

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



DOKTORSKI ŠTUDIJSKI  
PROGRAM III. STOPNJE  
GRAJENO OKOLJE

Kandidat:  
**MIRKO KOSIČ**

**DOLOČANJE RAZTROSA POTRESNEGA ODZIVA  
ARMIRANOBETONSKIH STAVB**

Doktorska disertacija številka: 16/GO

**DETERMINATION OF DISPERSION MEASURES FOR  
SEISMIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE  
BUILDINGS**

Doctoral thesis No.: 16/GO

Soglasje k temi doktorske disertacije je dala Komisija za doktorski študij Univerze v Ljubljani na 28. seji 16. maja 2012.

Za mentorja je bil imenovan akad. prof. dr. Peter Fajfar,  
za somentorja izr. prof. dr. Matjaž Dolšek.

Ljubljana, 19. september 2014



Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
gradbeništvo in  
geodezijo



**Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi:**

- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- izr. prof. dr. Matjaž Dolšek,
- doc. dr. Iztok Peruš,
- prof. dr. Goran Turk,
- prof. dr. Mehmed Čaušević, Gradbena fakulteta Univerze na Reki, Hrvaška,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 29. seji 28. marca 2012.

**Poročevalce za oceno doktorske disertacije v sestavi:**

- doc. dr. Iztok Peruš,
- prof. dr. Goran Turk,
- prof. dr. Mehmed Čaušević, Gradbena fakulteta Univerze na Reki, Hrvaška,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 12. seji 2. julija 2014.

**Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi:**

- prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik,
- akad. prof. dr. Peter Fajfar, mentor,
- izr. prof. dr. Matjaž Dolšek, somentor,
- doc. dr. Iztok Peruš,
- prof. dr. Goran Turk,
- prof. dr. Mehmed Čaušević, Gradbena fakulteta Univerze na Reki, Hrvaška,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 5. dopisni seji, ki je potekala od 2. 9. 2014 do 8. 9. 2014.



Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



## IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **Mirko Kosič** izjavljam, da sem avtor doktorske disertacije z naslovom **Določanje raztrosa potresnega odziva armiranobetonskih stavb.**

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnih repozitorijih.

Ljubljana, 19. september 2014

.....  
(podpis)



## BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

<b>UDK:</b>	<b>624.042.7:(043.3)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Mirko Kosič, uni. dipl. inž. grad</b>
<b>Mentor:</b>	<b>prof. dr. Peter Fajfar</b>
<b>Somentor:</b>	<b>izr. prof. dr. Matjaž Dolšek</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Določanje raztrosa potresnega odziva armiranobetonskih stavb</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>Dokt. Dis</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>153 str., 45 pregl., 39 sl., 20 en., 1 pril.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>Raztros potresnega odziva, tipične vrednosti raztrosa potresnega odziva, parametri potresnega odziva, metoda za določanje potresnega odziva, modelne negotovosti, fizikalne negotovosti, okvirne AB stavbe, stenaste AB stavbe, mešane AB stavbe</b>

### Izvod:

V doktorski disertaciji smo določali raztros potresnega odziva nekaterih najpogostejših armiranobetonskih konstrukcijskih sistemov stavb, t.j. okvirnih sistemov, sistemov konzolnih sten (stenastih sistemov) in mešanih sistemov, sestavljenih iz konzolnih sten in okvirov. Pri določanju raztrosa potresnega odziva smo upoštevali negotovost zaradi slučajnosti potresne obtežbe, modelne negotovosti in fizikalne negotovosti. Kot mero za intenziteto potresne obtežbe smo uporabili spektralni pospešek pri nihajnem času ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo  $S_a(T^*)$ . Na podlagi obsežnih parametričnih študij skupin testnih konstrukcij smo za obravnavane konstrukcijske sisteme predlagali tipične vrednosti raztrosov potresnega odziva. Raziskave opravljene v okviru doktorske disertacije služijo razvoju poenostavljene verjetnostne metodologije, ki omogoča določanje potresnega tveganja na podlagi metode N2 in vnaprej določenih vrednosti raztrosov odziva. Izdelane študije so omogočile tudi identifikacijo parametrov, ki vplivajo na vrednosti raztrosa zaradi slučajnosti potresne obtežbe in modelnih ter fizikalnih negotovosti. Poleg tipičnih vrednosti raztrosov odziva smo v doktorski disertaciji predlagali tudi poenostavljen postopek za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti. Razvoj postopka je zahteval, da smo za obravnavane konstrukcijske sisteme določili t.i. probabilistične modele z eno prostostno stopnjo (probabilistične modele SDOF), ki omogočajo približno simulacijo vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Prednost predlaganega postopka je, da potresni odziv in simulacije modelnih ter fizikalnih negotovosti ne izvajamo na nivoju konstrukcijskega modela ampak na nivoju probabilističnega modela SDOF, kar omogoča bistveno zmanjšanje računskega časa v primerjavi z nekaterimi obstoječimi postopki. Rezultate predlaganega postopka smo preverjali z uporabo natančnejših postopkov. Izdelane študije so pokazale, da je predlagani postopek sposoben zagotoviti podobno natančnost rezultatov kot dinamična analiza celotnega konstrukcijskega modela. Hkrati omogoča bistveno zmanjšanje računskega časa.

**BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

<b>UDC:</b>	<b>624.042.7:(043.3)</b>
<b>Author:</b>	<b>Mirko Kosič, uni. dipl. inž. grad.</b>
<b>Supervisor:</b>	<b>Prof. Peter Fajfar Ph.D.</b>
<b>Co-advisor:</b>	<b>Assoc. Prof. Matjaž Dolšek Ph.D.</b>
<b>Title:</b>	<b>Determination of dispersion measures for seismic response of reinforced concrete buildings</b>
<b>Document type:</b>	<b>Dr. Dis. – B</b>
<b>Scope and tools:</b>	<b>153 p., 45 tab., 39 fig., 20 eq, 1 ann.</b>
<b>Key words:</b>	<b>Dispersion of seismic response, default dispersion measures, seismic response parameters, methods for seismic response assessment, modelling uncertainties, physical uncertainties, RC frame buildings, RC wall buildings, RC dual buildings</b>

**Abstract:**

The studies performed in the doctoral dissertation focused on estimation of the seismic response of some of the most typical reinforced concrete (RC) building structures, i.e. frame structures, cantilever wall structures and dual structures composed of frames and cantilever walls. The seismic response of structures was calculated by taking into account record-to-record variability (randomness) and modelling uncertainty. The spectral acceleration at the period of the equivalent SDOF model  $S_a(T^*)$  was used as the intensity measure. Default dispersion measures were proposed for the considered structures, based on extensive numerical studies of a portfolio of archetypal structural systems, which have contributed to the development of the practice-oriented risk assessment methodology based on the N2 method and predetermined dispersion measures. The identification of the structural parameters that influence the values of dispersion measures was also made, and their values were given. In addition, a simplified procedure for seismic response assessment with consideration of uncertainty was proposed. The development of the proposed procedure relied on the determination of the so-called probabilistic single degree of freedom model (probabilistic SDOF model), which allows approximate simulation of modelling uncertainty. The major advantage of the proposed procedure is that both seismic response assessment and simulation of modelling uncertainty are performed at the level of the probabilistic SDOF model. Such an approach allows significant reduction of computational time in comparison to some existing procedures. The results of the proposed procedure were validated by the employment of more accurate procedures. It was shown that the proposed procedure allows a considerable reduction of computational efforts, but still provides comparable accuracy as some existing procedures.



## **ZAHVALA**

Zahvaljujem se profesorju dr. Petru Fajfarju za izkazano zaupanje in vso podporo tekom doktorskega študija. Zahvala gre tudi somentorju izrednemu profesorju dr. Matjažu Dolšku za vso pomoč, dostopnost in koristne nasvete.



## KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	I
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	II
ZAHVALA	III
KAZALO VSEBINE	V
KAZALO PREGLEDNIC	VII
KAZALO SLIK	X
LIST OF TABLES	XIII
LIST OF FIGURES	XVI
SIMBOLI	XIX
OKRAJŠAVE	XXIII
1 UVOD	1
1.1 Tema doktorske disertacije	1
1.2 Pregled literature	4
1.3 Vsebina doktorske disertacije	7
2 METODOLOGIJA DOLOČANJA POTRESNEGA ODZIVA Z UPOŠTEVANJEM NEGOTOVOSTI	9
2.1 Predstavitev obstoječih metod	10
2.2 Predlog metode za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti	12
2.2.1 Razvoj probabilističnega modela z eno prostostno stopnjo	13
2.2.2 Določanje potresnega odziva s probabilističnim modelom z eno prostostno stopnjo	16
2.2.3 Omejitve in natančnost	18
2.3 Opis metodologije za določanje potresnega odziva	19
3 PREDSTAVITEV TESTNIH KONSTRUKCIJ, MATEMATIČNEGA MODELIRANJA IN UPOŠTEVANIH SLUČAJNIH SPREMENLJIVK	21
3.1 Predstavitev testnih konstrukcij	21
3.1.1 Okvirne konstrukcije	22
3.1.2 Stenaste konstrukcije	23
3.1.3 Mešane konstrukcije	25
3.2 Matematično modeliranje	26
3.3 Upoštevane slučajne spremenljivke	30
4 POTRESNA OBTEŽBA	33
4.1 Opis postopka za izbiro skupine potresnih zapisov	34
4.2 Predstavitev potresne obtežbe	38
5 RAZVOJ PROBABILISTIČNIH MODELOV Z ENO PROSTOSTNO STOPNJO ZA OBRAVNAVANE KONSTRUKCIJSKE SISTEME	45
5.1 Okvirne konstrukcije	45

5.2	Stenaste konstrukcije	56
5.3	Mešane konstrukcije	67
6	ANALIZA POTRESNEGA ODZIVA TESTNIH KONSTRUKCIJ Z UPOŠTEVANJEM NEGOTOVOSTI	79
6.1	Predstavitev rezultatov analize potresnega odziva testnih konstrukcij	79
6.1.1	Okvirne konstrukcije	80
6.1.2	Stenaste konstrukcije	90
6.1.3	Mešane konstrukcije	98
6.2	Predlog tipičnih vrednosti raztrosa odziva AB konstrukcij	101
6.2.1	Okvirne konstrukcije	101
6.2.2	Stenaste konstrukcije	113
6.2.3	Mešane konstrukcije	123
7	ZAKLJUČKI	129
7.1	Glavne ugotovitve	129
7.2	Izvirni prispevki	133
7.3	Možnosti nadaljnega raziskovanja	135
8	POVZETEK	137
9	SUMMARY	141
	VIRI	145
	PRILOGE	
Priloga A:	Lastnosti izbranih skupin potresnih zapisov, ki so normirani na spektralne pospeške pri naslednjih vrednostih nihajnega časa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo: $T^* = [0,2 \text{ s}; 0,4 \text{ s}; 0,6 \text{ s}; 0,8 \text{ s}; 1,0 \text{ s}; 1,25 \text{ s}; 1,5 \text{ s}; 1,75 \text{ s}; 2,0 \text{ s}]$ .	

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3.1:	Oznake sodobnih (levo) in obstoječih (desno) okvirnih testnih konstrukcij.	22
Preglednica 3.2:	Oznake in povzetek karakteristik skupine stenastih testnih konstrukcij.	24
Preglednica 3.3:	Oznake in povzetek karakteristik mešanih testnih konstrukcij.	25
Preglednica 3.4:	Upoštevane slučajne spremenljivke in njihove verjetnostne porazdelitve.	32
Preglednica 5.1:	Deterministične vrednosti globalnih parametrov $x_{i,d}$ za skupino sodobnih (zgoraj) in obstoječih okvirov (spodaj).	47
Preglednica 5.2:	Korekcijski faktorji $b_i$ globalnih parametrov skupine sodobnih (zgoraj) in obstoječih okvirov (spodaj) ter pripadajoče povprečne vrednosti $\bar{b}_i$ . Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.1.	48
Preglednica 5.3:	Koeficienti variacije $c_i$ globalnih parametrov skupine sodobnih (zgoraj) in obstoječih okvirov (spodaj). Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.1.	50
Preglednica 5.4:	Korelacijski koeficienti $K_{ij}$ globalnih parametrov skupine sodobnih (zgoraj) in obstoječih okvirov. Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.1.	55
Preglednica 5.5:	Probabilistični model SDOF za poenostavljeno analizo sodobni in obstoječih okvirov s spremenljivim in nespremenljivim plastičnim mehanizmom zaradi vpliva negotovosti.	56
Preglednica 5.6:	Deterministične vrednosti globalnih parametrov $x_{i,d}$ za enojne (zgoraj) in dvojne konzolne stene (spodaj).	57
Preglednica 5.7:	Korekcijski faktorji $b_i$ globalnih parametrov enojnih in dvojnih konzolnih sten ter pripadajoče povprečne vrednosti $\bar{b}_i$ . Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.6.	64
Preglednica 5.8:	Koeficienti variacije $c_i$ globalnih parametrov enojnih in dvojnih konzolnih sten ter pripadajoče povprečne vrednosti $\bar{c}_i$ . Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.6.	65
Preglednica 5.9:	Korelacijski koeficienti $K_{ij}$ globalnih parametrov enojnih in dvojnih konzolnih sten ter pripadajoče povprečne vrednosti $\bar{K}_{ij}$ . Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.6.	65
Preglednica 5.10:	Probabilistični model SDOF za poenostavljeno analizo sodobnih (konzolnih) stenastih sistemov.	67
Preglednica 5.11:	Deterministične vrednosti globalnih parametrov $x_{i,d}$ mešanih konstrukcijskih sistemov.	69
Preglednica 5.12:	Deleža celotne prečne sile mešanih konstrukcij, ki jih prispevajo okviri ( $F_{b,f}/F_b$ ) in stene ( $F_{b,w}/F_b$ ) v elastičnem in neelastičnem območju odziva. Parametri $F_{b,f}$ in $F_{b,w}$ predstavljajo prečne sile, ki jih prenašajo okviri in stene. Parameter $F_b$ pa predstavlja celotno prečno silo konstrukcije.	70
Preglednica 5.13:	Korekcijski faktorji $b_i$ globalnih parametrov mešanih sistemov ter pripadajoče povprečne vrednosti $\bar{b}_i$ . Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.11.	74
Preglednica 5.14:	Koeficienti variacije $c_i$ globalnih parametrov mešanih sistemov ter pripadajoče povprečne vrednosti $\bar{c}_i$ . Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.11.	75

Preglednica 5.15:	Korelacijski koeficienti $K_{ij}$ globalnih parametrov mešanih sistemov ter pripadajoče povprečne vrednosti $\bar{K}_{ij}$ . Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.11.	76
Preglednica 5.16:	Probabilistični model SDOF za poenostavljeno analizo sodobnih mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim in stenastim sistemom.	78
Preglednica 6.1:	Primerjava parametrov odziva $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ in $\beta_{LS,RU}$ ter pripadajočih odstopanj $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ in $\Delta\beta_{LS,RU}$ med postopki L1, L2 in L3 za 2-etažna (št. 1), 5-etažna (št. 2) in 8-etažna (št. 3) sodobna ter obstoječa okvira.	83
Preglednica 6.2:	Primerjava parametrov $b_{\mu m}$ , $b_{\mu u}$ , $c_{\mu m}$ in $c_{\mu u}$ predlaganega postopka (L1) in razširjene SDOF-IDA (L2) za sodobne (zgoraj) in obstoječe (spodaj) okvire (št. 1, 2 in 3). Odstopanja postopkov L1 in L2 so prikazana v oklepajih.	83
Preglednica 6.3:	Parametri odziva sodobnih okvirov $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ in $\beta_{LS,RU}$ , določeni s predlaganim postopkom (L1) in razširjeno SDOF-IDA (L2), ter pripadajoča odstopanja med postopkoma $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ in $\Delta\beta_{LS,RU}$ .	89
Preglednica 6.4:	Parametri odziva obstoječih okvirov $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ in $\beta_{LS,RU}$ , določeni s predlaganim postopkom (L1) in razširjeno SDOF-IDA (L2), ter pripadajoča odstopanja med postopkoma $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ in $\Delta\beta_{LS,RU}$ .	89
Preglednica 6.5:	Primerjava parametrov odziva $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ in $\beta_{LS,RU}$ ter pripadajočih odstopanj $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ in $\Delta\beta_{LS,RU}$ med postopki L1, L2 in L3 za enojne konzolne stene (št. 1–3, 7) in dvojni konzolni steni (št. 11, 15).	92
Preglednica 6.6:	Primerjava parametrov $b_{\mu u}$ in $c_{\mu u}$ ter pridajočih odstopanj ( $\Delta b_{\mu u}$ , $\Delta c_{\mu u}$ ) predlaganega postopka (L1) in razširjene SDOF-IDA (L2) za enojne konzolne stene (št. 1–3, 7) in dvojni konzolne stene (št. 11, 15).	92
Preglednica 6.7:	Parametri odziva enojnih in dvojnih konzolnih sten $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ in $\beta_{LS,RU}$ , določeni s predlaganim postopkom (L1) in razširjeno SDOF-IDA (L2), ter pripadajoča odstopanja med postopkoma $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ in $\Delta\beta_{LS,RU}$ .	97
Preglednica 6.8:	Primerjava parametrov odziva $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ in $\beta_{LS,RU}$ ter pripadajočih odstopanj $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ in $\Delta\beta_{LS,RU}$ med postopki L1, L2 in L3 mešanih sistemov (št. 1–6).	100
Preglednica 6.9:	Vrednosti raztrosa odziva $\beta_{LS,RU}$ pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in porušitvi konstrukcij (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti za sodobne (zgoraj) in obstoječe okvire (spodaj).	102
Preglednica 6.10:	Vrednosti raztrosa odziva $\beta_{LS,R}$ pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pri porušitvi konstrukcij (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti za sodobne (zgoraj) in obstoječe okvire (spodaj). Duktilnosti okvirov pri 20% padcu nosilnosti $\mu_{u,d}$ so tudi predstavljene.	103
Preglednica 6.11:	Vrednosti raztrosa odziva $\beta_{LS,U}$ pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pri porušitvi konstrukcij (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti za sodobne (zgoraj) in obstoječe okvire (spodaj).	107
Preglednica 6.12:	Tipične vrednosti raztrosa odziva $\beta_{LS,R}$ in $\beta_{LS,U}$ sodobnih in obstoječih okvirov pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in porušitvi konstrukcije (C). Vrednosti $\beta_{LS,R}$ obstoječih okvirov so odvisne od tipa plastičnega mehanizma (etažni mehanizem ali ostali mehanizmi), vrednosti $\beta_{LS,U}$ pa od spremenljivosti plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti (spremenljiv ali nespremenljiv mehanizem).	109
Preglednica 6.13:	Primerjava predlaganih in dejanskih raztrosov odziva $\beta_{LS,R}$ , $\beta_{LS,U}$ in $\beta_{LS,RU}$ ter pripadajočih odstopanj skupine sodobnih okvirov.	110

- Preglednica 6.14: Primerjava predlaganih in dejanskih raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$ ,  $\beta_{LS,U}$  in  $\beta_{LS,RU}$  ter pripadajočih odstopanj skupine obstoječih okvirov. 110
- Preglednica 6.15: Tipične vrednosti skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  sodobnih in obstoječih okvirov. V levem delu preglednice so prikazane vrednosti, določene po pravilu SRSS in vrednostih  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  iz preglednice 6.12, v desnem delu pa vrednosti, določene na podlagi povprečnih vrednosti  $\bar{\beta}_{LS,RU}$  iz preglednice 6.9. 112
- Preglednica 6.16: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in porušitvi konstrukcij (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti enojnih in dvojnih konzolnih sten. 114
- Preglednica 6.17: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pri porušitvi konstrukcij (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti enojnih in dvojnih konzolnih sten. Duktilnosti sten pri 20% padcu nosilnosti  $\mu_{u,d}$  so tudi predstavljene. 115
- Preglednica 6.18: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,U}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pri porušitvi konstrukcij (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti enojnih in dvojnih konzolnih sten. Nihajni časi ekvivalentnih modelov SDOF  $T_d^*$  in koeficienti variacije  $c_{\mu}$  so tudi predstavljeni. 117
- Preglednica 6.19: Tipične vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  konzolnih stenastih konstrukcij pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in porušitvi konstrukcije (C). 121
- Preglednica 6.20: Tipične vrednosti skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  konzolnih stenastih konstrukcij. V levem delu preglednice so prikazane vrednosti, določene po pravilu SRSS in vrednostih  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  iz preglednice 6.19, v desnem delu pa vrednosti, določene na podlagi povprečnih vrednosti  $\bar{\beta}_{LS,RU}$  iz preglednice 6.16. 121
- Preglednica 6.21: Primerjava predlaganih in dejanskih raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$ ,  $\beta_{LS,U}$  in  $\beta_{LS,RU}$  ter pripadajočih odstopanj skupine enojnih in dvojnih konzolnih sten. 122
- Preglednica 6.22: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pripadajoča povprečna vrednost mešanih sistemov (št. 1–6). 124
- Preglednica 6.23: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pripadajoča povprečna vrednost mešanih sistemov (št. 1–6). Duktilnosti pri 20% padcu nosilnosti  $\mu_{u,d}$  so tudi predstavljene. 126
- Preglednica 6.24: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,U}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pripadajoča povprečna vrednost mešanih sistemov (št. 1–6). Nihajni časi ekvivalentnih modelov SDOF  $T_d^*$  so tudi predstavljeni. 126
- Preglednica 7.1: Izračunani obseg in predlagane tipične vrednosti skupnih raztrosov odziva ( $\beta_{LS,RU}$ ) pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pri porušitvi konstrukcije (C) za obravnavane konstrukcijske sisteme. 133

## KAZALO SLIK

Slika 2.1:	Shematični prikaz korakov določanja potresnega odziva testnih konstrukcij s predlagano metodo.	13
Slika 2.2:	(a) Shematični prikaz potisne krivulje, pripadajoče idealizirane potisne krivulje in zveze sila-pomik za ekvivalentni model SDOF; (b) Shematični prikaz diagrama kapacitete v formatu pospešek-duktilnost za ekvivalentni in probabilistični model SDOF.	15
Slika 2.3:	Postopek določanja verjetnostnih porazdelitev globalnih parametrov $X_i$ s potisno analizo z upoštevanjem modelnih in fizikalnih negotovosti .	16
Slika 2.4:	Postopek določanja parametrov odziva z razširjeno IDA probabilističnega modela SDOF.	18
Slika 3.1:	(a) Prečni prerez sodobnih in obstoječih testnih konstrukcij (št. 1–3); (b) Tloris 3-etažnega okvira SPEAR (št. 4, 5); Tloris ali prečni prerez (c) sodobnih okvirov (št. 6–10) in (d) obstoječih okvirov (št. 6–10).	23
Slika 3.2:	Tloris tipične etaže testnih konstrukcij, povzeto po Beg in Pogačnik (2009).	26
Slika 3.3:	Shematični prikaz trilinearne ovojnice plastičnih členkov.	28
Slika 3.4:	Shematični prikaz glavnih korakov iterativne analize, povzeto po (Celarec, 2012).	29
Slika 3.5:	Shematični prikaz ovojnice moment-rotacija za steber pri upogibnem obnašanju (polna črta) in modificirane ovojnice zaradi strižne odpovedi stebra (črtkana črta).	30
Slika 4.1:	Primerjava elastičnega spektra iz standarda Evrokod 8-1 (EC8-1) in spektrov določenih z modelom pojemanja potresa Campbell-Bozorgnia; (a) odvisnost od magnitude $M$ pri enaki oddaljenosti od izvora $R = 20$ km; (b) odvisnost od oddaljenosti $R$ pri enaki magnitudi $M = 7,0$ .	36
Slika 4.2:	Spreminjanje raztrosa modela pojemanja Campbell-Bozorgnia v odvisnosti od različnih kombinacij magnitude $M$ , oddaljenosti od izvora $R$ in hitrosti strižnega valovanja $V_{s,30}$ .	37
Slika 4.3:	(a) Shematični prikaz povprečnega ciljnega spektra in povprečnega ciljnega spektra $\pm\sigma$ normiranih potresnih zapisov na $S_a(T^*)$ (modro) ter povprečnega spektra $\pm\sigma$ nenormiranih potresnih zapisov (rdeče); (b) Ciljni raztros normiranih zapisov na $S_a(T^*)$ , določen po enačbi (4.3) (modro), in ciljni raztros nenormiranih zapisov, določen po enačbi (4.4) (rdeče).	37
Slika 4.4:	(a,c,e,g) Povprečni spekter in povprečni spekter $\pm\sigma$ izbrane skupine zapisov; (b,d,f,h) Raztros izbrane skupine zapisov za $T^* = [0,2; 0,4; 0,6; 0,8]$ s.	40
Slika 4.5:	(a,c,e,g) Povprečni spekter in povprečni spekter $\pm\sigma$ izbrane skupine zapisov; (b,d,f,g) Raztros izbrane skupine zapisov za $T^* = [1,0; 1,25; 1,5; 1,75]$ s.	41
Slika 4.6:	(a) Povprečni spekter in povprečni spekter $\pm\sigma$ izbrane skupine zapisov; (b) Raztros izbrane skupine zapisov za $T^* = 2,0$ s.	42
Slika 4.7:	(a) Povprečni spekter, povprečni spekter $\pm\sigma$ in raztros skupine zapisov FEMA P695; (b) Primerjava predpostavljenih vrednosti ciljnega raztrosa in raztrosa skupine zapisov FEMA P695.	42
Slika 5.1:	(a) Potisne krivulje in (b) idealizirane potisne krivulje 8-etažnega sodobnega okvira (št. 3), določene na podlagi determinističnega modela in na podlagi $N_{sim} = 30$ simulacij negotovosti z LHS.	46



- Slika 5.2: Občutljivosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  na spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk za sodobni (a, b) in obstoječi (c, d) 5-etažni okvir (št. 2). 49
- Slika 5.3: Spreminjanje koeficientov variacije (a)  $c_{\mu_m}$  in (b)  $c_{\mu_u}$  v odvisnosti od nihajnega časa  $T^*$  za skupino sodobnih in obstoječih okvirov. Vodoravne črte predstavljajo povprečne vrednosti  $\bar{c}_{\mu_m}$  in  $\bar{c}_{\mu_u}$  sodobnih okvirov in obstoječih okvirov, ki so občutljivi (spremenljiv plastični mehanizem), in tistih, ki niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti (nespremenljiv plastični mehanizem). Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.1. 51
- Slika 5.4: Plastični mehanizmi in pripadajoča poškodovanost plastičnih členkov pri mejnem stanju blizu porušitve (a) 5-etažne sodobne okvira (št. 2), (b) 4-etažnega obstoječega okvira analiziranega v smeri X (št. 7), (c) 4-etažnega obstoječega okvira analiziranega v smeri Y (št. 8) in (d) 3-etažnega sodobnega okvira analiziranega v smeri Y (št. 5). 52
- Slika 5.5: Normirani etažni zamiki iz potisne analize determinističnega modela in skupine  $N_{sim}$  modelov iz LHS za (a) 5-etažni sodobni okvir (No. 2), (b) 4-etažni obstoječi okvir analiziran v smeri X (št. 7), (c) 4-etažni obstoječi okvir analiziran v smeri Y (št. 8) in (d) 3-etažni sodobni okvir analiziran v smeri Y (št. 5). 53
- Slika 5.6: Shematični prikaz postopka za oceno občutljivosti obstoječega okvira na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. 56
- Slika 5.7: Idealizirane in dejanske potisne krivulje ter poškodovanost plastičnih členkov ob vpetju (a) 4-etažne enojne stene št. 1 in (b) 4-etažne dvojne stene št. 11. 59
- Slika 5.8: (a) Potisne krivulje in (b) idealizirane potisne krivulje 4-etažne enojne stene (št. 1), določene na podlagi determinističnega modela in na podlagi  $N_{sim} = 30$  simulacij negotovosti z LHS. 60
- Slika 5.9: Občutljivosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  na spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk za (a, b) 4-etažno enojno steno št. 1 in (c, d) za 6-etažno enojno steno št. 2. 62
- Slika 5.10: Potisne krivulje (a) 5-etažnega sodobnega okvira (št. 2) in (b) 8-etažne enojne stene (št. 3), določene z in brez upoštevanja vpliva  $P-A$ . 63
- Slika 5.11: Idealizirane in dejanske potisne krivulje ter poškodovanost plastičnih členkov ob vpetju stebrov in stene (a) 4-etažnega mešanega sistema št. 1 in (b) 8-etažnega mešanega sistema št. 4. 69
- Slika 5.12: Poškodovanost plastičnih členkov pri stanju blizu porušitve iz potisne analiza za (a) 8-etažni mešani sistem št. 3 in (b) 8-etažni mešani sistem št. 4. 71
- Slika 5.13: (a) Potisne krivulje in (b) idealizirane potisne krivulje 4-etažnega mešanega sistema (št. 1), določene na podlagi determinističnega modela in na podlagi  $N_{sim} = 40$  simulacij negotovosti z LHS. 72
- Slika 5.14: Občutljivosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  na spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk za 4-etažni mešani sistem št. 1 (a, b) in za 8-etažni mešani sistem št. 4 (c,d). 73
- Slika 6.1: (a) Potisne krivulje, idealizirane potisne krivulje in (b) diagrami kapacitete 2-etažnih, 5-etažnih in 8-etažnih sodobnih ter obstoječih okvirov (št. 1, 2 in 3). 80
- Slika 6.2: Primerjava 16., 50. in 84. kvantilov krivulj IDA, določenih s postopki L1, L2 in L3, za (a, b) 2-etažna, (c, d) 5-etažna in (e, f) 8-etažna sodobna ter obstoječa

	okvira (št. 1, 2 in 3). Na levem delu slik so prikazani rezultati sodobnih okvirov, na desni strani pa rezultati obstoječih okvirov.	85
Slika 6.3:	(a, b) Potisne krivulje, idealizirane potisne krivulje in (c, d) diagrami kapacitete enojnih konzolnih sten (št. 1, 2, 3, 7) in dvojnih konzolnih sten (št. 11, 15).	91
Slika 6.4:	Primerjava 16., 50. in 84. kvantilov krivulj IDA, določenih s postopki L1, L2 in L3, za (a) 4-etažno enojno steno št. 1, (b) 6-etažno enojno steno št. 2, (c) 8-etažno enojno steno št. 3, (d) 8-etažno enojno steno št. 7, (e) 4-etažno dvojno steno št. 11 in (f) 4-etažno dvojno steno št. 15.	95
Slika 6.5:	Spreminjanje raztrosov odziva (a) $\beta_{NC,R}$ in (b) $\beta_{C,R}$ sodobnih in obstoječih okvirov v odvisnosti od duktilnosti $\mu_{u,d}$ . Na sliki sta prikazana tudi modela za napovedovanje raztrosov odziva $\beta_{NC,R}$ in $\beta_{C,R}$ , ki smo ju določili na podlagi parametrične študije skupine SDOF sistemov.	105
Slika 6.6:	Vpliv povečanja nihajnega časa SDOF sistema zaradi nastanka poškodb na (a) povprečno vrednost in (b) raztros potresne obtežbe.	106
Slika 6.7:	Spreminjanje raztrosov odziva (a) $\beta_{NC,R}$ in (b) $\beta_{C,R}$ enojnih in dvojnih konzolnih sten v odvisnosti od duktilnosti $\mu_{u,d}$ . Iz primerjalnih razlogov so na sliki so prikazane tudi vrednosti sodobnih in obstoječih okvirov ter modela za napovedovanje raztrosov odziva $\beta_{NC,R}$ in $\beta_{C,R}$ , ki smo ju določili na podlagi parametrične študije skupine SDOF sistemov.	115
Slika 6.8:	Spreminjanje raztrosov odziva (a) $\beta_{NC,U}$ in (b) $\beta_{C,U}$ enojnih in dvojnih konzolnih sten v odvisnosti od nihajnega časa $T_d^*$ .	117
Slika 6.9:	Shematični prikaz načina prenosa raztrosa zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti iz nivoja parametrov modela SDOF na nivo potresnega odziva za dva različna potresna zapisa.	119

## LIST OF TABLES

Table 3.1:	List of code-conforming (modern) (left) and old (non-ductile) frame structures (right).	22
Table 3.2:	List and summary of the characteristics of the group of wall structural systems.	24
Table 3.3:	List and summary of the characteristics of the group of dual structural systems.	25
Table 3.4:	List of the input random variables and assumed probability distributions.	32
Table 5.1:	Deterministic values of global system parameters $x_{i,d}$ for the group of code-conforming (upper table) and old frames (lower table).	47
Table 5.2:	The bias factors $b_i$ of global system parameters for the code-conforming (upper table) and old frame buildings (lower table), and corresponding mean values $\bar{b}_i$ . The numbering of the structures is consistent with that in table 5.1.	48
Table 5.3:	Coefficients of variation $c_i$ of global system parameters for the group of code-conforming (upper table) and old frames (lower table). The numbering of the structures is consistent with that in table 5.1.	50
Table 5.4:	Correlation coefficients $K_{ij}$ of global system parameters for the group of code-conforming (upper table) and old frames (lower table). The numbering of the structures is consistent with that in table 5.1.	55
Table 5.5:	The probabilistic SDOF model for simplified analysis of code-conforming and old frames with variant and invariant plastic mechanism.	56
Table 5.6:	Deterministic values of global system parameters $x_{i,d}$ for single (upper table) and double cantilever walls (lower table).	57
Table 5.7:	The bias factors $b_i$ of global system parameters for the single and double cantilever walls, and corresponding mean values $\bar{b}_i$ . The numbering of the structures is consistent with that in table 5.6.	64
Table 5.8:	Coefficients of variation $c_i$ of global system parameters for the single and double cantilever walls, and corresponding mean values $\bar{c}_i$ . The numbering of the structures is consistent with that in table 5.6.	65
Table 5.9:	Correlation coefficients $K_{ij}$ of global system parameters for the single and double cantilever walls, and corresponding mean values $\bar{K}_{ij}$ . The numbering of the structures is consistent with that in table 5.6.	65
Table 5.10:	The probabilistic SDOF model for simplified analysis of code-conforming cantilever wall systems.	67
Table 5.11:	Deterministic values of global system parameters $x_{i,d}$ for the dual structural systems.	69
Table 5.12:	The percentage contribution of frames ( $F_{b,f}/F_b$ ) and walls ( $F_{b,w}/F_b$ ) to the overall base shear of the dual structures in the elastic and inelastic range of response. The parameters $F_{b,f}$ and $F_{b,w}$ represent the base shear forces of frames and walls, respectively, and the parameter $F_b$ represents the base shear force of the structure.	70
Table 5.13:	The bias factors $b_i$ of global system parameters for the dual systems, and corresponding mean values $\bar{b}_i$ . The numbering of the structures is consistent with that in table 5.11.	74
Table 5.14:	Coefficients of variation $c_i$ of global system parameters for the dual systems, and corresponding mean values $\bar{c}_i$ . The numbering of the structures is consistent with that in table 5.11.	75

Table 5.15:	Correlation coefficients $K_{ij}$ of global system parameters for the dual systems, and corresponding mean values $\bar{K}_{ij}$ . The numbering of the structures is consistent with that in table 5.11.	76
Table 5.16:	The probabilistic SDOF model for simplified analysis of code-conforming frame-equivalent and wall-equivalent dual systems.	78
Table 6.1:	Comparison of response parameters $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ and $\beta_{LS,RU}$ , and corresponding percentage differences $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ and $\Delta\beta_{LS,RU}$ between procedures L1, L2 and L3 for the 2-storey (No. 1), 5-storey (No. 2) and 8-storey (No. 3) code-conforming and old frames.	83
Table 6.2:	Comparison of parameters $b_{\mu m}$ , $b_{\mu u}$ , $c_{\mu m}$ and $c_{\mu u}$ between the proposed procedure (L1) and extended SDOF-IDA (L2) for the code-conforming (upper table) and old (lower table) frames (No. 1, 2 in 3). The difference between procedures L1 and L2 are presented in brackets.	83
Table 6.3:	Response parameters of code-conforming frames $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ and $\beta_{LS,RU}$ estimated by the proposed procedure (L1) and extended SDOF-IDA (L2), and the corresponding percentage differences $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ and $\Delta\beta_{LS,RU}$ .	89
Table 6.4:	Response parameters of old frames $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ and $\beta_{LS,RU}$ estimated by the proposed procedure (L1) and extended SDOF-IDA (L2), and the corresponding percentage differences $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ and $\Delta\beta_{LS,RU}$ .	89
Table 6.5:	Comparison of response parameters $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ and $\beta_{LS,RU}$ , and corresponding percentage differences $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ and $\Delta\beta_{LS,RU}$ between procedures L1, L2 and L3 for single cantilever walls (No. 1–3, 7) and for the double cantilever walls (No. 11, 15).	92
Table 6.6:	Comparison of parameters $b_{\mu u}$ and $c_{\mu u}$ , and corresponding percent differences ( $\Delta b_{\mu u}$ , $\Delta c_{\mu u}$ ) between the proposed procedure (L1) and extended SDOF-IDA (L2) for the single cantilever walls (No. 1–3, 7) and double cantilever walls (No. 11, 15).	92
Table 6.7:	Response parameters of the single and double cantilever walls $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ and $\beta_{LS,RU}$ estimated by the proposed procedure (L1) and extended SDOF-IDA (L2), and the corresponding percentage differences $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ and $\Delta\beta_{LS,RU}$ .	97
Table 6.8:	Comparison of response parameters $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ and $\beta_{LS,RU}$ , and corresponding percentage differences $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ and $\Delta\beta_{LS,RU}$ between procedures L1, L2 and L3 for the dual systems (No. 1–6).	100
Table 6.9:	Dispersion measures $\beta_{LS,RU}$ at near collapse (NC) and collapse limit state (C), and corresponding average values for the code-conforming (upper table) and old frames (lower table).	102
Table 6.10:	Dispersion measures $\beta_{LS,R}$ at near collapse (NC) and collapse limit state (C), and corresponding average values for the code-conforming (upper table) and old frames (lower table). The ductilities corresponding to 20% drop of strength $\mu_{u,d}$ are also presented.	103
Table 6.11:	Dispersion measures $\beta_{LS,U}$ at near collapse (NC) and collapse limit state (C), and corresponding average values for the code-conforming (upper table) and old frames (lower table).	107
Table 6.12:	Typical values of dispersion measures $\beta_{LS,R}$ and $\beta_{LS,U}$ at near collapse (NC) and collapse limit state (C) for code-conforming and old frames. Note that for old frames different values $\beta_{LS,R}$ apply according to the type of plastic mechanism	

	(soft-storey or other mechanisms) and that different values $\beta_{LS,U}$ apply for frames with variant and invariant mechanism due to the effect of modelling uncertainty.	109
Table 6.13:	The comparison of the proposed and actual dispersion measures $\beta_{LS,R}$ , $\beta_{LS,U}$ and $\beta_{LS,RU}$ , and corresponding percentage differences for the group of code-conforming frames.	110
Table 6.14:	The comparison of the proposed and actual dispersion measures $\beta_{LS,R}$ , $\beta_{LS,U}$ and $\beta_{LS,RU}$ , and corresponding percentage differences for the group of code-conforming frames.	110
Table 6.15:	Typical values of dispersion measures $\beta_{LS,RU}$ for code-conforming and old frames. The values estimated based on the SRSS combination of values $\beta_{LS,R}$ and $\beta_{LS,U}$ from the table 6.12, and those estimated based on the average values $\bar{\beta}_{LS,RU}$ from table 6.9, are presented in the left and right part of the table, respectively.	112
Table 6.16:	Dispersion measures $\beta_{LS,RU}$ at near collapse (NC) and collapse limit state (C), and corresponding average values for the single and the double cantilever walls.	114
Table 6.17:	Dispersion measures $\beta_{LS,R}$ at near collapse (NC) and collapse limit state (C), and corresponding average values for the single and the double cantilever walls. The ductilities corresponding to 20% drop of strength $\mu_{u,d}$ are also presented.	115
Table 6.18:	Dispersion measures $\beta_{LS,U}$ at near collapse (NC) and collapse limit state (C), and corresponding average values for the single and the double cantilever walls. The period of the equivalent SDOF models $T_d^*$ and coefficients of variation $c_{\mu u}$ are also presented.	117
Table 6.19:	Typical values of dispersion measures $\beta_{LS,R}$ and $\beta_{LS,U}$ at near collapse (NC) and collapse limit state (C) for cantilever wall structures.	121
Table 6.20:	Typical values of dispersion measures $\beta_{LS,RU}$ for cantilever wall structures. The values estimated based on the SRSS combination of values $\beta_{LS,R}$ and $\beta_{LS,U}$ from the table 6.19, and those estimated based on the average values $\bar{\beta}_{LS,RU}$ from table 6.16, are presented in the left and right part of the table, respectively.	121
Table 6.21:	The comparison of the proposed and actual dispersion measures $\beta_{LS,R}$ , $\beta_{LS,U}$ and $\beta_{LS,RU}$ , and corresponding percentage differences for the single and double cantilever walls.	122
Table 6.22:	Dispersion measures $\beta_{LS,RU}$ at near collapse (NC) and corresponding average value for the dual systems (No. 1–6).	124
Table 6.23:	Dispersion measures $\beta_{LS,R}$ at near collapse (NC) and corresponding average value for the dual systems (No. 1–6). The ductilities corresponding to 20% drop of strength $\mu_{u,d}$ are also presented.	126
Table 6.24:	Dispersion measures $\beta_{LS,U}$ at near collapse (NC) and corresponding average value for the dual systems (No. 1–6). The period of the equivalent SDOF models $T_d^*$ are also presented.	126
Table 7.1:	The calculated range of dispersion measures and the proposed default dispersion measures ( $\beta_{LS,RU}$ ) at near collapse (NC) and collapse limit state (C) for the considered structural systems.	133

## LIST OF FIGURES

Figure 2.1:	Schematic representation of the basic steps of the proposed method for the determination of the seismic response of the group of test structures.	13
Figure 2.2:	(a) Schematic representation of the pushover curve, the corresponding idealized force-displacement relationship and the force-displacement relationship of the equivalent SDOF model; (b) Schematic representation of a capacity diagram in acceleration-ductility format for the equivalent and probabilistic SDOF models.	15
Figure 2.3:	The process of determination of the distribution of global system parameters $X_i$ based on the pushover analysis with consideration of uncertainties.	16
Figure 2.4:	The process of determination of the response parameters based on the extended IDA of the probabilistic SDOF model.	18
Figure 3.1:	(a) Elevation views of the code-conforming and old archetype frames (No. 1–3); (b) Plan view of the three-storey SPEAR frame (No. 4–5); Plan or elevation views of (c) the code-conforming frames (No. 6–10) and (d) the old frames (No. 6–10).	23
Figure 3.2:	Typical plan view of the group of dual structural systems, taken from Beg and Pogačnik (2009).	26
Figure 3.3:	Schematic view of the trilinear envelope for plastic hinges	28
Figure 3.4:	Schematic representation of the iterative pushover procedure, taken from (Celarec, 2012).	29
Figure 3.5:	Schematic representation of the moment-rotation relationship of a column due to bending behaviour (solid line) and the modified moment-rotation relationship due to the shear failure of the column (dashed line).	30
Figure 4.1:	Comparison of the Eurodoce 8-1 (EC8-1) elastic response spectrum and the response spectra determined by the Campbell-Bozorgnia ground motion model;(a) influence of the magnitudes $M$ at fixed source distance $R = 20$ km; (b) influence of the source distance $R$ at fixed magnitude $M = 7,0$ .	36
Figure 4.2:	Influence of different combinations of magnitudes $M$ , source distances $R$ and shear wave velocities $V_{s,30}$ to the estimates of dispersion based on Campbell-Bozorgnia ground-motion model.	37
Figure 4.3:	(a) Schematic representation of the mean target spectrum, mean target spectrum $\pm\sigma$ of the ground motions normalized to the value $S_a(T^*)$ (blue) and of the mean spectrum $\pm\sigma$ of the non-normalized ground motions (red); (b) The target dispersion of the ground motions normalized to the value $S_a(T^*)$ from equation 4.3, (blue) and the target dispersion of the non-normalized ground motions from equation (4.4) (red).	37
Figure 4.4:	(a,c,e,g) Mean and mean $\pm\sigma$ spectra of the selected ground motions; (b,d,f,h) Dispersion of the selected ground motions for $T^* = [0,2; 0,4; 0,6; 0,8]$ s .	40
Figure 4.5:	(a,c,e,g) Mean and mean $\pm\sigma$ spectra of the selected ground motions; (b,d,f,g) Dispersion of the selected ground motions for $T^* = [1,0; 1,25; 1,5; 1,75]$ s .	41
Figure 4.6:	(a) Mean and mean $\pm\sigma$ spectra of the selected ground motions; (b) Dispersion of the selected ground motions for $T^* = 2,0$ s.	42
Figure 4.7:	(a) Mean spectrum, mean spectrum $\pm\sigma$ and dispersion of the FEMA P695 ground motion set; (b) Comparison of the assumed target spectra dispersion and the dispersion of the ground motion set FEMA P695.	42

