja iz ravnotežnih pogojev na panel v ravnini pravokotno na ravnino panela. V tej ravnini lahko namreč panel obravnavamo kot prostoležeči nosilec z maso na polovici višine ter s podporama na dnu in na višini zgornjih stikov (Slika 5.1).

Koeficient S_a iz enačbe 5.10 izračunamo kot:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [3(1 + z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) - 0,5], \quad (5.12)$$

kjer je α razmerje med projektnim pospeškom a_g na tleh tipa A in težnostnim pospeškom g ; S faktor tal; T_a osnovni nihajni čas nekonstrukcijskega elementa; T_1 osnovni nihajni čas stavbe v ustrezni smeri; $z = H_s$ višina pritrditve nekonstrukcijskega elementa nad mestom delovanja potresnega vpliva (to je nad temelji stavbe) ter H višina stavbe, merjena od temeljev. T_a izračunamo iz togosti posameznega stika prečno na ravnino panela (za okvirne vrednosti glej tudi razdelek 3.3) ter deleža mase panela, ki odpade na posamezni stik in ki ga izračunamo po analogiji z enačbo 5.11:

$$m_{s,p} = \frac{m_p H_p}{2H_s N_s}. \quad (5.13)$$

Za faktor γ_a izberemo vrednost 1,0. Evrokod 8 [16] to dovoljuje v vseh primerih, razen pri sidranju strojev in opreme, ki so pomembni za delovanje sistemov za zagotavljanje varnosti ljudi ter pri rezervoarjih in posodah, ki vsebujejo strupene ali eksplozivne snovi, nevarne za ljudi. Prav tako ne upoštevamo redukcije potresne obtežbe zaradi disipacije potresne energije, torej $q_a = 1,0$.

Horizontalni paneli

- Tako kot v primeru vertikalnih panelov v nadaljevanju predlagana priporočila za načrtovanje stikov med horizontalnimi paneli in konstrukcijo veljajo le za obravnavani sistem, ki je prikazan na Sliki 5.2. Tak sistem se najpogosteje uporablja v slovenski in italijanski gradbeni praksi. Spodnji panel je položen na tla, zgornji paneli pa so položeni na jeklene ali betonske kratke konzole, ki so vgrajene v steber. Te običajno zaradi montažnih toleranc dopuščajo določen relativni pomik med panelom in stebrom $+/-d_{gap}$ (glej Sliki 4.25 in 5.2). Zgoraj so paneli na steber oziroma grede (glej vrhni panel, Slika 5.2) pritrjeni s stiki TA-AS, NODO oziroma podobnimi stiki. V bivšem slovenskem podjetju Primorje so bili najpogosteje uporabljeni stiki, podobni stikom NODO (Sliki 3.5 in 3.6). Med posameznimi horizontalnimi paneli se pusti manjša odprtina (običajno širine okrog 1 cm), ki se zapolni s silikonskim ali z druge vrste tesnilom.
- Relativni pomiki v stikih, ki so posledica horizontalne obtežbe, so odvisni od pomika grede oziroma konstrukcije d_s (Slika 5.2) ter dimenzij posameznega panela oziroma števila panelov. Če je bila izvedena linearna analiza s projektnim spektrom, se pomiki izračunajo kot produkt elastičnega pomika in faktorja obnašanja q , kakor zahteva Evrokod 8 [16].
- Označimo relativni pomik v spodnjem stiku z d_{li} ter relativni pomik v zgornjem stiku z d_{ui} , kjer je i zaporedna številka panela od spodaj navzgor (Slika 5.2), in zapišimo naslednjo zvezo med pomiki stebra na nivoju zgornjih in spodnjih stikov d_{si}' in d_{si} ter relativnimi pomiki v stikih:

$$d_{si}' - d_{si} = d_{ui} - d_{li}. \quad (5.14)$$

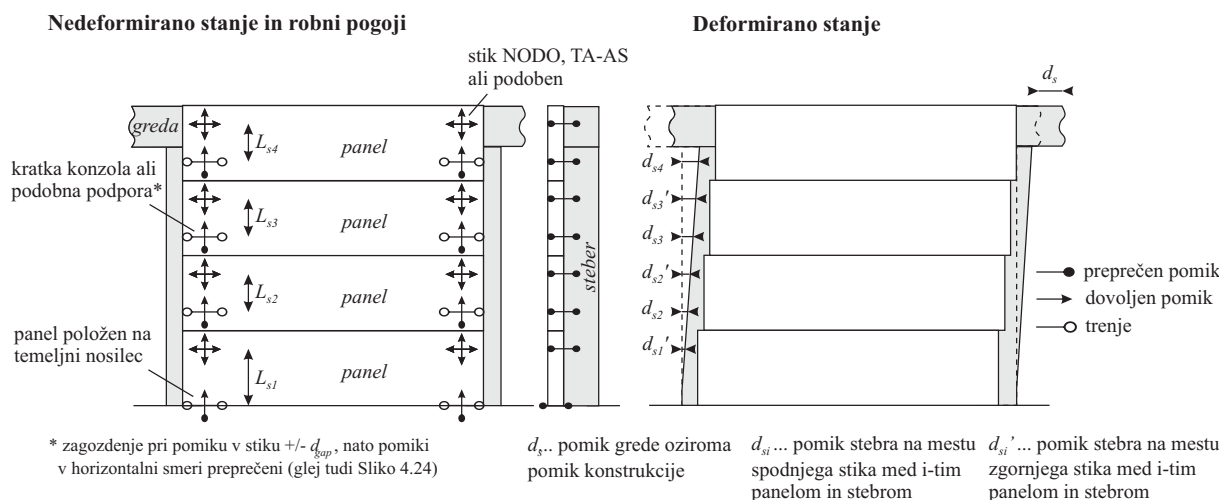
Zveza 5.14 izhaja iz deformacijske oblike, prikazane na Sliki 5.2. Razliko $d_{si}' - d_{si}$ lahko izračunamo iz povprečne rotacije stebra rot_s :

$$d_{si}' - d_{si} = d_{ui} - d_{li} = rot_s L_{si}, \quad (5.15)$$

$$rot_s = d_s/L, \quad (5.16)$$

kjer je L_{si} vertikalna razdalja med zgornjim in spodnjim stikom (Slika 5.2), L pa višina stebra. Deformacijska kapaciteta stikov med i -tim panelom in konstrukcijo torej ne bi smela biti manjša od razlike pomikov, iz vrednotene z enačbo 5.14.

- Pri opisanem postopku določitve relativnih pomikov v stikih med horizontalnimi paneli in konstrukcijo smo predpostavili, da paneli s svojo togostjo ne vplivajo na globalni odziv konstrukcije. Taka predpostavka je upravičena predvsem, če uporabimo stike tipa TA-AS ali stike tipa NODO in dokažemo, da ne pride do zagozdenja (glej odziv, prikazan na Sliki 3.16, ter kontrolo prikazano v razdelku 5.2.2). Če bi vseeno želeli upoštevati vpliv takih stikov na globalni odziv konstrukcije, je pri globalni analizi konstrukcije treba uporabiti ustrezen nelinearen model stika (razdelek 3.4).



Slika 5.2: Izvedba horizontalnih panelov, ki se najpogosteje pojavlja v slovenski in italijanski praksi.

Fig 5.2: Horizontal panel configuration, which is most often used in slovenian and italian practice.

- Tako kot pri vertikalnih panelih je treba stike preveriti tudi v smeri pravokotno na ravnino panela. V ta namen moramo izrednotiti potresno silo na stike, ki izhaja iz mase panelov. Če pogledamo enačbi 5.17 in 5.18 za izračun potresne sile na nekonstrukcijske elemente, hitro ugotovimo, da na višje nameščene nekonstrukcijske elemente deluje večja potresna sila (vpliv parametra z). Če so vsi paneli enaki (z enako maso), lahko torej trdimo, da je najbolj obremenjen zgornji panel. Ker se iz praktičnih razlogov običajno uporabijo enaki stiki za vse panele po višini, bomo zato predstavili le način izračuna potresne sile, ki deluje na stike zgornjega panela.

Spomnimo se najprej enačbe za izračun potresne sile na nekonstrukcijske elemente [16]:

$$P_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a, \quad (5.17)$$

kjer je S_a potresni koeficient za nekonstrukcijske elemente; W_a teža nekonstrukcijskega elementa, ki odpade na pritrditveni element; γ_a faktor pomembnosti za element in q_a faktor obnašanja za element.

Delež teže panela, ki odpade na posamezni zgornji stik, izračunamo kot:

$$W_a = \frac{W_p}{4}, \quad (5.18)$$

kjer je W_p teža panela.

Koeficient S_a iz enačbe 5.17 izračunamo kot:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [3(1 + z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) - 0,5], \quad (5.19)$$

kjer je α razmerje med projektnim pospeškom a_g na tleh tipa A in težnostnim pospeškom g ; S faktor tal; T_a osnovni nihajni čas nekonstrukcijskega elementa; T_1 osnovni nihajni čas stavbe v ustrezni smeri; $z = H$ višina pritrditve nekonstrukcijskega elementa nad mestom delovanja potresnega vpliva (to je nad temelji stavbe) in H višina stavbe, merjena od temeljev. T_a izračunamo iz togosti posameznega stika prečno na ravnino panela ter deleža mase panela, ki odpade na posamezni stik in ki ga izračunamo po analogiji z enačbo 5.18:

$$m_{s,p} = \frac{m_p}{4}, \quad (5.20)$$

kjer je m_p masa panela (glej prej navedeno oceno potresnih zahtev za vertikalne panele).

Za vrednosti faktorjev pomembnosti in obnašanja (γ_a in q_a), ki sta navedeni v enačbi 5.17 izberemo 1,0, in sicer zaradi enakih razlogov kot v primeru vertikalnih panelov.

Tako smo ocenili potresne zahteve za stike med vertikalnimi ali horizontalnimi paneli in konstrukcijo pri enoetažnih montažnih halah. Na tem mestu je treba še enkrat poudariti, da predlagani postopki veljajo le za v tej disertaciji obravnavane sisteme oziroma konfiguracije panelov in stikov med paneli ter konstrukcijo. V naslednjem razdelku bomo predstavili še načine ocenjevanja kapacitete stikov. Pri ustrezno načrtovanih stikih potresne zahteve ne smejo presežati njihove deformacijske kapacitete in nosilnosti.

5.2.2 Ocena kapacitete

Stiki TA-AS

- V primeru uporabe stikov TA-AS je treba kontrolirati njihovo deformacijsko kapaciteto v horizontalni osi in nosilnost v smeri pravokotno na ravnino panela. V vertikalni smeri je zadostna deformacijska kapaciteta zagotovljena z drsenjem glave jeklene ploščice vzdolž vertikalnega kanala.
- Nosilnost stika v smeri pravokotno na ravnino panela je običajno že specificirana v ustreznih dokumentih, ki se izdajo za vsak tip stika. Drugače pa je z deformacijsko kapaciteto stika v smeri vzporedno z ravnino panela. Te proizvajalci v omenjenih dokumentih običajno ne podajajo, zato jo je treba dokazati z ustreznimi dodatnimi cikličnimi strižnimi preizkusi stikov. Za tip stika, ki je bil preizkušen v tej disertaciji (stik TA-AS proizvajalca Halfen), je mogoče podati minimalni relativni pomik, pri katerem je prišlo do porušitve stikov. Pri uporabi hladno oblikovanih kanalov HTA40/23 je ta pomik znašal 50 mm, pri vroče valjanih kanalih HTA40/22 pa 70 mm, vendar je treba še enkrat poudariti, da so te vrednosti relevantne le v primeru uporabe stikov, katerih konfiguracija je popolnoma enaka tisti, ki je bila preizkušena za namene te disertacije (Sliki 3.3 in 3.4). Če se uporabijo drugačni kanali, drugačna ploščica ali pa je razdalja med mestom privijačenja ploščice in panelom L (Slika 5.3, levo) drugačna, se lahko mejni pomiki precej razlikujejo.
- Če se dokaže, da je pri strižni obremenitvi stika nosilnost kanala večja od upogibne nosilnosti ploščice (to se je npr. izkazalo pri vseh preizkusih z vroče valjanimi kanali HTA40/22), se deformacijska kapaciteta stika lahko oceni z naslednjim izrazom:

$$d_u = (\theta_{gap} + \theta_{vr}) L, \quad (5.21)$$

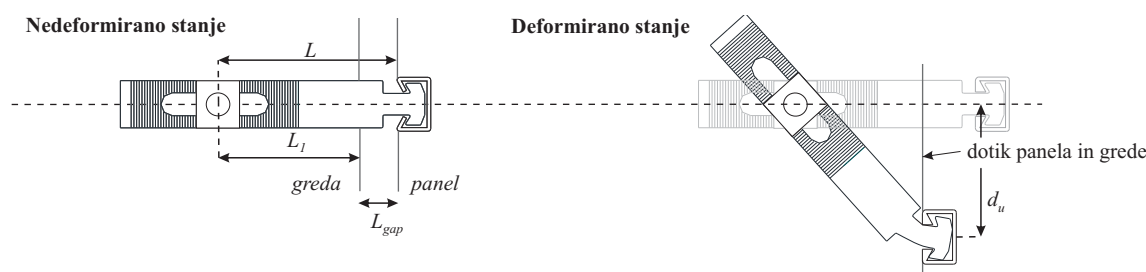
kjer je θ_{gap} pomik v stiku zaradi proste rotacije glave ploščice znotraj kanala; θ_{vr} plastična rotacija v vratu ploščice in L razdalja, označena na Sliki 5.3 (levo). Rotacijo θ_{vr} izračunamo kot produkt maksimalne ukrivljenosti vratu $\phi_{vr,max}$ in dolžine plastičnega členka, ta pa je kar enaka dolžini vratu L_{vr} :

$$\theta_{vr} = \phi_{vr,max} L_{vr}. \quad (5.22)$$

Maksimalna ukrivljenost se izračuna na podlagi mejnih deformacij za jeklo, iz katerega je izdelana ploščica.

- Da se kapaciteta stika izkoristi v polni meri, je treba zagotoviti dovolj velik odmik panela od grede. Pri povečevanju relativnega strižnega pomika ploščica namreč vleče panel h gredi. Če je med panelom in gredo premalo prostora, se panel dotakne grede, še preden pride do upogibne porušitve v vratu ploščice ali porušitve kanala (Slika 5.3, desno), kar povzroči skokovit porast togosti in nosilnosti zaradi trenja med gredo in panelom. Paneli začnejo sodelovati s konstrukcijo pri prenosu potresne obtežbe, model, ki ne upošteva vpliva panelov, pa zato ni več ustrezen. Razdalja med panelom in gredo L_{gap} naj zato znaša vsaj:

$$L_{gap} \geq L \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{d_u}{L} \right)^2} \right). \quad (5.23)$$



Slika 5.3: Dotik med panelom in gredo zaradi horizontalnega pomika v stiku TA-AS.

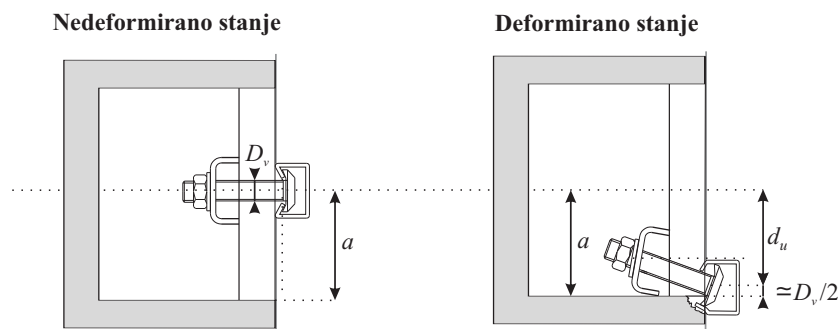
Fig 5.3: Closing of the gap between the beam and the panel as a consequence of relative displacement in the TA-AS connection.

Stiki NODO

- Tako kot v primeru uporabe stikov TA-AS je tudi pri stikih NODO treba kontrolirati njihovo deformacijsko kapaciteto v horizontalni osi ter nosilnost v smeri pravokotno na ravnino panela. V vertikalni smeri je zadostna deformacijska kapaciteta zagotovljena z drsenjem glave jeklene ploščice vzdolž vertikalnega kanala.
- Nosilnost stika v smeri pravokotno na ravnino panela je običajno že specificirana v ustreznih dokumentih, ki se izdajo za vsak tip stika, minimalno deformacijsko kapaciteto v horizontalni smeri pa lahko približno ocenimo na podlagi geometrijskih karakteristik:

$$d_u = a - D_v/2. \quad (5.24)$$

V enačbi 5.24 je d_u mejni relativni pomik v stiku, a razdalja, označena na Sliki 5.4 in D_v premer vijaka.



Slika 5.4: Shematski prikaz izračuna mejnega horizontalnega pomika v stikih NODO (ali podobnih stikih).

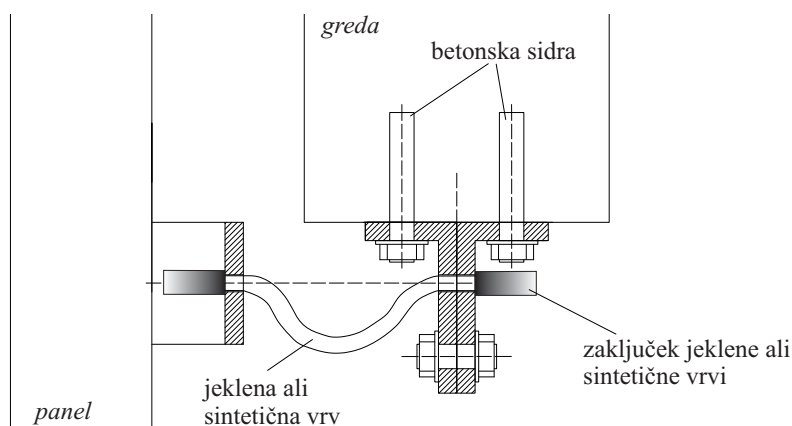
Fig 5.4: Schematic presentation of the ultimate horizontal displacement calculation for the NODO connections (or similar).

- Vpliv togosti stikov oziroma panelov na globalni odziv konstrukcije se lahko upošteva, vendar pa je v tem primeru treba izvesti nelinearno analizo z ustreznimi modeli stikov, definiranih na podlagi priporočil iz razdelka 3.4.2.

6 PRIDRŽEVALCI ZA VAROVANJE PANELOV

Kot smo prikazali v razdelku 4.6 in kot so ne nazadnje pokazali tudi nedavni potresi v Italiji (glejte razdelek 1.3), je nevarnost porušitve obstoječih stikov med konstrukcijo in paneli v primeru močnejšega potresa relativno visoka. V okviru v tej disertaciji že večkrat omenjenega evropskega projekta SAFECLADDING se zato razvijajo novi stiki, ki bi omogočali ali popolno izolacijo panelov od konstrukcije ali pa celo disipacijo potresne energije v samih stikih. Tovrstne inovativne rešitve so ustrezne predvsem za objekte, ki se bodo gradili v prihodnosti. Dejstvo pa je, da je v Evropi na tisoče takih objektov že zgrajenih in že v uporabi. Montaža novih stikov bi utegnila biti precej komplicirana in zato zamudna ter draga. Pričakovati, da se bodo lastniki objektov odločali za tovrstno obnovo, je torej nekoliko utopično. V okviru projekta SAFECLADDING je zato predviden tudi razvoj precej preprostejših sistemov. Gre za varovala (pridrževalce), ki sestojijo iz jeklenih ali sintetičnih vrvi ter sidrnih elementov (glej tudi Sliko 6.1). Pridrževalci naj bi v primeru porušitve obstoječih stikov fasadne panele varovali pred padcem iz svoje ravnine in tako preprečili škodo na opremi, škodo na skladiščenih izdelkih ali celo človeške žrtve. V tej disertaciji smo se osredinili predvsem na uporabo sintetičnih vrvi s številnimi prednostmi v primerjavi z jeklenimi (več o tem nekoliko pozneje), vendar je njihova uporaba v gradbeništvu še vedno precej omejena, saj so na tržišču relativno kratek čas.

Zasnovo pridrževalcev bomo prikazali v naslednjem razdelku. Pri tem bomo upoštevali naslednje robne pogoje: debelino betonskih elementov, v katera sidramo pridrževalce; prostor, ki je na voljo za montažo, ter izpostavljenost požaru in koroziji. Eksperimentalne preiskave zasnovanih sistemov, ki so bile izvedene na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani (pri tem je aktivno sodeloval tudi avtor te disertacije), bomo nato prikazali v razdelku 6.1. Da bi ovrednotili njihovo zanesljivost, je bilo izvedenih več kot 100 nateznih preizkusov. Nazadnje bomo v razdelku 6.2 ocenili potrebno nosilnost za različne enoetažne montažne stavbe, različne dimenzije panelov in različne pridrževalce.



Slika 6.1: Idejna zasnova pridrževalca kot varovala pred padcem fasadnih panelov iz njihove ravnine v primeru porušitve stikov med panelom in konstrukcijo.

Fig 6.1: Scheme of a restrainer as a second line back up device for preventing a fall of façade panels out of their plain.

6.1 Eksperimentalne preiskave

6.1.1 Zasnova preizkušancev

Ideja pridrževalcev se zdi dokaj preprosta, vendar je tovrstna varovala treba ustrezno načrtovati. Najprej je treba glede na omejen prostor, ki ga določajo pozicije armiranobetonskih montažnih elementov, zasnovati sistem, ki bi bil dovolj preprost za montažo. Izbrati je treba ustrezne materiale, ki so dovolj odporni na neugodne zunanje vplive kot sta korozija in požar. Jeklene in sintetične vrvi je potrebno sidrati na način, da čimbolj izkoristimo nosilnost same vrvi. Zavedati se je namreč potrebno, da je 100 % učinkovitost zaključkov vrvi, po katerih prenesemo silo v sidrne elemente in nato v betonske elemente, zelo težko doseči. Za tipe zaključkov, ki so bili preizkušeni v okviru te disertacije, je bilo na primer ugotovljeno, da dosegajo učinkovitosti nekje med 70 in 80 % pri vrveh iz sintetičnih vlaken ter med 50 in skoraj 100 % pri jeklenih vrveh (glej razdelek 6.1).

Premeri vrvi so bili izbrani na podlagi relativno preproste ocene potresne sile. V primeru vertikalnih panelov je bila sila na en pridrževalac ocenjena kot produkt ene četrtine teže panela (dva pridrževalca varujeta pol mase panela) in največjega možnega amplifikacijskega faktorja ob hipni obtežbi – 2, v primeru horizontalnih panelov pa kot produkt polovice teže panela (dva pridrževalca varujeta celotno maso panela) ter amplifikacijskega faktorja 2. Pri tem so bili upoštevani paneli naslednjih dimenzij: širine 1,5–2,5 m; debeline 0,14–0,18 m (le betonski del) in višine 5–10 m. Tak preprost izračun pokaže, da znašajo sile na pridrževalac med 13 in 45 kN v primeru vertikalnih panelov ter med 26 in 90 kN v primeru horizontalnih panelov. Na podlagi teh ocen so bile izbrane sintetične in jeklene vrvi premerov od 8 do 12 mm. Njihove osnovne fizikalne in mehanske lastnosti so podane v Preglednici 6.1. Vsaki od preizkušenih vrvi smo glede na material in premer pripisali smiselno oznako, ki jo uporabljamo v nadaljevanju. Kratice kemijskih imen sintetičnih materialov so razložene pod preglednico, dodali pa smo tudi komercialna imena, ki se pogosto pojavljajo na tržišču. Iz preglednice je razvidno, da so nekatere sintetične vrvi (Sdyn8, Svec8 in Szy8) pri enakem premeru (8 mm) med 2,6- in 3,0-krat močnejše od jeklenih vrvi. Seveda je treba dodati, da del prereza jeklene vrvi predstavlja tudi 1 mm debel PVC-ovoj, vendar je ta nujen, če želimo zagotoviti zadostno odpornost jeklene vrvi proti koroziji. Drugi zanimiv podatek je, da so sintetične vrvi približno med 2,5- in 3,5-krat lažje od jeklenih vrvi.

Preglednica 6.1: Osnovne lastnosti preizkušenih jeklenih in sintetičnih vrvi.

Table 6.1: Main properties of the tested steel wire and synthetic fiber ropes .

Oznaka	Sdyn8	Svec8	Szy8	Sar8	J8s	J10	J12
Zunanji premer [mm]	8	8	8	8	8	10	12
Jedro	¹ UHMWPE, 12 snopov	² LCP, 12 snopov	³ PBO, 12 snopov	aramid, 12 snopov	žice in vlak. sredica	žice	žice
Ovoj	/	/	poliester	poliester	PVC	/	/
Nosilnost [kN]	68	70	60	20	23	58	91
Teža [g/m]	35	48	59	?	129	313	489

¹ Polno kemijsko ime: angl. *ultra-high-molecular-weight polyethylene*. Komercialno ime: Dyneema®.

² Polno kemijsko ime: angl. *liquid crystal*. Komercialno ime: Vectran®.

³ Polno kemijsko ime: angl. *poly(p-phenylene-2,6-benzobisoxazole)*. Komercialno ime: Zylon®.

Zasnovo celotnega pridrževalca smo že prikazali na Sliki 6.1. V gredo se z ustreznimi sidri privijačita dva jeklena kotnika. Na drugi strani se v panel ustrezno sidra jeklen omega profil. Zaključki jeklene ali sintetične vrvi se nato potisnejo skozi vnaprej pripravljene odprtine v jeklenih profilih in se fiksirajo. Ob padcu panela v smeri prečno na svojo ravnino se vrv zategne, natezna sila pa prenese preko zaključkov v jeklene elemente in nato preko sider v gredo ter v panel. Sredinski osi grede in panela sta običajno med seboj oddaljeni od 25 do 30 cm (Slika 6.1). Očitno je, da je prostor, znotraj katerega lahko pridrževalec namestimo in ustrezno sidramo, omejen. Zaključevanje vrvi moramo torej izvesti na čim manjši razdalji. Če bi se odločili za zaključevanje z zanko, bi morali zagotoviti dovolj dolg preklop vrvi in dovolj velik radij ukrivljenosti zanke, saj dodatne upogibne obremenitve vrvi močno znižujejo njeno učinkovitost. Velik radij in dolg preklop pa zaradi prostorske omejitve nista mogoča. Poleg tega bi izbira večje dolžine pridrževalca povzročila povečanje nateznih sil v primeru aktivacije, kar bo pojasnjeno nekoliko pozneje v razdelku 6.2.

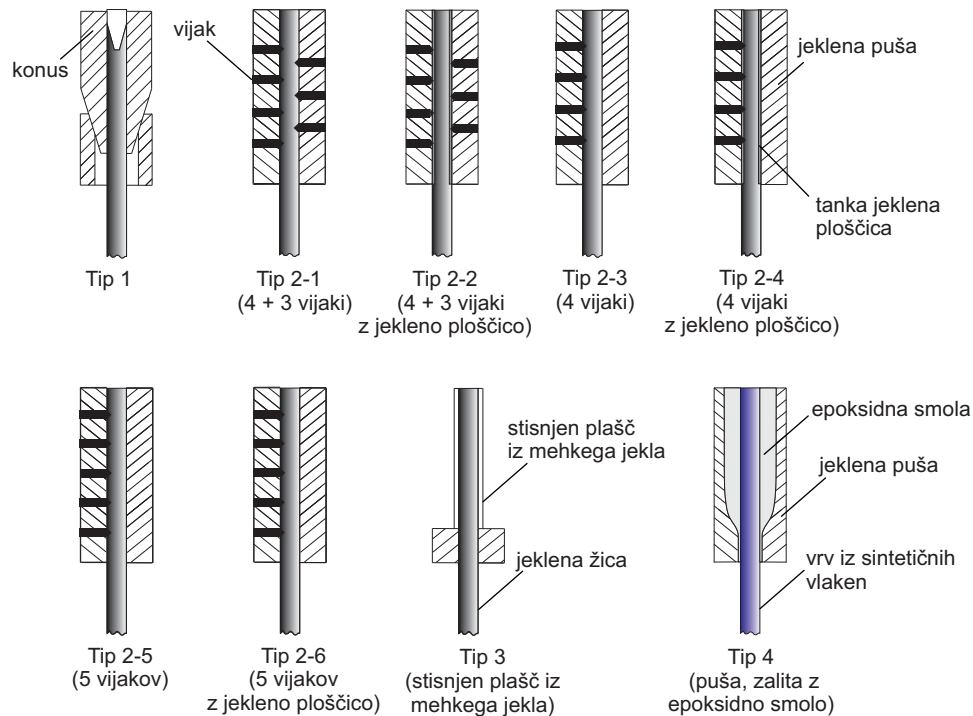
Zaradi opisanih razlogov so bili za zaključevanje tako jeklenih kot tudi sintetičnih vrvi izbrani od 5 do 7 cm dolgi zaključki v obliki jeklenih puš. Vrv se vstavi v zaključek in znotraj njega fiksira na različne načine. Vsi različni tipi zaključkov, ki so bili preizkušeni v okviru te disertacije, so prikazani na Sliki 6.2. Prvi tip sestoji iz dveh jeklenih komponent. Prva (zgornja) je oblike konusa. Na to komponento je z vijakom pričvrščena jeklena vrv (za boljšo predstavbo glej Sliko 6.2, levo zgoraj). Druga (spodnja) komponenta je oblike cilindra in je pri nanosu obtežbe v stiku s sidrnim jeklenim elementom. Ob povečevanju natezne sile v vrvi se zgornja komponenta pomika v spodnjo, s tem pa se povečuje bočni pritisk na jekleno vrv. Posledično narašča tudi trenjska sila med pušo in vrvjo.

Pri drugem tipu se povezava med pušo in jekleno vrvjo zagotovi z manjšimi jeklenimi vijaki. Preizkušene so bile različne variante, ki so se med seboj razlikovale v številu vijakov. Pri nekaterih variantah je bila med pušo in vrvjo dodana še jeklena ploščica, ki naj bi zagotavljala enakomernejšo porazdelitev bočnih napetosti vzdolž vrvi.

Zadnji tip zaključkov jeklenih vrvi (Tip 3) sestoji iz plašča, izdelanega iz mehkega jekla, in močnejšega spodnjega dela, izdelanega iz konstrukcijskega jekla. Povezavo med vrvjo in zaključkom zagotovimo tako, da plašč s posebnimi kleščami pričvrstimo na vrv.

Tip 4 je bil zasnovan zgolj za zaključevanje vrvi iz sintetičnih vlaken. Te so precej občutljive za lokalne strižne obremenitve, zato zaključevanje takih vrvi z enim od Tipov 2 ni primerno. Strižne napetosti med jekleno pušo ter vrvjo je treba prenesti čim bolj zvezno in na čim daljši razdalji. V ta namen v prostor med jekleno pušo in vrvjo doziramo epoksidno smolo. Pri nanosu natezne sile v vrvi se napetosti prenesejo v smolo ter nato prek jeklene puše in sidrni element. Zaradi specifično oblikovane notranjosti jeklene puše se ob povečevanju natezne sile v vrvi povečujejo tudi bočne napetosti, s katerimi smola pritiska na vrv. S tem naraste tudi sprejemna nosilnost med smolo in vrvjo.

Končne dimenzije in oblika zaključkov Tipa 4 so rezultat večjega števila predhodnih preizkusov. Na podlagi rezultatov in praktičnosti izdelave je bila na koncu predlagana zasnova, ki je podrobneje opisana v Dodatku D. Zaključki so bili izdelani iz konstrukcijskega jekla S355 in zaliti z dvokomponentno epoksidno smolo s tlačno trdnostjo 52 MPa, z natezno trdnostjo 37 MPa ter z viskoznostjo 430 mPa·s pri 20 °C.



Slika 6.2: Vsi preizkušeni tipi zaključkov jeklenih in sintetičnih vrvi.

Fig 6.2: All tested types of wire and fiber rope end terminations.

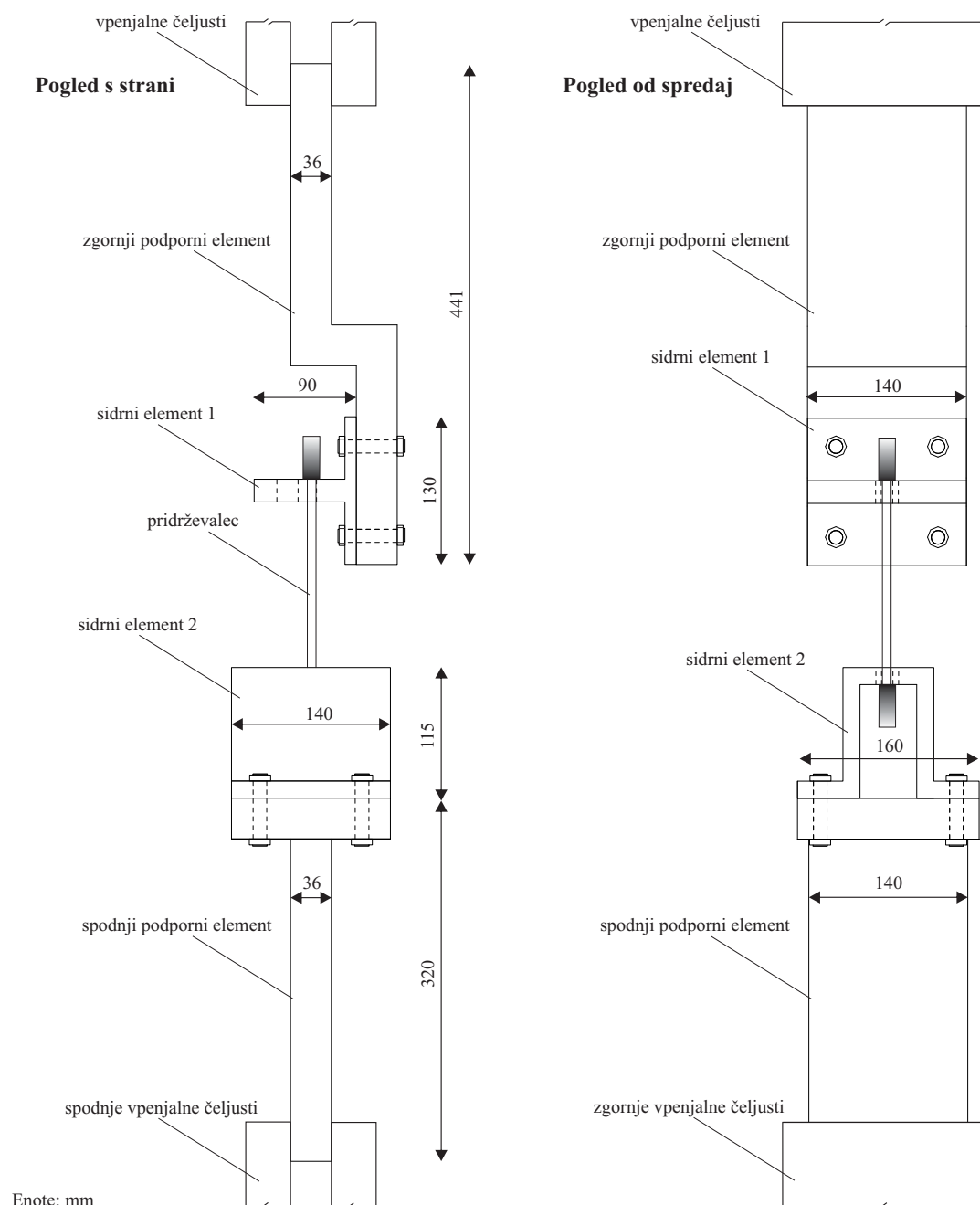
6.1.2 Zasnova preizkusa

Pridrževalci, predstavljeni v prejšnjem razdelku, so bili preizkušeni tako statično (hitrost obteževanja 1 mm/100 s) kot tudi dinamično (hitrost obteževanja 25 mm/s; to je maksimalna hitrost, ki jo je dopuščala testna naprava). Zasnova sistema za preizkušanje je shematsko prikazana na Sliki 6.3. Sistem sestoji iz štirih komponent, izdelanih iz konstrukcijskega jekla S355 ($f_y = 355$ MPa). Podporna elementa debeline 36 mm sta vpeta v spodnje in zgornje čeljusti naprave za izvajanje enoosnih preizkusov (Slika 6.3). Na ta elementa sta privijačena sidrna jeklena elementa, ki sta prikazana tudi na Sliki 6.1. Medtem ko sta sidrna elementa tudi dejansko del sistema za varovanje panelov (Slika 6.1), pa je naloga podpornih elementov le prenos sil iz sidrnih elementov v vpenjalne čeljusti.

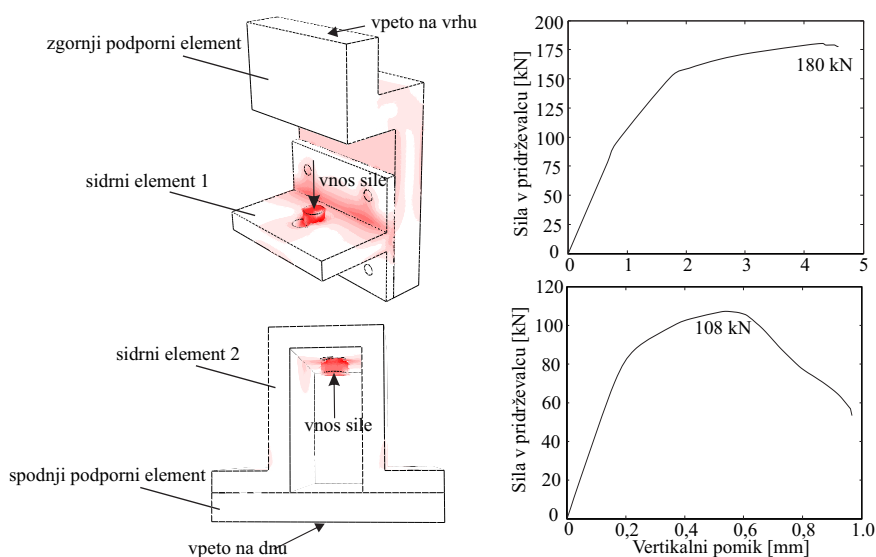
Pridrževalec dolžine 0,5 m se na obeh koncih v sidrna elementa zatakne prek t. i. sistema zadrge. Zaključek se vstavi skozi večjo luknjo v sidrnem elementu in nato pomakne na stran k manjši luknji, katere premer je le malo večji od premera vrvi. Da bi preprečili zdrs zaključka k večji luknji in skozi njo, večjo luknjo zamašimo z vijakom ali na kak drug ustrezen način. Tak pristop zatikanja pridrževalcev v sidrne elemente je omogočal hitro menjavo preizkušancev po končanem posamičnem nateznem preizkusu.

Sidrne elementi so bili načrtovani tako, da v njih ne bi prišlo do plastifikacije, preden bi se pretrgal sam pridrževalec. S pomočjo podrobnih 3D-numeričnih modelov smo dokazali, da ostanejo sidrne elementi popolnoma elastični vse do natezne sile 80 kN (Slika 6.4). Sidri element 1 se poruši pri sili 180 kN, sidri element 2 pa pri 108 kN. V računu smo upoštevali srednje vrednosti materialnih karakteristik. Numerična modela, definirana v programu ABAQUS [59], in pripadajoča odziva sila-pomik so prikazani na Sliki 6.4. Da bi zmanjšali računski čas, podpornih elementov nismo modelirali v celoti (primerjaj

Sliki 6.3 in 6.4) in tako predpostavili, da se preostala dela do porušitve sidrnih elementov obnašata kot popolnoma toga. Na dnu spodnjega ter na vrhu zgornjega podpornega elementa so bili nato preprečeni vsi pomiki in rotacije, s čimer smo simulirali vpetje v čeljustih. Vijake smo modelirali z jeklenimi valji in predpostavili popolno povezanost tako s sidrnimi kot tudi podpornimi elementi. Obtežbo smo vnesli kot tlačno silo na togi jekleni ploščici, ki sta predstavljali spodnji del zaključka.



Slika 6.3: Zasnova sistema za preizkušanje pridrževalcev: pogled s strani (levo) in od spredaj (desno).
Fig 6.3: Scheme of the set-up used for the tests on restrainers: side view (left) and front view (right).



Slika 6.4: Preverjanje nosilnosti sidrnih elementov z numerično analizo: 3D numerična modela (levo) ter analitični odziv sila–pomik (desno).

Fig 6.4: Control of the strength of the anchoring elements: 3D numerical models (left) and analytical force–displacement response (right).

6.1.3 Analiza rezultatov

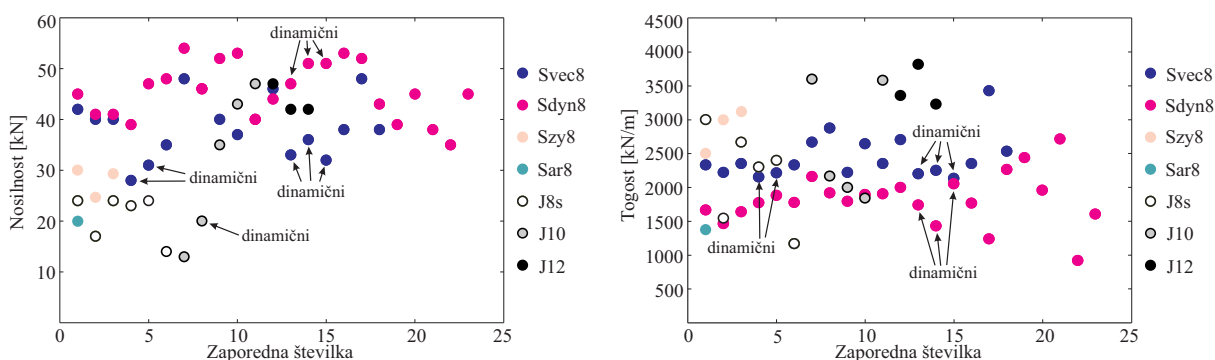
Na Sliki 6.5 so prikazani rezultati (izmerjeni nosilnost in togost) 55 nateznih preizkusov. Vključeni so rezultati pridrževalcev, izdelanih iz sintetičnih in jeklenih vrvi. Kot popolnoma neustrezni so se izkazali jekleni pridrževalci z zaključki tipov 1 in 3 (Slika 6.2), zato rezultatov na Sliki 6.5 niti ne prikazujemo. Zaradi kontrakcije vrvi in posledično izvleka iz zaključka je bila nosilnost zaključkov tipa 1 manjša od 10 kN. Še manj učinkovit je bil zaključek tipa 3 (nosilnosti so se gibale okrog 1 kN). Ob povečevanju natezne sile v pridrževalcu se je namreč plašč, izdelan iz mehkega jekla, uklonil na stiku s spodnjim močnejšim jeklenim delom zaključka (Slika 6.2).

Najvišje nosilnosti (tudi do 55 kN) so bili dosežene s pridrževalci z oznako **Sdyn8** (Slika 6.5), ki so bili izdelani iz vrvi s komercialnim imenom Dyneema® (Preglednica 6.1) ter zaključeni s tipom zaključka 4 (Slika 6.2). Nekoliko nižje nosilnosti so bile dosežene s pridrževalci **Svec8**, izdelanimi iz vrvi s komercialnim imenom Vectran®. Nosilnosti jeklenih vrvi enakega zunanje premera (**J8s**) so bile znatno nižje – med 14 in 24 kN. Na tem mestu je še enkrat treba poudariti, da je del prereza 8 mm debele jeklene vrvi predstavljal PVC-ovoj debeline 1 mm (Preglednica 6.1), ki je sicer nujen za doseganje ustrezne korozijske odpornosti vrvi, vendar pa k sami nosilnosti ne prispeva. Jeklene vrvi premerov 10 in 12 mm (**J10 in J12**) so bile izdelane brez PVC-ovoja (Preglednica 6.1). Celoten prerez so tako zapolnjevale jeklene žice. Nosilnosti teh tipov pridrževalcev so se gibale med 12 in 47 kN pri vrveh premera 10 mm ter med 42 in 47 kN pri vrveh premera 12 mm.

Najvišje nosilnosti jeklenih vrvi so bile dosežene z zaključki tipa 2-1 in 2-2 (glej Sliko 6.2). Kot ustrezen način zaključevanja zato predlagamo ta dva tipa. Zaključki z vijaki samo z ene strani (tipi 2-3, 2-4, 2-5 in 2-6) so popustili pri nekoliko nižji natezni sili. Rezultati za tipa 1 in 3 tako sploh niso vključeni na diagramih na Sliki 6.5.

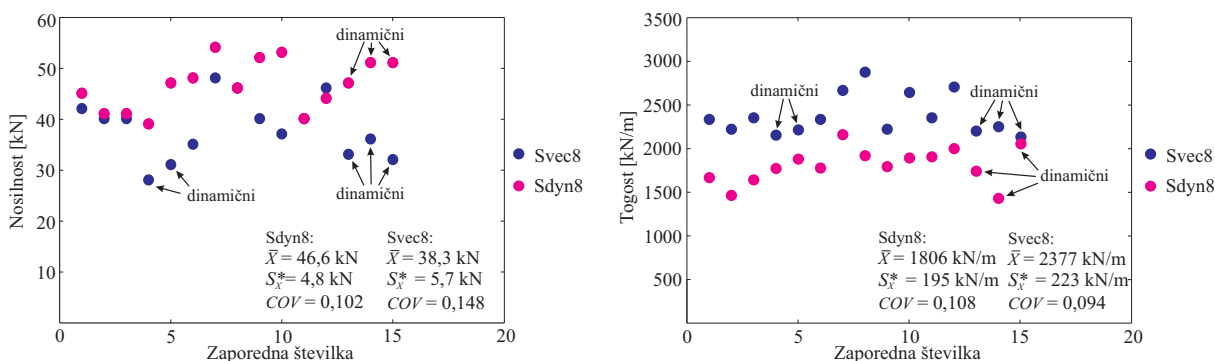
Na največjo silo, ki se lahko pojavi v pridrževalcu pri dinamični obtežbi, nedvomno vpliva tudi njegova togost. Višja togost pomeni večji pojemek, s katerim zadržimo panel ob padanju, posledično pa se v pridrževalcu aktivira tudi večja natezna sila. Na Sliki 6.5 (desno) zato prikazujemo še izmerjene togosti za vse preizkušance. Pri vrveh **Sdyn8** se togost giblje med 1000 in 2800kN/m, pri vrveh **Svec8** pa med 2000 in 3500kN/m. Tudi jekleni pridrževalci so izkazali podobne togosti, in sicer od 1200 do 3800 kN/m, odvisno seveda od tipa zaključka in premera vrvi. Najnižja togost je bila dosežena z vrvjo **J8s** in zaključkom tipa 1, najvišja pa z vrvjo **J12** in zaključkom tipa 2-1.