Figure 5.1:	(a) Pushover curves and (b) idealized pushover curves of the 8-storey code-conforming frame (No. 3) based on the deterministic model and $N_{sim} = 30$ simulations of modelling uncertainty with LHS.	46
Figure 5.2:	Sensitivity of system ductilities $\mu_m$ and $\mu_u$ to the variation of the values of random variables for the code-conforming (a, b) and the old (c, d) 5-storey archetype frame (No. 2).	49
Figure 5.3:	Coefficients of variation (a) $c_{\mu_m}$ and (b) $c_{\mu_u}$ as a function of the period $T^*$ for the group of code-conforming and old frames. The horizontal lines represent the mean values of coefficients of variation $\bar{c}_{\mu_m}$ and $\bar{c}_{\mu_u}$ for the code-conforming, for the old frames, which are sensitive to variation of the plastic mechanism (variant plastic mechanism), and for those are not (invariant plastic mechanism). The numbering of the structures is consistent with that presented in table 5.1	51
Figure 5.4:	The plastic mechanisms and corresponding damage in plastic hinges at near collapse limit state for (a) the 5-storey code-conforming archetype frame (No. 2), (b) the 4-storey old frame X (No. 7), (c) the 4-storey old frame Y (No. 8), and (d) the 3-storey old frame SPEAR Y (No. 5).	52
Figure 5.5:	Normalized storey drifts from pushover analysis of the deterministic model and the group of $N_{sim}$ models generated with LHS for (a) the 5-storey code-conforming archetype frame (No. 2), (b) the 4-storey old frame X (No. 7), (c) the 4-storey old frame Y (No. 8), and (d) the 3-storey old frame SPEAR Y (No. 5).	53
Figure 5.6:	Schematic representation of the process for assessing the sensitivity of old reinforced concrete frame buildings to variation of the plastic mechanism due to modelling uncertainty.	56
Figure 5.7:	Idealized and actual pushover curves for the 4-storey single wall No. 1 and for the 4-storey double wall No. 11, and corresponding damage in plastic hinges at the bottom of the walls.	59
Figure 5.8:	(a) Pushover curves and (b) idealized pushover curves of the 4-storey single cantilever wall (No. 1) based on the deterministic model and $N_{sim} = 30$ simulations of modelling uncertainty with LHS.	60
Figure 5.9:	Sensitivity of system ductilities $\mu_m$ and $\mu_u$ to the variation of the values of random variables for the (a, b) 4-storey single wall No. 1 and for (c, d) 6-storey single wall No. 2.	62
Figure 5.10:	Pushover curves for the (a) 5-storey code-conforming frame (No. 2) and (b) 8-storey single cantilever wall (No. 3) calculated with and without taking into account $P-\Delta$ effect.	63
Figure 5.11:	Idealized and actual pushover curves for the 4-storey dual system No. 1 and for the 8-storey dual system No. 4, and corresponding damage in plastic hinges at the bottom of the columns and the wall.	69
Figure 5.12:	Damage in plastic hinges at near collapse limit state based on the pushover analysis for (a) the 8-storey dual structure No.3 and (b) the 8-storey dual structure No. 4.	71
Figure 5.13:	(a) Pushover curves and (b) idealized pushover curves of the 4-storey dual system (No. 1) based on the deterministic model and $N_{sim} = 40$ simulations of modelling uncertainty with LHS.	72
Figure 5.14:	Sensitivity of system ductilities $\mu_m$ and $\mu_u$ to the variation of the values of random variables for the dual system No. 1 (a, b) and the dual system No.4 (c, d).	73

- Figure 6.1: (a) The pushover curves, idealized pushover curve and (b) capacity diagrams of the 2-storey, 5-storey and 8-storey code-conforming and old frames (No. 1, 2 and 3). 80
- Figure 6.2: Comparison of the 16<sup>th</sup>, 50<sup>th</sup> and 80<sup>th</sup> fractile IDA curves determined by procedures L1, L2 and L3 for the 2-storey, 5-storey and 8-storey code-conforming and old frames (No. 1, 2 and 3). The results for the code-conforming and old frames are presented on the left and right part of the figure, respectively. 85
- Figure 6.3: (a, b) The pushover curves, idealized pushover curve and (c, d) capacity diagrams of the single cantilever walls (No. 1, 2, 3, 7) and double cantilever walls (No. 11, 15). 91
- Figure 6.4: Comparison of the 16<sup>th</sup>, 50<sup>th</sup> and 80<sup>th</sup> fractile IDA curves determined by procedures L1, L2 and L3 for the (a) 4-storey single cantilever wall No. 1, (b) 6-storey single cantilever wall No. 2, (c) 8-storey single cantilever wall No. 3, (d) 8-storey single cantilever wall No. 7, (e) 4-storey double cantilever wall No. 11 and (f) 8-storey double cantilever wall No. 15. 95
- Figure 6.5: Dispersion measures (a)  $\beta_{NC,R}$  and (b)  $\beta_{C,R}$  as a function of ductility  $\mu_{u,d}$  for the code-conforming and old frames. Note that the models for estimation of dispersion measures  $\beta_{NC,R}$  and  $\beta_{C,R}$ , which were determined based on a parametric study of a group of SDOF models, are also presented. 105
- Figure 6.6: The influence of the SDOF model period elongation caused by the formation of damage to the (a) average value and (b) dispersion of ground motions. 106
- Figure 6.7: Dispersion measures (a)  $\beta_{NC,R}$  and (b)  $\beta_{C,R}$  as a function of ductility  $\mu_{u,d}$  for the single and the double cantilever walls. Due to comparison reasons, the values of code-conforming and old frames, and the models for estimation of dispersion measures  $\beta_{NC,R}$  and  $\beta_{C,R}$ , which were determined based on a parametric study of a group of SDOF models, are also presented. 115
- Figure 6.8: Dispersion measures (a)  $\beta_{NC,U}$  and (b)  $\beta_{C,U}$  as a function of the period  $T_d^*$  for the single and double cantilever walls. 117
- Figure 6.9: Schematic representation of the transfer of dispersion due to modelling uncertainty from the level of the SDOF model parameters to the level of seismic response for two different ground motions. 119



## SIMBOLI

$\alpha_m$ in $\beta_{k,comm}$	koeficienta Reyleigh-evega dušenja
$\beta_{LS,RU}$	standardna deviacija naravnih logaritmov spektralnega pospeška pri izbranem mejnem stanju
$\beta_{LS,R}$	raztros odziva pri izbranem mejnem stanju zaradi slučajnosti potresne obtežbe
$\beta_{LS,R}(u)$	raztros odziva pri izbranem mejnem stanju zaradi slučajnosti potresne obtežbe, določen na $u$ -ti model, s katerim zajamemo modelne in fizikalne negotovosti
$\beta_{LS,U}$	raztros odziva pri izbranem mejnem stanju zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti
$\beta_{LS,U}(r)$	raztros odziva pri izbranem mejnem stanju zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti, določen za $r$ -ti potresni zapis
$\beta_{NC,R}$	raztros odziva pri stanju blizu porušitve zaradi slučajnosti potresne obtežbe
$\beta_{NC,U}$	raztros odziva pri stanju blizu porušitve zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti
$\beta_{C,R}$	raztros odziva pri poružitvi konstrukcije zaradi slučajnosti potresne obtežbe
$\beta_{C,U}$	raztros odziva pri poružitvi konstrukcije zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti
$\gamma_{rd}$	varnostni faktor za račun mejnih rotacij po (SIST EN 1998-3, 2005)
$\Gamma$	transformacijski faktor
$\Delta E$	razlika med normo $E$ pred in po naključni permutaciji (pri metodi LHS)
$\Delta \tilde{S}_{a,LS,RU}$	odstopanje median odziva
$\Delta \beta_{LS,RU}$	odstopanje raztrosa odziva
$\epsilon_{cu}$	mejna deformacija betona
$\epsilon_{su}$	mejna deformacija armature
$\epsilon_{sy}$	deformacija na meji tečenja armature
$\epsilon(T^*)$	faktor epsilon pri pogojnem srednjem spektru (enačba (4.2))
$\eta$	faktor za upoštevanje različnega deleža kritičnega dušenja pri določanju elastičnega spektra odziva po (SIST EN 1998-3, 2005)
$\vartheta_{nc}$	koeficient občutljivosti za etažne pomike po (SIST EN 1998-1, 2005)
$\Theta_y$	rotacija na meji tečenja
$\Theta_{y,c}$	rotacija na meji tečenja stebrov
$\Theta_{y,b}$	rotacija na meji tečenja gred
$\Theta_{y,w}$	rotacija na meji tečenja sten
$\Theta_m$	rotacija pri maksimalni nosilnosti
$\Theta_{nc}$	rotacija pri stanju blizu porušitve
$\Theta_{nc,c}$	rotacija pri stanju blizu porušitve stebrov
$\Theta_{nc,c,s}$	rotacija pri strižni odpovedi stebrov (ustreza 20% padcu nosilnosti)
$\Theta_{nc,b}$	rotacija pri stanju blizu porušitve gred
$\Theta_{nc,w}$	rotacija pri stanju blizu porušitve sten
$\mu_m$	duktilnost na meji mehčanja
$\mu_{m,d}$	duktilnost $\mu_m$ , določena na podlagi potisne analize determinističnega modela
$\mu_u$	duktilnost pri 20% padcu nosilnosti sistema
$\mu_{u,d}$	duktilnost $\mu_u$ , določena na podlagi potisne analize determinističnega modela
$(\mu_m, \mu_u, S_{ay}, T^*)$	globalni (konstrukcijski) parametri
$\mu_{\ln S_a(T_i)   \ln S_a(T^*)}$	pogojni srednji spekter naravnih logaritmov spektralnih pospeškov $\ln S_a(T_i)$
$\mu_{\ln S_a}(M, R, T_i)$	srednja vrednost naravnega logaritma spektralnega pospeška $\ln S_a(T_i)$ , določena iz modela pojevanja potresa v odvisnosti od magnitude $M$ in oddaljenosti od izvora $R$

$\mu$	vektor srednjih vrednosti ciljnega spektra
$V_{\max}$	normirana osna sila stebrov
$\zeta$	koeficient viskoznega dušenja
$\rho(T_i, T^*)$	korelacijski koeficient med spektralnima vrednostma pri nihajnih časih $T_i$ in $T^*$
$\sigma_{\ln S_a(T_i)   \ln S_a(T^*)}$	pogojna standardna deviacija naravnih logaritmov spektralnih pospeškov $\ln S_a(T_i)$
$\sigma_{\ln S_a(T_i)}$	standardna deviacija naravnega logaritma spektralnega pospeška $\ln S_a(T_i)$ , določena iz modela pojemanja potresa v odvisnosti od magnitude $M$ in oddaljenosti od izvora $R$
$\sigma_{\ln \mu_m}$	standardna deviacija naravnih logaritmov duktilnosti $\mu_m$
$\Sigma$	matrika kovarianc ciljnega spektra
$\phi_i$	$i$ -ta komponenta osnovne nihajne oblike konstrukcije
$a_g$	projektni pospešek temeljnih tal po (SIST EN 1998-1, 2005)
$A_c$	ploščina prečnega prereza stebra
$A_w$	ploščina prečnega prereza stene
$b_b$	širina prečnega prereza gred
$b_c$	širina prečnega prereza stebrov
$b_{eff}$	efektivna širina pasnice grede (sodelujoča širina plošče)
$b_w$	širina prečnega prereza sten (debelina)
$b_i$	korekcijski faktor zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti globalnega parametra $X_i$
$b_{Say}$	korekcijski faktor spektralnega pospeška na meji tečenja ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
$b_{T^*}$	korekcijski faktor nihajnega časa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
$b_{\mu_m}$	korekcijski faktor duktilnosti na meji mehčanja
$b_{\mu_u}$	korekcijski faktor duktilnosti pri 20% padcu nosilnosti
$c_i$	koeficient variacije globalnega parametra $X_i$
$c_{Say}$	koeficient variacije spektralnega pospeška na meji tečenja ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
$c_{T^*}$	koeficient variacije nihajnega časa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
$c_{\mu_m}$	koeficient variacije duktilnosti na meji mehčanja
$c_{\mu_u}$	koeficient variacije duktilnosti pri 20% padcu nosilnosti
$CV$	koeficient variacije
$d_f$	debelina medetažnih konstrukcij (plošč)
$d_r$	etažni zamik
$D_y$	pomik konstrukcije na meji tečenja
$D_m$	pomik konstrukcije na meji mehčanja
$D_u$	pomik konstrukcije pri 20% padcu nosilnosti
$D_y^*$	pomik na meji tečenja ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
$E$	norma, t.j. mera za odstopanje ciljne in generirane korelacijske matrike (pri metodi LHS)
$E_c$	elastični modul betona
$E_s$	elastični modul armature
$f_{cm}$	tlačna trdnost betona
$f_{sy}$	napetost na meji tečenja armature
$F_b$	celotna prečna sila ob vpetju stavbe

$F_{b,f}$	celotna prečna sila ob vpetju stavbe, ki jo prenašajo okviri
$F_{b,w}$	celotna prečna sila ob vpetju stavbe, ki jo prenašajo stene
$F_i^{-1}$	inverzna porazdelitvena funkcija $i$ -te slučajne spremenljivke
$F_y$	sila na meji tečenja (nosilnost) konstrukcije
$F_y^*$	sila na meji tečenja ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
$h_b$	višina prečnega prereza gred
$h_c$	višina prečnega prereza stebrov
$h_s$	etažna višina
$H$	celotna višina konstrukcije
$I$	vztrajnostni moment betonskega prereza
<b>K</b>	ciljna korelacijska matrika (pri metodi LHS)
$K_{ij}$	(a) ciljni korelacijski koeficient med slučajnima spremenljivkama $X_i$ in $X_j$ pri metodi LHS; (b) korelacijski koeficient med globalnima parametroma $X_i$ in $X_j$
$K_{S_{ay}, T^*}$	korelacijski koeficient med spremenljivkama $S_{ay}$ in $T^*$
$K_{\mu_m, \mu_u}$	korelacijski koeficient med spremenljivkama $\mu_m$ in $\mu_u$
$\ln S_a(T_i)$	naravni logaritem spektralne vrednosti pri nihajnem času $T_i$
$L_w$	dolžina enojnih konzolnih sten
$L_{w1}$	dolžina daljše stene pri sistemih dvojnih konzolnih sten
$L_{w2}$	dolžina krajše stene pri sistemih dvojnih konzolnih sten
$L_o$	strižni razpon elementa
$m^*$	masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
$m_i$	masa $i$ -te etaže konstrukcije
$M$	magnituda potresnega dogodka
$M_y$	moment na meji tečenja
$M_m$	maksimalni moment
$M_{m,s}$	moment pri strižni odpovedi
$M_{nc}$	moment pri stanju blizu porušitve ( $M_{nc} = 0,8M_m$ )
$N$	osna sila
$N_i$	navpična sila v $i$ -ti etaži
$N_{gm}$	število potresnih zapisov
$N_{sim}$	izbrano število simulacij pri metodi LHS
$N_{var}$	število slučajnih spremenljivk
$P_{tot}$	vertikalna etažna sila
$PGA$	maksimalni pospešek temeljnih tal
$q$	faktor obnašanja za projektiranje stavb po (SIST EN 1998-1, 2005)
$q_d$	projektna vrednost vertikalne obtežbe
$r_f$	tlorisni delež sten, t.j. (razmerje med površino sten in celotno površino etaže)
$R$	(a) enakomerno porazdeljena slučajna spremenljivka [0,1]; (b) oddaljenost od izvora potresnega dogodka
$S$	faktor tal po (SIST EN 1998-1, 2005)
<b>S</b>	korelacijska matrika generiranega vzorca (pri LHS)
$S_a(T)$	spektralni pospešek potresnega zapisa pri periodi $T$
$S_a(T^*)$	spektralni pospešek pri nihajnem času ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
$S_{a,LS}(r, u)$	spektralnih pospeškov pri izbranem mejnem stanju za $r$ -ti potresni zapis in $u$ -ti model

$\tilde{S}_{a,LS}(r)$	mediana vzorca spektralnih vrednosti $S_{a,LS}(r, u)$ za $r$ -ti potresni zapis
$\tilde{S}_{a,LS}(u)$	mediana vzorca spektralnih vrednosti $S_{a,LS}(r, u)$ za $u$ -ti model, s katerim zajamemo modelne in fizikalne negotovosti
$\tilde{S}_{a,LS,RU}$	mediana spektralnega pospeška pri izbranem mejnem stanju
$S_{ay}$	spektralni pospešek na meji tečenja ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
$S_{ay,d}$	spektralni pospešek $S_{ay}$ , določen na podlagi potisne analize determinističnega modela
$S_{ij}$	korelacijski koeficient med slučajnima spremenljivkama $X_i$ in $X_j$ generiranega vzorca (pri LHS)
$T$	(a) temperatura pri metodi LHS; (b) nihajni čas (perioda) konstrukcije
$T^*$	nihajni čas ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
$T_d^*$	nihajni čas $T^*$ , določen na podlagi potisne analize determinističnega modela
$T_k$	nihajni čas pri katerem postane raztros ciljnega spektra konstanten (enačba (4.4))
$T_1$ in $T_2$	prvi in drugi nihajni čas konstrukcijskega modela
$UR_s$	faktor strižne izkoriščenosti
$V_D$	strižna sila
$V_R$	strižna nosilnost
$V_{R,c}$	strižna nosilnost stebrov
$V_{s,30}$	hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30-ih metrih zemljine
$V_{tot}$	etažna prečna sila
$\bar{x}_i$	povprečna vrednost globalnega parametra $X_i$
$\tilde{x}_i$	mediana globalnega parametra $X_i$
$x_{i,d}$	globalni konstrukcijski parameter $X_i$ , ki ga določimo na podlagi potisne analize determinističnega modela
$x_{i,k}$	vrednost slučajne spremenljivke $X_i$ pri $k$ -ti simulaciji (pri LHS)
$X_i$	(a) pri LHS $i$ -ta slučajna spremenljivka; (b) pri metodologiji $i$ -ti globalni parameter

## OKRAJŠAVE

C	mejno stanje porušitve (angl. collapse)
CMS	pogojni srednji spekter (angl. conditional mean spectrum)
IDA	inkrementalna dinamična analiza (angl. incremental dynamic analysis)
L1	prvi nivo natančnosti – predlagani postopek (angl. level – L)
L2	drugi nivo natančnost – razširjena SDOF-IDA (Dolšek, 2012)
L3	tretji nivo natančnosti – razširjena IDA (Dolšek, 2009)
LS	mejno stanje (angl. limit state)
LHS	metoda vzorčenja v latinski hiperkocki (angl. latin hypercube sampling)
NC	mejno stanje blizu porušitve (angl. near collapse)
SDOF	ena prostostna stopnja (angl. single-degree-of-freedom)
UHS	spekter enotne potresne nevarnosti (angl. uniform hazard spectrum)



## 1 UVOD

Doktorska disertacija sodi na področje potresnega inženirstva, katerega glavni nalogi sta varovanje človeških življenj in omejitev materialne škode, ki nastane kot posledica potresnih dogodkov. Omenjeni nalogi uresničujemo z gradnjo potresno odpornih objektov, ki so z določeno stopnjo poškodovanosti sposobni prenesti močne potrese z veliko povratno dobo na dani lokaciji. Pri običajnih objektih velja načelo, da se objekti lahko poškodujejo, ne smejo pa se porušiti. Na območjih, kjer je pogostost potresov velika, je v zadnjih letih v ospredje prešla zahteva po omejitvi poškodb pri pogostejših potresih. Poleg neposrednih stroškov obnove postajajo pomembni tudi posredni stroški, ki so posledica nefunkcionalnosti objektov v času sanacije. Zaradi omenjenih razlogov se je razvilo »projektiranje kontroliranega potresnega odziva« (ang. »performance-based design«). Ta metodologija od projektantov zahteva, da je stopnja poškodovanosti objektov med potresi skladna z željami oziroma pričakovanji investitorjev. Začetki in podroben opis metodologije so predstavljeni v preglednem članku (Ghobarah, 2001).

Potresno obnašanje objektov spremlja velika negotovost. Velik delež le-te je posledica naključne narave potresnega vpliva. Dodatno negotovost v proces določanja potresnega odziva uvaja uporaba nepopolnih modelov in nepoznavanje dejanskih karakteristik konstrukcije kot so npr. masa, geometrija, trdnost materiala. Vsi našeti parametri so v splošnem slučajne spremenljivke, zato opis obnašanja objektov postane mogoč le v verjetnostnem smislu. Velika negotovost vhodnih podatkov uvede v naše ocene obnašanja konstrukcije določeno tveganje. Pomembna naloga projektantov postaja ovrednotenje tveganja, da bo določeno stanje poškodovanosti preseženo. Znotraj potresnega inženirstva se je tako oblikovalo ožje znanstveno področje, ki se ukvarja z vrednotenjem potresnega tveganja objektov. V ožje znanstveno področje sodi tudi predlagana tema doktorske disertacije.

Verjetnostne metode uvajajo v proces projektiranja znanstveno nadgrajen pristop, saj omogočajo sistematično vključitev vseh nastopajočih negotovosti pri oceni potresnega obnašanja objektov. Pomembna značilnost potresnega tveganja je, da združuje potresno nevarnost na lokaciji objekta in ranljivost objekta pri različnih intenzitetah potresne obtežbe. V tem pogledu pridobljene ocene potresnega tveganja predstavljajo pomembno dodatno informacijo o potresnem obnašanju objektov. Nova metodologija zato predstavlja dodaten korak pri razvoju obstoječih postopkov projektiranja, saj kvantitativne ocene potresnega tveganja omogočajo lažje odločanje investitorjev in projektantov o smiselnih vložkih v potresno zaščito.

### 1.1 Tema doktorske disertacije

Raziskovalci so že razvili metodologije določanja potresnega tveganja, ki omogočajo uresničevanje osnovnih ciljev »projektiranja kontroliranega potresnega odziva« (Deierlein, 2004). Razvite metode so v danem trenutku zahtevne in zamudne, zato se v inženirski praksi praviloma ne uporabljajo. Kljub veliki stopnji negotovosti, ki je prisotna v procesu projektiranja objektov, se v praksi uporabljajo skoraj izključno deterministične metode. Uvajanje verjetnostnih metod v prakso je zahteven proces, ki bo uspešen le, če bodo uvedene metode zelo preproste in hitre za uporabo. Razvoj poenostavljenih metod je ključnega pomena za izpopolnitev obstoječih postopkov projektiranja in izboljšanje projektnih rešitev. Velik korak na tem področju predstavlja poenostavljena metoda za določanje potresnega tveganja, predlagana v (Dolšek in Fajfar, 2007) in dopolnjena v (Fajfar in Dolšek, 2012).

Metoda temelji na poenostavljeni nelinearni metodi N2 in vnaprej določenih vrednostih raztrosa odziva konstrukcij.

Verjetnostni pristop zahteva poleg podatkov o povprečnem odzivu konstrukcije tudi podatke o njegovem raztrosu (razpršenosti). Metoda N2 je deterministična, zato ni sposobna simulirati raztrosa potresnega odziva. Implementacija metode v prakso je torej odvisna od določitve tipičnih vrednosti raztrosa odziva za različne konstrukcijske sisteme. Proces določanja potresnega odziva spremlja velika negotovosti, ki je v veliki meri odvisna od slučajne narave potresne obtežbe. Dodatno negotovost povzročajo modelne in fizikalne negotovosti, ki so posledica uporabe nepopolnih modelov in nepoznavanje dejanskih karakteristik konstrukcije. Opisana metoda ne predvideva neposrednega simuliranja modelnih in fizikalnih negotovosti na nivoju konstrukcijskega modela, zato morajo vnaprej določene vrednosti raztrosa odziva zajeti vpliv vseh navedenih negotovosti. Uporaba vnaprej določenih vrednosti raztrosa odziva omogoča bistveno zmanjšanje računskega časa v primerjavi s postopki, ki temeljijo na neposredni simulaciji vplivov modelnih in fizikalnih negotovosti. Velika prednost opisanega postopka je, da mogoča določanje potresnega tveganja z upoštevanjem negotovosti že na podlagi potisne analize determinističnega modela.

Cilj doktorske disertacije je določitev vrednosti raztrosa odziva pogostih armiranobetonskih (AB) konstrukcijskih sistemov. V doktorski disertaciji obravnavamo monolitne armiranobetonske okvirne sisteme, sisteme konzolnih sten (stenaste sisteme) in mešane sisteme, sestavljene iz konzolnih sten in okvirov. Omejimo se na analizo objektov nizke in srednje etažnosti (od dveh do osem etaž), ki predstavljajo veliko večino konstrukcijskih sistemov na območju Slovenije. Omejitev števila etaž je smiselna tudi iz stališča, da se vrednosti raztrosa odziva določajo v okviru poenostavljene verjetnostne metodologije, ki temelji na nelinearni statični (potisni) analizi. Poudariti je potrebno, da je glede na obsežnost predlaganih študij praktično nemogoče zagotoviti enakovreden nivo natančnosti obdelave vseh konstrukcijskih sistemov. V naših študijah najnatančneje obdelamo področje AB okvirov, ki predstavljajo izhodiščno področje raziskav in za katerega študijo potresnega odziva opravimo tako za sodobne kot za obstoječe konstrukcijske sisteme. Drugo najbolj obdelano področje naših študij so stenasti sistemi, sledijo jim mešani sistemi. Pri slednjih smo raztros potresnega odziva določali na omejenem številu testnih konstrukcij, zato je zanesljivost predlaganih vrednosti raztrosa potresnega odziva manjša kot v primeru ostalih konstrukcijskih sistemov. Poleg tega je potresni odziv stenastih in mešanih sistemov v splošnem težje opisati z enostavnimi nelinearnimi modeli, ki jih uporabimo v doktorski disertaciji. Posebej zahtevna je napoved potresnega odziva strižno občutljivih konstrukcijskih sistemov, kot so obstoječi stenasti in mešani sistemi. Za natančnejšo simulacijo potresnega odziva teh sistemov potrebujemo specializirane modele (npr. Chen in Kabeyasawa, 2000; Rejec, 2011; Fischinger in sod., 2012). Iz navedenih razlogov se v okviru doktorske disertacije omejimo na določanje potresnega odziva sodobnih stenastih in mešanih sistemov, pri katerih so nezaželene strižne porušitve elementov preprečene s principom načrtovanja nosilnosti. Med sodobne konstrukcijske sisteme uvrstimo stavbe, ki so projektirane v skladu s predpisi za potresno odporno projektiranje Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) ne glede na upoštevanje stopnje duktilnosti (srednje ali visoko). Ostale konstrukcijske sisteme obravnavamo kot obstoječe. Potresni odziv okvirnih konstrukcij določimo z uporabo ravninskih in prostorskih modelov. Za stenaste in mešane sisteme uporabimo izključno ravninske modele. Število rezultatov za okvirne konstrukcije povečamo tako, da prostorske modele analiziramo neodvisno v dveh glavnih smereh. Ta poenostavitev je povsem skladna z omejitvami osnovne metode N2.



Določanje potresnega odziva konstrukcij z upoštevanjem negotovosti zahteva generacijo in analizo velikega števila modelov. Za hitro generacijo nelinearnih modelov in procesiranje rezultatov uporabimo programski paket PBEE toolbox (Dolšek, 2010). PBEE toolbox združuje zmogljiv program za analizo konstrukcij OpenSees (McKenna in Fenves, 2007) s priročnim programom Matlab (MathWorks, 2007). Programski paket sestavlja skupina funkcij v okolju Matlab (MathWorks, 2010), ki omogočajo hitro generacijo vhodnih datotek za program OpenSees, zagon analiz in napredno procesiranje rezultatov. Osnovna verzija PBEE toolbox-a omogoča analizo AB okvirnih konstrukcij v skladu s smernicami predpisa Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005; SIST EN 1998-3, 2005). V okviru doktorske disertacije obstoječo verzijo programskega paketa razširimo tako, da omogoča avtomatizirano analizo stenastih in mešanih konstrukcij, sestavljenih iz sten in okvirov.

Določitev tipične vrednosti raztrosa potresnega odziva temelji na obsežnih parametričnih študijah skupine testnih konstrukcij. Raztros potresnega odziva določamo z uporabo metod različnega nivoja natančnosti, pri čemer rezultate poenostavljenih metod preverjamo z uporabo natančnejših postopkov. Tipične vrednosti raztrosa odziva za posamezne konstrukcijske sisteme predlagamo na podlagi rezultatov celotne skupine testnih konstrukcij. Izračunane vrednosti raztrosa potresnega odziva primerjamo z rezultati dosedanjih raziskav (npr. Ibarra in Krawinkler, 2005; Lee in Mosalam, 2005; Goulet in sod., 2007; Zareian in Krawinkler, 2007; FEMA, 2009; Liel in sod., 2009; Zareian in Krawinkler, 2009; Zareian in sod., 2010; Haselton in sod., 2011; Liel in sod., 2011; Shafei in sod., 2011). Poleg tipičnih vrednosti raztrosa predlagamo tudi poenostavljen postopek za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti. Prednost postopka je, da simulacije modelnih in fizikalnih negotovosti preselimo iz nivoja konstrukcijskega modela na nivo sistema z eno prostostno stopnjo, kar omogoča bistveno zmanjšanje računskega časa. V ta namen za obravnavane konstrukcijske sisteme (okvirni, stenasti ali mešani) razvijemo t.i. probablistične modele z eno prostostno stopnjo (probablistične modele SDOF, iz angl. »Single Degree of Freedom model – SDOF model«), s katerimi zajamemo vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti. Ta korak omogoča zmanjšanje števila negotovih parametrov, saj negotovosti konstrukcijskega modela izrazimo z negotovostjo parametrov sistema z eno prostostno stopnjo. Potresni odziv testnih konstrukcij določamo na nivoju probablističnega modela SDOF, kar omogoča še dodatno zmanjšanje računskega časa. Rezultate predlaganega postopka preverjamo z uporabo natančnejših metod.

V doktorski disertaciji poskušamo na podlagi izdelanih študij potrditi ali ovreči dve hipotezi. Prva hipoteza obravnava primernost poenostavljenega postopka za določanje tipičnih vrednosti raztrosa odziva konstrukcij. Druga hipoteza se nanaša na izvedljivost določitve značilnih vrednosti raztrosa za posamezne skupine konstrukcij. Hipotezi doktorske disertacije sta naslednji.

#### **Hipoteza 1:**

Predlagani postopek določanja raztrosov odziva konstrukcij je, ob upoštevanju omejitev uporabnosti postopka, sposoben napovedati inženirsko uporabne vrednosti raztrosa.

#### **Hipoteza 2:**

Za obravnavane skupine konstrukcij je mogoče določiti značilno vrednost raztrosa odziva, t.j. raztros odziva se znotraj posameznih skupin konstrukcij obnaša razmeroma predvidljivo in ga je mogoče napovedati. Vrednosti raztrosa bodo določene v okviru doktorske disertacije.

## 1.2 Pregled literature

Sodobne metode na področju »projektiranja kontroliranega potresnega odziva« temeljijo na verjetnostnem pristopu, ki omogoča številčno oceno potresnega tveganja. Največji prispevek k razvoju verjetnostne metodologije so prispevali raziskovalci iz raziskovalnega centra »Pacific Earthquake Engineering Research Center« (PEER) v Kaliforniji. Njihove raziskave so privedle do razvoja t.i. metodologije PEER, ki je bila zasnovana v (Cornell in Krawinkler, 2000; Moehle in Deierlein, 2004). Ta metodologija temelji na osnovnih načelih verjetnostnega računa in omogoča ocenjevanje potresnega tveganja z upoštevanjem vseh vključenih negotovosti. Najbolj priročno različico metodologije PEER predstavljajo pristopi, ki omogočajo oceno potresnega tveganja v zaključeni obliki, kot je npr. metoda SAC-FEMA (Cornell in sod., 2002). Glede na način izražanja potresne zahteve in kapacitete konstrukcije ločimo dva pristopa: metodo na osnovi pomikov (Cornell in Krawinkler, 2000; Cornell in sod., 2002) in metodo na osnovi intenzitete (Cornell, 1996; Jalayer in Cornell, 2003). Pri prvi metodi potresno zahtevo in kapaciteto izrazimo s pomiki konstrukcije, pri drugi metodi pa z intenziteto potresne obtežbe. Natančnejši opis in uporabo metodologije PEER na različnih konstrukcijskih sistemih so predstavili številni doktorandi Katedre za konstrukcije in potresno inženirstvo – KKPI (Dolšek, 2002; Kante, 2005; Zevnik, 2007; Kramar, 2008; Rejec, 2011; Vidrih, 2012; Celarec, 2012). Izvirna verzija metode SAC-FEMA je bila razvita za oceno potresnega tveganja jeklenih okvirjev. Eno izmed prvih aplikacij metode na AB konstrukcije so prikazali Lupoi in sodelavci (2002).

Osnovno orodje metodologije PEER predstavlja inkrementalna dinamična analiza (IDA), s katero določimo zvezo med intenziteto potresne obtežbe in odzivom konstrukcije, t.i. krivuljo IDA (Vamvatsikos in Cornell, 2002). Odziv konstrukcije določamo s progresivnim povečevanjem intenzitete potresne obtežbe, vse dokler ni dosežen parameter odziva, ki nakazuje, da je konstrukcija dosegla izbrano stopnjo poškodovanosti (mejno stanje). Postopek IDA izvajamo za skupino potresnih zapisov, s katerimi zajamemo variabilnost potresne obtežbe na lokaciji objekta, t.i. negotovost zaradi naključne narave potresne obtežbe (aleatorična negotovost). Določanje krivulj IDA je časovno zamudno, saj zahteva veliko število nelinearnih analiz časovnega odziva. Številni raziskovalci so zato predlagali poenostavljene metode za približno določanje krivulj IDA.

Kot praktično uporaben približek IDA je bila predlagana razmeroma preprosta nelinearna metoda IN2 (Dolšek in Fajfar, 2004). Metoda IN2 predstavlja inkrementalno metodo N2. Po analogiji s postopkom IDA potresni odziv konstrukcij določamo pri različnih nivojih potresne intenzitete. Metoda N2 temelji na kombinaciji potisne analize in neelastičnih spektrov odziva, zato omogoča hitro oceno poškodovanosti objektov pri izbrani intenziteti potresne obtežbe (Fajfar, 2000). Že avtorji inkrementalne dinamične analize so zasledili povezavo med rezultati postopka IDA in potisne analize (Vamvatsikos in Cornell, 2004). Približno določanje IDA krivulj z uporabo poenostavljenih metod so predlagali tudi drugi avtorji. Vamvatsikos in Cornell (2006) sta razvila preprosto programsko orodje SPO2IDA, ki omogoča določanje približnih krivulj IDA na podlagi potisne analize. Peruš in sodelavci (2013) so predlagali poenostavljeno določanje rezultatov IDA z uporabo spletne aplikacije WIDA. Aplikacija omogoča hitro določanje krivulj IDA na podlagi večdimenzionalne linearne interpolacije rezultatov baze sistemov z eno prostostno stopnjo. Določanje krivulj IDA na sistemu z eno prostostno stopnjo omogoča bistveno zmanjšanje računskega časa, vendar ti postopki niso uporabni za konstrukcije, ki so občutljive na vplive višjih nihajnih oblik. To pomanjkljivost sta, med drugimi, poskušala rešiti avtorja t.i. modalne potisne analize – MPA (Chopra in Goel, 2002). Metodo MPA sta

predlagala za približno določanje krivulj IDA (Han in Chopra, 2006), kasneje še za določanje potresnega tveganja (Han in sod., 2010). Brozovič in Dolšek (2013) sta za približno določanje krivulj IDA predlagala uporabo t.i. metode EPA (angl. »envelope-based pushover analysis«), ki omogoča poenostavljeno upoštevanje vplivov višjih nihajnih oblik (plastičnih mehanizmov). EPA temelji na predpostavki, da odziv konstrukcije diktira prevladujoči plastični mehanizem, ki se tvori glede na lastnosti in intenziteto potresnega zapisa. Zato predlagata, da se potresni odziv konstrukcij določi na podlagi ovojnice rezultatov dinamične analize treh sistemov z eno prostostno stopnjo (enega modalnega in dveh deformacijskih), s katerimi simulirata prevladujoče plastične mehanizme konstrukcije.

Metoda N2 je preprosta nelinearna metoda za določanje odziva konstrukcij pri potresni obtežbi (Fajfar, 2000). Razvita je bila na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR). Zaradi preprostosti in primernosti za praktično uporabo je vključena v trenutno verzijo standarda Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Prvotna formulacija metode je bila uporabna le za konstrukcije, ki nihajo pretežno v prvi nihajni obliki. Predlog razširitve metode N2 na nesimetrične konstrukcije so podali Fajfar in sodelavci (2005). Razširjeno formulacijo, ki omogoča analizo konstrukcij s pomembnim vplivom višjih nihajnih oblik po tlorisu ali višini, sta predlagala Kreslin in Fajfar (2011). Prva poskusa uporabe metode N2 v verjetnostnih analizah sta prikazala Dolšek in Fajfar (2004, 2007). Najnovejši predlog praktično uporabne metode za določanje potresnega tveganja objektov je opisan v članku (Fajfar in Dolšek, 2012). Metoda povezuje verjetnostni pristop SAC-FEMA (Cornell in sod., 2002) in enostavno nelinearno metodo N2 (Fajfar, 2000). Temeljna poenostavitev predlagane metode je uporaba inkrementalne metode N2 (IN2) namesto zamudne inkrementalne dinamične analize – IDA (Dolšek in Fajfar, 2004). Postopek določanja krivulje IN2 se posebej poenostavi za konstrukcije z dolgimi in srednje dolgimi nihajnimi časi ( $T \geq T_c$ ), za katere je uporabljeno pravilo enakosti pomikov elastičnih in neelastičnih konstrukcij. V tem primeru postane krivulja IN2 ravna črta, zato za njeno določanje ne potrebujemo iteracij. Metoda IN2 omogoča poenostavljeno določanje mediane krivulj IDA, vendar z njo ne moremo določiti raztrosa potresnega odziva. Predlagani postopek zato temelji na vnaprej določenih vrednosti raztrosa potresnega odziva, za katere v literaturi ni na razpolago dovolj zanesljivih podatkov (Fajfar in Dolšek, 2012). Določitev teh vrednosti je glavni cilj doktorske disertacije.

Negotovosti na področju potresnega inženirstva pogosto delimo na aleatorične negotovosti, ki so slučajnega značaja in na katere nimamo vpliva, ter epistemične oz. izkustvene negotovosti, na katere imamo posreden vpliv, saj jih lahko zmanjšamo s pridobivanjem novega znanja oziroma podatkov. Temeljno negotovost na področju potresnega inženirstva predstavlja slučajna narava potresnega pojava, ki jo glede na značaj uvrščamo med aleatorične negotovosti. Med epistemične negotovosti uvrščamo negotovosti, ki so posledica uporabe nepopolnih modelov in nepoznavanja dejanskih karakteristik konstrukcije, kot so masa, geometrija, trdnost materiala itd. Celarec (2012) navaja, da je negotovosti, ki so prisotne pri računski analizi stavb, težko opredeliti kot izključno aleatorične ali epistemične. Iz navedenega razloga predlaga razdelitev negotovosti po naslednjem sistemu:

- fenomenološke negotovosti, ki so posledica nepredvidljivih pojavov,
- fizikalne negotovosti, ki so posledica nepoznavanja karakteristik konstrukcije (geometrija, masa, materialne karakteristike itd.),
- modelne negotovosti, ki so posledica modelnih predpostavk, poenostavitev in uporabe nepopolnih modelov itd.,

- negotovosti zaradi človeške vpliva, ki so posledica napak pri projektiranju in izvedbi konstrukcij,
- negotovosti zaradi časovno spremenljivih vplivov, ki so posledica npr. staranja materiala, korozije itd.,
- statistične negotovosti, ki so posledica ocenjevanja statističnih lastnosti populacije na podlagi omejenega vzorca podatkov.

Opisane vrste negotovosti smo povzeli po doktorski disertaciji (Celarec, 2012), kjer je podan natančnejši opis posameznih negotovosti. V doktorski disertaciji se omejimo na obravnavo negotovosti zaradi slučajne narave potresne obtežbe in modelnih ter fizikalnih negotovosti. Potrebno je poudariti, da imajo ostale vrste negotovosti, kot so npr. negotovosti zaradi človeškega vpliva, potencialno velik vpliv na potresno tveganje gradbenih konstrukcij (Haselton, 2006; Melchers 1999).

Vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti vpeljemo tako, da najpomembnejše konstrukcijske parametre obravnavamo kot slučajne spremenljivke. Za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti so številni raziskovalci uporabili različne pristope, kot so npr. metoda FOSM (npr. Ibarra in Krawinkler, 2005; Lee in Mosalam, 2005; Haselton 2006; Ibarra in Krawinkler 2011, Celarec in Dolšek, 2013a), metoda SORM (Helton in Davis, 2003), kombinacija metode s ploskvami odziva in metode Monte Carlo (Liel in sod., 2009) in metoda Monte Carlo s stratificiranim vzorčenjem v latinski hiperkocki – LHS (Dolšek, 2009; Vamvatsikos in Fragiadakis, 2010; Dolšek, 2012). Opis metod FOSM, SORM in kombinirane metode na osnovi ploskve odziva ter metode Monte Carlo je podal Celarec (2012). V okviru doktorske disertacije bomo vpliv negotovosti simulirali z metodo Monte Carlo na osnovi LHS. Pri tem pristopu vpeljemo vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti z analizo skupine modelov, ki jih določimo na podlagi vzorca slučajnega vektorja konstrukcijskih parametrov. Z razširitvijo osnovne IDA na skupino potresnih zapisov in skupino konstrukcijskih modelov dobimo t.i. razširjeno IDA (Dolšek, 2009; Vamvatsikos in Fragiadakis, 2010), ki omogoča določanje potresnega odziva konstrukcij z upoštevanjem slučajnosti potresne obtežbe in modelnih ter fizikalnih negotovosti. Prej omenjena postopka se poslužujeta stratificiranega vzorčenja v latinski hiperkocki (angl. »Latin Hypercube Sampling – LHS«) (npr. McKay in sod., 1979; Iman in Conover, 1982; Vořechovský in Novák, 2009), ki omogoča bistveno zmanjšanje potrebnega števila simulacij v primerjavi s klasično (naivno) metodo Monte Carlo. Zaradi velikega števila nelinearnih analiz časovnega odziva postane izvajanje razširjene IDA časovno zamudno. Nekateri raziskovalci so zato predlagali približno določanje rezultatov razširjene IDA s pretvorbo sistema z več prostostnimi stopnjami na sistem z eno prostostno stopnjo (npr. Fragiadakis in Vamvatsikos, 2010; Dolšek, 2012). Celarec (2012) je postopek določanja potresnega tveganja objektov z upoštevanjem negotovosti poenostavil tako, da je potresni odziv konstrukcij določal z izvajanjem metode IN2 na skupini modelov, s katerimi je vpeljal vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti. Praktično uporabna metoda za oceno potresnega tveganja objektov, ki sta jo predlagala Fajfar in Dolšek (2012), predstavlja še dodatno poenostavitev te ideje. Metoda namreč predvideva le simulacijo potresnega odziva konstrukcije na osnovi determinističnega modela, medtem ko je vpliv slučajnosti potresne obtežbe in vpliv modelnih ter fizikalnih negotovosti upoštevan z vnaprej določenimi vrednostmi raztrosa potresnega odziva.

Večina dosedanjih raziskav na področju potresnega inženirstva je bila usmerjena k vrednotenju vpliva negotovosti zaradi slučajnosti potresne obtežbe. Večjo pozornost vrednotenju vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti na potresni odziv konstrukcij se je začelo posvečati šele v zadnjem desetletju. Toda večina izdelanih študij na področju vrednotenja vpliva negotovosti na potresni odziv armiranobetonskih (AB) stavb je bilo izdelanih le za posamezne primere konstrukcij (npr. Lee in

Mosalam, 2005; Zareian in Krawinkler, 2007; Dolšek, 2009; Liel in sod., 2009; Jalayer in sod., 2010; Zareian in sod., 2010; Celarec in sod., 2012; Dolšek, 2012; Celarec in Dolšek, 2013a). Razen določenih izjem (Lee in Mosalam, 2005; Celarec in sod., 2012) so avtorji v navedenih študijah običajno obravnavali AB okvirne konstrukcije. Lee in Mosalam (2005) sta preučevala občutljivost potresnega odziva AB povezane stene zaradi vpliva negotovosti. Celarec in sodelavci (2012) so raziskovali občutljivost potresnega odziva štirih okvirnih konstrukcij s polnili na vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti. Bolj splošne analize celotnih konstrukcijskih sistemov so v glavnem izdelali raziskovalci Univerze Stanford (Ibarra, 2005; Haselton, 2006; Liel, 2008; Haselton in Deierlein, 2008; Haselton in sod., 2008). Ibarra (2005) in Haselton (2006) sta v njunih doktorskih disertacijah obravnavala sodobne AB okvirne sisteme, Liel (2008) pa je obravnavala obstoječe AB okvirne sisteme, značilne za visoko seizmično območje Kalifornije. Razširitve izdelanih raziskav so objavljene v naslednjih izvirnih znanstvenih člankih: Goulet in sod. (2007), Haselton in sod. (2011), Liel in sod. (2011). Goulet in sodelavci (2007) so ocenjevali vpliv projektnih predpostavk na pričakovane denarne izgube sodobne 4-etažne okvirne konstrukcije. Haselton in sodelavci (2011) so preučevali potresno tveganje sodobnih AB okvirov na visoko seizmičnem območju Kalifornije. Primerjalno študijo potresnega tveganja sodobnih in obstoječih okvirov AB okvirov so prikazali Liel in sodelavci (2011). Ugotovili so, da je potresno tveganje obstoječih okvirov približno 40-krat večje od potresnega tveganja sodobnih okvirov. Drugačen pristop za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti sta uporabila Ibarra in Krawinkler (2011). Raztros potresne kapacitete zaradi vpliva modelne in fizikalne negotovosti sta raziskovala na sistemu z eno prostostno stopnjo.

Izsledki raziskav (Haselton, 2006; Haselton in Deierlein, 2008; Haselton in sod., 2008) so bili vključeni v smernice za oceno potresnega obnašanja objektov (FEMA, 2009). Predlagana metodologija ne temelji na neposrednem izračunu potresnega tveganja, ampak na primerjavi dejanskih in sprejemljivih faktorjev varnosti pred porušitvijo (angl. »collapse margin ratio«), na podlagi katerih ocenimo, ali je potresno tveganje objektov v sprejemljivih mejah. Dokument vključuje nekatere podatke o tipičnih vrednosti raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe in ostalih negotovosti. Avtorji poročajo, da je raztros potresnega odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe odvisen od povečanja nihajnega časa konstrukcije, ki je povezano z duktilnostjo sistema. Predstavljeni zaključek velja samo v primeru, ko je potresna intenziteta izražena s spektralnim pospeškom pri prvem nihajnem času. Smernice FEMA P695 razdelijo ostale negotovosti na: negotovost izpolnitve projektnih zahtev, negotovost zaradi pomanjkanja eksperimentalnih rezultatov in modelno negotovost. Skupna vrednost raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe in ostalih negotovosti je določena glede na količino eksperimentalnih podatkov, s katerimi je bil model preverjen, in glede na kvaliteto (popolnost) nelinearnega modela, ki je odvisna od sposobnosti modela, da zajame vse pričakovane porušne mehanizme.

### 1.3 Vsebina doktorske disertacije

Vsebinski del doktorske disertacije obsega sedem poglavji in slovenski ter angleški povzetek. Prva štiri poglavja lahko glede na vsebino definiramo kot teoretična, saj služijo predstavitvi teoretičnih osnov in uporabljene metodologije za določanje potresnega odziva AB stavb. V petem in šestem poglavju predstavimo rezultate študije skupine testnih konstrukcij, ki jih določimo z aplikacijo opisane metodologije na konkretnih primerih. Disertacijo zaključimo s predstavitvijo glavnih ugotovitev in izvirnih prispevkov doktorske disertacije ter možnosti nadaljnjega raziskovanja (poglavje 7). V osmem

in devetem poglavju sta predstavljena še slovenski in angleški povzetek vsebine in najpomembnejših ugotovitev doktorske disertacije.