Da bi analizirali zanesljivost pridrževalcev, izdelanih iz sintetičnih vrvi, sta bili pod enakimi pogoji skrbno izdelani posebni seriji pridrževalcev **Sdyn8** in **Svec8**. Na Sliki 6.6 prikazujemo rezultate pridrževalcev le iz teh dveh serij. Povprečna nosilnost pridrževalcev **Sdyn8** je znašala $\bar{X} = 46,6$ kN, standardna deviacija in koeficient variacije pa sta bila enaka $S_X^* = 4,8$ kN oziroma $COV = 0,102$. Pri tem je njihova povprečna togost znašala $\bar{X} = 1806$ kN/m ob standardni deviaciji $S_X^* = 195$ kN/m in koeficientu variacije $COV = 0,108$. Povprečna nosilnost pridrževalcev **Svec8** je bila nekoliko nižja – $\bar{X} = 38,3$ kN, standardna deviacija pa nekoliko višja – $S_X^* = 5,7$ kN ($COV = 0,148$). Njihova povprečna togost je znašala $\bar{X} = 2377$ kN/m, ob standardni deviaciji $S_X^* = 223$ kN/m in koeficientu variacije $COV = 0,094$. Glede na rezultate je mogoče trditi, da je najprimernejša izbira pridrževalcev **Sdyn8**. S tem tipom pridrževalcev so bile dosežene največje nosilnosti, hkrati pa je bila tudi razpršenost rezultatov relativno majhna. Njihova togost je v povprečju nekoliko manjša kot togost pridrževalcev **Svec8** ali jeklenih pridrževalcev (**J8s**, **J10**, **J12**), zato lahko pričakujemo tudi nekoliko manjšo dinamično obtežbo pri enaki potresni intenziteti. Več o tem je v razdelku 6.2.



Slika 6.5: Nosilnost (levo) in togost (desno) vseh preizkušenih pridrževalcev.

Fig 6.5: Strength (left) and stiffness (right) of all tested restrainers.



Slika 6.6: Nosilnost (levo) in togost (desno) sintetičnih pridrževalcev, izdelanih v posebni seriji.

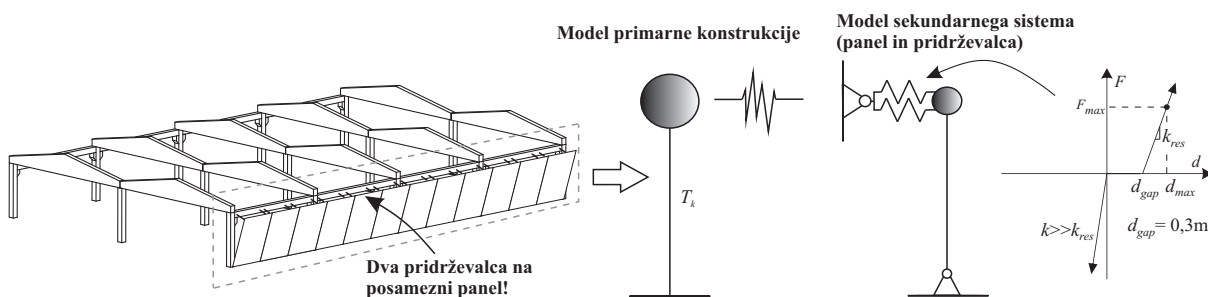
Fig 6.6: Strength (left) and stiffness (right) of synthetic restrainers produced in special series.

6.2 Ocena potrebne nosilnosti

6.2.1 Numerične analize

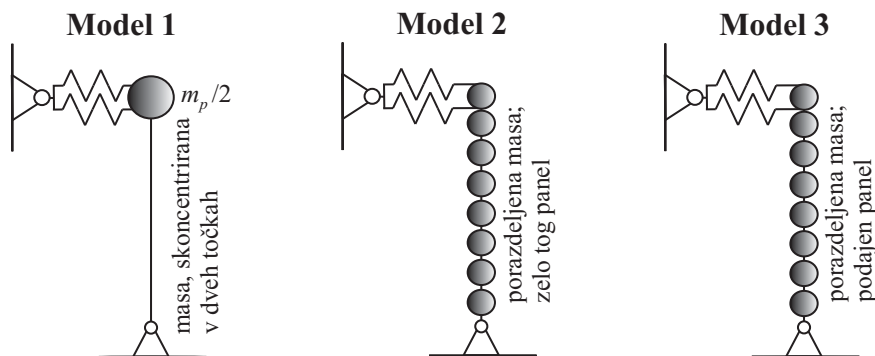
Potrebno nosilnost pridrževalcev smo najprej ocenili s pomočjo parametrične študije na relativno preprostitih 2D modelih (Slika 6.7). V študiji smo raziskali vpliv togosti pridrževalcev (k_{res}), mase panela m_p ter nihajnega časa konstrukcije T_k na silo v pridrževalcu. Togost pridrževalcev smo varirali od $k_{res} = 1\text{MN/m}$ do $k_{res} = 5\text{MN/m}$, maso panela od $m_p = 5$ do $m_p = 9\text{t}$ ter nihajni čas konstrukcije od $T_k = 1\text{s}$ do $T_k = 2\text{s}$. Obravnavali smo le enoetažne konstrukcije z vertikalnimi paneli. Le-te so se izkazale kot najbolj ranljive v smislu porušitve stikov med paneli in konstrukcijo (poglavje 4.6.3). Predpostavili smo, da zaradi majhne mase panela v primerjavi z maso konstrukcije, po poružitvi obstoječega stika panel ne vpliva na odziv konstrukcije. Tako smo lahko primarno konstrukcijo in sekundarni sistem, ki so ga sestavljali panel in pridrževalca, obravnavali posebej (Slika 6.7).

Primarno konstrukcijo smo modelirali kot konzolo s koncentrirano maso na vrhu (Slika 6.7). Pri tem smo uporabili elastične linijske elemente, saj se je izkazalo, da do porušitve obstoječih stikov med vertikalnimi paneli in konstrukcijo prihaja že pri relativno nizkih intenzitetah potresa, ko stebri še niso poškodovani (razdelek 4.6.3). Panel smo modelirali na tri različne načine (Slika 6.8). V prvem primeru (Model 1) smo njegovo maso skoncentrirali v dve točki (na vrhu in na dnu) ter predpostavili, da je panel zelo tog; v drugem primeru (Model 2) smo maso skoncentrirali v več točk vzdolž višine panela; v zadnjem primeru pa smo upoštevali še, da ima panel neko realno upogibno togost, ki smo jo izračunali iz tipičnih dimenzij panela. Predpostavili smo, da je debelina vseh analiziranih panelov (ne glede na maso) enaka 0,16 m, širina pa 2,5 m. Iz teh dveh pogojev in mase je mogoče takoj izračunati tudi višino panela. Pri izračunu upogibne togosti panela smo predpostavili elastični modul betona $E_c=30\text{ GPa}$ ter 50 % razpokanost. Panel smo na vrhu obremenili z vertikalno obtežbo, enako polovici njegove teže, in v analizi upoštevali tudi vpliv teorije drugega reda (učinek P-delta). Med vrhno točko panela in podporo, ki predstavlja konstrukcijo, smo vstavili dve vzmeti, ki smo jima pripisali nelinearni elastični odziv prikazan na Sliki 6.7 (desno). Z vzmetema smo modelirali tako trk med gredo in panelom (predpostavili smo, da je ta elastičen) kot tudi zateg pridrževalcev.



Slika 6.7: Modela primarne konstrukcije in sekundarnega sistema za oceno največjih sil v pridrževalcih pri enoetažnih halah z vertikalnimi paneli.

Fig 6.7: Models of the primary structure and secondary system for the estimation of the maximal forces in restrainers in the case of one-story buildings with vertical panels.



Slika 6.8: Trije različni obravnavani modeli panelov.

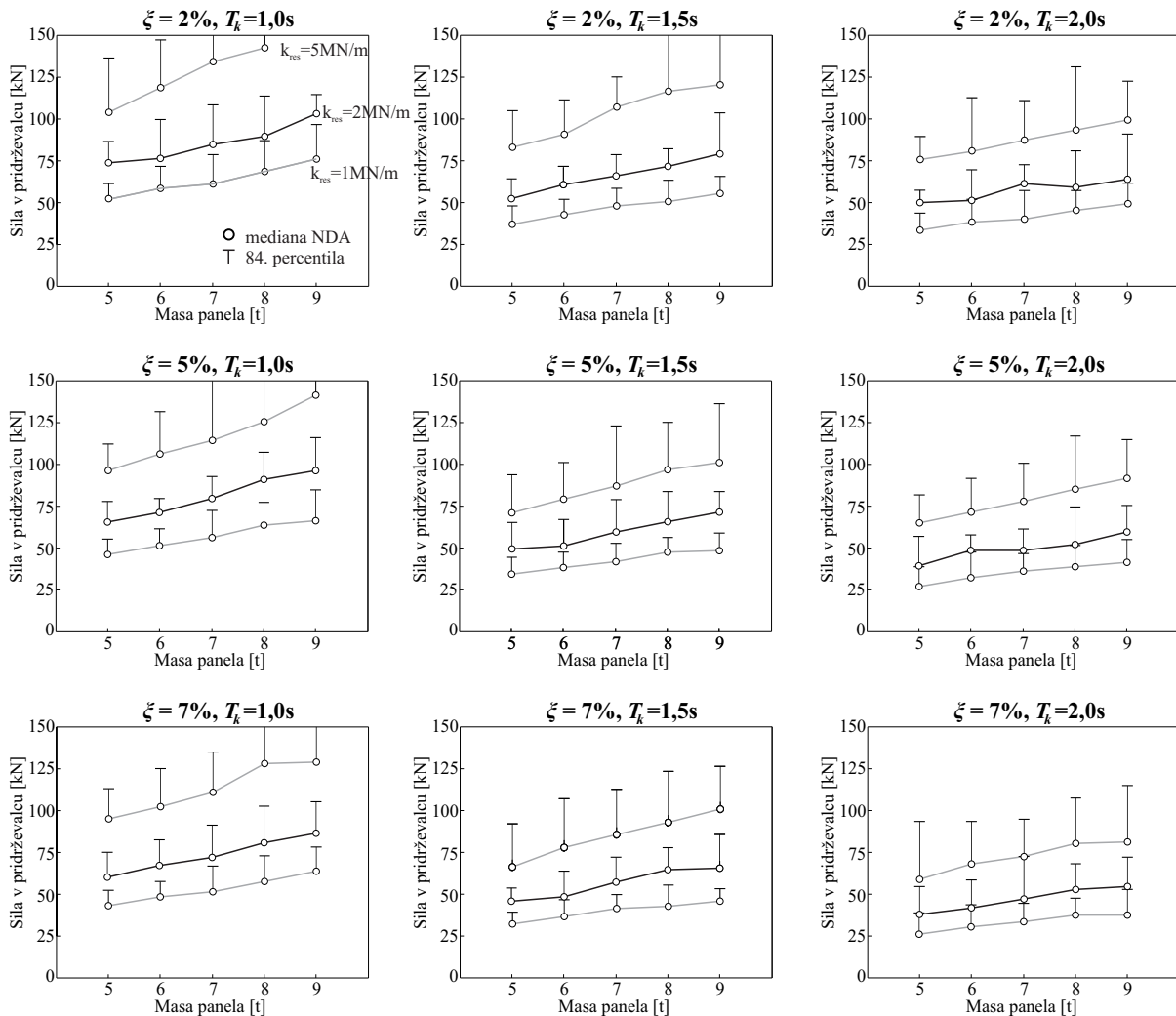
Fig 6.8: Three different analysed panel models.

Najprej smo primarno konstrukcijo obremenili s setom 30 akcelerogramov, ki je že bil podrobneje predstavljen v razdelku 4.4. Predpostavili smo, da je obravnavana hala na območju Ljubljane s tipom tal C, torej je maksimalni pospešek tal znašal $PGA = 0,25 \cdot 1,15 = 0,2875 g$ ($a_g = 0,25 g$ in $S = 1,15$). Uporabili smo Rayleighov model viskoznega dušenja, pri čemer smo definirali le dušenje proporcionalno masi. Zabeležili smo absolutne pospeške na vrhu konstrukcije in nato z njimi obremenili sekundarni sistem (Slika 6.7). Pri tem smo ponovno uporabili Rayleighov model viskoznega dušenja, konstanto $\alpha = 2\xi\omega$ (ξ pomeni koeficient kritičnega dušenja) pa izračunali na podlagi lastne frekvence ω , ki smo jo izračunali ob upoštevanju trenutne togosti sekundarnega sistema. V ta namen smo analizo lastnih vrednosti izvedli po vsakem končanem integracijskem koraku dinamične analize.

Rezultati parametrične študije za različne modele panela so predstavljeni na Slikah 6.9, 6.10 in 6.11. Podane so mediane ter 84. percentile maksimalnih nateznih sil v pridrževalcih. Vsak od diagramov prikazuje sile pri različnih masah panela ter pri različnih togostih pridrževalca k_{res} (0,5 MN/m, 1 MN/m, 2 MN/m in 5 MN/m). Diagrami se med seboj razlikujejo v koeficientu kritičnega dušenja ξ (2%, 5% in 7%), ki smo ga pripisali sekundarnemu sistemu (Slika 6.7), in v nihajnem času glavne konstrukcije T_k (1,0 s, 1,5 s in 2,0 s).

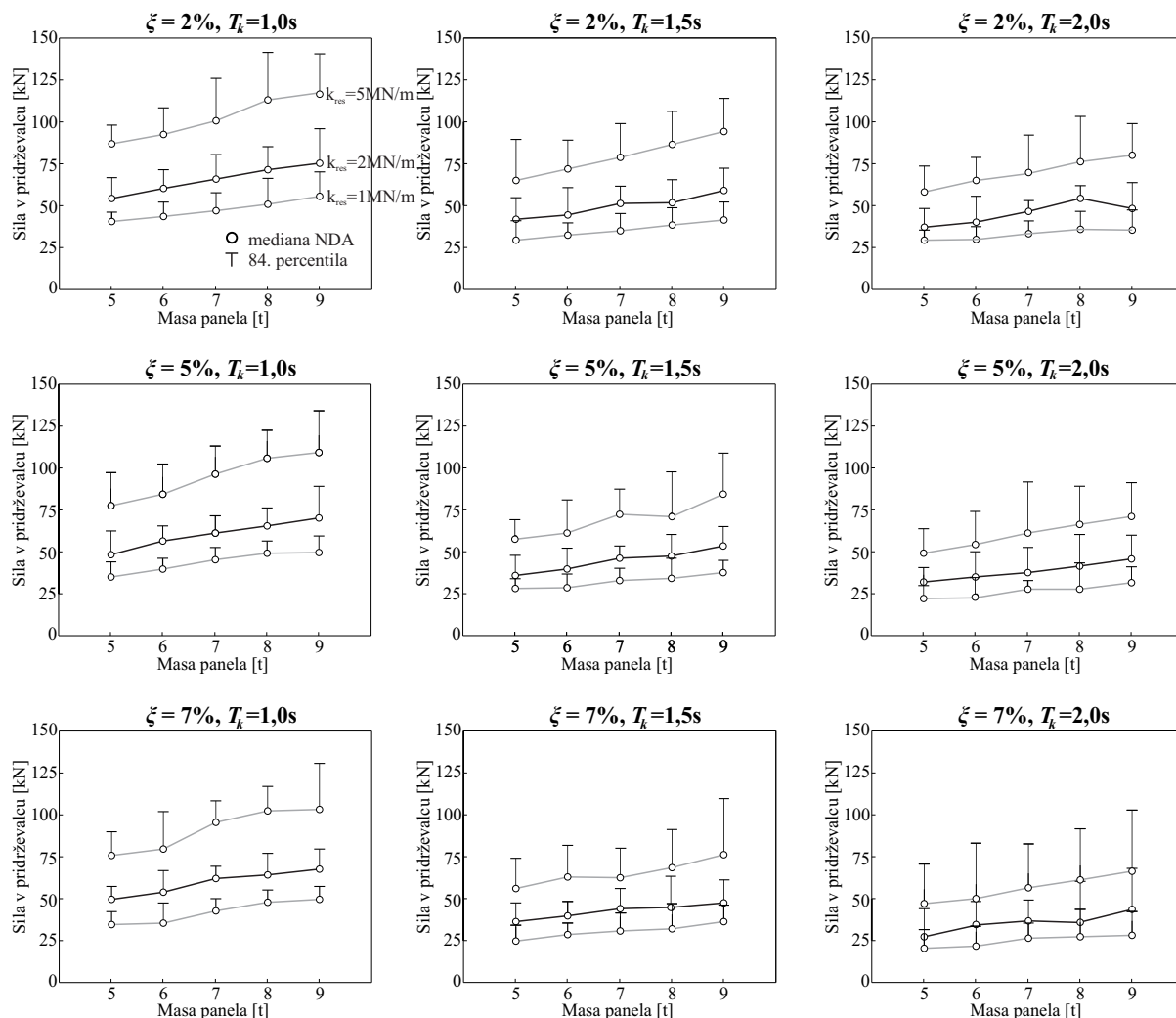
Oglejmo si najprej rezultate za modela panelov 1 in 2 (Sliki 6.9 in 6.10). Spomnimo, da smo pri obeh modelih predpostavili, da je panel zelo tog. Maso panela smo v primeru modela 1 skoncentrirali v dve točki, v primeru modela 2 pa v več točk vzdolž višine panela (Slika 6.8). Na vsakem od diagramov je mogoče opaziti pričakovan trend povečevanja sile v pridrževalcu s povečevanjem mase panela. Prav tako je jasno razvidno tudi razmerje med silo v pridrževalcu in njegovo togostjo. Rezultati kažejo, da je povečanje sile v pridrževalcu približno enako faktorju, ki je enak kvadratnemu korenu razmerja med togostmi pridrževalca. Če torej uporabimo pridrževalce z dvakrat večjo togostjo, bo sila v pridrževalcu približno 1,4-krat večja (Slika 6.7). To razmerje je mogoče pojasniti tudi analitično (razdelek 6.2.2). Nadalje lahko opazimo, da so sile v pridrževalcu v primeru modela 2, kjer smo maso porazdelili vzdolž višine panela, nekoliko manjše. Za primerjavo: ko je nihajni čas primarne konstrukcije enak $T_k=1,5 s$, koeficient dušenja sekundarnega sistema $\xi=5\%$, togost pridrževalca $k_{res}=2 MN/m$ ter masa panela $m_p=7 t$, je sila v pridrževalcu približno enaka 60 kN, če uporabimo model panela 1, ter 40 kN, če uporabimo model panela 2. Razlika nakazuje, da na pridrževalca odpade manj kot polovica mase panela, sodeč po rezultatih, približno tretjina.

Iz rezultatov analiz sledi tudi zanimiva ugotovitev, da koeficient kritičnega dušenja ne vpliva preveč na sile v pridrževalcih (Sliki 6.9 in 6.10). Nihajni čas sekundarnega sistema je namreč ne glede na stanje (ali je pridrževalec aktiviran ali ne) vedno precej različen od nihajnega časa konstrukcije. Ko je pridrževalec aktiviran, je togost sekundarnega sistema visoka, nihajni čas pa zelo kratek, in nasprotno. Ker je v neresonančnem območju vpliv dušenja sekundarnega sistema manjši [103], je tudi razlika med silami v pridrževalcih pri različnih koeficientih kritičnega dušenja relativno majhna.



Slika 6.9: Mediane in 84. percentile maksimalnih nateznih sil v pridrževalcu za konstrukcije z različnim nihajnim časom T_k , različno maso panela m_p ter različno togostjo pridrževalca k_{res} . Analize so bile izvedene za različne koeficiente kritičnega dušenja ξ sekundarnega sistema. Uporabljen je bil model panela 1 (Slika 6.8).

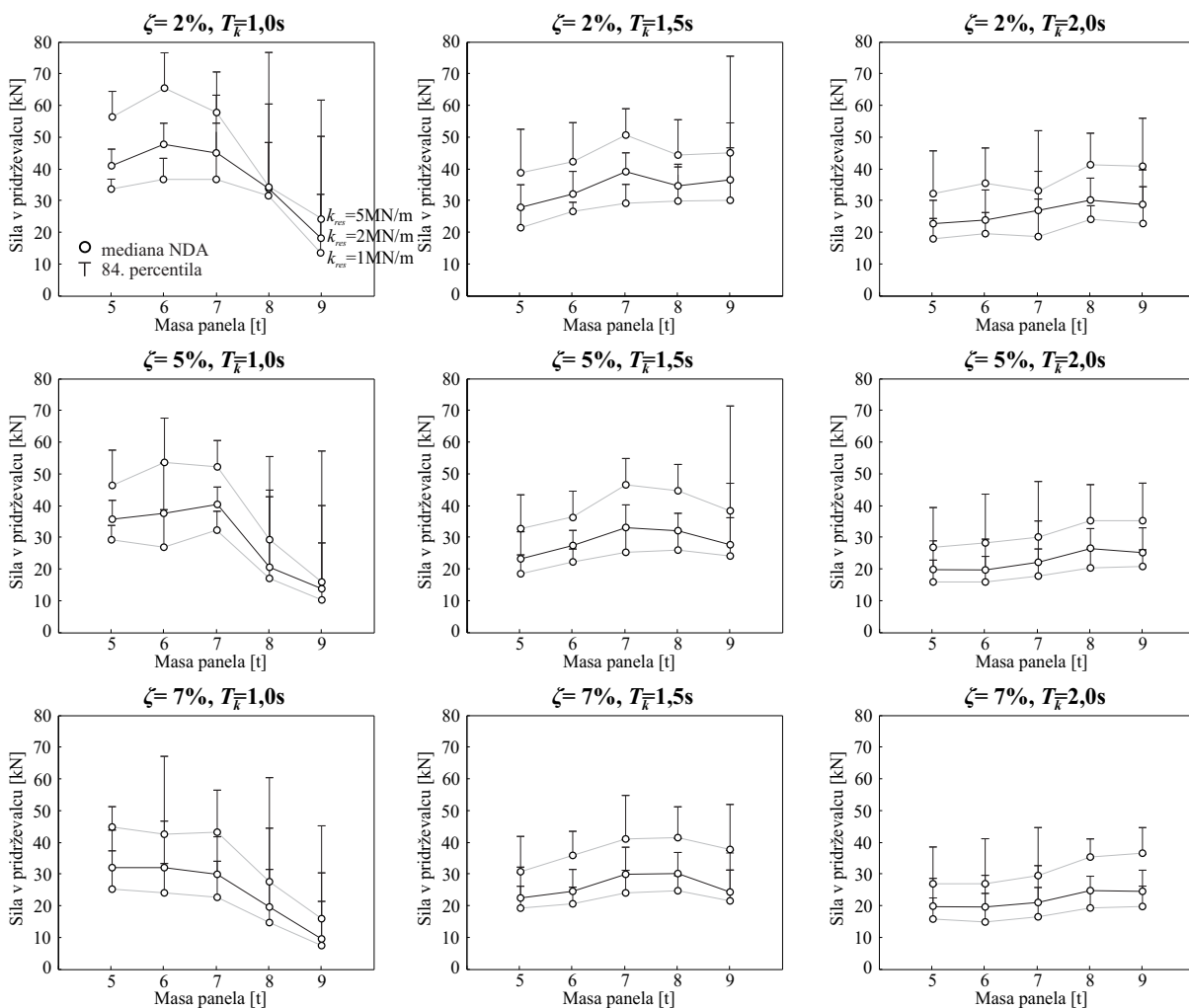
Fig 6.9: Medians and 84th percentiles of maximal tensile forces in a restrainer for the structures with different natural periods T_k , different panel mass m_p and different restrainer stiffness k_{res} . Analysis was performed for different critical damping coefficients ξ of the secondary system. Panel model 1 was used in the analysis (Figure 6.8)



Slika 6.10: Mediane in 84. percentile maksimalnih nateznih sil v pridrževalcu za konstrukcije z različnim nihajnim časom T_k , različno maso panela m_p ter različno togostjo pridrževalca k_{res} . Analize so bile izvedene za različne koeficiente kritičnega dušenja ξ sekundarnega sistema. Uporabljen je bil model panela 2 (Slika 6.8).

Fig 6.10: Medians and 84th percentiles of maximal tensile forces in a restrainer for the structures with different natural periods T_k , different panel mass m_p and different restrainer stiffness k_{res} . Analysis was performed for different critical damping coefficients ξ of the secondary system. Panel model 2 was used in the analysis (Figure 6.8)

Na Sliki 6.11 prikazujemo še rezultate numeričnih analiz za primer modela panela 3, kjer smo elastičnemu elementu, ki predstavlja panel, pripisali neko realno upogibno togost (Slika 6.8). Tak model naj bi bil izmed vseh obravnavanih še najbližje realnemu stanju. Z diagramov lahko razberemo, da so sile v pridrževalcih nižje kot sile pri modelih panelov 1 in 2. Upogibna podajnost panela torej nezanemarljivo vpliva na velikost sil v pridrževalcu, vpliva pa očitno tudi na trende naraščanja oziroma upadanja sil glede na maso panela (Slika 6.11). To je razvidno predvsem v primerih, ko je nihajni čas primarne konstrukcije relativno kratek $T_k=1,0$ s. Paneli z večjo maso so tudi sorazmerno višji, saj sta debelina in širina panelov ne glede na maso enaki. Na drugi strani upogibna podajnost panelov narašča s tretjo potenco njihove višine, kar očitno znatneje vpliva na sile v pridrževalcih kot sama masa panelov neposredno. Tako v nekaterih primerih pride celo do upadanja sil z naraščanjem mase.



Slika 6.11: Mediane in 84. percentile maksimalnih nateznih sil v pridrževalcu za konstrukcije z različnim nihajnim časom T_k , različno maso panela m_p ter različno togostjo pridrževalca k_{res} . Analize so bile izvedene za različne koeficiente kritičnega dušenja ξ sekundarnega sistema. Uporabljen je bil model panela 3 (Slika 6.8).

Fig 6.11: Medians and 84th percentiles of maximal tensile forces in a restrainer for the structures with different natural periods T_k , different panel mass m_p and different restrainer stiffness k_{res} . Analysis was performed for different critical damping coefficients ξ of the secondary system. Panel model 3 was used in the analysis (Figure 6.8)

6.2.2 Analitična ocena

V tem razdelku bomo predstavili relativno preproste analitične izraze za oceno sil v pridrževalcih, ki varujejo vertikalne panele. Analitične ocene bomo primerjali z rezultati numeričnih analiz iz prejšnjega razdelka. Omejili se bomo le na primere, ob katerih lahko predpostavimo, da je upogibna togost panela v primerjavi z upogibno togostjo pridrževalcev velika. Ocene bomo torej primerjali le z rezultati analiz, ki so bili pridobljeni z modeloma panelov 1 in 2 (Slika 6.8). V prejšnjem razdelku smo že pokazali, da smo z uporabo modelov 1 in 2 na varni strani pri ocenjevanju velikosti največjih nateznih sil v pridrževalcih (razdelek 6.2.1).

Potem ko se obstoječi stiki med panelom in primarno konstrukcijo porušijo, se panel pravokotno na svojo ravnino začne gibati z relativno hitrostjo $v_p(t)$ glede na gredo. Panel in greda sta povezana le, ko udarita ali ko se aktivirajo pridrževalci. V vmesnem času sta panel in greda nepovezana. Če predpostavimo, da je vpliv teorije drugega reda majhen (za predstavljeni sistem pridrževalcev to lahko trdimo, saj so pridrževalci kratki v primerjavi z višino obravnavanih panelov), velja, da v tem vmesnem času na panel ne deluje nobena horizontalna sila. Sam panel torej ne pospešuje. Da bi lahko iz vrednotili, kakšna je največja sila F_{res} , ki se aktivira v pridrževalcih, moramo poznati relativno hitrost panela $v_p(t_a)$ v trenutku t_a , ko pride do zatega. V najneugodnejši situaciji bi se lahko zgodilo, da je hitrost v_p enaka dvakratni maksimalni hitrosti konstrukcije $v_{p,max} = 2v_k$. Namreč v takem primeru konstrukcija panel najprej porine stran od sebe s hitrostjo v_k , v vmesnem času zamenja smer gibanja in se v času aktivacije pridrževalcev giblje v nasprotni smeri, in sicer spet z maksimalno hitrostjo v_k . Seveda je to zelo neugoden slučaj. V splošnem lahko hitrost $v_p(t_a)$ zavzame vse vrednosti do $2v_k$. Določitev hitrosti $v_p(t_a)$ je torej relativno težavna naloga. Za zdaj predpostavimo, da hitrost panela poznamo in znaša $v_{p,a} = v_p(t_a)$.

Zapišimo kinetično energijo W_k , ki jo ima panel, tik preden pride do zatega pridrževalcev:

$$W_k = \frac{1}{2} m_{p,1} v_{p,a}^2. \quad (6.1)$$

V enačbi 6.1 $m_{p,1}$ predstavlja maso panela, ki odpade na posamezni pridrževalec.

Ob zategu se kinetična energija pretvori v deformacijsko energijo pridrževalca. Ta je seveda odvisna tudi od togosti pridrževalca k_{res} :

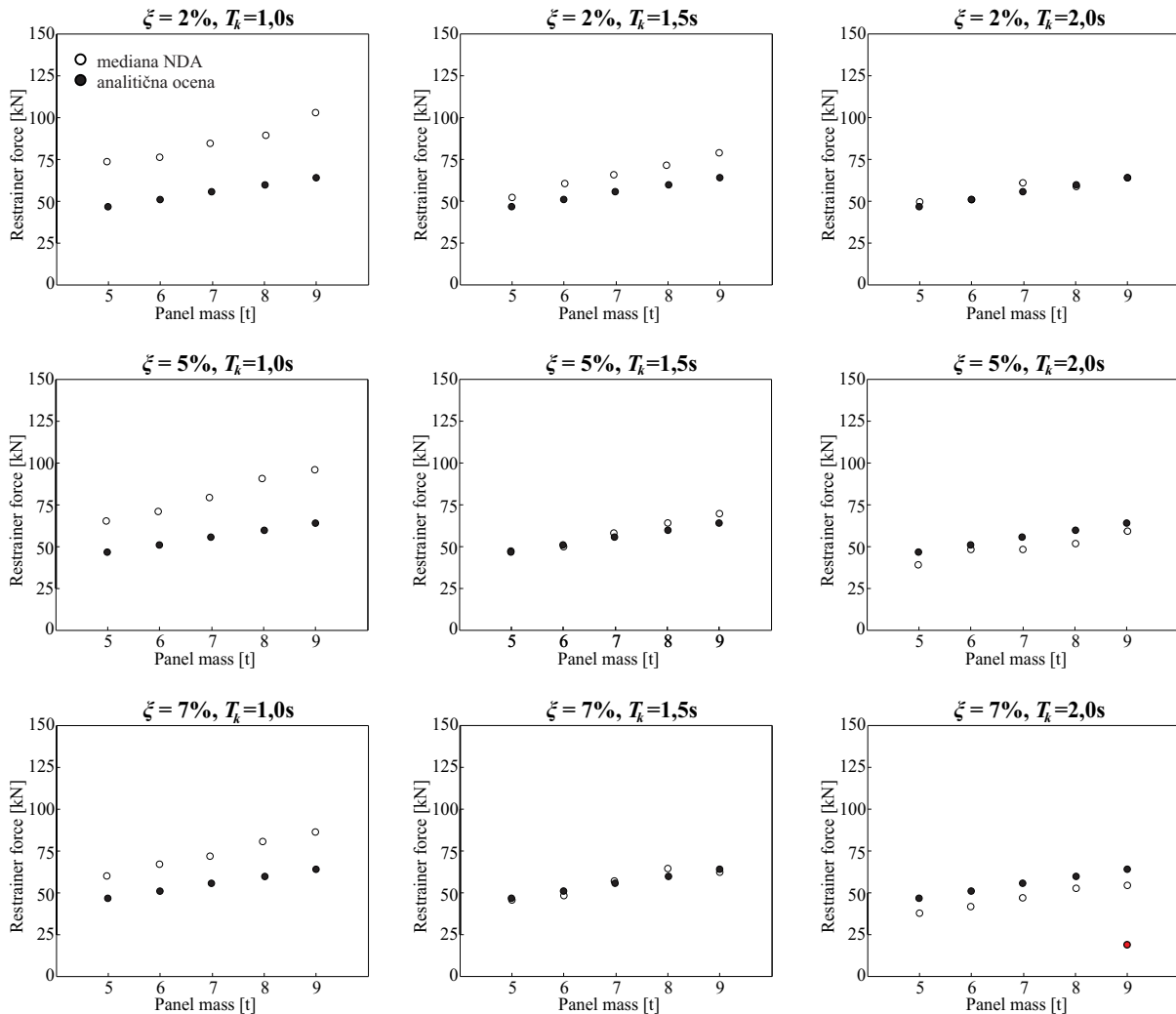
$$W_d = \frac{1}{2} F_{res}^2 / k_{res}. \quad (6.2)$$

Če enačimo izraza 6.1 in 6.2 ter izrazimo silo v pridrževalcu, dobimo:

$$F_{res} = v_{p,a} \sqrt{k_{res} m_{p,1}}. \quad (6.3)$$

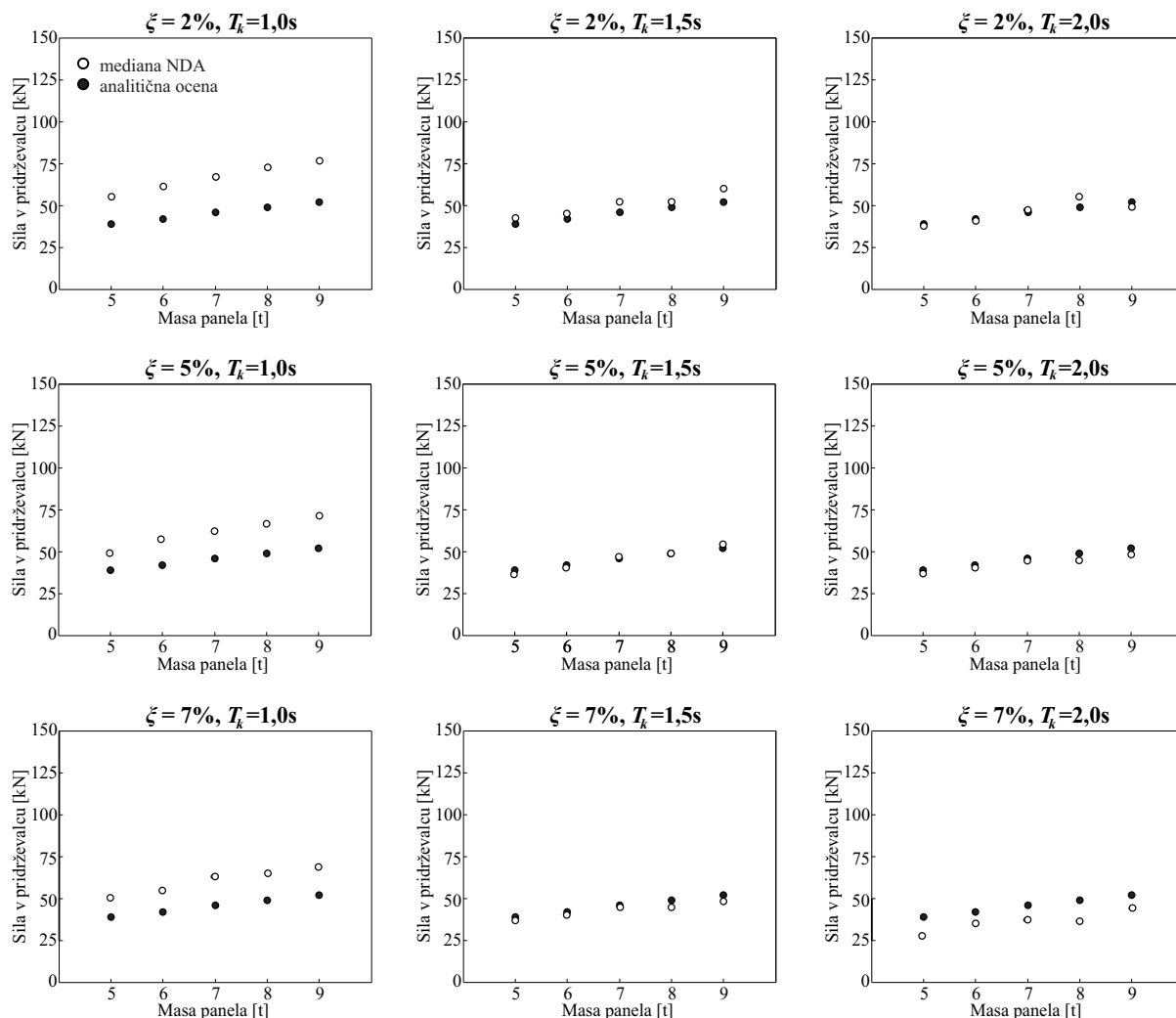
Na Slikah 6.12 in 6.13 prikazujemo primerjavo med silami, ki so bile iz vrednotene z numeričnimi analizami, in silami, ki smo jih ocenili z izrazom 6.3. Pri tem smo upoštevali, da je relativna hitrost panela glede na gredo v trenutku zatega pridrževalca enaka $v_{p,a} = \sqrt{2}v_k = 1,41v_k = 1,41S_v(T_k)$. ($S_v(T_k)$ je spektralna hitrost konstrukcije.) V primeru primerjave z rezultati analiz, ki so bili dobljeni ob uporabi modela panela 1, smo predpostavili, da na pridrževalec odpade četrtnina mase panela, v primeru modela panela 2 pa šestina.

Sodeč po Slikah 6.12 in 6.13, se analitične ocene relativno dobro ujemajo z rezultati numeričnih analiz. Ujemanje je dobro predvsem pri konstrukcijah z nihajnim časom $T_k = 1,5s$ in $T_k = 2,0s$. V primeru konstrukcij s kratkim nihajnim časom $T_k = 1,0s$ s predpostavko $v_{p,a} = 1,41S_v(T_k)$ očitno nekoliko podcenimo relativno hitrost panela glede na gredo v trenutku zatega pridrževalcev, s tem pa tudi največje sile v pridrževalcih.



Slika 6.12: Primerjava analitičnih ocen največjih sil v posameznem pridrževalcu z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz (NDA). Obravnavane so bile konstrukcije z različnim nihajnim časom T_k , različno maso panela m_p ter s togostjo pridrževalca $k_{res} = 2$ MN/m. Numerične analize so bile izvedene za različne koeficiente kritičnega dušenja ξ sekundarnega sistema. V analizah je bil uporabljen model panela 1 (Slika 6.8).

Fig 6.12: Comparison between analytical estimations of maximal forces in a restrainer and results of response history analysis. Structures with different periods T_k , different panel mass m_p and restrainer stiffness $k_{res} = 2$ MN/m were analyzed. Numerical analysis was performed for different critical damping coefficients ξ of the secondary system. Panel model 1 was used in the analysis (Figure 6.8).



Slika 6.13: Primerjava analitičnih ocen največjih sil v posameznem pridrževalcu z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz (NDA). Obravnavane so bile konstrukcije z različnim nihajnim časom T_k , različno maso panela m_p ter stogostjo pridrževalca $k_{res} = 2 \text{ MN/m}$. Numerične analize so bile izvedene za različne koeficiente kritičnega dušenja ξ sekundarnega sistema. V analizah je bil uporabljen model panela 2 (Slika 6.8).

Fig 6.13: Comparison between analytical estimations of maximal forces in a restrainer and results of response history analysis. Structures with different periods T_k , different panel mass m_p and restrainer stiffness $k_{res} = 2 \text{ MN/m}$ were analyzed. Numerical analysis was performed for different critical damping coefficients ξ of the secondary system. Panel model 2 was used in the analysis (Figure 6.8).

6.3 Povzetek in zaključki poglavja o pridrževalcih

Kot smo prikazali v razdelku 4.6 in kot so ne nazadnje pokazali tudi nedavni potresi v Italiji (glej razdelek 1.3), je nevarnost porušitve obstoječih stikov med konstrukcijo in paneli v primeru močnejšega potresa relativno visoka, zato je bila v tem razdelku predstavljena ideja pridrževalcev. Te naj bi v primeru porušitve obstoječih stikov fasadne panele varovali pred padcem iz svoje ravnine in tako preprečili škodo na opremi, škodo na skladiščenih izdelkih ali celo človeške žrtve. Sistem pridrževalcev sestoji iz sidrnih elementov, ki se namestijo na panel in na konstrukcijo ter vrvi (jeklene ali sintetične), ki povezujejo sidrna elementa.

Pri tovrstnih sistemih je bilo izvedenih več kot 50 statičnih in dinamičnih nateznih preizkusov. Preizkušene so bile vrvi različnih premerov in materialov z različnimi zaključki. Največ pozornosti je bilo namenjene sintetičnim vrvem, ki so bile na koncih zaključene z jeklenimi pušami, zapolnjenimi z epoksidno smolo. Z iteracijami sta bila določena idealna oblika puše in ustrezen postopek vlivanja smole, s čimer je bila dosežena učinkovitost zaključka okrog 80 %. S takimi pridrževalci so bile med vsemi različnimi preizkušenimi tipi dosežene največje povprečne nosilnosti pri najmanjšem raztrosu. Ker so pridrževalci izdelani iz vrvi iz sintetičnih vlaken ne samo močnejši, ampak tudi lažji, se zdijo prijaznejši za montažo. Poleg tega so v nasprotju z jeklenimi vrvmi tudi odporni proti koroziji.

V nadaljevanju je bila nato izvedena parametrična študija, na podlagi katere smo ocenjevali največje natezne sile, ki se lahko med potresno obtežbo pojavijo v pridrževalcih, ki varujejo vertikalne panele. Obravnavali smo enoetažne konstrukcije z vertikalnimi paneli, ki so situirane v Ljubljani in temeljene na tipu tal C. V študiji smo raziskali vpliv togosti pridrževalcev (k_{res}), mase panela m_p ter nihajnega časa konstrukcije T_k na silo v pridrževalcu. Togost pridrževalcev smo variirali od $k_{res} = 1$ MN/m do $k_{res} = 5$ MN/m, maso panela od $m_p = 5$ do $m_p = 9$ t ter nihajni čas konstrukcije od $T_k = 1$ s do $T_k = 2$ s. Analizirali smo tudi tri modele panelov, ki so se med seboj razlikovali v togosti in porazdelitvi masnih točk. Ena izmed najpomembnejših ugotovitev parametrične študije je ta, da so se z numeričnimi analizami ocenjene največje natezne sile v pridrževalcih (Slika 6.11) gibale okrog podobnih vrednosti, kot so znašale nosilnosti najmočnejših preizkušenih pridrževalcev (Slika 6.6). Sistem pridrževalcev, kakršen je predstavljen v tej disertaciji, bi torej lahko bil ustrezen rešitev za obstoječe armiranobetonske montažne konstrukcije in armiranobetonske montažne konstrukcije, ki se bodo gradile v bližnji prihodnosti. Kot je že bilo omenjeno v uvodu tega poglavja, je nerealno pričakovati, da se bodo novi stiki za pritrdjevanje fasadnih panelov uveljavili že jutri. Inovativni stiki, ki so trenutno še v razvoju, naj bi omogočali ali disipacijo potresne energije ali popolno izolacijo panelov od konstrukcije. Zaradi različnih razlogov (npr. problema toleranc) tovrstni stiki potrebujejo še kar nekaj preizkušanj in izboljšav. V prehodnem obdobju, pred začetkom uporabe novih stikov, se zato zdi uporaba pridrževalcev še najverjetnejša rešitev.

V zadnjem razdelku 6.2.2 smo predstavili tudi poenostavljene analitične izraze, s katerimi lahko relativno hitro ocenimo največje natezne sile v pridrževalcih. Za oceno sil moramo poznati največjo hitrost konstrukcije pri dani potresni obtežbi, maso panela in togost pridrževalca. Primerjava analitičnih ocen, ki so bile pridobljene na podlagi predlaganih izrazov, in numeričnih rezultatov je pokazala na dokaj dobro ujemanje predvsem pri konstrukcijah z nihajnim časom, daljšim od 1,5 s. Pri konstrukcijah z nihajnim časom 1,0 s smo z analitičnimi ocenami sile v pridrževalcih nekoliko podcenili.

7 ZAKLJUČEK

Glavni cilj disertacije, to je ovrednotenje vpliva stikov mozničnih stikov med stebri in gredami ter stikov med paneli in konstrukcijo na potresni odziv armiranobetonskih montažnih konstrukcij, je bil ob podpori obsežnih eksperimentalnih in analitičnih raziskav v celoti dosežen. Ob tem disertacija ponuja še več pomembnih prispevkov, ki jih lahko povzamemo v naslednjih točkah:

- Predstavljeni so bili rezultati cikličnih preizkusov na mozničnih stikih med stebri in gredami različnih konfiguracij (centričen, ekscentričen mozniček; medetažni, vrhnji stik; male, velike relativne rotacije med stebrom in gredo itd.).
- Ciklično so bili preizkušeni trije tipi stikov med paneli in konstrukcijo, ki se najpogosteje pojavljajo v evropski praksi.
- Prvič so bili podrobno analizirani in pojasnjeni mehanizmi porušitve tako mozničnih stikov kot tudi stikov med paneli in konstrukcijo, ki se najpogosteje uporabljajo v evropski praksi.
- Definirani so bili podrobni numerični modeli za raziskovanje mehanizmov porušitve ter preprostejši in robustnejši inženirski modeli za analizo globalnega odziva konstrukcije.
- Izvedena je bila obsežna parametrična študija, na podlagi katere je bil ovrednoten vpliv obravnavanih stikov na ranljivost in potresno tveganje armiranobetonskih montažnih konstrukcij.
- Na podlagi eksperimentalnih in analitičnih raziskav so bili predlagani izpopolnjeni postopki za načrtovanje obeh obravnavanih vrst stikov.
- Predstavljen in preizkušen je bil preprost sistem za varovanje panelov pred padcem iz svoje ravnine v primeru porušitve obstoječih stikov med paneli in konstrukcijo. Izvedena je bila tudi parametrična študija, na podlagi katere so bile ocenjene maksimalne obremenitve, ki se lahko pojavijo v takih varovalnih v primeru potresne obtežbe.

Med izvedbo raziskav smo prišli do več pomembnih ugotovitev, najpomembnejše pa bomo našli in opisali v nadaljevanju.

7.1 Najpomembnejše ugotovitve

Vpliv velikih rotacij med stebrom in gredo na strižno nosilnost mozničnih stikov

Bistveni prispevek eksperimentalnih preiskav na mozničnih stikih je bil ovrednotenje njihove strižne nosilnosti pri velikih relativnih rotacijah med stebrom in gredo. Do zdaj so se izvajali le čisti strižni preizkusi mozničnih stikov, ki pa ne zajamejo povsem dejanskega obnašanja med potresno obtežbo. Velike relativne rotacije med stebri in gredami so namreč v primeru potresne obtežbe pri realnih armiranobetonskih montažnih konstrukcijah zelo verjetne, in sicer zaradi naslednjih razlogov: (1) Konstrukcijski sistem armiranobetonskih montažnih hal sestavljajo konzolni stebri, katerih vrhovi so med seboj povezani s členkasto pritrjenimi gredami. Tak sistem je sam po sebi podajen konstrukcijski sistem. (2) Da se

upraviči tolikšna disipacija potresne energije, kolikršno smo predpostavili pri načrtovanju, so potrebne velike plastične deformacije. Evrokod 8 namreč za armiranobetonske montažne stavbe s členkastimi stiki med stebri in gredami dovoljuje faktor redukcije potresnih sil 3,0 za srednji razred duktilnosti (DCM) in 4,5 za visoki razred duktilnosti (DCH).