Prvo poglavje je uvodnega značaja. Namenjeno je obrazložitvi širšega znanstvenega področja in teme doktorske disertacije. V tem poglavju predstavimo tudi krajši pregled literature na obravnavanem znanstvenem področju. Drugo poglavje je namenjeno opisu metodologije, s katero dosežemo zastavljene cilje doktorske disertacije. Poglavje se začne s povzetkom obstoječih metod in predstavitvijo predlaganega postopka za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti. V zadnjem delu poglavja opišemo tudi metodologijo določanja potresnega odziva obravnavanih konstrukcijskih sistemov.

Tretje poglavje služi predstavitvi skupine testnih konstrukcij, matematičnega modeliranja in upoštevanih slučajnih spremenljivk, s katerimi zajamemo vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti. V prvem delu poglavja najprej predstavimo skupine testnih konstrukcij, na podlagi katerih opravimo predvidene analize. Drugi del poglavja je namenjen predstavitvi matematičnega modeliranja, s katerim določimo računske modele obravnavanih skupin testnih konstrukcij. V zadnjem delu poglavja predstavimo še slučajne spremenljivke, s katerimi opravimo simulacije potresnega odziva z upoštevanjem vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti.

Pomembno negotovost pri potresnem odzivu stavb predstavlja slučajnost potresne obtežbe, ki jo zajamemo z analizo potresnega odziva skupine potresnih zapisov. Opis načina izbire in predstavitev izbrane potresne obtežbe predstavimo v četrtem poglavju.

V petem in šestem poglavju prikažemo rezultate študije skupine testnih konstrukcij, ki jih določimo z upoštevanjem matematičnega modeliranja, slučajnih spremenljivk in potresne obtežbe iz tretjega in četrtega poglavja. Peto poglavje je namenjeno določitvi potrebnih vhodnih podatkov za razvoj predlaganega postopka za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti. Ključni del doktorske disertacije je šesto poglavje, v katerem določamo potresni odziv testnih konstrukcij in na podlagi rezultatov predlagamo tipične vrednosti raztrosov odziva obravnavanih konstrukcijskih sistemov. V prvem delu tega poglavja najprej določamo potresni odziv testnih konstrukcij z uporabo različnega nivoja natančnosti metod. To poglavje služi kontroli rezultatov predlaganega postopka. Drugi del šestega poglavja je namenjen analizi raztrosa odziva obravnavanih konstrukcijskih sistemov. V tem poglavju predstavimo vrednosti skupnega raztrosa odziva celotne skupine testnih konstrukcij in na podlagi teh rezultatov predlagamo tipične vrednosti raztrosa odziva. V poglavju predstavimo tudi ločeno študijo raztrosov odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe in modelnih ter fizikalnih negotovosti.

Doktorsko disertacijo sklenemo s poglavjem Zaključki (sedmim poglavjem), v katerem predstavimo najpomembnejše ugotovitve in izvirne prispevke doktorske disertacije ter možnosti nadaljnega raziskovanja. Uporabljena literatura je navedena na koncu disertacije v poglavju Viri.

## 2 METODOLOGIJA DOLOČANJA POTRESNEGA ODZIVA Z UPOŠTEVANJEM NEGOTOVOSTI

V tem poglavju predstavimo metodologijo za določanje potresnega odziva konstrukcij z upoštevanjem negotovosti. Glavni cilj doktorske disertacije je določitev tipičnih vrednosti raztrosa potresnega odziva za okvirne, stenaste in mešane konstrukcijske sisteme. Poleg tipičnih vrednosti raztrosa predlagamo tudi poenostavljen postopek za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti. Za kontrolo rezultatov predlaganega postopka potresni odziv testnih konstrukcij določimo še z uporabo dveh obstoječih metod. Poglavje začnemo z uvodnim delom, v katerem razložimo osnovne pojme potresnega odziva konstrukcij in metod za njegovo določanje. Najprej predstavimo obstoječi metodi, v osrednjem delu poglavja pa še predlagani postopek za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti. Poglavje sklenemo z opisom uporabljene metodologije za določanja potresnega odziva testnih konstrukcij.

V doktorski disertaciji potresno zahtevo in kapaciteto konstrukcije izrazimo z intenziteto potresne obtežbe. Izbran način je skladen z določanjem potresnega tveganja z metodo na osnovi intenzitete (Cornell, 1996; Jalayer in Cornell, 2003). Za mero intenzitete uporabimo spektralni pospešek pri nihajnem času ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo  $S_a(T^*)$ . Predpostavili bomo, da je vzorec potresnih intenzitet porazdeljen logaritemsko normalno. Ob tej predpostavki odziv konstrukcije opišemo s parametroma logaritemsko normalne spremenljivke, t.j. z mediano spektralnega pospeška pri izbranem mejnem stanju  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in s standardno deviacijo naravnih logaritmov spektralnega pospeška pri izbranem mejnem stanju  $\beta_{LS,RU}$ . Oznaka  $RU$  ponazarja, da sta parametra potresnega odziva določena z upoštevanjem slučajnosti potresne obtežbe (angl. »randomness« –  $R$ ) in modelnih ter fizikalnih negotovosti, ki jih v angleškem jeziku s skupno besedo imenujemo »uncertainty« –  $U$ . Oznaka  $LS$  označuje izbrano mejno stanje konstrukcije (angl. »limit state« –  $LS$ ). V doktorski disertaciji največjo pozornost namenimo določanju tipičnih vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  za monolitne armiranobetonske (AB) okvirne, stenaste in mešane konstrukcijske sisteme.

Izbira mere za izražanje potresne intenzitete ima pomemben vpliv na vrednosti raztrosa potresnega odziva in na način izbire potresne obtežbe. V splošnem se vrednosti raztrosa odziva razlikujejo v odvisnosti od izbrane mere intenzitete. Izkaže se, da se raztros potresnega odziva zaradi variabilnosti potresne obtežbe zmanjša, če za mero intenzitete uporabimo spektralni pospešek v okolici prvega nihajnega časa konstrukcije (npr.  $S_a(T^*)$ ) namesto maksimalnega pospeška tal  $PGA$  (Shome, 1999; Shome in sod., 1998). Z uporabo spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času namreč vnaprej izločimo elastični raztros odziva konstrukcije v prvi (prevladujoči) nihajni obliki. Zaradi manjšega raztrosa lahko enakovredno natančnost rezultatov dosežemo z uporabo manjšega števila potresnih zapisov (Shome in sod., 1998). Izbira mere potresne intenzitete ima vpliv tudi na način izbire potresnih zapisov. Konsistentnost izbrane in ciljne potresne obtežbe lahko zagotovimo le z izbiro skupine zapisov, katerih povprečje in raztros se ujemata s ciljno potresno obtežbo, pri pogoju, da so vsi potresni zapisi normirani na skupno vrednost izbrane mere intenzitete.

## 2.1 Predstavitev obstoječih metod

Obnašanje objektov med potresi najnatančneje ovrednotimo z nelinearno analizo časovnega odziva pri vsiljenih pospeških temeljnih tal. Pri izbrani intenziteti potresne obtežbe nas najpogosteje zanimajo maksimalne vrednosti odziva konstrukcije, ki jih običajno izrazimo z maksimalnim pomikom na vrhu konstrukcije ali z maksimalnim zamikom kritične etaže. Intenziteto potresne obtežbe običajno merimo z maksimalnim pospeškom temeljnih tal  $PGA$  oziroma s spektralnim pospeškom potresnega zapisa  $S_a(T)$  pri nekem (izbranem) nihajnem času  $T$ . Poškodovanost konstrukcije izrazimo z merljivimi parametri, kot so npr. dosežene rotacije elementov, doseženi etažni zamiki oziroma dosežen pomik na vrhu konstrukcije. Zvezo med potresno intenziteto in poškodovanostjo konstrukcije določimo s t.i. inkrementalno dinamično analizo – IDA (Vamvatsikos in Cornell, 2002), pri kateri intenziteto potresne obtežbe povečujemo, vse dokler ni dosežen parameter odziva, ki nakazuje, da je konstrukcija dosegla obravnavano stopnjo poškodovanosti. Postopek IDA izvajamo za skupino potresnih zapisov, s katerimi zajamemo pričakovane lastnosti potresnega gibanja na obravnavani lokaciji. Pri različnih potresnih zapisih se odziv konstrukcije precej razlikuje, zato pravimo, da je za odziv konstrukcije značilen velik raztros (razpršenost).

Dodatno negotovost pri določanju potresnega odziva objektov povzročajo t.i. modelne in fizikalne negotovosti, ki so posledica npr. pomanjkljivosti uporabljenih modelov, poenostavitve pri modeliranju, nepoznavanja dejanskih mehanskih karakteristik in obtežbe obravnavane konstrukcije. Neposredno vrednotenje vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti zahteva, da negotove parametre modela obravnavamo kot slučajne spremenljivke, katerim pripišemo ustrezne verjetnostne porazdelitve. Pregled metod za določanje potresnega odziva konstrukcij z upoštevanjem negotovosti smo predstavili v poglavju 1.2. V doktorski disertaciji vpliv negotovosti simuliramo na podlagi metode Monte Carlo z LHS. Pri tem pristopu vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti vpeljemo z analizo skupine modelov, ki jih generiramo na podlagi vektorja slučajnih parametrov. Na osnovi te ideje Dolšek (2009) predlaga razširitev postopka IDA na skupino modelov in skupino potresnih zapisov. Razširjena IDA omogoča določanje potresnega odziva z upoštevanjem slučajnosti potresne obtežbe in modelnih ter fizikalnih negotovosti, saj za vsak izmed  $N_{sim}$  generiranih modelov opravimo postopek IDA za celotno skupino  $N_{gm}$  potresnih zapisov. Dolšek (2009) za generacijo skupine modelov predlaga učinkovit postopek za vzorčenje slučajnih spremenljivk, ki temelji na metodi LHS v kombinaciji s stohastičnim optimizacijskim algoritmom imenovanim simulirano ohlajanje (angl. »simulated annealing«) (Vořechovský in Novák, 2009). Predlagana metoda uporablja stratificirano vzorčenje slučajnih spremenljivk, kar omogoča bistveno zmanjšanje potrebnega števila simulacij v primerjavi s klasično (naivno) metodo Monte Carlo. Kljub temu, postane postopek razširjene IDA časovno zamuden, saj zahteva za oceno parametrov odziva konstrukcije, izračun  $N_{sim} \cdot N_{gm}$  krivulj IDA.

Računski čas razširjene IDA je mogoče bistveno zmanjšati z vpeljavo poenostavljenega določanja potresnega odziva. Dolšek (2012) postopek razširjene IDA poenostavi tako, da nelinearne analize časovnega odziva izvaja na ekvivalentnem sistemu z eno prostostno stopnjo, kar omogoča precejšnjo zmanjšanje računskega časa. V ta namen skupino konstrukcijskih modelov, ki jih generiramo z metodo LHS (Vořechovský in Novák, 2009), najprej analiziramo z nelinearno statično (potisno) analizo. Za vsak konstrukcijski model tako izračunamo zvezo med silo ob vpetju in pomikom na vrhu konstrukcije, s katero določimo idealizirano trilinearno ovojnico ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Za skupino ekvivalentnih sistemov z eno prostostno stopnjo nato opravimo postopek IDA za celotno skupino potresnih zapisov. Opisani postopek je manj splošen od razširjene



IDA, vendar še vedno omogoča določanje potresnega odziva z upoštevanjem slučajnosti potresne obtežbe in modelnih ter fizikalnih negotovosti. V okviru doktorske disertacije bomo opisani postopek poimenovali razširjena SDOF-IDA (angl. »Single Degree of Freedom Incremental Dynamic Analysis – SDOF-IDA«). Uporaba postopka je zaradi vpeljane poenostavitve omejena na konstrukcije, ki nihajo pretežno v prvi nihajni obliki. Ta predpostavka je običajno izpolnjena za konstrukcije nizke do srednje etažnosti. Dolšek (2009, 2012) pri obeh metodah uporabi isto metodologijo za simulacijo vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Metodi se razlikujeta samo v načinu določanja potresnega odziva konstrukcij. Tudi predlagana metoda uporabi isti pristop za simulacijo vpliva negotovosti, ki ga v nadaljevanju na kratko povzamemo. Natančnejši opis postopka in priporočila za uporabo najdemo v literaturi (npr. Vořechovský in Novák, 2009; Dolšek, 2009, Vidrih, 2011; Celarec, 2012).

Za generacijo skupine modelov, s katerimi zajamemo vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti, uporabimo pristop, ki sta ga predlagala Vořechovský in Novák (2009). Pristop združuje metodo LHS s stohastičnim optimizacijskim algoritmom, imenovanim simulirano ohlajanje. Metoda LHS temelji na poenostavljenem vzorčenju slučajnega vektorja na podlagi robnih porazdelitev in korelacij nastopajočih slučajnih spremenljivk. Definijsko območje vsake slučajne spremenljivke  $X_i$  razdelimo na  $N_{sim}$  enako verjetnih in nezdružljivih območij. Iz vsakega območja izberemo natanko eno vrednost po naslednjem pravilu

$$x_{i,k} = F_i^{-1} \left( \frac{k - 0.5}{N_{sim}} \right), \quad k = 1, 2, \dots, N_{sim} \quad (2.1)$$

kjer je  $x_{i,k}$  vrednost slučajne spremenljivke  $X_i$  pri  $k$ -ti simulaciji,  $F_i^{-1}$  je inverzna porazdelitvena funkcija  $i$ -te slučajne spremenljivke in  $N_{sim}$  je izbrano število simulacij. Postopek vzorčenja ponovimo za vse slučajne spremenljivke. Zaradi pristranskega načina vzorčenja, se med slučajnimi spremenljivkami ustvari nezaželena korelacija. Tako določeni vzorec slučajnih spremenljivk zahteva dodatno obdelavo. V ta namen, metodo LHS nadgradimo z optimizacijskim algoritmom simulirano ohlajanje, s katerim minimiziramo razliko med korelacijsko matriko generiranega vzorca  $\mathbf{S}$  in ciljno korelacijsko matriko  $\mathbf{K}$ . Razliko med ciljno in generirano korelacijsko matriko merimo z normo  $E$ , ki je definirana na naslednji način

$$E = \frac{2}{N_{var}(N_{var} - 1)} \sqrt{\sum_{i=1}^{N_{var}-1} \sum_{j=i+1}^{N_{var}} (S_{i,j} - K_{i,j})^2}, \quad (2.2)$$

kjer je  $S_{i,j}$  korelacijski koeficient generiranega vzorca in  $K_{i,j}$  ciljni korelacijski koeficient med slučajnima spremenljivkama  $X_i$  in  $X_j$ ,  $N_{var}$  pa predstavlja število slučajnih spremenljivk. Normo  $E$  minimiziramo z naključnimi permutacijami elementov vzorca slučajnih spremenljivk. Permutacijo elementov izvedemo tako, da naključno izbrani slučajni spremenljivki zamenjamo vrednost, ki jo zavzame pri dveh naključno izbranih simulacijah. Po vsaki permutaciji preverjamo, ali nova razporeditev vrednosti slučajnih spremenljivk poveča ali zmanjša normo  $E$ . Naključno permutacijo, ki povzroči zmanjšanje norme  $E$ , vnaprej sprejmemo. Naključno permutacijo, ki povzroči povečanje norme  $E$  sprejmemo le v primeru, ko je vrednost slučajna spremenljivke

$$Z = e^{-\frac{\Delta E}{T}} - R \quad (2.3)$$

večja od 0, v nasprotnem primeru jo zavrnemo. Parameter  $\Delta E$  v enačbi (2.3) predstavlja razliko med normo  $E$  pred in po naključni permutaciji, parameter  $T$  predstavlja t.i. temperaturo in parameter  $R$  predstavlja enakomerno porazdeljeno slučajno spremenljivko na intervalu  $[0,1]$ . Verjetnost sprejetja ali zavrnitve naključne permutacije, ki povzroči povečanje norme  $E$ , je odvisna od parametra  $T$ , zato

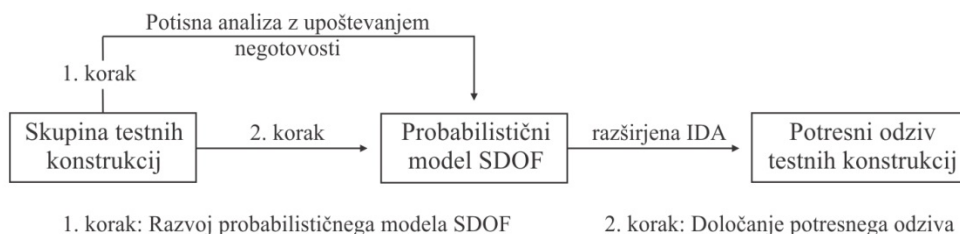
opisani postopek izvajamo za različne temperature. Začetno temperaturo  $T$  postopno zmanjšujemo vse dokler ne postane dovolj majhna. Končni rezultat postopka je vzorec slučajnih spremenljivk s korelacijsko matriko  $\mathbf{S}$ , ki se v okviru izbrane natančnosti, ujema s ciljno korelacijsko matriko  $\mathbf{K}$ . Prednosti stohastičnih optimizacijskih postopkov je, da se bolj verjetno izognejo lokalnim minimumom, kar poveča možnost določitve globalnega minimuma.

## 2.2 Predlog metode za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti

Osnovni cilj doktorske disertacije je določitev tipičnih vrednosti raztrosa odziva obravnavanih konstrukcijskih sistemov. Obstoječi metodi, ki smo ju predstavili v poglavju 2.1, omogočajo doseganje tega cilja, vendar izsledki raziskav kažejo, da je mogoče postopek določanja potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti dodatno poenostaviti. Metodi temeljita na simulacijah vpliva negotovosti na nivoju celotnega konstrukcijskega modela, kar zahteva analizo velikega števila nelinearnih modelov. Enostavnejša izmed metod, t.j. razširjena SDOF-IDA, se poslužuje potisne analize skupine modelov in nelinearne analize časovnega odziva ekvivalentnih modelov SDOF, zato omogoča bistveno zmanjšanje računskega časa v primerjavi z razširjeno IDA. Kljub temu je izvajanje potisne analize skupine modelov še vedno časovno zamudno, zlasti za razmeroma zahtevne nelinearne modele. Iz navedenega razloga v doktorski disertaciji predlagamo poenostavljeno metodo za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti.

Predlagana metoda se po osnovni ideji naslanja na postopek razširjene SDOF-IDA (Dolšek, 2012). Postopka temeljita na poenostavljenem določanju krivulj IDA s pretvorbo na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo, kar bistveno zmanjša računski čas. Proces določanja potresnega odziva z razširjeno SDOF-IDA razdelimo na dva neodvisna koraka. Shematični prikaz korakov določanja potresnega odziva testnih konstrukcij s predlagano metodo je prikazan na sliki 2.1. Vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti najprej raziščemo na nivoju parametrov SDOF sistema, šele zatem na nivoju potresnega odziva. Ideja postopka je, da se določi porazdelitev parametrov modela SDOF, s katerimi zajamemo vpliv negotovosti celotnega konstrukcijskega modela. V ta namen opravimo obsežne parametrične študije skupin testnih konstrukcij. V prvem koraku za obravnavane konstrukcijske sisteme razvijemo t.i. probabilistične modele z eno prostostno stopnjo (probabilistične modele SDOF), ki omogočajo direktno simulacijo vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti na nivoju modela SDOF. V doktorski disertaciji razlikujemo med ekvivalentnim modelom SDOF, ki je definiran na podlagi determinističnega modela konstrukcije, in probabilističnim modelom SDOF, ki je definiran z vektorjem slučajnih parametrov SDOF sistema. Prednost predlaganega postopka je, da potresnega odziva in simulacije modelnih ter fizikalnih negotovosti preselimo iz nivoja konstrukcijskega modela na nivo probabilističnega modela SDOF. Tak pristop dodatno zmanjša računski čas v primerjavi z razširjeno SDOF-IDA, saj predlagani postopek ne zahteva izvajanja potisne analize skupine modelov. Določitev probabilističnega modela SDOF temelji na parametričnih študijah skupine testnih konstrukcij, za katere opravimo potisno analizo z upoštevanjem negotovosti (1. korak, slika 2.1). Metodologijo za razvoj probabilističnih modelov SDOF opišemo v poglavju 2.2.1. Določitev probabilističnih modelov SDOF za obravnavane konstrukcijske sisteme omogoča poenostavljeno določanje potresnega odziva testnih konstrukcij z upoštevanjem negotovosti (2. korak, slika 2.1). Postopek določanja potresnega odziva z razširjeno IDA probabilističnega modela SDOF predstavimo v poglavju 2.2.2. Predstavitev predlagane metode sklenemo z opisom omejitev in pričakovane natančnosti predlaganega postopka (poglavje 2.2.3).

Razvoj probabilističnih modelov SDOF obravnavnih konstrukcijskih sistemov odpira vrsto aplikacij, kot je npr. študija potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti na bazi modelov SDOF oziroma razvoj poenostavljene metode za določanje potresnega tveganja. Izsledki doktorske disertacije so postavili osnovo za predlog metode za določanje potresnega tveganja z upoštevanjem modelnih in fizikalnih negotovosti (Kosič, Fajfar in Dolšek, 2014). Metoda temelji na verjetnostnem pristopu, ki omogoča določanje potresnega tveganja v zaključeni obliki, in določanju potresnega odziva s probabilističnim modelom SDOF. Ta poenostavitev omogoča oceno potresnega tveganja z upoštevanjem negotovosti na podlagi potisne analize determinističnega modela konstrukcije in razširjene IDA probabilističnega modela SDOF (glej poglavje 2.2.2). Predlagani postopek ne predvideva simulacij modelnih in fizikalnih negotovosti na nivoju konstrukcijskega modela, kar predstavlja dodatno poenostavitev postopka razširjene SDOF-IDA. Po natančnosti in časovni zamudnosti se metoda uvršča med postopka za določanje potresnega tveganja z razširjeno SDOF-IDA (Dolšek, 2012) in razširjeno metodo N2 (Fajfar, Dolšek, 2012).



Slika 2.1: Shematični prikaz korakov določanja potresnega odziva testnih konstrukcij s predlagano metodo.

Figure 2.1: Schematic representation of the basic steps of the proposed method for the determination of the seismic response of the group of test structures.

### 2.2.1 Razvoj probabilističnega modela z eno prostostno stopnjo

Razvoj predlagane metode temelji na določitvi probabilističnih modelov SDOF za obravnavane konstrukcijske sisteme (okvirni, stenasti in mešani sistem). Probabilistične modele SDOF razvijemo na podlagi parametričnih študijah skupin testnih konstrukcij, s katerimi negotovost parametrov konstrukcijskih modelov povežemo z negotovostjo parametrov modelov SDOF. Osnovo študij predstavlja potisna analiza z upoštevanjem modelnih in fizikalnih negotovosti, ki jo izvedemo za vse testne konstrukcije znotraj posamezne skupine. Na ta način za vsako testno konstrukcijo določimo verjetnostne porazdelitve slučajnih parametrov modela SDOF, t.i. globalnih konstrukcijskih parametrov, ki zajemajo vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti celotnega modela. Probabilistični model SDOF obravnavanih konstrukcijskih sistemov predlagamo z analizo rezultatov celotne skupine testnih konstrukcij.

Osnovo probabilističnega modela SDOF predstavlja ekvivalentni model SDOF, ki je definiran z zvezo sila-pomik, histerezni pravili, maso in dušenjem. Potisno krivuljo konstrukcije in pripadajočo zvezo med silo in pomik ekvivalentnega modela SDOF idealiziramo s trilinearno zvezo (slika 2.2a), ki je v prvem delu elasto-plastičen, sledi mu linearno upadanje nosilnosti (mehčanje). Parametre ekvivalentnega modela SDOF, kot so sila in pomik na meji tečenja ( $F_y^*$  in  $D_y^*$ ), duktilnost na meji mehčanja  $\mu_m$ , duktilnost pri 20% padcu nosilnosti sistema  $\mu_u$  in masa ekvivalentnega sistema  $m^*$ , določimo z naslednjimi enačbami

$$F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma}, D_y^* = \frac{D_y}{\Gamma}, \mu_m = \frac{D_m}{D_y}, \mu_u = \frac{D_u}{D_y}, \Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2}, m^* = \sum_{i=1}^n m_i \phi_i, \quad (2.4)$$

kjer je  $m_i$  masa  $i$ -te etaže,  $\phi_i$ , pa predstavlja  $i$ -to komponento osnovne nihajne oblike konstrukcije, ki je normirana tako, da ima na vrhu konstrukcije vrednost 1. Faktor  $\Gamma$  je t.i. transformacijski faktor, ki povezuje pomik ekvivalentnega modela SDOF s pomikom na vrhu konstrukcije. V skladu z metodo N2 (Fajfar, 2000), se isti faktor  $\Gamma$  uporabi za transformacijo sil in pomikov. Zvezo med silo in pomikom sistema z več prostostnimi stopnjami opišemo z naslednjimi parametri: nosilnostjo konstrukcije  $F_y$ , pomikom na meji tečenja  $D_y$ , pomikom na meji mehčanja  $D_m$  in pomikom pri 20% padcu nosilnosti  $D_u$ . Vrednosti teh parametrov določimo z idealizacijo potisne krivulje po principu enakosti ploščin dejanske in idealizirane potisne krivulje (slika 2.2). Postopek idealizacije potisnih krivulj se med posameznimi konstrukcijskimi sistemi nekoliko razlikuje. Pri okvirnih konstrukcijah predpostavimo, da nosilnost konstrukcije  $F_y$  sovpada z maksimalno silo iz potisne krivulje. Pomik na meji tečenja  $D_y$  določimo po principu enakosti ploščin dejanske in idealizirane potisne krivulje do pomika pri maksimalni nosilnosti potisne krivulje. Pomik na meji mehčanja  $D_m$  določimo po podobnem principu, le da enakosti ploščin gledamo od pomika pri maksimalni nosilnosti dalje. Oblika potisnih krivulj obravnavanih stenastih in mešanih sistemov je izrazito odvisna od obnašanja prečnega prereza ob vpetju stene, zato imajo potisne krivulje sistemov podobno obliko kot predpostavljena zveza med momentom in rotacijo na nivoju plastičnega členka. Pri idealizaciji potisnih krivulj tudi upoštevamo enakost ploščin dejanskih in idealiziranih potisnih krivulj, vendar to storimo posredno, saj izhajamo iz stanja poškodovanosti konstrukcij. Za poškodovanost konstrukcije predpostavimo, da je odvisna od obnašanja prevladujočega elementa, ki se razlikuje v odvisnosti od značilnosti konstrukcijskega sistema. Dodaten opis načina idealizacija stenastih in mešanih sistemov zato podajamo v okviru posameznega konstrukcijskega sistema (glej poglavje 5).

Probabilistični model SDOF definiramo tako, da koeficient viskoznega dušenja  $\zeta$  in globalne konstrukcijske parametre ( $\mu_m, \mu_u, S_{ay}, T^*$ ) obravnavamo kot slučajne spremenljivke. Nihajni čas  $T^*$  in spektralni pospešek na meji tečenja  $S_{ay}$  ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo določimo na naslednji način

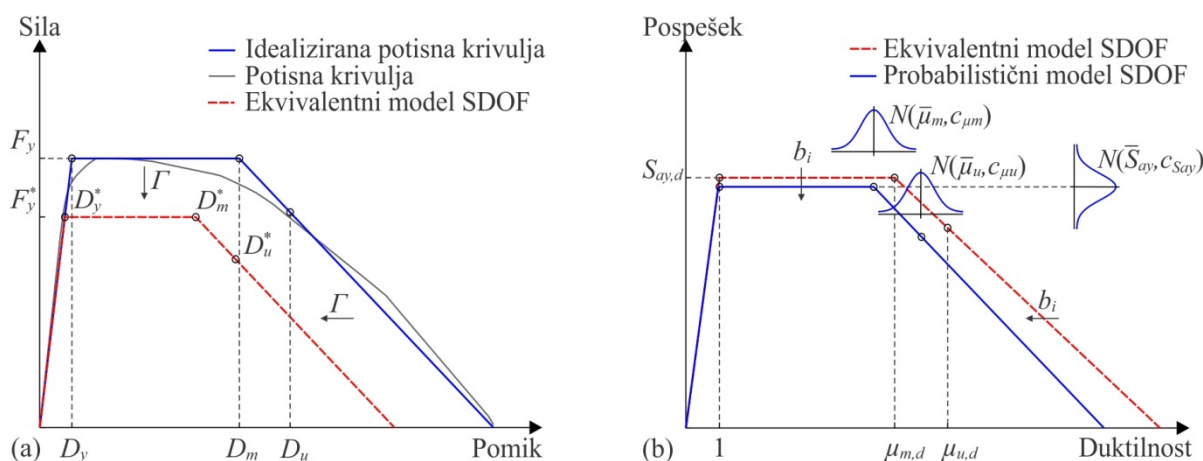
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y}{F_y}}, S_{ay} = \frac{F_y}{\Gamma m^*}. \quad (2.5)$$

Shematični prikaz probabilističnega modela SDOF, za katerega predpostavimo normalno porazdelitev globalnih parametrov, prikazujemo na sliki 2.2. Verjetnostne porazdelitve globalnih parametrov so odvisne od tipa konstrukcijskega sistema, zato natančnejše informacije o porazdelitvah globalnih parametrov podamo v 5. poglavju, kjer predlagamo probabilistične modele SDOF. Skupina globalnih parametrov v splošnem tvori slučajni vektor, za katerega je potrebno določiti verjetnostno porazdelitev. V okviru izdelanih študij smo uporabili relativno majhno število simulacij (30 ali 40 simulacij), zato verjetnostne porazdelitve slučajnega vektorja nismo uspeli določiti. Poudariti velja, da smo za vzorčenje slučajnih spremenljivk uporabili metodo LHS, ki predvideva poenostavljeno vzorčenje slučajnega vektorja na podlagi robnih porazdelitev in korelacij nastopajočih slučajnih spremenljivk. Iz tega razloga smo se v okviru doktorske disertacije omejili na določanje robnih porazdelitev in korelacij med posameznimi globalnimi parametri. Dodatno poenostavitev smo vpeljali pri določanju histereznega obnašanja modelov, saj smo zanemarili negotovost histereznih parametrov.

Za  $i$ -ti globalni konstrukcijski parameter, ki je v splošnem definiran kot slučajna spremenljivka, vpeljemo oznako  $X_i$ . Lastnosti globalnega konstrukcijskega parametra  $X_i$  opišemo s parametroma slučajne spremenljivke, t.j. s povprečno vrednostjo  $\bar{x}_i$  v primeru normalne oziroma mediano  $\tilde{x}_i$  v primeru logaritemsko normalne porazdelitev globalnega parametra, in pripadajočim koeficientom variacije  $c_i$ . Korelacijo med slučajnjima spremenljivkama  $X_i$  in  $X_j$  definiramo s korelacijskim koeficientom  $K_{ij}$ . V okviru opravljenih študij smo ugotovili, da se povprečna vrednost oziroma mediana globalnega parametra, ki izhaja iz študije negotovosti, v splošnem razlikuje od pripadajoče deterministične vrednosti (slika 2.2b). Predpostavili bomo, da lahko povprečno vrednost oziroma mediano globalnega parametra  $X_i$  določimo na podlagi njegove deterministične vrednosti z naslednjo enačbo

$$\bar{x}_i = b_i x_{i,d} \text{ oziroma } \tilde{x}_i = b_i x_{i,d}, \quad (2.6)$$

kjer  $x_{i,d}$  predstavlja vrednost globalnega konstrukcijskega parametra, ki jo določimo na podlagi potisne analize determinističnega modela po enačbah (2.4) in (2.5). Parameter  $b_i$  predstavlja korekcijski faktor  $i$ -tega globalnega parametra zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Shematični prikaz pomena faktorja  $b_i$  je prikazana na sliki 2.2b. Probabilistični model SDOF razvijemo tako, da za obravnavani konstrukcijski sistem predlagamo tipične vrednosti parametrov  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$ .



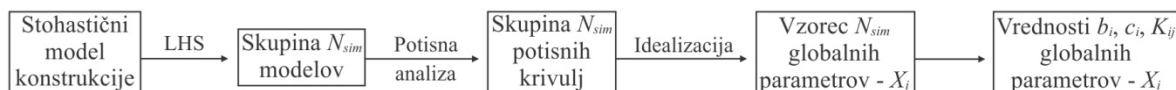
Slika 2.2: (a) Shematični prikaz potisne krivulje, pripadajoče idealizirane potisne krivulje in zveze sila-pomik za ekvivalentni model SDOF; (b) Shematični prikaz diagrama kapacitete v formatu pospešek-duktilnost za ekvivalentni in probabilistični model SDOF.

Figure 2.2: (a) Schematic representation of the pushover curve, the corresponding idealized force-displacement relationship and the force-displacement relationship of the equivalent SDOF model; (b) Schematic representation of a capacity diagram in acceleration-ductility format for the equivalent and probabilistic SDOF models.

V ta namen, za vsako testno konstrukcijo opravimo potisno analizo z upoštevanjem modelnih in fizikalnih negotovosti, katere osnovni koraki so shematično prikazani na sliki 2.3. Stohastični model konstrukcije sestavimo tako, da negotove konstrukcijske parametre obravnavamo kot slučajne spremenljivke in jim pripišemo ustrezne verjetnostne porazdelitve. Vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti vpeljemo z analizo skupine  $N_{sim}$  modelov, ki jih generiramo z metodo LHS (Vořechovský in Novák, 2009). Pri izbiri potrebnega števila simulacij se držimo načela, da mora biti število simulacij  $N_{sim}$  večje od dvakratnika števila slučajnih spremenljivk  $N_{var}$  (Dolšek, 2009). Za vsak model opravimo potisno analizo z upoštevanjem konstantnega razporeda horizontalne obtežbe, proporcionalnega produktu masne matrike in prve nihajne oblike. Potisne krivulje  $N_{sim}$  modelov idealiziramo po principu enakosti

energije med dejanskimi in idealiziranimi potisnimi krivuljami. Rezultat potisne analize skupine modelov je vzorec idealiziranih sil in pomikov konstrukcije  $(F_y, D_y, D_m, D_u)$ , na podlagi katerega z enačbama (2.4) in (2.5) za vsak globalni parameter  $(\mu_m, \mu_u, S_{ay}, T^*)$  določimo vzorec  $N_{sim}$  vrednosti. S statistično obdelavo vzorca globalnih parametrov določimo koeficiente variacije  $c_i$  in korelacijske koeficiente  $K_{ij}$  globalnih parametrov. Za izračun vrednosti korekcijskih faktorjev zaradi vpliva negotovosti  $b_i$  opravimo tudi potisno analizo determinističnega modela. Vrednosti  $b_i$  izračunamo z enačbo (2.6).

Vrednosti parametrov  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  določimo za celotno skupino testnih konstrukcij in na podlagi rezultatov predlagamo probabilistični model SDOF za obravnavani konstrukcijski sistem (glej poglavje 5). Pri razvoju modela parametrov  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  imamo več možnosti. Običajno tehtamo med želeno natančnostjo in enostavnostjo predlagane rešitve. V okviru doktorske disertacije se odločimo za enostavnejšo rešitev, t.j. probabilistični model SDOF za obravnavane konstrukcijske sisteme razvijemo na podlagi povprečnih vrednosti parametrov  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$ . V poglavju 6 bomo pokazali, da uporabljena rešitev zagotavlja zadovoljivo natančnost rezultatov.



Slika 2.3: Postopek določanja verjetnostnih porazdelitev globalnih parametrov  $X_i$  s potisno analizo z upoštevanjem modelnih in fizikalnih negotovosti .

Figure 2.3: The process of determination of the distribution of global system parameters  $X_i$  based on the pushover analysis with consideration of uncertainties.

## 2.2.2 Določanje potresnega odziva s probabilističnim modelom z eno prostostno stopnjo

Potresni odziv testnih konstrukcij določamo na podlagi probabilističnih modelov SDOF obravnavanih konstrukcijskih sistemov, ki jih določimo v skladu z metodologijo iz poglavja 2.2.1. Prednost predlaganega postopka je, da ne zahteva simulacije vpliva negotovosti na nivoju konstrukcijskega modela, kar omogoča zmanjšanje računskega časa. Odziv testnih konstrukcij določimo z razširjeno IDA probabilističnega modela SDOF, ki omogoča oceno potresnega odziva z upoštevanjem slučajnosti potresne obtežbe in modelnih ter fizikalnih negotovosti. Tak pristop uporablja tudi poenostavljena metoda za določanje potresnega tveganja (Kosič, Fajfar in Dolšek, 2014).

Shematični prikaz korakov določanja potresnega odziva po predlagani metodi je prikazan na sliki 2.4. Za testne konstrukcije najprej sestavimo konstrukcijski model, opravimo potisno analizo in določimo parametre ekvivalentnega modela SDOF po enačbi (2.4). Globalne konstrukcijske parametre  $(\mu_m, \mu_u, S_{ay}, T^*)$  določimo po enačbah (2.4) in (2.5). Vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti vpeljemo tako, da ekvivalentni model SDOF razširimo z vnaprej določenimi statističnimi lastnostmi globalnih parametrov  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$ , ki jih za posamezne konstrukcijske določamo v 5. poglavju. Na ta način, za obravnavano konstrukcijo sestavimo probabilistični model SDOF, na podlagi katerega z metodo LHS (glej poglavje 2.1) določimo skupino  $N_{sim}$  modelov SDOF. Potresni odziv testnih konstrukcij z upoštevanjem negotovosti določimo z razširjeno IDA probabilističnega modela SDOF. Postopke IDA opravimo za skupino  $N_{sim}$  modelov SDOF in celotno skupino  $N_{gm}$  potresnih zapisov. Rezultat razširjene IDA je vzorec spektralnih pospeškov pri izbranem mejnem stanju  $S_{a,LS}(r, u)$  velikosti  $N_{sim} \cdot N_{gm}$ , s katerim ocenimo parametra odziva konstrukcije  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$ .

Kot smo omenili, vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti vpeljemo na nivoju probabilističnega modela SDOF, na podlagi katerega generiramo skupino  $N_{sim}$  modelov SDOF. Za generacijo skupine modelov uporabimo metodo vzorčenja slučajnih spremenljivk, ki smo jo opisali v poglavju 2.1. Omeniti velja, da lahko za probabilistični model SDOF izberemo manjše število simulacij  $N_{sim}$ , kot bi ga uporabili na nivoju konstrukcijskega modela. Probabilistični model SDOF ima namreč manjše število slučajnih spremenljivk kot celoten model konstrukcije. Navedeno dejstvo omogoča dodatno zmanjšanje računskega časa v primerjavi s postopkom razširjene SDOF-IDA. Rezultat metode LHS so vzorci petih slučajnih spremenljivk ( $\mu_m$ ,  $\mu_u$ ,  $S_{ay}$ ,  $T^*$  in  $\xi$ ), iz katerih po enačbah (2.4) in (2.5) izračunamo osnovne parametre zveze med silo in pomikom modelov SDOF ( $F_y$ ,  $D_y$ ,  $D_m$ ,  $D_u$ ) ter pripadajoče koeficiente viskoznega dušenja  $\zeta$ . Rezultati študij so pokazali, da je vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti na spreminjanje parametrov  $m^*$  in  $\Gamma$  zanemarljiv, zato za ta parametra upoštevamo vrednosti, ki izhajajo iz potisne analize determinističnega modela. Pri generaciji skupine modelov SDOF z metodo LHS je potrebna previdnost, saj zaradi neodvisnega vzorčenja slučajnih spremenljivk, ustreznost korelacija globalnih parametrov še ne zagotavlja fizikalne smiselnosti generiranih modelov. V osnovno proceduro LHS smo zato vgradili dodatne kontrole fizikalne smiselnosti generiranih modelov, s katerimi vnaprej zavrnemo naključne permutacije elementov, ki povzročijo nefizikalno razporeditev parametrov modela SDOF (npr.  $D_m > D_y$  ali  $D_m > D_u$ ).

Potresni odziv testnih konstrukcij določimo z razširjeno IDA probabilističnega modela SDOF. Za vsakega izmed  $N_{sim}$  generiranih modelov SDOF opravimo postopek IDA za celotno skupino  $N_{gm}$  potresnih zapisov. Na ta način določimo vzorec spektralnih pospeškov pri izbranem mejnem stanju  $S_{a,LS}(r, u)$  velikosti  $N_{sim} \cdot N_{gm}$ , na podlagi katerega ocenimo parametra odziva konstrukcije  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}^2$ . Za oceno parametrov imamo na voljo več metod, v okviru doktorske disertacije uporabimo metodo največjega verjetja

$$\tilde{S}_{a,LS,RU} = e^{\frac{1}{N_{sim} \cdot N_{gm}} \sum_{r=1}^{N_{gm}} \sum_{u=1}^{N_{sim}} \ln(S_{a,LS}(r, u))}, \quad (2.7)$$

$$\beta_{LS,RU}^2 = \frac{1}{N_{sim} \cdot N_{gm}} \sum_{r=1}^{N_{gm}} \sum_{u=1}^{N_{sim}} \left( \ln(S_{a,LS}(r, u)) - \ln(\tilde{S}_{a,LS,RU}) \right)^2$$

kjer parametra  $r$  in  $u$  predstavljata  $r$ -ti potresni zapis in  $u$ -ti model SDOF. V doktorski disertaciji največjo pozornost posvečamo določitvi skupnih vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$ , vendar uporabljena metodologija omogoča tudi ločeno študijo raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe ( $\beta_{LS,R}$ ) in modelnih ter fizikalnih negotovosti ( $\beta_{LS,U}$ ). Raztros odziva  $\beta_{LS,R}$  določimo na podlagi statistike spektralnih pospeškov  $S_{a,LS}(r, u)$ , ki jo za izbrani model  $u$  opravimo za celotno skupino potresnih zapisov  $r=1, 2, \dots, N_{gm}$ . Za vsak model  $u$  v splošnem določimo različno vrednost  $\beta_{LS,R}(u)$ , zato kot merodajno vrednost  $\beta_{LS,R}$  upoštevamo povprečno vrednost celotne skupine  $N_{sim}$  modelov. Vrednost raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  ocenimo po naslednji enačbi

$$\beta_{LS,R}^2 = \frac{1}{N_{sim}} \sum_{u=1}^{N_{sim}} (\beta_{LS,R}^2(u)) = \frac{1}{N_{sim}} \sum_{u=1}^{N_{sim}} \left( \frac{1}{N_{gm}} \sum_{r=1}^{N_{gm}} \left( \ln(S_{a,LS}(r, u)) - \ln(\tilde{S}_{a,LS}(u)) \right)^2 \right), \quad (2.8)$$

kjer  $\tilde{S}_{a,LS}(u)$  predstavlja mediano vzorca spektralnih vrednosti  $S_{a,LS}(r, u)$  za  $u$ -ti model, ki jo določimo po naslednji enačbi

$$\tilde{S}_{a,LS}(u) = e^{\frac{1}{N_{gm}} \sum_{r=1}^{N_{gm}} \ln(S_{a,LS}(r, u))}. \quad (2.9)$$

Na podoben način določimo tudi raztros odziva  $\beta_{LS,U}$ , vendar v tem primeru statistiko spektralnih pospeškov  $S_{a,LS}(r, u)$  opravimo za izbrani potresni zapis  $r$  in za celotno skupino modelov  $u=1, 2, \dots, N_{sim}$ . V tem primeru se vrednosti  $\beta_{LS,U}(r)$  razlikujejo med posameznimi potresnimi zapisi,

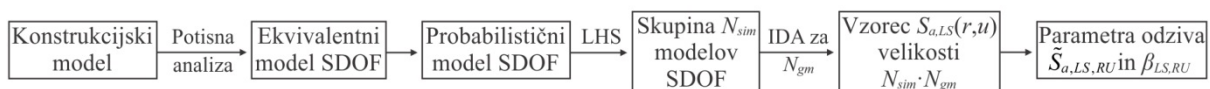


zato merodajno vrednost  $\beta_{LS,U}$  določimo kot povprečno vrednost celotne skupine  $N_{gm}$  potresnih zapisov

$$\beta_{LS,U}^2 = \frac{1}{N_{gm}} \sum_{r=1}^{N_{gm}} (\beta_{LS,U}^2(r)) = \frac{1}{N_{gm}} \sum_{r=1}^{N_{gm}} \left( \frac{1}{N_{sim}} \sum_{u=1}^{N_{sim}} (\ln(S_{a,LS}(r,u)) - \ln(\tilde{S}_{a,LS}(r)))^2 \right), \quad (2.10)$$

kjer  $\tilde{S}_{a,LS}(r)$  predstavlja mediano vzorca spektralnih vrednostih  $S_{a,LS}(r,u)$  za  $r$ -ti potresni zapis, ki jo določimo kot

$$\tilde{S}_{a,LS}(r) = e^{\frac{1}{N_{sim}} \sum_{u=1}^{N_{sim}} \ln(S_{a,LS}(r,u))}. \quad (2.11)$$



Slika 2.4: Postopek določanja parametrov odziva z razširjeno IDA probabilističnega modela SDOF.

Figure 2.4: The process of determination of the response parameters based on the extended IDA of the probabilistic SDOF model.

### 2.2.3 Omejitve in natančnost

Za predlagani postopek tako kot za vse poenostavljene postopke veljajo določene omejitve. Osnovna omejitev postopka sovпада z omejitvijo razširjene SDOF-IDA, saj oba postopka temeljita na poenostavljenem določanju potresnega odziva s transformacijo sistema z več prostostnimi stopnjami na sistem z eno prostostno stopnjo. Postopka sta tako uporabna samo za konstrukcije, ki nihajo pretežno v prvi (osnovni) nihajni obliki. Za vsako konstrukcijo lahko najdemo potresni zapis, ki povzroči odziv v drugačni obliki od osnovne oblike odziva. Brozovič in Dolšek (2013) navajata, da se plastični mehanizem konstrukcije spreminja v odvisnosti od potresnega zapisa oziroma v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe. Izsledki doktorske disertacije kažejo, da je pri nizkih do srednje visokih konstrukcijah (npr. do 8 etaž) delež potresnih zapisov, pri katerih se konstrukcija odzove v višjih oblikah, običajno relativno majhen in le malo vpliva na parametra odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$ . Glede na navedeno izhaja, da je predlagani postopek primeren za analizo nizkih do srednje visokih konstrukcij.