Da bi torej ovrednotili vpliv velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo, sta bila v ta namen pripravljena dva para preizkušancev, in sicer dva medetažna stika in dva vrhnja stika. Pri vsakem paru je bil eden izmed preizkušancev izveden s šibkim in drugi z močnim stebrom. Šibka stebra sta bila načrtovana tako, da sta se upogibno plastificirala, še preden se je porušil stik, močna stebra pa sta med preizkusom ostala v elastičnem območju. Na ta način je bilo mogoče primerjati odziv pri velikih in malih relativnih rotacijah med stebrom in gredo.

Preizkusi so pokazali, da je redukcija strižne nosilnosti pri velikih relativnih rotacijah znašala približno 20 %. Ker je o velikosti redukcije težko sklepati le na podlagi dveh eksperimentov, smo z analitično študijo prenosa obtežbe v stikih dokazali, da je redukcija strižne nosilnosti stikov povezana z dodatnimi osnimi obremenitvami moznika, ki so posledica momentne obremenitve stika. Večja rotacijska togost stika, ki je odvisna predvsem od dimenzij neoprenske ploščice med stebrom in gredo, pomeni večje dodatne osne obremenitve moznika, zaradi česar se zmanjša nosilnost moznika, s tem pa tudi strižna nosilnost celotnega stika. Vpliv rotacij lahko implicitno zajamemo tako, da v enačbah za oceno nosilnosti stika upoštevamo ustrezno reducirano trdnost jekla.

Na podlagi teh ugotovitev in nekaterih izpeljav, ki so bile predstavljene v razdelku 2.2.1, smo nato v razdelku 2.4 definirali robustne inženirske modele, ki so primerni za inženirsko prakso. Te smo uporabili v dinamičnih analizah celotnih stavb. Ker je strižna nosilnost stika odvisna od relativnih rotacij, ki jih na začetku ne poznamo, smo redukcijo nosilnosti ocenili z iteracijskim postopkom. Potrebni je bilo le nekaj iteracij (v povprečju pet).

Redukcijo nosilnosti smo upoštevali tudi pri formulaciji izpopolnjenih postopkov za ustrezno načrtovanje možničnih stikov, ki so bili predstavljeni v razdelku 5.1.

Vpliv stremen na nosilnost možničnih stikov proti globalni porušitvi

V poglavju 2 smo na podlagi predhodnih raziskav in eksperimentalnih opažanj ugotovili, da sta možna dva tipična mehanizma porušitve možničnih stikov, in sicer t. i. lokalni mehanizem, za katerega je značilna porušitev moznika, in globalni mehanizem, za katerega je značilno razpokanje betona od moznika proti robovom stikajočih se elementov.

Lokalna porušitev je bila v preteklosti že precej raziskana [3, 22, 26, 27], kar pa ne velja za globalno porušitev, ki je bila predmet le redkih eksperimentalnih [25] in analitičnih [22] raziskav, tudi te pa so bile izvedene le na zelo preprostih preizkušancih in modelih. Za primer – Vintzeleou in Tassios [22] sta zanemarila vpliv stremen tako na nosilnost kot tudi na tip porušitve možničnih stikov, medtem ko je bil v [25] vpliv stremen sicer upoštevan, vendar le implicitno. Iz tega razloga rezultati omenjenih študij ne morejo biti neposredno aplicirani na dejanske možnične stike, ki se uporabljajo v realnih armiranobetonskih montažnih konstrukcijah, saj je njihova nosilnost v primeru globalne porušitve odvisna predvsem od stremen.

Procedure za oceno nosilnosti mozničnih stikov, ki so jih avtorji predlagali v omenjenih preteklih študijah, so zaradi neustreznega upoštevanja vpliva stremen pogosto precej konzervativne, kar smo prikazali tudi v prilogi B. To včasih vodi celo k neizvedljivim rešitvam pri načrtovanju, zato smo predlagali metodo (poglavje 2.2.2), s katero eksplicitno upoštevamo vpliv stremen in na ta način natančneje ocenimo nosilnost stikov, ki pa je, sodeč po rezultatih eksperimentov, lahko tudi nekajkrat višja.

Za realnejšo oceno nosilnosti mozničnih stikov v primeru globalne porušitve smo uporabili ustrezne modele nadomestnega paličja. Taki modeli se uporabljajo v primerih, v katerih ne velja Bernoulijeva hipoteza o linearnem razporedu deformacij po prerezu oziroma za modeliranje poteka napetosti v bližini točkovnih podpor ali točkovnih obtežb. Različni modeli nadomestnega paličja so vključeni tudi v sodobne predpise ([56], [57], [58]). V splošnem tovrstni modeli dovoljujejo projektantom, da sami izberejo način prenosa vplivov obtežbe znotraj elementa z ustreznim konstruiranjem armature. Ravno količina in postavitev armature definirata konfiguracijo nadomestnega paličja, v katerem so natezne napetosti v armaturi v ravnotežju s tlačnimi napetostmi v betonu. Tako armatura kot tudi beton morata prenesti te napetosti. Pri ocenah nosilnosti smo se omejili na strižno nosilnost stika, ki jo zagotavljajo le stremena po razpokanju betona (natezno trdnost betona smo zanemarili). Na ta način definirana nosilnost stika je sicer lahko večja ali manjša od nosilnosti, ki jo zagotavlja natezna trdnost betona, vendar v večini praktičnih primerov velja, da je nosilnost, ki jo zagotavlja natezna trdnost betona, majhna v primerjavi z nosilnostjo stremen (glej tudi prilogo B).

Če želimo upoštevati vpliv stremen na odziv mozničnih stikov, moramo najprej vedeti, v kolikšni meri ter koliko stremen vzdolž moznička se sploh aktivira. Zato smo s pomočjo eksperimentalnih rezultatov in podrobnega 3D-numeričnega modela, predstavljenega v razdelku 2.3, določili raznos obtežbe prek moznička v betonski element oziroma smer tlačnih diagonal. Na podlagi tega smo nato za različne konfiguracije armiranja betonskega elementa določili ustrezen model nadomestnega paličja in podali že zaključene izraze za določitev strižne nosilnosti mozničnih stikov proti globalni porušitvi. Ta nosilnost je definirana kot sila, pri kateri pride do tečenja prvega stremena. Poleg nosilnosti stremen pa je seveda treba preveriti tudi nosilnost betona. Tlačne napetosti so največje prav na kontaktu z mozničkom zato lahko domnevamo, da je izkoriščenost tlačne nosilnosti betonskih diagonal povezana z lokalnim porušnim mehanizmom. Vsekakor tu vidimo prostor za dodatne analitične in eksperimentalne raziskave, ki bi potrdile to razlago (glej tudi razdelek 7.2).

Ovrednotenje nosilnosti in deformacijske kapacitete tipičnih stikov med paneli in konstrukcijo ter interakcija med konstrukcijo in paneli

Potresa v l'Aquili leta 2009 in italijanski pokrajini Emiliji - Romanji (2012) sta razkrila določeno šibkost tudi pri stavbah z ustrezno načrtovanimi stiki med stebri in gredami. Pri nezanemarljivem deležu stavb so se kot problematični izkazali sistemi za pritrjevanje armiranobetonskih fasadnih panelov na nosilno konstrukcijo. V članku, objavljenem po potresu v l'Aquili, Toniolo in Colombo [14] navajata, da je bil delež armiranobetonskih montažnih stavb, pri katerih je prišlo do porušitve stikov med nosilno konstrukcijo ter fasadnimi paneli, petnajst odstotov. Podoben podatek zasledimo v poročilu EEFIT (The Earthquake Engineering Field Investigation Team), v katerem je navedeno, da je bil delež nekoliko višji – 20 % [44]. Zanimivo je tudi, da so porušitve na mestih pritrjevanja panelov na nosilno konstrukcijo pri nekaterih stavbah nastopile le vzdolž ene smeri, in ne po celem obodu. V [14] je tako omenjen primer stavbe, pri

kateri so odpadli le paneli, orientirani v smeri močnejše komponente potresnega valovanja, medtem ko so paneli v prečni smeri ostali neporušeni. Nosilnost stikov v smeri prečno na ravnino panelov je bila očitno zadostna. Še več pozornosti fasadnim panelom je bilo v različnih popotresnih poročilih in analizah namenjene po potresu v italijanski pokrajini Emiliji - Romanji [13, 46, 47]. Bournas in sodelavci v [13] navajajo, da so bile poškodbe oziroma prevrtnitve panelov iz svoje ravnine opažene pri treh četrtinah vseh hal na prizadetem območju, ki so bile zgrajene po starih predpisih. V nadaljevanju celo trdijo, da porušitve panelov niso bile skoraj nič manj številne v primeru novejših objektov. Razlogi za porušitve naj bi bili, sodeč po poročilih, enaki kot v l'Aquila. Avtorji navajajo, da je pri velikih horizontalnih pomikih konstrukcije prišlo do interakcije med konstrukcijo in paneli, zaradi česar so se v stikih inducirale večje sile od tistih, na katere so bili projektirani.

Eksperimenti, ki so bili izvedeni v okviru te disertacije ter projekta SAFECLADDING, in pozneje tudi numerične analiz, so pokazali, da razlogi za porušitev najpogostejših stikov med paneli in konstrukcijo niso povsem taki, kot so jih navajala poročila. To lahko trdimo vsaj za enoetažne hale z vertikalnimi paneli in najpogostejšim tipom stika, to je stika z jekleno ploščico, ki smo ga v disertaciji omenjali z oznako TA-AS. Sile, ki so se prenašale prek stikov v panele so bile relativno majhne, saj sta tako nosilnost kot tudi togost obstoječih stikov v ravnini panela relativno majhni. Z drugimi besedami, paneli so bili bolj ali manj izolirani od konstrukcije. Izmerjena nosilnost stikov z jekleno ploščico in s kanali se je v povprečju gibala okrog 5 kN, porušitev pa je nastopila pri relativnem pomiku okrog 7 cm. Do padca panelov je torej prišlo zaradi izčrpane deformacijske kapacitete stikov v ravnini panelov. Če bi ta kapaciteta bila zadostna, do porušitve ne bi prišlo. Na tem mestu je treba omeniti, da smo pri nekaterih preizkušancih TA-AS izmerili veliko večji relativni pomik pri porušitvi od prej navedenega (namesto 7 cm tudi do 20 cm). To se je zgodilo pri tistih stikih, ki smo jih privijačili le na rahlo, in sicer z mnogo manjšim pritrditvenim momentom, kot ga predpisuje proizvajalec. To bi lahko bila ena od možnosti izboljšanja odziva obstoječih stikov, vendar bi bilo v tem primeru treba dokazati tudi njihovo stabilnost pri drugih vrstah obtežbe (npr. vetru). Vsekakor na tem področju vidimo še nekaj prostora za dodatne raziskave.

V skladu z navedenimi ugotovitvami smo v razdelku 5.2.1 predlagali, da se potresne obremenitve hal z vertikalnimi paneli, ki so pretežno izolirani od glavne konstrukcije (to obstoječi stiki tudi dejansko zagotavljajo), lahko izračunajo s standardnimi postopki brez upoštevanja vpliva togosti panelov. Tako paneli vplivajo le na maso konstrukcije. Masa panelov se doda masi konstrukcije, in sicer pri analizi pravokotno na ravnino panelov. V primeru, če so paneli na dnu sidrani v temeljni nosilec, so pomiki v zgornjih stikih med panelom in gredo enaki pomikom konstrukcije. V nasprotnem primeru lahko pri dovolj močni potresni obtežbi pride do zibanja vertikalnih panelov okrog spodnjih robov, zaradi česar so pomiki v zgornjih stikih manj kontrolirani. V takih primerih bi bilo treba pomike v stikih iz vrednotiti z ustreznimi nelinearnimi modeli in dinamično analizo.

Pri halah s horizontalnimi paneli je problem nekoliko drugačen. Ker so v tem primeru relativni pomiki v stikih pri izbrani intenziteti potresne obtežbe manjši kot v primeru vertikalnih panelov, je tudi ranljivost stikov med paneli in konstrukcijo manjša, kar smo dokazali tudi v razdelku 4.6.3. Deformacije konstrukcije se namreč porazdelijo po stikih posameznih panelov po višini (glej tudi razdelek 5.2.1 in Sliko 5.2). Tako so relativni pomiki v stikih lahko nekajkrat manjši od pomika konstrukcije (razmerje je odvisno od števila horizontalnih panelov po višini). Sicer pa so škatlasti stiki (v disertaciji jih imenujemo stiki NODO), ki se najpogosteje uporabljajo za pritrjevanje horizontalnih panelov na stebre, izkazali nekajkrat

višjo nosilnost kot stiki z jekleno ploščico, ki se običajno uporabljajo za pritrjevanje vertikalnih panelov na gredo. V povprečju je do porušitve prišlo pri sili 30 kN/stik. Do relativnega pomika približno +/-3,5 cm je bila sila v stiku odvisna le od trenja med komponentami stika in je znašala okrog 10kN, nato pa je togost močno narasla do pomika dobrih +/-5 cm, ko je prišlo do porušitve. Deformacijska kapaciteta takih stikov je torej nekoliko manjša (pribl. 50-odstotna) kot deformacijska kapaciteta stikov z jekleno ploščico. Vendar pa to ne vpliva bistveno na ranljivost teh stikov, saj so pri enaki intenziteti potresne obtežbe relativni pomiki v stikih pri horizontalnih panelih bistveno manjši od relativnih pomikov v stikih pri vertikalnih panelih.

Na tem mestu je treba dodati še opozorilo, da navedene ugotovitve veljajo le za sisteme, ki so bili obravnavani v tej disertaciji (glej tudi razdelek 5.2.2). To so sistemi, ki se najpogosteje pojavljajo v slovenski in italijanski praksi.

Vpliv mozničnih stikov in stikov med paneli in konstrukcijo na ranljivost in potresno tveganje armiranobetonskih montažnih stavb

V četrtem poglavju smo izračunali krivulje ranljivosti ter potresno tveganje porušitve enoetažnih in trietažnih armiranobetonskih montažnih konstrukcij, ob upoštevanju močnih in šibkih stikov med stebri in gredami. Predpostavili smo, da so konstrukcije v Ljubljani in so temeljene na tipu tal C. Konstrukcije smo projektirali po Evrokodu 8 [16] za srednji razred duktilnosti.

Pri enoetažnih halah smo obravnavali tri različne detajle mozničnih stikov, in sicer: stik s centrično nameščenim moznikom; stik z ekscentrično nameščenim moznikom in visokim deležem stremen v območju stika ter stik z ekscentrično nameščenim moznikom in nizkim deležem stremen v območju stika. Obremenitve v stikih smo določili z metodo načrtovanja nosilnosti. Izbirali smo moznike premera od 22 mm do 32 mm. Najprej smo predpostavili, da je strižna nosilnost stika enaka strižni nosilnosti moznika (taka je bila pogosto tudi slovenska praksa). Ker je bila dejanska nosilnost stikov bistveno manjša od strižne nosilnosti moznika, se pri vseh obravnavnih variantah stikov izkaže, da se pri večini analiziranih hal stik poruši, preden se poruši steber. Verjetnosti porušitve v petdesetih letih $H_{LS,50}$ se pri centričnih mozničnih stikih tako gibljejo med 0,08 in 8,5 %. Kot najranljivejše so se izkazale nizke hale, pri katerih je strižna obremenitev stika večja, ocenjena nosilnost stika pa enaka kot v vseh drugih primerih.

Potem smo moznične stike projektirali še enkrat, in sicer tako, da smo njihovo nosilnost izračunali z izrazi, ki jih predlagamo v tej disertaciji (razdelek 5.1). Izkazalo se je, da v nobeni od simulacij ne pride do porušitve stika pred upogibno porušitvijo stebra. V takem primeru so verjetnosti porušitve $H_{LS,50}$ bistveno manjše in se gibljejo med 0,08 in 0,38 % v petdesetih letih.

Podobne rezultate kot pri stikih s centrično nameščenim moznikom smo v smislu ranljivosti in potrebnega tveganja dobili tudi pri stikih z ekscentrično nameščenim moznikom in visokim deležem stremen v območju stika (Slika 4.18). Gosto objetje je preprečilo krhko globalno porušitev stikov. Ker so bili premeri moznikov enaki pri centričnih in ekscentričnih stikih, strižna nosilnost stika pa je v primeru lokalne porušitve odvisna predvsem od premera moznika, je bila kapaciteta hal in s tem ranljivost ter verjetnost porušitve v obeh primerih podobna. To pa ne velja za ekscentrične moznične stike z nizkim deležem stremen v območju stika. Kljub nekoliko konzervativnosti pri oceni kapacitete tovrstnih stikov lahko trdimo, da je ranljivost hal z ekscentričnimi stiki z nizkim deležem stremen veliko večja od ranljivosti

hal s centričnimi stiki ali z ekscentričnimi stiki z visokim deležem stremen.

V nadaljevanju poglavja smo raziskovali tudi ranljivost in potresno tveganje porušitve fasadnih panelov pri enoetažnih halah. Analizirali smo hale z vertikalnimi in s horizontalnimi paneli. Pri tem smo predpostavili, da so paneli na konstrukcijo pritrjeni s sistemi, ki se najpogosteje pojavljajo v praksi. Rezultati za vertikalne panele kažejo, da je mediana intenzitete, pri kateri se porušijo stiki, med 0,13 in 0,34 g, verjetnost porušitve v petdesetih letih $H_{LS,50}$ pa med 2 in 30 %, odvisno od višine in mase konstrukcije. Pomemben parameter je tudi skupna togost stikov, ki jo določa razmerje med številom stebrov in številom panelov k_v . V parametrični študiji sta bili ocenjeni in upoštevani dve skrajni realni vrednosti, in sicer $k_v = 0,25$ in $k_v = 4$. Razlike med odzivi hal s tema razmerjema k_v so relativno majhne. Pri halah z najpogostejšimi vrednostmi razmerja k_v so razlike še manjše. Taki rezultati torej kažejo, da so vertikalni paneli ob uporabi obstoječih stikov praktično izolirani od glavne konstrukcije.

Analize so med drugim pokazale, da porušitev stikov med horizontalnimi paneli in konstrukcijo nastopi pri višjih pospeških temeljnih tal kot v primeru uporabe vertikalnih panelov. V primeru stikov TA-AS so se mediane porušitve prvega panela (ali stika) gibale med 0,24 in 0,47 g, v primeru uporabe stikov NODO pa med 0,47 in 1,02 g, verjetnosti porušitve v petdesetih letih $H_{LS,50}$ pa med 1 in 5,5 % pri stikih TA-AS ter med 0,1 in 1,3 % pri stikih NODO¹. Razlog za večjo varnost lahko iščemo v manjši potrebni deformacijski kapaciteti stikov, saj se pomik konstrukcije prerazporedi po panelih po višini, medtem ko je pri vertikalnih panelih pomik v stiku približno enak pomiku konstrukcije. Še ena zanimiva ugotovitev, povezana z zahtevano deformacijsko kapaciteto stikov, je ta, da ni očitnega trenda spreminjanja verjetnosti porušitve s spreminjanjem višine konstrukcije ali mase, kot smo opazili pri vertikalnih panelih. Razlog je predvsem v zahtevah glede omejitve deformabilnosti, ki jih postavlja standard Evrokod 8 [16]. Te ne omejujejo neposredno pomikov konstrukcije, temveč rotacije stebrov. Pomiki v stikih med horizontalnimi paneli in konstrukcijo so linearno odvisni od rotacij stebrov, medtem ko so pomiki v stikih med vertikalnimi paneli in konstrukcijo odvisni od pomikov na vrhu konstrukcije, te pa so lahko zaradi različnih višin konstrukcij pri istih rotacijah stebra različne. Kljub dokaj logičnim zaključkom se je treba zavedati, da so za uporabljen matematični model konstrukcije in panelov značilne določene pomanjklivosti. V praksi namreč lahko zaradi toleranc pri montaži pride do zagozdenj in zatikanj v stikih ter posledično do zgodnje porušitve stikov ali celo negativnega vpliva panelov na odziv celotne konstrukcije. To so potrdili tudi psevdodinamični preizkusi, ki so bili v okviru projekta SAFECLADDING izvedeni na preizkušancu v naravnem merilu.

Nadalje rezultati kažejo, da je tako kot pri vertikalnih panelih tudi pri horizontalnih panelih s stiki TA-AS vpliv manjšega razmerja med številom stebrov in panelov (oz. večjega števila panelov glede na število stebrov) sicer ugoden, vendar še vedno relativno majhen. V povprečju velja, da je pospešek ob porušitvi prvega panela enak 0,31 g pri faktorju $k_h = 5$ ter 0,37 g pri faktorju $k_h = 0,5$ (faktor k_h opisuje razmerje med številom stebrov in številom horizontalnih panelov). Razlika je sicer opazna, vendar je treba tako kot v primeru vertikalnih panelov opomniti, da smo obravnavali dve skrajni razmerji med številom panelov in stebrov. Pri najobičajnejših tlorisnih dimenzijah hal so razlike v razmerjih manjše. Nekoliko drugačne ugotovitve veljajo za horizontalne panele, ki so na konstrukcijo pritrjeni s stiki NODO. Iz ranljivostnih krivulj je namreč razvidno, da je vpliv faktorja k_h relativno velik. V povprečju velja, da je pospešek ob

¹ Treba je opozoriti, da je bilo v analizah predpostavljeno, da se stiki med glavno konstrukcijo in fasadnimi paneli porušijo v horizontalni smeri v ravnini panela, in ne v smeri prečno na ravnino panela. Za to smer smo predpostavili, da so bili stiki ustrezno načrtovani.

poružitvi prvega panela enak 0,58 g pri faktorju $k_h = 5$ ter 0,84 g pri faktorju $k_h = 0,5$. Povečano število panelov v primerjavi s številom stebrov torej, sodeč po rezultatih analiz, ugodno in relativno močno vpliva na varnost pred poružitvijo horizontalnih panelov pritrjenih s stiki NODO.

Primerjava med strižno nosilnostjo mozničnih stikov in strižno nosilnostjo moznika

Kot je bilo omenjeno že takoj na začetku 1. poglavja, smo največjo prečno silo, ki jo prenese moznični stik, imenovali strižna nosilnost stika. Treba je še enkrat poudariti, da ta ni enaka strižni nosilnosti moznika. S parametrično študijo ranljivosti in potresnega tveganja konstrukcij s šibkimi in z močnimi stiki med stebri in gredami smo nazorno ilustrirali, kako pomembna je ustrezna ocena nosilnosti stikov za globalni odziv konstrukcije. Stike analiziranih konstrukcij smo načrtovali po metodi načrtovanja nosilnosti, pri čemer smo strižno nosilnost stika izračunali kot strižno nosilnost moznika. Takšna praksa je bila pogosta pri slovenskih podjetjih, tudi sicer pa se zdi precej intuitivno ravnanje. Evrokod 8 [78] namreč ne podaja nikakršnih napotkov, kako iz vrednotiti nosilnost takih stikov.

Primerjava ranljivosti in potresnega tveganja med konstrukcijami z močnimi ter konstrukcijami s šibkimi stiki med stebri in gredami je pokazala, da so razlike pri nekaterih stavbah precejšnje. Konstrukcije s šibkimi stiki so precej ranljivejše, še posebej, če so mozniki v mozničnih stikih nameščeni ekscentrično, to je blizu robu prevezov stikajočih se betonskih elementov, in če stremena v območju stika niso zgoščena. Tudi v primeru uporabe centrično nameščenih moznikov sta, sodeč po rezultatih parametrične študije, prikazane v razdelku 4.5, ranljivost in s tem tudi potresno tveganje armiranobetonskih montažnih konstrukcij, visoka. Tak rezultat je predvsem posledica napačno ocenjene nosilnosti mozničnih stikov v fazi načrtovanja. Primerjava dejanske nosilnosti (ocenjene na podlagi postopkov predlaganih v tej disertaciji; razdelek 5.2.2) in tiste, ki je določena na osnovi strižne nosilnosti moznika, pokaže, da prva znaša slabih 70 % druge. Pri tem nismo upoštevali redukcije strižne nosilnosti stika zaradi velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo. Ob predpostavki, da ta znaša 20 % (kar je povsem realna ocena), dejanska nosilnost pade na skoraj polovico strižne nosilnosti moznika. V primeru uporabe ekscentričnih stikov z nizkim deležem stremen v območju stika je to razmerje lahko še precej manjše. Torej kljub temu da smo stik načrtovali v skladu z metodo načrtovanja nosilnosti, s čimer naj bi preprečili krhko porušitev v stiku in omogočili disipacijo potresne energije v stebri, cilj ni bil dosežen, saj smo močno precenili dejansko nosilnost stika. Posledično so stavbe s šibkimi stiki mnogo ranljivejše kot stavbe z močnimi stiki. Poudariti je treba, da taka ugotovitev ne kaže na neustreznost metode načrtovanja nosilnosti, temveč zgolj na pomembnost pravilne ocene nosilnosti stika.

Ocena največjih sil v pridrževalcih za varovanje panelov v primeru porušitve obstoječih stikov

Kot smo prikazali v razdelku 4.6 in kot so ne nazadnje pokazali tudi nedavni potresi v Italiji, je nevarnost porušitve obstoječih stikov med konstrukcijo in paneli v primeru močnejšega potresa relativno visoka. V 6. poglavju smo zato predlagali rešitev za varovanje fasadnih panelov v primeru porušitve obstoječih stikov med paneli in konstrukcijo. Zasnovani so bili t. i. pridrževalci, ki sestojijo iz jeklene ali sintetične vrvi in jeklenih sidrnih elementov. Ti morajo biti načrtovani tako, da je nosilnost vrvi čim bolj izkoriščena. V ta namen smo preizkusili več različnih zasnov zaključkov vrvi. Najboljši rezultati so bili doseženi z vrvmi, spletenimi iz sintetičnih vlaken s kemijsko oznako UHMWPE. Tovrstne vrvi so bile

zaključene z jeklenimi pušami, v katere je bila vlita epoksidna smola. Njihova povprečna nosilnost je znašala $\bar{R}_{res} = 46,6$ kN pri koeficientu variacije $COV=0,10$, togost pa $\bar{k}_{res} = 1806$ kN/m pri koeficientu variacije $COV=0,11$.

Poleg nosilnosti pa je za ustrezno načrtovanje pridrževalcev treba dovolj natančno oceniti tudi največje sile, ki lahko v njih nastopijo med potresno obtežbo. V ta namen smo izvedli parametrično študijo, v kateri smo variirali togost pridrževalcev, maso panelov, nihajni čas konstrukcije in koeficient kritičnega dušenja. Z nelinearnimi dinamičnimi analizami smo določili mediane in 84. percentile maksimalnih sil v pridrževalcih, ki varujejo vertikalne panele. Analize smo izvedli za maksimalni pospešek tal $PGA=0,25$ g ter predpostavili, da so obravnavane hale temeljene na tipu tal C po Evrokodu 8 [16].

Ena izmed pomembnejših ugotovitev parametrične študije je ta, da so se z numeričnimi analizami ocenjene največje natezne sile v pridrževalcih (Slika 6.11) gibale okrog podobnih vrednosti, kot so znašale nosilnosti najmočnejši preizkušeni pridrževalcev (Slika 6.6). Sistem pridrževalcev, kakršen je predstavljen v tej disertaciji, bi torej lahko bil ustrezna rešitev za obstoječe stavbe in stavbe, ki se bodo gradile v bližnji prihodnosti. Nerealno je pričakovati, da se bodo novi stiki za pritrjevanje fasadnih panelov uveljavili že jutri. Inovativni stiki, ki so še v razvoju, naj bi omogočali ali disipacijo potresne energije ali popolno izolacijo panelov od konstrukcije. Zaradi različnih razlogov (npr. problema toleranc) tovrstni stiki zahtevajo še veliko nadaljnjih raziskav in testiranj. V prehodnem obdobju, pred začetkom uporabe novih stikov, se zato zdi uporaba pridrževalcev še najverjetnejša rešitev.

V poglavju o pridrževalcih (poglavju 6) smo predstavili tudi poenostavljene analitične izraze, s katerimi lahko relativno hitro ocenimo največje natezne sile v pridrževalcih. Za oceno sil moramo poznati največjo hitrost konstrukcije pri dani potresni obtežbi, maso panela in togost pridrževalca. Primerjava analitičnih ocen, ki so bile pridobljene na podlagi predlaganih izrazov, in numeričnih rezultatov je pokazala na dokaj dobro ujemanje predvsem pri konstrukcijah z daljšim nihajnim časom ($T_k \geq 1,5$ s). Pri konstrukcijah s krajšimi nihajnimi ($T_k = 1,0$ s) smo z analitičnimi ocenami sile v pridrževalcih nekoliko podcenili.

7.2 Možnosti nadaljnjega raziskovanja

V vsakem od poglavij disertacije smo na nekaterih mestih opazili prostor za dodatne razširjene raziskave. Tako vidimo v poglavju 2 – **Stiki med stebri in gredami**, v katerem smo obravnavali možnične stike med stebri in gredami pri armiranobetonskih montažnih konstrukcijah, možnosti nadaljnjega raziskovanja predvsem na naslednjih področjih:

- dodatne eksperimentalne raziskave vpliva velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo na strižno nosilnost možničnih stikov;
- dodatne eksperimentalne in analitične raziskave vpliva stremen na duktilnost možničnih stikov;
- analitična verifikacija zadostne nosilnosti tlačnih diagonal modelov nadomestnega paličja, na podlagi katerih smo ocenjevali nosilnost možničnih stikov;
- analiza upogibne togosti in nosilnosti stika z dvema možnikoma, in sicer v smeri pravokotno na glavno smer obremenjevanja

Tudi v poglavju 3 – **Stiki med konstrukcijo in paneli**, v katerem smo eksperimentalno in numerično analizirani obnašanje stikov med paneli in konstrukcijo, ki se najpogosteje pojavljajo v evropski praksi, smo naleteli na probleme, ki so primerni za nadaljnje raziskovanje, in sicer:

- dodatne eksperimentalne raziskave vpliva obtežbe pravokotno na ravnino panela na strižno nosilnost obstoječih stikov;
- raziskave vpliva zapiranja odprtine med panelom in gredo na odziv stika in odziv konstrukcije;
- utrjevanje obstoječih objektov;
- nadaljnji razvoj (nekaj dela je že bilo izvedenega v okviru projekta SAFECLADDING [11]) novih stikov z zadostno deformacijsko kapaciteto, ki bi omogočali popolno izolacijo panelov od konstrukcije;
- nadaljnji razvoj novih stikov, v katerih bi se lahko disipirala potresna energija.

V poglavju 4 – **Parametrična študija vpliva stikov na potresno tveganje** smo na podlagi razširjene parametrične študije ovrednotili ranljivost in potresno tveganje porušitve armiranobetonskih montažnih konstrukcij z upoštevanjem porušitve v stikih med stebri in gredami ter porušitve stikov med paneli in konstrukcijo. Študija sicer nazorno prikaže trende ter vplive različnih detajlov stikov na odziv, vendar pa so absolutne vrednosti ranljivosti in potresnega tveganja še precej nezanesljive. To je posledica predvsem pomanjkanja znanja na področju izbire potresne obtežbe. Na drugi strani so tudi modeli, ki smo jih uporabili za nelinearno dinamično analizo konstrukcij, relativno preprosti in ne zajamejo dovolj natančno nekaterih pomembnih značilnosti odziva celotnih konstrukcij, kot so npr. togost strešnih plošč, možnost porušitve stikov med strešnimi ploščami in gredami, interakcija med paneli, dotik panela in grede, vpliv obtežbe prečno na ravnino panela na strižno nosilnost stika med panelom in gredo itd. Poleg pomanjkljivosti pri izbiri potresne obtežbe in modelnih omejitev bi za oceno realnega stanja potrebovali natančnejši pregled dejanske prakse pri gradnji armiranobetonskih montažnih objektov. Pri tem se je treba zavedati, da določene parametre težko natančno ocenimo, saj so odvisni od montaže (npr. pritrditveni moment v stikih med fasadnimi paneli in konstrukcijo ni tak, kot ga predpisuje proizvajalec).

Napotke za projektiranje možničnih stikov med gredami in stebri ter med fasadnimi paneli in konstrukcijo, ki smo jih podali v poglavju 5 – **Predlagani postopki za načrtovanje stikov**, bi lahko dopolnili na podlagi znanja, pridobljenega iz dodatnih raziskav na obeh tipih stikov, ki smo jih že navedli. Na tem mestu bi poudarili predvsem kontrolo nosilnosti tlačnih diagonal pri uporabi modelov nadomestnega paličja ter upoštevanje interakcije osne in strižne obremenitve v stikih med paneli in konstrukcijo.

V predzadnjem poglavju, to je poglavju 6 – **Pridrževalci za varovanje panelov**, smo predstavili rešitev za varovanje fasadnih panelov v primeru porušitve obstoječih stikov med paneli in konstrukcijo. Enoosno smo preizkusili več različnih tipov pridrževalcev iz jeklenih in sintetičnih vrvi ter nato z nelinearnimi dinamičnimi analizami ocenili velikost maksimalnih sil, ki se lahko med potresno obtežbo pojavijo v pridrževalcih, ki varujejo vertikalne panele. Možnosti za nadaljnje raziskave na tem področju lahko povzamemo v naslednjih točkah:

- dodatni natezni preizkusi na preizkušancih iz vrvi večjih premerov ter izboljšanje učinkovitosti zaključkov sintetičnih in jeklenih vrvi;

- dinamični preizkusi celotnih sistemov skupaj s sidri in betonskimi elementi (s panelom in z gredo ali s stebrom);
- ocena največjih sil, ki se pojavijo v pridrževalcih, ki varujejo horizontalne panele.

8 POVZETEK

V disertaciji je predstavljena obsežna eksperimentalna in analitična študija vpliva stikov na potresni odziv armiranobetonskih montažnih konstrukcij. Raziskave so bile izvedene v okviru dveh evropskih projektov – SAFECAST in SAFECLADDING–, v katere je bil aktivno vključen tudi avtor disertacije. Disertacija obravnava dve pomembni skupini stikov, in sicer stike med stebri in gredami ter stike med armiranobetonskimi fasadnimi paneli in konstrukcijo. Ker je na tržišču ponudba različnih sistemov precej velika, smo se omejili na tiste, ki se najpogosteje uporabljajo v evropski praksi.

V prvem poglavju disertacije so predstavljeni ciklični preizkusi mozničnih stikov med stebri in gredami, ki so bili izvedeni v okviru evropskega projekta SAFECAST. Preizkušeni so bili trije različni tipi stikov, in sicer stika, ki se običajno uporabljata za stikovanje strešnih nosilcev in stebrov s centrično ali z ekscentrično postavljenim moznikom, ter medetažni moznični stik. Najpomembnejša prispevka preizkusov mozničnih stikov sta bila ovrednotenje vpliva velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo ter ovrednotenje vpliva stremen na strižno nosilnost stika. V nadaljevanju sta bila na podlagi eksperimentalnih rezultatov pojasnjena dva možna porušna mehanizma mozničnih stikov, in sicer lokalni porušni mehanizem, za katerega je značilna porušitev moznika samega, ter globalni porušni mehanizem, za katerega je značilno razpokanje betona zaradi prekoračitve njegove natezne nosilnosti od moznika proti robovom stikajočih se elementov. Poleg tega smo predlagali tudi izraze za ovrednotenje deformabilnosti in nosilnosti tovrstnih stikov. Najpomembnejša prispevka disertacije na tem področju sta naslednja: izpeljava analitičnih izrazov za oceno deformabilnosti in nosilnosti mozničnih stikov, ob upoštevanju velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo, ter ovrednotenje vpliva stremen na strižno nosilnost mozničnih stikov različnih konfiguracij, ki se najpogosteje pojavljajo v praksi, s pomočjo ustreznih modelov nadomestnega paličja. Nekatere pomembne predpostavke, ki so bile uporabljene pri izpeljavi izrazov za oceno deformabilnosti in nosilnosti mozničnih stikov, so bile nato potrjene s pomočjo podrobnih 3D-numeričnih modelov. Tako smo npr. potrdili predpostavko o trdnosti betona na kontaktu z moznikom v primeru lokalne porušitve. Ta namreč zaradi ugodnega večosnega napetostnega stanja ni enaka enoosni tlačni trdnosti. Dokazali smo, da je povečanje trikratno, in tako ovrgli predpostavko Vintzeleoua in Tassiosa [22], da je faktor povečanja enak 5. Nadalje smo raziskali tudi raznos tlačnih napetosti prek moznika v betonski element in tako identificirali smer tlačnih diagonal modelov nadomestnega paličja, ki smo jih uporabili za oceno strižne nosilnosti v primeru globalne porušitve. S pomočjo podrobnih modelov smo določili tudi kot vnosa tlačnih napetosti po globini in s tem število aktiviranih stremen, ki se upirajo krhki globalni porušitvi stika. Relativno dobro ujemanje rezultatov eksperimentov in simulacij upravičuje uporabo tovrstnih modelov za študijo porušnih mehanizmov, kljub nekaterim pomanjkljivostim, kot so npr. časovna zamudnost, težave s konvergenco ter pomanjkanje nekaterih vhodnih parametrov materialnih in kontaktnih modelov, ki bi jih bilo treba pridobiti z dodatnimi eksperimentalnimi preiskavami. V zadnjem delu poglavja o mozničnih stikih med stebri in gredami smo definirali robustnejše inženirske modele tovrstnih stikov, ki omogočajo hitrejši izračun in uporabo pri zahtevnih dinamičnih analizah celotnih konstrukcij. Gre za vzmeti, s katerimi opišemo ciklični odziv mozničnih stikov v obliki odnosa med silo in pomikom. Inženirski modeli zajamejo vse bistvene lastnosti odziva mozničnih stikov, kot sta možnost globalne ali lokalne porušitve ter redukcija strižne nosilnosti stika zaradi velikih relativnih

rotacij med stebrom in gredo.

Tako kot poglavje o stikih med stebri in gredami smo tudi poglavje o stikih med fasadnimi paneli in konstrukcijo začeli z natančnim opisom eksperimentalnih raziskav. Te so bile izvedene v okviru evropskega projekta SAFECLADDING. Preizkušeni so bili stiki, ki se najpogosteje uporabljajo v evropski praksi, in sicer stiki z jekleno ploščico (TA-AS); stiki s posebnim jeklenim profilom (NODO) ter stiki z jeklenim kotnikom (PARD2). Do zdaj so tovrstne stike preizkusili le proizvajalci, in sicer le v smeri prečno na ravnino panela, tokrat pa so bili prvič preizkušeni tudi ciklično v horizontalni in vertikalni smeri v ravnini panela. Izvedeni so bili tako enoosni kot tudi dvoosni preizkusi s konstantno silo prečno na ravnino panela. Najpomembnejši prispevek eksperimentalnih raziskav je ovrednotenje togosti, nosilnosti in deformabilnosti obravnavanih stikov v strižni (horizontalni) smeri. V nadaljevanju poglavja so bili raziskani porušni mehanizmi za vse tri preizkušene stike. Tako kot v primeru mozničnih stikov med stebri in gredami smo tudi tokrat izpeljali analitične izraze za oceno nosilnosti in deformacijske kapacitete stikov. Porušne mehanizme stikov TA-AS in PARD2 smo nato uspešno simulirali še s podrobnimi 3D-numeričnimi modeli. Z numerično analizo ocenjeni nosilnost in deformabilnost stikov TA-AS sta se precej dobro ujeli z eksperimentalnimi rezultati. Nekoliko slabše ujemanje, vendar še vedno dovolj dobro za namen študije porušnega mehanizma, je bilo opaziti v primeru stikov PARD2. S pomočjo podrobnih numeričnih modelov smo nato ocenili tudi nosilnost dveh različnih tipov kanalov v smeri prečno na ravnino panela. Teh vrednosti namreč z eksperimenti nismo neposredno pridobili, so pa nujne za analitično oceno nosilnosti stikov TA-AS in PARD2 v horizontalni osi. Poglavje o stikih med konstrukcijo in paneli smo, tako kot poglavje o stikih med stebri in gredami, zaključili z definicijo robustnih in računsko manj zahtevnih inženirskih modelov stikov. Prikazali smo tudi uporabo tovrstnih modelov v odprtokodnem programskem okolju za nelinearno analizo konstrukcij Opensees [76].

Na podlagi na novo pridobljenega znanja o cikličnem obnašanju stikov med stebri in gredami ter stikov med konstrukcijo in fasadnimi paneli smo v nadaljevanju izvedli obširno parametrično študijo, na podlagi katere smo ovrednotili vpliv stikov na ranljivost in potresno tveganje armiranobetonskih montažnih stavb. V parametrični študiji smo analizirali 15 enoetažnih in 12 trietažnih stavb, ki so se med seboj razlikovale v masi na povprečen steber, višini (enoetažne stavbe) in razmerju mas po etažah (trietražne stavbe). V modelih stavb smo uporabili tudi inženirske modele stikov, ki so bili definirani v prejšnjih poglavjih. Pri enoetažnih halah smo obravnavali tri različne detajle mozničnih stikov, in sicer: stik s centrično nameščenim moznikom, stik z ekscentrično nameščenim moznikom in visokim deležem stremen v območju stika ter stik z ekscentrično nameščenim moznikom in nizkim deležem stremen v območju stika. Najprej smo stike načrtovali po metodi načrtovanja nosilnosti, pri čemer smo njihovo strižno nosilnost enačili s strižno nosilnostjo moznika (taka je bila pogosto tudi slovenska praksa). Ker smo s tem močno precenili dejansko nosilnost, se izkaže, da se pri večini analiziranih hal stik poruši, preden se poruši steber. Taka ugotovitev seveda ne kaže na neustreznost metode načrtovanja nosilnosti, temveč zgolj na napačno ocenjeno nosilnost stika v fazi projektiranja. Verjetnosti porušitve v petdesetih letih $H_{LS,50}$ se pri centričnih mozničnih stikih tako gibljejo med 0,08 in 8,5 %. Nato smo moznike izbrali še na podlagi izraza za oceno nosilnosti, ki je bil predlagan v disertaciji. V tem primeru v nobeni od simulacij ni prišlo do porušitve stika pred upogibno porušitvijo stebra. Verjetnosti porušitve $H_{LS,50}$ so se tako gibale med 0,08 in 0,38 % v petdesetih letih. Podobne rezultate kot pri stikih s centrično nameščenim moznikom smo v smislu ranljivosti in potresnega tveganja dobili tudi pri stikih z ekscentrično nameščenim moznikom in visokim deležem stremen v območju stika. Gosto objetje je v večini prime-

rov preprečilo krhko globalno porušitev stikov, kar pa ne velja za ekscentrične moznične stike z nizkim deležem stremen v območju stika. V nadaljevanju poglavja smo raziskovali tudi ranljivost in potresno tveganje porušitve fasadnih panelov pri enoetažnih halah z vertikalnimi in s horizontalnimi paneli. Pri tem smo predpostavili, da so paneli na konstrukcijo pritrjeni s sistemi, ki se najpogosteje pojavljajo v praksi. Rezultati za vertikalne panele kažejo, da je mediana intenzitete, pri kateri se porušijo stiki, med 0,13 in 0,34 g, verjetnost porušitve v petdesetih letih $H_{LS,50}$ pa med 2 in 30 %, odvisno od višine in mase konstrukcije. Pomemben parameter je tudi skupna togost stikov, ki jo določa razmerje med številom stebrov in številom panelov k_v . V parametrični študiji sta bili ocenjeni in upoštevani dve skrajni realni vrednosti, in sicer $k_v = 0,25$ in $k_v = 4$. Razlike med odzivi hal s tema razmerjema k_v so relativno majhne. To pomeni, da so vertikalni paneli ob uporabi obstoječih stikov praktično izolirani od glavne konstrukcije. Nadalje rezultati analize kažejo, da porušitev stikov med horizontalnimi paneli in konstrukcijo nastopi pri višjih pospeških temeljnih tal kot v primeru uporabe vertikalnih panelov. V primeru stikov TA-AS so se mediane porušitve prvega horizontalnega panela (ali stika) gibale med 0,24 in 0,47 g, v primeru uporabe stikov NODO pa med 0,47 in 1,02 g, verjetnosti porušitve v petdesetih letih $H_{LS,50}$ pa med 1 in 5,5 % pri stikih TA-AS ter med 0,1 in 1,3 % pri stikih NODO. Razlog za večjo varnost v primeru uporabe horizontalnih panelov lahko iščemo predvsem v manjši potrebni deformacijski kapaciteti stikov, saj se pomik konstrukcije prerazporedi po panelih po višini, medtem ko je pri vertikalnih panelih pomik v stiku približno enak pomiku konstrukcije. Kljub dokaj logičnim zaključkom se je treba zavedati, da so za uporabljen matematični model konstrukcije in panelov značilne določene pomanjklivosti. V praksi namreč lahko zaradi toleranc pri montaži pride do nezaželenih zagozdenj v stikih in posledično do zgodnje porušitve stikov ali celo negativnega vpliva panelov na odziv celotne konstrukcije.

Ugotovitve, do katerih smo prišli med opisanimi eksperimentalnimi in analitičnimi raziskavami odziva stikov, smo uporabili v predzadnjem poglavju, kjer smo strnili priporočila za ustrezno načrtovanje obravnavanih vrst stikov. V primeru mozničnih stikov med stebri in gredami smo predlagali postopke, s katerimi zajamemo tako pozitiven vpliv stremen na nosilnost mozničnih stikov v primeru globalne porušitve, kot tudi redukcijo nosilnosti zaradi velikih relativnih rotacij med stebrom in gredo. Podali smo tudi potrebne kontrole, s katerimi lahko preverimo ustreznost stikov med fasadnimi paneli in konstrukcijo. Če jih ne moremo dokazati, lahko panele varujemo s pridrževalci. Zasnovo takega sistema smo opisali v zadnjem poglavju, v katerem so predstavljeni tudi natezni preizkusi in ocena potrebne nosilnosti na podlagi nelinearnih dinamičnih analiz.

9 SUMMARY

The dissertation describes the results of an extensive experimental and analytical investigation into the effect of connections on the seismic response of precast concrete buildings. This research work was performed within the framework of two European projects: SAFECAST and SAFECLADDING, in which the author of the dissertation was actively involved. It deals with two important types of connections, i.e. those between columns and beams, and those between reinforced concrete cladding panels and the main structure. Since a considerable variety of such systems are available on the market, the dissertation is limited to those which are most commonly used in European practice.