Predlagani postopek temelji na določanju potresnega odziva s probabilističnim modelom SDOF, ki omogoča približno simulacijo vplivov modelnih in fizikalnih negotovosti. Probabilistični model SDOF zajema povprečne statistične lastnosti obravnavanega konstrukcijskega sistema, zato z njegovo aplikacijo na konkretnem primeru naredimo določeno napako. Natančnost predlaganega postopka je torej odvisna od stopnje ujemanja predpostavljenih in dejanskih statističnih lastnosti modelov. Poleg tega je natančnost postopka pogojena še z dvema izvoroma napak. Zaradi poenostavljenega določanja potresnega odziva na nivoju modela SDOF, predlagani postopek ni sposoben zajeti spreminjanja plastičnega mehanizma konstrukcije v odvisnosti od potresnega zapisa oziroma nivoja potresne obtežbe (Brozovič in Dolšek, 2013). Ta izvor napake je značilen tudi za postopek razširjene SDOF-IDA. Kot smo omenili, se delež zapisov, ki povzročijo odziv konstrukcije v višjih oblikah, večja z večanjem števila etaž. Iz navedenega sklepamo, da se natančnost predlaganega postopka in razširjene SDOF-IDA zmanjšuje z večanjem števila etaž. Dodaten izvor napake postopka je povezan s poenostavljenim vzorčenjem slučajnih spremenljivk z metodo LHS. Poudariti velja, da je ta izvor napake prisoten pri vseh treh opisanih postopkih (poglavje 2.1 in 2.2). Izvora napake se zavedamo,



vendar smo mnenja, da ima izbira vhodnih podatkov statistične analize, glede na omejeno število podatkov v literaturi, potencialno večji vpliv na rezultate analize kot negotovosti postopka LHS.

### 2.3 Opis metodologije za določanje potresnega odziva

Rezultate predlaganega postopka za vrednosti parametrov odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$  preverjamo z uporabo natančnejših metod. Potresni odziv določamo z upoštevanjem različnega nivoja natančnosti postopkov, ki jih označimo po naraščajočem vrstnem redu natančnosti od L1 do L3 (oznaka L sledi iz ang. »level«). Predlagani postopek za določanje potresnega odziva je izmed uporabljenih metod najmanj natančen, zato ga poimenujemo »prvi nivo natančnosti« in ga označimo z L1. Po natančnosti mu sledi postopek razširjene SDOF-IDA, ki ga poimenujemo »drugi nivo natančnosti« in ga označimo z L2. Najnatančnejši izmed postopkov je razširjena IDA, ki ga poimenujemo »tretji nivo natančnosti« in ga označimo z L3. Vse testne konstrukcije v doktorski disertaciji analiziramo z uporabo postopkov L1 in L2. Za kontrolo rezultatov teh postopkov, za izbrane konstrukcije, uporabimo še natančnejši postopek L3. Vpliv poenostavitev, ki jih vpeljemo pri posameznih metodah, ocenimo s primerjavo rezultatov različnih nivojev natančnosti. Napako, ki jo naredimo pri simulaciji vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti s probabilističnim modelom SDOF, ovrednotimo s primerjavo rezultatov postopkov L1 in L2. S primerjavo rezultatov postopkov L2 in L3 ocenimo napako, ki jo naredimo s približnim določanjem potresnega odziva na nivoju modela SDOF. Rezultate študije potresnega odziva, ki jo izvedemo z uporabo postopkov L1, L2 in L3 prikažemo v prvem delu šestega poglavja.

Potresni odziv konstrukcij določamo za dve mejni stanji, t.j. za mejno stanje blizu porušitve konstrukcije (angl. »near collapse limit state« – NC) in za stanje porušitve konstrukcije (angl. »collapse limit state« – C). Za definicijo mejnih stanj objektov nimamo na razpolago vsesplošno priznane definicije. Standard za oceno in prenovo stavb Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) definicije mejnih stanj objekta podaja le opisno, ne podaja pa kvantitativnih meril za njihovo določitev. V doktorski disertaciji zato privzamemo, da mejno stanje blizu porušitve nastopi pri pomiku na vrhu konstrukcije, ki ustreza 80% nosilnosti sistema na padajoči veji potisne krivulje. Za porušitev konstrukcije predpostavimo, da sovпада s stanjem dinamične nestabilnosti konstrukcijskega modela (postopek L3) oziroma sistema z eno prostostno stopnjo (postopka L1 in L2).

Glede na temo doktorske disertacije največje zanimanje predstavljajo vrednosti raztrosa odziva testnih konstrukcij pri izbranih mejnih stanjih  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$ . V drugem delu šestega poglavja se zato posvetimo analizi raztrosa potresnega odziva. Tipične vrednosti raztrosa odziva obravnavanih konstrukcijskih sistemov predlagamo na podlagi študije potresnega odziva skupin testnih konstrukcij iz poglavij 3.1.1 (okviri), 3.1.2 (stene) in 3.1.3 (mešani sistemi). V poglavju 6.1 bomo pokazali, da je predlagani postopek (L1) običajno sposoben zagotoviti enakovredno natančnost rezultatov kot postopek razširjene SDOF-IDA (L2). Za študijo raztrosa odziva bi lahko zato uporabili bodisi rezultate postopka L1 bodisi postopka L2. Zavedamo se, da so rezultati postopka L1 obremenjeni še z dodatnim izvorom napake, ki je posledica uporabe vnaprej določenih statističnih lastnosti globalnih parametrov. Iz navedenega razloga se odločimo, da bomo študijo vrednosti raztrosa odziva opravili na podlagi rezultatov postopka razširjene SDOF-IDA (L2), za katerega bomo v poglavju 6.1 pokazali, da zagotavlja zadovoljivo natančnost rezultatov v primerjavi z najnatančnejšim postopkom L3. Za lažjo interpretacijo razlik skupnih raztrosov odziva ( $\beta_{LS,RU}$ ) med posameznimi konstrukcijskimi sistemi v doktorski disertaciji opravimo tudi ločeno študijo vrednosti raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe ( $\beta_{LS,R}$ ) in vrednosti raztrosa odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti ( $\beta_{LS,U}$ ).

Praktično uporabna metoda (Fajfar in Dolšek, 2012) predvideva oceno potresnega tveganja na podlagi srednje letne frekvence odpovedi sistema. Avtorja konservativno predpostavita, da odpoved sistema sovпада z nastopom mejnega stanja blizu porušitve (NC) in ne z dejansko porušitvijo konstrukcije (C), ki jo na podlagi metode IN2 ne moremo simulirati. Za razvoj poenostavljene verjetnostne metodologije (Fajfar in Dolšek, 2012) so pomembne zlasti vrednosti raztrosa odziva pri mejnem stanju blizu porušitve  $\beta_{NC,RU}$ . Vrednosti  $\beta_{C,RU}$  določamo za primerjavo, saj dosedanje raziskave običajno obravnavajo mejno stanje dinamične nestabilnosti konstrukcije (C). Poleg vrednosti raztrosa odziva (poglavje 6), v doktorski disertaciji predlagamo tudi probabilistične modele SDOF za poenostavljeno analizo okvirnih, stenastih in mešanih sistemov s predlagano metodo (poglavje 5).

### **3 PREDSTAVITEV TESTNIH KONSTRUKCIJ, MATEMATIČNEGA MODELIRANJA IN UPOŠTEVANIH SLUČAJNIH SPREMENLJIVK**

V tem poglavju predstavimo skupine testnih konstrukcij, matematično modeliranje in upoštevane porazdelitve slučajnih spremenljivk konstrukcijskega modela. Poglavje začnemo s predstavitvijo skupin testnih konstrukcij (poglavje 3.1), na podlagi katerih določamo parametre probabilističnih modelov SDOF in vrednosti raztrosa potresnega odziva. Testne konstrukcije obsegajo tri armiranobetonske (AB) monolitne konstrukcijske sisteme: okvirne, stenaste in mešane sisteme sestavljene iz sten in okvirov. V drugem delu poglavja opišemo matematično modeliranje testnih konstrukcij (poglavje 3.2). Poglavje zaključimo s predstavitvijo verjetnostnih porazdelitev slučajnih spremenljivk konstrukcijskega modela, s katerimi zajamemo vplive modelnih in fizikalnih negotovosti (poglavje 3.3).

#### **3.1 Predstavitev testnih konstrukcij**

V doktorski disertaciji določamo raztros potresnega odziva treh konstrukcijskih sistemov, t.j. armiranobetonskih (AB) okvirnih, stenastih in mešanih sistemov. Študijo potresnega odziva opravimo na skupinah testnih konstrukcij, s katerimi poskušamo v najboljši meri zajeti bistvene lastnosti odziva realnih sistemov. Zavedamo se, da je zastavljena naloga zelo zahtevna, zato jo bo mogoče izpolniti le do določene stopnje natančnosti. V nadaljevanju navedemo le nekaj najpomembnejših razlogov. Gradbene konstrukcije so unikati, zato je potresni odziv posamezne stavbe odvisen od dejanske zasnove in kvalitete izvedbe. Odziv je odvisen tudi od številnih dejavnikov, ki jih v okviru natančnosti naših študij ne zajamemo (vpliv nekonstrukcijskih elementov, vpliv interakcije med konstrukcijo in zemljino itd.). Dodatno poenostavitev realnega stanja predstavlja izbira skupine testnih konstrukcij. V raziskovalni sferi se namreč uporabljajo enostavnejše (pravilnejše) geometrije konstrukcij, kot jih srečujemo v vsakodnevni inženirski praksi. Pomemben vpliv ima tudi velikost skupine testnih konstrukcij. Težko analizirati dovolj reprezentativno skupino testnih konstrukcij, ki bi zagotovila vsesplošen opis potresnega odziva obravnavanih sistemov. Iz navedenih razlogov rezultati naših študij predstavljajo določeno poenostavitev realnega stanja. Navedene ugotovitve bomo upoštevali pri interpretaciji rezultatov v 7. poglavju.

V nadaljevanju predstavimo skupine testnih konstrukcij za obravnavane sisteme. Opis začnemo s predstavitvijo najštevilčnejše skupine, skupine okvirnih konstrukcij (poglavje 3.1.1). Okvirne konstrukcije predstavljajo izhodiščno področje naših raziskav, zato jih v disertaciji natančneje obdelamo. Poleg okvirnih konstrukcij, obravnavamo tudi stenaste in mešane sisteme, vendar te sisteme ne obdelamo do enake stopnje natančnosti. Pri okvirnih konstrukcijah obravnavamo tako sodobne kot obstoječe okvire, pri stenastih in mešanih pa se omejimo na obravnavo sodobnih sistemov. Z uporabljenimi modeli namreč ne moremo dovolj natančno simulirati potresnega odziva obstoječih stenastih in mešanih sistemov, ki so potencialno podvrženi strižnim porušitvam elementov. Problematika neelastičnega strižnega odziva sten zahteva uporabo specializiranih modelov (npr. Chen in Kabeyasawa, 2000; Rejec, 2011; Fischinger in sod., 2012). Skupino testnih konstrukcij za stenaste in mešane sisteme predstavimo v poglavjih 3.1.2 in 3.1.3. Kot sodobne definiramo konstrukcijske sisteme, ki so projektirani v skladu s predpisi za potresno odporno projektiranje Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Ostale konstrukcijske sisteme definiramo kot obstoječe (okvirne konstrukcije).

### 3.1.2 Okvirne konstrukcije

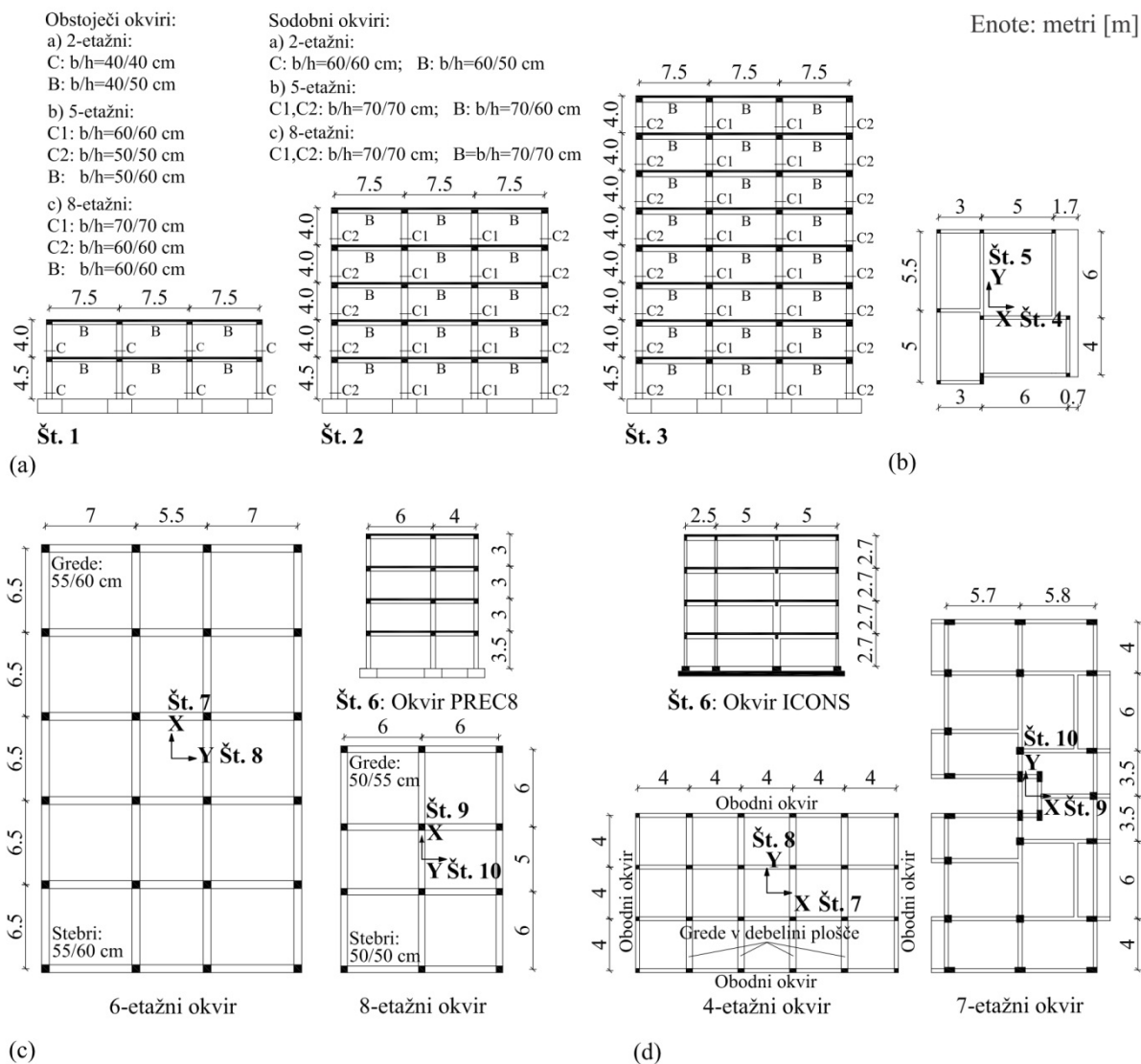
Skupino testnih konstrukcij sestavlja deset sodobnih in deset obstoječih okvirov (preglednica 3.1). Vsako skupino tvorijo trije okviri, ki smo jih projektirali v okviru doktorske disertacije (št. 1–3), in sedem dodatnih primerov iz literature (št. 4–10). Obravnavane konstrukcije imajo od dveh do osem etaž. Nekatere so bile preizkušene v naravnem merilu v okviru različnih evropskih projektov. Te konstrukcije poimenujemo po kraticah evropskih projektov: npr. SPEAR – Seismic Performance Assessment and Rehabilitation of Existing Building, PREC8 – Pre-normative Research in Support of Eurocode 8, ICONS – Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Buildings.

Preglednica 3.1: Oznake sodobnih (levo) in obstoječih (desno) okvirnih testnih konstrukcij.

Table 3.1: List of code-conforming (modern) (left) and old (non-ductile) frame structures (right).

Št.	Ime	Vir	Št.	Ime	Vir
1	2-etažni testni okvir	/	1	2-etažni testni okvir	/
2	5-etažni testni okvir	/	2	5-etažni testni okvir	/
3	8-etažni testni okvir	/	3	8-etažni testni okvir	/
4	3-etažni, SPEAR DCH, smer X	(Rozman in Fajfar, 2009)	4	3-etažni, SPEAR, smer X	(Negro in sod., 2004)
5	3-etažni, SPEAR DCH, smer Y	(Rozman in Fajfar, 2009)	5	3-etažni, SPEAR, smer Y	(Negro in sod., 2004)
6	4-etažni, PREC8	(Fardis, 1996)	6	4-etažni, ICONS	(Carvalho in Coelho, 2001)
7	6-etažni, smer X	(Besednjak, 2012)	7	4-etažni, smer X	(Celarec in sod., 2012)
8	6-etažni, smer Y	(Besednjak, 2012)	8	4-etažni, smer Y	(Celarec in sod., 2012)
9	8-etažni, smer X	(Zupančič, 2011)	9	7-etažni, smer X	(Celarec in Dolšek, 2013)
10	8-etažni, smer Y	(Zupančič, 2011)	10	7-etažni, smer Y	(Celarec in Dolšek, 2013)

Tlorisi in prerezi skupine sodobnih in obstoječih okvirnih konstrukcij so prikazani na sliki 3.1. Vse testne konstrukcije so pravilne po višini. Tri konstrukcije so nekoliko nepravilne po tlorisu, to so sodobni in obstoječi 3-etažni okvir SPEAR (št. 4–5) ter 7-etažni obstoječi okvir (št. 9–10). Sodobne testne konstrukcije (št. 1–3) smo projektirali po standardih za potresno odporno projektiranje Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Upoštevali smo, da se konstrukcije nahajajo na temeljnih tleh tipa C in področju s projektnim pospeškom tal  $a_g = 0,25 g$ . Za analizo smo uporabili modalno analizo s spektri odziva. Obstoječe testne konstrukcije (št. 1–3) smo projektirali za vertikalno obtežbo (stalna in koristna obtežba  $2 \text{ kN/m}^2$ ) in minimalno horizontalno obtežbo v vrednosti 2 % teže konstrukcije, v skladu z začasnimi predpisi iz leta 1960 (Građevinska knjiga, 1960). Potresno obremenitev konstrukcij smo določili z metodo horizontalnih sil. Pri projektiranju nismo upoštevali principov načrtovanja nosilnosti in potresnoodpornih konstrukcijskih detajlov. Za oba tipa konstrukcij smo predpostavili poslovno dejavnosti. Za sodobne okvire smo predpostavili beton kvalitete C30/37 in armaturo kvalitete S500. Slabšo kvaliteto materialov smo predpostavili za obstoječe okvire, beton kvalitete C16/20 in gladko armaturo z nazivno napetostjo na meji tečenja 240 MPa (GA 240/360). Ostale konstrukcije smo povzeli po iz literaturi (glej preglednica 3.1), kjer najdemo natančnejši opis obravnavanih konstrukcij. Nekatere testne konstrukcije (št. 4–5 in 7–10) smo analizirali neodvisno v obeh glavnih smereh. Na ta način smo povečali število rezultatov. Na sliki 3.1 konstrukcije prikažemo v tlorisnem pogledu, na katerem označimo številko primera v posamezni smeri. Ostale konstrukcije (št. 1–3, 6) smo analizirali ravninsko. Na sliki 3.1 jih prikažemo v prečnem prerezu.



Slika 3.1: (a) Prečni prerez sodobnih in obstoječih testnih konstrukcij (št. 1–3); (b) Tloris 3-etažnega okvira SPEAR (št. 4, 5); Tloris ali prečni prerez (c) sodobnih okvirov (št. 6–10) in (d) obstoječih okvirov (št. 6–10).

Figure 3.1: (a) Elevation views of the code-conforming and old archetype frames (No. 1–3); (b) Plan view of the three-storey SPEAR frame (No. 4–5); Plan or elevation views of (c) the code-conforming frames (No. 6–10) and (d) the old frames (No. 6–10).

### 3.1.3 Stenaste konstrukcije

V doktorski disertaciji se omejimo na analizo sodobnih stenastih sistemov, pri katerih so nezaželene strižne porušitve elementov preprečene s principom načrtovanja nosilnosti. Skupino stenastih konstrukcij sestavlja petnajst enojnih ali dvojnih konzolnih sten različnih širin in z različnim številom etaž. Označimo jih z zaporednimi številkami, kot je prikazano v preglednici 3.2. Skupino testnih konstrukcij smo povzeli po doktorski disertaciji (Rejec, 2011). Upoštevana skupina predstavlja le del celotnega vzorca, ki jih je avtor obravnaval v okviru doktorske disertacije. Rejec (2011) navaja, da so bile konstrukcije projektirane v skladu z vsemi določili standardov Evrokod (SIST EN 1992-1-1, 2005; SIST EN 1998-1, 2005), vključno z vsemi nacionalnimi dodatki (SIST EN 1992-1-1, 2006; SIST EN 1998-1, 2006).

Izbrana skupina konstrukcij obsega deset enojnih konzolnih sten in pet dvojnih konzolnih sten s stenama različnih dolžin. Obravnavane konstrukcije imajo štiri, šest in osem etaž. Etažna višina vseh konstrukcij znaša  $h_s = 3$  m, širina prečnega prereza sten pa  $b_w = 30$  cm. Enojne konzolne stene so dolžine  $L_w = 3$  m ali  $L_w = 6$  m. Dvojne konzolne stene imajo isto dolžino daljše stene  $L_{w1} = 6$  m, dolžina krajših stene znaša  $L_{w2} = 4$  m ali  $L_{w2} = 2$  m. Večina konstrukcij je bila projektiranih za visoko stopnjo duktilnosti (DCH), tri konstrukcije pa so bile projektirane za srednjo stopnjo duktilnosti (št. 8–10). Z analizo konstrukcij različne stopnje duktilnosti (DCM ali DCM) smo poskušali oceniti ali ima izbrana stopnja duktilnosti pri projektiranju, vpliv na statistiko globalnih parametrov in raztros potresnega odziva. Za vse konstrukcije predpostavimo kvaliteto betona C25/30 in kvaliteta jekla za armiranje S500. Tlorisni delež sten  $r_f$ , t.j. razmerje med površino sten v obravnavani smeri konstrukcije in površino celotne etaže, znaša za večino konstrukcij 1,5 %. Izjema je le testna konstrukcija z zaporedno številko 4 (št. 4), ki ima tlorisni delež sten 2 %. Z analizo te konstrukcije smo poskušali oceniti vpliv tlorisnega deleža sten na statistiko globalnih parametrov in raztros potresnega odziva (poglavje 5 in 6). Za konstrukcije privzamemo navpično obtežbo v potresni obtežni kombinaciji  $q_d = 10$  kN/m<sup>2</sup>. Navpične sile po etažah  $N_i$  in etažne mase  $m_i$  določimo v odvisnosti od tlorisnega deleža sten  $r_f$  po naslednjih enačbah

$$N_i = q_d (A_w / r_f) / 2 \quad \text{in} \quad m_i = q_d (A_w / r_f) / g, \quad (3.1)$$

kjer je  $A_w$  ploščina prečnega prereza stene in  $g$  je gravitacijski pospešek ( $g = 9,81$ ) (Rejec, 2011). Pri določanju navpičnih sil po etažah  $N_i$  upoštevamo, da polovico vertikalne obtežbe prevzema stena, ki je postavljena pravotno na smer analize. Pri določanju etažnih mas  $m_i$  pa predpostavimo, da potresno odpornost nudi samo stena, ki je postavljena vzporedno s smerjo analize. Maso, ki izhaja iz vertikalne obtežbe, zato ne delimo s faktorjem 2.

Enojne konzolne stene omogočajo približno simulacijo potresnega odziva sistemov s stenami podobnih dimenzij. Pri teh sistemih je prerazporeditev potresne obtežbe med stenami omejena. Z analizo dvojnih konzolnih sten lahko zajamemo tudi prerazporeditev obtežbe iz stene večjih dimenzij na stene manjših dimenzij. Dvojne konzolne stene zato omogočajo približno analizo potresnega odziva stenastih sistemov s stenami različnih dimenzij. Poudariti velja, da z obravnavano skupino testnih konstrukcij ne moremo zajeti torzijskih učinkov, ki imajo lahko pomemben vpliv na potresni odziv nesimetričnih konstrukcij.

Preglednica 3.2: Oznake in povzetek karakteristik skupine stenastih testnih konstrukcij.

Table 3.2: List and summary of the characteristics of the group of wall structural systems.

Št.	Ime	$L_w$ ali $L_{w1}/L_{w2}$	$b_w$ [m]	$r_f$ [%]	Vir
1	4-etažna enojna stena, DCH	3 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
2	6-etažna enojna stena, DCH	3 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
3	8-etažna enojna stena, DCH	3 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
4	4-etažna enojna stena, DCH	3 m	0,3	2,0	(Rejec, 2011)
5	4-etažna enojna stena, DCH	6 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
6	6-etažna enojna stena, DCH	6 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
7	8-etažna enojna stena, DCH	6 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
8	4-etažna enojna stena, DCM	3 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
9	6-etažna enojna stena, DCM	3 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
10	8-etažna enojna stena, DCM	3 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
11	4-etažna dvojna stena, DCH	6 m / 4 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
12	4-etažna dvojna stena, DCH	6 m / 2 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
13	6-etažna dvojna stena, DCH	6 m / 2 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
14	8-etažna dvojna stena, DCH	6 m / 4 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)
15	8-etažna dvojna stena, DCH	6 m / 2 m	0,3	1,5	(Rejec, 2011)

### 3.1.4 Mešane konstrukcije

Skupino mešanih sistemov sestavlja šest testnih konstrukcij. Označimo jih z zaporednimi številkami, kot je prikazano v preglednici 3.3. Osnovno geometrijo za dimenzioniranje skupine testnih konstrukcij smo povzeli po primeru mešane konstrukcije iz 8. poglavja Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih (Beg in Pogačnik (ur.), 2009). Tloris tipične etaže testnih konstrukcij je prikazan na sliki 3.2. Konstrukcije analiziramo samo v vzdolžni smeri (smer x). Debelina vseh etažnih plošč znaša  $d_f = 20$  cm, etažna višina nadstropij pa znaša  $h_s = 2,8$  m.

Preglednica 3.3: Oznake in povzetek karakteristik mešanih testnih konstrukcij.

Table 3.3: List and summary of the characteristics of the group of dual structural systems.

Št.	Ime	Dimenzija stebrov	Dimenzija gred	Dimenzija sten SX	Tlorisni delež
		$b_c/h_c$ [m]	$b_b/h_b$ [m]	$L_w/b_w$ [m]	sten - $r_f$ [%]
1	4-etažni mešani sistem	0,40 / 0,40	0,40 / 0,45	3,0 / 0,20	0,40
2	4-etažni mešani sistem	0,40 / 0,40	0,40 / 0,45	6,0 / 0,20	0,80
3	8-etažni mešani sistem	0,60 / 0,60	0,50 / 0,50	2,0 / 0,30	0,40
4	8-etažni mešani sistem	0,50 / 0,50	0,40 / 0,45	3,0 / 0,20	0,60
5	8-etažni mešani sistem	0,50 / 0,50	0,40 / 0,45	4,0 / 0,20	0,53
6	8-etažni mešani sistem	0,50 / 0,50	0,40 / 0,45	6,0 / 0,20	0,80

Na podlagi opisane geometrije smo dimenzionirali šest testnih konstrukcij z različnim številom etaž in z različnim razmerjem nosilnosti okvirov in sten. Kot je razvidno iz preglednice 3.3, skupino testnih konstrukcij tvorijo štiri 8-etažne različice in dve 4-etažni različici. Razmerje med nosilnostjo okvirov in sten reguliramo z upoštevanjem različnih dolžin sten SX1 in SX2, ki znašajo  $L_w = 3$  m,  $L_w = 4$  m in  $L_w = 6$  m. Testne konstrukcije smo dimenzionirali za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) v skladu s predpisi Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005). Predpostavili smo, da se konstrukcije nahajajo na temeljnih tleh tipa C in lokaciji s projektnim pospeškom tal  $a_g = 0,25$  g. Upoštevali smo kvaliteto betona C30/37 in kvaliteto jekla za armiranje S500. Kot je razvidno iz preglednice 3.3, smo dimenzije stebrov in debeline sten SX1 in SX2 prilagajali projektnim zahtevam. Pri 4-etažnih različicah (št. 1–2) smo zaradi manjših obremenitev uporabili manjšo dimenzijo stebrov ( $b_c/h_c = 0,4/0,4$  m). Pri 8-etažnih različicah smo upoštevali dimenzijo stebrov  $b_c/h_c = 0,5/0,5$  m, dimenzijo gred  $b_b/h_b = 0,4/0,45$  m in debeline sten SX1 in SX2  $b_w = 0,2$  m. Izjema je 8-etažna testna konstrukcija z najmanjšim tlorisnim deležem sten (št. 3), pri kateri smo zaradi kriterija omejitve poškodb ( $d_r \nu \leq 0,005 h_s$ ) uporabili večjo dimenzijo stebrov ( $b_c/h_c = 0,6/0,6$ ) in gred ( $b_b/h_b = 0,5/0,5$ ). Za lažje zagotavljanje lokalne duktilnosti smo debelino sten SX1 in SX2 povečali na  $b_w = 0,3$  m. Omeniti lahko, da se projektiranje mešanih konstrukcij po predpisih Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) razlikuje v odvisnosti od uvrstitve sistema kot mešani, sistem ekvivalenten okvirnemu ali stenastemu sistemu. Predpis Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) razvrstitev mešanih sistemov definira s prevladujočim prispevkom posameznega konstrukcijskega sistema (okvirnega ali stenastega) k skupni nosilnosti konstrukcije. Za projektiranje standard dovoljuje poenostavljeno razvrščanje konstrukcijskih sistemov glede na razmerje prečnih sil iz elastične analize. Izkaže se, da je razmerje prečnih sil, ki jih prenašajo okviri in stene v neelastičnem območju, precej drugačno od začetnega (elastičnega) razmerja. Ne glede na to dejstvo, smo za uvrstitev konstrukcij upoštevali razmerje prečnih sil iz elastične analize. Po tem kriteriju so se vse testne konstrukcije uvrstile kot ekvivalentne stenastim sistemom. Rezultati nelinearnih analiz so pokazali, da poenostavljeno razvrščanje konstrukcij lahko privede do njihove napačne uvrstitve, kar vpliva na projektne rešitve. Vpliv navedenega dejstva raziskujemo v poglavju 5.3.





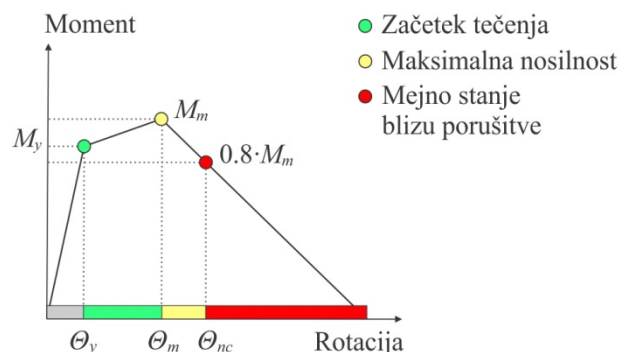
izračunamo ob predpostavki trikotne oblike momentne linije s prevojnimi točkami na polovici dolžine gred. Upogibno nosilnost gred izračunamo z upoštevanjem vse armature znotraj sodelujoče širine plošče. Vertikalno obtežbo definiramo kot enakomerno porazdeljeno obtežbo gred ali kot točkovno obtežbo na vrhu stebrov. Pri vseh analizah upoštevamo vpliv  $P-A$  zaradi delovanja vertikalne obtežbe.

Trilinearno ovojnico plastičnih členkov (slika 3.3) določimo na podlagi treh karakterističnih točk, ki definirajo zvezo med momentom in rotacijo neelastične vzmeti, t.j. z momentom in rotacijo na meji tečenja ( $M_y, \Theta_y$ ), momentom in rotacijo pri maksimalni nosilnosti prereza ( $M_m, \Theta_m$ ) ter momentom in rotacijo pri stanju blizu porušitve ( $M_{nc}, \Theta_{nc}$ ). Moment na meji tečenja  $M_y$  in maksimalni moment  $M_m$  določimo iz analize zveze med momentom in ukrivljenostjo prereza, ki jo opravimo do mejne deformacije betona  $\varepsilon_{cu} = -3,5 \%$  in mejne deformacije armature  $\varepsilon_{su} = 10 \%$ . V analizi upoštevamo parabolično zvezo med napetostjo in deformacijo betona (SIST EN 1992-1-1, 2005) in elasto-plastično zvezo med deformacijo in napetostjo armature. Pri stebrih upoštevamo osno silo, ki izhaja iz vertikalne obtežbe, medtem ko za grede predpostavimo osno silo 0. Moment na meji tečenja  $M_y$  določa stanje, pri katerem deformacija v prvi armaturni palici preseže deformacijo pri tečenju armature  $\varepsilon_{sy} = f_{sy}/E_s$ , kjer sta  $f_{sy}$  in  $E_s$ , napetost na meji tečenja in elastični modul armature. V primeru neduktilne porušitve po betonu moment  $M_y$  določimo z idealizacijo krivulje moment-ukrivljenost po principu enakosti ploščin med dejansko in idealizirano krivuljo. Moment  $M_m$  določimo kot maksimalno vrednost iz diagrama moment-ukrivljenost. Moment pri stanju blizu porušitve definiramo kot  $M_{nc} = 0,8M_m$ .

Pri določanju karakterističnih rotacij ovojnic plastičnih členkov stebrov in gred ( $\Theta_y, \Theta_m, \Theta_{nc}$ ) upoštevamo trikotno obliko momentne linije z ničelnimi točkami na sredini dolžine elementov. Razpokanost prereza simuliramo z upoštevanjem polovične togosti nerazpokanega prereza (SIST EN 1998-1, 2005). Polovično efektivno togost dosežemo z dvakratnim upoštevanjem elastične podajnosti elementa, prvič na nivoju elastičnega elementa, drugič na nivoju plastičnega členka. Rotacijo na meji tečenja  $\Theta_y$ , ki definira začetno podajnost členka, določimo z naslednjo zvezo

$$\Theta_y = \frac{M_y L_o}{3 E_c I}, \quad (3.2)$$

kjer je  $L_o$  strižni razpon elementa,  $E_c$  je elastični modul betona in  $I$  je vztrajnostni moment betonskega prereza. Za strižni razpon  $L_o$  upoštevamo polovico dolžine elementa. Rotacije pri maksimalni nosilnosti  $\Theta_m$  in rotacije pri stanju blizu porušitve  $\Theta_{nc}$  stebrov določamo z metodo CAE (angl. »Conditional average estimator«) (Peruš in sod., 2006; Peruš in Fajfar, 2007). Metoda temelji na neparametrični oceni rotacij  $\Theta_m$  in  $\Theta_{nc}$  na podlagi baze eksperimentalnih rezultatov, kar omogoča zmanjšanje raztrosa napovedi v primerjavi s pristopom standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). Metoda CAE je razvita samo za AB stebre, zato rotacije  $\Theta_m$  in  $\Theta_{nc}$  za grede določimo z drugačnim pristopom. Za izračun rotacije gred pri stanju blizu porušitve  $\Theta_{nc}$  uporabimo izraz iz standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), v katerem upoštevamo varnostni faktor  $\gamma_{rd} = 1,0$ . Na ta način določimo srednje (dejanske) vrednosti rotacij pri stanju blizu porušitve. Rotacijo pri maksimalni nosilnosti  $\Theta_m$  določimo na podlagi razmerja med rotacijo pri popolni porušitvi elementa in rotacijo pri maksimalni nosilnosti. Za to razmerje predpostavimo vrednost 3,5 (Dolšek, 2010). Za obstoječe konstrukcije, ki niso bile projektirane po standardu Evrokod 8 in pri katerih je bila uporabljena gladka armatura, izračunane vrednosti  $\Theta_m$  in  $\Theta_{nc}$  reduciramo s faktorjem 0,667, kot določa popravek standarda EC8-3 (SIST EN 1998-3, 2010). Natančnejši opis modeliranja, ki ga vgrajuje PBEE toolbox, najdemo v literaturi (Dolšek, 2010).



Slika 3.3: Shematični prikaz trilinearne ovojnice plastičnih členkov.

Figure 3.3: Schematic view of the trilinear envelope for plastic hinges

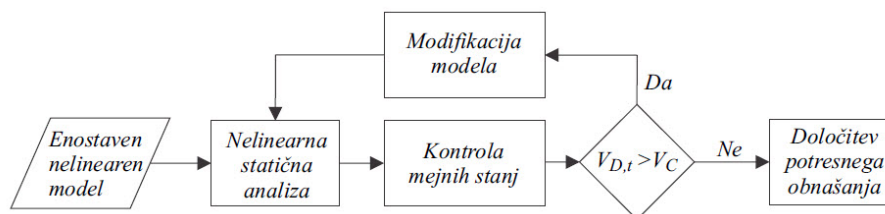
Pri določanju cikličnega odziva konstrukcij je potrebno neelastične rotacijske vzmeti nadgraditi še z ustreznimi histereznimi pravili. V okviru izdelanih študij uporabimo histerezna pravila materiala *hysteretic* (angl. »Hysteretic Material«), ki je vgrajen v programu OpenSees (McKenna in Fenves, 2007). Uporabljena pravila povzemajo splošno uveljavljena pravila za simulacijo cikličnega odziva armiranobetonskih konstrukcij, ki so jih predlagali Takeda in sod. (1970). Histerezna pravila zajemajo spreminjanje obremenilne in razbremenilne togosti AB elementov, v odvisnosti od zgodovine obremenjevanja. Za parameter, ki definira razbremenilno togost, upoštevamo vrednost 0,50. Enaka histerezna pravila in parametre histereznega obnašanja uporabimo tudi za simulacijo cikličnega odziva modelov z eno prostostno stopnjo (modelov SDOF), s katerimi določamo potresni odziv po predlagani metodi in razširjeni SDOF-IDA. Degradacije monotone ovojnice plastičnih členkov zaradi cikličnega obremenjevanja in razbremenjevanja ne simuliramo direktno. Neelastične analize časovnega odziva konstrukcijskih in modelov SDOF izvajamo z upoštevanjem 5% viskoznega dušenja, proporcionalnega masni in zadnji uspešno izračunani togostni matriki konstrukcije (angl. »last committed stiffness matrix«). Parametra t.i. Reyleigh-evega dušenja določimo na podlagi prvih dveh nihajnih časov konstrukcijskega modela  $T_1$  in  $T_2$  ter pripadajočega koeficienta kritičnega dušenja  $\zeta$ .

Osnovna verzija PBEE toolboxa omogoča analizo okvirnih konstrukcij. V okviru doktorske disertacije smo uporabnost PBEE toolboxa razširili na stenaste in mešane konstrukcije, tako da smo v programski paket vgradili poenostavljeno modeliranje sten. Stene modeliramo z linijskimi elementi, ki jih postavimo v težiščne osi prečnih prereзов. Po etažah steno razdelimo na elastične elemente, katerim na koncih predpišemo rotacijske vzmeti. Karakteristike rotacijskih vzmeti (plastičnih členkov) določimo na podoben način kot pri stebrih in gredah. Nekoliko se razlikuje le določanje karakterističnih rotacij ovojnic. Vrednosti rotacij  $\Theta_y$  plastičnih členkov stene določimo po enačbi (3.2), vendar začetno podajnost rotacijskih vzmeti upoštevamo samo za plastični členek ob vpetju stene. Za ostale plastične členke začetne podajnosti ne upoštevamo oziroma upoštevamo majhno vrednost. To storimo tako, da izračunane vrednosti  $\Theta_y$  po enačbi (3.2) reduciramo s faktorjem npr. 0,1 ali 0,01. Z opisano definicijo začetne podajnosti členkov zagotovimo, da znaša efektivna togost stene približno polovico nerazpokane togosti. Rotacije plastičnih členkov sten pri stanju blizu porušitve  $\Theta_{nc}$  določimo po izrazu iz standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), v katerem upoštevamo varnostni faktor  $\gamma_{rd} = 1,0$ . V skladu s popravkom standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2010) izračunane vrednosti rotacij za stene reduciramo s faktorjem 0,58. Vrednost rotacije pri maksimalnem momentu  $\Theta_m$  določimo na podlagi razmerja med rotacijo pri popolni porušitvi in rotacijo pri maksimalnem momentu, za katerega predpostavimo vrednosti 2,0. Za stene namreč predpostavimo hitrejše upadanje nosilnosti kot pri stebrih in gredah.

Pri razširitvi programskega paketa PBEE toolbox na stenaste in mešane sisteme smo poskušali v največji meri upoštevati obstoječe modelne predpostavke. Uporabljeni modeli so zelo enostavni, zato so primerni za določanje globalnega odziva stavb. Poudariti velja, da so za stene nekatere modelne predpostavke slabše izpolnjene kot za okvire. Uporaba modelov s koncentrirano plastičnostjo je primernejša za analizo okvirnih konstrukcij. Za modeliranje stenastih konstrukcij so primernejši modeli s porazdeljeno plastičnostjo. Boljši opis potresnega obnašanja sten bi tako dosegli z uporabo t.i. makro modela z več navpičnimi vzmetmi MVLEM (npr. Fischinger in sod., 1990; Kante, 2005; Rejec, 2011). Dodatna pomanjkljivost uporabljenega načina modeliranja predstavlja račun rotacij  $\Theta_{nc}$  po izrazu iz standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), ki je za stene manj natančen, kot je za stebre ali grede. Tak pristop ne omogoča neposrednega izračuna rotacije pri maksimalni nosilnosti  $\Theta_m$ . Našteti pomanjkljivosti bo v prihodnje mogoče rešiti z vzpostavitvijo obsežne baze eksperimentalnih rezultatov sten, ki bodo omogočili določanje rotacij  $\Theta_m$  in  $\Theta_{nc}$  z metodo CAE. Na Katedri za konstrukcije in potresno inženirstvo (KKPI) v tej smeri že poteka raziskovalno delo. V času izdelave doktorske disertacije rezultati študije še niso bili na razpolago.

Opisani način modeliranja je primeren za simulacijo potresnega odziva sodobnih objektov, za katere je značilno pretežno upogibno obnašanje. Potresni odziv obstoječih objektov pogosto diktirajo tudi drugi (neduktilni) porušni mehanizmi, kot so npr. strižne odpovedi gred, stebrov, sten ali vozlišč okvirnih konstrukcij, ki jih z uporabljenimi modeli ne moremo zajeti. V doktorski disertaciji zato obravnavamo večinoma sodobne konstrukcije. Potresni odziv obstoječih objektov obravnavamo samo v primeru okvirnih konstrukcij. Za te konstrukcije vpliv morebitnih strižnih porušitev stebrov zajamemo z iterativno potisno analizo (Celarec, 2012; Celarec in Dolšek, 2013b). Strižne odpovedi vozlišč obstoječih okvirov ne obravnavamo.

Iterativna potisna analiza (Celarec, 2012; Celarec in Dolšek, 2013b) je uporabna za nelinearne modele, s katerimi ne moremo neposredno zajeti strižnih porušitev elementov. Povzetek postopka povzamemo po doktorski disertaciji (Celarec, 2012). Celarec (2012) je postopek iterativne potisne analize vgradil v programski paket PBEE toolbox (Dolšek, 2010). Osnovna verzija postopka je bila razvita za okvire s polnili, medtem ko smo v okviru doktorske disertacije postopek uporabili za analizo okvirnih konstrukcij brez polnil. Shematični prikaz osnovnih korakov iterativne potisne analize je prikazan na sliki 3.4.

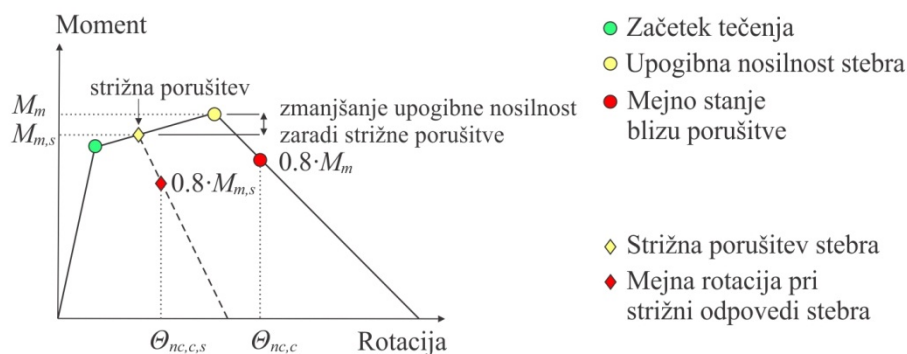


Slika 3.4: Shematični prikaz glavnih korakov iterativne analize, povzeto po (Celarec, 2012).

Figure 3.4: Schematic representation of the iterative pushover procedure, taken from (Celarec, 2012).

Ideja postopka je iterativno izvajanje potisne analize in postopno popravljanje ovojnic plastičnih členkov elementov, ki se strižno porušijo. Po vsaki potisni analizi opravimo kontrolo mejnih stanj in preverimo, ali je strižna sila  $V_D$  v katerem izmed stebrov prekoračila strižno nosilnost  $V_R$ . V primeru, da strižna sila v nobenem izmed stebrov ne preseže strižne nosilnosti,  $V_{D,i} < V_{R,i}$ ,  $i = 1, 2, \dots, N_c$ , kjer  $i$

predstavlja  $i$ -ti steber modela in  $N_c$  predstavlja skupno število stebrov, izvajanje iterativnega postopka ni potrebno. Potresni odziv konstrukcije lahko določimo z uporabo izhodiščnega modela. V nasprotnem primeru, kadar strižna sila v katerem izmed stebrov preseže strižno nosilnost, npr.  $V_{D,t} \geq V_R$ , model modificiramo tako, da za strižno porušene stebre zajamemo interakcijo med strižnim in upogibnim obnašanjem. Ovojnico strižno porušenih stebrov popravimo ob predpostavki, da se v trenutku strižne odpovedi upogibni moment v elementu ne more več povečevati, pač pa se s povečevanjem deformacij upogibni moment postopoma zmanjšuje (slika 3.5). Upogibno nosilnost stebra omejimo z momentom pri strižni odpovedi  $M_{m,s}$ . Naklon padajoče veje ovojnic določimo z izračunom rotacije pri strižni odpovedi stebra  $\Theta_{nc,c,s}$  z izrazom, ki so ga predlagali Zhu in sodelavci (2007). Rotacija pri strižni odpovedi  $\Theta_{nc,c,s}$  ustreza 20% padcu nosilnosti ( $0,8M_{m,s}$ ). Postopek potisne analize, kontrole mejnih stanj in modifikacije modela izvajamo iterativno, dokler v zadnji iteraciji ne zaznamo več strižnih porušitev. Z iterativnim izvajanjem postopka zajamemo prerazporeditve obremenitev, ki so posledica strižnih odpovedi elementov. Končni rezultat analize je potisna krivulja sistema, ki zajema vplive strižnih odpovedi elementov. Potresni odziv objekta z upoštevanjem strižnih porušitev določamo z nelinearno analizo časovnega odziva ekvivalentnega SDOF sistema, ki ga določimo z idealizacijo potisne krivulje. Celarec in Dolšek (2013b) poročata, da je rezultat iterativne potisne analize precej odvisen od uporabljenega modela za določanje strižne nosilnosti elementov, saj se ocene strižnih nosilnosti stebrov precej razlikujejo med razpoložljivimi modeli iz literature. V doktorski disertaciji, strižno nosilnost stebrov določamo po izrazu iz standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). Srednje vrednosti (dejanske) ocene strižne nosilnosti določimo z upoštevanjem varnostnega faktorja  $\gamma_{rd} = 1,0$ . Natančnejši opis iterativne potisne analize najdemo v literaturi (Celarec, 2012; Celarec in Dolšek, 2013b).