The first chapter of the dissertation deals with the cyclic tests of dowel connections between columns and beams. Three different types of connections were investigated, i.e. those which are normally used to connect the beams to the columns using a centrally or eccentrically positioned dowel, and inter-storey dowel connections. These tests were aimed at evaluating the effect of the large relative rotations between columns and beams, as well as the effect of stirrups placed in the connected concrete elements on the shear load-carrying capacity of the connection. Two possible failure mechanisms of the above-described dowel connections are then presented, based on the experimentally obtained results. The first is a local failure mechanism, which is characterized by failure of the dowel itself, whereas the second is a global failure mechanism, which is characterized by cracking of the concrete due to exceedance of the latter's tensile load-carrying capacity, from the dowel towards the edges of the connecting elements. Expressions for the evaluation of the load-carrying capacity and deformability of such connections are presented. Here, two important contributions are made: derivation of analytical expressions for estimating the load-carrying capacity and deformability of dowel connections while taking into account the large relative rotations between columns and beams, and evaluation of the effect of stirrups on the shear load-carrying capacity of dowel connections having those configurations which occur most commonly in practice, by means of a strut and tie model. Some of the important assumptions that were used in the derivation of expressions for assessing the load-carrying capacity and deformability of connections were then validated by means of detailed 3D finite element models. Thus, for example, the significance of the compressive strength of the concrete in front of the dowel was confirmed, in the case of local failure. Due to the favourable multi-axial state of stress at this location, this strength is considerably greater than the uniaxial compressive strength of the concrete. A threefold increase was demonstrated, thus changing the proposal made by Vintzeleou and Tassios [22] that the scaling factor should have a value of 5. The way in which compressive stresses are distributed into the concrete elements was also investigated, and the directions of the compression diagonals of the strut and tie model which was used to estimate the shear load carrying capacity of the connection, were identified. 3D finite element models were also used to determine the number of activated stirrups in the connecting concrete elements, whose aim is to prevent brittle global failure of the connection. Relatively good agreement between the results of the experiments and the performed simulations justifies the use of such models for the study of failure mechanisms, in spite of certain drawbacks, i.e. long computation times, problems with convergence, and insufficient data about some of the input parameters of the used material and contact models, which could be obtained by performing additional experimental investigations. In the last part of the chapter, robust engineering mo-

dels of dowel connections are presented, which permit faster computation within the scope of demanding dynamic analyses of whole structures. These models are based on the use of springs, which define the response of the dowel connections in the form of a force-displacement relationship. Such engineering models include all the essential features of the response of dowel connections.

Similarly to the chapter about the connections between columns and beams, the chapter about connections between facade panels and the main structure starts with a detailed description of the relevant experimental research, which was performed within the framework of the European project: SAFE-CLADDING. Investigations were made into the performance of some of the most commonly used types of connections in European practice. These are connections which involve the use of a hammer-head strap (TA-AS), a special steel profile (NODO), and a steel angle (PARD2). Previously these connections had only been tested by the manufacturer, and only in the direction transverse to the plane of the panel, whereas this time they were, for the first time, tested cyclically in both components of the plane of the panel. Both uniaxial and biaxial tests were performed. The main aim of the performed experimental research was to evaluate the stiffness, load-carrying capacity, and deformability of the treated connections in the shear (horizontal) direction. In the next part of this chapter, the failure mechanisms which occurred in the case of all three selected types of connections were investigated. As in the case of the dowel connections between the columns and beams, some analytical expressions for the evaluation of the load-carrying and deformation capacity of the connections were defined. The failure mechanisms which occurred in the case of the TA-AS and PARD2 connections were then successfully simulated by means of 3D finite element models. The numerically estimated load-carrying capacity and deformability of the TA-AS connections fitted quite well with the experimentally obtained results. A somewhat poorer match was obtained in the case of the PARD2 connections, but it was still good enough for the studies of failure mechanisms. By means of the detailed finite element models, the load-carrying capacity of two different types of channels in the direction transverse to the plane of the panel was evaluated. These values were not obtained in the experimentally performed work, but they are vitally needed when making evaluations of the analytical capacity of TA-AS and PARD2 connections in the horizontal direction. The chapter on the connections between the main structure and the facade panels is concluded, like the chapter on the connections between columns and beams, by the definition of robust and less time-consuming engineering models. The use of such models is demonstrated in the open source programming environment for nonlinear structural analysis Opensees [76].

Based on the newly acquired knowledge about the cyclic behaviour of the investigated connections between the columns and beams, and those between the main structure and the facade panels, an extensive parametric study was then carried out, with the aim of evaluating the effect of the investigated connections on the fragility and seismic risk of buildings made from precast concrete elements. In this parametric study, a total of 15 single-storey buildings, and 12 three-storey buildings, were investigated. These models differed from one another with respect to the weight acting on an average column, as well as with respect to storey height, and the ratio of masses corresponding to individual storeys. The engineering models of the connections, which were defined in the previous chapters, were used in these studies. In the case of the single-storey structures, three different types of dowel connections were taken into account, as follows: connections with one centrally positioned dowel, connections with one eccentrically positioned dowel and a high concentration of stirrups in the vicinity of the connection, and connections with one eccentrically positioned dowel and a low concentration of stirrups in the vicinity of the connec-

tion. The connections were designed by means of the capacity design method. Since the load-carrying capacity of such connections was significantly overestimated, it turned out that, in all three cases, the connection fails before the column fails. In the case of the centric dowel connections, over a period of 50 years the probability of failure LSH_{50} ranged between 0.08 and 8.5%. When, however, the expression proposed in the dissertation for estimating the load-carrying capacity of connections was used, then no connection failed before flexural failure of the column occurred. In such cases, the probability of failure of the connection over the same period LSH_{50} ranged between 0.08 and 0.38%. Similar results to those obtained in the case of a centrally positioned dowel were also obtained in the case of an eccentrically positioned dowel and a high concentration of stirrups in the vicinity of the connection. In most cases the densely spaced stirrups in the connected elements prevented the occurrence of brittle global failure of the connection, which was not true for the connections which consisted of an eccentrically positioned dowel and a low concentration of stirrups. In the continuation of this chapter the fragility and seismic risk of failure of the facade panels in single-storey structures, having both vertical and horizontal panels, was studied. In this case it was assumed that the panels are fixed to the main structure by means of those systems which are most commonly encountered in practice. The results for the vertical panels showed that the median intensity at which failure of the connections would occur was between 0,13g and 0,34g, the probability of such failure occurring over a period of 50 years $H_{LS,50}$ being between 2 and 30%, depending on the height and weight of the structure. In general, the results of the analyses suggested that failure of the connections between the horizontal panels and the main structure will occur at higher ground accelerations than in the case of vertical panels. In the case of TA-AS connections, the median accelerations which might cause failure of the first horizontal panel (or connection) ranged between 0,24g and 0,47g, whereas in the case of NODO connections they ranged between 0,47g and 1,02g, the probability of failure over a period of 50 years $H_{LS,50}$ being between 1.0 and 5.5% in the case of TA-AS connections, and between 0.1 and 1.3% in the case of NODO connections. The reason for the higher achieved level of safety in the case of horizontal panels can be found mainly in the lower needed deformation capacity of their connections. In spite of such fairly logical conclusions one should be aware that the used mathematical model of the structure and the panels has certain weaknesses. Indeed, in practice, due to the permitted tolerances during assembly of the structure, undesirable jamming can occur in the connections, resulting sometimes in the early failure of the connections or even a negative effect of the panels on the response of the whole structure.

The findings which were reached following the described experimental and analytical research into the seismic response of the investigated connections are applied in the penultimate chapter, where recommendations for their proper design are summarized. In the case of dowel connections between columns and beams some procedures have been proposed by means of which the positive effect of installed stirrups on the load-carrying capacity of such connections can be taken into account in the case of global failure, as well as the reduction of load-carrying capacity due to the large relative rotations which can occur between columns and beams. The checks which need to be performed in order to verify the adequacy of the connections between the facade panels and the main structure are also presented. If their adequate load-carrying capacity cannot be demonstrated, then the panels can be secured by means of so-called "restrainers". The design of such systems is described in the last chapter of the dissertation, where the results of corresponding tests are presented, as well as an estimate of the necessary load-carrying capacity obtained by means of non-linear dynamic analyses.

VIRI

- [1] Toniolo, G. 2012. Safecast project: European research on seismic behavior of the connections of precast structures. V: Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lizbona, Portugalska, 24-28 september 2012. International Association for Earthquake Engineering.
- [2] Psycharis, I. N., Mouzakis, H. P. 2012. Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading. *Engineering Structures* 41: 413–427.
- [3] Zoubek, B., Fahjan, Y., Isaković, T., Fischinger, M. 2013. Cyclic failure analysis of the beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings. *Engineering Structures* 52: 179–191.
- [4] Zoubek, B., Fahjan, Y., Fischinger, M., Isaković, T. 2014. Nonlinear finite element modelling of centric dowel connections in precast buildings. *Computers and Concrete* 14: 463–477.
- [5] Zoubek, B., Fischinger, M., Isaković, T. 2014. Estimation of the cyclic capacity of beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings 13: 2145–2168.
- [6] Isaković, T., Zoubek, B., Lopatič, J., Fischinger, M. 2014. Experimental research of typical cladding panel connections in industrial buildings. V: Proceedings of 2th European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turčija, 25-29 avgust 2014. European Association for Earthquake Engineering.
- [7] Kramar, M., Isaković, T., Fischinger, M. 2010. Seismic collapse risk of precast industrial buildings with strong connections. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 39: 847–868.
- [8] Capozzi, V., Magliulo, G., Manfredi, G. 2013. Nonlinear Mechanical Model of Seismic Behavior of Beam-Column Pin Connections. V: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lizbona, Portugalska, 24-28 september 2012. International Association for Earthquake Engineering .
- [9] Casotto, C., Silva, V., Crowley, H., Pinho, R., R., N. 2014. Scenario damage analysis of RC precast industrial structures in tuscany. V: Proceedings of 2th European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turčija, 25-29 avgust 2014. European Association for Earthquake Engineering.
- [10] Babič, A., Dolšek, M. 2014. The impact of structural components on fragility curves of single-storey industrial precast structures. V: Proceedings of 2th European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turčija, 25-29 avgust 2014. European Association for Earthquake Engineering.
- [11] SAFECLADDING project - Improved Fastening Systems of Cladding Wall Panels of Precast Buildings in Seismic Zones.
<http://www.safecladding.eu> (pridobljeno 1.12.2014).

- [12] International Federation for Structural Concrete (fib) 2008. Structural connections for precast concrete buildings - bulletin N°43. Guide to good practice. Lausanne, Federal Institute of Technology.
- [13] Bournas, D. A., Negro, P., Taucer, F. F. 2013. Performance of industrial buildings during the Emilia earthquakes in Northern Italy and recommendations for their strengthening. *Bulletin of Earthquake Engineering* 12: 2383–2404.
- [14] Toniolo, G., Colombo, A. 2012. Precast concrete structures: the lessons learned from the l'Aquila earthquake. *Structural Concrete* 13: 73–83.
- [15] Daniell, J., Vervaeck, A. 2012. Damaging earthquakes database. 2012 - the year in review. cedim research report 2013-01. Karlsruhe, Center for Disaster Management and Risk Reduction Technology.
- [16] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe.
- [17] Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T. 2009. Literature survey and identification of needs-part one: General Survey. SAFECAST-Work package 1. Grant agreement no. 218417-2. Brussels, European Commission.
- [18] Kramar, M. 2008. Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Kramar): 176 str.
- [19] Zoubek, B. 2011. Projektiranje in nelinearni odziv ab montažne stavbe pri potresnem vplivu. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba B. Zoubek): 150 str.
- [20] Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T. 2011. Experimental behaviour of new/improved connections: contribution of the University of Ljubljana. SAFECAST-Deliverable 2.1. Grant agreement no. 218417-2. Brussels, European Commission.
- [21] Pampanin, S., Priestley, M. J. N., Sritharan, S. 2001. Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections. *Journal of Earthquake Engineering* 5: 329–367.
- [22] Vintzeleou, E. N., Tassios, T. P. 1986. Mathematical model for dowel action under monotonic and cyclic conditions. *Magazine of Concrete Research* 38: 13–22.
- [23] Vintzeleou, E. N., Tassios, T. P. 1987. Behavior of dowels under cyclic deformations. *ACI Structural Journal* 84: 18–30.
- [24] Dulacska, H. 1972. Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete. *ACI Journal* 69: 745–757.
- [25] Fuchs, W., Eligehausen, R., Breen, J. E. 1995. Concrete capacity design (CCD) approach for fastening to concrete. *ACI Structural Journal* 92: 73–94.

- [26] Engström, B. 1990. Combined effects of dowel action and friction in bolted connections. Nordic Concrete Research - Publication No. 9 The Nordic Concrete Federation, oslo, norveška. .
- [27] Tanaka, Y., Murakoshi, J. 2011. Reexamination of Dowel Behavior of Steel Bars Embedded in Concrete. *ACI Structural Journal* 108: 659–668.
- [28] Isaković, T., Fischinger, M., Karadogan, F., Kremmyda, G., dal Lago, B., Pegan, A., Psycharis, I. N., Trost, M., Tsoukantas, S., Yoksel, E., Zoubek, B. 2013. Catalogue on the existing cladding panel systems and connections in precast buildings with the identification of their possible seismic deficiencies. *SAFECLADDING-Deliverable 1.1*. Grant agreement no. 314122-2. Brussels, European Commission.
- [29] Belleri, A., Piras, D., Riva, P. 2010. Seismic Performance of Precast Cladding Panels. V: Proceedings of the 14th European Conference of Earthquake Engineering, Ohrid, Makedonija, avgust-september 2010. European Association for Earthquake Engineering.
- [30] Coehlo, E. 2012. Experimental activity on new and existing connections - activities carried out at LNEC. *Zaključno srečanje evropskega projekta SAFECAST*, Rim.
- [31] Baird, A., Diaferia, R., Palermo, A., Pampanin, S. 2011. Parametric Investigation of Seismic Interaction between Precast Concrete Cladding Systems and Moment Resisting Frames. V: Structures Congress 2011, Las Vegas, ZDA, april 2011. Structural Engineering Institute of ASCE.
- [32] Baird, A., Diaferia, R., Palermo, A., Pampanin, S. 2011. Numerical Modelling of Local Cladding-Structure Interaction. V: 4th Structural Engineers World Congress, Como, Italija, april 2011. The International Association for Shell and Spatial Structures.
- [33] Hunt, J. P., Stojadinović. Seismic Performance Assessment and Probabilistic Repair Cost Analysis of Precast Concrete Cladding Systems for Multistory Buildings. PEER Report 2010/110. California, Berkeley, College of Engineering, University of California, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [34] CEN ENV 1998-1: 1994. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1: General rules.
- [35] Ferrara, L., Colombo, A., Negro, P., Toniolo, G. 2004. Precast vs. cast-in-situ reinforced concrete industrial buildings under earthquake loading: an assessment via pseudodynamic tests. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. V: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Kanada. International Association for Earthquake Engineering.
- [36] Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T. 2008. Cyclic response of slender RC columns typical of precast industrial buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 6: 519–534.
- [37] Fajfar, P., Banovec, J., Saje, F. 1978. Behaviour of prefabricated industrial buildings in Breginj during the Friuli earthquake. V: Proceedings of 6th European Conference on Earthquake Engineering, Dubrovnik, Hrvaška. European Association for Earthquake Engineering.
- [38] EERI 1979. Friuly, Italy earthquakes of 1976. Earthquake Engineering Research Institute.

- [39] Fajfar, P., Duhovnik, J., Reflak, J., Fischinger, M., Breška, Z. 1981. The behaviour of buildings and other structures during the earthquakes of 1979 in Montenegro. Razvojno raziskovalna naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.
- [40] Karaesmen, E. 2001. Prefabrication in Turkey: Facts and Figures Razvojno raziskovalna naloga. Ankara, Middle East Technical University, Department of Civil Engineering.
- [41] Atakoy, H. 1999. The August 17th earthquake and the prefabricated structures built by the members of the Prefabric Union. Concrete Prefabrication .
- [42] Dogan, M., Nevzat, K. 2009. Analysis of Seismic Load to Prefabricated Connection. V: Proceedings of World Academy of Science, Engineering and Technology Volume 38. World Academy of Science, Engineering and Technology.
- [43] Arslan, M. H., Korkmaz, H. H., Gulay, F. G. 2006. Damage and failure pattern of prefabricated structures after major earthquakes in Turkey and shortfalls of the Turkish Earthquake code. Engineering Failure Analysis 13: 537–557.
- [44] EEFIT 2009. The l’Aquila, Italy Earthquake of 6th April 2009. Earthquake Engineering Research Institute. A Preliminary Field Report by EEFIT. The Earthquake Engineering Field Investigation Team.
- [45] U.S. Geological Survey.
<http://www.usgs.gov/> (pridobljeno 5.12.2014).
- [46] UCL 2012. The 29th May 2012 Emilia Romagna Earthquake. EPICentre Field Observation Report No. epi-fo-290512. University College London, Departement of Civil, Environmental and Geomatic Engineering.
- [47] Parisi, F., De Luca, F., Petruzzelli, F., De Risi, R., Chioccarelli, E., I., I. 2012. Field inspection after the May 20th and 29th 2012 Emilia-Romagna earthquakes.
<http://www.reluis.it> (pridobljeno 5.10.2014).
- [48] Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R., Foutch, D. 2002. Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. Journal of Structural Engineering 128: 526–553.
- [49] Jalayer, F. 2003. Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments. Doktorska disertacija. Stanford, CA, Stanford university: 250 str.
- [50] Vamvatsikos, D., Cornell, C. A. 2002. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31: 491–514.
- [51] Jayaram, N., Lin, T., Baker, J. W. 2011. A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. Earthquake Spectra 27: 797–815.

- [52] Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T. 2011. Experimental behaviour of existing connections: contribution of the University of Ljubljana. SAFECAST-Deliverable 2.1. Grant agreement no. 218417-2. Brussels, European Commission.
- [53] Leonhardt, F. 1975. Vorlesungen über Massivbau - Zweiter Teil, Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. Lectures in concrete structures: second part, special cases of calculations, Springer.
- [54] Muscarella, J. V., Yura, J. A. 1995. An experimental study of elastomeric bridge bearings with design recommendations. Research report 1304-3. Austin, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin: 192f.
- [55] CEN/TS 1992-4-2:2009. Design of fastenings for use in concrete: Headed fasteners.
- [56] ACI 318-08: 2008. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
- [57] SIST EN 1992-1-1:2004. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - del 1.1: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [58] NZS 3101: 2008. Concrete Structures Standard. part 1 - The design of Concrete Structures and Part 2 - Commentary.
- [59] ABAQUS 2011. ABAQUS Documentation. Dassault Systemes, Providence (RI), ZDA.
- [60] Lee, J., Fenves, G. L. 1998. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. Journal of Engineering Mechanics 124: 892–900.
- [61] Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Onate, E. 1989. A plastic-damage model for concrete. International Journal of Solids and Structures 25: 299–329.
- [62] Yu, T., Teng, J. G., Wong, Y. L., Dong, S. 2010. Finite element modelling of confined concrete-II: Plastic-damage model. Engineering Structures 32: 680–691.
- [63] Kent, D. C., Park, R. 1971. Flexural members with confined concrete. Journal of the Structural Division-ASCE 97: 1969–1990.
- [64] Jankowiak, T., Lodygowski, T. 2005. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. Foundations of Civil and Environmental Engineering 6: 53–69.
- [65] Zaghi, A. E., Saiid, S. 2010. Seismic Performance of Pipe-Pin Two-Way Hinges in Concrete Bridge Columns. Journal of Earthquake Engineering 14: 1253–1302.
- [66] Nielsen, M. P., Hoang, L. C. 2010. Limit Analysis and Concrete Plasticity. Boca Raton, CRC Press: 816 str.
- [67] Duvant, G., Lions, J. L. 1976. Inequalities in Mechanics and Physics. Berlin, Springer: 397 str. .
- [68] Magliulo, G., Capozzi, V., Fabbrocino, G., Manfredi, G. 2011. Neoprene-concrete friction relationships for seismic assessment of existing precast buildings. Engineering Structures 33: 532–538.

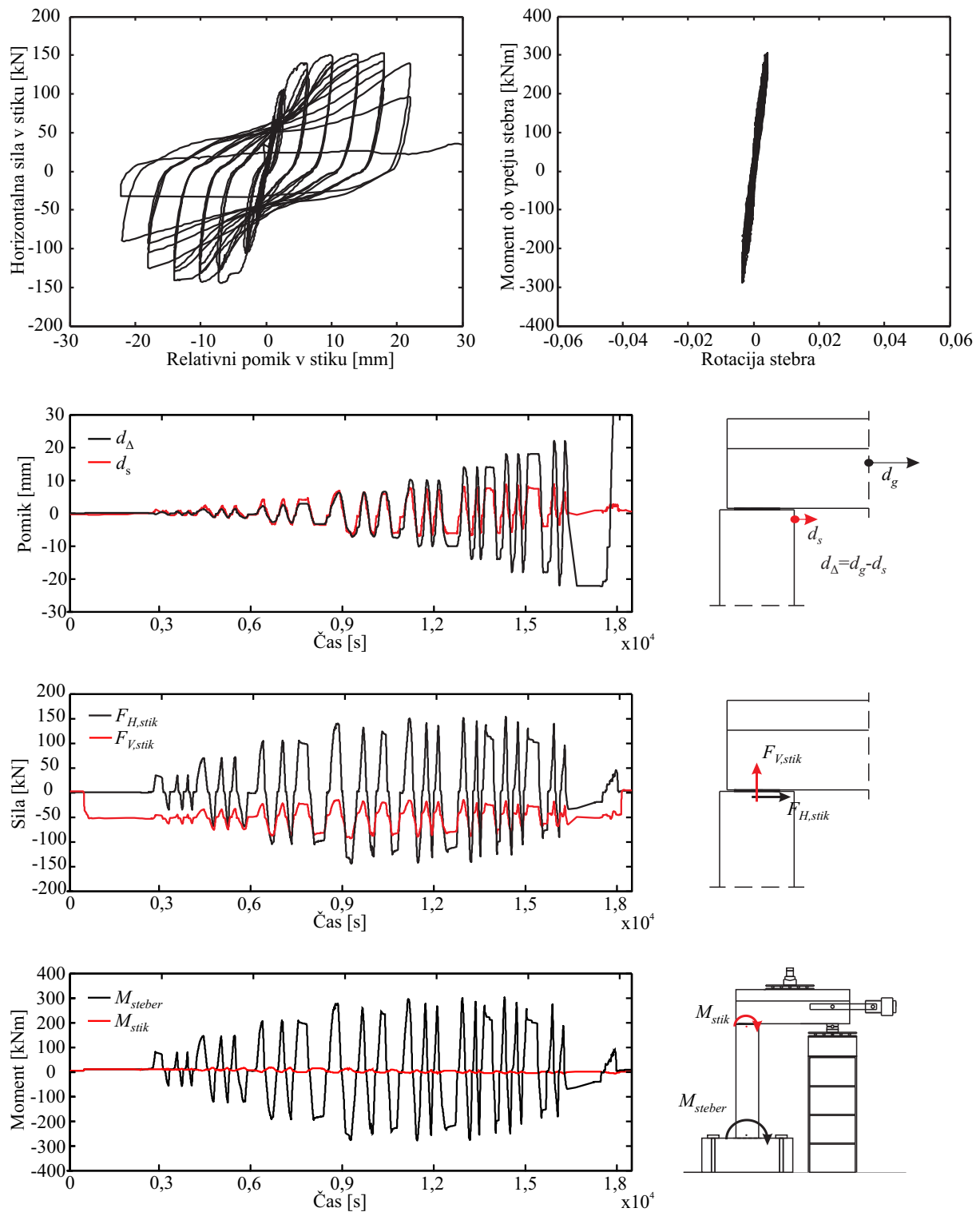
- [69] Chauvenet, W. 1960. A Manual of Spherical and Practical Astronomy. New York, Dover, 5. izdaja: str. 474-566.
- [70] Stanton, J., Tetzlaff, S. 2012. Behavior of Plain Elastomeric Pads. AASHTO SCOBS T-2 Meeting, Austin, ZDA.
- [71] Isaković, T., Kramar, M., Zoubek, B., Fischinger, M. 2012. Calibrated programs for structural analysis. SAFECAST-Deliverable 5.1. Grant agreement no. 218417-2. Brussels, European Commission.
- [72] HALFEN.
<http://www.halfen.com> (pridobljeno 1.6.2014).
- [73] Isaković, T., Zoubek, B., Lopatič, J., M., U., M., F. 2013. Report and card files on the tests performed on existing connections. SAFECLADDING-Deliverable 1.2. Grant agreement no. 314122-2. Brussels, European Commission.
- [74] Applied Technology Council 2007. Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural components - FEMA461. Washington DC, Federal Emergency Management Agency.
- [75] Mises, R. Mechanik der festen Körper im plastisch deformablen Zustand. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu G .
- [76] McKenna, F., Fenves, G. L. 2007. Open system for earthquake engineering simulation. Berkeley, ca. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
<http://opensees.berkeley.edu> (pridobljeno 12.2.2014).
- [77] SIST EN 1991:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - del 1.1: Splošni vplivi - prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
- [78] SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.
- [79] Rejec, K. 2011. Neelastično strižno obnašanje armiranobetonskih sten pri potresnem vplivu. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba K. Rejec): 354 str.
- [80] UL, POLIMI 2012. Generalization of results to different structures. SAFECAST-Deliverable 5.2. Grant agreement no. 218417-2. Brussels, European Commission.
- [81] Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Dolšek): 220 str.
- [82] Zevnik, J. 2007. Potresna ranljivost armiranobetonskih viaduktov s škatlastimi stebri. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Zevnik): 178 str.

- [83] Vidrih, Z. 2012. Potresni odziv betonskih mostov s pomanjkljivimi konstrukcijskimi detajli. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba Z. Vidrih): 333 str.
- [84] Brozovič, M. 2013. Izbira akcelrogramov za projektiranje stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Brozovič): 154 str.
- [85] EZ-FRISK 2012. An introduction to probabilistic seismic hazard analysis (PSHA). Software for Earthquake Ground Motion Estimation, version 7.62. Louisville, Colorado, USA, Risk Engineering, Inc.
- [86] Baker, J. W. 2008. An introduction to probabilistic seismic hazard analysis (PSHA). <http://www.stanford.edu/simbakerjw/publications.html> (pridobljeno 1. 12. 2014).
- [87] Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P., Margaris, B. 2002. Internet-site for European Strong-Motion Data. European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme. <http://www.isesd.hi.is> (pridobljeno 5.12.2014).
- [88] Working Group ITACA 2009. Database of the Italian strong motion data. <http://itaca.mi.ingv.it> (pridobljeno 5.12.2014).
- [89] Baker, J. W. 2011. Conditional Mean Spectrum: Tool for Ground-Motion Selection. *Journal of Structural Engineering* 137: 322–331.
- [90] Ibarra, L. F., Krawlinker, H. 2005. Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations. PEER Report 2005/06, University of California, Berkeley.
- [91] Haselton, C. B. 2006. Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings. Doktorska disertacija. Stanford, CA, Stanford university.
- [92] Fardis, M. N., Biskinis, D. E. 2003. Deformation capacity of RC members, as controlled by flexure or shear. *Performance-based Engineering for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Structures: A Volume Honoring Shunsuke Otani, S. H. Kabeyasawa T., (ed.)*, University of Tokyo, 511-530.
- [93] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* 114: 1804–1826.
- [94] SIST EN 1998-2:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - del 2: Ocena in prenova stavb.
- [95] Takeda, T., Sozen, M. A., Nielson, N. N. 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *ASCE Journal of the Structural Division* 96: 2557–2573.
- [96] Ugurhan, B., Baker, J. W., Deierlein, G. G. 2013. Incorporating model uncertainty in collapse reliability assessment of buildings. V: *Proceedings of the 11th International Conference on Structural Safety and Reliability*, New York, ZDA. The International Association for Structural Safety and Reliability.

-
- [97] PCI 2000. Tolerance manual for precast and prestressed concrete construction. Prepared by PCI Comitee. Chicago, USA, Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI).
- [98] JCSS 2000. Probabilistic Model Code Part III. Joint Committee on Structural Safety (JCSS). Danska, Technical University of Denmark.
- [99] Melchers, R. E. 1999. Structural reliability analysis and prediction. New York, ZDA, John Wiley and Sons.
- [100] Porter, K. A., Beck, J. L., Shaikhutdinov, R. V. 2002. Sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables. *Earthquake Spectra* 18: 719–743.
- [101] Vořechovský, N. D., M. 2003. Correlation control in small-sample Monte Carlo type simulations I: A simulated annealing approach. *Probabilistic Engineering Mechanics* 24: 452–462.
- [102] Dolšek, M. 2009. Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 38: 805–825.
- [103] Vukobratović, V., Fajfar, P. 2015. A method for the direct determination of approximate floor response spectra for SDOF inelastic structures. *Bulletin of Earthquake Engineering* 13: 1405–1424.

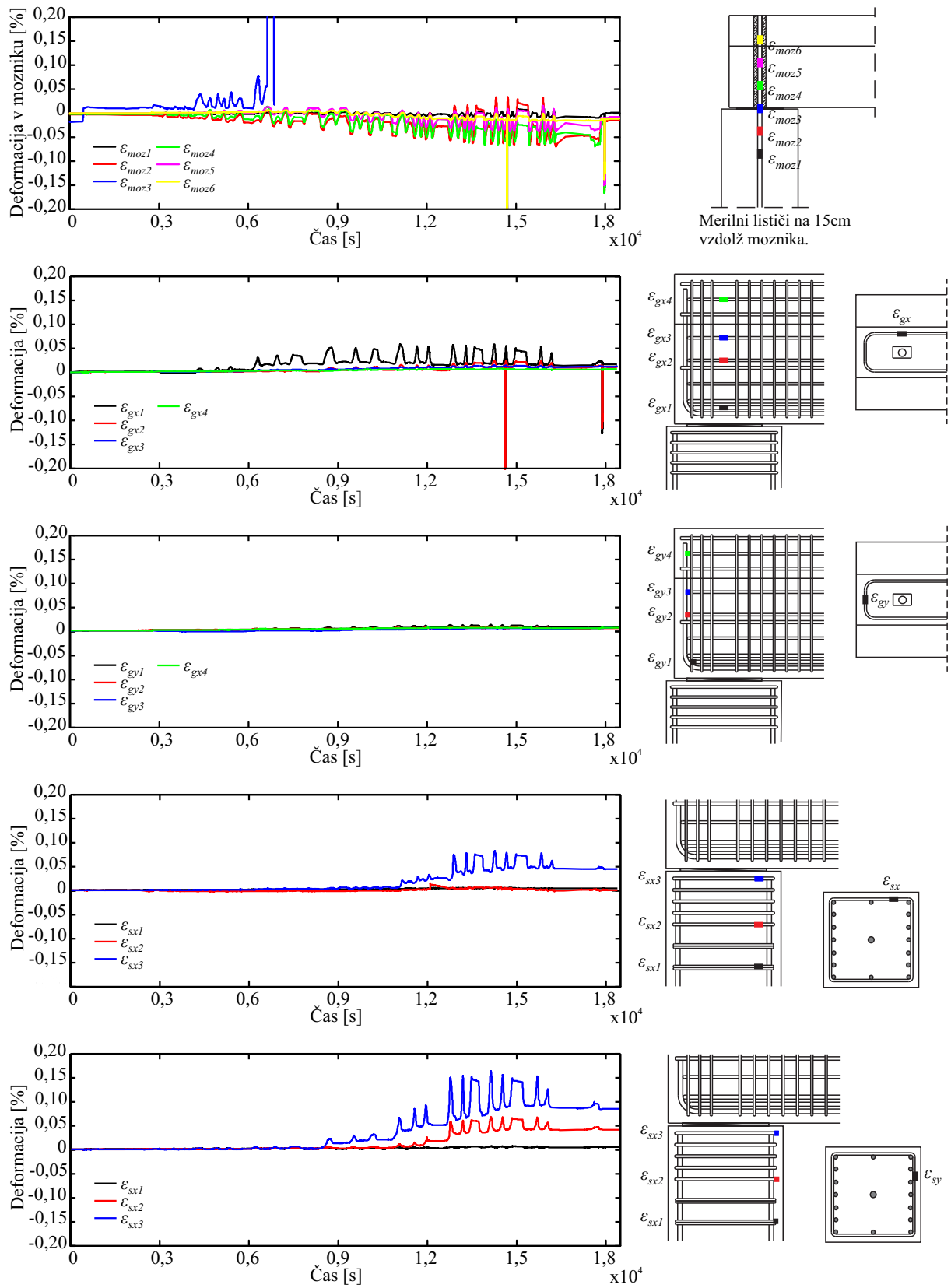
PRILOGE

PRILOGA A: REZULTATI EKSPERIMENTOV NA MOZNIČNIH STIKIH



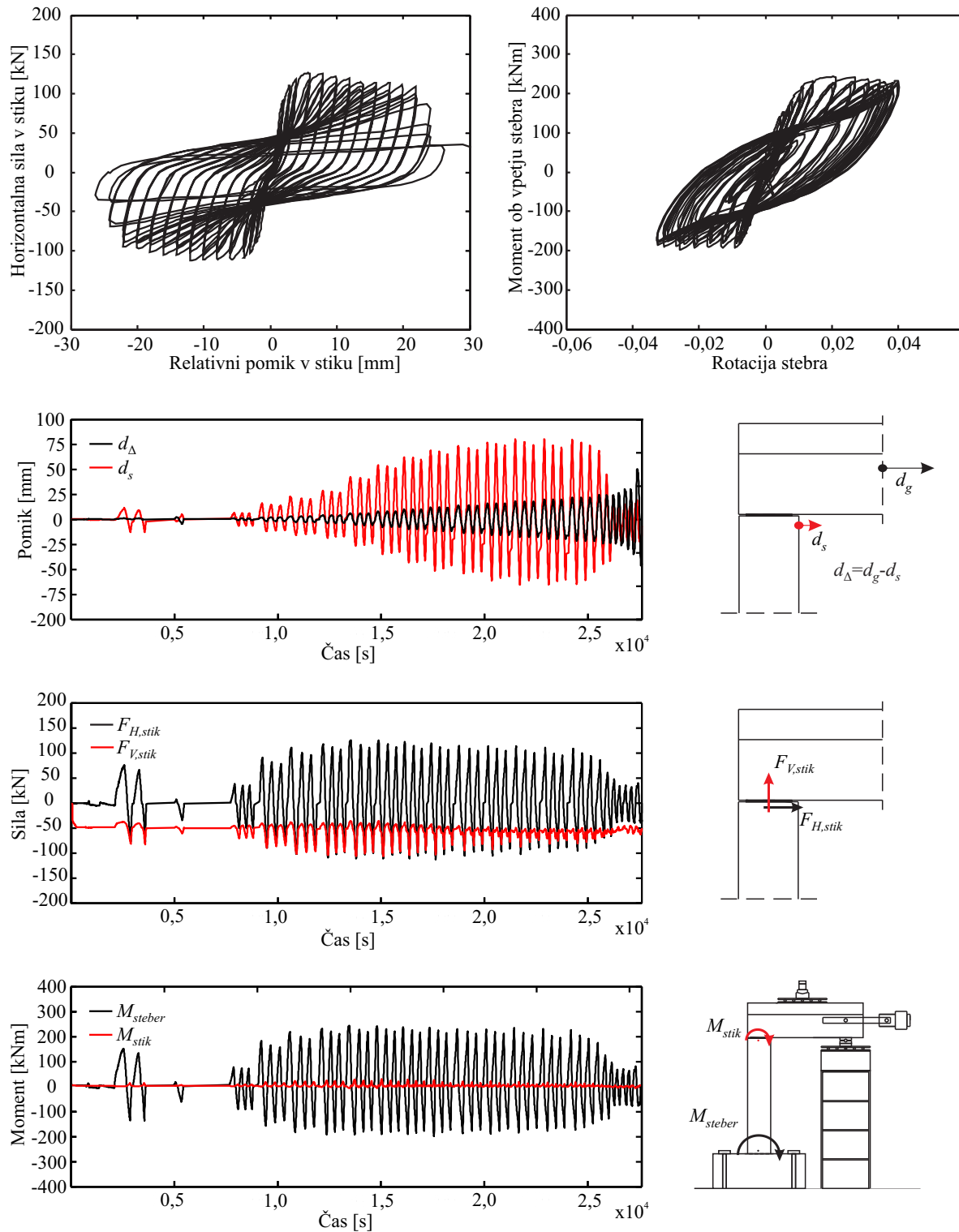
Slika A.1: Globalni rezultati za preizkušane S1.

Fig A.1: Global results for the specimen S1.



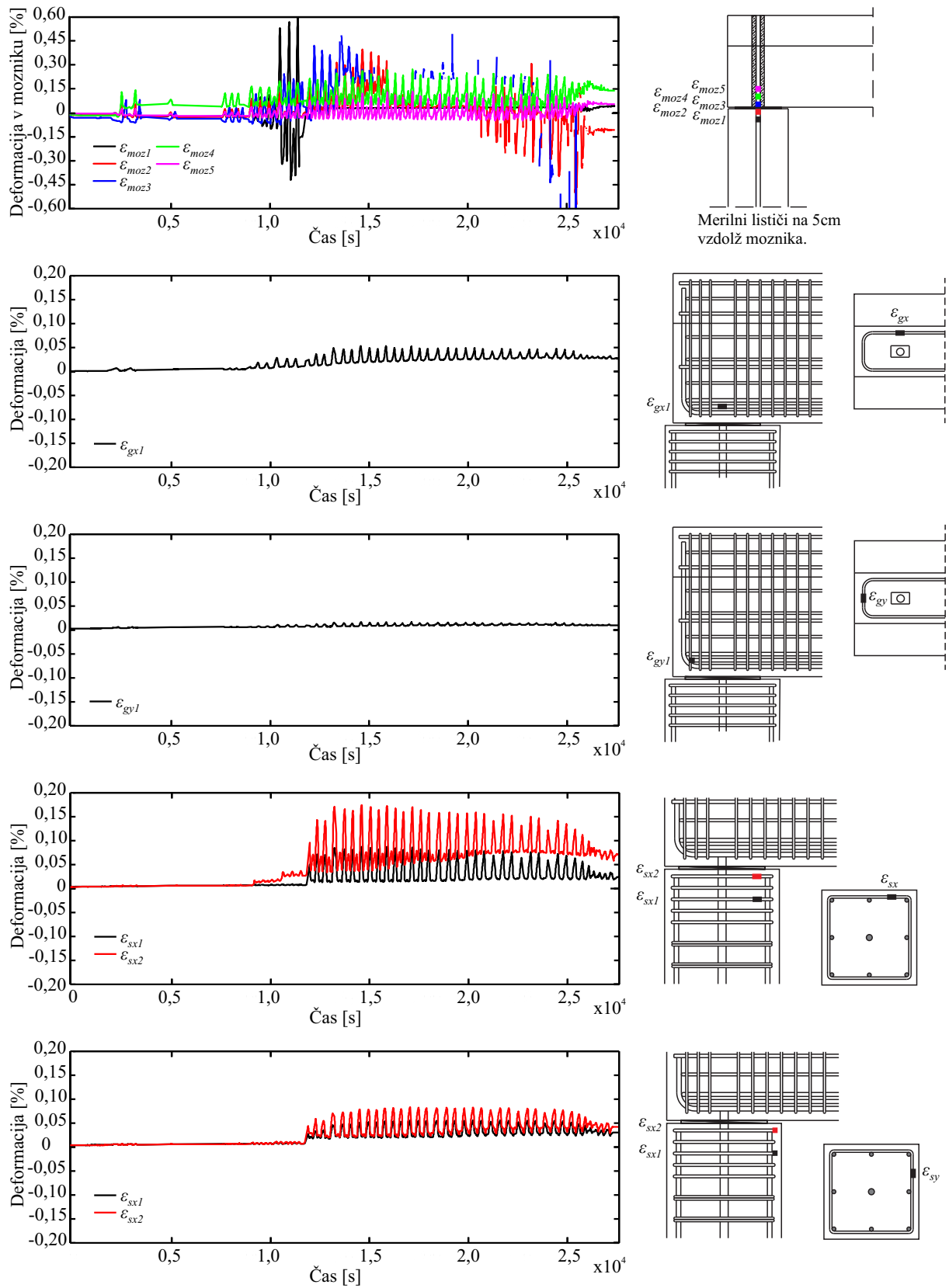
Slika A.2: Lokalni rezultati za preizkušec S1.

Fig A.2: Local results for specimen S1.



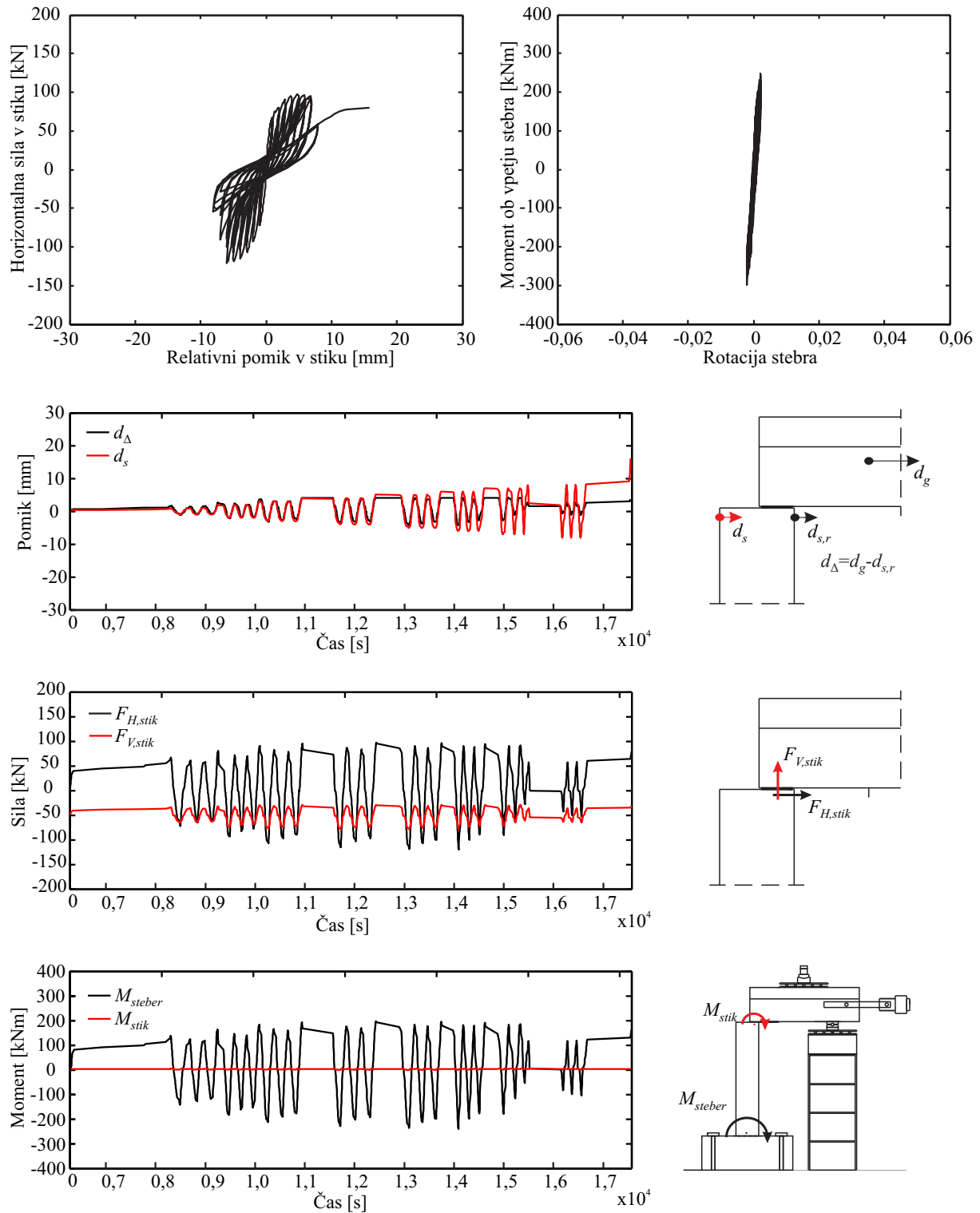
Slika A.3: Globalni rezultati za preizkušane S5.

Fig A.3: Global results for the specimen S5.



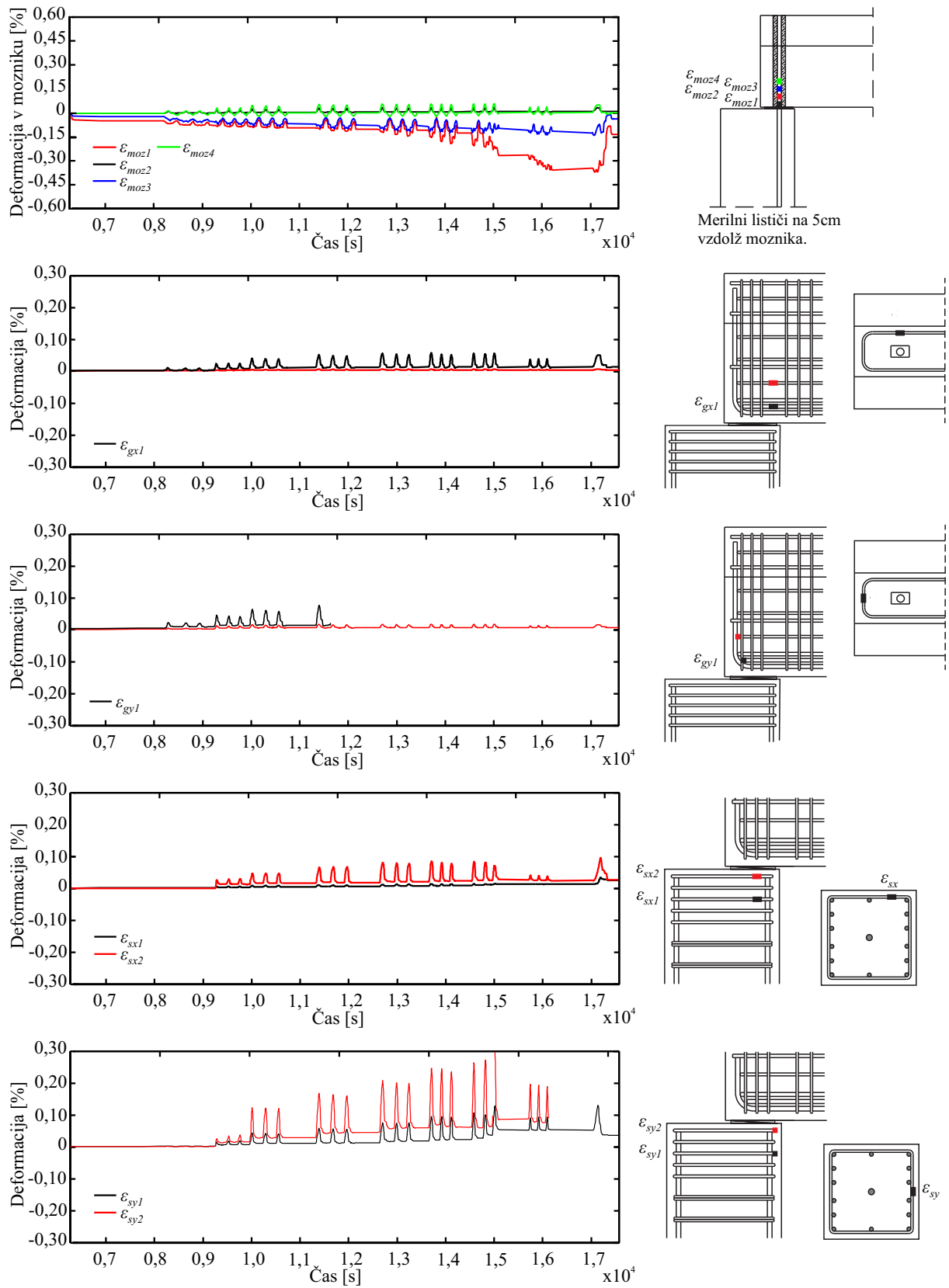
Slika A.4: Lokalni rezultati za preizkušec S5.

Fig A.4: Local results for specimen S5.