Slika 3.5: Shematični prikaz ovojnice moment-rotacija za steber pri upogibnem obnašanju (polna črta) in modificirane ovojnice zaradi strižne odpovedi stebra (črtkana črta).

Figure 3.5: Schematic representation of the moment-rotation relationship of a column due to bending behaviour (solid line) and the modified moment-rotation relationship due to the shear failure of the column (dashed line).

### 3.3 Upoštrevane slučajne spremenljivke

Vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti zajamemo tako, da najpomembnejše konstrukcijske parametre obravnavamo kot slučajne spremenljivke. Na podlagi rezultatov predhodnih študij (npr. Dolšek, 2009; Celarec, 2012) smo se odločili, da bomo kot slučajne spremenljivke obravnavali naslednje konstrukcijske parametre: etažne mase ( $m_i$ ), tlačno trdnost betona ( $f_{cm}$ ), napetost na meji tečenja armature ( $f_{sy}$ ), efektivne širine pasnice gred ( $b_{eff}$ ), rotacije na meji tečenja stebrov, gred in sten ( $\Theta_{y,c}$ ,  $\Theta_{y,b}$ ,  $\Theta_{y,w}$ ), rotacije pri stanju blizu porušitve stebrov, gred in sten ( $\Theta_{nc,c}$ ,  $\Theta_{nc,b}$ ,  $\Theta_{nc,w}$ ), koeficient viskoznega dušenja ( $\zeta$ ), strižne nosilnosti stebrov ( $V_{R,c}$ ) in rotacije pri strižni porušitvi stebrov ( $\Theta_{nc,c,s}$ ).

Slučajnim spremenljivkam pripišemo verjetnostne porazdelitve na podlagi podatkov iz literature, ki je prikazana v preglednici 3.4. Koeficiente variacije posameznih spremenljivk označimo s CV. Srednjih vrednosti (ali median) slučajnih spremenljivk v preglednici 3.4 ne navajamo, saj se vrednosti spreminjajo med posameznimi konstrukcijskimi elementi oziroma tudi znotraj istega elementa (npr. vrednosti  $\theta_y$ ,  $\theta_{nc}$ ). Kot je razvidno iz preglednice 3.4, za večino slučajnih spremenljivk upoštevamo logaritemsko normalno porazdelitev. Izjeme so slučajne spremenljivke, s katerimi definiramo etažne mase ( $m_i$ ), tlačno trdnost betona ( $f_{cm}$ ), efektivne širine pasnice gred ( $b_{eff}$ ), koeficient viskoznega dušenje ( $\zeta$ ) in strižne nosilnosti stebrov ( $V_{R,c}$ ), za katere predpostavimo normalno porazdelitev. Verjetnostne porazdelitve slučajnih spremenljivk smo povzeli po literaturi, ki jo je predlagal Dolšek (2009). Izjema so slučajne spremenljivke, s katerimi definiramo negotovost modelov za izračun strižne nosilnosti stebrov in mejnih rotacij stebrov pri strižni odpovedi elementov, ki smo jih povzeli po (Biskinis in sod., 2004; Zhu in sod., 2007). Spremenljivki uporabimo pri iterativni potisni analizi, s katero določamo potresni odziv obstoječih okvirov. Iz preglednice 3.4 je razvidno, da je za rotacije elementov pri stanju blizu porušitve značilen največji koeficient variacije izmed vseh slučajnih spremenljivk. Za metodo CAE je značilen manjši raztros napovedi modela (CV = 0,40) kot za pristop iz standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), za katerega znaša koeficient variacije CV = 0,60. Po velikosti koeficientov variacije jim sledijo slučajne spremenljivke, s katerimi definiramo koeficient viskoznega dušenja ( $\zeta$ ), rotacije na meji tečenja elementov ( $\theta_{y,c}$ ,  $\theta_{y,b}$ ,  $\theta_{y,w}$ ) in rotacije pri strižni odpovedi stebrov ( $\theta_{nc,c,s}$ ). Za ostale spremenljivke so značilni manjši koeficienti variacije.

Pri definiciji korelacije med slučajnimi spremenljivkami je zaradi pomanjkanja podatkov v literaturi potrebno vpeljati določene predpostavke. Za korelacijski koeficient med rotacijami na meji tečenja in rotacijami pri stanju blizu porušitve upoštevamo vrednost 0,7. Vrednost korelacijskega koeficienta smo ocenili na podlagi PEER-ove baze eksperimentalnih podatkov za stebre (University of Washington, 2013). Število nastopajočih spremenljivk zmanjšamo tako, da za večino slučajnih spremenljivk predpostavimo popolno prostorsko korelacijo. Na ta način zanemarimo prostorsko spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk po konstrukciji, kot je spreminjanje materialnih karakteristik po konstrukciji. Jasno je, da ta predpostavka za realne konstrukcije ni izpolnjena, vendar rezultati predhodnih študij kažejo, da običajno privede do konservativne ocene raztrosa odziva (Lee in Mosalam, 2005; Haselton, 2006). Izjema so etažne mase in efektivne širine pasnice gred z različnimi karakteristikami, za katere ne predpostavimo popolne prostorske korelacije. Etažne mase modeliramo kot neodvisne slučajne spremenljivke. Za efektivne širine pasnice gred z različnimi karakteristikami predpostavimo, da so korelirane s korelacijskim koeficientom 0,50. Vrednost korelacijskega koeficienta ocenimo na podlagi inženirske presoje. Za napovedovanje efektivnih širin pasnice gred smo namreč uporabili zelo enostaven model, ki predpostavlja konstantno efektivno širino v odvisnosti od geometrije grede (razpona, prečnega rastra gred itd.). Uporabljeni model po drugi strani zanemari odvisnost efektivnih širin od dejanskih potresnih zahtev, ki so odvisne od karakteristik gred, še posebej armature. Zato sklepamo, da bo napaka napovedi modela različna za grede z drugačnimi karakteristika (armaturo).

V odvisnosti od števila etaž in tipa konstrukcijskega sistema sestavlja stohastični model od 11 do 19 slučajnih spremenljivk. Pri določanju potrebnega števila simulacij, s katerimi vpeljemo vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti z metodo LHS, se držimo priporočila, da mora biti potrebno število simulacij večje od dvakratnika števila slučajnih spremenljivk (Dolšek, 2009). V odvisnosti od števila vhodnih spremenljivk smo za testne konstrukcije upoštevali 30 ali 40 simulacij. Na podlagi vzorca slučajnih spremenljivk za vsako testno konstrukcijo generiramo skupino modelov, s katerimi zajamemo vpliv

modelnih in fizikalnih negotovosti. Poleg te skupine modelov za vsak testno konstrukcijo sestavimo tudi deterministični model, ki ga določimo tako, da za slučajne spremenljivke iz preglednice 3.4 upoštevamo njihove srednje vrednosti ali mediane.

Pri določanju potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti se omejimo na obravnavo modelnih in fizikalnih negotovosti. Haselton (2006) in Melchers (1999) poročata, da imajo ostale vrste negotovosti, kot so npr. negotovosti zaradi človeškega vpliva, potencialno velik vpliv na potresno tveganje gradbenih konstrukcij. Pri obstoječih konstrukcijah imajo pomemben vpliv tudi negotovosti, povezane z nepoznavanjem dejanske geometrije in vgrajene armature, ki se zaradi nedoslednosti pri izgradnji lahko razlikuje od projektne dokumentacije (Jalayer in sod., 2010, 2011). Vpliv naštetih negotovosti v okviru doktorske disertacije ne obravnavamo, saj predpostavimo, da sta geometrija in armatura elementov poznani. Poudariti velja, da v doktorski disertaciji nismo upoštevali še dveh dodatnih vrst modelne negotovosti. Bradley (2013) navaja, da ima izbira modela za izračun posameznih konstrukcijskih lastnosti (npr. karakterističnih rotacij elementov, strižnih nosilnosti), potencialno večji vpliv na rezultate kot negotovost samega (izbranega) modela. Navaja tudi, da ima model konstrukcije kot celota »precejšnjo« modelno negotovost. Navedene negotovosti so izredno težko določljive, zato v dosedanjih študijah (tudi v svetovnem merilu) niso bile obravnavane. Ovrednotenje teh negotovosti predstavlja pomemben izziv za prihodnje raziskave (Bradley, 2013).

Preglednica 3.4: Upoštevane slučajne spremenljivke in njihove verjetnostne porazdelitve.

Table 3.4: List of the input random variables and assumed probability distributions.

Slučajna spremenljivka		CV	Porazdelitev	Vir
Etažne mase	$m_i$	0.10	normalna	(Ellingwood in sod., 1980; Haselton, 2006)
Tlačna trdnost betona	$f_{cm}$	0.20	normalna	(Melchers, 1999)
Napetost na meji tečenja armature	$f_{sy}$	0.05	logaritemsko normalna	(Melchers, 1999; JCSS, 2000)
Efektivna širina pasnice gred	$b_{eff}$	0.20	normalna	(Haselton, 2006)
Rotacija na meji tečenja stebrov	$\theta_{y,c}$	0.36	logaritemsko normalna	(Panagiotakos in Fardis, 2001)
Rotacija na meji tečenja gred	$\theta_{y,b}$	0.36	logaritemsko normalna	(Panagiotakos in Fardis, 2001)
Rotacija na meji tečenja sten	$\theta_{y,w}$	0.36	logaritemsko normalna	(Panagiotakos in Fardis, 2001)
Rotacija pri stanju blizu porušitve stebrov	$\theta_{nc,c}$	0.40	logaritemsko normalna	(Peruš in sod., 2006)
Rotacija pri stanju blizu porušitve gred	$\theta_{nc,b}$	0.60	logaritemsko normalna	(Panagiotakos in Fardis, 2001)
Rotacija pri stanju blizu porušitve sten	$\theta_{nc,w}$	0.60	logaritemsko normalna	(Panagiotakos in Fardis, 2001)
Koeficient viskoznega dušenja, 5%	$\zeta$	0.40	normalna	(Porter in sod., 2002; Lee in Mosalam, 2005)
Strižna nosilnost stebrov	$V_{R,c}$	0.15	normalna	(Biskinis in sod., 2004)
Rotacija pri strižni odpovedi stebrov	$\theta_{nc,c,s}$	0.35	logaritemsko normalna	(Zhu in sod., 2007)

#### 4 POTRESNA OBTEŽBA

Pomemben korak pri določanju potresnega odziva konstrukcij predstavlja izbira potresne obtežbe. Z izbiro skupine potresnih zapisov želimo v najboljši meri zajeti pričakovane lastnosti potresnega gibanja na lokaciji objekta. To pomeni, da moramo upoštevati značilnosti preteklih potresov in potresno nevarnost na obravnavani lokaciji objekta. Izbira potresnih zapisov se pogosto opravi na podlagi ciljnega spektra pospeškov. Pri izbiri ciljnega spektra imamo na voljo več možnosti. Z izbiro potresne obtežbe se je ukvarjal Brozovič (2013) v svoji doktorski disertaciji, po kateri je povzet kratek pregled metod za izbiro potresne obtežbe. Najenostavnejša je izbira potresnih zapisov na podlagi spektra enotne potresne nevarnosti (angl. »Uniform hazard spectrum – UHS«). Ta pristop je bil velikokrat uporabljen v preteklih študijah, vendar se je izkazal za konservativnega (Baker in Cornell, 2006a). Temelji namreč na spektru enotne potresne nevarnosti, ki je definiran s spektralnimi pospeški z enako povratno dobo (srednjo letno frekvenco prekoračitve) pri vseh nihajnih časih. Obliko spektra UHS določajo različni potresni scenariji, ki se v realnosti ne zgodijo hkrati, ampak se v nekem trenutku zgodi le eden izmed njih. Baker in Cornell (2006a) ter Baker (2011) zato predlagajo izbiro skupine potresnih zapisov na podlagi t.i. pogojnega srednjega spektra (angl. »Conditional mean spectrum – CMS«). Spekter CMS je, za razliko od spektra UHS, definiran s spektralnim pospeškom pri samo enem (izbranem) nihajnem času. Spektralni pospešek je določen na podlagi verjetnostne analize potresne nevarnosti za izbrano povratno dobo, medtem ko so spektralni pospeški pri ostalih nihajnih časih določeni z najbolj verjetnimi pripadajočimi vrednostmi. Pospeški pri ostalih nihajnih časih se določijo pogojno na izbrani nihajni čas na podlagi rezultatov študije korelacije med spektralnimi vrednostmi pri različnih nihajnih časih (Baker in Cornell, 2006b; Baker in Jayaram, 2008). Dobljena oblika ciljnega spektra je skladna s potresno nevarnostjo in je hkrati realnejša od oblike spektra enotne potresne nevarnostim, zato predstavlja boljši kriterij za izbiro skupine potresnih zapisov. Najkompleksnejši in najnatančnejši način izbire potresne obtežbe predstavlja postopek t.i. splošnega pogojnega pristopa z merami za intenziteto (angl. »general conditional intensity measure approach – GCIM«) (Bradley, 2010), ki zahteva izbiro skupin potresnih zapisov na podlagi različnih mer intenzitete. Postopka izbire potresnih zapisov na podlagi spektra CMS in pristopa GCIM omogočata izbiro skupine potresnih v skladu s potresno nevarnostjo, vendar zahtevata podatke o razčlenitvi potresne nevarnosti na točno določeni lokaciji objekta. V doktorski disertaciji predpostavimo generično lokacijo objekta, zato navedenih postopkov izbire skupin potresnih zapisov ne moremo uporabiti. Poleg tega je oblika spektrov CMS in GCIM, za razliko od spektra enotne potresne nevarnosti, odvisna od povratne dobe potresnega scenarija. To je iz stališča računskih analiz nepraktično, saj zahteva uporabo različnih skupin potresnih zapisov za različne intenzitete potresne obtežbe. Iz navedenih razlogov bomo skupino potresnih zapisov izbirali na podlagi spektra enotne potresne nevarnosti. Ta predpostavka privede do konservativnih ocen »povprečnega« obnašanja konstrukcij (Baker in Cornell, 2006a), vendar ne vpliva na raztros potresnega odziva, katerega določanje je glavna tema doktorske disertacije.

Spomnimo se uvodnega dela 2. poglavja, kjer smo omenili, da ima izbira mere za izražanje potresne intenzitete vpliv na izbiro skupine potresnih zapisov. Za mero intenzitete potresne obtežbe uporabimo spektralni pospešek pri nihajnemu času ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo  $S_a(T^*)$ . Konsistentnost izbrane in ciljne potresne obtežbe zagotovimo z izbiro skupine potresnih zapisov, katerih povprečje in raztros se ujemata s ciljno obtežbo pri pogoju, da so vsi potresni zapisi normirani na skupno vrednost  $S_a(T^*)$ . Pogoju normiranja na skupno vrednost spektralnega pospeška vgrajuje tudi pogojni srednji spekter (CMS). Izbiri skupine potresnih zapisov zato opravimo s proceduro, ki je bila

v osnovi razvita za spekter CMS (Jayaram in sod., 2011). Proceduro korigiramo tako, da za ciljni (povprečni) spekter uporabimo spekter enotne potresne nevarnosti. Raztros ciljnega spektra določimo po proceduri, ki jo vgrajuje uporabljen postopek izbire potresnih zapisov (Baker in Jayaram, 2008; Jayaram in sod., 2011). Natančnejši opis postopka predstavimo v naslednjem poglavju.

#### 4.1 Opis postopka za izbiro skupine potresnih zapisov

Skupine potresnih zapisov, s katerimi določamo potresni odziv testnih konstrukcij, izberemo s proceduro, ki so jo predlagali Jayaram in sodelavci (2011). Procedura omogoča izbiro potresnih zapisov, ki se ujemajo s ciljnim spektrom, tako v povprečnem smislu kot v smislu raztrosa. V osnovi je bila procedura razvita za izbiro skupine potresnih zapisov v skladu s spektrom CMS, vendar postopek omogoča uporabo tudi drugih ciljnih spektrov. Opis uporabljenega načina izbire skupine potresnih zapisov začnemo s predstavitvijo osnovnih pojmov pogojnega srednjega spektra (CMS). Določen je na podlagi pogojnih srednjih vrednosti  $\mu_{\ln S_a(T_i)|\ln S_a(T^*)}$  in pogojne standardne deviacije  $\sigma_{\ln S_a(T_i)|\ln S_a(T^*)}$  logaritmov spektralnih pospeškov pri različnih nihajnih časih. Pri definiciji srednjega spektra izhajamo iz predpostavke večvariatne logaritemsko normalne porazdelitve spektralnih pospeškov, oziroma večvariatne normalne porazdelitve logaritmov spektralnih pospeškov pri različnih časih (Jayaram in Baker, 2008). Pogojni srednji spekter (naravnih logaritmov spektralnih pospeškov) določimo z naslednjim izrazom (Baker in Cornell, 2006a; Baker 2011)

$$\mu_{\ln S_a(T_i)|\ln S_a(T^*)} = \mu_{\ln S_a}(M, R, T_i) + \rho(T_i, T^*) \varepsilon(T^*) \sigma_{\ln S_a}(T_i), \quad (4.1)$$

kjer faktorja  $\mu_{\ln S_a}(M, R, T_i)$  in  $\sigma_{\ln S_a}(T_i)$  predstavljata srednjo vrednost in standardno deviacijo naravnih logaritmov spektralnih pospeškov pri nihajnem času  $T_i$ , ki ju določimo z modelom pojemanja potresa, v odvisnosti od magnitude  $M$  in oddaljenost od izvora  $R$ . Obravnavani potresni scenarij ponazorimo s povprečno magnitudo  $M$  in oddaljenost od izvora  $R$ , ki ju določimo na podlagi rezultatov razčlenitve potresne nevarnosti. Faktor  $\rho(T_i, T^*)$  predstavlja korelacijski koeficient med spektralnimi vrednostmi pri nihajnih časih  $T_i$  in  $T^*$ . Faktor  $\varepsilon(T^*)$  definiramo na naslednji način

$$\varepsilon(T^*) = \frac{\ln S_a(T^*) - \mu_{\ln S_a}(M, R, T^*)}{\sigma_{\ln S_a}(T^*)}. \quad (4.2)$$

Kot je razvidno iz enačbe (4.2), faktor  $\varepsilon(T^*)$  meri relativno razliko med logaritmom spektralnega pospeška pri nihajnem času  $T^*$  ( $\ln S_a(T^*)$ ), ki jo določimo na podlagi verjetnostne analize potresne nevarnosti za izbrano povratno dobo potresnega scenarija, in srednjo vrednostjo logaritma spektralnega pospeška pri nihajnemu času  $T^*$  ( $\mu_{\ln S_a}(M, R, T^*)$ ), ki jo določimo z modelom pojemanja potresa, v odvisnosti od magnitude  $M$  in oddaljenosti od izvora  $R$ . Relativno razliko izrazimo s številom standardnih deviacij  $\sigma_{\ln S_a}(T^*)$ , za katerega se razlikujejo vrednosti  $\ln S_a(T^*)$  in  $\mu_{\ln S_a}(M, R, T^*)$ . Iz primerjave enačb (4.1) in (4.2) ter z upoštevanjem  $\rho(T_i, T^*)=1$  sledi, da ima pogojni spekter pri nihajnem času  $T_i = T^*$  vrednost  $\ln S_a(T^*)$ . Vrednost  $\ln S_a(T^*)$  izhaja iz verjetnostne analize potresne nevarnosti za obravnavani potresni scenarij, zato pravimo, da je pogojni srednji spekter skladen s potresno nevarnostjo na lokaciji objekta. Vrednosti spektralnih pospeškov pri ostalih nihajnih časih  $\ln S_a(T_i)$  določimo pogojno na spektralno vrednost  $\ln S_a(T^*)$ , tako da upoštevamo najbolj verjetne vrednosti, na podlagi korelacijskih koeficientov  $\rho(T_i, T^*)$  iz literature (Baker in Cornell, 2006b; Baker in Jayaram, 2008) (enačba (4.1)). Pogojno standardno deviacijo naravnih logaritmov spektralni vrednosti določimo z naslednjim izrazom (Baker, 2011)

$$\sigma_{\ln S_a(T_i)|\ln S_a(T^*)} = \sigma_{\ln S_a}(T_i) \sqrt{1 - \rho^2(T_i, T^*)}. \quad (4.3)$$



Iz enačbe (4.3) sledi, da je pogojna standardna deviacija neodvisna od faktorja  $\varepsilon(T^*)$ . Odvisna je samo od standardne deviacije naravnih logaritmov spektralnih pospeškov iz modela pojemanja potresa  $\sigma_{\ln S_a}(T_i)$  in korelacijskega faktorja  $\rho(T_i, T^*)$ . Vhodni podatek za izbiro skupine potresnih zapisov predstavlja raztros ciljnega spektra iz modela pojemanja potresa  $\sigma_{\ln S_a}(T_i)$ . Vrednosti pogojne standardne deviacije, t.j. standardne deviacije zapisov, ki so normirani na skupno vrednost  $\ln S_a(T^*)$ , izračunamo na podlagi enačbe (4.3). Natančnejši opis pogojnega srednjega spektra najdemo v doktorski disertaciji (Brozovič, 2013).

Naša želja je, da se izbrana skupina potresnih zapisov ujema s ciljnim spektrom, pri pogoju, da so vsi potresni zapisi normirani na skupno vrednost  $S_a(T^*)$ . Pogoj normiranja na skupno vrednost spektralnega pospeška vgrajuje tudi pogojni srednji spekter (CMS). Skupino potresnih zapisov zato določimo z modifikacijo procedure za izbiro potresnih zapisov v skladu s spektrom CMS (Jayaram in sod., 2011). Kot smo omenili v uvodnem delu poglavja, skupine potresnih zapisov izberemo na podlagi spektra enotne potresne nevarnosti, kar pomeni, da zanemarimo spremembo oblike ciljnega spektra za različne povratne dobe potresne obtežbe. To storimo tako, da v proceduri za izbiranje skupine potresnih zapisov upoštevamo  $\varepsilon(T^*) = 0$ . Na podlagi te predpostavke, ima drugi člen enačbe (4.1) vrednost 0, kar pomeni, da potresno obtežbo izbiramo samo na podlagi srednjih vrednosti logaritmov spektralnih pospeškov iz modela pojemanja potresa  $\mu_{\ln S_a}(M, R, T^*)$ . Skupina potresnih zapisov je normirana na skupno vrednost  $\ln S_a(T^*)$ , zato za ciljni spekter predpostavimo pogojno standardno deviacijo iz enačbe (4.3). Vhodni podatek za izračun pogojne standardne deviacije predstavlja raztros modela pojemanja  $\sigma_{\ln S_a}(T_i)$ . Empirične vrednosti korelacijskih koeficientov  $\rho(T_i, T^*)$  najdemo v literaturi (Baker in Cornell, 2006b; Baker in Jayaram, 2008). Kot smo omenili, je pogojna standardna deviacija neodvisna od vrednosti  $\varepsilon(T^*)$ , kar pomeni, da je neodvisna od uporabe spektra CMS ali druge oblike ciljnega spektra.

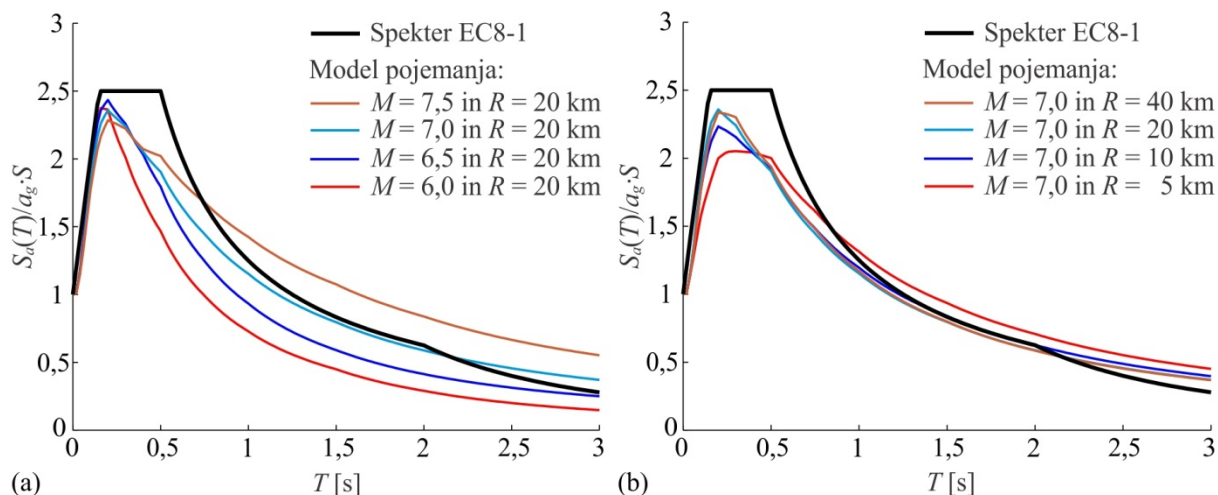
Pri izbiri skupine potresnih zapisov vpeljemo še dodatne poenostavitve. Osnovna verzija procedure (Jayaram in sod., 2011) vgrajuje model pojemanja potresa, ki sta ga predlagala Campbell in Bozorgnia (2008). Za določanje generičnega potresnega odziva testnih konstrukcije je izbira potresnih zapisov na podlagi modela pojemanja nepraktična, saj zahteva podatke o točno določenem potresnem scenariju (magnituda  $M$ , oddaljenost od izvora  $R$ , vrsta preloma itd.). Skupine potresnih zapisov zato določamo na podlagi idealiziranega spektra enotne potresne nevarnosti iz standarda Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005). Idealiziran spekter enotne potresne nevarnosti predstavlja ovojnico spektrov enotne nevarnosti za različne magnitude dogodkov  $M$ , oddaljenosti od izvora  $R$  itd. Vpeljana poenostavitev je iz fizikalnega stališča manj realna od uporabe spektra CMS, vendar privede do konservativne ocene »povprečnega« potresnega odziva testnih konstrukcij (Baker in Cornell, 2006a). Težava uporabljenega pristopa je, da standard Evrokod 8-1 (EC8-1) ne podaja raztrosa ciljnega spektra. Tega predpostavimo na podlagi študije raztrosa modela pojemanja Campbell-Bozorgnia v odvisnosti od različnih magnitud in oddaljenosti od izvora.

Primerjava oblike elastičnega spektra EC8-1 (spekter tipa 1, tip tal C) in oblike spektrov iz modela pojemanja Campbell-Bozorgnia je prikazana na sliki 4.1. Spektre predstavimo v normiranem formatu, tako da vrednosti spektralnih pospeškov pri različnih nihajnih časih  $S_a(T)$  normirano na vrednost maksimalnega pospeška tal  $a_g$  ( $a_g \cdot S$  pri spektru EC8-1). Pri modelu pojemanja upoštevamo različne vrednosti magnitude  $M$  in oddaljenosti od izvora  $R$ . Rezultati modela pojemanja so odvisni od dodatnih parametrov, ki jih v okviru prikazane študije ne spreminjamo, kot so hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m zemljine ( $V_{s,30}$ ), vrste preloma itd. Prikazane spektre smo določili za hitrost

strižnega valovanja  $V_{s,30} = 300$  m/s, kar približno odgovarja povprečnim karakteristikam tipa tal C po standardu Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005).

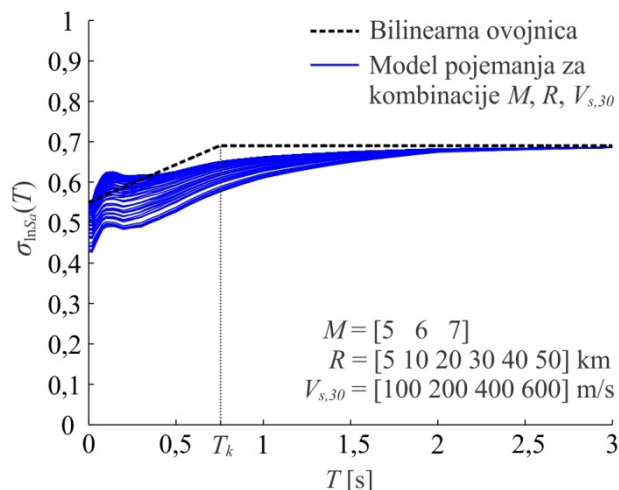
S slike (4.1) je razvidno, da elastični spekter EC8-1 (tip spektra 1) precej dobro opiše dogodke z magnitudo  $M = 7$ , ne glede na oddaljenost od izvora  $R$ . Razvidno je tudi, da spekter predstavlja ovojnico spektrov enotne potresne nevarnosti za različne kombinacije magnitud  $M$  in oddaljenosti od izvora  $R$ . Na sliki 4.2 prikazujemo, kako različne kombinacije magnitude  $M$ , oddaljenosti od izvora  $R$  in hitrosti strižnega valovanja  $V_{s,30}$  vplivajo na vrednosti  $\sigma_{\ln S_a}(T)$ , ki jih določimo iz modela pojemanja Campbell-Bozorgnia. Upoštevan obseg vrednosti  $M$ ,  $R$  in  $V_{s,30}$  je prikazan na sliki 4.2. Rezultati kažejo, da imajo vrednosti parametrov  $M$ ,  $R$  in  $V_{s,30}$  pomembnejši vpliv na vrednosti  $\sigma_{\ln S_a}(T)$  na območju nihajnih krajših časov (npr.  $T < 1$  s). Vrednosti raztrosa odziva na preostalem območju nihajnih časov so relativno konstantne, ne glede na kombinacijo parametrov  $M$ ,  $R$  in  $V_{s,30}$ . Pri idealizaciji zveze med  $\sigma_{\ln S_a}$  in nihajnim časom  $T$ , imamo več možnosti. V doktorski disertaciji uporabimo preprosto bilinearno zvezo (glej sliko 4.2). Upoštevana zveza predstavlja ovojnico rezultatov  $\sigma_{\ln S_a}(T)$ , določenih v odvisnosti od različnih magnitud  $M$ , oddaljenosti od izvora  $R$  in hitrosti strižnega valovanja  $V_{s,30}$ . Bilinearno ovojnico določimo tako, da za  $\sigma_{\ln S_a}(T)$  predpostavimo vrednost 0,55 pri nihajnem času  $T = 0$  s in vrednost 0,70 za nihajne čase, večje od  $T_k = 0,75$  s. Za vmesne vrednosti predpostavimo linearni potek. Izbrani model za raztros ciljnega spektra matematično zapišemo z naslednja izrazoma

$$\begin{aligned} \sigma_{\ln S_a}(T) &= 0,55 + 0,15 \frac{T}{T_k} && \text{za } T \leq T_k = 0,75 \text{ s,} \\ \sigma_{\ln S_a}(T) &= 0,70 && \text{za } T > T_k = 0,75 \text{ s.} \end{aligned} \quad (4.4)$$



Slika 4.1: Primerjava elastičnega spektra iz standarda Evrokod 8-1 (EC8-1) in spektrov določenih z modelom pojemanja potresa Campbell-Bozorgnia; (a) odvisnost od magnitude  $M$  pri enaki oddaljenosti od izvora  $R = 20$  km; (b) odvisnost od oddaljenosti  $R$  pri enaki magnitudi  $M = 7,0$ .

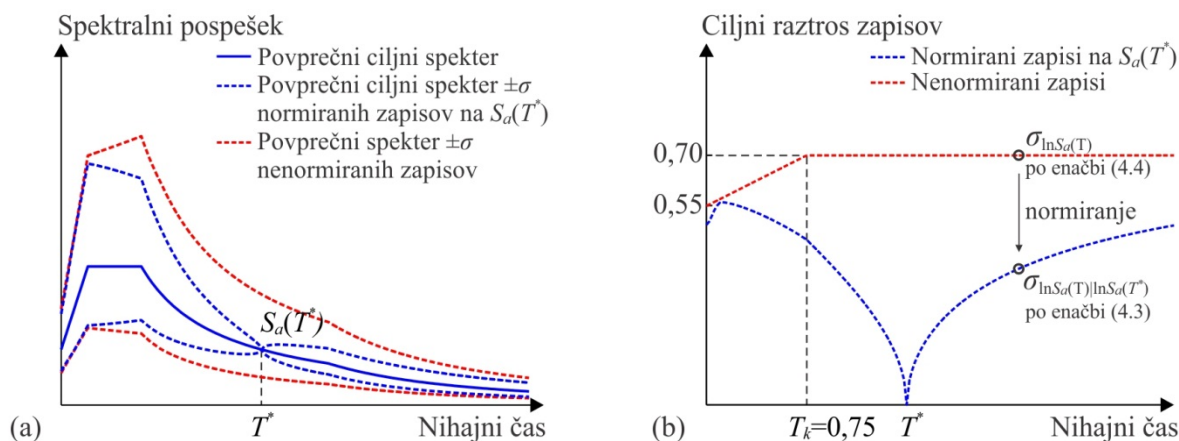
Figure 4.1: Comparison of the Eurocode 8-1 (EC8-1) elastic response spectrum and the response spectra determined by the Campbell-Bozorgnia ground motion model; (a) influence of the magnitudes  $M$  at fixed source distance  $R = 20$  km; (b) influence of the source distance  $R$  at fixed magnitude  $M = 7,0$ .



Slika 4.2: Spreminjanje raztrosa modela pojemanja Campbell-Bozorgnia v odvisnosti od različnih kombinacij magnitude  $M$ , oddaljenosti od izvora  $R$  in hitrosti strižnega valovanja  $V_{s,30}$ .

Figure 4.2: Influence of different combinations of magnitudes  $M$ , source distances  $R$  and shear wave velocities  $V_{s,30}$  to the estimates of dispersion based on Campbell-Bozorgnia ground-motion model.

Na prikazani način določimo povprečni ciljni spekter in povprečni ciljni spekter  $\pm\sigma$ , na podlagi katerih izberemo skupino potresnih zapisov, ki so normirani na skupno vrednost  $S_a(T^*)$  (slika 4.3a, modro). Slika 4.3a prikazuje tudi povprečni spekter  $\pm\sigma$  nenormiranih zapisov (rdeče), ki ga določimo z upoštevanjem bilinearne idealizacije raztrosa iz enačbe (4.4) (slika 4.3b, rdeče). Slednjega transformiramo v raztros normiranih zapisov (slika 4.3b, modro) po enačbi (4.3), ki temelji na empirično določenih vrednosti korelacijskih koeficientov med spektralnimi vrednostmi pri različnih nihajnih časih.



Slika 4.3: (a) Shematični prikaz povprečnega ciljnega spektra in povprečnega ciljnega spektra  $\pm\sigma$  normiranih potresnih zapisov na  $S_a(T^*)$  (modro) ter povprečnega spektra  $\pm\sigma$  nenormiranih potresnih zapisov (rdeče); (b) Ciljni raztros normiranih zapisov na  $S_a(T^*)$ , določen po enačbi (4.3) (modro), in ciljni raztros nenormiranih zapisov, določen po enačbi (4.4) (rdeče).

Figure 4.3: (a) Schematic representation of the mean target spectrum, mean target spectrum  $\pm\sigma$  of the ground motions normalized to the value  $S_a(T^*)$  (blue) and of the mean spectrum  $\pm\sigma$  of the non-normalized ground motions (red); (b) The target dispersion of the ground motions normalized to the value  $S_a(T^*)$  from equation 4.3, (blue) and the target dispersion of the non-normalized ground motions from equation (4.4) (red).

Naslednji korak izbire potresnih zapisov je definicija vhodnih karakteristik, kot so npr. območje magnitud, oddaljenosti od izvora, hitrosti strižnega valovanja. Na ta način opravimo preliminarni izbor, saj iz obravnave izločimo potresne zapise, ki ne zadoščajo izbranim kriterijem. Sledi postopek izbire potresnih zapisov, ki so ga predlagali (Jayaram in sod., 2011). V nadaljevanju predstavimo le kratek povzetek osnovnih korakov procedure. Natančnejši opis postopka je predstavil Brozovič (2013).

Na podlagi povprečja in standardne deviacije ciljnega spektra (slika 4.3a) določimo t.i. stohastični ciljni spekter. Pri tem predpostavimo, da so logaritmi spektralnih vrednosti pri različnih nihajnih časih porazdeljeni po večvariatni normalni porazdelitvi (Jayaram in Baker, 2008). Porazdelitev ciljnega spektra izrazimo z vektorjem srednjih vrednosti  $\mu$  in z matriko kovarianc  $\Sigma$ . Slednjo določimo na podlagi raztrosa ciljnega spektra in korelacijskih koeficientov  $\rho(T_i, T^*)$  iz literature (Baker in Jayaram, 2008). Na podlagi stohastičnega ciljnega spektra z metodo Monte Carlo generiramo  $N_{gm}$  spektrov potresnih zapisov, kjer  $N_{gm}$  predstavlja izbrano število potresnih zapisov v skupini. Generirani spektri so slučajne narave, vendar imajo podobno porazdelitev kot podani ciljni spekter. Za vsakega izmed njih iz knjižnice potresnih zapisov izberemo realni (dejanski) potresni zapis, katerega spekter se najbolje ujema z generiranim spektrom. Za kriterij izbire uporabimo minimum vsote kvadratov odstopanj logaritmov spektralnih vrednosti generiranih in realnih potresnih zapisov. Na ta način določimo preliminarno skupino  $N_{gm}$  potresnih zapisov. Ujemanje izbrane skupine zapisov s ciljnim spektrom izboljšamo z enostavnim optimizacijskim postopkom (angl. »greedy optimization«). Ideja postopka je izboljšanje ujemanja povprečnega spektra in raztrosa izbrane skupine zapisov s ciljnim spektrom. Optimizacijski postopek temelji na zamenjavi določenih zapisov s primernejšimi iz knjižnice. Za vsak izmed izbranih zapisov preverimo, ali izbira drugega zapisa iz knjižnice, privede do boljšega ujemanja povprečnih vrednosti in raztrosov skupine potresnih zapisov s ciljnim spektrom. V primeru, ko izbrani zapis zagotavlja najboljše ujemanje izmed vseh zapisov iz knjižnice, ga ohranimo v izbrani skupini. V nasprotnem primeru ga zamenjamo z zapisom, ki zagotavlja boljše ujemanje. Optimizacijski postopek ponovimo dvakrat za celotno skupino zapisov. Z opisanim postopkom določimo skupino  $N_{gm}$  potresnih zapisov, katerih povprečni spekter in raztros se ujemata s podanim ciljnim spektrom.

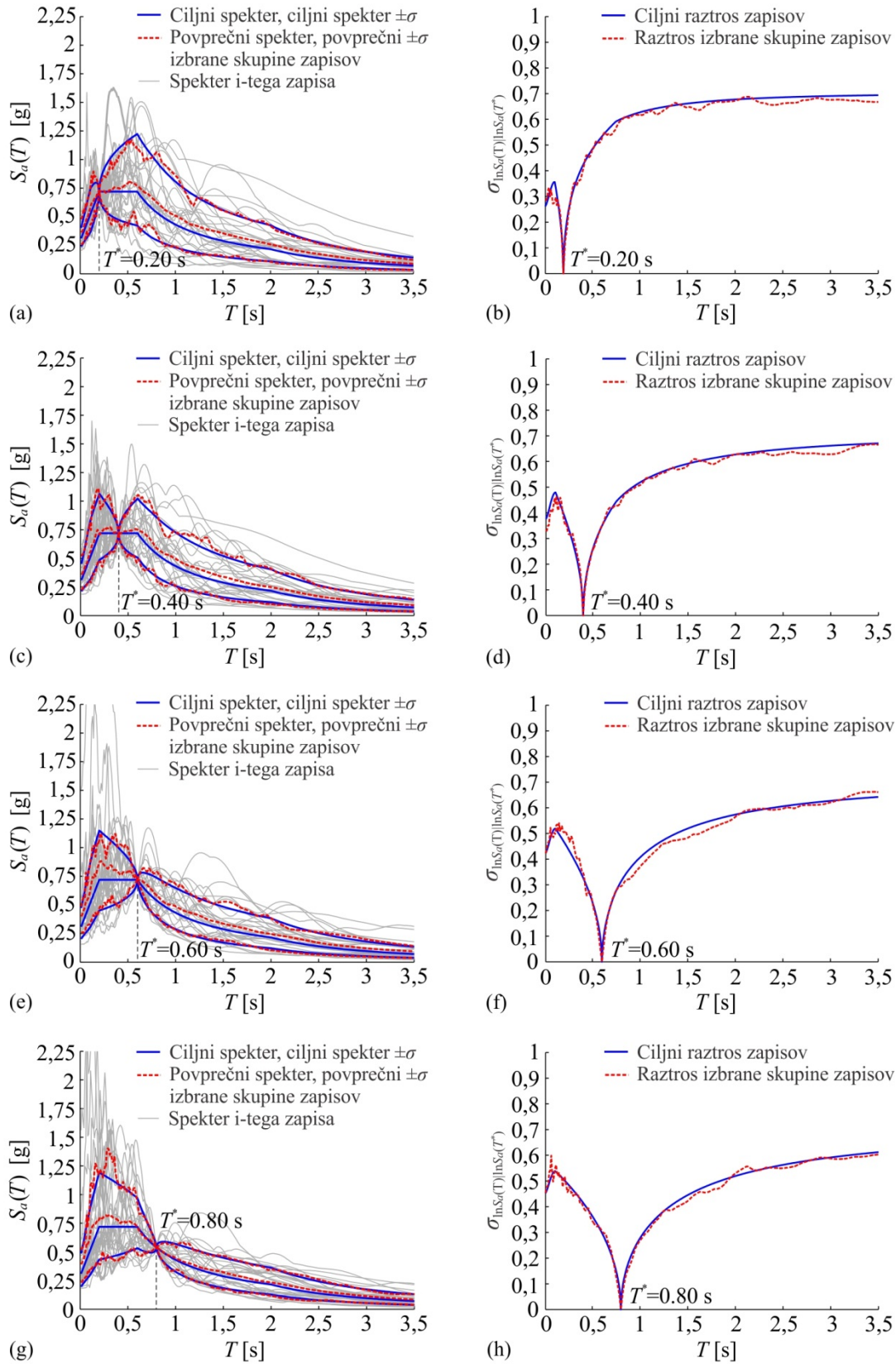
## 4.2 Predstavitev potresne obtežbe

Kot smo omenili v uvodnem delu poglavja, ima uporaba parametra  $S_a(T^*)$  za mero intenzitete potresne obtežbe dve pomembni posledici na izbor potresnih zapisov. Konsistentnost izbrane potresne obtežbe s ciljnim spektrom zagotovimo z izbiro skupine zapisov, katerih povprečni spekter in raztros se ujemata s ciljnim spektrom pri pogoju normiranja na skupno vrednost  $S_a(T^*)$ . Rešitev tega problema smo predstavili v poglavju 4.1. Uporaba mere intenzitete, ki je odvisna od karakteristik obravnavanih konstrukcij (v konkretnem primeru nihajnega časa  $T^*$ ), ima še dodatno posledico. Prednost uporabe take mere je, da omogoča zmanjšanje raztrosa odziva, kar zagotavlja ekvivalenten nivo natančnosti rezultatov z uporabo manjšega števila potresnih zapisov. Slaba stran uporabljene mere intenzitete je, da zahteva izbiro skupin potresnih zapisov v odvisnosti od nihajnega časa  $T^*$  testnih konstrukcij. V splošnem, bi morali za vsako testno konstrukcijo izbrati novo skupino potresnih zapisov. Iz praktičnih razlogov izbiro skupin potresnih zapisov opravimo le za naslednje vrednosti nihajnega časa  $T^* = [0,2 \text{ s}; 0,4 \text{ s}; 0,6 \text{ s}; 0,8 \text{ s}; 1,0 \text{ s}; 1,25 \text{ s}; 1,5 \text{ s}; 1,75 \text{ s}; 2,0 \text{ s}]$ . Tako izberemo devet skupin potresnih zapisov, na podlagi katerih določamo potresni odziv testnih konstrukcij. Z vpeljšano

poenostavitvijo naredimo določeno napako, za katero smo na podlagi preliminarne študije ugotovili, da je relativno majhna.

Za vsako izmed naštetih vrednost  $T^*$  izberemo skupino  $N_{gm} = 30$  potresnih zapisov s postopkom opisanim v poglavju 4.1. Skupine potresnih zapisov določamo iz knjižnice PEER NGA (Chiou in sod., 2008; PEER, 2012). Knjižnica PEER vsebuje podatke za 173 potresnih dogodkov iz celega sveta in 3551 večdimenzionalnih potresnih zapisov. Potresne zapise izbiramo na podlagi podskupine celotne knjižnice, ki jo določimo z definicijo zelenega območja magnitud  $M$ , oddaljenosti od izvora  $R$ , hitrosti strižnega valovanja  $V_{s,30}$  itd. Pri izbiri skupin potresnih zapisov upoštevamo dogodke z magnitudo med 5,5 in 7,0, ki so bili zabeleženi na razdalji od izvora med 5 in 50 km. Glede na karakteristike temeljnih tal upoštevamo dogodke, ki so bili zabeleženi na relativno dobrih temeljnih tleh. Kot ciljni spekter namreč uporabimo elastični spekter po standardu Evrokod 8-1 (EC8-1) za tip tal C. Hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m zemljine omejimo na vrednosti, ki so večje od 180 m/s, kar predstavlja spodnjo mejo karakteristik tipa tal C (SIST EN 1998-1, 2005). Pri definiciji ciljnega spektra upoštevamo pospešek temeljnih tal  $a_g = 0,25$  g, faktor  $S = 1,15$  za tip tal C in faktor  $\eta = 1,0$ , ki odgovarja elastičnemu spektru za 5 % viskoznega dušenja. Kot smo opisali v poglavju 4.1, za raztros ciljnega spektra nenormiranih zapisov upoštevamo bilinearno ovojnico rezultatov modela pojemanja (enačba (4.4)). Ciljni raztros normiranih zapisov na skupno vrednost  $S_a(T^*)$  določimo na podlagi enačbe (4.3). Z upoštevanjem naštetih kriterijev in z uporabo procedure iz poglavja (4.1) določimo devet skupin potresnih zapisov, katerih bistvene lastnosti so zbrane v prilogi A. Spektri izbranih potresnih zapisov so prikazani na slikah 4.4, 4.5 in 4.6 (glej naslednje strani). Na levem delu slik prikazujemo spektre posameznih zapisov, povprečni spekter in povprečni spekter  $\pm\sigma$  izbranih skupin zapisov. Spektre izbranih skupin zapisov primerjamo s predpostavljenim ciljnim spektrom. Primerjava raztrosov izbrane skupine potresnih zapisov in ciljnega raztrosa pa je prikazana na desnem delu slik 4.4, 4.5 in 4.6.