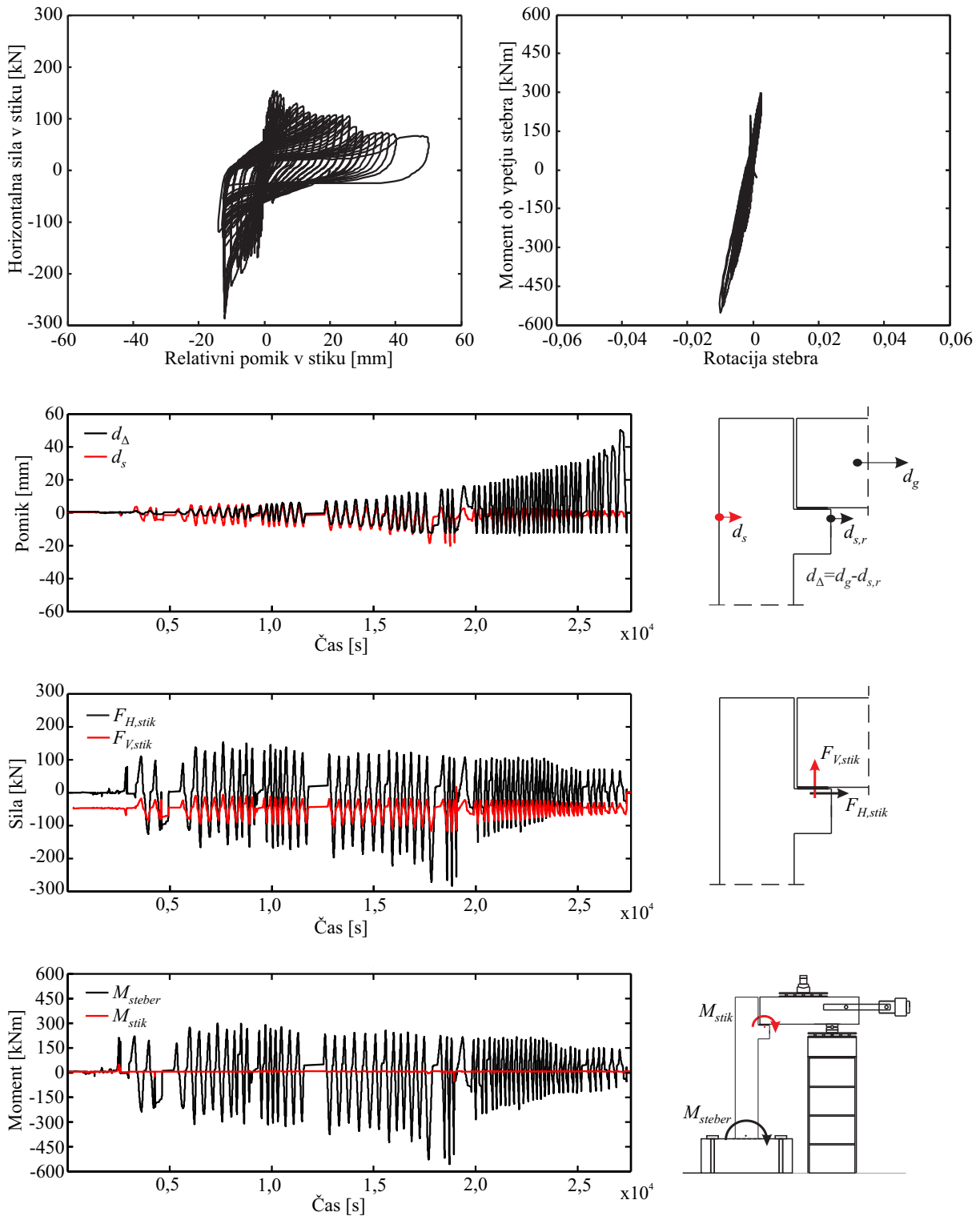
Slika A.5: Globalni rezultati za preizkušane S6.

Fig A.5: Global results for the specimen S6.



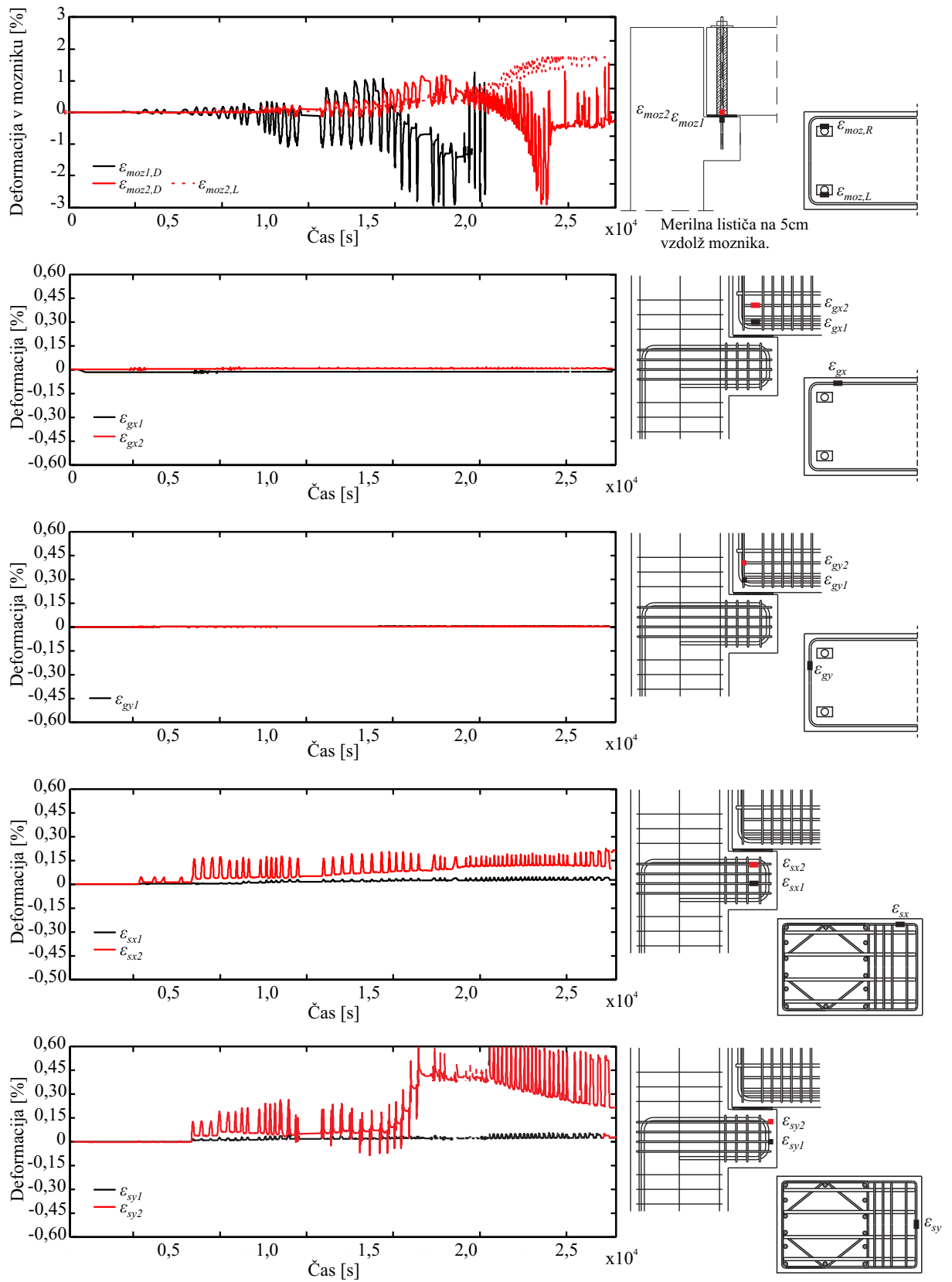
Slika A.6: Lokalni rezultati za preizkušec S6.

Fig A.6: Local results for specimen S6.



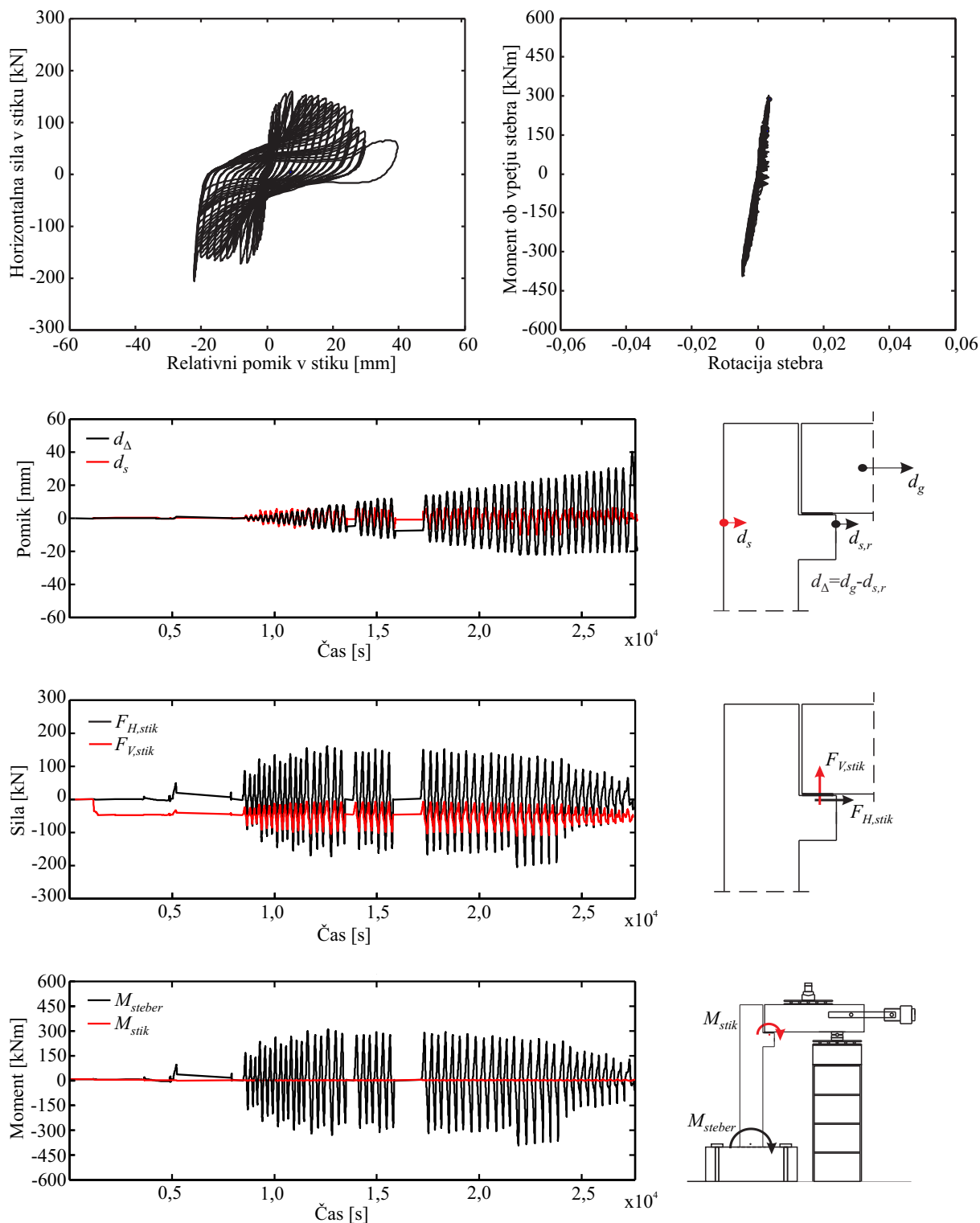
Slika A.7: Globalni rezultati za preizkušane S7 (prvi preizkus).

Fig A.7: Global results for the specimen S7 (first test).



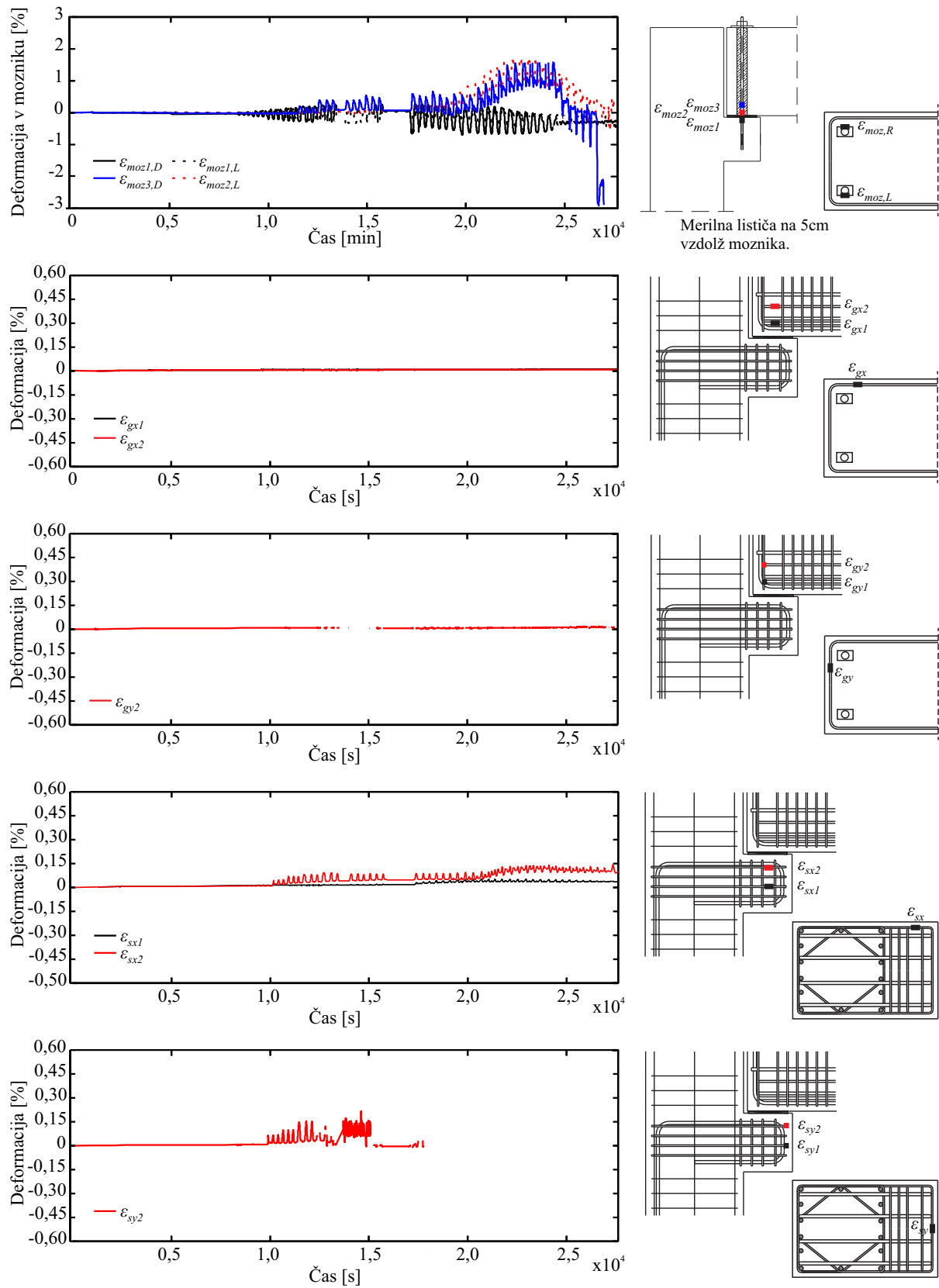
Slika A.8: Lokalni rezultati za preizkušec S7 (prvi preizkus).

Fig A.8: Local results for specimen S7 (first test).



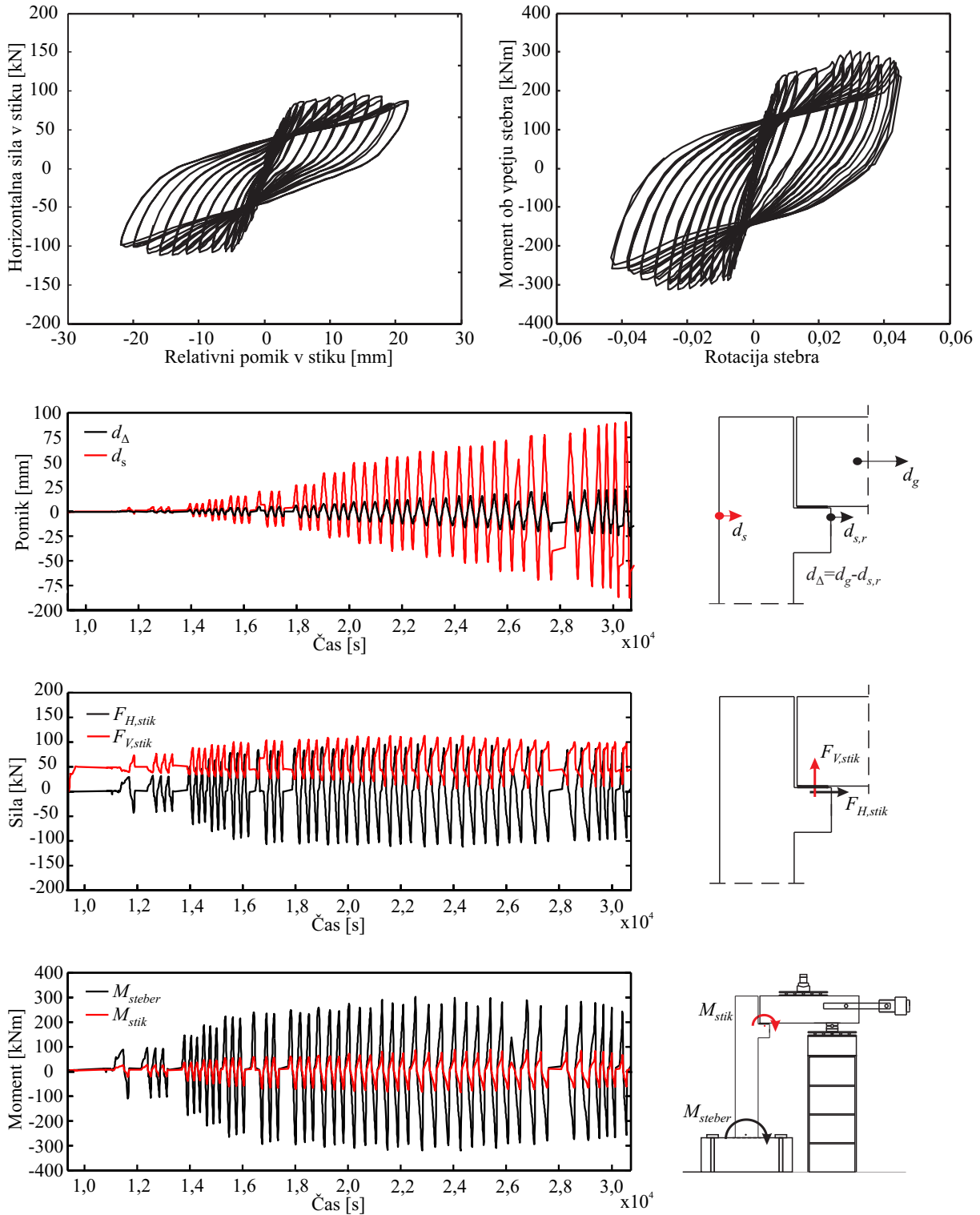
Slika A.9: Globalni rezultati za preizkušane S7 (drugi preizkus).

Fig A.9: Global results for the specimen S7 (second test).



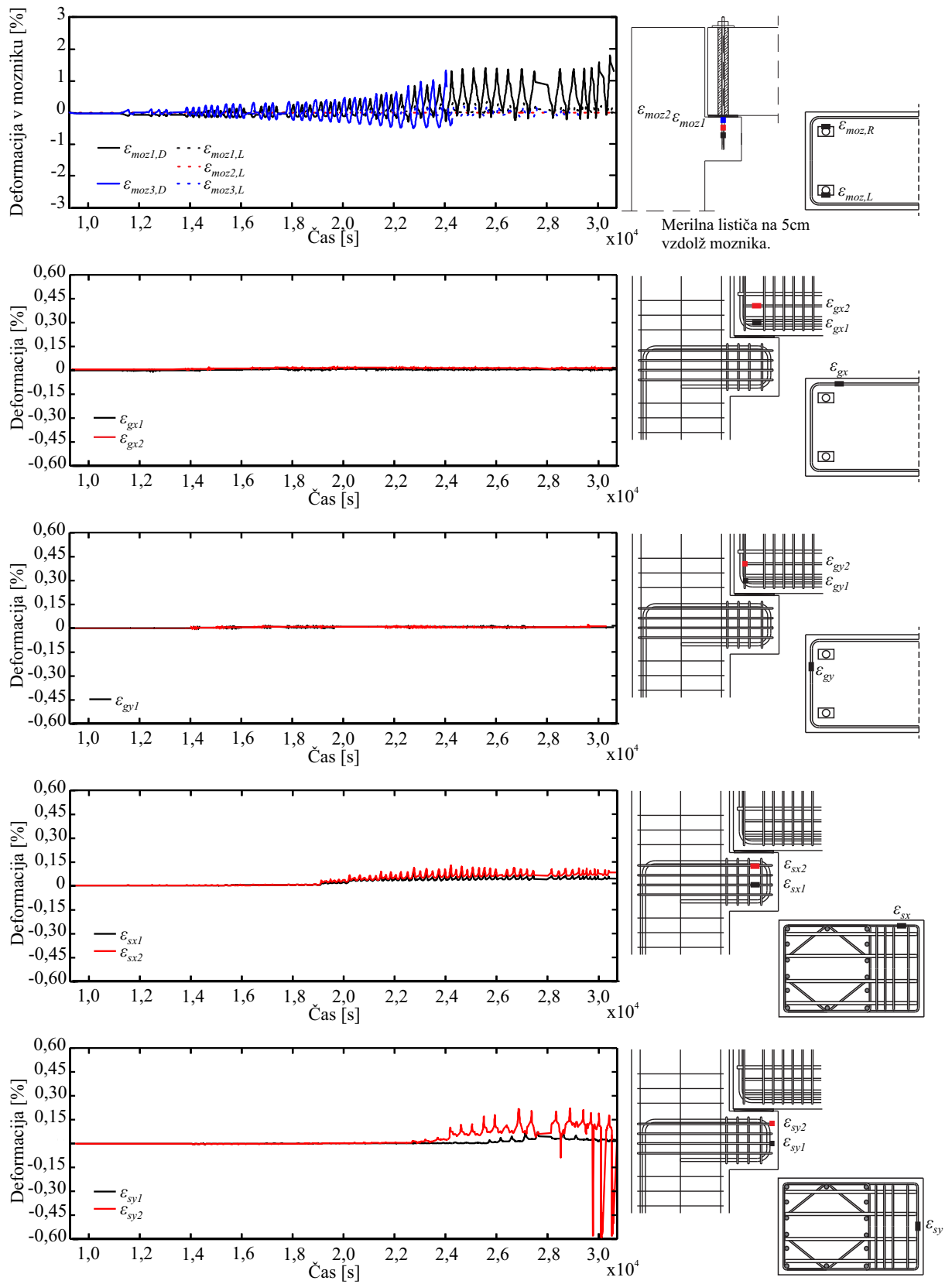
Slika A.10: Lokalni rezultati za preizkušec S7 (drugi preizkus).

Fig A.10: Local results for specimen S7 (second test).



Slika A.11: Globalni rezultati za preizkušane S8.

Fig A.11: Global results for the specimen S8.



Slika A.12: Lokalni rezultati za preizkušec S8.

Fig A.12: Local results for specimen S8.

PRILOGA B: PRIMER RAČUNA NOSILNOSTI MOZNIČNEGA STIKA

Razliko v metodah za izračun nosilnosti mozničnega stika v primeru globalne porušitve bomo prikazali na primeru tipičnega mozničnega stika med stebrom in gredo. Obravnavali bomo enoetažno montažno halo, ki v dolžino meri $A = 60\text{m}$, v širino $B = 40\text{m}$ in v višino $H = 7\text{m}$ (Slika B.1). Konstrukcijski sistem stavbe raster 27 stebrov (prerez stebra je prikazan na Sliki B.1 (desno)), katerih vrhovi so povezani z I nosilci preko mozničnih stikov.

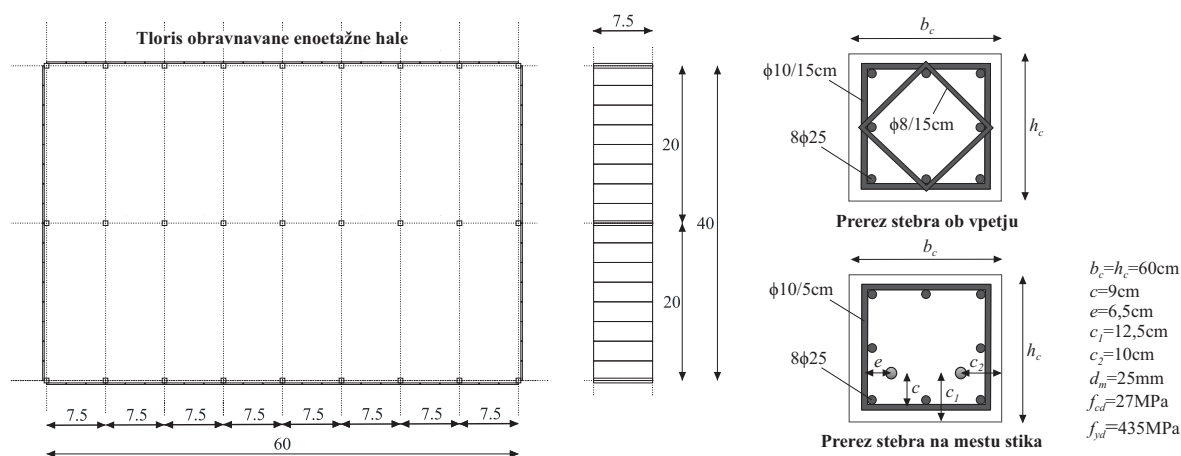
Ob upoštevanju teže strešnih plošč, hidroizolacije, I nosilcev ter polovice teže fasadnih panelov, znaša porazdeljena obtežba 6kN/m^2 po celotni strešni površini. Tako skupna masa znaša $m_{tot} = 1400\text{t}$, oziroma $m_1 = 52\text{t}$ na en povprečen steber.

Togost stebra je upoštevanju razpokanosti enaka:

$$k_{s,red} = 0,5 \cdot \frac{3E_v I_y}{H^3}. \quad (\text{B.1})$$

Nihajni čas konstrukcije izračunamo kot:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_1}{k_{s,red}}}. \quad (\text{B.2})$$



Slika B.1: (levo) Tloris obravnavane enoetažne hale in (desno) prerez stebra ob vpetju in na mestu mozničnega stika.

Fig B.1: (left) Plan view of the analysed one-storey precast industrial building and (right) column section at the bottom and in the area of the connection.

Predpostavimo, da obravnavana hala stoji na tleh tipa B, da je maksimalni pospešek temeljnih tal enak $a_g = 0.25g$ ter da je bil pri projektiranju izbran faktor obnašanja $q=3.0$ (srednji razred duktilnosti). Prečna sila v stebri tako znaša:

$$Q_{Ed} = S_a m_1 = 0,115 \cdot 9,81 \cdot 52 = 59\text{kN}. \quad (\text{B.3})$$

Ob upoštevanju teorije drugega reda se Q_{Ed} po Evrokodu 8 [16] lahko poveča na naslednji način:

$$\theta = \frac{N_{Ed}}{Q_{Ed}} \cdot \frac{m_1}{k_{s,red}} = \frac{510}{59} \cdot \frac{52}{1,744} = 0,26. \quad (\text{B.4})$$

$$Q_{Ed,P\Delta} = Q_{Ed} \cdot \frac{1}{1-\theta} = 59 \cdot \frac{1}{1-0.26} = 80\text{kN}. \quad (\text{B.5})$$

Upogibni moment na dnu stebra pa je enak:

$$M_{Ed} = Q_{Ed,P\Delta} H = 80 \cdot 7 = 560\text{kN}. \quad (\text{B.6})$$

Projektna upogibna nosilnost stebra (prerez je prikazan na Sliki B.1 (desno)) pri osni sili $N_{Ed} = 510\text{kN}$ je enaka:

$$M_{Rd} = 565\text{kNm} > M_{Ed} = 560\text{kNm}. \quad (\text{B.7})$$

Po Evrokodu 8 spadajo moznični stiki [16] v kategorijo predimenzioniranih stikov, v katerih ne sipamo potresne energije, zato jih moramo načrtovati po metodi načrtovanja nosilnosti. Strižna sila na stik je tako enaka:

$$F_{Ed} = \gamma_{Rd} M_{Rd} / H \quad (\text{B.8})$$

kjer je za srednji razred duktilnosti $\gamma_{Rd} = 1,1$.

Projektna strižna nosilnosti mozničnega stika v primeru lokalne porušitve je po enačbi 2.13 enaka:

$$R_{m,Ed} = 2d_d 2\sqrt{f_{cd} f_{yd}}, \quad (\text{B.9})$$

pri čimer smo predpostavili, da so relativne rotacije med stebrom in gredo majhne.

Projektna strižna nosilnosti v primeru globalne porušitve je po proceduri predlagani v tej disertaciji (glej Sliko 2.25 in poglavje 2.2.2) enaka:

$$R_{m,Rd} = n A_{s1} f_{yd} = 2,5(d_m + c - a) / (s + 1) A_{s1} f_{yd} = 111\text{kN} > F_{Ed}. \quad (\text{B.10})$$

Projektna strižna nosilnosti v primeru globalne porušitve in z upoštevanjem enačb, ki sta jih predlagala Fuchs in Eligehausen [25], pa znaša:

$$R_{n,Rd} = (A_v / A_{v0}) \psi_{re} \psi_{\alpha} \psi_{ec} \psi_h \psi_s R_{n0} = 54\text{kN} < F_{Ed} \quad (\text{B.11})$$

$$R_{n0} = 1,6 d_d^{\alpha} l_f^{\beta} f_c m^{0,5} c_1^{1,5} \quad (\text{B.12})$$

$$\alpha = 0,1(l_f / c_1)^{0,5} = 0,126; \beta = 0,1(d_d / c_1)^{0,2} = 0,072 \quad (\text{B.13})$$

$$\psi_s = 0,86 \quad (\text{B.14})$$

$$\psi_h = \psi_{ec} = \psi_{\alpha} = 1 \quad (\text{B.15})$$

$$\psi_{re} \quad (\text{B.16})$$

$$A_v = (2c_2 + 2 \cdot 1,5c_1) \cdot 1,5c_1 = 107,8\text{mm}^3 \quad (\text{B.17})$$

$$A_{v0} = 3c_1 \cdot 1,5c_1 = 70,3\text{mm}^2 \quad (\text{B.18})$$

Nosilnost v primeru globalne porušitve, izračunana po enačbi B.11, je manjša od polovice nosilnosti, izračunane z enačbo B.10. Prav tako je veliko manjša od projektne strižne sile na stik F_{Ed} , in sicer znaša le 61% le-te.

Nosilnost stika lahko povečamo tako, da povečamo razdaljo c_1 , premer moznika d_m in kvaliteto betona. Če c_1 povečamo na največjo možno vrednost ($c_1 = 300\text{mm}$), nosilnost naraste na 63kN, kar je še vedno le 70% projektne strižne sile F_{Ed} .

Z danim premerom moznikov $d_m = 25\text{mm}$ in trdnostjo betona, načrtovanje takšnega mozničnega stika ob upoštevanju enačbe B.11 sploh ni mogoče. Če povečamo premer moznika na $d_m = 32\text{mm}$ namesto, da bi povečamo razdaljo c_1 , nosilnost naraste na 61kN. Če povečamo projektno tlačno trdnost betona iz 27 na 43MPa (oziroma srednjo tlačno trdnost iz 35MPa na 50MPa), nosilnost naraste na 64kN. Če se poslužimo vseh treh zgoraj omenjenih ukrepov, torej povečamo razdaljo c_1 , premer moznika d_m ter izberemo beton višje kvalitete, je nosilnost enaka 83kN, kar je še vedno manj od projektne strižne sile $F_{Ed} = 89\text{kN}$.

PRILOGA C: IZPELJAVA ZAKLJUČENIH IZRAZOV ZA OCENO STRIŽNE NOSILNOSTI MOZNIČNIH STIKOV PROTI GLOBALNI PORUŠITVI

V poglavju 2.2.2 smo prikazali, kako s pomočjo ustreznih modelov nadomestnega paličja upoštevamo prispevek stremen k nosilnosti mozničnih stikov v primeru globalne porušitve. Izpeljali smo zaključene izraze za dve različni konfiguraciji mozničnih stikov, tu pa bomo to storili še za ostale tri konfiguracije prikazane na Sliki 2.25.

Za primer stika prikazanega na Sliki C.1, ustrezen model nadomestnega paličje, katerega smo potrdili tudi s podrobnimi 3D numeričnimi analizami (Slika 2.25), sestoji iz treh tlačnih diagonal ter treh natezno obremenjenih palic. Na mestu moznička v smeri obtežbe velja ravnotežje:

$$F/2 = C_1 \sin\alpha. \quad (C.1)$$

Silo C_1 v poševni tlačni diagonali lahko izrazimo tudi s silama T_1 in T_2 v natezno obremenjenih palicah:

$$C_1 = T_1 / \sin\alpha \quad (C.2)$$

$$C_1 = T_2 / \cos\alpha \quad (C.3)$$

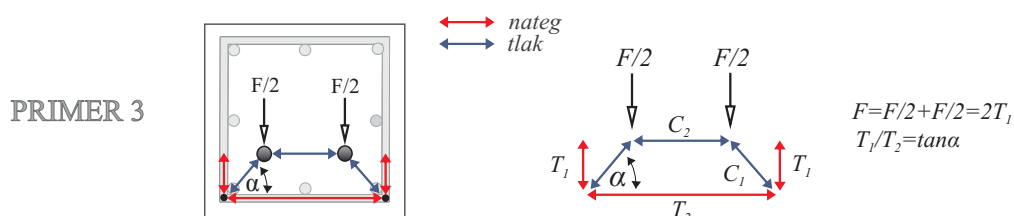
Upoštevajoč enačbe C.1-C.3 ter principe razložene v poglavju 2.2.2 lahko nosilnost stika v PRIMERU 3 izrazimo kot:

$$R_{max} = F_{max} = n A_{s1} f_{sy} \quad (C.4)$$

če tečenje nastopi v notranjem stremenu ter v kraku robnega stremena, ki je pravokoten na smer obtežbe ($\alpha \leq 45^\circ$), oziroma kot:

$$R_{max} = F_{max} = n A_{s1} f_{sy} \tan\alpha \quad (C.5)$$

če tečenje nastopi v notranjem stremenu ter v krakih robnega stremena, ki so pravokotni na smer obtežbe ($\alpha > 45^\circ$). V izrazih C.4 in C.5 je A_{s1} površina enega kraka stremen; napetost f_{sy} trdnost jekla na meji tečenja in n število aktiviranih stremen po globini, ki ga določimo z enačbo 2.34.



Slika C.1: Model nadomestnega paličja za primer stika z dvema ekscentrično postavljenim mozničkoma in robnimi stremeni.

Fig C.1: Strut and tie model for a connection with a single eccentric dowel, perimeter hoops and diamond hoops.

Poglejmo si še en primer stika z dvema možnikoma, vendar tokrat z nekoliko drugačno konfiguracijo stremenske armature (Slika C.2). V primerjavi s PRIMEROM 3 (Slika C.1) so tokrat v območju stika nameščena tudi notranja stremena (Slika C.2). Ustrezen model nadomestnega paličja sestoji iz štirih tlačnih diagonal ter šestih natezno obremenjenih palic. Če izrazimo silo v možniku s silo v tlačnih diagonalah in nato silo v tlačnih diagonalah s silo v prečni natezni palici ugotovimo, da velja naslednja zveza:

$$F/2 = T_2 \tan\alpha + T_2 \tan\beta = T_2 (\tan\alpha + \tan\beta) = T_2 \tan\alpha(1 + e/f); \quad (C.6)$$

Če želimo silo na možnik izraziti s silo v stranskih krakih, lahko uporabimo naslednjo enačbo:

$$F/2 = T_1 + T_3 = T_1(1 + e/f) = T_3(1 + f/e) \quad (C.7)$$

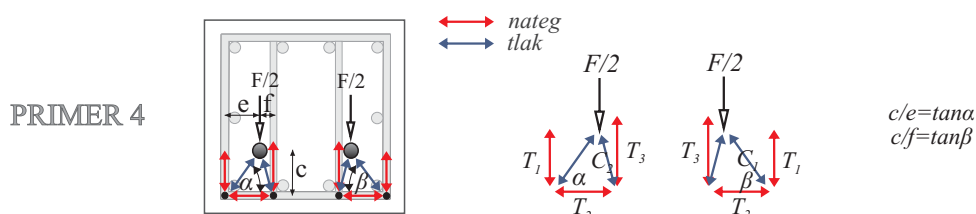
Upoštevajoč enačbi C.6 in C.7 ter principe razložene v poglavju 2.2.2 lahko nosilnost stika v PRIMERU 4 izrazimo kot:

$$R_{max} = F_{max} = n A_{s1} f_{sy} (1 + e/f) \tan\alpha \quad (C.8)$$

če tečenje nastopi v prečni natezni palici (prečnemu kraku robnega stremena) oziroma kot:

$$R_{max} = F_{max} = n A_{s1} f_{sy} (1 + \min(e; f)/\max(e; f)) \quad (C.9)$$

če tečenje nastopi v nateznih palicah (krakih notranjih in robnih stremen), ki so orientirana v smeri obtežbe. V izrazih C.8 in C.9 je A_{s1} površina enega kraka stremen; napetost f_{sy} trdnost jekla na meji tečenja in n število aktiviranih stremen po globini, ki ga določimo z enačbo 2.34. V enačbah C.8 in C.9 smo predpostavili, da so notranja in zunanja stremena enakega premera in izdelana iz jekla enake kvalitete. Če to ne velja, je enačbi potrebno ustrezno modificirati.



Slika C.2: Model nadomestnega paličja za primer stika z dvema ekscentrično postavljenim možnikoma, robnimi stremeni in dodatnimi notranjimi stremeni.

Fig C.2: Strut and tie model for a connection with two eccentric dowels, perimeter hoops and additional inner hoops.

Ostala nam je še izpeljava zaključenega izraza za oceno nosilnosti zadnjega predstavljenega tipa možničnega stika, ki je prikazan na Sliki C.3. PRIMER 5 je v osnovi podoben PRIMERU 4, (Slika C.2) le da notranja stremena tokrat neposredno objemajo možnike (Slika C.3). Ustrezen model nadomestnega paličja sestoji iz treh tlačnih diagonal ter petih natezno obremenjenih palic. Silo v možniku lahko zapišemo kot:

$$F/2 = 2T_1 + 2T_3. \quad (C.10)$$

V primeru, ko $\alpha \leq 45^\circ$, do tečenja pride v kraku zunanjih stremen, ki so orientirana prečno na smer obtežbe. Nosilnost stika je takrat enaka:

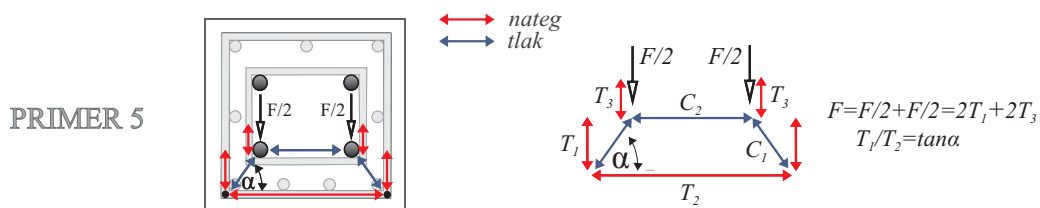
$$R_{max} = F_{max} = A_{s1} f_{sy} (n_1 + n_2 \tan\alpha), \quad (C.11)$$

kjer je A_{s1} površina enega kraka stremen; napetost f_{sy} trdnost jekla na meji tečenja; n_1 število aktiviranih notranjih stremen ter n_2 število aktiviranih notranjih stremen po globini. Princip določitve števil n_1 in n_2 je prikazan na Sliki 2.25.

Če $\alpha \leq 45^\circ$, do tečenja pride v krakih zunanjih in notranjih stremen, ki so orientirana v smeri obtežbe. Nosilnost stika je takrat enaka:

$$R_{max} = F_{max} = A_{s1} f_{sy} (n_1 + n_2), \quad (C.12)$$

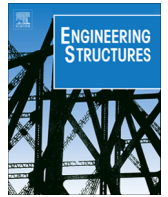
V enačbah C.11 in C.12 smo predpostavili, da stečejo tako zunanja kot tudi notranja stremena. Nadomestno paličje prikazano na Sliki C.3 je namreč nedoločen statičen sistem. Potem, ko stečejo notranja stremena, se obtežba porazdele na zunanja stremena in obratno. To so potrdile tudi numerične analize s podrobnimi 3D modeli. Tudi sicer lahko predpostavko opravičimo z dejstvom, da stremena predstavljajo duktilne elemente v modelu nadomestnega palivcja.



Slika C.3: Model nadomestnega paličja za primer stika z enim ekscentrično postavljenim moznikom robnimi stremeni ter dodatnimi notranjimi stremeni.

Fig C.3: Strut and tie model for a connection with a single eccentric dowel, perimeter hoops and diamond hoops.

PRILOGA D (ČLANEK): CYCLIC FAILURE ANALYSIS OF THE BEAM-TO-COLUMN DOWEL CONNECTIONS IN PRECAST INDUSTRIAL BUILDINGS



Cyclic failure analysis of the beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings

Blaz̃ Zoubek^{a,*}, Tatjana Isakovic^a, Yasin Fahjan^b, Matej Fischinger^a

^a University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Jamova 2, 1000 Ljubljana, Slovenia

^b Gebze Institute of Technology, Department of Earthquake and Structural Engineering, Istanbul Caddesi 141, 41400 Gebze, Turkey



ARTICLE INFO

Article history:

Received 9 November 2012

Revised 30 January 2013

Accepted 19 February 2013

Available online 28 March 2013

Keywords:

Dowel connection

Precast industrial buildings

Seismic response

Failure mechanism

Failure analysis

ABSTRACT

The dowel type of the connection is the most common in Europe. However, the knowledge about its seismic behaviour was incomplete and poorly understood. To analyse the failure of dowel mechanism the numerical model in the FEA software ABAQUS was defined and calibrated using the results of the experimental investigations. Cyclic as well as monotonic response was analyzed. The most important observations are: (1) standard theory assuming that the failure mechanism is initiated by flexural yielding of the dowel and crushing of the surrounding concrete has been confirmed, (2) the strength of the connection considerably depends on the depth of the plastic hinge in the dowel, (3) in the case of the cyclic loading the strength is reduced due to the smaller depth of the plastic hinge, (4) neoprene bearing pad can considerably increase the strength of the connection, particularly when large relative displacements between the beam and the column are developed, and (5) in the case of large rotations between the beam and the column, cyclic resistance is reduced by 15–20%, because the dowel is loaded not only in flexure but also in tension.

© 2013 Elsevier Ltd. All rights reserved.

1. Introduction

Field reconnaissance reports [1] have got important impact on the development of earthquake engineering and related seismic codes. While each earthquake reconfirms the well-established knowledge about the behaviour of standard structural systems, individual precast systems are so specific that the information of their behaviour in past earthquakes has been sparse or even non-existent. Moreover, the information is frequently contradictive as it obviously depends on the specifics of a precast system (first of all on its connections) and on the characteristics of earthquakes. Catastrophic behaviour of precast frame buildings was reported for example after the Spitak, Armenia (1988) earthquake [2]. This and similar events have led to considerable mistrust against precast systems. Yet some events, like the Friuly (1976) earthquake [3] and Montenegro (1979) earthquake [4], demonstrated acceptable performance of single-storey industrial buildings with beam-to-column dowel connections. However, these limited observations were difficult to generalize as detailed analyses of realistic dowel connections in precast buildings were not done. Research was only concentrated on pure shear behaviour of dowels embedded into two unconfined concrete blocks (see Section 2).

Consequently, in the classic state-of-the-art reports on the behaviour of precast structures [5,6] this topic was seldom addressed and incompletely covered.

The lack of knowledge reflected in the seismic codes and in particular in the design practice. When the capacity design had become mandatory it became obvious that the existing knowledge about the behaviour of realistic dowel connections was insufficient to duly fulfil the requirements of the codes. Therefore the 7th EU Framework research project SAFECAS – “Performance of innovative mechanical connections in precast building structures under seismic conditions (2009–2012)” was initiated [7] to investigate the behaviour of different types of connections in precast industrial buildings. The results became available [7–10] just in time, when the Emilia Romagna (2012) earthquake hit the highly industrialized area in Italy, where hundreds of precast buildings addressed in this paper were affected. The authors visited the area to inspect the damage (Fig. 1).

While there were some similar cases of damage in the recent earthquakes in Turkey (1999 and 2011; [11,12]) and L'Aquila (2010; [13]), this was the first time in the history that such large number of the buildings investigated in this paper was exposed to the strong earthquake with a rather broad frequency spectrum. Major problems were related to the cladding-to-structure connections (the related new EU project SAFECLADDING is just due to start on August 1st, 2012) and pure friction connections. However, also up-to-date dowel connections in relatively new precast

* Corresponding author. Tel.: +386 41494577.

E-mail address: blaz.zoubek@fgg.uni-lj.si (B. Zoubek).



Fig. 1. Collapsed industrial precast building after the May 2012 Emilia earthquake.

buildings were damaged. Therefore the SAFECASST project results were accomplished just in time to provide effective tools for the post-earthquake analyses.

In the SAFECASST project special attention was given to the beam-to-column connections, which represent most frequently used type of connections in Europe. Experiments without comparison in the past were performed. Sixteen cyclic tests of realistic connections at small and large relative rotations between the beam and the column were tested at the University of Ljubljana (Section 3) and shake-table tests as well as cyclic tests were performed at the University of Athens [10]. Improved formulas for the evaluation of the connection capacity were proposed (Section 2; [10]). However, the proposal was more or less empirically based, and although a very large number of tests was done, all possible variations of such connections in realistic buildings still greatly exceed the number of parameters actually tested. Also the research was mainly concentrated on the global behaviour of the connection (its strength, deformation capacity and hysteretic behaviour), while the detailed investigation of the failure mechanism on the component level was not fully accomplished and the behaviour was not fully understood.

Therefore a detailed (FEM) numerical tool was needed to describe and explain the behaviour of the individual components of dowel connections (the confined parts of the column and beam, the dowel itself, the steel tube around the dowel, the infill within the steel tube and the elastomeric pad) and first of all the complex degrading mechanisms of the interaction between these components. The proposed and applied model is presented in Section 4. In Section 5 the experimentally observed behaviour (presented in Section 3) is successfully numerically modelled and the key parameters are identified. These parameters and their influence on the behaviour of the connections and their failure mechanism are studied and explained in detail in Section 6. The authors believe that the failure mechanism of realistic beam-to-column dowel connections as affected by different construction details and parameters is now adequately understood and that the effective tool needed for the analysis of the behaviour observed in the recent earthquakes (first of all in the most recent one in Emilia Romagna) have been provided.

2. Previous studies of the dowel failure mechanism

Behaviour of the precast beam-to-column connections analyzed in this paper is mainly characterized by the dowel action mechanism for which simplified numerical models assuming idealized conditions have already been developed and experimentally tested in some previous studies [14–22].