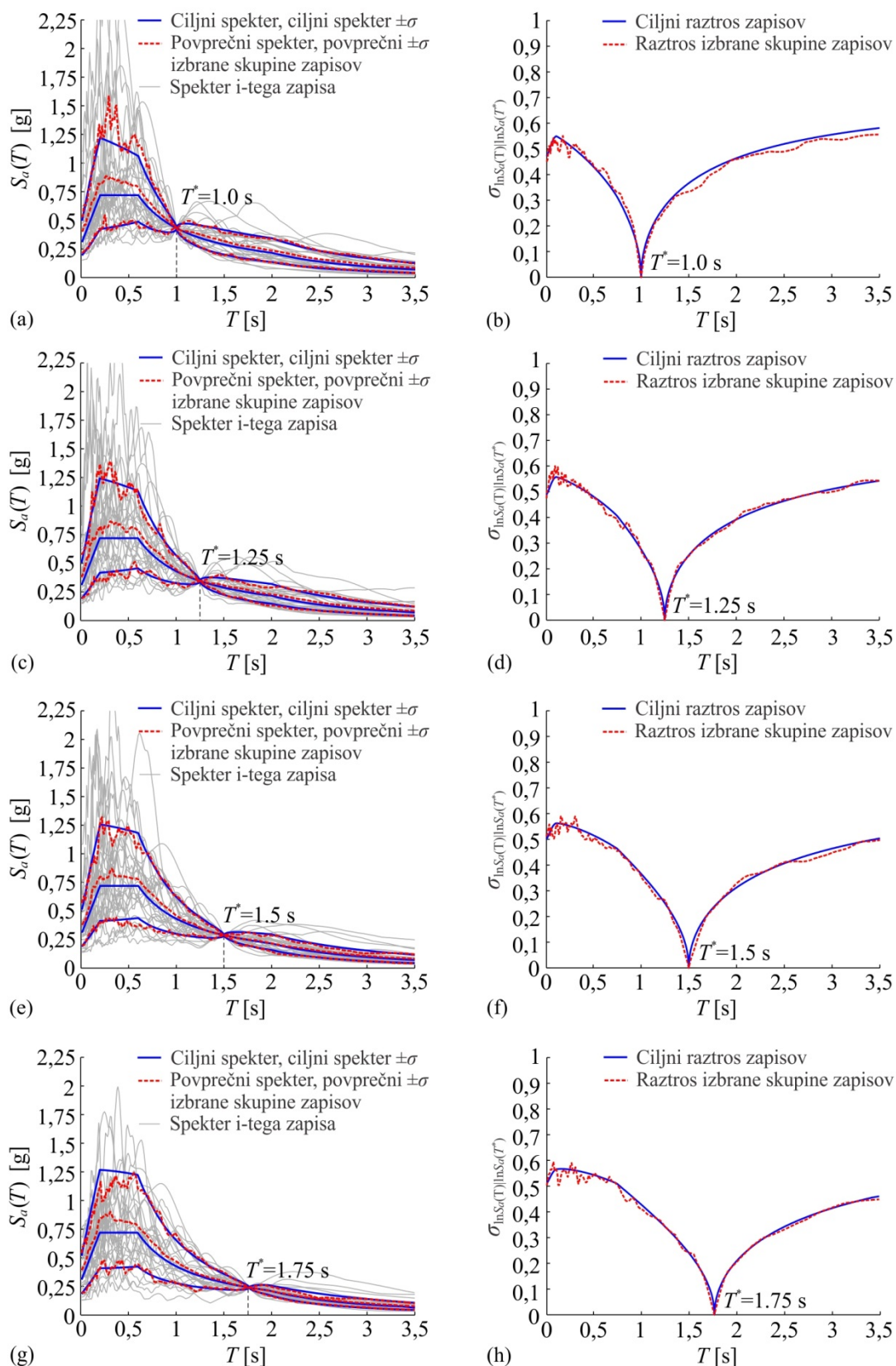
S slik 4.4, 4.5 in 4.6. je razvidno, da se povprečni spekter in povprečni spekter  $\pm\sigma$  izbranih skupin zapisov precej dobro ujemajo s ciljnim spektrom. Posebej dobro ujemanje beležimo za raztrose izbranih skupin zapisov. V nekaterih primerih prihaja do rahlih odstopanja med povprečnimi in ciljnim spektrom zapisov, vendar so povprečni spektri izbranih zapisov po večini na varni strani (nad ciljnim spektrom). V doktorski disertaciji raziskujemo raztros potresnega odziva, zato uporabljena oblika in rahla odstopanja povprečnega spektra ne vplivajo na rezultate naših študij. Za naše študije so pomembnejše vrednosti raztrosa skupine potresnih zapisov, zato ciljni raztros primerjamo z vrednostmi generične skupine zapisov iz poročila FEMA P695 (FEMA, 2009). Poročilo vključuje podatke o tipičnih vrednostih raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe, zato je skupina zapisov relevantna za kontrolo uporabljenega postopka. Skupina zapisov FEMA P695 obsega 22 dvo-komponentnih zapisov (44 zapisov) iz baze PEER NGA (PEER, 2006). Uporabljena je bila tudi v doktorski disertaciji (Kreslin, 2010), v kateri najdemo natančnejši opis lastnosti skupine zapisov. V nadaljevanju povzamemo le nekaj bistvenih podatkov. Magnituda upoštevanih potresov se giblje med 6,5 in 7,6. Večina zapisov (32 zapisov) je bila posnetih na tleh s hitrostjo strižnega valovanja v zgornjih 30 m  $V_{s,30}$  med 180 in 360 m/s, preostali zapisi so bili zabeleženi na boljših tleh ( $V_{s,30} = 360-760$  m/s). Maksimalni pospešek tal skupine zapisov se gibljejo med 0,21 g in 0,82 g. Zapisi so bi zabeleženi na oddaljenosti od izvora od 11,1 do 26,4 km, s povprečno oddaljenostjo 16,4 km. Povprečni spekter, povprečni spekter  $\pm\sigma$  in raztros skupine zapisov so prikazani na sliki 4.7a.



Slika 4.4: (a,c,e,g) Povprečni spekter in povprečni spekter  $\pm\sigma$  izbrane skupine zapisov; (b,d,f,h) Raztros izbrane skupine zapisov za  $T^* = [0,2; 0,4; 0,6; 0,8]$  s.

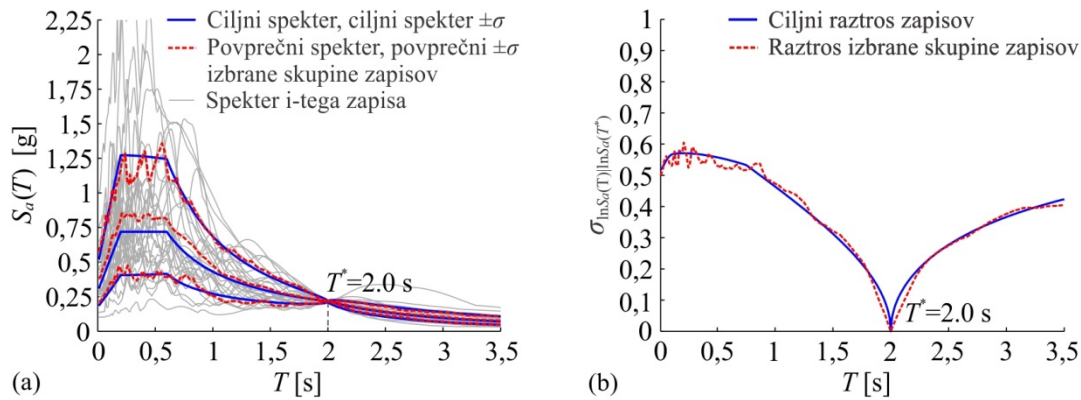
Figure 4.4: (a,c,e,g) Mean and mean  $\pm\sigma$  spectra of the selected ground motions; (b,d,f,h) Dispersion of the selected ground motions for  $T^* = [0,2; 0,4; 0,6; 0,8]$  s.





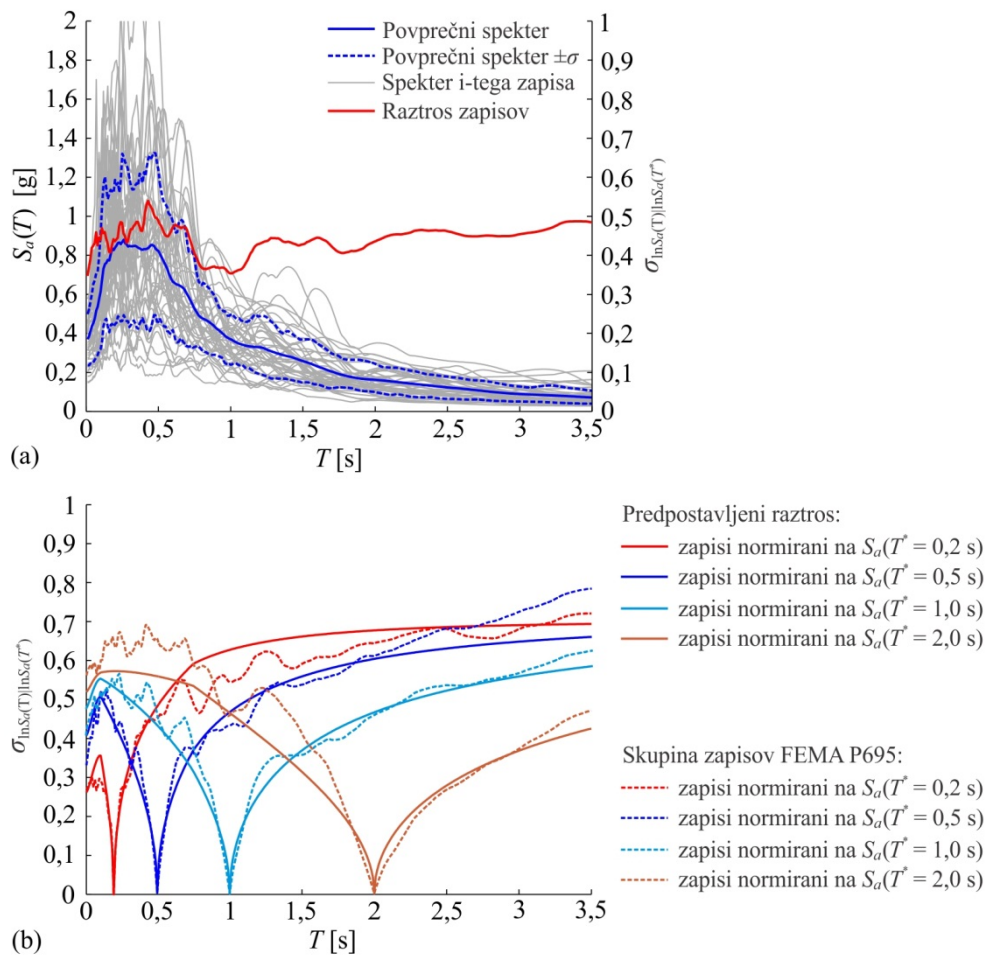
Slika 4.5: (a,c,e,g) Povprečni spekter in povprečni spekter  $\pm\sigma$  izbrane skupine zapisov; (b,d,f,g) Raztros izbrane skupine zapisov za  $T^* = [1,0; 1,25; 1,5; 1,75]$  s.

Figure 4.5: (a,c,e,g) Mean and mean  $\pm\sigma$  spectra of the selected ground motions; (b,d,f,g) Dispersion of the selected ground motions for  $T^* = [1,0; 1,25; 1,5; 1,75]$  s .



Slika 4.6: (a) Povprečni spekter in povprečni spekter  $\pm\sigma$  izbrane skupine zapisov; (b) Raztros izbrane skupine zapisov za  $T^* = 2,0$  s.

Figure 4.6: (a) Mean and mean  $\pm\sigma$  spectra of the selected ground motions; (b) Dispersion of the selected ground motions for  $T^* = 2,0$  s.



Slika 4.7:(a) Povprečni spekter, povprečni spekter  $\pm\sigma$  in raztros skupine zapisov FEMA P695; (b) Primerjava predpostavljenih vrednosti ciljnega raztrosa in raztrosa skupine zapisov FEMA P695.

Figure 4.7: (a) Mean spectrum, mean spectrum  $\pm\sigma$  and dispersion of the FEMA P695 ground motion set; (b) Comparison of the assumed target spectra dispersion and the dispersion of the ground motion set FEMA.



S slike 4.7a je razvidno, da je oblika povprečnega spektra zapisov FEMA P695 precej podobna elastičnemu spektru odziva iz standarda Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005). Primerjave povprečnih spektrov ne prikazujemo, saj glede na namen naših študij nima pomembnejšega vpliva. Poročilo FEMA P695 predvideva dva načina normiranja skupine potresnih zapisov, t.j. normiranje na maksimalno hitrost temeljnih tal in normiranje na vrednosti spektralnega pospeška pri izbranem nihajnem času. Spektri potresnih zapisov na sliki 4.7a so normirani na mediano spektralne hitrosti celotne skupine zapisov. Tak način normiranja zmanjša razlike med posameznimi zapisi in zagotavlja relativno konstanten raztros skupine zapisov pri vseh nihajnih časih (slika 4.7a) (FEMA, 2009).

Za primerjalno študijo predpostavljenega raztrosa ciljnega spektra in raztrosa skupine FEMA P695, ki je prikazana na sliki 4.7b, uporabimo normiranje na vrednosti spektralnih pospeškov pri izbranih nihajnih časih. Primerjavo prikažemo za normiranje na spektralne pospeške pri naslednjih nihajnih časih  $T^* = [0,2; 0,50; 1,0; 2,0]$  s, kot je razvidno s slike 4.7b. Posebej pomembno je dobro ujemanje raztrosa zapisov za območje nihajnih časov  $T$ , ki so večji od nihajnega časa normiranja  $T^*$  ( $T > T^*$ ). Z nastankom poškodb se nihajni čas konstrukcije povečuje, kar povzroči povečanje raztrosa potresne obtežbe, posledično tudi raztros potresnega odziva.

Rezultati na sliki 4.7b prikazujejo relativno dobro ujemanje predpostavljenih vrednosti raztrosa ciljnega spektra in raztrosa skupine zapisov FEMA P695. Najboljše ujemanje raztrosa ciljnega spektra in raztrosa skupine zapisov FEMA P695 beležimo pri normiranju na vrednosti  $S_a(T^* = 1,0 \text{ s})$ . Vrednosti raztrosa se dobro ujemajo na celotnem območju nihajni časov  $T$ . Za normiranje skupine zapisov na vrednost  $S_a(T^* = 0,2 \text{ s})$  ugotovimo, da so predpostavljene vrednosti raztrosa ciljnega spektra nekoliko na varni strani. Dobro ujemanje predpostavljenega raztrosa ciljnega spektra in raztrosa skupine zapisov FEMA P695 zasledimo tudi pri normiranju na vrednost  $S_a(T^* = 0,5 \text{ s})$ , vendar so vrednosti raztrosa za  $T > 2,0 \text{ s}$  na nevarni strani. Poudariti velja, da so odstopanja vrednosti raztrosa za nihajne čase  $T$ , ki so precej večji od dvakratne vrednosti nihajnega časa normiranja  $T^*$ , relativno nepomembne za naše študije. Najpomembnejše so vrednosti raztrosa odziva za nihajne čase v območju dvakratne vrednosti  $T^*$ , ki približno odgovarjajo povprečnemu povečanju nihajnega časa duktilnih armiranobetonskih konstrukcij pri mejnem stanju blizu porušitve. Odstopanja vrednosti raztrosa na območju nihajnih časov  $T < T^*$ , ki so značilna za normiranje zapisov na vrednost  $S_a(T^* = 2,0 \text{ s})$ , vplivajo le na odziv testnih konstrukcij v višjih nihajnih oblikah. Glede na lastnosti obravnavanih testnih konstrukcij imajo ta odstopanja relativno majhen vpliv. Izkaže se, da je odstopanje med raztrosoma ciljnega spektra in skupine zapisov FEMA P695 odvisno od nihajnega časa normiranja. Za območje nihajnih časov normiranja zapisov  $T^*$  med 0,2 s in 2,0 s smo ugotovili, da znaša povprečno odstopanje  $-8 \%$ . Izračunano odstopanje se nanaša na vrednosti raztrosa pri nihajnem času  $T = 2T^*$ , ki je v okviru naših študij najpomembnejše. Na podlagi prikazane primerjave zaključimo, da so predpostavljeni raztrosi ciljnih spektrov, podobni raztrosom generične skupine zapisov FEMA P695. Izbrane skupine potresnih zapisov zato predstavljajo reprezentativen vhodni podatek za študijo raztrosa potresnega odziva testnih konstrukcij.



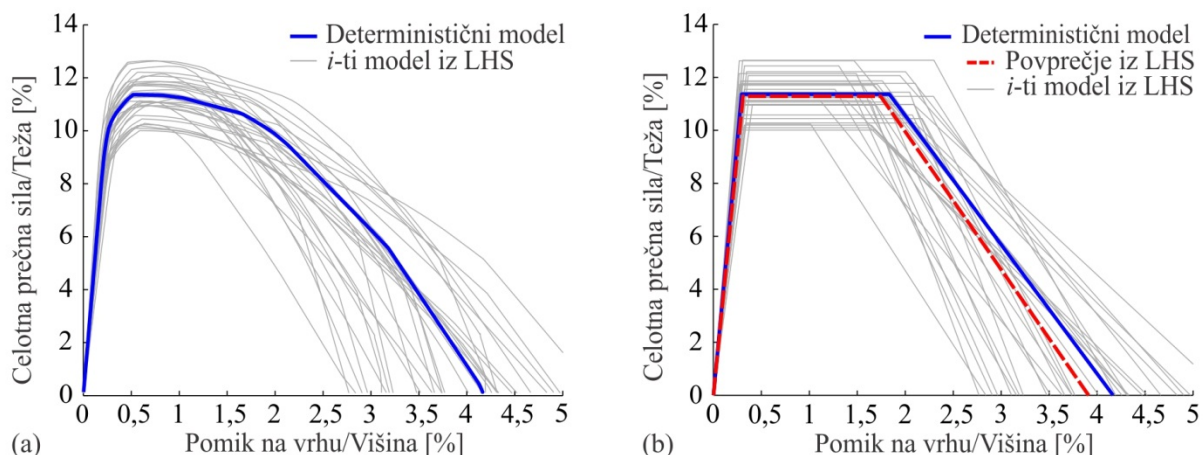
## 5 RAZVOJ PROBABILISTIČNIH MODELOV Z ENO PROSTOSTNO STOPNJO ZA OBRAVNAVANE KONSTRUKCIJSKE SISTEME

V tem poglavju določimo probablistične modele SDOF za obravnavane konstrukcijske sisteme, t.j. za armiranobetonske (AB) okvirne, stenaste in mešane sisteme. Ti omogočajo razvoj poenostavljene metode za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti, ki smo jo predlagali v poglavju 2.2. Določitev probablističnih modelov SDOF temelji na parametričnih študijah skupine testnih konstrukcij iz poglavja 3.1, na podlagi katerih predlagamo porazdelitve globalnih parametrov ( $\mu_m, \mu_u, S_{ay}, T^*$ ) obravnavanih sistemov. Osnovo študij predstavlja potisna analiza z upoštevanjem negotovosti, s katero negotovost parametrov konstrukcijskih modelov povežemo z negotovostjo parametrov modelov SDOF. Probablistične modele SDOF razvijemo v skladu z metodologijo iz poglavju 2.2.1, tako da za globalne parametre ( $\mu_m, \mu_u, S_{ay}, T^*$ ) predlagamo tipične vrednosti korekcijskih faktorjev zaradi vpliva negotovosti  $b_i$ , koeficientov variacije  $c_i$  in korelacijskih koeficientov  $K_{ij}$ . Študijo najprej opravimo za okvirne konstrukcije, za katere predlagamo probablistične modele SDOF tako za sodobne kot za obstoječe sisteme (poglavje 5.1). Probablistične modele SDOF sodobnih stenastih in mešanih sistemov predlagamo v poglavjih 5.2 in 5.3. V uvodnem delu posameznih poglavij predstavimo rezultate potisne analize determinističnih modelov. Sledi opis rezultatov potisne analize z upoštevanjem negotovosti, na podlagi katere za vsako testno konstrukcijo določimo vrednosti  $b_i, c_i$  in  $K_{ij}$ . Poglavja zaključimo s predlogi probablističnih modelov SDOF okvirnih, stenastih in mešanih sistemov.

### 5.1 Okvirne konstrukcije

Za skupino okvirnih konstrukcij iz poglavja 3.1.1 opravimo potisno analizo determinističnih modelov in potisno analizo z upoštevanjem negotovosti, na podlagi katerih določimo vrednosti parametrov  $b_i, c_i$  in  $K_{ij}$  skupine testnih konstrukcij. Primer rezultatov navedenih analiz je predstavljen na sliki 5.1, ki prikazuje dejanske in idealizirane potisne krivulje 8-etažnega sodobnega okvira (št. 3), določene na podlagi determinističnega modela in  $N_{sim} = 30$  simulacij modelnih in fizikalnih negotovosti z LHS. S slike 5.1 je razvidno, da se povprečna potisna krivulja, določena z upoštevanjem negotovosti razlikuje od potisne krivulje determinističnega modela. Ta pojav v predlagani metodologiji (poglavje 2.2.1) zajamemo z razvojem korekcijskih faktorjev zaradi vpliva negotovosti  $b_i$ . Za določitev teh faktorjev potrebujemo poleg rezultatov potisne analize z upoštevanjem negotovosti tudi rezultate potisne analize determinističnih modelov. V nadaljevanju najprej predstavimo rezultate potisne analize determinističnih modelov, ki jih izrazimo z vrednostmi globalnih parametrov  $x_{i,d}$ .

Vrednosti globalnih parametrov  $x_{i,d}$  skupine sodobnih in obstoječih okvirov so predstavljene v preglednici 5.1. Izračunamo jih po enačbah (2.4) in (2.5), v katerih upoštevamo parametre idealiziranih potisnih krivulj ( $F_y, D_y, D_m, D_u$ ). V ta namen potisne krivulje najprej idealiziramo s trilinearno ovojnico, kot je prikazano na sliki 5.1. Za sodobne okvire opravimo klasično potisno analizo, medtem ko za obstoječe okvire uporabimo iterativno potisno analizo, s katero zajamemo vpliv morebitnih strižnih odpovedi stebrov. Strižno občutljivost obravnavanih okvirov ugotavljamo na podlagi faktorjev strižne izkoriščenosti stebrov  $UR_s$  (iz angl. »utilization ratio – UR«), ki so prav tako prikazani v preglednici 5.1. Faktor  $UR_s$  definiramo kot razmerje med strižno silo  $V_D$  in strižno nosilnostjo  $V_R$  najbolj obremenjenega stebra. V preglednici 5.1 skupino sodobnih in obstoječih okvirov označimo z zaporednimi števki od 1 do 10. Oznake testnih konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 3.1. Dodatna razlaga oznak je podana tudi v preglednici 5.1.



Slika 5.1: (a) Potisne krivulje in (b) idealizirane potisne krivulje 8-etažnega sodobnega okvira (št. 3), določene na podlagi determinističnega modela in na podlagi  $N_{sim} = 30$  simulacij negotovosti z LHS.

Figure 5.1: (a) Pushover curves and (b) idealized pushover curves of the 8-storey code-conforming frame (No. 3) based on the deterministic model and  $N_{sim} = 30$  simulations of modelling uncertainty with LHS.

Iz preglednice 5.1 je razvidno, da znašajo vrednosti spektralnih pospeškov na meji tečenja  $S_{ay,d}$  sodobnih okvirov med 0,14 g in 0,39 g. Približno polovico manjše vrednosti  $S_{ay,d}$  so značilne za obstoječe okvire (med 0,07 g in 0,18 g). Nihajni čas  $T_d^*$  obravnavanih okvirov znaša med 0,62 s in 2,14 s. Primerjava nihajnih časov sodobnih in primerljivih obstoječih okvirov kaže, da so obstoječi okviri bolj podajni od sodobnih. Velika razlika med sodobnimi in obstoječimi okviri je opazna tudi pri duktilnosti konstrukcij. Obstoječi okviri imajo v povprečju 50 % manjšo duktilnost od sodobnih. To je razvidno iz primerjave vrednosti duktilnosti pri 20% padcu nosilnosti  $\mu_{u,d}$ , ki znaša za obstoječe okvire med 2 in 7, za sodobne okvire pa med 7 in 11. Podobni zaključki so bili ugotovljeni tudi v predhodnih študijah (Rozman in Fajfar, 2009; Liel in sod., 2011).

Kot strižno občutljive definiramo okvire, ki imajo vrednosti strižne izkoriščenosti večje od 1 ( $UR_s \geq 1$ ). Na podlagi faktorjev strižne izkoriščenosti  $UR_s$  iz preglednice 5.1 ugotovimo, da večina obravnavanih okvirov ni občutljiva na strižne porušitve stebrov. Izjema je le 7-etažni okvir (št. 10), ki ima faktor  $UR_s = 1,2$ . Globalne parametre  $x_{i,d}$  za ta okvir določimo z iterativno potisno analizo, s katero zajamemo vpliv strižnih porušitev stebrov. Navedena ugotovitev je nekoliko presenetljiva, vendar so vrednosti  $UR_s$  večine obstoječih okvirov blizu 1,0. Iz tega sklepamo, da lahko majhne spremembe parametrov modela privedejo do strižnih porušitev stebrov. To ugotovitev potrjujejo rezultati potisne analize z upoštevanjem negotovosti, ki so pokazali, da se strižne porušitve stebrov pojavijo pri večini obstoječih okvirov (št. 1–6 in 9–10), če odziv konstrukcije določamo na skupini modelov, s katerimi simuliramo vplive modelnih in fizikalnih negotovosti. Kljub upoštevanju vplivov negotovosti pri sodobnih (št. 1–10) in treh obstoječih okvirih (št. 5, 7 in 8) strižnih porušitev stebrov nismo zaznali. Za navedene primere so strižne izkoriščenosti stebrov dovolj majhne ( $UR_s < 0,65$ ), da vplivi negotovosti ne povzročijo dovolj velikih sprememb strižnih zahtev in kapacitet stebrov, ki bi privedle do strižnih odpovedi. Zanimiva je tudi primerjava faktorjev izkoriščenosti sodobnih in obstoječih okvirov, ki razkriva, da imajo sodobni okviri v povprečju 45 % manjšo strižno izkoriščenost stebrov kot obstoječi okviri. Manjše vrednosti  $UR_s$  sodobnih okvirov so posledica določil predpisa Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005), ki zahteva, da se projektne strižne sile določajo po principu načrtovanja nosilnosti in ne iz rezultatov elastične analize, kot so predvidevali starejši predpisi.

Za obravnavane testne konstrukcije opravimo tudi potisno analizo z upoštevanjem negotovosti. Rezultat študije so vrednosti  $b_i$  (preglednica 5.2), koeficienti variacije  $c_i$  (preglednica 5.3) in korelacijski koeficient globalnih parametrov  $K_{ij}$  (preglednica 5.4). Podobno kot pri potisni analizi determinističnih modelov, za sodobne okvire uporabimo klasično potisno analizo, za obstoječe okvire pa iterativno potisno analizo. Število slučajnih spremenljivk, s katerimi zajamemo vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti  $N_{var}$  obravnavanih okvirov, znaša med 11 in 18, zato simulacije vpliva negotovosti izvedemo na podlagi  $N_{sim} = 30$  ali  $N_{sim} = 40$  modelov. Pri generaciji skupine modelov z metodo LHS se namreč držimo načela, da je število simulacij  $N_{sim}$  večje od dvakratnika števila slučajnih spremenljivk  $N_{var}$  (Dolšek, 2009). Za globalne parametre okvirnih konstrukcij ( $\mu_m, \mu_u, S_{ay}, T^*$ ) predpostavimo, da so porazdeljeni normalno. Pri računu faktorjev  $b_i$  po enačbi (2.6) zato upoštevamo povprečne vrednosti globalnih parametrov  $\bar{x}_i$ , ki izhajajo iz analize  $N_{sim}$  modelov, s katerimi zajamemo vpliv negotovosti. Pri opisu rezultatov vrednosti  $\bar{x}_i$  sicer ne navajamo, vendar jih lahko izračunamo po enačbi (2.6).

Ustreznost predpostavke normalne porazdelitve globalnih parametrov preverjamo na podlagi preizkušanja domnev s statističnim testom Kolmogorova in Smirnova (glej literaturo npr. Turk, 2012) ter z analizo koeficientov simetričnosti in sploščenosti. Ničelne domneve normalne porazdelitve posameznih globalnih parametrov v večini primerov nismo mogli zavrniti. Za duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  smo preizkušali tudi domnevo logaritemsko normalne porazdelitve, ki je prav tako nismo zavrnili v večini primerov. Na podlagi analize koeficientov simetričnosti in sploščenosti smo se odločili, da je za parametra primernejša predpostavka normalne porazdelitve. To ugotovitev dodatno pojasnimo v nadaljevanju tega poglavja.

Preglednica 5.1: Deterministične vrednosti globalnih parametrov  $x_{i,d}$  za skupino sodobnih (zgoraj) in obstoječih okvirov (spodaj).

Table 5.1: Deterministic values of global system parameters  $x_{i,d}$  for the group of code-conforming (upper table) and old frames (lower table).

Sodobni okviri	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$S_{ay,d}$ [g]	0,39	0,21	0,14	0,30	0,35	0,37	0,20	0,19	0,14	0,14
$T_d^*$ [s]	0,64	1,04	1,49	0,62	0,59	0,69	1,03	1,02	1,32	1,37
$\mu_{m,d}$	5,73	7,25	6,21	7,63	7,49	6,16	5,53	6,97	5,94	5,51
$\mu_{u,d}$	8,79	9,47	7,80	11,20	11,13	7,69	7,61	9,04	7,52	7,00
$UR_s$	0,55	0,54	0,46	0,51	0,50	0,32	0,55	0,53	0,58	0,58

Sodobni okviri: (1) 2-etažni testni okvir, (2) 5-etažni testni okvir, (3) 8-etažni testni okvir, (4) SPEAR DCH – smer X, (5) SPEAR DCH – smer Y, (6) Okvir PREC8, (7) 6-etažni okvir – smer X, (8) 6-etažni okvir – smer Y, (9) 8-etažni okvir – smer X, (10) 8-etažni okvir – smer Y.

Obstoječi okviri	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$S_{ay,d}$ [g]	0,13	0,10	0,07	0,16	0,18	0,15	0,17	0,12	0,11	0,12
$T_d^*$ [s]	1,06	1,38	2,14	0,80	0,75	0,93	0,66	1,02	1,30	1,19
$\mu_{m,d}$	1,96	4,57	4,28	3,95	5,26	2,38	3,02	4,83	4,61	5,14
$\mu_{u,d}$	2,38	5,18	4,84	4,41	7,49	2,57	3,71	6,11	6,36	6,17
$UR_s$	0,92	0,82	0,96	0,84	0,64	0,9	0,39	0,38	0,95	1,2

Obstoječi okviri: (1) 2-etažni testni okvir, (2) 5-etažni testni okvir, (3) 8-etažni testni okvir, (4) SPEAR – smer X, (5) SPEAR – smer Y, (6) Okvir ICONS, (7) 4-etažni okvir – smer X, (8) 4-etažni okvir – smer Y, (9) 7-etažni okvir – smer X, (10) 7-etažni okvir – smer Y.

Preglednica 5.2: Korekcijski faktorji  $b_i$  globalnih parametrov skupine sodobnih (zgoraj) in obstoječih okvirov (spodaj) ter pripadajoče povprečne vrednosti  $\bar{b}_i$ . Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.1.

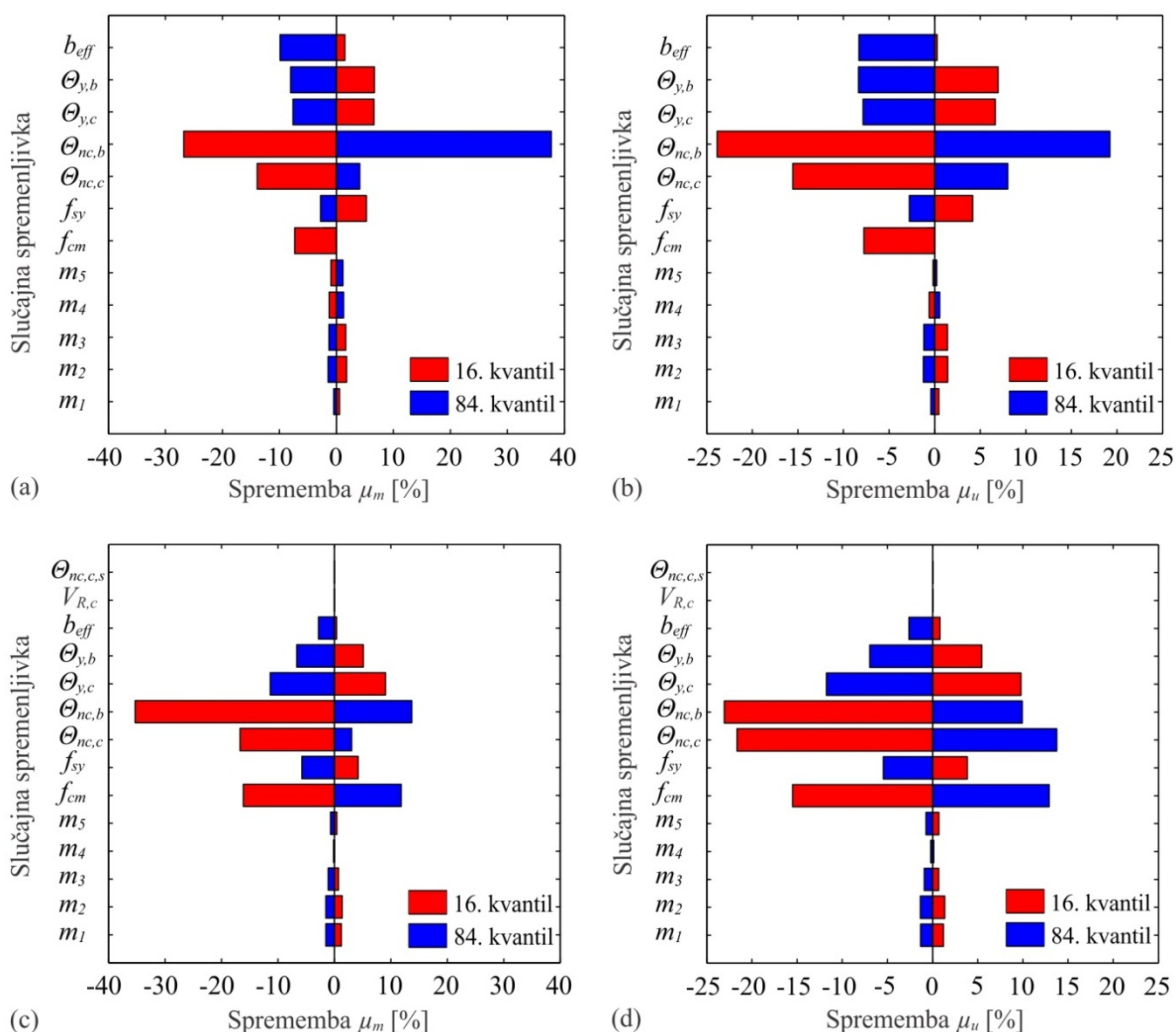
Table 5.2: The bias factors  $b_i$  of global system parameters for the code-conforming (upper table) and old frame buildings (lower table), and corresponding mean values  $\bar{b}_i$ . The numbering of the structures is consistent with that in table 5.1.

Sodobni okviri	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	$\bar{b}_i$
$b_{Say}$	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	1,00
$b_{T^*}$	0,97	1,03	1,03	1,01	1,00	1,00	1,02	1,02	1,02	1,02	1,01
$b_{\mu_m}$	1,05	0,92	0,92	0,89	0,89	0,91	0,92	0,86	0,94	0,97	0,93
$b_{\mu_u}$	1,03	0,90	0,91	0,89	0,94	0,95	0,92	0,90	0,93	0,94	0,93
Obstoječi okviri	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	$\bar{b}_i$
$b_{Say}$	0,97	0,98	0,97	1,02	1,02	0,94	1,01	1,01	0,99	1,00	0,99
$b_{T^*}$	1,01	1,02	0,99	1,01	1,02	1,00	1,01	1,01	1,01	0,98	1,01
$b_{\mu_m}$	0,97	0,80	0,92	0,86	0,90	0,84	0,96	0,94	0,86	0,77	0,88
$b_{\mu_u}$	0,99	0,83	0,93	0,89	0,93	1,01	0,97	0,95	0,90	0,79	0,92

Iz rezultatov preglednice 5.2 je razvidno, da so korekcijski faktorji  $b_i$  večine globalnih parametrov zelo blizu 1,0. Iz navedenega sklepamo, da so povprečne vrednosti  $\bar{x}_i$ , ki jih določimo na podlagi  $N_{sim}$  simulacij modelnih in fizikalnih negotovosti z metodo LHS, precej podobne determinističnim vrednostim globalnih parametrov  $x_{i,d}$ . Izjema so korekcijski faktorji globalnih duktilnosti  $b_{\mu_m}$  in  $b_{\mu_u}$ , ki imajo običajno manjše vrednosti od 1,0. To dejstvo je posledica nesimetričnega vpliva, ki ga imajo spremembe vrednosti slučajnih spremenljivk iz srednjih vrednosti (median) na 16. in 84. kvantil (Liel in sod., 2009). Za obravnavane primere se izkaže, da imajo v povprečju večji vpliv tiste spremembe vrednosti slučajnih spremenljivk, ki povzročijo zmanjšanje globalnih duktilnosti sistema  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Naveden pojav natančneje opišemo na primerih 5-etažnega sodobnega in obstoječega okvira (št. 2), za katera smo opravili študijo občutljivosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  na spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk (slika 5.2). Iz primerjave vrednosti korekcijskih faktorjev  $b_{\mu_m}$  in  $b_{\mu_u}$  sodobnih in obstoječih okvirov je razvidno, da so za obstoječe okvire značilne manjše vrednosti kot za sodobne okvire. Posebej nizke vrednosti faktorjev  $b_{\mu_m}$  in  $b_{\mu_u}$  beležimo za obstoječe okvire, ki so občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti in strižnih porušitev stebrov (št. 2–4, 6, 9–10). Vrednosti  $b_{\mu_u}$  sodobnih okvirov se npr. gibljejo med 0,89 in 1,01, vrednosti obstoječih okvirov pa med 0,79 in 1,01. Podoben obseg vrednosti je značilen tudi za korekcijske faktorje  $b_{\mu_m}$ . Povprečni vrednosti  $b_{\mu_m}$  in  $b_{\mu_u}$  sodobnih in obstoječih okvirov znašata približno 0,90.

Rezultati študije občutljivosti 5-etažnega sodobnega in obstoječega okvira so prikazani na sliki 5.2. Študijo opravimo tako, da za vrednost izbrane slučajne spremenljivke upoštevamo 16. in 84. kvantil, pri čemer za ostale spremenljivke upoštevamo srednje vrednosti (mediane). Za obravnavana primera je razvidno, da imajo rotacije stebrov in gred pri stanju blizu porušitve  $\Theta_{nc,c}$  in  $\Theta_{nc,b}$  največji vpliv na duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Za obstoječi okvir ima pomemben vpliv tudi variacija tlačne trdnosti betona  $f_{cm}$ . Ta rezultat je najverjetneje posledica visoke tlačne izkoriščenosti stebrov obstoječega okvira. Ostale slučajne spremenljivke imajo manjši vpliv. Kljub spreminjanju vrednosti slučajnih spremenljivk pri obstoječem okviru ne zaznamo strižnih porušitev stebrov. Spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk, s katerimi definiramo negotovost modela za izračun strižnih nosilnosti  $V_{R,c}$  in rotacije pri strižni odpovedi  $\Theta_{nc,c,s}$  stebrov, nima vpliva na duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Rezultati študije občutljivosti prikazujejo nesimetričen učinek, ki ga imajo spremembe vrednosti slučajnih spremenljivk iz srednjih

vrednosti (median) na 16. in 84. kvantil. Kot je razvidno na slike 5.2, imajo v povprečju večji vpliv tiste spremembe, ki povzročijo zmanjšanje globalnih duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Ta ugotovitev pojasnjuje, zakaj imata faktorja  $b_{\mu m}$  in  $b_{\mu u}$  običajno manjše vrednosti od 1,0. Posebej zanimiva je analiza vpliva najpomembnejših logaritemsko normalnih slučajnih spremenljivk  $\Theta_{nc,c}$  in  $\Theta_{nc,b}$ , za kateri bi glede na asimetričnost njunih porazdelitev pričakovali večji vpliv povečanja vrednosti spremenljivk (84. kvantil, modra barva) kot zmanjšanja (16. kvantil, rdeča barva). Rezultati študije občutljivosti v večini primerov kažejo ravno nasprotno (slika 5.2b, 5.2c, 5.2d). Fenomen je posledica vpliva  $P-\Delta$ , ki prepreči, da bi se povečanje rotacij  $\Theta_{nc,c}$  in  $\Theta_{nc,b}$  v celoti pretvorilo v povečanje pomika oziroma duktilnosti konstrukcije. V območju velikih pomikov (deformacij) geometrijska nelinearnost postopoma prevlada nad materialno nelinearnostjo, zato določen del deformacijske kapacitete konstrukcije ostane neizkoriščen. Navedena ugotovitev je eden izmed ključnih razlogov, da sta verjetnostni porazdelitvi duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  okvirnih konstrukcij nekoliko bolj podobni normalni porazdelitvi kot logaritemsko normalni. Vpliv  $P-\Delta$  namreč do določene mere izniči asimetrični učinek logaritemsko normalnih spremenljivk, s katerimi opišemo rotacijske kapacitete stebrov in gred.



Slika 5.2: Občutljivosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  na spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk za sodobni (a, b) in obstoječi (c, d) 5-etažni okvir (št. 2).

Figure 5.2: Sensitivity of system ductilities  $\mu_m$  and  $\mu_u$  to the variation of the values of random variables for the code-conforming (a, b) and the old (c, d) 5-storey archetypal frame (No. 2).

V predhodnih študijah (npr. Liel in sod., 2009; Vamvatsikov in Fragiadakis, 2010; Dolšek, 2012) je bilo večkrat pokazano, da modelne in fizikalne negotovosti ne vplivajo samo na raztros, ampak tudi zmanjšajo mediano odziva konstrukcije. V predlagani metodologiji naveden pojav zajamemo s korekcijskima faktorjema  $b_{\mu m}$  in  $b_{\mu u}$  globalnih duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ , ki predstavljata parametra z največjim vplivom na odziv konstrukcije v okolici njene porušitve.

Koeficienti variacije globalnih parametrov  $c_i$  sodobnih in obstoječih okvirov so prikazani v preglednici 5.3. Razvidno je, da so za globalna parametra  $S_{ay}$  in  $T^*$  značilne razmeroma majhne vrednosti koeficientov variacije. Vrednosti  $c_{S_{ay}}$  in  $c_{T^*}$  se tudi malo spreminjajo med posameznimi konstrukcijami. Povprečni vrednosti koeficientov variacije  $c_{S_{ay}}$  in  $c_{T^*}$  skupine testnih konstrukcij znašata 0,07 in 0,08. Bistveno večje vrednosti koeficientov variacije so značilne za duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Vrednosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  skupine sodobnih in obstoječih konstrukcij se gibljejo med 0,17 in 0,35, kar je približno dvakrat do štirikrat več od vrednosti koeficientov variacije  $c_{S_{ay}}$  in  $c_{T^*}$ . Dobljeni rezultat je skladen z zaključki predhodnih študij (npr. Haselton, 2006; Dolšek, 2009; Liel in sod., 2009; Vamvatsikos in Fragiadakis, 2010; Celarec in Dolšek, 2013a). Avtorji ugotavljajo, da ima negotovost napovedi deformacijske kapacitete konstrukcije, v primerjavi z ostalimi modelnimi in fizikalnimi negotovostmi, prevladujoči vpliv na potresni odziv.

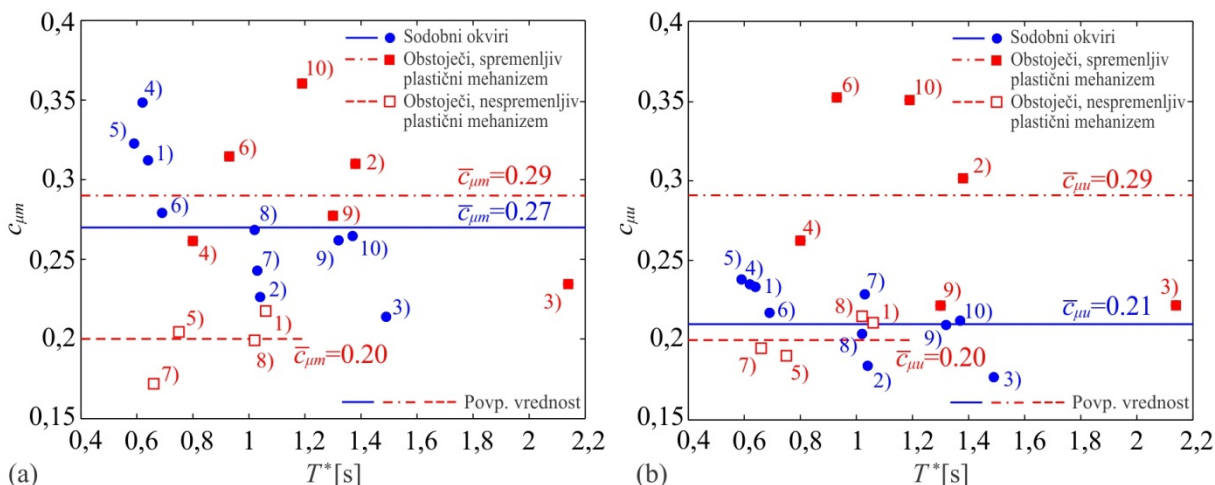
Na sliki 5.3 prikazujemo spreminjanje vrednosti koeficientov variacije  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  sodobnih in obstoječih okvirov v odvisnosti od nihajnega časa  $T^*$ . Za skupino sodobnih okvirov je razviden jasen trend rezultatov, t.j. vrednosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  se zmanjšujejo z naraščanjem nihajnega časa  $T^*$ . Ta pojav je posledica vpliva  $P-\Delta$ , ki je večji za konstrukcije z daljšim nihajnim časom. V območju razmeroma velikih pomikov geometrijska nelinearnost postopoma prevlada nad vplivom materialne nelinearnosti, kar povzroči zmanjšanje vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Do podobnega zaključka sta prišla tudi Ibarra in Krawinkler (2011), ki sta ugotovila, da vpliv  $P-\Delta$  zmanjšuje raztros odziva mejne kapacitete modela SDOF, ki je posledica modelnih in fizikalnih negotovosti. Na podlagi navedenih ugotovitev bi lahko za sodobne okvire predlagali modela za napovedovanje  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  v odvisnosti od nihajnega časa  $T^*$ . V doktorski disertaciji se odločimo na enostavnejšo rešitev, t.j. koeficienta variacije  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  določimo na podlagi njunih povprečnih vrednosti variacije, ki znašata:  $\bar{c}_{\mu m} = 0,27$  in  $\bar{c}_{\mu u} = 0,21$  (glej sliko 5.3).

Preglednica 5.3: Koeficienti variacije  $c_i$  globalnih parametrov skupine sodobnih (zgoraj) in obstoječih okvirov (spodaj). Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.1.

Table 5.3: Coefficients of variation  $c_i$  of global system parameters for the group of code-conforming (upper table) and old frames (lower table). The numbering of the structures is consistent with that in table 5.1.

Sodobni okviri	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$c_{S_{ay}}$	0.09	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08	0.07	0.06	0.06	0.06
$c_{T^*}$	0.06	0.06	0.07	0.06	0.07	0.06	0.07	0.07	0.07	0.07
$c_{\mu m}$	0.31	0.23	0.21	0.35	0.32	0.28	0.24	0.27	0.26	0.26
$c_{\mu u}$	0.23	0.18	0.18	0.23	0.24	0.22	0.23	0.20	0.21	0.21
Obstoječi okviri	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$c_{S_{ay}}$	0.09	0.12	0.09	0.06	0.07	0.12	0.05	0.07	0.06	0.08
$c_{T^*}$	0.08	0.07	0.09	0.09	0.09	0.08	0.08	0.06	0.06	0.08
$c_{\mu m}$	0.22	0.31	0.23	0.26	0.20	0.31	0.17	0.20	0.28	0.36
$c_{\mu u}$	0.21	0.30	0.22	0.26	0.19	0.35	0.19	0.21	0.22	0.35



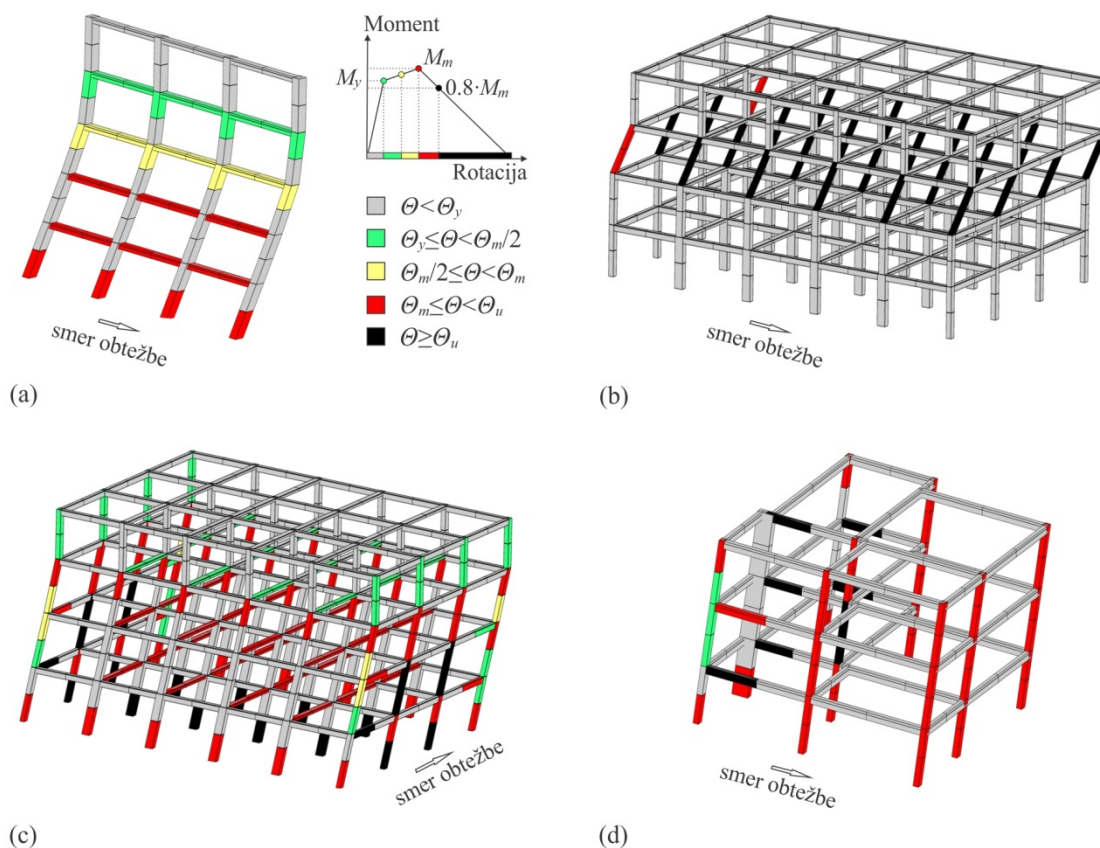


Slika 5.3: Spreminjanje koeficientov variacije (a)  $c_{\mu m}$  in (b)  $c_{\mu u}$  v odvisnosti od nihajnega časa  $T^*$  za skupino sodobnih in obstoječih okvirov. Vodoravne črte predstavljajo povprečne vrednosti  $\bar{c}_{\mu m}$  in  $\bar{c}_{\mu u}$  sodobnih okvirov in obstoječih okvirov, ki so občutljivi (spremenljiv plastični mehanizem), in tistih, ki niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti (nespremenljiv plastični mehanizem). Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.1.

Figure 5.3: Coefficients of variation (a)  $c_{\mu m}$  and (b)  $c_{\mu u}$  as a function of the period  $T^*$  for the group of code-conforming and old frames. The horizontal lines represent the mean values of coefficients of variation  $\bar{c}_{\mu m}$  and  $\bar{c}_{\mu u}$  for the code-conforming, for the old frames, which are sensitive to variation of the plastic mechanism (variant plastic mechanism), and for those are not (invariant plastic mechanism). The numbering of the structures is consistent with that presented in table 5.1

Slika 5.3 kaže dva različna trenda rezultatov obstoječih okvirov. Koeficienti variacije  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  štirih obstoječih okvirov (št. 1, 5, 7 in 8) so namreč bistveno manjši od vrednosti ostalih okvirov. Na podlagi natančne analize rezultatov smo ugotovili, da nižje vrednosti pripadajo okvirom, pri katerih modelne in fizikalne negotovosti niso povzročile spremembe plastičnega mehanizma. Take konstrukcije so manj občutljive na vplive modelnih in fizikalnih negotovosti, zato imajo nižje vrednosti koeficientov variacije  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$ . Za te okvire znašata povprečna koeficienta variacije  $\bar{c}_{\mu m}$  in  $\bar{c}_{\mu u}$  približno 0,20. Za ostale obstoječe okvire, ki imajo spremenljiv plastični mehanizem zaradi vpliva negotovosti (slika 5.3), so značilne precej večje vrednosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$ , ki v povprečju znašajo 0,29 ( $\bar{c}_{\mu m} = \bar{c}_{\mu u} = 0,29$ ). Izkáže se namreč, da spreminjanje plastičnega mehanizma dodatno poveča raztros duktilnosti okvirov.

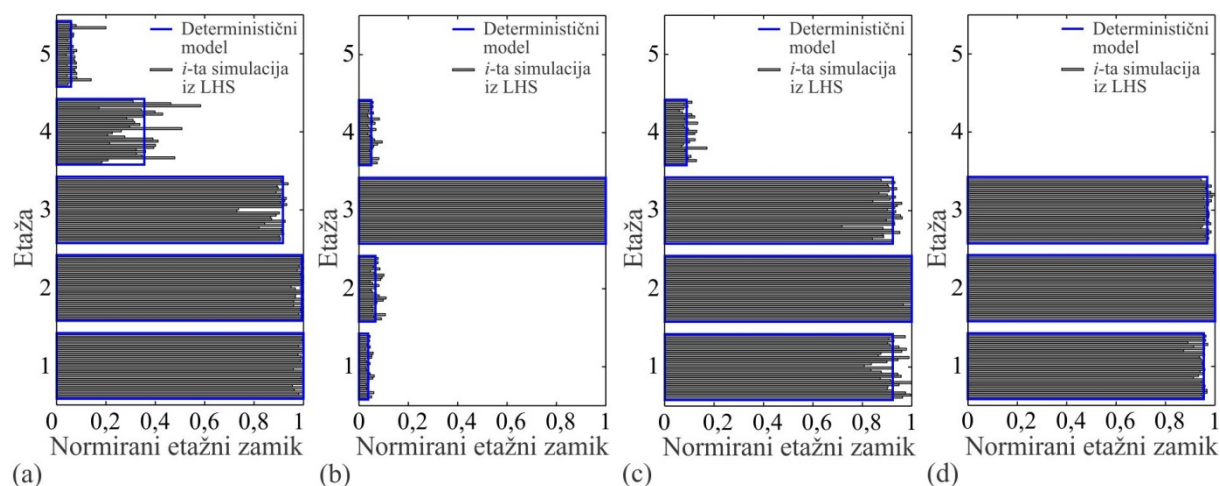
Predlagana metoda (poglavje 2.2) ne predvideva simulacije vpliva negotovosti na nivoju konstrukcijskega modela. Za določitev tipičnih vrednosti koeficientov variacije  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  obstoječih okvirov moramo vnaprej oceniti, ali je analiziran okvir občutljiv na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti ali ne. Omenimo lahko, da je spreminjanje plastičnega mehanizma konstrukcij zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti precej manj raziskano od spreminjanja plastičnega mehanizma zaradi značilnosti potresne obtežbe (npr. Haselton in sod., 2011; Liel in sod., 2011; Brozovič in Dolšek, 2013). Za praktično uporabo predlagane metode potrebujemo preprosta navodila, s katerimi bi na podlagi potisne analize determinističnega modela ocenili občutljivosti konstrukcije na spremembo plastičnega mehanizma. V ta namen za skupino testnih konstrukcij opravimo primerjavo rezultatov potisnih analiz določenih z upoštevanjem vplivov modelnih ter fizikalnih negotovosti in brez upoštevanja tega vpliva. Bistvene izsledke primerjalne študije predstavimo na primeru sodobnega (št. 2) in treh obstoječih okvirov (št. 5, 7 in 8). Plastične mehanizme iz potisne analize determinističnih modelov in pripadajočo poškodovanost plastičnih členkov pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) prikažemo na sliki 5.4.



Slika 5.4: Plastični mehanizmi in pripadajoča poškodovanost plastičnih členkov pri mejnem stanju blizu porušitve (a) 5-etažne sodobne okvira (št. 2), (b) 4-etažnega obstoječega okvira analiziranega v smeri X (št. 7), (c) 4-etažnega obstoječega okvira analiziranega v smeri Y (št. 8) in (d) 3-etažnega sodobnega okvira analiziranega v smeri Y (št. 5).

Figure 5.4: The plastic mechanisms and corresponding damage in plastic hinges at near collapse limit state for (a) the 5-storey code-conforming archetype frame (No. 2), (b) the 4-storey old frame X (No. 7), (c) the 4-storey old frame Y (No. 8), and (d) the 3-storey old frame SPEAR Y (No. 5).

Rezultati primerjalne študije so pokazali, da so okviri z globalnim plastičnim mehanizmom običajno občutljivi na spremembo plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Primer globalnega plastičnega mehanizma je prikazan za 5-etažni sodobni okvir (št. 2) (slika 5.4a). S slike je razvidno, da so deformacije okvira razmeroma enakomerno porazdeljene po višini, kar je posledica projektiranja okvira po principu načrtovanja nosilnosti. Princip načrtovanja nosilnosti, še posebej princip projektiranja močnih stebrov in šibkih gred ( $\sum M_{rd,c} \geq 1,3 \sum M_{rd,b}$ ) (SIST EN 1998-1, 2005), zagotavlja globalni plastični mehanizem sodobnih okvirov, vendar rezultati študije kažejo, da lahko vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti še vedno prevlada nad principom načrtovanja nosilnosti. Razmerje med nosilnostjo stebrov in gred se zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti spreminja med posameznimi simulacijami, kar povzroči formacijo različnih plastičnih mehanizmov. Spreminjanje plastičnega mehanizma okvirov zaradi vpliva negotovosti prikažemo s primerjavo normiranih etažnih zamikov iz potisne analize skupine  $N_{sim}$  modelov in potisne analize determinističnega modela (slika 5.5). Za 5-etažni sodobni okvir (št. 2) je razvidno, da se porazdelitev normiranih etažnih zamikov spreminja med posameznimi simulacijami (slika 5.5a). Iz tega sklepamo, da je obravnavani okvir občutljiv na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti. Podoben zaključek velja tudi za ostale sodobne okvire.



Slika 5.5: Normirani etažni zamiki iz potisne analize determinističnega modela in skupine  $N_{sim}$  modelov iz LHS za (a) 5-etažni sodobni okvir (No. 2), (b) 4-etažni obstoječi okvir analiziran v smeri X (št. 7), (c) 4-etažni obstoječi okvir analiziran v smeri Y (št. 8) in (d) 3-etažni sodobni okvir analiziran v smeri Y (št. 5).

Figure 5.5: Normalized storey drifts from pushover analysis of the deterministic model and the group of  $N_{sim}$  models generated with LHS for (a) the 5-storey code-conforming archetype frame (No. 2), (b) the 4-storey old frame X (No. 7), (c) the 4-storey old frame Y (No. 8), and (d) the 3-storey old frame SPEAR Y (No. 5).

Globalni plastični mehanizem smo zasledili tudi za nekatere obstoječe okvire (št. 2,3,9 in 10), vendar so za naštetje okvire značilne večje vrednosti koeficientov variacije  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  kot za sodobne okvire. Prvi razlog je izrazitejša sprememba plastičnih mehanizmov teh okvirov, zaradi večje aktivacije stebrov pri formaciji globalnega mehanizma. Drugi razlog so strižne porušitve stebrov obstoječih okvirov, ki nastanejo kot posledica vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Napoved strižnih porušitev spremlja velika negotovost, ki dodatno poveča raztros globalnih duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ .

Za nekatere obstoječe okvire smo ugotovili, da niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti (št. 1, 5, 7 in 8). Plastični mehanizem teh okvirov diktirajo tri nepravilnosti. Najbolj tipična nepravilnost obstoječih okvirov je t.i. etažni mehanizem (mehka etaža), ki nastane kot posledica premajhne nosilnosti stebrov v primerjavi z gredami, skokov togosti ali nosilnosti konstrukcije po višini, neenakomerne porazdelitve polnil itd. Etažni mehanizem 4-etažnega obstoječega okvira (št.7) (glej sliko 5.4b) je posledica zmanjšanja prereza stebrov v tretji etaži konstrukcije, ki privede do premajhne nosilnosti stebrov v primerjavi z gredami. Na podlagi študije normiranih etažnih zamikov na sliki 5.5b je razvidno, da modelne negotovosti ne spremenijo plastičnega mehanizma okvira, saj vpliv nepravilnosti (mehka etaža) prevlada na vplivom modelnih in fizikalnih negotovosti. Dve dodatni nepravilnosti določata plastični mehanizem obstoječih konstrukcij. Rezultati za 4-etažni okvir (št. 8) so pokazali, da se nespremenljiv plastični mehanizem pojavi tudi v primeru, ko so nosilnosti stebrov bistveno večje od nosilnosti gred (slika 5.4c in 5.5c). Obravnavana konstrukcija ima v smeri analize Y večino gred (razen robnih) izdelanih samo v debelini plošče (glej sliko 3.1d), kar povzroči visoko razmerje med nosilnostjo stebrov in nosilnostjo gred. Razmerje je dovolj veliko, da vpliv negotovosti ne more prevladati nad njim. Nespremenljiv plastični mehanizem smo zasledili tudi pri 3-etažnem obstoječem okviru SPEAR (smer Y, št. 5), katerega mehanizem diktira izrazito močan steber (slika 5.4d). Obnašanje močnega stebra spominja na obnašanje stene, saj se plastificira samo ob vpetju. Kljub plastifikaciji večine stebrov njegova nosilnost prepreči spreminjanje plastičnega mehanizma okvira (slika 5.5d).

Poleg odvisnosti od mehanizmov smo ugotovili, da je občutljivost okvirov na spreminjanje plastičnega mehanizma odvisna tudi od nivoja osne sile stebrov. Visok nivo osne sile stebrov v kombinaciji z vplivom modelnih in fizikalnih negotovosti lahko povzroči neduktilne porušitve stebrov, ki lahko same po sebi vplivajo na spremembo plastičnega mehanizma. Zaradi navedenega pojava imajo lahko obstoječi okviri, katerih plastični mehanizem diktirajo prej naštete nepravilnosti, še vedno spremenljiv plastični mehanizem. Primer takih konstrukcij sta obstoječa okvira (št. 4 in 6), za katera smo določili etažna mehanizma. Študija normiranih etažnih zamikov je pokazala, da imata konstrukcij zaradi visokega nivoja osne sile stebrov spremenljiv plastični mehanizem. Visok nivo osne sile je v nekaterih simulacijah povzročil neduktilne porušitve stebrov, ki so spremenile plastični mehanizem konstrukcij. Nivo osne sile v predlagani metodologiji merimo z normirano osno silo stebrov, ki jo za deterministični model konstrukcije določimo z naslednjo enačbo

$$v_{\max} = N / (A_c f_{cm}), \quad (5.1)$$

kjer je  $N$  osna sila stebra,  $A_c$  je ploščina prečnega prereza stebra in  $f_{cm}$  je povprečna tlačna trdnost betona. Kot merodajno vrednost  $v_{\max}$  upoštevamo maksimalno vrednost vseh stebrov, če so vsi stebri približno enake dimenzije. Pri konstrukcijah, katerih plastični mehanizem diktira izrazito močan steber, upoštevamo vrednost normirane osne sile močnega stebra. Študije so pokazale, da se faktor  $v_{\max}$  spreminja med posameznimi simulacijami, saj modelne in fizikalne negotovosti vplivajo na spreminjanje osne sile  $N$  (preko spreminjanja mase konstrukcije), tlačne trdnosti betona  $f_{cm}$  in izračunanih strižnih nosilnosti stebrov  $V_{R,c}$ . Na podlagi študije spreminjanja faktorja  $v_{\max}$  smo ugotovili, da se neduktilne porušitve stebrov ne pojavijo, če je vrednost normirane osne sile stebrov manjša od 0,25 ( $v_{\max} \leq 0,25$ ). Ta ugotovitev ima vpliv na uvrstitev obstoječih okvirov kot občutljive ali neobčutljive na spreminjanje plastičnega mehanizma. Obstoječe okvire, katerih plastični mehanizem diktirajo prej naštete nepravilnosti, bomo uvrstili kot neobčutljive na spreminjanje plastičnega mehanizma, le v primeru, ko bo normirana osna sila stebrov  $v_{\max}$  manjša ali enaka 0,25.

Za obravnavane okvire določimo tudi korelacijske koeficiente globalnih parametrov  $K_{ij}$ , ki služijo za natančno simulacijo vpliva negotovosti na nivoju probablističnega modela SDOF. Vrednosti  $K_{ij}$  skupine sodobnih in obstoječih okvirov prikažemo v preglednici 5.4. Iz rezultatov je razvidno, da je za oba tipa konstrukcij značilen podoben obseg vrednosti. Korelacijsko matriko globalnih parametrov zato določimo na podlagi povprečnih vrednosti  $K_{ij}$  celotne skupine konstrukcij. Samo dva korelacijska koeficienta globalnih parametrov se izkažeta za pomembna. To sta korelacijska koeficienta med spremenljivkama  $S_{ay}$  in  $T^*$  ( $K_{S_{ay},T^*}$ ) ter med spremenljivkama  $\mu_m$  in  $\mu_u$  ( $K_{\mu_m,\mu_u}$ ). Ostali korelacijski koeficienti imajo nižje vrednosti in ne izkazujejo enakomernega trenda (predznaka) za vse analizirane konstrukcije (preglednica 5.4). Vrednosti korelacijskega koeficienta  $K_{S_{ay},T^*}$  sodobnih in obstoječih okvirov se gibljejo med  $-0,17$  in  $-0,61$ . Nekoliko manjše razlike med vrednostmi korelacijskih koeficientov posameznih konstrukcij beležimo za korelacijski koeficient  $K_{\mu_m,\mu_u}$ , katerega vrednosti se gibljejo med 0,83 in 1,0. Povprečni vrednosti korelacijskih koeficientov celotne skupine konstrukcij znašata  $\bar{K}_{S_{ay},T^*} = -0,48$  in  $\bar{K}_{\mu_m,\mu_u} = 0,94$ . Za razvoj probablističnega modela SDOF uporabimo zaokrožene vrednosti korelacijskih koeficientov  $-0,50$  in  $0,90$ . Ostale korelacijske koeficiente bomo pri razvoju probablističnega modela SDOF zanemarili. V poglavju 6 bomo pokazali, da vpeljana poenostavitev zagotavlja zadostno natančnost predlaganega postopka.

Preglednica 5.4: Korelacijski koeficienti  $K_{ij}$  globalnih parametrov skupine sodobnih (zgoraj) in obstoječih okvirov. Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.1.

Table 5.4: Correlation coefficients  $K_{ij}$  of global system parameters for the group of code-conforming (upper table) and old frames (lower table). The numbering of the structures is consistent with that in table 5.1.

Sodobni okviri	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$K_{Soy,T^*}$	-0,57	-0,59	-0,59	-0,61	-0,55	-0,57	-0,36	-0,46	-0,48	-0,55
$K_{Soy,\mu m}$	-0,29	-0,31	0,09	0,00	-0,27	-0,23	-0,33	-0,21	0,09	0,08
$K_{Soy,\mu u}$	-0,39	-0,32	0,08	-0,13	-0,18	-0,32	-0,36	-0,20	0,10	0,09
$K_{T^*,\mu m}$	0,24	0,00	-0,43	0,18	0,24	-0,06	-0,12	0,04	-0,29	-0,32
$K_{T^*,\mu u}$	0,18	-0,02	-0,45	0,14	0,13	-0,05	-0,19	-0,05	-0,33	-0,36
$K_{\mu m,\mu u}$	0,89	0,92	0,94	0,89	0,97	0,93	0,95	0,96	0,96	0,96

Obstoječi okviri	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$K_{Soy,T^*}$	-0,54	-0,31	-0,17	-0,55	-0,56	-0,21	-0,46	-0,60	-0,48	-0,39
$K_{Soy,\mu m}$	0,12	0,29	0,24	0,11	0,02	0,38	-0,15	-0,21	-0,06	0,37
$K_{Soy,\mu u}$	0,01	0,30	0,29	0,13	0,00	0,24	-0,13	-0,18	-0,04	0,41
$K_{T^*,\mu m}$	0,12	-0,24	0,30	-0,07	-0,32	0,07	-0,10	-0,08	0,20	0,07
$K_{T^*,\mu u}$	0,10	-0,29	0,30	-0,06	-0,26	0,08	-0,09	-0,16	0,15	0,01
$K_{\mu m,\mu u}$	0,97	0,96	0,95	0,98	0,94	0,83	1,00	0,97	0,93	0,95

Na podlagi pridobljenih rezultatov razvijemo probabilistični model SDOF, ki omogoča poenostavljeno določanje potresnega odziva sodobnih in obstoječih okvirov s predlaganim postopkom (poglavje 2.2). Za poenostavljeno analizo sodobnih in obstoječih okvirnih konstrukcij z upoštevanjem vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti predlagamo uporabo povprečnih vrednosti  $\bar{x}_i$ , koeficientov variacije  $c_i$  in korelacijske matrike globalnih parametrov iz preglednice 5.5. Razvidno je, da se probabilistična modela SDOF za analizo obstoječih okvirov razlikujeta v odvisnosti od občutljivosti konstrukcije na spreminjaje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Za oceno občutljivosti obravnavane konstrukcije na spreminjanje plastičnega mehanizma predlagamo preprost postopek, ki temelji na rezultatih potresne analize determinističnega modela. Shematični prikaz postopka je prikazan na sliki 5.6. Na podlagi rezultatov potresne analize najprej določimo tip plastičnega mehanizma in relevantno vrednost normirane osne sile stebrov  $\nu_{\max}$ . V primeru, ko plastični mehanizem okvira diktira katera izmed prej naštetih nepravilnosti in normirana osna sila stebrov ne preseže vrednosti 0,25 ( $\nu_{\max} \leq 0,25$ ), okvir definiramo kot neobčutljiv na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti (nespremenljiv plastični mehanizem – slika 5.6). Kot je razvidno iz preglednice 5.5, za tak okvir upoštevamo manjši vrednosti koeficientov variacije  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$ . Rezultati izdelanih študij so pokazali, da tri vrste nepravilnosti povzročijo nespremenljiv plastični mehanizem obstoječih okvirov: etažni mehanizem (mehka etaža) (slika 5.4b), izrazito šibke grede v primerjavi s stebri (slika 5.4c) in prevladujoči vpliv močnega elementa (slika 5.4d). Naštete nepravilnosti imajo prevladujoči vpliv na plastični mehanizem konstrukcije, zato ga modelne in fizikalne negotovosti ne morejo spremeniti. V primeru, ko eden izmed naštetih pogojev s slike 5.6 ni izpolnjen, obravnavani okvir definiramo kot občutljiv na spreminjanje plastičnega mehanizma. Za okvir upoštevamo večji vrednosti koeficientov variacije  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  v skladu s preglednico 5.5. Rezultati študije negotovosti so namreč pokazali, da imajo lahko tudi okviri, katerih plastični mehanizem diktirajo zgoraj naštete nepravilnosti spreminljiv mehanizem, če povečan nivo tlačne sile ( $\nu_{\max} > 0,25$ ) povzroči neduktilne porušitve stebrov.

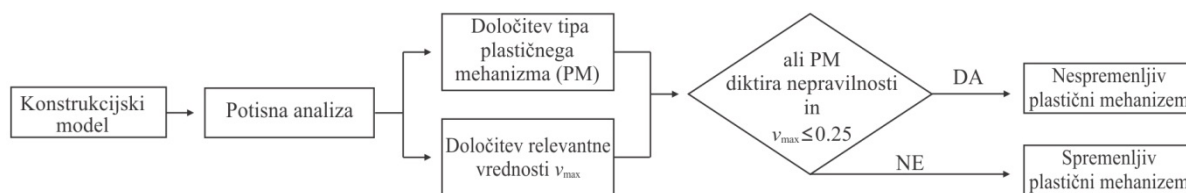


Predstavljeni probabilistični model SDOF za analizo obstoječih okvirov je določen na vzorcu konstrukcij, ki niso občutljive na strižne porušitve stebrov. Za večino konstrukcij je faktor  $UR_s$ , določen na podlagi determinističnega modela, znašal manj kot 1,0. Rezultati dodatne parametrične študije so pokazali, da so za strižno občutljive konstrukcije ( $UR_s \geq 1,0$ ) v splošnem značilne večje vrednosti korekcijskih faktorjev  $b_i$  in koeficientov  $c_i$  variacije globalnih duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Predlagani model zato ni primeren za analizo strižno občutljivih obstoječih okvirov.

Preglednica 5.5: Probabilistični model SDOF za poenostavljeno analizo sodobni in obstoječih okvirov s spremenljivim in nespremenljivim plastičnim mehanizmom zaradi vpliva negotovosti.

Table 5.5: The probabilistic SDOF model for simplified analysis of code-conforming and old frames with variant and invariant plastic mechanism.

Parameter	Okviri:	Sodobni	Obstoječi s spremenljivim mehanizmom	Obstoječi z nespremenljivim mehanizmom	Korelacijska matrika sodobnih in obstoječih okvirov				
	$\bar{x}_i$	$c_i$	$c_i$	$c_i$	$S_{ay}$	$T$	$\mu_m$	$\mu_u$	
$S_{ay}$	$1,0 S_{ay,d}$	0,08	0,08	0,08	$S_{ay}$	1	-0,5	0	0
$T^*$	$1,0 T_d^*$	0,08	0,08	0,08	$T$	-0,5	1	0	0
$\mu_m$	$0,9 \mu_{m,d}$	0,27	0,29	0,20	$\mu_m$	0	0	1	0,9
$\mu_u$	$0,9 \mu_{u,d}$	0,21	0,29	0,20	$\mu_u$	0	0	0,9	1



Slika 5.6: Shematični prikaz postopka za oceno občutljivosti obstoječega okvira na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti.

Figure 5.6: Schematic representation of the process for assessing the sensitivity of old reinforced concrete frame buildings to variation of the plastic mechanism due to modelling uncertainty.

## 5.2 Stenaste konstrukcije

Na podoben način kot pri okvirnih konstrukcijah bomo tudi za stenaste konstrukcije določili probabilistični model SDOF, ki bo omogočil poenostavljeno analizo teh sistemov s predlaganim postopkom (poglavja 2.2). Določitev probabilističnega modela SDOF sodobnih stenastih sistemov temelji na parametrični študiji skupine testnih konstrukcij iz poglavja 3.1.2, na podlagi katere predlagamo tipične vrednosti parametrov  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$ . Za skupino testnih konstrukcij v ta namen opravimo potisno analizo determinističnih modelov in potisno analizo z upoštevanjem negotovosti. V uvodnem delu poglavja najprej predstavimo rezultate potisne analize determinističnih modelov. Sledi opis rezultatov potisne analize z upoštevanjem negotovosti. Poglavje sklenemo s predlogom probabilističnega modela SDOF sodobnih stenastih sistemov.

Rezultati potisne analize determinističnih modelov so vrednosti globalnih parametrov  $x_{i,d}$  skupine testnih konstrukcij, ki so predstavljene v preglednici 5.6. Vrednosti globalnih parametrov izračunamo po enačbah (2.4) in (2.5), v katerih upoštevamo parametre idealiziranih potisnih krivulj ( $F_y$ ,  $D_y$ ,  $D_m$ ,  $D_u$ ). V ta namen potisne krivulje najprej idealiziramo s trilinearno ovojnico, kot je razvidno s slike 5.7.

Postopek idealizacije potisnih krivulj se nekoliko razlikuje od postopka, ki smo ga uporabili pri okvirnih konstrukcijah, saj je oblika potisnih krivulj stenastih sistemov zelo podobna predpostavljene zvezi med momentom in rotacijo na nivoju plastičnega členka ob vpetju stene. To dejstvo je razvidno s slike 5.7, ki prikazuje dejanske in idealizirane potisne krivulje 4-etažne enojne konzolne stene (št.1) in 4-etažne dvojne konzolne stene (št. 11). Postopek idealizacije, ki smo ga uporabili za okvire, bi privedel do velikih odstopanj začetnih togosti in togosti padajočih vej ovojnic, zato za idealizacijo potisnih krivulj uporabimo drugačen pristop. Pri idealizaciji potisnih krivulj ne izhajamo direktno iz principa enakosti ploščin dejanskih in idealiziranih krivulj, ampak iz poškodovanosti konstrukcije, za katero predpostavimo, da je odvisna od poškodovanosti prečnega prereza (prečnih prerezov) ob vpetju stene. S tem pristopom posredno izpolnimo pogoj enakosti ploščin dejanskih in idealiziranih potisnih krivulj.

Preglednica 5.6: Deterministične vrednosti globalnih parametrov  $x_{i,d}$  za enojne (zgoraj) in dvojne konzolne stene (spodaj).

Table 5.6: Deterministic values of global system parameters  $x_{i,d}$  for single (upper table) and double cantilever walls (lower table).

Enojne stene	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$S_{av,d}$ [g]	0,20	0,12	0,07	0,25	0,47	0,22	0,15	0,26	0,15	0,08
$T_d^*$ [s]	0,48	1,05	1,75	0,42	0,25	0,53	0,92	0,48	1,05	1,75
$\mu_{m,d}$	17,49	11,05	10,41	19,69	24,00	19,13	14,98	14,12	8,53	9,45
$\mu_{u,d}$	20,09	12,43	11,44	22,64	27,37	21,68	16,52	16,28	9,71	10,41

Enojne stene: (1) 4-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 3$  m, (2) 6-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 3$  m, (3) 8-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 3$  m, (4) 4-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 3$  m,  $r_f = 2\%$ , (5) 4-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 6$  m, (6) 6-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 6$  m, (7) 8-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 6$  m, (8) 4-etažna enojna stena DCM,  $L_w = 3$  m, (9) 6-etažna enojna stena DCM,  $L_w = 3$  m, (10) 8-etažna enojna stena DCM,  $L_w = 3$  m.

Dvojne stene	11	12	13	14	15
$S_{av,d}$ [g]	0,50	0,50	0,27	0,19	0,19
$T_d^*$ [s]	0,28	0,28	0,60	1,05	1,05
$\mu_{m,d}$	14,59	17,70	12,13	8,87	9,00
$\mu_{u,d}$	17,04	20,22	13,67	9,77	9,91

Dvojne stene: (11) 4-etažna dvojna stena DCH,  $L_{w1}/L_{w2} = 6$  m / 4 m, (12) 4-etažna dvojna stena DCH,  $L_{w1}/L_{w2} = 6$  m / 2 m, (13) 6-etažna dvojna stena DCH,  $L_{w1}/L_{w2} = 6$  m / 2 m, (14) 8-etažna dvojna stena DCH,  $L_{w1}/L_{w2} = 6$  m / 4 m, (15) 8-etažna dvojna stena DCH,  $L_{w1}/L_{w2} = 6$  m / 2 m.

S slike 5.7a vidimo, da oblika potisne krivulje 4-etažne enojne konzolne stene (št.1) sovпада s poškodovanostjo plastičnega členka od vpetju stene. Podoben zaključek velja tudi za 4-etažno dvojno konzolno steno (št. 11). Pri tej konstrukciji se najprej plastificira prečni prerez ob vpetju velike stene, šele zatem se plastificira tudi prerez ob vpetju manjše stene. Začetek tečenja konstrukcije je zato odvisen od plastifikacije manjše stene (slika 5.7b). Nasprotno velja za stanje upogibne nosilnosti konstrukcije, ki sovпада z upogibno nosilnostjo večje stene (slika 5.7b). Iz navedenega je razvidno, da lahko na podlagi poškodovanosti plastičnih členkov precej dobro opišemo dejansko potisno krivuljo obravnavanih konstrukcij. Ta ugotovitev je razvidna iz primerjave dejanske potisne krivulje (modra črta) in idealizirane ovojnice, ki jo določimo na podlagi poškodovanosti prečnih prerezov ob vpetju sten (rdeča črta) (slika 5.7b). Slednja predstavlja osnovo predlaganega postopka idealizacija potisnih krivulj. Kot je razvidno s slike 5.7, za idealizacijo potisne krivulje uporabimo bilinearno ovojnico z linearnim zmanjševanjem nosilnosti. Maksimalno nosilnost konstrukcije  $F_y$  določimo kot povprečno vrednost nosilnosti pri začetku tečenja in pri upogibni nosilnosti konstrukcije, ki izhajata iz ovojnice, določene na podlagi poškodovanosti konstrukcije (rdeča črta, slika 5.7b). Pomika  $D_y$  in  $D_m$  določimo z

upoštevanjem enake začetne togosti in togosti padajoče veje kot izhajata iz ovojnice na podlagi poškodovanosti. S takim pristopom posredno zagotovimo tudi dobro ujemanje ploščin dejanskih in idealiziranih potisnih krivulj.

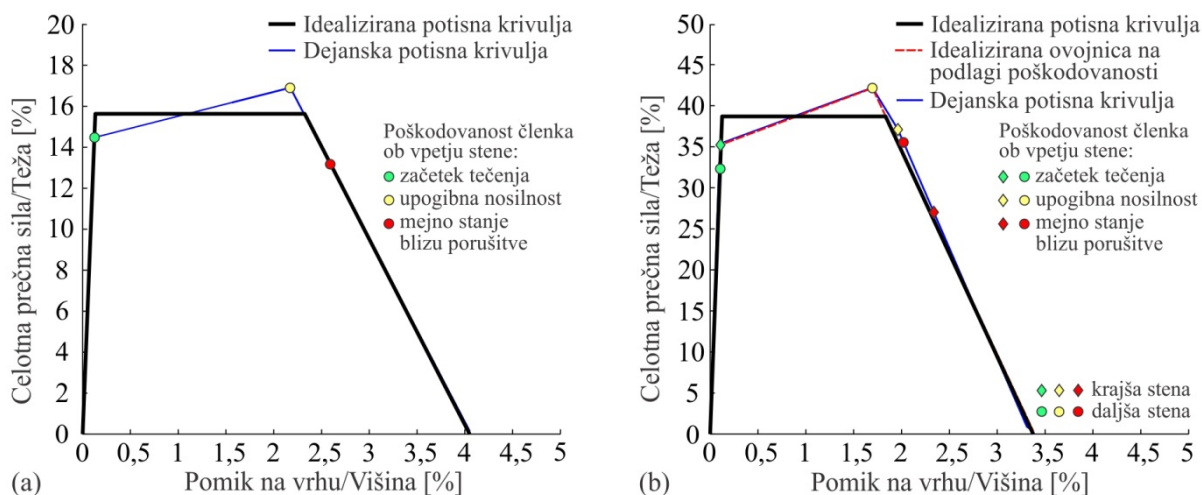
Iz preglednice 5.6 je razvidno, da se vrednosti spektralnih pospeškov na meji tečenja  $S_{ay,d}$  obravnavanih sten gibljejo med 0,07 g in 0,50 g. Nihajni časi  $T_d^*$  obravnavanih konstrukcij se gibljejo med 0,25 s in 1,75 s. Odvisni so od števila etaž, širine sten (togosti) in tlorisnega deleža sten  $r_f$ . Najnižje vrednosti nihajnih časov določimo za 4-etažno enojno konzolno steno dolžine 6 m (št. 5) in za dvojni konzolni steni (št. 11 in 12), ki imata prav tako dolžino daljše stene 6 m ( $T_d^* = 0,25\text{--}0,28$  s). Najdaljša nihajna časa zasledimo pri 8-etažnih enojnih stenah (št. 3 in 10), ki imata razmeroma veliko razmerje med višino in dolžino stene ( $H/L_w = 24/3 = 8$ ). Poudariti velja, da imajo nekatere stene enake vrednosti nihajnih časov. Stene št. 1–3 in stene št. 8–10 imajo enako geometrijo in maso, zato se nihajni časi konstrukcij ujemajo. Razlikujejo se le glede na upoštevano stopnjo duktilnosti pri projektiranju konstrukcij (DCH ali DCM). Razvidno je, da imajo stene (št. 8–10), ki so bile projektirane za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) večje spektralne pospeške na meji tečenja  $S_{ay,d}$  in manjše razpoložljive duktilnosti ( $\mu_{m,d}$  in  $\mu_{u,d}$ ) od sten št. 1–3, ki so bile projektirane za visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Poudariti velja, da nihajni časi  $T_d^*$  enojnih (št. 5–7) in dvojnih sten (št. 11–12, 13 in 14–15) podobne geometrije niso direktno primerljivi, saj imajo konstrukcije različno maso. Rezultati preglednice 5.7 kažejo, da imajo enojne stene dolžine  $L_w = 6$  m (št. 5–7) manjši nihajni čas od dvojnih sten (št. 11–12, 13 in 14–15) z enako dimenzijo večje stene ( $L_{w1} = 6$  m). Ta nepričakovana ugotovitev je posledica različnih mas enojnih in dvojnih sten, ki jih določimo v odvisnosti od tlorisnega deleža sten  $r_f$  in ploščine prečnega prereza stene  $A_w$  (enačba (3.1)). Vse konstrukcije z izjemo stene št. 4 imajo enake tlorisne deleže sten  $r_f = 1,5\%$ . Dvojni steni št. 11 in 14 z dolžino daljše stene  $L_{w1} = 6$  m in dolžino manjše stene  $L_{w2} = 4$  m imata na primer 30 % večjo togost od enojne stene št. 5 z dolžino stene  $L_w = 6$  m. Po drugi strani imata dvojni steni, pri isti vrednosti tlorisnega deleža sten  $r_f$ , kar 67 % večjo maso od enojne stene. Za obravnavani dvojni steni je očitno, da prirastek mase zaradi večjega (skupnega) prereza sten  $A_w$  prevlada nad prirastkom togosti zaradi upoštevanja dodatne stene. Podobni zaključki veljajo tudi za dvojne stene št. 13, 14 in 15 ter za enojne stene s primerljivo geometrijo (št. 6, 7). Navedene ugotovitve pojasnjujejo večje nihajne čase dvojnih konzolnih sten v primerjavi z nihajni časi enojnih sten primerljive geometrije. Nihajni čas konstrukcije je namreč sorazmeren povečanju mase in obratno sorazmeren povečanju togosti konstrukcije. Pri 4-etažnih in 8-etažnih dvojnih stenah (št. 11–12 in 14–15) ima povečanje dimenzije krajše stene iz  $L_{w2} = 2$  m na  $L_{w2} = 4$  m slučajno enak učinek na povečanje mas in togosti konstrukcij (+25 %), zato imajo konstrukcije kljub različnim masam in togostim enake nihajne čase ( $T_d^* = 0,28$  s in  $T_d^* = 1,05$  s). Iz primerjave nihajnih časov sten št. 1 in 4 je razviden vpliv tlorisnega deleža sten  $r_f$ . Stena št. 4 ima večji tlorisni delež sten ( $r_f = 2\%$ ) kot stena št. 1 ( $r_f = 1,5\%$ ), zato nanjo odpade manj mase kot na steno št. 1 (enačba (3.1)). To povzroči manjši nihajni čas  $T_d^*$  in večji spektralni pospešek na meji tečenja  $S_{ay,d}$  stene št. 4 v primerjavi s steno št. 1.

Posebej zanimiva je primerjava duktilnosti  $\mu_{m,d}$  in  $\mu_{u,d}$  obravnavanih sistemov, iz katere je razvidno, da so za nekatere konstrukcije značilne precej visoke duktilnosti. Vrednosti  $\mu_{u,d}$  se npr. gibljejo med 9 in 27. Podoben obseg vrednosti je značilen tudi za duktilnosti na meji mehčanja ( $\mu_{m,d} = 8\text{--}24$ ). Izračunane duktilnosti so bistveno večje od duktilnosti, ki smo jih določili za okvirne konstrukcije. Ta ugotovitev ni ravno pričakovana, saj imajo stenaste konstrukcije manjšo deformacijsko kapaciteto od sodobnih okvirnih konstrukcij. Na podlagi enačbe iz standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2010) smo za stenaste konstrukcije določili rotacije pri stanju blizu porušitve  $\Theta_{nc}$  med 2 in 3 %. Približno



100 % večje vrednosti  $\theta_{nc}$  smo določili za stebre sodobnih AB okvirov ( $\theta_{nc} = 5-6$  %). Iz navedenega je razvidno, da visoke duktilnosti nekaterih sten niso odvisne od posebej visoke rotacijske kapacitete, ampak od večje togosti sten v primerjavi s togostjo okvirnih konstrukcij. Visoke vrednosti duktilnosti namreč določimo za bolj toge konstrukcije, ki jih prepoznamo po krajših nihajnih časih (npr. stene št. 1, 4, 5-6, 8, 11-12). Ta ugotovitev razkrije slabost duktilnost kot mere za izražanje deformacijske kapacitete konstrukcije. Odvisna je namreč od začetne togosti, zato lahko privede do zavajajočih zaključkov glede deformacijske kapacitete konstrukcij. Ugotovitev predstavimo na primeru 4-etažne enojne in dvojne stene št. 5 in 11. V primerjalne namene deformacijsko kapaciteto konstrukcij namesto z duktilnostjo izrazimo z razmerjem med pomikom na vrhu konstrukcije in celotno višino konstrukcije. Za obe konstrukciji smo na podlagi potisne analize ugotovili, da dosežeta mejno stanje blizu porušitve (20% padec nosilnosti) pri pomiku, ki ustreza približno 2,2 % celotne višine konstrukcije. Iz tega sklepamo, da imata konstrukciji zelo podobni deformacijski kapaciteti. Na podlagi duktilnosti bi prišli do precej različnih zaključkov, saj sta za konstrukciji 5 in 11 značilni precej različni duktilnosti  $\mu_{u,d}$ . Za prvo konstrukcijo določimo duktilnost  $\mu_{u,d} = 27$ , za drugo pa  $\mu_{u,d} = 17$ . Izkaže se, da so odstopanja duktilnosti posledica različnih začetnih togosti obravnavanih konstrukcij.

Poudariti velja, da se pomanjkljivosti duktilnosti kot mere za izražanje deformacijske kapacitete zavedamo, saj v nekaterih primerih privede do zavajajočih ocen. Po drugi strani uporaba duktilnosti ne vpliva na rezultate predlaganega postopka, saj določitev duktilnosti predstavlja samo vmesni korak predlaganega postopka, ki služi določitvi statističnih lastnosti globalnih parametrov. Za analizo potresnega odziva se vzorec globalnih parametrov ( $S_{ay}$ ,  $T^*$ ,  $\mu_m$ ,  $\mu_u$ ), ki ga določimo na podlagi LHS, ponovno pretvori v vzorec dejanskih parametrov SDOF sistema ( $F_y$ ,  $D_y$ ,  $D_m$ ,  $D_u$ ). Poleg tega, so vnaprej določene statistične lastnosti globalnih parametrov tudi neodvisne od izračunanih duktilnosti konstrukcij. V poglavju 6.2 bomo pokazali, da je duktilnost precej dobra mera za napovedovanje raztrosa odziva za slučajnosti potresne obtežbe.