If the dowel is located relatively far from the edges of the connected beam and column (the distance from the edge is more than six diameters of the dowel), it can be assumed that the strength of the dowel is reached at simultaneous yielding of the dowel and crushing of the surrounding concrete due to ductile behaviour of both materials [16,20,21,23,24] (see Fig. 2).

If the concrete compressive strength, the steel yield strength and the diameter of the dowel are known, the following expression, according to [14,15], can be used to analytically evaluate the ultimate resistance of the dowel connection at monotonic loading:

$$R_{u,m} = F_{u,m} = 1.3 \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{f_{cc} \cdot f_y}, \quad (1)$$

where f_{cc} (MPa) is the uniaxial compressive strength of concrete, f_y (MPa) is the yield strength of steel.

Several approximate assumptions were necessary to derive formula (1). First, the dowel was considered as a long pile in a cohesive soil. When a concentrated load is imposed on the horizontal surface of an infinitely extending homogenous and isotropic body, the bearing capacity of the cohesive material is much higher than its uniaxial compressive strength [14,25]. According to Broms [26], the compressive stress imposed on the soil by a horizontally loaded pile has a value equal to approximately $10c$ (where c is cohesion). If we assume that concrete is a cohesive material ($f_{cc} = 0.5c$) the maximum concrete compressive stress at failure, f_{cc}^* is estimated to be equal to $f_{cc}^* = 5f_{cc}$, where f_{cc} is concrete uniaxial compressive strength [15]. If the conditions are non-symmetrical (different concrete strengths in the column and in the beam) the concrete compressive strength on the stronger side is used for the estimation of the capacity of the connection [17].

Formula (1) was calibrated for systems that consisted of only two concrete blocks with no reinforcement. In real precast structures dowel connections are more complex. A neoprene bearing pad is usually placed between the column and the beam and the concrete within the connection is considerably confined. Furthermore, large relative rotations between the beam and the column are expected in the case of strong seismic loading inducing yielding of the column. Considerable loss in the strength capacity of the connection is associated with these large relative rotations.

Expression (1) is appropriate only for monotonic loading. In the case of cyclic loading, the capacity of the connection is notably lower due to the cyclic degradation of concrete and steel. In [14] the following formula is proposed to account for the decrease of the dowel ultimate resistance in the case of cyclic loading:

$$R_{u,c} = 0.5 \cdot R_{u,m} = 0.65 \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{f_{cc} \cdot f_y}, \quad (2)$$

Based on the results of the experiments performed in the frame of the SAFECASST project (see [7,10] and Section 3), a modified formulas have been proposed, which account for cyclic behaviour of the realistic beam-to-column dowel connections:

$$R_{u,sr} = 1.1 \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{f_{cc} \cdot f_y}, \quad (3)$$

$$R_{u,lr} = 0.9 \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{f_{cc} \cdot f_y}, \quad (4)$$

where $R_{u,sr}$ is the ultimate resistance of the connection if small rotations between beam and column are expected, $R_{u,lr}$ is the ultimate resistance of the connection if large rotations between beam and column are expected.

It should be noted that the expressions (3) and (4) predict substantially higher resistance than formula (2). However, expressions (3) and (4) are predominantly empirical and no detailed analysis of the failure mechanism leading to this result was done within the SAFECASST project. Therefore the understanding of the behaviour

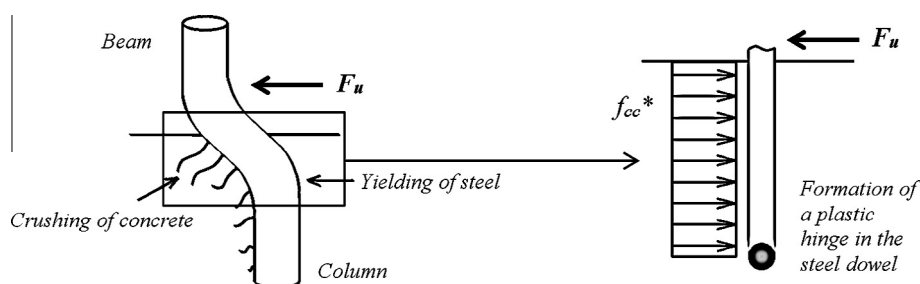


Fig. 2. Failure mode of the dowel mechanism.

was incomplete and consequently the generalization of the formula to the cases not tested within the project was complex. For this reason some sophisticated finite element models were needed.

Only a few finite element analysis investigating dowel mechanism can be found in the past studies [27–30]. Maitra et al. [27] performed 3D finite element analysis of the load transfer in a dowel bar system in jointed concrete pavement. The authors realized the importance of modelling the contact between the dowel and the surrounding concrete. Zero-length elements were used to model the interaction between the dowel and the concrete. The elements were capable of resisting only compression in the direction normal to the contact surface and frictional force in the tangential direction.

Guezouli and Lachal [28] concluded that the contact definition between the dowel and the concrete has an important impact on the response of the stud connection. They analyzed frictional contact effect in push-out tests of the shear connection between pre-fabricated concrete slab and steel girder in composite bridges. 2D nonlinear finite element model was used in the analysis. In the paper, a parametric study of the influence of the friction coefficient on the load-slip behaviour of the specimen and the distribution of internal deformations and forces is presented.

Nguyen and Kim [29] analyzed large stud shear connectors using ABAQUS software. Tie constraint was used for the interaction between the stud and the concrete due to the increased analysis time if the contacts were defined. The match with the experimental results was relatively good, however only monotonic analysis were performed.

Resch and Kaliske [30] made a 3D simulation of double-shear dowel-type connections of wood. Again, the authors discovered that the suitable formulation of the contact between the wood components and the fastener is of a great importance for the realistic modelling of the behaviour of the connection.

All of the above cited studies investigate the dowel mechanism. The findings could be useful when modelling the beam-to-column dowel connection in precast industrial buildings. However, this type of the connection has its specifics and it was therefore necessary to provide new FE models.

3. Overview of the experiments

3.1. Experimental set-up

The test set-up is shown in Fig. 3. The column was fixed to the ground through a special foundation, which was anchored to the laboratory floor. On the opposite side the beam was supported by a roller bearing, which allowed its horizontal movement. A vertical load was applied at the mid-span of the beam by means of a vertical hydraulic jack. The magnitude of the vertical load was 100 kN in all cases. The horizontal force was applied in the direction of the beam by means of another hydraulic actuator, attached to the reaction steel frame.

The test was displacement controlled. Displacement amplitudes were varied between 1 mm and 22 mm. For every single amplitude, three full cycles were performed. Displacement amplitude was gradually increased up to the failure. Firstly the amplitude increment was equal to $2 d_1 = 2$ mm. Then it was increased to $3 d_1 = 3$ mm and finally to $4 d_1 = 4$ mm. This increment was then kept the constant.

Vertical steel dowel of diameter $\varnothing = 28$ mm was located at the centre of the column cross-section. The dowel was anchored deep into the body of the column (90 cm) and protruded into the steel socket within the beam (Fig. 4). The empty space between the dowel and the socket was filled with a fine non-shrinking grout ($f_{ck} = 15$ –20 MPa). “The neoprene pad (400/220/10 mm) was placed between the column and the beam in order to enable the relative rotations between the elements. Steel used for the dowel met the requirements for the quality B500B according to the ISO 15630-1:2010 standard [31]. The concrete of class C35/40 was provided in the beam and the column.”

Two different types of columns were used in the tests (Table 1). The behaviour at small relative rotations between beams and columns was studied using stiffer columns with strong reinforcement (S1-1 and S1-2). These columns remained elastic during the tests and their top rotations were small. More flexible and first of all very lightly reinforced column S5 was used to study the behaviour at large relative rotations. Such column had initially yielded prior to the failure of the connection. However, due to the large relative rotation the strength of the connection deteriorated in the subsequent cycles and the final failure occurred in the connection.

The T-shape beams were 60 cm high and 22/50 cm wide. At the location of the connection they were provided with a steel tube (80/50/2 mm) which was surrounded by a number of horizontal U-shape stirrups ($\varnothing 10/10$ cm) (Fig. 5a). The purpose of these stirrups was to partly confine the dowel and first of all to provide resistance against the splitting of the beam. For this reason, two additional stirrups of larger diameter ($\varnothing 14$) were applied at the bottom of the beam (Fig. 5a). Similarly, the hoops in the beam (perpendicular to these stirrups) were closely spaced ($\varnothing 8/5$ cm) within the location of the connection at a distance of 50 cm from the edge of a beam (Fig. 5a). Elsewhere, the transverse reinforcement was equal to $\varnothing 8/10$ cm.

3.2. Observed response during the experiment

3.2.1. The monotonic test, small rotations

The global response of the connection is presented in Fig. 6. After a detailed review it was found that the dowel deformed inside the body of the column, approximately 5 cm below the top of the column. First, the concrete crushed around the dowel, allowing the dowel to deform (Fig. 2). Then plastic hinge formed a few centimetres inside the column. No pull-out of the dowel was observed.

In the beam, no damage (splitting) at the surface was observed, indicating that the confinement was sufficient. Steel tube in the

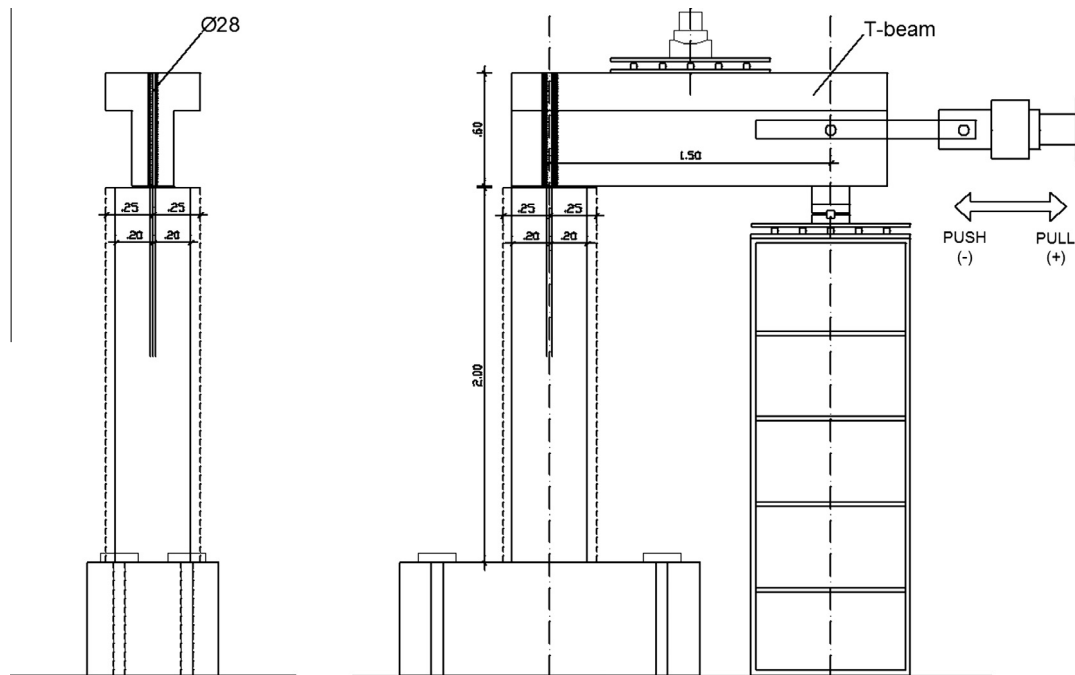


Fig. 3. Scheme of the experimental set-up.

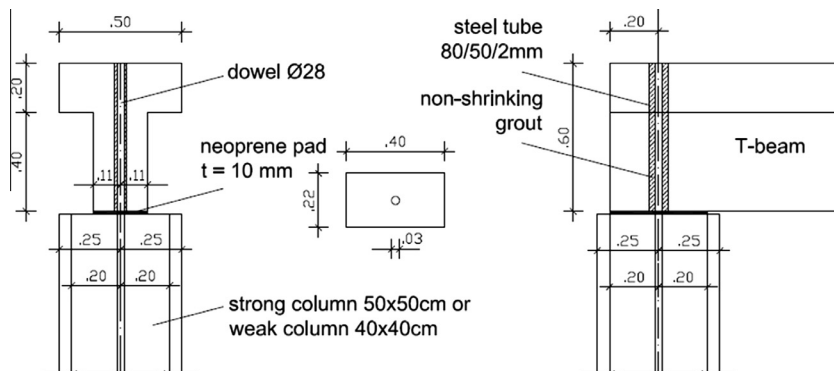


Fig. 4. Closer look at the beam-to-column connection.

Table 1
Summary of the tests performed.

Label	Type of the test	Column cross-section (cm)	Column long. reinforcement	Average drift of the column
S1-1	Monotonic	50/50	16Ø22	Small rotations
S1-2	Cyclic	50/50	16Ø22	Small rotations (0.4%)
S5-2	Cyclic	40/40	4Ø18 + 4Ø20	Large rotations (5%)

beam around the dowel (provided for construction purposes only) improved the behaviour of the connection.

The black stain marked in Fig. 7 revealed that the neoprene bearing pad rubbed against the concrete surface. This subject is further discussed in Section 6.1.

3.2.2. The cyclic test, small rotations

The maximum strength ($F_h = 150$ kN) was much lower than in the case of the monotonic test (Figs. 8 and 6). Considerable cyclic strength deterioration was observed (8b). No considerable damage was observed in the beam. The column remained elastic throughout the experiment. Hysteretic cycles registered in the connection were wide, reaching almost 50% of the area of the perfectly elastoplastic system (Fig. 8).

The failure of the dowel was observed in the last cycle in the push (Fig. 3) direction at $u_r \approx -22$ mm (Fig. 8a). The dowel was broken at two locations, within the body of the column as well as within the body of the beam (Fig. 9). The distance between the two locations of the breaks was about 8 cm.

3.2.3. The cyclic test, large rotations

Column yielded at the force equal to approximately 125 kN (Fig. 10). Due to the large rotations at the plastic hinge at the base of the column also large relative rotations between the top of the column and the beam occurred in the connection (Fig. 11), leading to subsequent deterioration of the strength of the connection. The connection finally failed at the force of about 100 kN and relative displacement of 24 mm (Fig. 10). Again, similar to the cyclic test

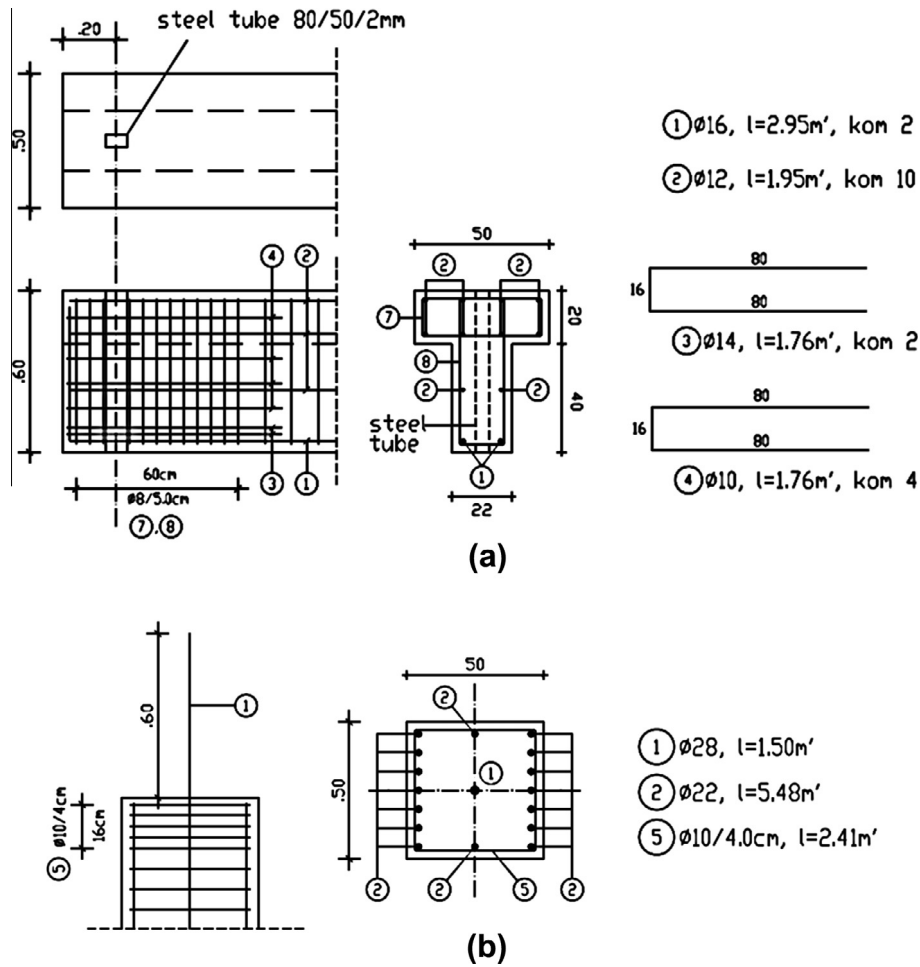


Fig. 5. (a) Beam and (b) column reinforcement.

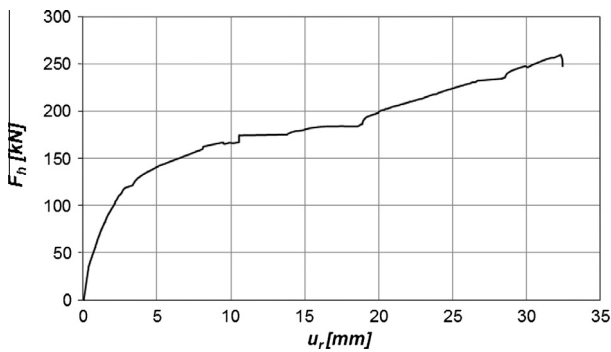


Fig. 6. Monotonic response – horizontal force (F_h) versus relative displacement between the beam and the column (u_r).



Fig. 7. Black stain on the beam indicates that the neoprene bearing pad rubbed against the concrete surface.

with small rotations, the dowel failed at two levels, inside the column as well as inside the beam.

4. Numerical model

The specimen presented in Figs. 3 and 4 was modelled using Abaqus/Standard finite element program [32]. The following structural components were included into the model (Fig. 12): dowel, beam, column, infill, steel tube, reinforcement and neoprene bearing pad. Modelling of each component is described in Section 4.2.

To adequately simulate the experimentally observed response it was particularly important to properly model the connections be-

tween structural components listed above. Four different types of interaction were identified (Fig. 12): dowel-to-concrete contact, dowel-to-grout contact, neoprene-to-concrete contact and reinforcement-to-concrete contact. Modelling of the contacts is explained in detail in Sections 4.1.1 and 4.1.2.

4.1. Interactions between the key components of the connection

4.1.1. The dowel-to-concrete (dowel-to-grout) contact

The contact properties were defined in two orthogonal directions. Hard contact with allowed separation was chosen normal to the surface of the dowel and the concrete. As it was observed

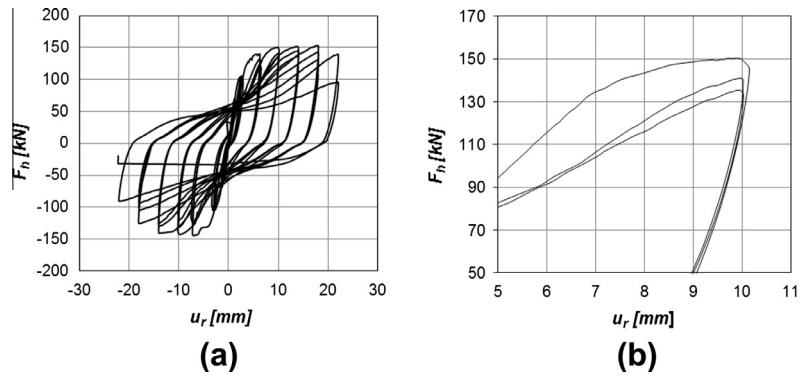


Fig. 8. (a) Cyclic response – horizontal force (F_h) versus relative displacement between the beam and the column (u_r) in the case of small rotations; (b) detail of the hysteretic loops – cyclic strength deterioration from the first to the third cycle at the same displacement amplitude is considerable.



Fig. 9. At the end of the cyclic test the dowel was broken at two levels. The distance between the two locations was about 8 cm.

during the experiment, the concrete around the dowel at the top of the column crushed and a crater-like void was formed around the dowel. This loss of the contact between the dowel and the concrete was properly modelled allowing their separation.

As mentioned previously in the Section 3.2, tests showed no pull-out of the dowel. Nevertheless, tangential behaviour was described with friction coefficient of 0.8 to simulate bond between the dowel and the concrete.

4.1.2. The neoprene-to-concrete contact

As long as the rubber pad is exposed to the normal pressure, there is a friction between the concrete and the pad activated, and the neoprene pad contributes to the shear resistance of the whole connection between the beam and the column (Fig. 13). The interaction between the neoprene and the concrete surface was defined as a hard contact in normal direction and with a friction coefficient of 0.5 [33] in the tangential direction, similar as described in Section 4.1.1.

4.1.3. The reinforcement-to-concrete interaction

By assuming a totally rigid connection between the reinforcement and the surrounding concrete the slip of the reinforcement is neglected. For reinforcement, embedded elements were used to model total fixity to the surrounding concrete.

4.2. Materials and types of elements

4.2.1. The beam, the column and the infill

Material “concrete” as defined in ABAQUS [32] was assigned to the beam and column. Its properties are presented in Fig. 14.

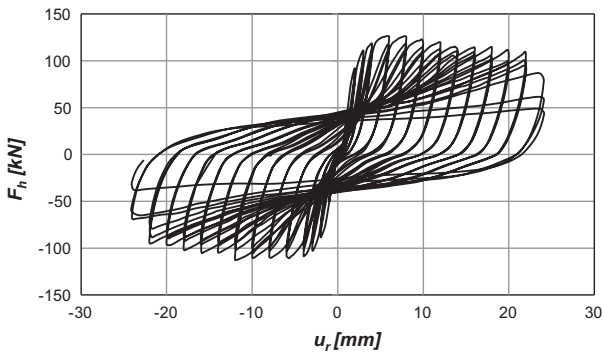


Fig. 10. Cyclic response – horizontal force (F_h) versus relative displacement between the beam and the column (u_r) in the case of large rotations.

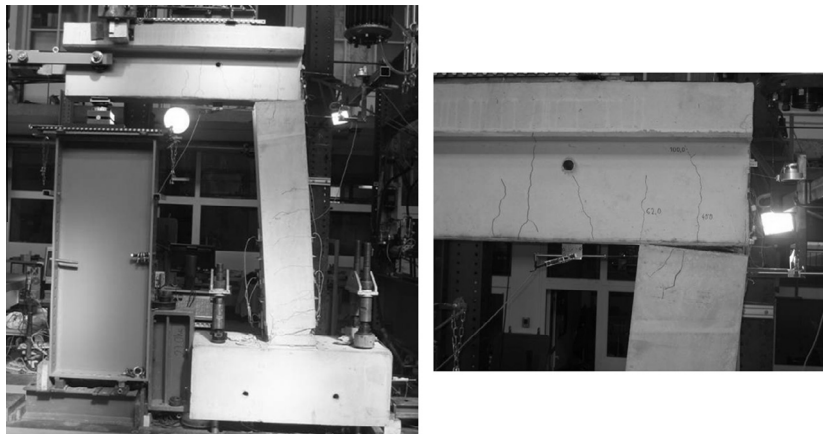


Fig. 11. Large relative rotations between the beam and the column.

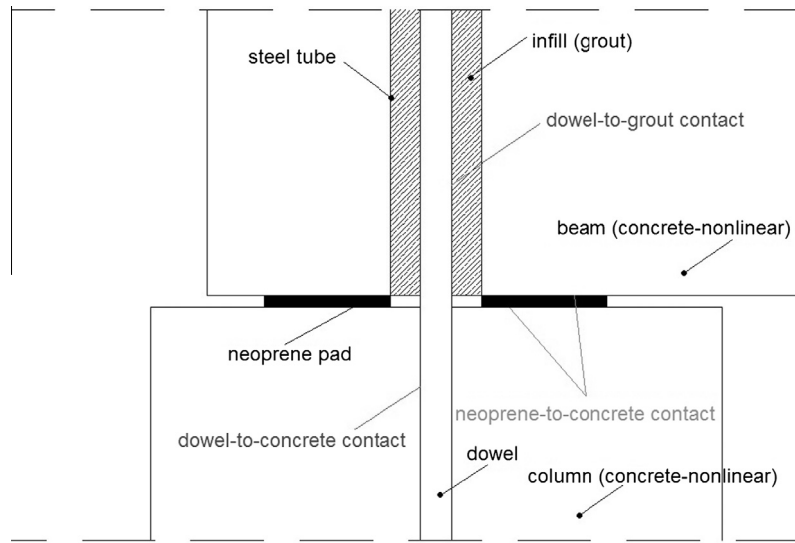


Fig. 12. Close-up of the connection: presentation of the contact and material assignments.

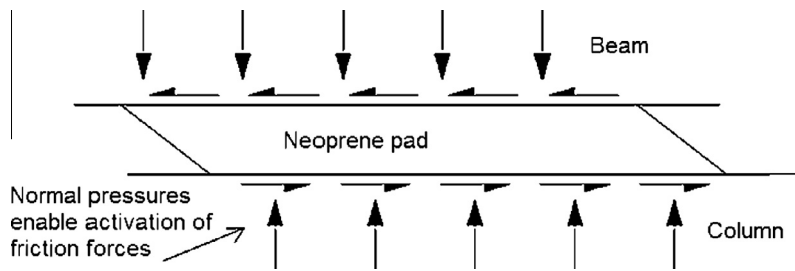


Fig. 13. Activation of friction forces on the contact between the surfaces of the neoprene pad and the concrete.

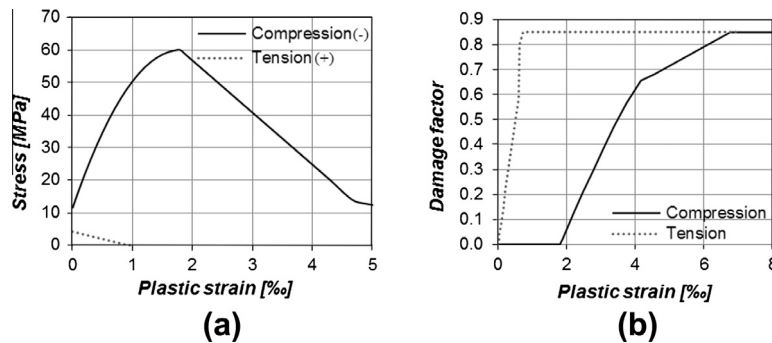


Fig. 14. (a) Behaviour in uniaxial compression or tension and (b) definition of damage propagation [8] for concrete.

Material *grout* was assigned to the infill between the dowel and the steel tube. For the stress–strain relationship of concrete and grout Park & Kent model was used [34]. Elastic behaviour was assumed until 1/5th of the compressive strength which had been obtained from the uniaxial compression test. Nonlinearity of concrete was modelled by approaches based on the concepts of plasticity and damage by using Concrete Plasticity Damage Model (CPDM) included in ABAQUS [30,34–38]. The model accounts for the loss of elastic stiffness due to the plastic straining in tension and compression. For simplicity, the following assumption was adopted: the nonlinearity of concrete before the peak stress is due only to plasticity; the strain-hardening or softening of concrete after peak stress is due only to concrete damage [37]. Damage factor with respect to plastic deformation is presented in Fig. 14b. Since material

models exhibiting softening behaviour and stiffness degradation often lead to convergence problems, viscoplastic regularization was used [32].

All three constitutive parts (the beam, the column and the infill) were modelled with standard solid continuum elements with reduced integration C3D8R (an 8-node linear brick). Characteristic size of finite elements in the regions, where nonlinear behaviour was observed during the experiment, was approximately 2 cm. In other regions, where the response was predominantly elastic, elements of 5–10 cm were used.

4.2.2. The dowel, reinforcement and the steel tube

4.2.2.1. The dowel and the reinforcement. For modelling steel classical metal plasticity model (included in ABAQUS) with combined

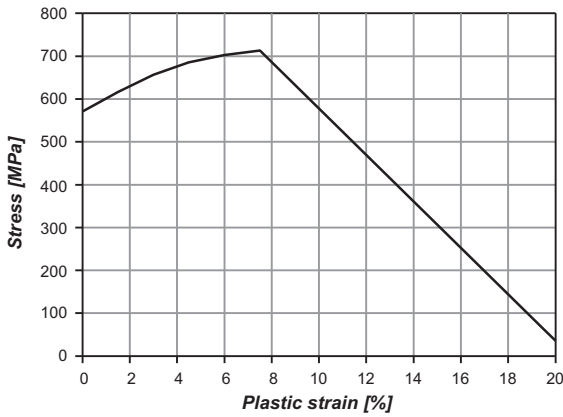


Fig. 15. Behaviour in uniaxial tension of steel used for dowels.

isotropic hardening, which uses Mises yield surfaces, was used. Dowel stress-plastic strain relationship is presented in Fig. 15. Stress and strain values were obtained from uniaxial tension test. For the reinforcement, similar steel model was used. The yield strength was 560 MPa and the ultimate strength was 630 MPa.

The dowel was modelled with standard solid continuum elements with reduced integration C3D8R. For the reinforcement, 2-node linear 3D truss elements were used.

4.2.2.2. *The steel tube.* Because no tests have been performed to obtain the stress–strain diagram of the steel tube, bilinear response with maximum strength of 250 MPa and maximum deformation of 10% has been considered.

4.2.3. *Neoprene bearing pad*

Neoprene bearing pad was modelled as an ideally elastic material with elastic modulus $E = 3 \text{ MPa}$ and Poisson's ratio $\nu = 0.49$.

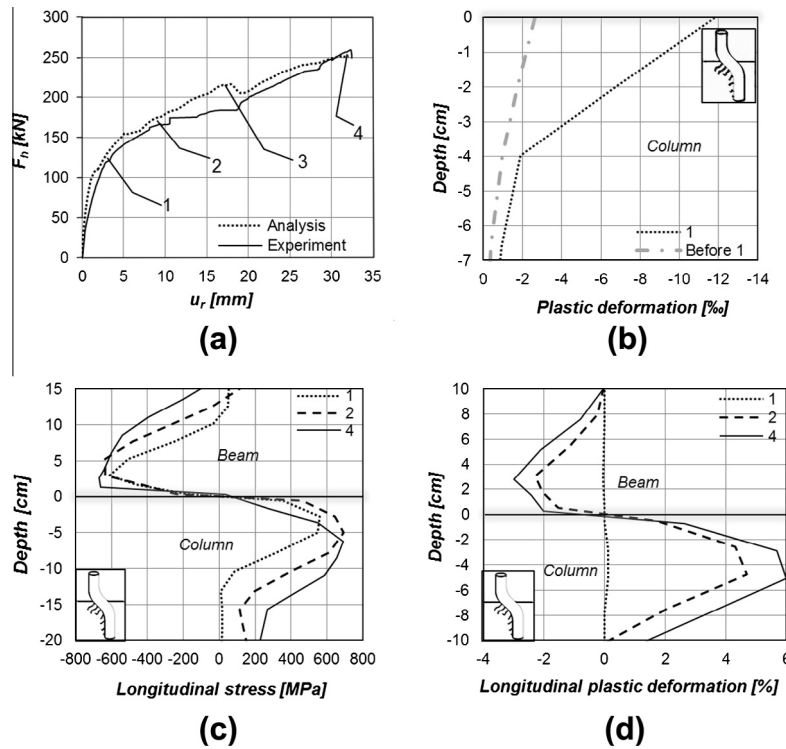


Fig. 16. (a) Global response (horizontal force –relative displacement) observed within the monotonic test: Comparison of the experiment and the analysis. (b) Diagram of compressive deformations in concrete in front of the dowel. (c) Diagram of longitudinal stresses on the edge of the section along the steel dowel at different stages of the monotonic test. (d) Diagram of longitudinal plastic deformations on the edge of the section along the steel dowel at different stages of the monotonic test.

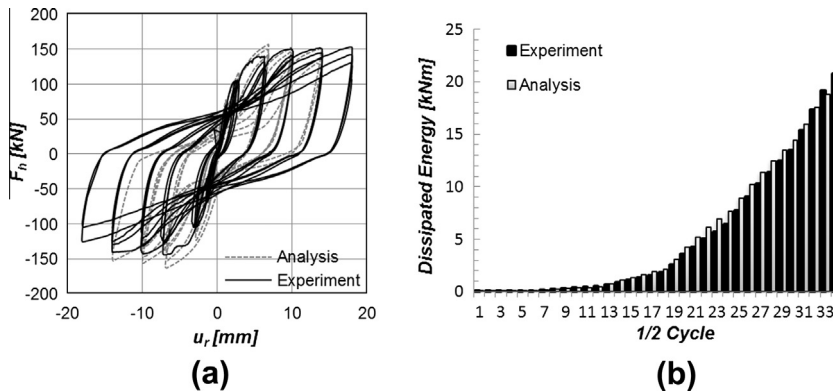


Fig. 17. Comparison between the numerical and experimental results in the case of small relative rotations – (a) horizontal force (F_h) versus relative displacement between the beam and the column (u_r) and (b) cumulative dissipated energy.

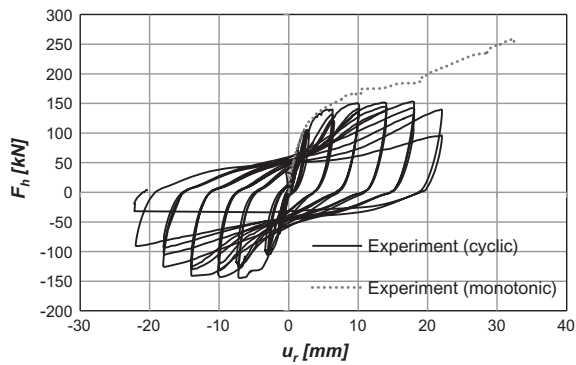


Fig. 18. Comparison of the experimental cyclic and monotonic response.

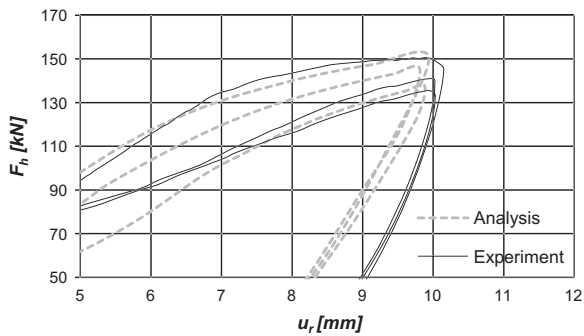


Fig. 19. Experimentally observed cyclic deterioration was successfully captured by the model.

Standard solid continuum elements with reduced integration C3D8R were used.

5. Comparison of the experimental and numerical results

In this section the efficiency of the proposed numerical model is demonstrated. The numerical results obtained by ABAQUS are compared with the test data. Good match with the experimental results was achieved on the global level as well as in all significant details. These results will be further analyzed and discussed in Section 6 to provide the background for the explanation of the failure mechanism of the connection in various situations (monotonic, cyclic, large relative rotations).

5.1. Monotonic test

Monotonic test was performed only for the case of small relative rotations (specimen S1-1). The comparison of the numerical

and experimental relation between the horizontal force F_h in the actuator and the relative displacement between the beam and the column u_r is presented in Fig. 16a.

The analysis successfully reproduced the mechanism observed during the test (Section 3.2). Characteristic points of the analytical response are marked with numbers 1–4 and compared to the experimental results. From Fig. 15, next observations can be made:

- (1) First, the yielding of the dowel was observed, corresponding to the displacement of approximately 3 mm (characteristic point 1). Simultaneously the concrete around the dowel crushed (see Fig. 16b) allowing the dowel to develop large plastic deformation. The difference of 5% between the analysis and the experiment was observed at the moment of the yielding of the dowel (see Fig. 16a).
- (2) The maximum possible stress in the dowel was almost reached at the displacement of about 10 mm (see characteristic point 2 in Fig. 16a). The corresponding difference of 4.8% between the analysis and the experiment was identified (see Fig. 16a). After that the plastic hinge formed in the dowel inside the column (as anticipated by the mechanism explained in the theoretical background – Fig. 2) at the depth of about 5 cm below the top of the column (Fig. 16c and d).
- (3) The dowel was close to the failure. No steel hardening of the dowel was observed between the points 2 and 4 though the deformation was increasing (Fig. 16c and d). This finding demonstrates that the hardening slope between the points 3 and 4 cannot be attributed to the hardening of the steel in the dowel as it was indicated in some previous reports [10]. There should be another mechanism contributing to this additional resistance of the connection. See further discussion and explanation in Section 6.
- (4) Some discrepancy between the analytical and experimental response can be observed between 10 mm and 20 mm (characteristic points 2 and 3). In this region the largest difference (17%) between the analysis and the experiment was noted (see Fig. 16a). Some strain hardening, which can be observed in the analytical response, is due to the imprecise modelling of the steel tube and the grout around the dowel in the beam (caused by the lack of the precise data about the quality of the steel of the tube).
- (5) The strain hardening after the displacement of 20 mm was contributed by the neoprene pad, and the total strength of 250 kN was observed in the experimental as well as in the analytical response (characteristic point 4). The difference between the analysis and the experiment was 2.4% (see Fig. 16a). Further discussion and explanation of this mechanism is provided in Section 6.

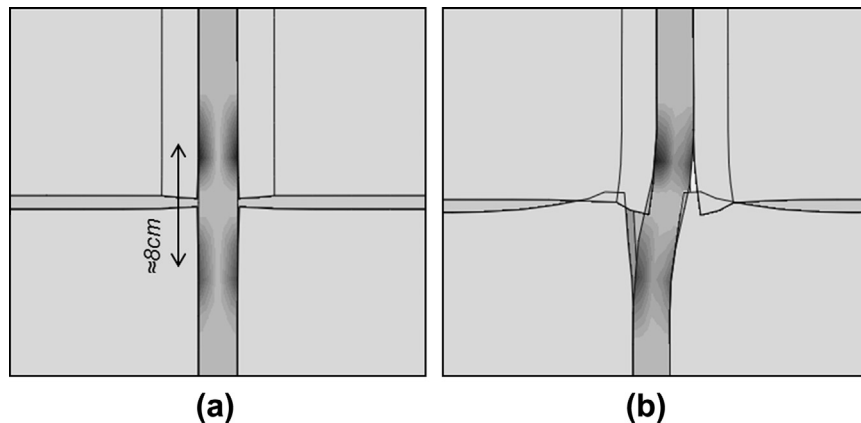


Fig. 20. (a) Formation of plastic hinges approximately at the same level as observed during the experiment and (b) failure of the dowel as predicted by the numerical analysis.

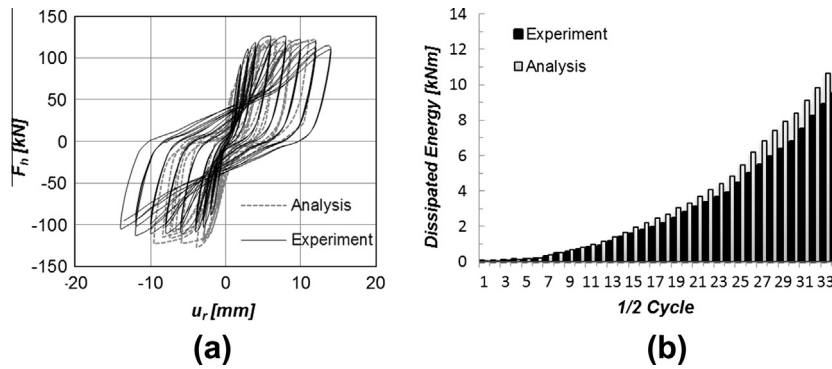


Fig. 21. Comparison between the numerical and experimental results in the case of large relative rotations – (a) horizontal force (F_h) versus relative displacement between the beam and the column (u_r) and (b) cumulative dissipated energy.

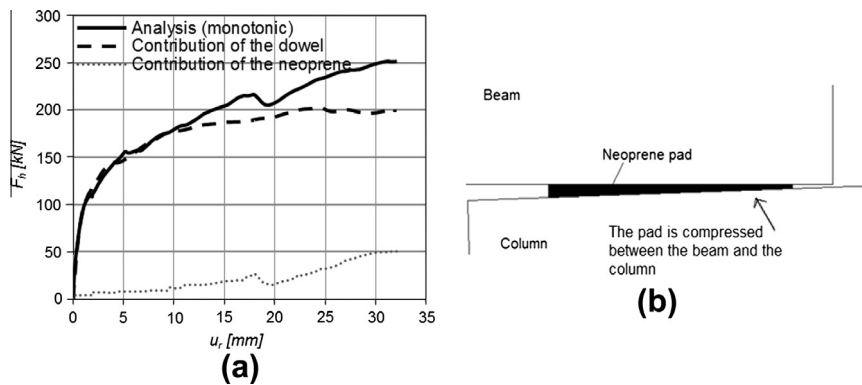


Fig. 22. (a) Contributions of the dowel and the neoprene for the monotonic response obtained from the analysis. (b) Neoprene is compressed due to the bending moments in the connection.

5.2. Cyclic test

5.2.1. Small relative rotations between the beam and the column within the connection

Again, quite good match between the experimental and analytical results can be seen in Fig. 17a and b. In the case of the cyclic response no hardening (typical for the monotonic response – Fig. 18) was observed, neither in the analysis nor in the experiment. After yielding of the dowel, the cyclic resistance remained practically constant. Consequently the final difference of the monotonic and cyclic resistance was about 40%.

The numerical model also captured well the experimentally observed cyclic strength deterioration (Fig. 19) and the energy dissipated in the connection (Fig. 17b).

In the case of small rotations, analysis predicted that the plastic hinge formed around 4 cm inside the column (Fig. 20) which is less than in the case of monotonic test, where this depth was around 5 cm.

5.2.2. Large relative rotations between the beam and the column within the connection

Taking into account the complexity of the problem, the match with the experiment is relatively good (Fig. 21). Considering large rotations between the column and the beam the resistance of the connection is approximately 20% smaller than in the case of small rotations (Figs. 17a and 21).

6. Discussion

6.1. Influence of the neoprene bearing pad

The analysis demonstrated that the neoprene pad could considerably (for about 20% or 50 kN) increase the total strength of the

connection in the monotonic test (Fig. 22a). Important strain hardening, which can be observed after the displacement of 20 mm (Fig. 22a), is contributed only by the rubber pad. In this region there is no strain hardening in the dowel at all (see dashed line in Fig. 22a). In previous, predominantly empirical studies, this effect was not recognized.

The neoprene pad contributes to the shear strength of the whole connection as long as it is exposed to the sufficient vertical pressure, which ensures a contact between the neoprene and the concrete (prevents sliding of the pad and concrete).

The dowel connection is not perfectly hinged connection. The bending moments as large as 20% of the flexural strength of the column were observed in some cases. These moments are transmitted between the beam and the column by the tension force in the dowel and the compression force acting on the part of the neoprene pad. Thus, the increase of the moment in the connection

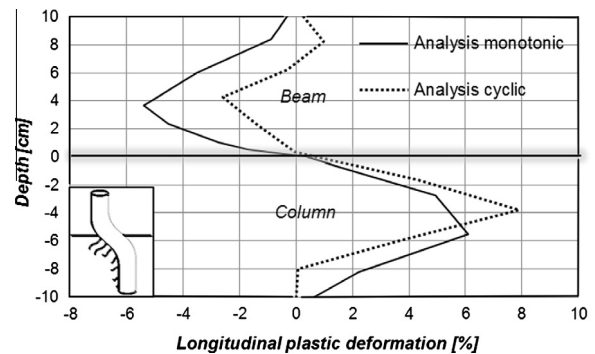


Fig. 23. Comparison of the maximum plastic deformations along the edge of the dowel at the maximum force in the monotonic and cyclic test.

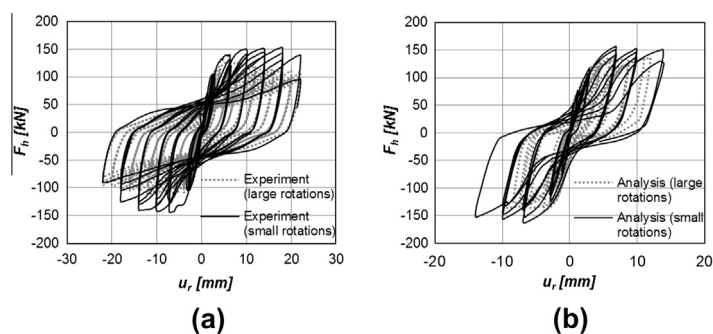


Fig. 24. Strength reduction due to the large relative rotations – (a) experimental results and (b) numerical results.

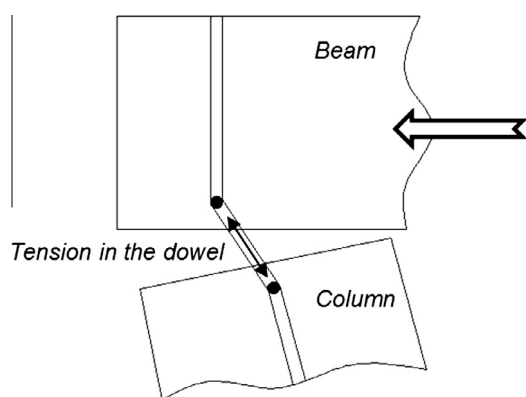


Fig. 25. Additional tension in the dowel due to large relative rotations between the beam and the column.

means also an increase of the compression force in the compressed part of the rubber pad (see Fig. 22b). This increases also the maximum horizontal forces, which can be transmitted between the concrete and the pad.

6.2. Mechanism of failure and analytical predictions of the capacity

In the case of monotonic loading (specimen S1-1), it is convenient to assume the failure mechanism presented in Fig. 2. If mean values for uniaxial compressive strength of the concrete f_{cc} and yield strength of the steel f_y , are used, as well as the nominal diameter of the dowel (2.8 cm) is taken into account, the Eq. (1) gives the ultimate resistance of the connection $R_{u,m} = 193$ kN.

Analysis with the proposed numerical model (see Section 5) indicates that the ultimate resistance of the dowel itself is 200 kN (Fig. 22a). This is quite close to the value, estimated by Eq. (1). The total strength of the connection is however larger (250 kN) due to the contribution of the neoprene pad, described in Section 6.1.

In the cyclic test, smaller relative rotations between the beam and the column were imposed (22 mm compared to 32 mm in the monotonic test). Consequently, smaller contributions (10% of the total force) of the elastomer to total shear strength was observed. During the cyclic test the contribution of the dowel itself to the ultimate resistance of the connection was 25% lower than in the monotonic test. The failure mechanism was similar in both tests. However the depth of the plastic hinge was different and consequently different strengths were obtained. The depth of the plastic hinges was about 4 cm and 5 cm in the cyclic and monotonic test, respectively (see Fig. 23). In the previous investigations [14,15] it was demonstrated that the strength of the dowel connec-

tion is proportional to the depth of the plastic hinge. Consequently, the ultimate resistance in the cyclic test was smaller due to the smaller depth of the plastic hinge.

In total the cyclic resistance was close to 40% lower than the monotonic resistance.

6.3. Influence of large rotations

Both, experimental (Fig. 24a) and analytical (Fig. 24b) results demonstrate 15–20% drop in the resistance of the connection due to the damage induced by large rotations between the beam and the column. At large rotations the dowel is loaded not only in flexure but also in tension (Fig. 25). Combination of both leads to the observed drop in the resistance.

This phenomenon had not been taken into account until, based on the results of the SAFECAST project [7,10], formula (4) was proposed. In comparison with the formula (3), which is valid in the case of small rotations, formula (4) correctly evaluates the reduction of strength $(1.1-0.9)/1.1 \approx 18\%$. Since inelastic response analyses of slender cantilever columns in precast buildings indicated large horizontal displacements associated with relative rotations up to 10%, the proposed reduction should be included in the design, unless shear walls/cores are included in the structural system.

7. Conclusions

The authors participated in the reconnaissance mission after the 2012 Emilia-Romagna earthquake which had hit the highly industrialized area in Italy, where hundreds of precast buildings addressed in this paper were affected. This event and some other recent earthquakes in Turkey demonstrated and confirmed that the connections between beams and columns in the precast industrial buildings are crucial structural elements, which should be properly designed to provide the adequate seismic safety of the whole building.

The most common connection in the European precast industrial buildings is a beam-to-column dowel connection. In spite of that, the knowledge about the failure mechanism of such connections in the case of seismic action has been incomplete. Earlier investigations were performed on simplified models, where many important structural parameters of the connection were neglected. Based on the most recent research in the frame of the SAFECAST project empirical formulas were proposed to evaluate the ultimate resistance of realistic connections. However, the failure mechanism was still not adequately understood and explained.

The research presented in this paper has provided a numerical tool, based on the ABAQUS FEA software, which is able to describe the characteristic of inelastic seismic behaviour of dowel connections on the global and component level.

Comparisons with experimental results obtained with monotonic and cyclic tests on realistic connections demonstrated the soundness and efficiency of the proposed model. Considering the complexity of the problem the match of the results is very good. First of all the model was able to explain the failure mechanism as well as the most important features of the monotonic and cyclic response on the component level. The most important observations are summarized below:

1. Standard theory assuming that the failure mechanism is initiated by flexural yielding of the dowel and crushing of the surrounding concrete was confirmed.
2. The strength of the connection considerably depends on the depth of the plastic hinge in the dowel. The larger the depth is the larger is resistance. That is why the strength of the connection is reduced in the case of the cyclic loading, where the depth of the plastic hinge is smaller compared to the monotonic loading.
3. Neoprene bearing pad can considerably increase the strength of the connection, particularly when large relative displacements between the beam and the column are developed. This has been the case of the monotonic test, presented in the paper.
4. When the contribution of the neoprene pad is considerable, formula (1), which has been used in the design practice to estimate the strength of the dowel connections, underestimates the capacity of the connection.
5. Both, experimental and analytical results demonstrated 15–20% drop in the resistance of the connection due to the damage induced by large rotations between the beam and the column. At large rotations the dowel is loaded not only in flexure but also in tension. Combination of both leads to the observed drop in resistance. Since inelastic response analyses of slender cantilever columns in precast buildings indicated large horizontal displacements associated with relative rotations up to 10%, the observed reduction should be included in the design, unless shear walls/cores are included in the precast structural system.

The proposed numerical model not only confirmed the empirically based design formulas for the strength of the dowel connections tested in the frame of the SAFECAST project, but also provided a FEM based tool, which will enable the extrapolation of the existing experimental results and empirical formulas to beam–column dowel connections with different structural parameters (i.e. the diameter of the dowel, the influence of the confinement rate in the beam and column, the thickness of the bearing pad, etc.). This tool will be used for case studies from the 2012 Emilia-Romagna earthquake, where slightly different types of the connections (e.g. absence of the steel tube in the beam, less efficient confinement of the concrete, etc.) will be investigated.

Presented results and discussion are related only to the beam-to-column dowel connections, where the dowel is not close to the edge of the beam or the column (the distance should be more than six diameters of the dowel). When the dowel is closer to the edge of the beams or the columns different failure mechanisms are developed. It is believed that the proposed numerical model can be upgraded to address this problem.

Acknowledgements

The presented research was supported by the SAFECAST Project “Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Building Structures under Seismic Conditions” (Grant Agreement No. 218417-2) in the framework of the Seventh Framework Programme (FP7) of the European Commission. Experiments were completed at the Slovenian National Building and Civil Engineering

Institute (ZAG). The specimens were constructed at Primorje d.d. company.

References

- [1] Fischinger M, Cerovšek T, Turk Ž. EASY – slide information system; 1997. <<http://www.ikpir.com/easy/>> [accessed 25.07.12].
- [2] Earthquake Engineering Research Institute, Armenia Earthquake Reconnaissance Report, Earthq. Spectra 1989;5(S1):175.
- [3] Fajfar P, Banovec J, Saje F. Behaviour of prefabricated industrial building in Breginj during the Friuli earthquake. In: Proceedings of the 6th ECEE, vol. 3, Dubrovnik, Yugoslav Association for Earthquake Engineering; 1978. p. 493–500.
- [4] Fajfar P, Duhovnik J, Rehak J, Fischinger M, Brežak Z. The behavior of buildings and other structures during the earthquakes of 1979 in Montenegro. IKPIR Publication. University of Ljubljana; 1981.
- [5] UNDP/UNIDO. Building construction under seismic conditions in the Balkan region: prefabricated/industrialised reinforced concrete buildings systems. UNDP/UNIDO project RER/79/015; 1982.
- [6] Park R et al. (Fischinger M contributor). Seismic design of precast concrete structures. Bulletin – FIB state-of-art-report 27, Lausanne; 2003.
- [7] SAFECAST. Performance of innovative mechanical connections in precast building structures under seismic conditions; 2009. <<http://www.safecastproject.eu>> [accessed 20.07.12].
- [8] Kramar M, Isakovic T, Fischinger M. Experimental investigation of “pinned” beam-to-column connections in precast industrial buildings. In: Proceedings of the fourteenth European conference on earthquake engineering, Republic of Macedonia, Macedonian Association for Earthquake Engineering; 2010. p. 1–8.
- [9] Fischinger M, Zoubek B, Kramar M, Isakovic T. Cyclic response of dowel connections in precast structures. In: 15th World conference on earthquake engineering, Lisbon; 2012.
- [10] Psycharis IL, Mouzakis HP, Kremmyda GD. Experimental investigation of the behaviour of precast structures with pinned beam-to-column connections. In: Fardis M, Rakicevic ZT, editors. Role of seismic testing facilities in performance-based earthquake engineering, geotechnical, geological and earthquake engineering, Netherlands: Springer; 2012.
- [11] AIJ. Report on the damage investigation of the 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey, 2001. AIJ report. Architectural Institute of Japan, Tokyo; 2001.
- [12] EERI. The Mw 7.1 Ercis-Van, Turkey Earthquake of October 23, 2011. EERI special earthquake report; 2012.
- [13] Toniolo G, Colombo A. Precast concrete structures: the lessons learned from the L'Aquila earthquake. Struct Concr 2012;13(2):73–83.
- [14] Vintzeleou EN, Tassios TP. Behaviour of dowels under cyclic deformations. ACI Struct J 1987;84(1):18–30.
- [15] Vintzeleou EN, Tassios TP. Mathematical model for dowel action under monotonic and cyclic conditions. Mag Concr Res 1986;38:13–22.
- [16] Dulacska H. Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete. J ACI 1972;69–70:754–7.
- [17] Engström B. Combined effects of dowel action and friction in bolted connections. Nord Concr Res 1990;9:14–33.
- [18] Højlund-Rasmussen B. Betoninstøbe tvaerbelastede boltes og dornes bæreevne [Resistance of embedded bolts and dowels loaded in shear]. Bygningsstatistiske Meddelelser 1963:34.
- [19] Soroushian P, Obaseki K, Rojas MC, Sim J. Analysis of dowel bars acting against concrete core. ACI J Proc V 1986;83(4):642–9.
- [20] Dei Poli S, Di Prisco M, Gambarova PG. Dowel action as a means of shear transmission in RC elements: a state of art and new test results. Studi e Ricerche, school for the design of R/C structures, vol. 9(87). Milan University of Technology; 1988. p. 217–303 [in Italian].
- [21] Dei Poli S, Di Prisco M, Gambarova PG. Shear response, deformations, and subgrade stiffness of a dowel bar embedded in concrete. ACI Struct J 1992;89(6):665–75.
- [22] Tanaka Y, Murakoshi J. Reexamination of dowel behavior of steel bars embedded in concrete. ACI Struct J 2011;108(6):659–68.
- [23] Paulay T, Park R, Phillips MH. Horizontal construction joints in cast-in-place reinforced concrete, shear in reinforced concrete. ACI 1974;42(SP):559–616.
- [24] fib. Structural connections for precast concrete buildings. Bulletin 2008;43.
- [25] Prandtl L. Über die Härte plastischer Körper. Nachr K Wiss Gö Math-Phys Kl 1920;12:74–85.
- [26] Broms BB. Lateral resistance of piles in cohesive soils. Proc Am Soc Civ Eng 1965;91:77–99.
- [27] Maitra SR, Reddy KS, Ramachandra LS. Load transfer characteristics of dowel bar system in jointed concrete pavement. J Transp Eng 2009;135(11):813–21.
- [28] Guezouli S, Lachal A. Numerical analysis of frictional contact effects in push-out tests. Eng Struct 2012;40:39–50.
- [29] Nguyen HT, Kim S. Finite element modelling of push-out tests for large stud shear connectors. J Constr Steel Res 2009;65(10–11):1909–20.
- [30] Resch E, Kaliske M. Numerical analysis and design of double-shear dowel-type connections of wood. Eng Struct 2012;41:234–41.
- [31] BS EN ISO 15630-1:2010. Steel for the reinforcement and prestressing of concrete. Test methods. Reinforcing bars, wire rod and wire.
- [32] ABAQUS Theory Manual, version 6.11-3. Dassault Systèmes; 2011.
- [33] Magliulo G, Capozzi V, Fabbrocino G, Manfredi G. Neoprene–concrete friction relationships for seismic assessment of existing precast buildings. Eng Struct 2010;33(532):538.

- [34] Kent DC, Park R. Flexural members with confined concrete. *J Struct Div* 1997;7:1969–90.
- [35] Lee J, Fenves GL. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *J Eng Mech* 1998;124(8):892–900.
- [36] Lubliner J, Oliver J, Oller S, Onate E. A plastic-damage model for concrete. *Int J Solid Struct* 1989;25:299–329.
- [37] Yu T, Teng JG, Wong YL, Dong SL. Finite element modeling of confined concrete-II: plastic-damage model. *Eng Struct* 2010;32(680):691.
- [38] Jankowiak T, Lodygowski T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Found Civ Environ Eng* 2005;6:53–69.

**PRILOGA E (ČLANEK): ESTIMATION OF THE CYCLIC CAPACITY OF BEAM-TO-COLUMN
DOWEL CONNECTIONS IN PRECAST INDUSTRIAL BUILDINGS**

Estimation of the cyclic capacity of beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings

Blaž Zoubek · Matej Fischinger · Tatjana Isakovic

Received: 14 April 2014 / Accepted: 26 November 2014
© Springer Science+Business Media Dordrecht 2014

Abstract The behaviour of precast systems depends on the performance of the specific connections between the precast elements. In European precast design practice, the most common type of connection between beams and columns is a dowel connection. Such connections are subject to the following types of potential failure mechanism: (a) local failure characterized by the simultaneous yielding of the dowel and crushing of the surrounding concrete, and (b) global failure, characterized by spalling of the concrete between the dowel and the edge of the column or the beam. In this paper both types of failure of dowel connections are studied, although somewhat more attention is paid to the less investigated global failure. The local failure mechanism has been relatively well investigated, and the results have been presented in several studies. Thus only some minor changes are proposed in connection with the prediction of the related strength. On the other hand, the majority of existing procedures for the estimation of global strength are over-conservative since they neglect the influence of stirrups, or else only take them into account implicitly. None of these methods explicitly take into account the fact that the global failure of the dowel connection is changed by the presence of stirrups from brittle to ductile. In the paper, a new procedure for the estimation of resistance against global failure is proposed. Taking into account an appropriate strut and tie model of the connections, the influence of stirrups on this resistance as well as on the type of the failure is taken into account explicitly. Comparisons that were performed between the analytically calculated strength and the experimental results obtained have clearly shown that both of the proposed procedures for the estimation of resistance against local and global failure agree very well with the experimental results.

Keywords Precast buildings · Beam-column connection · Dowel mechanism · Strut and tie model

B. Zoubek (✉) · M. Fischinger · T. Isakovic
Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Jamova 2, 1000 Ljubljana, Slovenia
e-mail: blazoubek@gmail.com; blaz.zoubek@fgg.uni-lj.si

1 Introduction

In Europe, the most commonly used system for the construction of precast industrial buildings consists of an assemblage of slender cantilever columns, which are tied together by beams (Fig. 1). The majority of industrial facilities in many European countries are housed in such buildings. Recently they have been more frequently used for multi-storey apartment buildings and shopping centres which are used simultaneously by thousands of people. The potential seismic risk involved is therefore high. However, due to the complicated seismic behaviour of these buildings our knowledge is still limited, and the design practice and codes need to be improved.

The behaviour of precast systems clearly depends on the performance of the specific connections between precast elements. So far knowledge about the highly complex inelastic seismic behaviour of such connections has been very limited. It was, however, investigated within the FP7 project SAFECAST (Toniolo 2012), where full-scale experiments were performed on specific connections as well as on prototype structures, and the behaviour of different types of precast structures was studied. The study related to the response of dowel connections is presented in this paper.

In European precast design practice, the most common type of connection between beams and columns is the dowel connection. Such connections are subject to the following two types of potential failure mechanism (Fig. 2): (a) local failure characterized by the simultaneous yielding of the dowel and crushing of the surrounding concrete (Vintzeleou and Tassios 1986; Tanaka and Murakoshi 2011; Zoubek et al. 2013; Magliulo et al. 2014) and (b) global failure, characterized by spalling of the concrete between the dowel and the edge of the column or the beam (Fuchs et al. 1995; Vintzeleou and Tassios 1986; Psycharis and Mouzakis 2012; Capozzi et al. 2012).

A local failure mechanism will typically occur if the distance of the dowel from the edge is large enough (e.g. about six diameters of the dowel or more). In majority of cases this type of failure is ductile. If, however, the dowel is placed closer to the edge of the column or the beam, global failure is more probable, since spalling of the concrete between the dowel and the edge is likely to occur. When there are no stirrups in the critical region, this failure will be



Fig. 1 The most commonly used structural system for precast industrial buildings in Europe consists of an assemblage of slender cantilever columns, which are tied together by beams

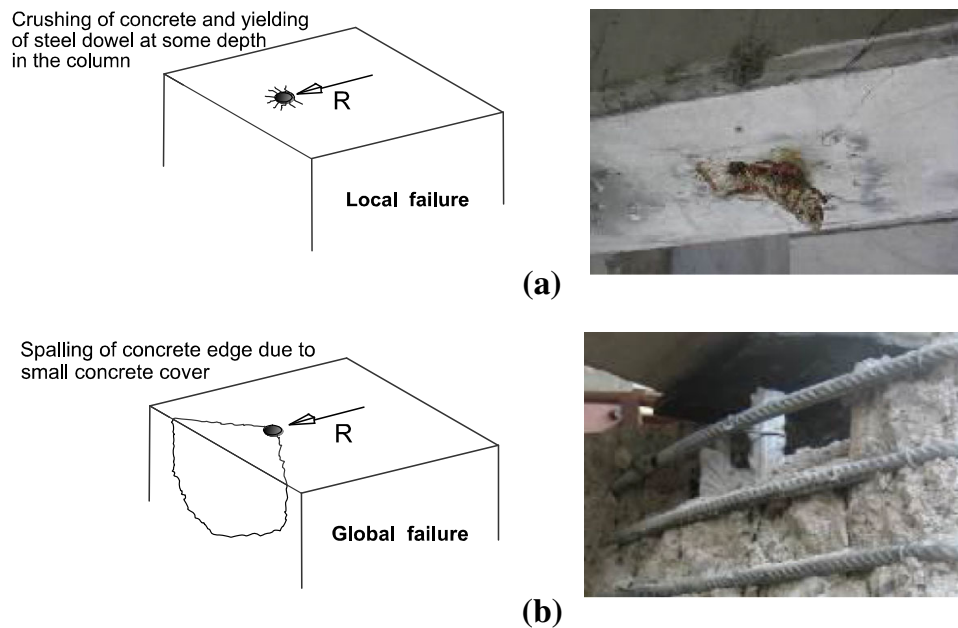


Fig. 2 **a** Local ductile failure and **b** global failure of a dowel connection

brittle, since the capacity of the connection is governed by the tensile failure of the concrete between the dowel and the edge of the column or beam.

Local failure has been the subject of several investigations (e.g. those cited above), so that it has been more extensively researched than the global type of failure, where the related experimental (Fuchs et al. 1995) and analytical studies (Vintzeleou and Tassios 1986) are quite limited. They were mostly performed on quite simple specimens or models. For example, in (Vintzeleou and Tassios 1986) the important contribution of the stirrups to the capacity of the connection, as well as to the type of failure was neglected, while in (Fuchs et al. 1995) it was considered only implicitly. For these reasons the results of these studies cannot be directly applied to beam-to-column dowel connection in precast buildings, since the stirrups around the dowel usually have a considerable influence on the strength of the connection, and may change the global failure from brittle to ductile. In the majority of cases, the procedures proposed in the above-mentioned studies (see Sect. 2 for more details) are very conservative, leading to unfeasible or even impossible design solutions (particularly, when the connection is subject to a considerable seismic demand when following the capacity design rule).

In this paper both types of failure of dowel connections are studied, although more attention is paid to the so far less investigated global type of failure. The authors' findings are presented in the first part of Sect. 3, where a new procedure for estimation of strength, which explicitly takes into account the contribution of stirrups in the critical region around the dowel, is proposed. An appropriate strut and tie model is used. The second part of Sect. 3 is concerned with local failure. Some modifications of the procedures that are typically used to estimate local resistance are suggested.

The proposed procedures were evaluated by means of experiments that were performed within the scope of the SAFECAST project (Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Building Structures under Seismic Conditions) at the University of Ljubljana (UL) and the National Technical University of Athens. These experiments are described briefly in Sect. 4. The experimental and analytical results are compared in Sect. 5. A design example is presented in "Appendix", where the proposed and existing design procedures are also compared.

2 Previous studies

As has already been mentioned in the introduction, there are two possible failure mechanisms of the beam-column dowel connection (Fig. 2): (a) the local failure, and (b) the global failure mechanism. The local failure mechanism is characterized by the simultaneous yielding of the dowel and crushing of the surrounding concrete (this type of failure is, in general, ductile), whereas global failure is characterized by spalling of the concrete between the dowel and the edge of the column or the beam. If there are no stirrups in the critical region between the dowel and the edge of the column or the beam, this type of failure is brittle. Stirrups usually change the type of failure to ductile, as well as having a considerably effect on the strength of the connection.

In the literature, experimental and analytical investigations of both failure modes can be found. Existing semi-empirical and analytical formulae for the estimation of the load-carrying capacity of dowel connections are briefly overviewed in Sects. 2.1 and 2.2 for the local and global types of failure, respectively.

2.1 Local ductile failure

When the distance of the dowel from the edge of the column or the beam is relatively large (e.g. when this distance exceeds six diameters of the dowel) local ductile failure of the connection is likely to occur. The concrete in front of the dowel is crushed. This allows the dowel to deform. Consequently a plastic hinge is formed at certain depth.

This failure mechanism has been reasonably thoroughly investigated and presented in several studies (Engström 1990; Vintzeleou and Tassios 1986; Tanaka and Murakoshi 2011; Zoubek et al. 2013). In order to be able to predict the capacity of the connection, when local failure is critical, several formulae have been proposed in the following form (Engström 1990; Vintzeleou and Tassios 1986; Psycharis and Mouzakis 2012):

$$R_d = \alpha d_d^2 \sqrt{f_c f_{sy}}, \quad (1)$$

where d_d is the diameter of the dowel, f_c is the uniaxial compressive strength of the concrete, f_{sy} is the yield strength of the steel used for the dowel, and α is a coefficient which takes into account the increase in the strength of the concrete due to a spatial stress state and the eccentricity of loading. Formula (1) has been analytically as well as experimentally evaluated elsewhere (Vintzeleou and Tassios 1986; Engström 1990; Psycharis and Mouzakis 2012).

2.2 Global failure

The global type of failure (characterized by spalling of the concrete between the dowel and the edge of the column or the beam) is expected to occur when the dowel is relatively close to the edge of the column or the beam. When there are no stirrups in the critical region around the dowel, the failure is brittle. It occurs when the principal tensile stresses exceed the tensile strength of the concrete. Usually, stirrups change the type of failure to ductile. They also have a considerable effect on the strength of the connection.

There is not much data about this type of failure. The related load-carrying capacity can be estimated by semi-empirical (Fuchs et al. 1995; CEN/TS 2009; ACI Committee 2008) or analytical formulae (Vintzeleou and Tassios 1986, 1987). Two such formulae (Fuchs et al. 1995; Vintzeleou and Tassios 1986, 1987) are presented in the following paragraphs. They were mainly obtained on simplified specimens or models. Thus they cannot be directly applied to dowel connections in precast buildings, since they do not properly address the

important contribution of the stirrups to the capacity of the connection as well as to the type of failure.

2.2.1 Semi-empirical procedure

A comprehensive investigation into steel fastenings used in concrete elements was performed by Fuchs et al. (1995). Based on an extended experimental study, a concrete capacity design (CCD) method for the estimation of the capacity of an individual anchor in a concrete structural member under a shear loading towards the free edge was proposed (Fig. 3a). The method was later on (with some minor modifications) adopted by the CEN technical standard (CEN/TS 2009). Using this procedure, the characteristic resistance of a single headed fastener or group of fasteners loaded perpendicular to the edge of a concrete element can be calculated as:

$$R_n = (A_v / A_{v0}) \psi_{re} \psi_\alpha \psi_{ec} \psi_h \psi_s R_{n0} \quad (2)$$

In Eq. (2), R_{n0} is the initial characteristic shear resistance of a headed fastener, loaded perpendicular to the edge of a concrete element R_{n0} . It depends on the edge distance in the direction of the shear load, on the diameter of the fastener d_d , on the effective embedment depth of the fastener ($\leq 8d_d$) and on the concrete compressive strength f_c :

$$R_{n0} = 1.6 d_d^\alpha l_f^\beta f_c^{0.5} c_1^{1.5} \quad (3)$$

$$\alpha = 0.1 (l_f / c_1)^{0.5}; \quad \beta = 0.1 (d_d / c_1)^{0.2}, \quad (4)$$

The main parameter is the edge distance in the direction of the shear load c_1 , which defines the failure mechanism of the dowel connection. If c_1 is large enough, the resistance of the connection to global failure (Eq. 2) might be greater than its resistance to local ductile failure (Eq. 1). It should be emphasised that a greater distance c_1 does not increase the resistance against local failure. The second important parameter, which influences the resistance R_{n0} , is the tensile strength of the concrete. In Eq. (3), the tensile strength of the concrete is considered implicitly (it is defined as a square root of the concrete compressive strength).

If a larger diameter of the fastener d_d is taken into account the resistance of the connection may increase; however its importance is much smaller than in the case of local failure [Eq. (1)].

The effective embedment depth l_f of the fastener is limited. In the case of dowels in beam-to-column connections in precast structures, which are usually deeply embedded in the concrete elements, an upper limit of $8d_d$ is usually considered.

In order to obtain the characteristic resistance of a single headed fastener or group of fasteners loaded perpendicularly to the edge of a concrete element R_n (Eq. 2), the initial characteristic shear resistance R_{n0} (Eq. 3) is modified (see the factors ψ_i in Eq. 2) in order to take into the account several important parameters which are listed below:

- (1) *The geometrical effect of spacing as well as of further edge distances and the effect of thickness of the concrete element (A_v / A_{v0}).*

A_v is the actual projected area on one side of the concrete member, idealizing the shape of the fracture area of the individual anchor as a half-pyramid with side lengths of $1.5c_1$ (Fig. 3), whereas A_{v0} is the projected area of one fastener, unlimited by corner influences, spacing or member thickness, idealizing the shape of the fracture area as a half-pyramid with a side length $1.5c_1$.

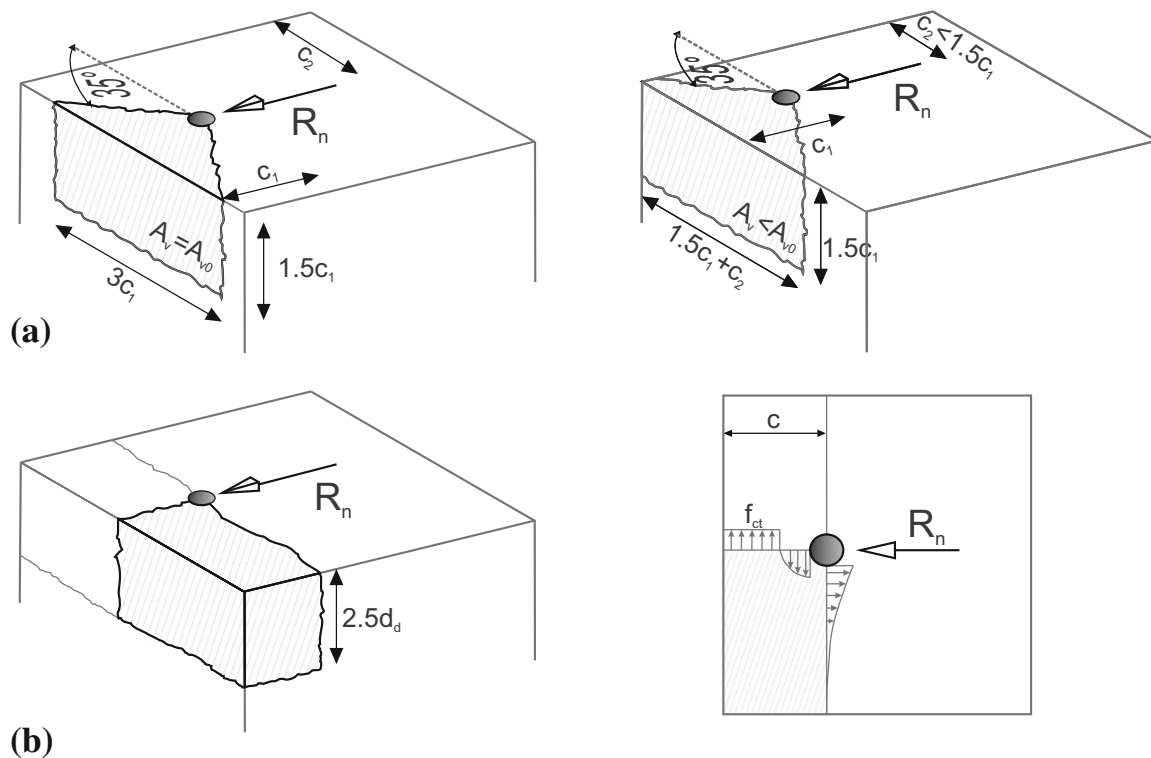


Fig. 3 Crack pattern and failure mechanism as proposed by **a** Fuchs et al. (1995) and by **b** Vintzeleou and Tassios (1986)

(2) *Influence of the stirrups* (ψ_{re})

The shear resistance of the concrete may be increased by the factor 1.4, if there is straight edge reinforcement ($\Phi_s \geq 12$ mm) in the concrete around the anchor. Furthermore, the standard permits that the shear resistance may be increased by $\psi_{re} = 1.4$ in the case when closely spaced stirrups or wire mesh with a spacing $s < 100$ mm and $s \leq 2c_1$ are used. (Note that it is not always the case that stirrups increase the strength of the dowel connection, which is contributed by the tensile strength of the concrete. This issue is explained in more detail in the next section).

(3) *The angle α_V between the applied load and the direction perpendicular to the free edge under consideration* (ψ_α)

$$\psi_\alpha = \sqrt{\frac{1}{2(\cos \alpha_V) + (0.4 \sin \alpha_V)^2}} \geq 1 \quad (5)$$

(4) *The effect of the eccentricity of the load in the case of a group of anchors* (ψ_{ec})

$$\psi_{ec} = 1 / (1 + 2e_V / 3c_1) \leq 1, \quad (6)$$

where e_V is the distance between resultant shear force and the centroid of the group of anchors.

(5) *The effect of the thickness of the concrete element* (ψ_h)

$$\psi_h = (1.5 c_1 / h)^{0.5} \leq 1, \quad (7)$$

where h is the depth of the concrete element along the direction of the anchor.

(6) *The disturbance of the distribution of the stresses due to further edges of the concrete element* (ψ_s)

$$\psi_s = 0.7 + 0.3c_2 / 1.5c_1 \leq 1, \quad (8)$$

where c_2 is the distance illustrated in Fig. 3a.

When calculating the shear strength capacity of an actual beam-to-column connection in a precast industrial building using Eq. (2), some of the correction factors ψ_i given above can be excluded, or taken as being equal to 1. Since the seismic loading may be applied in any direction, the most critical angle α_V should be considered, which implies $\psi_\alpha = 1$. Furthermore, there is no eccentricity of the load in the case of group of anchors, so $\psi_{ec} = 1$. Normally the thickness of the concrete elements in beam-column connections is $> 1.5c_1$ ($\psi_h = 1$).

A similar formula to the one used in the CEN technical standard is given in the ACI standard (ACI Committee 2008).

2.2.2 Analytical procedure

Contrary to Fuchs' proposal, Vintzeleou and Tassios (1986, 1987) solved the problem analytically. They assumed that the crack in a concrete element propagates from the dowel to the edge of the concrete section in the direction of loading, as is demonstrated in Fig. 3b. Note that this assumption does not agree well with observations of the experimental studies (Fuchs et al. 1995; Fischinger et al. 2012). Following Vintzeleou's and Tassios' approach, the strength of the connection is estimated taking into account two cantilever beams, which are formed in front of the dowel. The shear strength of an eccentric dowel connection is limited by the flexural strength of these cantilevers (Fig. 3b), and can be calculated using the following analytical formula:

$$R_n = 5 f_{ct} c^2 d_d / (0.66c + d_d) \quad (9)$$

where f_{ct} is the tensile strength of the concrete.

Vintzeleou and Tassios (1986, 1987) did not consider stirrups situated in the critical region around the dowel. The importance of this reinforcement was, however, observed in several experiments (DeVries et al. 1998; Zaghi and Saiidi 2010; Psycharis and Mouzakis 2012; Fischinger et al. 2012), and will be demonstrated in the next section.

The common conclusion for both of the presented procedures is that they are over-conservative in the case of dowel connections in precast structures, since they lead to unfeasible and frequently also unrealistic design solutions. When the presented procedures are used to estimate the strength of dowel connections in precast structures, the estimated value can be as small as one third of the actual strength. Examples are presented in Sect. 5 and in the "Appendix".

3 Proposed procedure for the estimation of load-carrying capacity

3.1 Global failure of the dowel connection

Dowel connections in which the dowel is placed close to the edge of the concrete elements are susceptible to splitting of the concrete between the dowel and the edge of the column or beam. When there are no stirrups in the critical region around the dowel, failure typically occurs due to excessive tensile stresses (see Fig. 3 and solid line in Fig. 4). The failure is brittle.

In the critical region around the dowel, precast elements are typically reinforced by quite compact transverse reinforcement. For example, the axial distance between the stirrups is

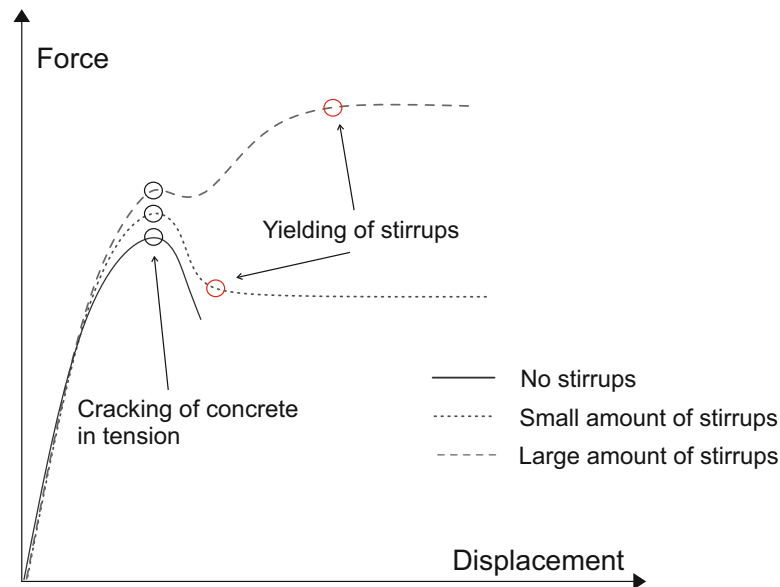


Fig. 4 Typical force/displacement response of an eccentric beam-column dowel connection

typically around 5 cm. Such reinforcement changes the stress field and typically changes the type of failure of the connection from brittle to ductile (compare the response designated by the solid line with that represented by the dashed and dotted lines in Fig. 4).

The influence of stirrups on the strength of the connection depends on their diameter and spacing. If the precast elements are reinforced by a relatively large quantity of stirrups, the strength provided by them will be typically greater than the tensile strength of the concrete itself. In such cases the strength of the connection increases after cracking of the concrete (indicated by the dashed line in Fig. 4). However, if fewer stirrups are provided, the tensile strength of concrete can be larger than the strength of stirrups. In such cases the strength of the connection is typically reduced after cracking of the concrete (see the dotted line in Fig. 4).

In the study presented in this paper, it is considered that the global strength of the dowel connection is provided by stirrups after cracking of the concrete (the contribution of the concrete to the strength is neglected). As has already been discussed, the strength defined in this way can be larger or smaller than the strength provided by the tensile strength of the concrete (see Fig. 4 for more details).

Taking into account the crucial role of stirrups, a different approach from that presented in the previous section was implemented for the estimation of the strength of dowel connections in precast buildings. The stirrups were considered explicitly, employing a strut and tie model, as is illustrated in Fig. 5.

Strut and tie models are already well established, and have been widely used in different codes (ACI 2008; BS EN 2004; NZS 2006) mainly to solve those problems where Bernoulli's hypothesis about a linear distribution of strains cannot be applied. Generally, strut and tie models permit designers to choose the way in which the load is transferred, selecting certain arrangement of stirrups. This arrangement defines the configuration of an equivalent truss, where the compressive stresses in the concrete (i.e. in the struts) are in equilibrium with the tensile stresses in the stirrups (i.e. in the ties). Both the concrete and the reinforcement should be able to sustain these stresses (see Fig. 5).

In order to investigate the distribution of stresses in eccentric dowel connections, a FEM numerical model in ABAQUS (ABAQUS 2011) was established (Zoubek et al. 2013), based on the results of experiments. It is presented in Sect. 4. Using this model, the equivalent

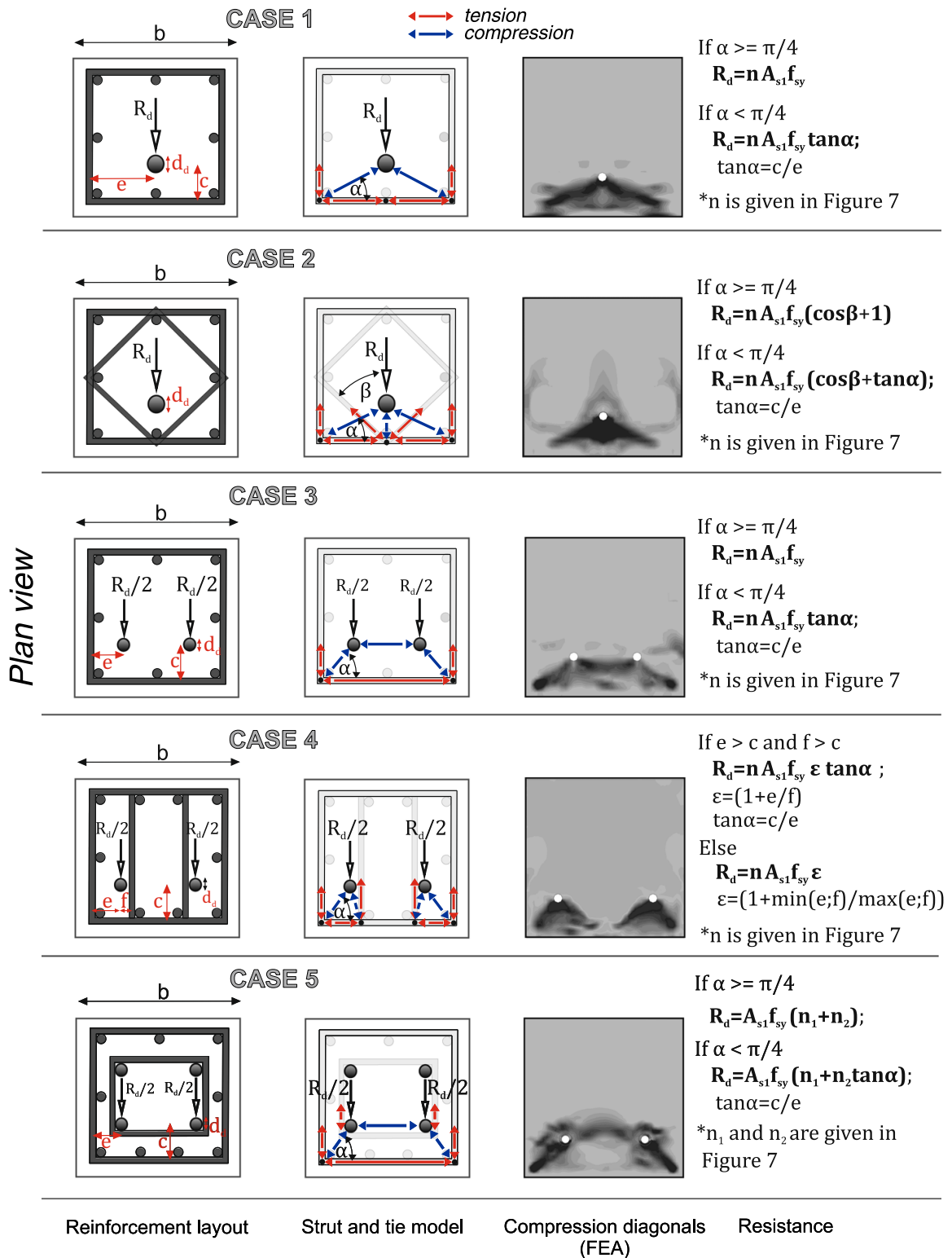


Fig. 5 Proposal for the calculation of the resistance of eccentric dowel connection for different reinforcement layouts which are most frequently used in practice. *Notes* (1) In cases 2, 4 and 5 with multiple stirrups, the same cross section and steel strength is taken into account taken for all stirrups! For general expressions see Eqs. 24 and 25. (2) In the above equations A_s is the cross-section area of one leg stirrup

trusses corresponding to various typical configurations of dowel connections are defined (see Fig. 5).

In the first column of Fig. 5 typical configurations of the connections are presented. The related strut and tie model is shown in the second column. The third column presents the

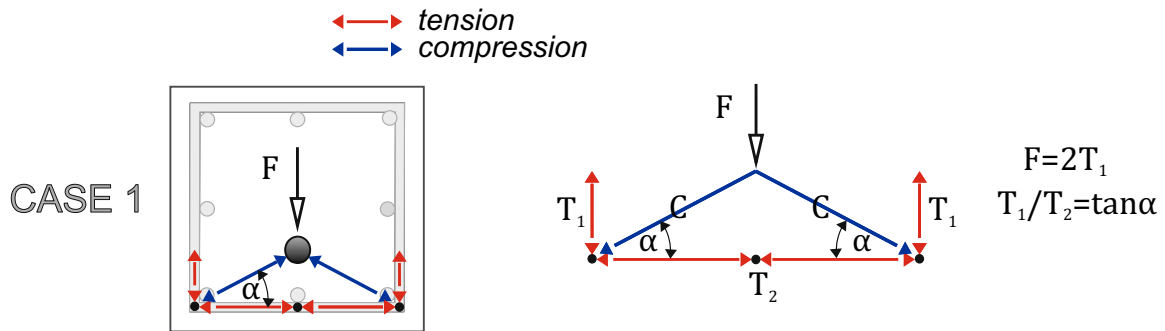


Fig. 6 Strut and tie model for a connection with a single eccentric dowel and perimeter hoops

stresses, calculated by the FEM analysis. In the last column of Fig. 5, a closed expression of the strength capacity of the dowel connections is given. This strength is defined as a force corresponding to the yielding of the first layer of the stirrups. The complete utilization of the compression struts is connected to the local ductile failure mechanism which is described later on in the paper, and is not considered in Figs. 4 and 5.

Let us now examine the capacities of the connections (listed in the fourth column of Fig. 5) in more detail on the example of a single eccentric dowel and perimeter hoops (CASE 1 in Fig. 5, see also Fig. 6). In this case the equivalent truss consists of two compression diagonals and stirrups, as is presented in Fig. 6. The compression diagonals are formed in between the dowel and the engaged longitudinal corner bars (see the blue lines in Fig. 6). Considering the equilibrium in the node, which includes the dowel, the compression forces C can be expressed as:

$$C = 0.5 F / \sin \alpha \quad (10)$$

where F is the force applied to the dowel and α is the angle between the compression diagonal and the legs of the stirrups which are perpendicular to the loading direction.

Considering the equilibrium in the corner nodes, the tension forces which develop in the stirrups (see Fig. 6) can be expressed as:

$$T_1 = C \sin \alpha = F/2 \quad (11)$$

$$T_2 = C \cos \alpha = F/2 / \tan \alpha \quad (12)$$

The force F can thus be expressed as:

$$F = 2 T_1 \quad (13)$$

$$F = 2 T_2 \tan \alpha \quad (14)$$

The maximum force F_{max} is obtained when yielding of the stirrups occurs.

If the dowel is placed relatively close to the edge of the concrete section (i.e. if the angle α in Fig. 6 is smaller than $\pi/4$ and $\tan \alpha < 1$), yielding will occur in the legs of the stirrups which are perpendicular to the direction of loading. In this case the strength can be expressed as:

$$F_{max} = 2 T_2 \tan \alpha = 2 A_{s1} f_{sy} \tan \alpha \quad (15)$$

where A_{s1} is the cross-section of one leg of the perimeter hoop, and f_{sy} is the yield strength of the steel.

If the distance of the dowel from the edge is larger (i.e. if the angle α in Fig. 6 is $> \pi/4$ and $\tan \alpha > 1$) yielding will occur in the leg of the stirrups which is parallel to the loading direction. The strength of the connection can then be expressed as:

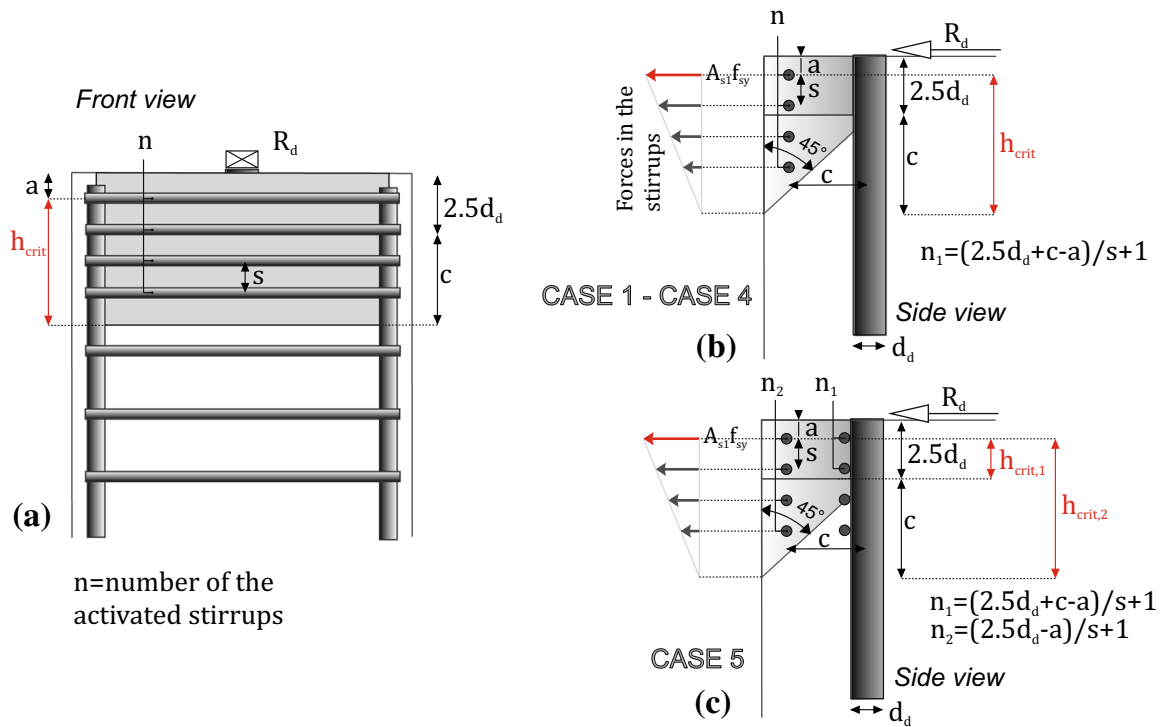


Fig. 7 Schematic presentation of the assumed distribution of stresses in the *confining bars* and the number of activated stirrups n for different arrangements of the reinforcement (Fig. 5)

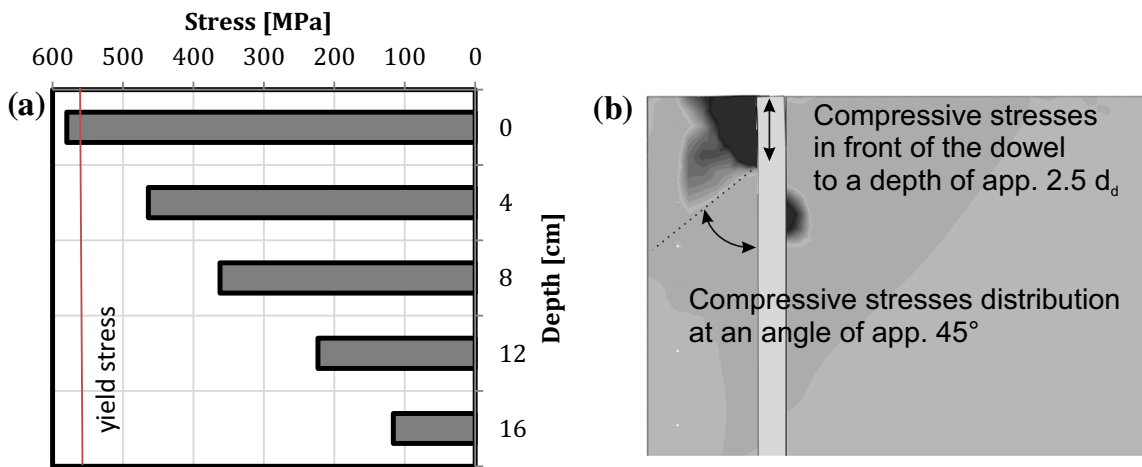


Fig. 8 Results of the numerical analysis: **a** distribution of the stresses in the *confining bars* along the *height* of the column and **b** distribution of compressive stresses in front of the dowel towards the edge of the concrete element

$$F_{\max} = 2 T_1 = 2 A_{s1} f_{sy} \tag{16}$$

The critical region, where rupture of the concrete is typically observed, is not limited to one cross-section of the column or beam, but it is spread along a certain length of the dowel. Consequently, more than one layer of stirrups may be activated. All these stirrups influence the strength of the connection. Based on the FEM analysis (Fig. 8) and based on the experimental data, it has been observed that the height of the critical region can be defined as is illustrated in Figs. 7 and 8.

Taking into account the typical shape of the ruptured concrete (see Fig. 2b) it can be assumed that the width of this region is approximately constant (see Fig. 7a). Its depth, however, changes as is illustrated in Fig. 7b, c. At the top of the column all over the height of $2.5 d_d$ (d_d is the diameter of the dowel) this depth is equal to the distance between the dowel and the axes of the stirrups. It is then gradually reduced. Taking into account the results of the FEM analyses and the experimental data, it has been observed that the depth is reduced almost linearly at an angle of 45° (see Fig. 7b for more details). Thus the total height of the critical region h_{crit} can be expressed as:

$$h_{crit} = 2.5 d_d + c - a \quad (17)$$

where d_d is the diameter of the dowel, c is the distance of the dowel to the axes of the stirrups, and a is the vertical distance of the first layer of stirrups from the top of the column.

The number of the engaged stirrups n can be defined, taking into account the vertical distance between the stirrups (see Fig. 7a) as:

$$n = h_{crit}/s + 1 \quad (18)$$

The strength of the dowel connection R_d is defined as the force F (see Eqs. 15 and 16) which is applied to the dowel when yielding of the first layer of stirrups (i.e. of the top stirrup) occurs. Stresses in the other stirrups in the critical region are linearly reduced, as is illustrated in Figs. 7 and 8. The total resistance of all the stirrups can be expressed considering the average stress σ_{avg} in the stirrups as:

$$R_d = F_{max} = 2 T_2 \tan \alpha = 2 n A_{s1} \sigma_{avg} \tan \alpha = 2 n A_{s1} (f_{sy}/2) \tan \alpha = n A_{s1} f_{sy} \tan \alpha, \quad (19)$$

when the dowel is placed close to the edge of the section ($\alpha \leq \pi/4$); and

$$R_d = F_{max} = 2 T_1 = 2 n A_{s1} \sigma_{avg} = 2 n A_{s1} (f_{sy}/2) = n A_{s1} f_{sy}, \quad (20)$$

when the dowel is placed far from the stirrups ($\alpha \geq \pi/4$),

In the previous equations, A_{s1} is the cross section of one stirrup's leg; f_{sy} is the yield strength of the steel; n is the number of activated stirrups; and α is the corner marked in Fig. 5.

The strength of the other connections presented in Fig. 5 was defined by taking into account the same basic principles and assumptions that have been presented in the previous paragraphs for CASE 1. However different equivalent trusses were taken into account. They depend on the specific arrangements of the dowel(s), the stirrups and the longitudinal reinforcement. CASE 2 is briefly explained in the following paragraphs. The other cases can be derived by combining together the derivations and explanations provided for CASE 1 and CASE 2.

The global resistance of the connection can be increased with additional diamond stirrups as is illustrated in Fig. 5 in the example designated as CASE 2. The equivalent truss consists of three compression diagonals, perimeter hoops and diamond hoops, as is illustrated in Fig. 9. The compression diagonals are (as in CASE 1) formed between the dowel and all the longitudinal bars engaged by the stirrups.

Considering the equilibrium of the node, which includes the dowel, the force F can be expressed as:

$$F = 2 C_1 \sin \alpha + C_2 \quad (21)$$

Taking into account a state of equilibrium in the other nodes, the following expressions can be obtained:

$$C_2 = 2 T_3 \cos \beta \quad (22)$$

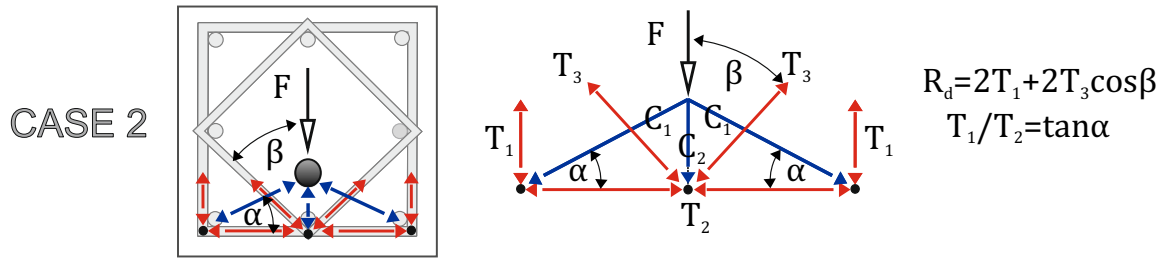


Fig. 9 Strut and tie model for a connection with a single eccentric dowel, perimeter hoops and diamond hoops

$$C_1 = T_1 / \sin \alpha; \quad C_1 = T_2 / \cos \alpha \tag{23}$$

Taking into account Eqs. 21–23, and considering the principles explained on the example of CASE 1, the resistance of the connection CASE 2 can be expressed as:

$$\begin{aligned} R_d = F_{\max} &= 2 C_1 \sin \alpha + C_2 = 2 T_2 \tan \alpha + 2 T_3 \cos \beta \\ &= 2 n A_{s1,p} (f_{sy,p}/2) \tan \alpha + 2 n A_{s1,d} (f_{sy,d}/2) \cos \beta \\ &= n A_{s1,p} f_{sy,p} \tan \alpha + n A_{s1,d} f_{sy,d} \cos \beta, \end{aligned} \tag{24}$$

for the case when yielding occurs in the diamond stirrups and in the leg of the perimeter stirrups perpendicular to the direction of loading ($\alpha < \pi/4$) and

$$\begin{aligned} R_d = F_{\max} &= 2 C_1 \sin \alpha + C_2 = 2 T_1 + 2 T_3 \cos \beta \\ &= 2 n A_{s1,p} (f_{sy,p}/2) + 2 n A_{s1,d} (f_{sy,d}/2) \cos \beta \\ &= n A_{s1,p} f_{sy,p} + n A_{s1,d} f_{sy,d} \cos \beta \end{aligned} \tag{25}$$

for the case when yielding occurs in the diamond stirrups and in the legs of the perimeter stirrups, parallel to the direction of loading ($\alpha \leq \pi/4$). In expressions 24 and 25, $A_{s1,p}$ and $A_{s1,d}$ represent the area of one leg of the perimeter hoops and the diamond hoops, respectively. The stresses $f_{sy,p}$ and $f_{sy,d}$ are the yield strengths of the steel of the perimeter hoops and diamond hoops, respectively.

When the diameter, the distance and the yield stress of the perimeter and diamond hoops are the same, the above expressions (Eqs. 24, 25) can be simplified as:

$$R_d = n A_{s1} f_{sy} (\tan \alpha + \cos \beta); \quad \text{for } \alpha < \pi/4 \text{ and} \tag{26}$$

$$R_d = n A_{s1} f_{sy} (1 + \cos \beta); \quad \text{for } \alpha \geq \pi/4. \tag{27}$$

3.2 Local failure of the dowel

Even if the global resistance of the dowel connection is sufficient, the local failure mechanism, which presented in Sect. 2.1, should be also checked. This failure mechanism is characterized by the local compression failure of the concrete in front of the dowel and simultaneous yielding of the steel dowel (Fig. 10). The local compression failure of concrete in front of the dowel means that the compression diagonals in Fig. 5 are overstressed, since the compressive stresses in concrete are the highest at the point of contact with the dowel. Due to the spatial state of stress in the concrete, according to the results of the numerical analysis (Zoubek et al. 2013), the compressive strength of the concrete can be increased by a factor of up to 2 or 3 times compared to the uniaxial compressive strength f_c . This is almost 50% less than the increase of stresses assumed in (Vintzeleou and Tassios 1986, 1987), where it was

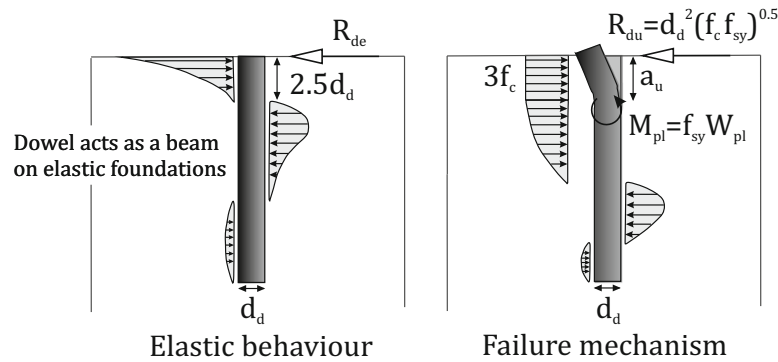


Fig. 10 Elastic behaviour of the dowel and the failure mechanism—simultaneous failure of the dowel and the concrete in front of the dowel

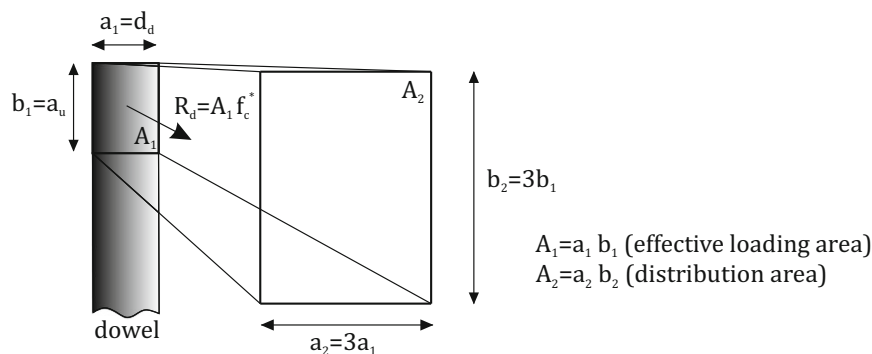


Fig. 11 Schematic presentation of the distribution of the compressive stresses in the concrete element

supposed that the stresses would be increased by factor of 5. A more realistic value of 2–3 was supported by Leonhardt (1975). The following formulae may be used for evaluation of the concrete bearing capacity f_c^* under concentrated loads:

$$f_c^* = f_c \sqrt{A_2/A_1} \quad (28)$$

where A_2 is the distribution area, A_1 is the effective loading area and f_c is the mean uniaxial compressive strength of concrete (see Fig. 11). In the case of dowels in concrete elements, the ratio A_2/A_1 is equal to 9 (Fig. 11), so that $f_c^* = 3f_c$.

Assuming the failure mechanism presented in Fig. 10, the depth of the plastic hinge a_u , which forms in the dowel, can be determined taking into account the hypothesis that the shear force in the dowel at depth a_u is zero. Considering the simultaneous failure of the dowel and the concrete in front of it, and considering the equilibrium of the moments at the top of the dowel, its flexural resistance can be expressed as:

$$M_{pl} = W_{pl} f_{sy} = d_d^3/6 f_{sy} = 3f_c d_d a_u^2/2, \quad (29)$$

where $M_{pl} = d_d^3/6 f_{sy}$ is the plastic flexural resistance of the dowel, d_d is the diameter of the dowel, f_{sy} is the mean yield strength of the steel of the dowel, and f_c is the uniaxial compressive strength of the concrete. From Eq. (29) it is easy to define the depth of the plastic hinge a_u at failure

$$a_u = 1/3 d_d \sqrt{f_{sy}/f_c}, \quad (30)$$

The resistance of the dowel can be calculated by simple integration of the stresses in front of the dowel to the depth of the plastic hinge:

$$R_{du} = 3 f_c d_d a_u = d_d^2 \sqrt{f_c f_{sy}} \quad (31)$$

If two dowels are used instead of one, the resistance is simply doubled.

Equation (30) has a similar form to the expression given in Eq. (1), which has been already evaluated, and its validity confirmed in several investigations, including (Psycharis and Mouzakis 2012):

$$R_{du} = 1.1 d_d^2 \sqrt{f_c f_{yk}}, \quad (32)$$

for small relative rotations between adjacent beams and columns. Note that in Eq. (32), a characteristic value of the yield strength of steel is used. If $f_{yk} = f_{sy}/1.15$, then this equation is transformed to:

$$R_{du} = 1.03 d_d^2 \sqrt{f_c f_{sy}}, \quad (33)$$

which is almost the same as Eq. (31).

4 Description of the experimental work

Experimental investigations were used to evaluate the proposed analytical procedures. Within the scope of the SAFecast project, quite extensive experimental work was performed on precast beam-to-column dowel connections (Psycharis and Mouzakis 2012; Fischinger et al. 2012) at the University of Ljubljana (UL) and at the National Technical University of Athens (NTUA). In the paper only the cyclic tests are considered. The most important parameters of the specimens are given in Table 1. A detailed descriptions of these experiments can be found in (Fischinger et al. 2012) for the test performed at UL, and in (Psycharis and Mouzakis 2012) for the tests performed at NTUA. Two examples of the test specimens are presented in Fig. 12. They consist of a part of the beam and column, having dimensions that are typical for precast industrial buildings. The beam and the column are connected together by means of one or two dowels.

In all tests the horizontal loading was applied to the beam by means of a hydraulic actuator. The tests performed at NTUA were essentially pure shear tests (Fig. 12b). No vertical loading was applied. In the case of experiments performed at UL (Fig. 12a) a vertical loading of 100kN was applied at the mid-point of the beam span by means of a vertical actuator.










As opposed to the tests performed at NTUA, which were essentially shear tests, in case of the tests performed at UL large relative rotations between the beams and the columns were imposed. Actually, the strength reduction of the dowel connections due to these rotations was one of the main points of interest at UL.

All the tests considered in this paper are overviewed in Table 1. They vary with regard to the number of dowels, the diameter of the dowels, their distance from the edge of the columns or beams, and the amount of longitudinal and transverse reinforcement in the columns and beams. The strength of the concrete and steel also varies.

The tested specimens included one or two dowels. The diameter of the dowels varied between $\phi 16$ and $\phi 32$. The distance between the edge of the concrete element and the dowel was between 10 and 25 cm (which is equal to 4–8 times the diameter of the dowel). Different amounts of stirrups were placed in the concrete elements: $\phi 8/5$ cm ($\rho_w = 1.8\%$), $\phi 10/4$ cm ($\rho_w = 2.8\%$) and $\phi 12/5$ cm ($\rho_w = 4.1\%$).

The uniaxial strength of the concrete was determined based on standard compression tests performed on concrete cylinders. This strength varied between 30 and 50 MPa. The steel

Table 1 An overview of the specimens tested at UL and NTUA

Specimen ^a	Plan view (scheme)	Dowel(s)	Reinforcement layout according to Fig. 2	Material strengths ^b (MPa)	Stirrups (cm)	e ^c (cm)	c ^c (cm)	a ^c (cm)
1D28d250(S1-2)		1 ϕ 28	Case 1	$f_{cm} = 50$ $f_{ym} = 580$ $f_{sym} = 560$	ϕ 10/4	21.5	21.5	2.5
1D28d125(S6-2)		1 ϕ 28	Case 1	$f_{cm} = 50$ $f_{ym} = 580$ $f_{sym} = 560$	ϕ 10/4	21.5	9.0	2.5
2D25d100(S7-2)		2 ϕ 25	Case 3	$f_{cm} = 50$ $f_{ym} = 540$ $f_{sym} = 560$	ϕ 8/5	6.5	7.0	7.0
2D25d100		2 ϕ 25	Case 3	$f_{cm} = 35$ $f_{ym} = 580$ $f_{sym} = 560$	ϕ 12/5	6.5	6.5	7.0
2D25d150		2 ϕ 25	Case 3	$f_{cm} = 30$ $f_{ym} = 580$ $f_{sym} = 560$	ϕ 12/5	6.5	11.5	7.0
2D25d200		2 ϕ 25	Case 3	$f_{cm} = 30$ $f_{ym} = 580$ $f_{sym} = 560$	ϕ 12/5	6.5	16.5	7.0
1D25d100		1 ϕ 25	Case 1	$f_{cm} = 35$ $f_{ym} = 580$ $f_{sym} = 560$	ϕ 12/5	16.5	6.5	7.0
2D16d100		2 ϕ 16	Case 3	$f_{cm} = 35$ $f_{ym} = 560$ $f_{sym} = 560$	ϕ 12/5	6.5	6.5	7.0
1D32d200		1 ϕ 32	Case 1	$f_{cm} = 30$ $f_{ym} = 560$ $f_{sym} = 560$	ϕ 12/5	16.5	16.5	7.0

^a Naming convention (e.g. 1D28d250) consists of the number of dowels (e.g. 1), diameter of the dowel (D28) and distance between the centre of the dowel and the edge of the concrete section in the direction perpendicular to loading in mm (d250). The tests with additional labels in the brackets [e.g. 1D28d250 (S1-2)] were performed at the University of Ljubljana

^b f_{cm} —measured mean uniaxial compressive strength of concrete; f_{ym} measured uniaxial yields strength of steel used for dowels; f_{sym} measured uniaxial yields strength of steel used for confinement

^c e—distance between the centre of the perimeter hoops and the centre of the dowel in the direction perpendicular to loading (Fig. 5); c—distance between the centre of the perimeter hoops and the centre of the dowel in the direction of loading (Fig. 5); a—distance between the centre of the first perimeter hoop and the top (or bottom) surface of the concrete element under consideration (Fig. 5)

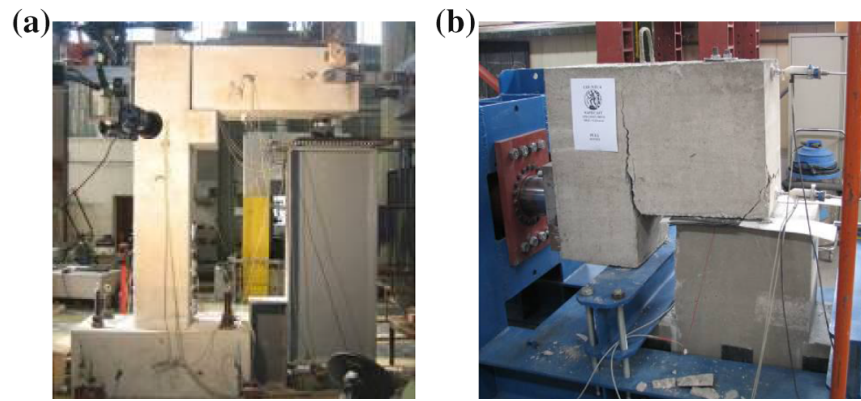


Fig. 12 Beam-to-column dowel connection specimens tested at **a** the University of Ljubljana (UL) and **b** the National Technical University of Athens (NTUA)

yield strength was also obtained based on the results of standard tests. The values obtained were within the range 520–580 MPa.

In first three tests (1D28d250 (S1-2), 1D28d125 (S6-2), 2D25d100 (S7-2)—naming convention is explained at the bottom of Table 1), which are summarized in Table 1, a steel tube was installed around the dowel in the beam. In the other tests a plastic tube was used.

In all the tests, except 1D28d125 (S6-2) and 2D25d100 (S7-2), failure of the connection was observed in the beams, due to the three parameters: a smaller edge distance and less confinement than in the column, and the use of a plastic tube instead of a steel tube. The exceptions are tests 1D28d125 (S6-2) and 2D25d100 (S7-2), where the failure occurred in the columns. The type of the failure and the strength of the connection are summarized in the next section, where the experimental results are used to evaluate the formulae proposed in Sect. 3.

5 Evaluation of the proposed analytical procedures

The analytical procedures proposed in Sect. 3 were evaluated by means of the experiments which are described in Sect. 4. Both of the failure mechanisms were analysed, and the corresponding resistance was defined. Taking into account lower strength values, the critical failure mechanism was identified. The analytical estimation of the resistance was then compared with the experimental results (Table 2; Fig. 13).

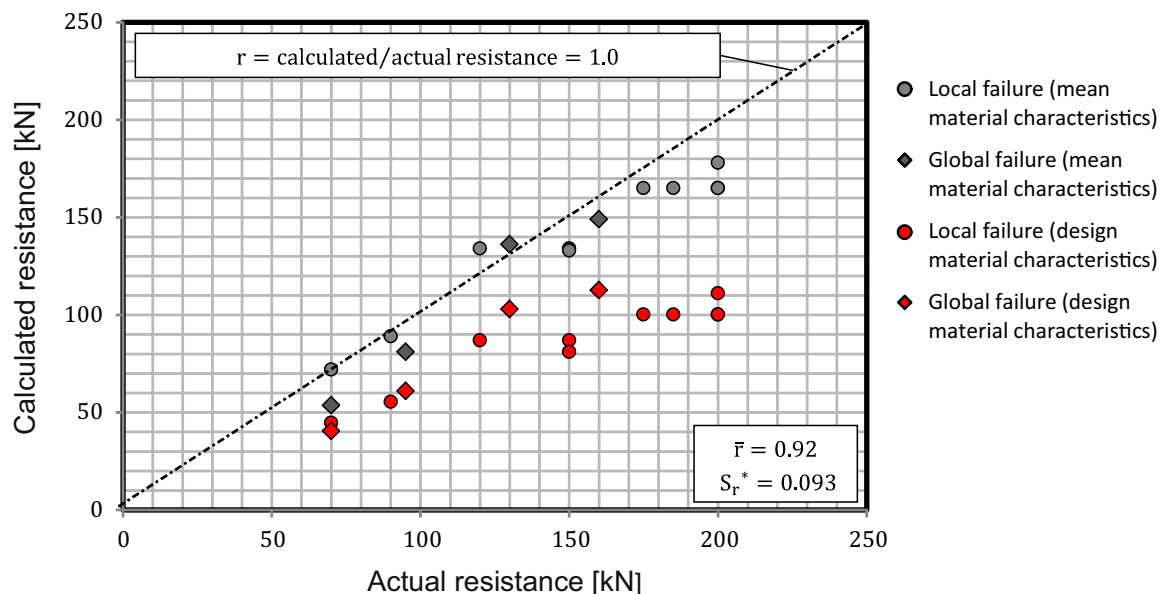
Some of the tested connections given in Table 1 are asymmetrical. Thus their cyclic response was different in the “pull” (towards the closer concrete edge) and “push” (the opposite) direction. In the “pull” direction, global failure was often observed. In the “push” direction local failure of the dowel was more critical.

In Table 2, the analytically estimated strengths and failure mechanisms are compared with the values observed during the experiments. The failure mechanisms were estimated quite well. The only exceptions are specimens 2D25d15 and 2D25d20 in the “pull” direction. In these cases, global failure was observed during the experiments, whereas local failure had been predicted by the proposed analytical procedures. It is important to emphasize that in these specimens the type of failure was difficult to predict since the strengths corresponding to local and global failure were quite similar. The difference was smaller than the typical order of accuracy of the input parameters (the geometry of the connection and material properties). Thus small variations in these parameters can change conclusions regarding the

Table 2 Summary of the experimental and analytical behaviour of the specimens

Specimen	Direction of loading*	Failure mechanism (experimental)	Failure mechanism (analytical)	Resistance (experimental) (kN)	Resistance (analytical) (kN)
S1-2	Pull = Push	Local failure	Local failure	150	134
S6-2	Pull	Global failure	Global failure	95	81
S6-2	Push	Local failure	Local failure	120	134
S7-2	Pull	Global failure	Global failure	160	149
2D25d10	Pull	Global failure	Global failure	130	136
2D25d10	Push	Local failure	Local failure	200	178
2D25d15	Pull	Global failure	Local failure	175	165
2D25d15	Push	Local failure	Local failure	200	165
2D25d20	Pull	Global failure	Local failure	180	165
2D25d20	Push	Local failure	Local failure	200	165
1D25d10	Pull	Global failure	Global failure	70	54
1D25d10	Push	Local failure	Local failure	90	89
2D16d10	Pull = Push	Local failure	Local failure	70	72
1D32d20	Pull = Push	Local failure	Local failure	150	133

*“Pull”—direction towards the closer edge of the section; “Push”—the opposite direction

**Fig. 13** Comparison of the calculated and actual resistance of the dowel connections

type of failure. The well predicted strengths confirmed these observations. In both cases the analytically estimated strength was 165 kN, whereas the measured values were 175 and 185 kN for specimens 2D25d15 and 2D25d20, respectively.

In the majority of cases the analytically predicted strength is slightly smaller than the measured values. However the difference is within the order of accuracy of the input parameters. The largest difference between the analytically and experimentally obtained values was obtained in the case of specimen 1D25d10. The analysis underestimated resistance by 23%. The predicted strength was 54 kN, whereas the measured value was 70 kN.

The very good correlation which was observed between the analytical and experimental values is illustrated graphically in Fig. 13, using the resistance ratio, which is defined as $r = \text{calculated resistance}/\text{actual resistance}$. Two groups of results are presented. The grey diamonds and circles represent the resistance ratios, which correspond to the analytical values, obtained by taking into account the mean values of the concrete and steel strengths. The circles indicate local failure, whereas the diamonds indicate global failure. The mean material characteristics are defined based on the results of uniaxial compressive tests of concrete cylinders and uniaxial tensile test of steel bars. The prediction of the proposed procedure (Fig. 13) for the mean material characteristics agrees very well with the experiments. The estimate of the mean of the resistance ratio is $\bar{r} = 0.92$ and standard deviation $S_r^* = 0.093$.

When the mean values of strengths are reduced to the corresponding design values (as defined according to the Eurocode 2 (CEN 2005) and Eurocode 8 (CEN 2004b) standards; see Eqs. 34 and 35), the resistance ratios presented by red diamonds and circles are obtained. The design material characteristics were calculated as:

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = (f_{cm} - 8MPa)/\gamma_c; \gamma_c = 1.5 \tag{34}$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = f_{yk}/1.15/\gamma_s; \gamma_s = 1.15 \tag{35}$$

Taking into account the above expressions, the ratio between the design and mean strength calculated using Eq. 30 for local failure is 1.54–1.65 $R_{du,m}$ for the concrete strengths given in Table 1:

$$R_{du} = d_d^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd}} = d_d^2 \sqrt{(f_{cm} - 8MPa)/1.5 \cdot f_{ym}/(1.15)^2} = (1.54 \div 1.64)R_{du,m} \tag{36}$$

In the case of global failure the ratio is $1.15 \cdot \gamma_s = 1.32$ and does not depend on the concrete strength, since the strength of the connection is limited by the yielding of the stirrups (see Fig. 5).

In order to evaluate the efficiency of existing formulae, another comparison between the analytical and experimental values was made using Eq. (2) for the estimation of the resistance to global failure, and Eq. (33) for the estimation of the resistance to local failure (Fig. 14). It is

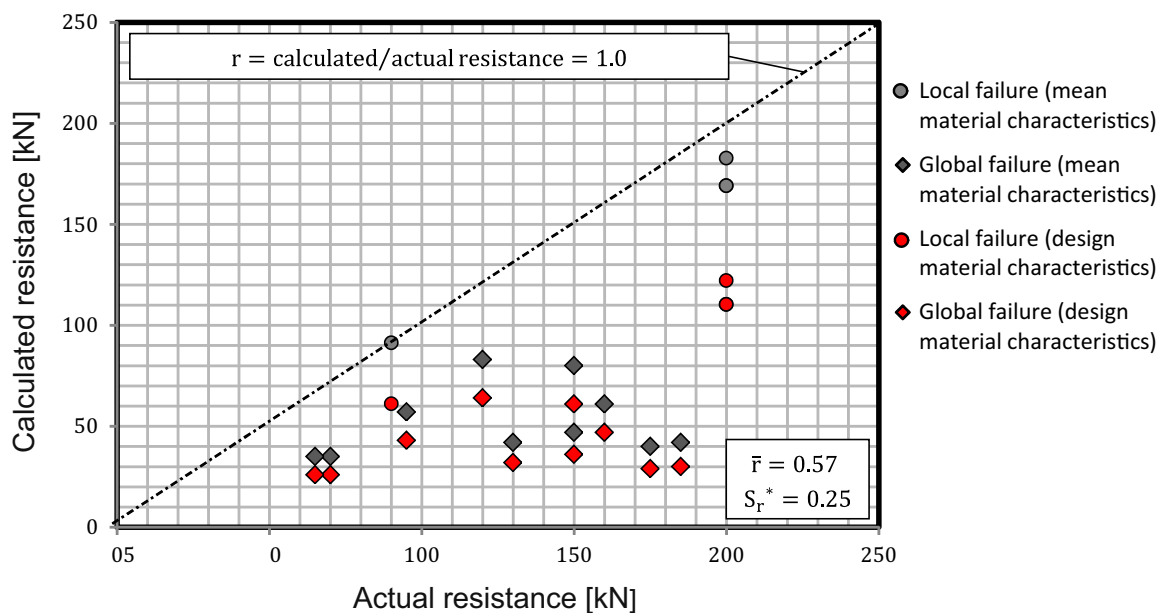


Fig. 14 Comparison with the calculated and actual resistance of the dowel connections using the design formulae given in (CEN/TS 2009)

clear that the use of Eq. (2) considerably underestimates the strength (see the grey diamonds in Fig. 14). The mean value of the resistance ratio is $\bar{r} = 0.57$, whereas that of the standard deviation is $S_r^* = 0.25$. The strength of the connections is in some cases even 5–6 times smaller than the actual strength measured during the experiment. Due to the small values of the predicted global strength, the estimated type of failure is in many cases unrealistic. For example, in the case of specimens S1-2, S6-2 (push), 2D16d10 and 1D32d20, Eq. (2) predicts global failure, whereas local failure was observed during the experiment. Even if the observed failure mechanism during the experiment was indeed global, and the analytical prediction by means of Eq. (2) was successful at recognizing the correct failure mechanism, the calculated resistance was 3–4 times smaller.

In cases where local failure was critical in the experiment, prediction of the load-carrying capacity according to the analytical Eq. (33), was quite good (see the grey circles in Fig. 14). This confirms the accuracy of Eq. (33).

6 Conclusions

The load-carrying capacity and different types of failure of beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings were studied. Two types of failure were analysed: (a) local failure, characterized by the simultaneous yielding of the dowel and crushing of the surrounding concrete and (b) global failure, characterized by spalling of the concrete between the dowel and the edge of the column or the beam.

When the distance of the dowel from the edge of the column or the beam is relatively large, local ductile failure of the connection is likely to occur. Otherwise global failure can be expected. The local failure mechanism has been relatively well investigated, and presented in several studies. Thus only some minor changes for the prediction of the related strength are proposed.

The global failure mechanism has been less investigated. As a consequence, the existing procedures for the estimation of the related strength are, in the majority of cases, over-conservative. Resistance can be underestimated as much as 3–4 times or more. The main reason is the contribution of the stirrups to the resistance of the connection, which is not sufficiently taken into account. For example, some existing procedures (standards) take into account this contribution only implicitly, increasing the resistance defined based on the tensile strength of the concrete, by a factor of $1.2 \div 1.4$.

However, such an approach was found to be inadequate, since the global failure mechanism is quite complex and depends mainly on the response of the stirrups, which affect not only the strength but also the type of the failure of the connection. In general, stirrups change the type of failure from brittle to ductile.

In the paper, a procedure for the estimation of resistance to global failure is proposed. Taking into account an appropriate strut and tie model for the connections, the influence of the stirrups on the achievable resistance as well as on the type of the failure is taken into account explicitly.

Comparisons between the experimentally obtained and analytically calculated strengths have clearly shown that both proposed procedures—for the estimation of the resistance to local and global failure—agree very well with the experimental results. The mean ratio of the analytical and experimental results is 0.92, whereas the standard deviation amounts to 0.092. This is a much better agreement than in the case of the existing formulae, where this ratio is only 0.57, whereas the corresponding standard deviation is relatively large—0.25.

Acknowledgments The presented research was supported by the SAFecast project “Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Building Structures under Seismic Conditions” (Grant Agreement No. 218417-2) within the framework of the Seventh Framework Programme (FP7) of the European Commission. The experiments performed by UL were realized in cooperation with the Slovenian National Building and Civil Engineering Institute (ZAG). The specimens were constructed at the Primorje d.d. company. The research was partly supported by the Ministry of Education, Science and Sport of Republic of Slovenia.

7 Appendix: Application of the proposed procedures to the example of a one-story precast industrial building; comparison with existing procedures

In order to illustrate the differences between the proposed and existing procedures, the strength of a typical connection between a column and a beam is analysed. It is supposed that the column and beam are part of a one-storey precast industrial building, which is 60 m long, 40 m wide and 7 m high (see Fig. 15). The structural system of this building includes 27 evenly distributed cantilever columns (Fig. 16) tied at the top with beam elements by means of dowel connections.

Taking into account the weight of the roof elements, waterproofing, I beam elements and half of the cladding panels, the weight per square meter distributed over the whole roof area is considered to be 6 kN/m². Thus the total mass is $m_{tot} = 1,400$ t, or $m_1 = 52$ t per column.

Taking into account properties of cracked columns, the stiffness of a single column is:

The period of vibration T is:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_1}{k_{col,cr}}} = 1.09s$$

Assuming that the building is founded on soil class B, taking into account Eurocode 8 (CEN 2004a) a design spectrum corresponding to a peak ground motion of 0.25 g, and taking into account a behaviour factor of $q_p = 3.0$ (ductility class medium) the base shear of a single column is:

$$Q_{Ed} = S_a m_1 = 0.115 \cdot 9.81 \cdot 52 = 59 \text{ kN},$$

Considering second order effects this force is increased to:

$$\theta = \frac{N_{Ed}}{Q_{Ed}} \frac{m_1}{k_{col,cr}} = \frac{510}{59} \frac{52}{1,744} = 0.26$$

$$Q_{Ed,P\Delta} = Q_{Ed} \frac{1}{(1 - \theta)} = 59 \frac{1}{(1 - 0.26)} = 80 \text{ kN}$$

The corresponding design moment M_{Ed} at the bottom of the column is then

$$M_{Ed} = Q_{Ed,P\Delta} H = 80 \cdot 7 = 560 \text{ kNm}$$

The design flexural resistance of the column (see Fig. 16), corresponding to axial force $N_{Ed} = 510$ kN is:

$$M_{Rd} = 565 \text{ kNm} > M_{Ed} = 560 \text{ kNm}$$

The dowel connections should be designed according to the capacity design approach used in Eurocode 8 (CEN 2004a). Thus the design shear load acting on the dowel connection can be estimated as:

$$F_{Ed} = \gamma_{Rd} M_{Rd} / h = 89 \text{ kN}$$

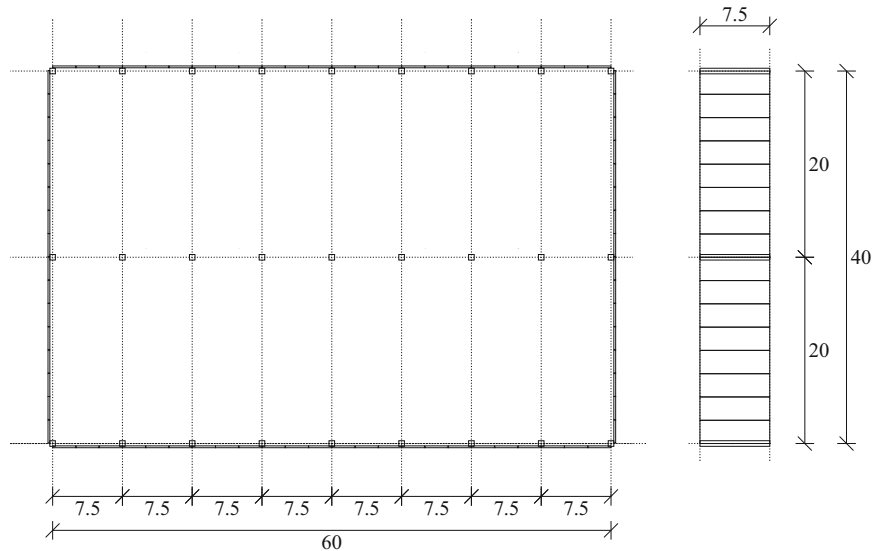


Fig. 15 Plan and front view of the analysed one-storey industrial building

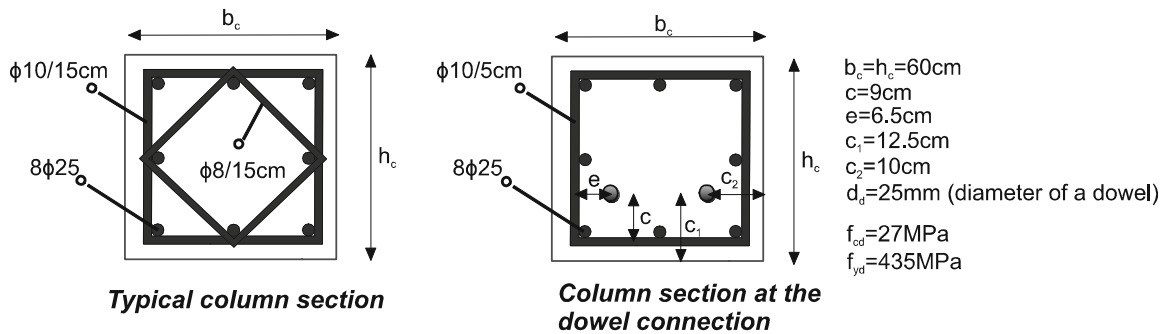


Fig. 16 Typical column section and column section at the *top* of the column (at the dowel connection) for the analysed industrial building

where h is the height of the column and γ_{Rd} is 1.1.

The design strength of the dowel corresponding to local failure, and calculated using Eq. (31) is:

$$R_{d,Rd} = 2 d_d^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd}} = 135 \text{ kN} > F_{Ed}$$

One gets a similar but somewhat larger strength if Eq. (33) is used:

$$R_{d,Rd} = 2 \cdot 1.03 d_d^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd}} = 149 \text{ kN} > F_{Ed}$$

The design strength of the dowel corresponding to global failure, and calculated according to the procedure proposed in Sect. 3 (see Fig. 5) is:

$$R_{d,Rd} = n A_{s1} f_{yd} = [(2.5 d_d + c - a)/s + 1] A_{s1} f_{yd} = 111 \text{ kN} > F_{Ed}$$

If Eq. (2) is taken into account, the global strength is equal to:

$$R_{d,Rd} = (A_v / A_{v0}) \psi_s \psi_h \psi_{ec} \psi_\alpha \psi_{re} R_{n0} = 54 \text{ kN} < F_{Ed}$$

$$R_{n0} = 1.6 d_d^\alpha l_f^\beta f_c^{0.5} c_1^{1.5} = 29 \text{ kN}$$

$$\alpha = 0.1 (l_f / c_1)^{0.5} = 0.126; \beta = 0.1 (d_d / c_1)^{0.2} = 0.072,$$

$$\psi_s = 0.86$$

$$\begin{aligned}
\psi_h &= \psi_{ec} = \psi_\alpha = 1 \\
\psi_{re} &= 1.4 \\
A_V &= (2c_2 + 2 \cdot 1.5c_1) \cdot 1.5c_1 = 107,813 \text{ mm}^2 \\
A_{V0} &= 3c_1 \cdot 1.5c_1 = 70,313 \text{ mm}^2
\end{aligned}
\tag{37}$$

The strength according to Eq. (2) is half the size of the value estimated by the proposed procedure. It is also considerably smaller than the design shear load on the connection (the resistance is 61 % of the design shear load).

The strength of the connection can be increased by increasing the distance c_1 , the diameter of the dowel, and the quality of the concrete. If c_1 is increased to the maximum possible distance ($c_1 = 300$ mm), the strength of the connection will be increased insignificantly to only 63 kN, which is still only 70 % of the design shear load.

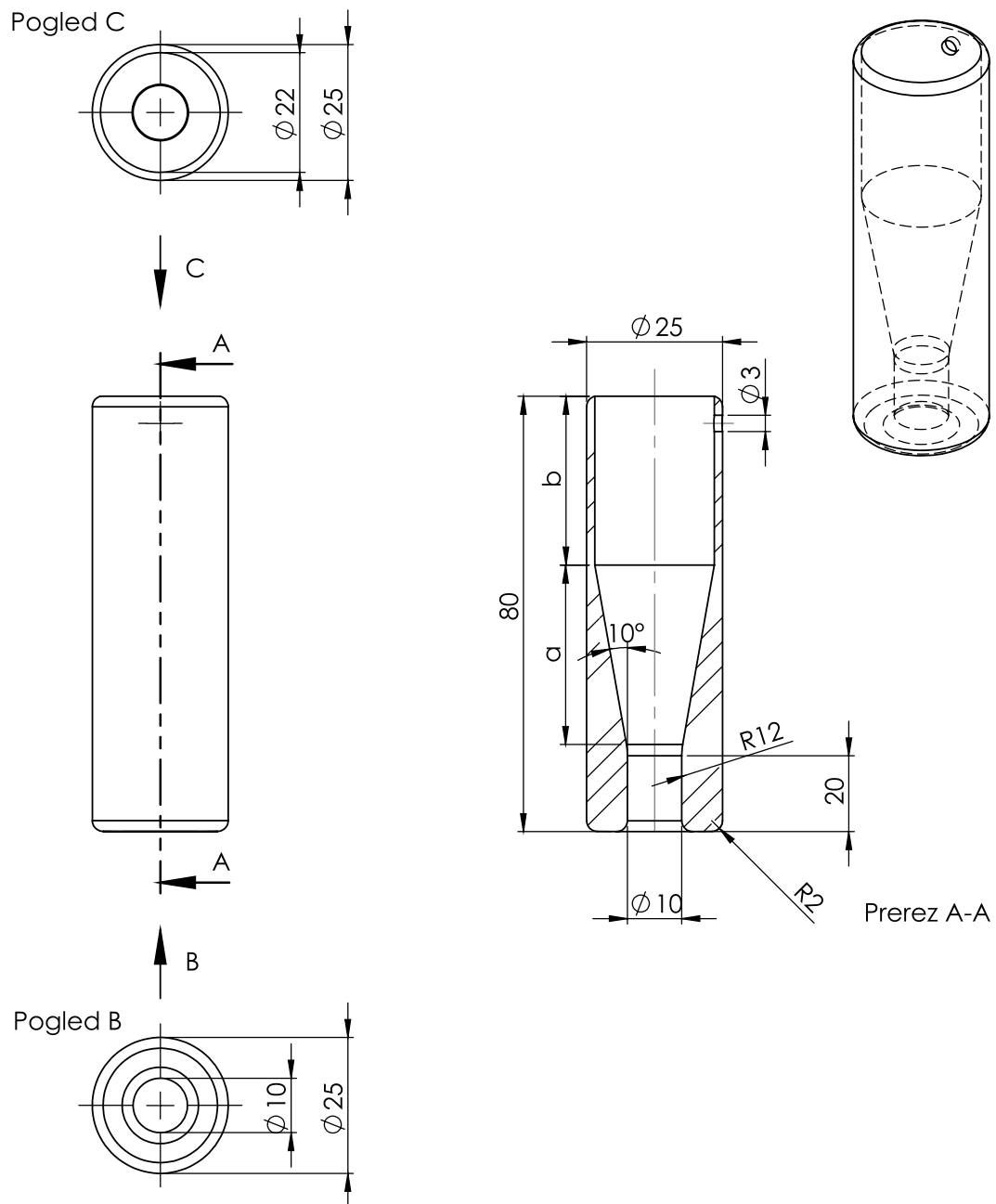
In fact, with the given diameter of the dowels and the concrete strength, design of the connection is not possible. If the dowel diameter is increased to 32 mm instead of increasing the edge distance, the resistance grows to 61 kN. If the design concrete strength is 50 MPa instead of 35 MPa, the resistance is 64 kN. Exploiting all of the above three measures, i.e. increasing the distance c_1 , the dowel diameter, and the concrete strength, the resistance is 83 kN, which is still less than the design load.

References

- ABAQUS theory manual, version 6.11-3, Dassault Systèmes, (2011)
- ACI 318-08 (2008) Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan
- ACI Committee 318 (2008) Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary (ACI 318R-08). ACI, Farmington Hills, MI
- BS EN-1992-1-1: 2004 (2004) Eurocode 2: design of concrete structures, general rules and rules for buildings. British Standards Institution, London
- Capozzi V, Magliulo G, Manfredi G (2012) Nonlinear mechanical model of seismic behaviour of beam-column pin connections. 15th World conference on earthquake engineering, Portugal, Lisbon, 24–28 Sept 2012
- CEN (2004a) Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance—Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. CEN, Brussels
- CEN (2004b) Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance—Part 2: bridges. CEN, Brussels
- CEN (2005) Eurocode 2: design of concrete structures—Part 1-1: general rules and rules for buildings. CEN, Brussels
- CEN/TS 1992-1-1:2009 (2009) Design of fastenings for use in concrete—Part 4-2: headed fasteners. 89/106/EEC (No)
- DeVries RA, Jirsa JO, Bashandy T (1998) Effects of transverse reinforcement and bonded length on the side-blowout capacity of headed reinforcement. In: Leon R (ed) Bond and development length of reinforcement: a tribute to Peter Gergely, SP-180. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich, pp 367–389
- Engström B (1990) Combined effects of dowel action and friction in bolted connections. Nordic Concr Res Nordic Concr Fed Publ 9:14–33
- Fischinger M, Zoubek B, Kramar M, Isakovic T (2012) Cyclic response of dowel connections in precast structures. 15th World conference on earthquake engineering, Portugal, Lisbon, 24–28 Sept 2012
- Fuchs W, Elgehausen R, Breen JE (1995) Concrete capacity design (CCD) approach for fastening to concrete. ACI Struct J 92(1):73–94
- Leonhardt (1975) Vorlesungen über Massivbau - Zweiter Teil, Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. (Lectures in concrete structures: second part, special cases of calculations. Springer, German)
- Magliulo G, Ercolino M, Cimmino M, Capozzi V, Manfredi G (2014) FEM analysis of the strength of RC beam-to-column dowel connections under monotonic actions. Constr Build Mater 69:271–284
- NZS 3101: 2006 (2006) Concrete structures standard: part 1—the design of concrete structures and part 2—commentary, standards New Zealand. Wellington

- Psycharis IN, Mouzakis HP (2012) Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading. *Eng Struct* 41:413–427
- Tanaka Y, Murakoshi J (2011) Reexamination of dowel behavior of steel bars embedded in concrete. *ACI Struct J* 108(6):659–668
- Toniolo G (2012) SAFECAST Project: European research on seismic behavior of the connections of precast structures. 15th World conference on earthquake engineering, Portugal, Lisbon, 24–28 Sept 2012
- Vintzeleou EN, Tassios TP (1986) Mathematical model for dowel action under monotonic and cyclic conditions. *Mag Concr Res* 38:13–22
- Vintzeleou EN, Tassios TP (1987) Behaviour of dowels under cyclic deformations. *ACI Struct J* 84(1):18–30
- Zaghi AE, Saiidi MS (2010) Seismic performance of pipe-pin two-way hinges in concrete bridge columns. *J Earthq Eng* 14(8):1253–1302
- Zoubek B, Fahjan J, Isakovic T, Fischinger M (2013) Cyclic failure analysis of the beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings engineering structures. *Eng Struct* 52:179–191

PRILOGA F: MODEL ZAKLJUČKA VRVI IZ SINTETIČNIH VLAKEN



Slika F.1: Model zaključka vrvi iz sintetičnih vlaken.

Fig F.1: Synthetic fiber rope end termination model.