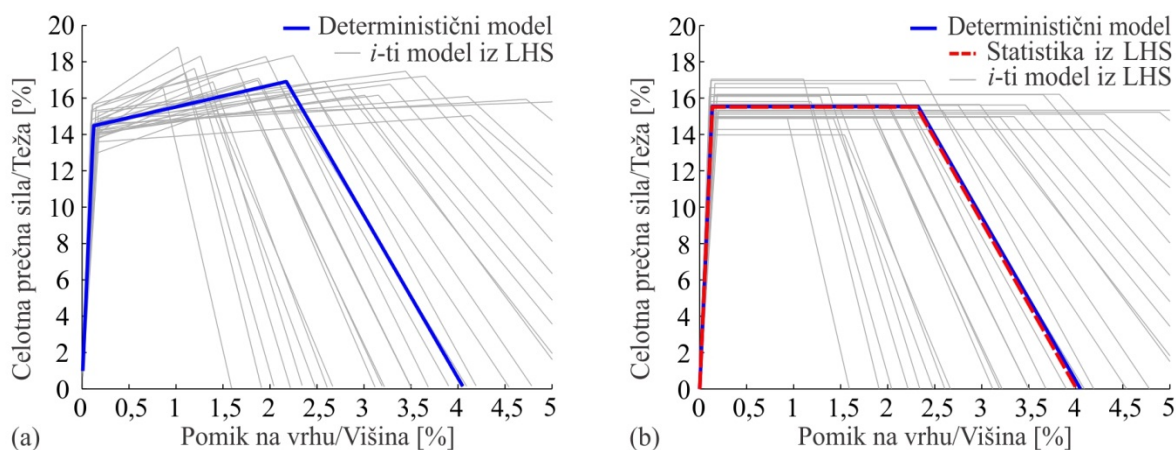


Slika 5.7: Idealizirane in dejanske potisne krivulje ter poškodovanost plastičnih členkov ob vpetju (a) 4-etažne enojne stene št. 1 in (b) 4-etažne dvojne stene št. 11.

Figure 5.7: Idealized and actual pushover curves for the 4-storey single wall No. 1 and for the 4-storey double wall No. 11, and corresponding damage in plastic hinges at the bottom of the walls.

Zanimiva je tudi medsebojna primerjava dvojnih sten (št. 11–12 in 14–15), za katere določimo večje duktilnosti  $\mu_{m,d}$  in  $\mu_{u,d}$  za sisteme z dolžino krajše stene  $L_{w2} = 2$  m (št. 12 in 15) kot za sisteme z dolžino krajše stene  $L_{w2} = 4$  m (št. 11 in 14). Večja deformacijska kapaciteta teh sistemov je posledica rahlo ugodnejših plastičnih mehanizmov, ki nastanejo kot posledica večjega zamika med odpovedjo daljše in krajše stene. Kljub vsemu lahko zaključimo, da je obnašanje stenastih sistemov izrazito odvisno od obnašanja močnejše stene. Za stenaste sisteme z različnim razmerjem dolžin daljše in krajše stene namreč določimo precej podobne rezultate (preglednica 5.7). To je razvidno iz primerjave rezultatov dvojnih sten št. 11 in 12 ter dvojnih sten št. 14 in 15 (preglednica 5.7).

Za obravnavane testne konstrukcije opravimo tudi potisno analizo z upoštevanjem negotovosti, katere rezultati so korekcijski faktorji  $b_i$ , koeficienti variacije  $c_i$  in korelacijski koeficienti  $K_{ij}$ . Simulacije vpliva negotovosti z metodo LHS opravimo z upoštevanjem števila simulacij  $N_{sim}=30$  za vse analizirane sisteme. Za stenaste konstrukcije je namreč značilno manjše število slučajnih spremenljivk kot za okvirne konstrukcije ( $N_{var} = 8-12$ ). Primer rezultatov potisne analize z upoštevanjem negotovosti predstavimo na sliki 5.8. Na sliki so prikazane dejanske in idealizirane potisne krivulje 4-etažne enojne stene (št. 1). S slike 5.8 je razvidno, da se idealizirani potisni krivulji, ki ju določimo na podlagi potisne analize determinističnega modela in na podlagi  $N_{sim}=30$  simulacij modelnih in fizikalnih negotovosti, precej dobro ujemata. Ta ugotovitev se nekoliko razlikuje od zaključkov za okvirne konstrukcije. Rezultati na sliki 5.8 kažejo tudi na večji raztros rezultatov stenastih konstrukcij, ki je v največji meri posledica večje negotovosti modela za napovedovanje rotacijske kapacitete sten (glej poglavje 3.3). Plastični mehanizem sten je namreč izrazito odvisen od obnašanja prečnega prereza ob vpetju stene, kar povzroči, da je raztros potisnih krivulj zelo podoben predpostavljenemu raztrosu rotacijske kapacitete na nivoju plastičnega členka. Na podlagi naštetih ugotovitev sklepamo, da so za stenaste konstrukcije značilne nekoliko drugačne statistične lastnosti globalnih parametrov kot za okvirne konstrukcije.



Slika 5.8: (a) Potisne krivulje in (b) idealizirane potisne krivulje 4-etažne enojne stene (št. 1), določene na podlagi determinističnega modela in na podlagi  $N_{sim} = 30$  simulacij negotovosti z LHS.

Figure 5.8: (a) Pushover curves and (b) idealized pushover curves of the 4-storey single cantilever wall (No. 1) based on the deterministic model and  $N_{sim} = 30$  simulations of modelling uncertainty with LHS.

Rezultati študije negotovosti pokažejo, da je za stenaste konstrukcije značilna drugačna verjetnostna porazdelitev globalnih parametrov kot za okvirne konstrukcije. Navedena ugotovitev se nanaša zlasti na porazdelitvi globalnih duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Za ostala parametra ( $S_{ay}$  in  $T^*$ ) veljajo podobni zaključki kot za okvirne konstrukcije. Izkaže se, da sta verjetnostni porazdelitvi duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  stenastih

konstrukcij bolj podobni logaritemsko normalni kot normalni porazdelitvi. Ta ugotovitev je razvidna iz rezultatov študije občutljivosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  na spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk, ki jo opravimo za 4- in 6-etažni enojni steni št. 1 in 2. Študijo izvedemo tako, da za vrednost izbrane slučajne spremenljivke upoštevamo 16. in 84. kvantil, pri čemer za ostale spremenljivke upoštevamo srednje vrednosti (mediane). Rezultati študije občutljivosti so prikazani na sliki 5.9. Povečanje vrednosti slučajnih spremenljivk (84. kvantil) označimo z modro barvo, zmanjšanje vrednosti spremenljivk (16. kvantil) pa z rdečo barvo.

Rezultati študije občutljivosti kažejo, da ima spreminjanje vrednosti rotacije stene pri stanju blizu porušitve ( $\Theta_{nc,w}$ ) daleč največji vpliv na spreminjanje duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Drugi najvplivnejši parameter na spreminjanje duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  je rotacija na meji tečenja  $\Theta_{y,w}$ . Spreminjanje vrednosti ostalih parametrov, kot so materialne karakteristike ( $f_{cm}$  in  $f_{sy}$ ) in etažne mase ( $m_i$ ), ima relativno manjši vpliv na duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Zelo podobne zaključke smo določili tudi za okvirne konstrukcije. Posebnost stenastih konstrukcij je, da ima spreminjanje vrednosti rotacij  $\Theta_{nc,w}$  tudi do 100 % večji vpliv na spreminjanje duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ , kot pri okvirnih konstrukcijah. Ta ugotovitev je posledica plastičnega mehanizma sten, ki je izrazito odvisen od obnašanja plastičnega členka ob vpetju, in večje negotovosti modela za napovedovanje rotacij sten pri stanju blizu porušitve  $\Theta_{nc,w}$ . Rezultati na sliki 5.9 kažejo tudi izrazito asimetričen učinek spreminjanja rotacij  $\Theta_{nc,w}$  na duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ , ki nakazuje, da je porazdelitev duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  podobna predpostavljeni verjetnostni porazdelitvi rotacij  $\Theta_{nc,w}$ , t.j. logaritemsko normalni porazdelitvi. Ugotovitev potrjujejo tudi rezultati statističnih testov (preizkus Kolmogorova in Smirnova), s katerim smo preizkušali domnevo logaritemsko normalne in normalne porazdelitve duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Ničelnih domnev v večini primerov nismo zavrnil, vendar je bilo v primeru logaritemsko normalne porazdelitve dejansko tveganje zavrnitve ničelne domneve večje, kar nakazuje, da je porazdelitev duktilnosti bolj podobna slednji.

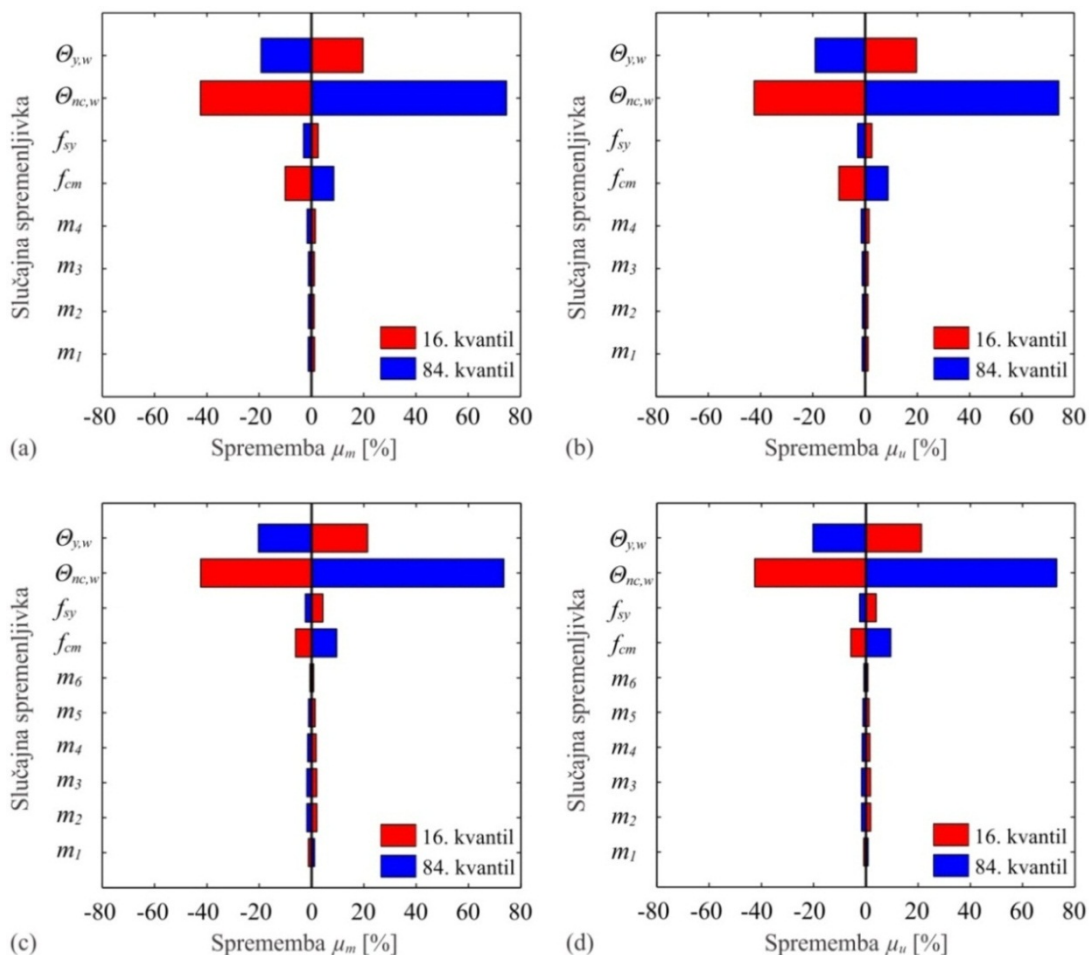
Analiza občutljivosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  na spremembo rotacije  $\Theta_{nc,w}$  na 84. kvantil pokaže, da se praktično celotna sprememba rotacije  $\Theta_{nc,w}$  prenese iz nivoja plastičnega členka na nivo globalnih duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Sprememba rotacije stene  $\Theta_{nc,w}$  na 16. kvantil predstavlja zmanjšanje vrednosti slučajne spremenljivke za -43 % (glede na mediano), medtem ko sprememba rotacije  $\Theta_{nc,w}$  na 84. kvantil pomeni povečanje vrednosti slučajne spremenljivke za +74 % (glede na mediano). S slike je 5.9 je razvidno, da so skoraj enaki odstotki povečanja ali zmanjšanja značilni tudi za duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Spomnimo se, da smo za okvirne konstrukcije določili drugačen zaključek, saj se zaradi vpliva  $P-\Delta$  povečanje rotacij stebrov in gred ( $\Theta_{nc,c}$  in  $\Theta_{nc,b}$ ) ni v celoti preneslo na povečanje duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Vpliv  $P-\Delta$  je pri okvirnih konstrukcijah do neke mere izničil asimetrični učinek logaritemsko normalne porazdelitve rotacij pri stanju blizu porušitve stebrov in gred. Pri stenastih konstrukcijah tega efekta ne zaznamo, zato je očitno, da ima pri stenah vpliv  $P-\Delta$  nekoliko drugačen učinek kot pri okvirnih konstrukcijah. To trditev utemeljimo s primerjavo potisnih krivulj 5-etažnega sodobnega okvira (št. 2) in 8-etažne enojne stene (št. 3), ki ju določimo z in brez upoštevanja vpliva  $P-\Delta$  (glej sliko 5.10). Primerjava konstrukcij je relevantna, saj imata obe konstrukciji enak koeficient občutljivosti za etažne pomike pri stanju blizu porušitve  $\mathcal{G}_{nc}$ , ki je pokazatelj relativnega vpliva teorije drugega reda. Koeficient  $\mathcal{G}_{nc}$  določimo z naslednjo enačbo (SIST EN 1998-1, 2005)

$$\mathcal{G}_{nc} = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h_s}, \quad (5.2)$$

kjer sta  $P_{tot}$  in  $V_{tot}$  etažna vertikalna sila in etažna prečna sila,  $d_r$  je etažni zamik (razlika pomikov spodnje in zgornje etaže) in  $h_s$  je etažna višina. Koeficient  $\mathcal{G}_{nc}$  določimo za vse etaže obravnavane

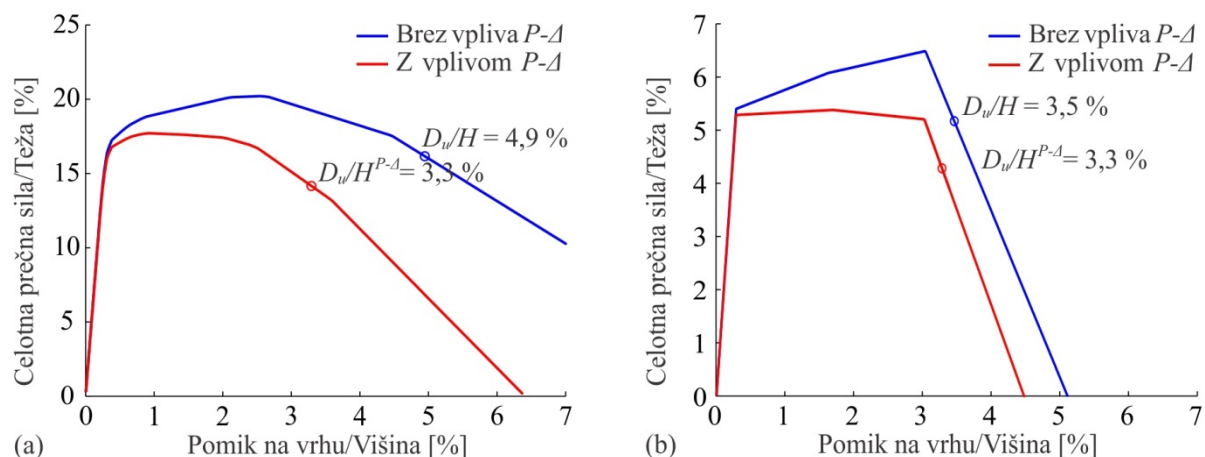
konstrukcije in kot merodajno upoštevamo maksimalno vrednost. Koeficienta občutljivosti  $\vartheta_{nc}$  konstrukcij s slike 5.10 znašata 0,40 za okvirno in 0,39 za stenasto konstrukcijo.

S slike 5.10 je razvidno, da ima vpliv  $P-\Delta$  pri okvirni konstrukciji precej večji vpliv na zmanjšanje pomika  $D_u$ , kot ga ima pri stenasti konstrukciji. Okvirna konstrukcija bi brez upoštevanja vpliva  $P-\Delta$  dosegla skoraj 50 % večje razmerje med pomikom  $D_u$  in višino konstrukcije  $H$  ( $D_u/H = 4,9$  % namesto 3,3 %). Kljub podobnemu koeficientu občutljivosti za pomike  $\vartheta_{nc}$  je za stenasto konstrukcijo značilen precej manjši vpliv teorije drugega reda. Razlika med pomikom konstrukcije, ki ga izračunamo z in brez upoštevanja vpliva  $P-\Delta$  znaša le 6 %. Iz tega sklepamo, da ima poleg koeficienta  $\vartheta_{nc}$  pomemben vpliv na učinek teorije drugega reda tudi plastični mehanizem konstrukcije. Za sodobne okvire je značilna velika sposobnost prerazporeditve obtežbe, ki zagotavlja relativno dolg plato in počasno zmanjševanje nosilnosti konstrukcije. Pri takih mehanizmih je vpliv  $P-\Delta$  zaradi počasnega upadanja nosilnosti relativno močan. Nasprotno velja za plastične mehanizme konzolnih sten, pri katerih je zaradi omejene prerazporeditve obtežbe značilno hitrejšo vpadanje nosilnosti. Kot je razvidno s slike 5.10 je vpliv  $P-\Delta$  na zmanjšanje deformacijske kapacitete pri takih mehanizmih šibkejši.



Slika 5.9: Občutljivosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  na spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk za (a, b) 4-etažno enojno steno št. 1 in (c, d) za 6-etažno enojno steno št. 2.

Figure 5.9: Sensitivity of system ductilities  $\mu_m$  and  $\mu_u$  to the variation of the values of random variables for the (a, b) 4-storey single wall No. 1 and for (c, d) 6-storey single wall No. 2.



Slika 5.10: Potisne krivulje (a) 5-etažnega sodobnega okvira (št. 2) in (b) 8-etažne enojne stene (št. 3), določene z in brez upoštevanja vpliva  $P-\Delta$ .

Figure 5.10: Pushover curves for the (a) 5-storey code-conforming frame (No. 2) and (b) 8-storey single cantilever wall (No. 3) calculated with and without taking into account  $P-\Delta$  effect.

Na podlagi prikazanih rezultatov za globalni duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  predpostavimo logaritemsko normalni porazdelitvi. Za spektralni pospešek pri tečenju konstrukcije  $S_{ay}$  in nihajni čas ekvivalentnega modela SDOF  $T^*$  pa predpostavimo normalni porazdelitvi. Uporaba logaritemsko normalne porazdelitve duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  vpliva na način določanja korekcijskih faktorjev  $b_i$ , ki jih določimo na podlagi mediane vzorca duktilnosti iz LHS (enačba (2.6)). Vrednosti  $b_i$  za parametra  $S_{ay}$  in  $T^*$  izračunamo na enak način kot pri okvirnih konstrukcijah. Poudariti velja, da smo rezultate potisne analize z upoštevanjem negotovosti s slike 5.8 določili z upoštevanjem tako definiranih porazdelitev globalnih parametrov ( $\mu_m$ ,  $\mu_u$ ,  $S_{ay}$  in  $T^*$ ). V nadaljevanju predstavimo še rezultate potisne analize z upoštevanjem negotovosti, t.j. korekcijske faktorje  $b_i$  (preglednica 5.7), koeficiente variacije  $c_i$  (preglednica 5.8) in korelacijske koeficiente  $K_{ij}$  globalnih parametrov (preglednica 5.9).

Iz preglednice 5.7 je razvidno, da so vrednosti korekcijskih faktorjev  $b_i$  skupine testnih konstrukcij zelo blizu 1. V nasprotju z rezultati, ki smo jih določili za okvirne konstrukcije, imata tudi korekcijska faktorja  $b_{\mu_m}$  in  $b_{\mu_u}$  vrednosti zelo blizu 1. Faktorja  $b_{\mu_m}$  in  $b_{\mu_u}$  skupine testnih konstrukcij se gibljeta med 0,96 in 1,02. Ta ugotovitev nakazuje, da vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti ne privede do velike razlike med vrednostmi globalnih parametrov izračunanih iz potisne analize determinističnega modela in študije negotovosti z metodo LHS. Podoben zaključek je razviden tudi iz rezultatov na sliki 5.8. Na podlagi rezultatov študije občutljivosti smo za stenaste konstrukcije ugotovili, da je porazdelitev duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  podobna predpostavljeni verjetnostni porazdelitvi rotacij  $\Theta_{nc,w}$ , t.j. logaritemsko normalni porazdelitvi. Z uporabo logaritemsko normalne porazdelitve duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  se asimetričnost odziva konstrukcije zmanjša, zato imajo korekcijski faktorji  $b_{\mu_m}$  in  $b_{\mu_u}$  vrednosti blizu 1. Omenimo lahko, da bi z uporabo normalne porazdelitve globalnih parametrov določili vrednosti korekcijskih faktorjev  $b_{\mu_m}$  in  $b_{\mu_u}$ , ki so večje od 1. S slike 5.9 je namreč razvidno, da bi zaradi asimetričnosti porazdelitev  $\mu_m$  in  $\mu_u$ , povprečni duktilnosti bili večji od vrednosti, ki izhajajo iz potisne analize determinističnega modela. Povprečne vrednosti faktorjev  $b_i$  celotne skupine konstrukcij znašajo približno 1,0 (preglednica 5.7). To vrednost upoštevamo tudi pri razvoju probablističnega modela SDOF stenastih konstrukcij.

Preglednica 5.7: Korekcijski faktorji  $b_i$  globalnih parametrov enojnih in dvojnih konzolnih sten ter pripadajoče povprečne vrednosti  $\bar{b}_i$ . Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.6.

Table 5.7: The bias factors  $b_i$  of global system parameters for the single and double cantilever walls, and corresponding mean values  $\bar{b}_i$ . The numbering of the structures is consistent with that in table 5.6.

Stena številka	1	2	3	4	5	6	7	8
$b_{S_{ay}}$	1,00	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	0,99	0,99
$b_{T^*}$	1,00	1,01	1,01	1,01	1,00	1,01	1,02	1,02
$b_{\mu_m}$	0,98	0,99	0,97	0,96	0,97	0,99	0,98	0,99
$b_{\mu_u}$	0,98	0,98	0,96	0,96	0,97	0,99	0,98	0,99
Stena številka	9	10	11	12	13	14	15	$\bar{b}_i$
$b_{S_{ay}}$	0,99	0,99	1,00	0,99	0,99	0,99	0,98	0,99
$b_{T^*}$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
$b_{\mu_m}$	1,02	0,97	0,98	0,99	0,98	0,97	0,98	0,98
$b_{\mu_u}$	1,01	0,97	0,98	0,99	0,98	0,97	0,98	0,98

V preglednici 5.8 prikazemo koeficiente variacije globalnih parametrov  $c_i$  skupine testnih konstrukcij. Razvidno je, da so za spektralni pospešek pri tečenju sistema  $S_{ay}$  in nihajni čas ekvivalentnega modela SDOF  $T^*$  značilne manjše vrednosti koeficientov variacije kot za duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Koeficienti variacije  $S_{ay}$  se npr. gibljejo med 0,04 in 0,08, medtem ko znašajo koeficienti variacije nihajnega časa  $T^*$  za večino konstrukcij 0,11. Povprečni vrednosti  $\bar{c}_{S_{ay}}$  in  $\bar{c}_{T^*}$  celotne skupine konstrukcij znašata 0,06 in 0,11. Podoben obseg vrednosti  $c_{S_{ay}}$  in  $c_{T^*}$  smo določili tudi za okvirne konstrukcije. V nasprotju s to ugotovitvijo so vrednosti koeficientov variacije duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  stenastih konstrukcij precej večje od vrednosti, ki smo jih določili za okvirne konstrukcije. Vrednosti  $c_{\mu_m}$  in  $c_{\mu_u}$  se gibljejo med 0,40 in 0,47, kar je približno 100 % več od vrednosti, ki smo jih določili sodobne in obstoječe okvire. Večji raztros duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  je posledica večje negotovosti modela za napovedovanje rotacijske kapacitete sten, za katerega je značilen 50 % večji koeficient variacije kot za model, ki smo ga uporabili za napovedovanje rotacijske kapacitete stebrov, t.j. CV = 0,60 namesto CV = 0,40 (glej poglavje 3.3). Poleg tega je plastični mehanizem stene izrazito odvisen od obnašanja plastičnega členka ob vpetju stene, zato se večji del predpostavljenega raztrosa na nivoju plastičnega členka prenese na nivo globalnega pomika oz. duktilnosti konstrukcije. Zanimiva ugotovitev je tudi, da imata duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  pri večini testnih konstrukcij podobne koeficiente variacije. Za obe duktilnosti določimo enaki povprečni vrednosti koeficientov variacije, ki znašata  $\bar{c}_{\mu_m} = \bar{c}_{\mu_u} = 0,43$ . Ta rezultat je posledica poenostavljenega modeliranja plastičnih členkov sten, ki upošteva popolno povezanost rotacij pri maksimalni nosilnosti  $\Theta_{m,w}$  in rotacij pri stanju blizu porušitve  $\Theta_{nc,w}$ . Uporabljen model za napovedovanje rotacijske kapacitete sten (SIST EN 1998-3, 2005) ne omogoča določanja rotacij  $\Theta_{m,w}$ , zato le-te določimo na podlagi predpostavljenega razmerja med rotacijami pri popolni porušitvi in rotacijami pri maksimalni nosilnosti. V prihodnje bo to pomanjkljivost mogoče odpraviti z uporabo metode CAE za napovedovanje rotacijske kapacitete sten, s katero bomo lahko še dodatno zmanjšali raztros napovedi modela. Natančnejši opis navedene problematike smo podali v poglavju 3.2.

Za skupino testnih konstrukcij določimo tudi koeficiente korelacije  $K_{ij}$  globalnih parametrov, ki jih prikazemo v preglednici 5.9. Največje absolutne vrednosti korelacijskih koeficientov  $K_{ij}$  zasledimo med spremenljivkama  $S_{ay}$  in  $T^*$  ( $K_{S_{ay},T^*}$ ) ter med spremenljivkama  $\mu_m$  in  $\mu_u$  ( $K_{\mu_m,\mu_u}$ ). Vrednosti korelacijskega koeficienta  $K_{S_{ay},T^*}$  se gibljejo med -0,75 in -0,42. Povprečna vrednost  $K_{S_{ay},T^*}$  celotne skupine testnih konstrukcij znaša -0,60. Absolutna vrednost korelacijskega koeficienta  $K_{S_{ay},T^*}$  je





Popolna koreliranost duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  ima pomemben vpliv na razvoj probabilističnega modela SDOF stenastih konstrukcij, saj omogoča redukcijo števila vhodnih spremenljivk. Izkaže se, da lahko vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti stenastih sistemov približno simuliramo na podlagi verjetnostnih porazdelitev treh globalnih parametrov ( $S_{ay}$ ,  $T^*$  in  $\mu_u$ ) in koeficienta viskoznega dušenja ( $\zeta$ ). Verjetnostno porazdelitev duktilnosti  $\mu_m$  namreč opišemo na podlagi verjetnostne porazdelitve duktilnosti  $\mu_u$  in razmerja duktilnosti  $\mu_m/\mu_u$ , ki ga določimo na podlagi potisne analize determinističnega modela. Na osnovi pridobljenih rezultatov predlagamo, da se probabilistični model SDOF stenastih konstrukcij določi na podlagi prvih momentov slučajnih spremenljivk ( $\bar{x}_i$  ali  $\tilde{x}_i$ ), koeficientov variacije  $c_i$  in korelacijske matrike globalnih parametrov iz preglednice 5.10.

Probabilistični model SDOF stenastih konstrukcij določimo ob predpostavki, da se prvi momenti globalnih parametrov ( $\bar{x}_i$  ali  $\tilde{x}_i$ ) ujema z vrednostmi, ki jih določimo na podlagi potisne analize determinističnega modela  $x_{i,d}$  (glej preglednico 5.10). Rezultati študije testnih konstrukcij so namreč pokazali, da imajo korekcijski faktorji globalnih parametrov ( $b_i$ ) vrednosti zelo blizu 1,0. Koeficienti variacije globalnih parametrov  $c_i$  iz preglednice 5.10 so določeni kot povprečne vrednosti celotne skupine testnih konstrukcij. Za generacijo vzorca slučajnih spremenljivk z metodo LHS koeficiente variacije  $c_{\mu u}$  pretvorimo v standardno deviacijo naravnih logaritmov duktilnosti  $\mu_u$  ( $\sigma_{\ln \mu u}$ ) z naslednjo enačbo

$$\sigma_{\ln \mu u} = \sqrt{\ln(c_{\mu u}^2 + 1)}. \quad (5.3)$$

Za razliko od probabilističnega modela okvirnih konstrukcij za porazdelitev globalne duktilnosti  $\mu_u$  upoštevamo logaritemsko normalno porazdelitev. Rezultati študije občutljivosti so namreč pokazali, da je zaradi plastičnega mehanizma stene, ki je izrazito odvisen od obnašanja plastičnega članka ob vpetju stene, porazdelitev globalnih duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  podobna predpostavljeni porazdelitvi rotacij na nivoju plastičnih členkov, t.j. logaritemsko normalni porazdelitvi. Ugotovili smo tudi, da tip plastičnega mehanizma sten privede do zmanjšanja učinkov teorije drugega reda v primerjavi z okvirnimi konstrukcijami. Ta vpliv še dodatno poveča podobnost verjetnostnih porazdelitev globalnih duktilnosti in porazdelitve rotacij na nivoju plastičnih členkov. Analiza korelacijskih koeficientov globalnih parametrov  $K_{ij}$  razkrije, da poenostavljeno modeliranje sten privede do popolne korelacije duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ , kar omogoča redukcijo števila slučajnih spremenljivk probabilističnega modela SDOF. Za poenostavljeno analizo vpliva negotovosti predlagamo uporabo verjetnostnih porazdelitev globalnih parametrov ( $S_{ay}$ ,  $T^*$  in  $\mu_u$ ) iz preglednice 5.10 in koeficienta viskoznega dušenja ( $\zeta$ ). Verjetnostno porazdelitev spremenljivke  $\mu_m$  namreč opišemo na podlagi verjetnostne porazdelitve duktilnosti  $\mu_u$  in razmerja duktilnosti  $\mu_m/\mu_u$ , ki ga določimo na podlagi potisne analize determinističnega modela. Iz preglednice 5.10 je razvidno tudi, da smo korelacijsko matriko globalnih parametrov dodatno poenostavili. Korelacijski koeficient med spremenljivkama  $S_{ay}$  in  $T^*$  ( $K_{S_{ay}, T^*}$ ) je edini korelacijski koeficient, ki ga upoštevamo v analizi. Vrednosti ostalih korelacijskih koeficientov so bile relativno majhne (npr.  $K_{S_{ay}, \mu u}$  in  $K_{T^*, \mu u}$ ), zato smo jih pri razvoju probabilističnega modela SDOF zanemarili. V poglavju 6.2.1 bomo pokazali, da predlagani probabilistični model SDOF zagotavlja zadovoljivo natančnost predlaganega postopka za poenostavljeno analizo stenastih konstrukcij. Omeniti velja, da bi probabilistični model SDOF stenastih konstrukcij lahko razvili tudi z upoštevanjem normalne porazdelitve duktilnosti  $\mu_u$ , vendar so rezultati vzporedne študije pokazali, da bi tak pristop privedel do nekoliko konservativnih ocen predlaganega postopka. V tem primeru bi verjetnostno porazdelitev duktilnosti  $\mu_u$  določili na podlagi korekcijskega faktorja  $b_{\mu u} = 1,0$  in koeficienta variacije  $c_{\mu u} = 0,39$ . Za ostale parametre bi upoštevali vrednosti iz preglednice 5.10.



Preglednica 5.10: Probabilistični model SDOF za poenostavljeno analizo sodobnih (konzolnih) stenastih sistemov.

Table 5.10: The probabilistic SDOF model for simplified analysis of code-conforming cantilever wall systems.

Parameter	Prvi momenti in koeficienti variacije globalnih parametrov			Korelacijska matrika globalnih parametrov			
	$\bar{x}_i$ ali $\tilde{x}_i$	$c_i$	Verjetnostna porazdelitev	$S_{ay}$	$T$	$\mu_u$	
$S_{ay}$	$1,0 S_{ay,d}$	0,06	normalna	$S_{ay}$	1	-0,6	0
$T^*$	$1,0 T_d^*$	0,11	normalna	$T$	-0,6	1	0
$\mu_u$	$1,0 \mu_{u,d}$	0,43	logaritemsko normalna	$\mu_u$	0	0	1

### 5.3 Mešane konstrukcije

Na podoben način kot pri okvirnih in stenastih konstrukcijah bomo tudi za mešane konstrukcije določili probabilistični model SDOF, ki bo omogočil poenostavljeno analizo teh sistemov s predlaganim postopkom (poglavja 2.2). Določitev probabilističnega modela SDOF temelji na parametrični študiji skupine testnih konstrukcij iz poglavja 3.1.3, na podlagi katere ocenimo pričakovani obseg vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  mešanih konstrukcij. V ta namen za skupino testnih konstrukcij opravimo potisno analizo determinističnih modelov in potisno analizo z upoštevanjem negotovosti. Poudariti velja, da je uporabljeno število testnih primerov zelo omejeno, zato je zanesljivost predlaganega probabilističnega modela SDOF mešanih konstrukcij manjša kot v primeru ostalih konstrukcijskih sistemov. Pri razvoju probabilističnega modela SDOF si pomagamo z rezultati, ki smo jih določili za okvirne in stenaste konstrukcije. Izkaže se namreč, da je obnašanje mešanih sistemov izrazito odvisno od razmerja nosilnosti okvirov in sten, ki določa ali je odziv sistema bolj podoben odzivu okvirnih ali stenastih sistemov. Iz navedenega razloga pričakujemo določeno podobnost med statističnimi lastnostmi globalnih parametrov ( $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$ ) mešanih konstrukcij in njenih sestavnih delov, t.j. okvirnih in stenastih konstrukcij. Podobno kot v prejšnjih poglavjih najprej predstavimo rezultate potisne analize determinističnih modelov. Sledi predstavitev rezultatov potisne analize z upoštevanjem negotovosti. Poglavje sklenemo s predlogom probabilističnega modela SDOF mešanih konstrukcij.

Rezultati potisne analize determinističnih modelov so vrednosti globalnih parametrov  $x_{i,d}$  skupine testnih konstrukcij, ki so predstavljene v preglednici 5.11. Vrednosti globalnih parametrov izračunamo po enačbah (2.4) in (2.5), v katerih upoštevamo parametre idealiziranih potisnih krivulj ( $F_y$ ,  $D_y$ ,  $D_m$ ,  $D_u$ ). V ta namen potisne krivulje najprej idealiziramo s trilinearno ovojnico, kot je razvidno s slike 5.11. Na sliki so prikazane dejanske in idealizirane potisne krivulje ter poškodovanost plastičnih členkov ob vpetju stebrov in sten 4-etažnega mešanega sistema št. 1 ter 8-etažnega mešanega sistema št. 4. Rezultati na sliki 5.11 kažejo, da je za mešane sisteme značilna drugačna oblika potisnih krivulj kot za okvirne in stenaste sisteme. Za natančen opis potresnega odziva v okolici porušitve bi v splošnem potrebovali štirilinearno idealizacijo, vendar se v doktorski disertaciji omejimo na obravnavo potresnega odziva le do stanja blizu porušitve (NC), za katerega predpostavimo, da sovпада z 20% padcem nosilnosti konstrukcije. Rezultati izdelanih študij kažejo, da lahko potresni odziv mešanih sistemov na obravnavanem območju odziva dovolj natančno simuliramo tudi z uporabo trilinearne idealizacije potisnih krivulj.

Podobno kot pri stenastih konstrukcijah, tudi pri idealizaciji potisnih krivulj mešanih sistemov izhajamo iz poškodovanosti konstrukcije. S slike 5.11 je razvidno, da je mogoče na podlagi

poškodovanosti plastičnih členkov ob vpetju stebrov in stene precej natančno idealizirati potisni krivulji 4-etažnega in 8-etažnega mešanega sistema. Rezultati kažejo, da je za obe konstrukciji značilno podobno zaporedje nastanka poškodb, ki ga v nadaljevanju na kratko povzamemo. V elastičnem območju stene običajno prevzemajo večji del potresne obtežbe (večja togost), zato se resnejše poškodbe okvirov pojavijo šele po plastifikaciji prečnega prereza ob vpetju stene (zelena pravokotnika). S povečevanjem obtežbe postopno prihaja do plastifikacije gred in stebrov ob vpetju okvirov. Togost konstrukcij se občutno zmanjša po plastifikaciji vseh stebrov ob vpetju okvira (zeleni krogci), kar povzroči izrazito ukrivitev potisnih krivulj sistemov. Z nadaljnjim povečevanjem obtežbe se poškodbe okvirov in sten povečujejo. S slike 5.11 je razvidno, da je maksimalna nosilnost konstrukcij dosežena v trenutku, ko prereza sten ob vpetju dosežeta maksimalno nosilnost (rumena pravokotnika). Od tega trenutka dalje se nosilnost sten postopno zmanjšuje, kar privede do zmanjševanja nosilnosti konstrukcij. Obtežba se prerazporeja iz sten na okvire vse do popolne izgube nosilnosti sten (črna pravokotnika). Le-ta še ne pomeni popolne porušitve konstrukcij, saj so okviri zaradi večje deformacijske kapacitete in manjše poškodovanosti še vedno sposobni prevzemati obtežbo. Delež preostale nosilnosti in deformacijske kapacitete konstrukcij je odvisen od razmerja nosilnosti okvirov in sten, ki pogojuje stopnjo poškodovanosti okvirov pri popolni odpovedi sten. Pri 4-etažnem sistemu je učinek sten izrazitejši kot pri 8-etažnem sistemu, kar privede do večje rezerve nosilnosti in deformacijske kapacitete konstrukcije.

Kot je razvidno s slike 5.11, za idealizacijo potisnih krivulj uporabimo bilinearno ovojnico z linearnim zmanjševanjem nosilnosti. Podobno kot pri stenah v prvem koraku najprej konstruiramo trilinearno ovojnico, ki jo določimo na podlagi poškodovanosti plastičnih členkov ob vpetju stebrov in sten (rdeča črta, slika 5.11). Ovojnico definirajo naslednja stanja poškodovanosti: plastifikacija vseh stebrov ob vpetju, maksimalna nosilnost stene ob vpetju in popolna porušitev stene ob vpetju. Maksimalno nosilnost konstrukcije  $F_y$  določimo kot povprečno vrednost nosilnosti pri začetku tečenja in pri upogibni nosilnosti konstrukcije, ki izhajata iz ovojnice, določene na podlagi poškodovanosti (rdeča črta, slika 5.11). Pomik na meji tečenja idealizirane ovojnice  $D_y$  določimo na podlagi začetne togosti, ki jo definira plastifikacija prečnega prereza ob vpetju stene. Na ta način zagotovimo ujemanje nihajnega časa konstrukcije in idealiziranega sistema. Omeniti velja, da se postopek določitve pomika  $D_y$  nekoliko razlikuje od postopka, ki smo ga uporabili pri stenastih konstrukcijah. Točki, ki definirata začetno togost (plastifikacija stene) in nosilnost na meji tečenja (plastifikacija stebrov ob vpetju) mešanih sistemov namreč ne sovpadata (slika 5.11). Pomik pri začetku mehčanja idealizirane ovojnice  $D_m$  določimo na enak način kot pri stenastih konstrukcijah, t.j. z upoštevanje enake togosti padajoče veje kot izhajata iz ovojnice, določene na podlagi poškodovanosti.

Iz preglednice 5.11 je razvidno, da se vrednosti spektralnih pospeškov obravnavanih mešanih sistemov gibljejo med 0,13 g in 0,35 g. Iz primerjave vrednosti  $S_{a,y,d}$  4-etažnih in 8-etažnih sistemov vidimo, da imajo sistemi z daljšim nihajnim časom  $T_d^*$  večje vrednosti spektralnih pospeškov na meji tečenja. Ta rezultat je posledica oblike Evrokodovega projektnega spektra (SIST EN 1998-1, 2005), ki v območju nihajnih časov  $T > T_c$  predvideva, da so konstrukcije z daljšim nihajnim časom projektirane na manjše potresne sile. Nihajni časi  $T_d^*$  obravnavanih sistemov se gibljejo med 0,30 s in 1,46 s. Iz primerjave nihajni časov 8-etažnih mešanih sistemov (št. 3–6) opazimo, da je najdaljši nihajni čas značilen za mešani sistem z dolžino stene  $L_w = 3$  m (št. 4). Ta rezultat je na prvi pogled nekoliko presenetljiv, vendar smo pri mešanem sistemu št. 3 z dolžino stene  $L_w = 2$  m zaradi zahteve po omejitvi poškodb ( $d_r \nu \leq 0.005 h_s$ ) povečali dimenzijo stebrov in gred ter debelino stene (glej poglavje 3.1.3). To je privedlo do večje togosti mešanega sistema št. 3 v primerjavi z mešanima sistemoma št. 4 in 5.

Preglednica 5.11: Deterministične vrednosti globalnih parametrov  $x_{i,d}$  mešanih konstrukcijskih sistemov.

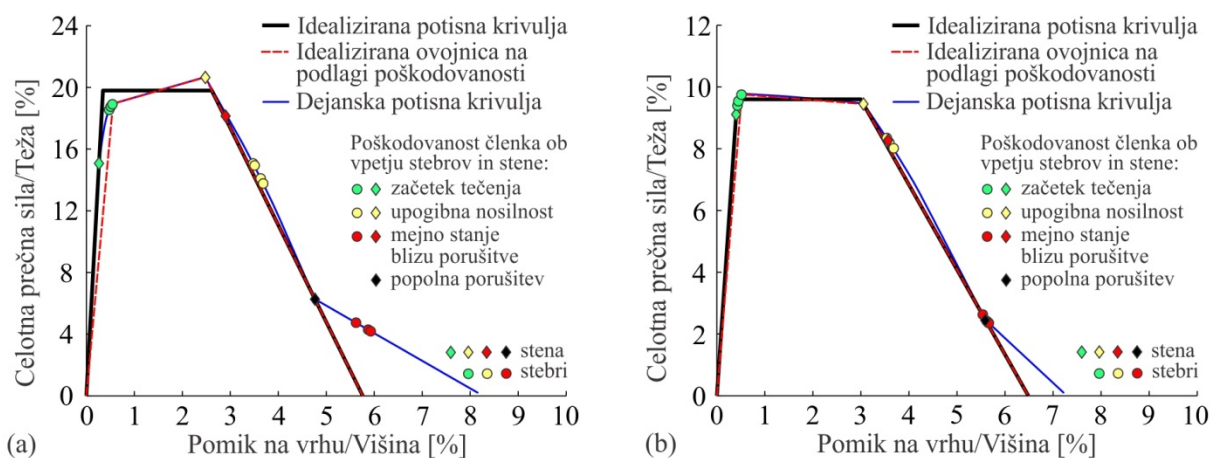
Table 5.11: Deterministic values of global system parameters  $x_{i,d}$  for the dual structural systems.

Mešani sistem:	1	2	3	4	5	6
$S_{ay,d}$ [g]	0,25	0,35	0,14	0,13	0,14	0,18
$T_d^*$ [s]	0,68	0,30	1,31	1,46	1,33	0,94
$\mu_{m,d}$	7,56	19,07	7,39	7,07	6,80	10,32
$\mu_{u,d}$	9,38	22,83	9,38	8,71	8,43	12,40

Mešani sistemi: (1) 4-etažni mešani sistem,  $L_w = 3$  m, (2) 4-etažni mešani sistem,  $L_w = 6$  m, (3) 8-etažni mešani sistem,  $L_w = 2$  m, (4) 8-etažni mešani sistem,  $L_w = 3$  m, (5) 8-etažni mešani sistem,  $L_w = 4$  m, (6) 8-etažni mešani sistem,  $L_w = 6$  m.

Iz primerjave duktilnosti  $\mu_{m,d}$  in  $\mu_{u,d}$  vidimo, da se vrednosti duktilnosti mešanih sistemov gibljejo med 6 in 12. Izjema so duktilnosti mešanega sistema št. 2, za katerega so značilne precej večje duktilnosti od ostalih mešanih sistemov. Za to konstrukcijo veljajo podobni zaključki, kot smo jih podali za nekatere stenaste konstrukcij. Analiza rezultatov je pokazala, da za konstrukcijo št. 2 ni značilna nadpovprečna deformacijska kapaciteta, ampak sta visoki vrednosti  $\mu_{m,d}$  in  $\mu_{u,d}$  posledica velike togosti konstrukcije, ki se kaže z nizkim nihajnim časom ( $T_d^* = 0,30$  s). S tega stališča duktilnost ni najboljša mera za izražanje deformacijske kapacitete konstrukcije, saj lahko za zelo toge konstrukcije privede do zavajajočih zaključkov glede deformacijske kapacitete. Tega dejstva se zavedamo, vendar kot smo obrazložili v poglavju 5.2, izračunane vrednosti duktilnosti ne vplivajo na rezultate predlaganega postopka.

Zelo pomemben parameter potresnega odziva mešanih sistemov je razmerje med nosilnostjo okvirov in sten, ki določa, ali je odziv sistema bolj podoben odzivu okvirnih ali stenastih sistemov. Rezultati potisne analize determinističnih modelov so pokazali, da je v neelastičnem območju razmerje prečnih sil, ki jih prenašajo okviri in stene, precej drugačno od začetnega (elastičnega) razmerja. Ta ugotovitev je razvidna iz preglednice 5.12. Preglednica prikazuje deleža celotne prečne sile konstrukcij, ki ju prispevajo okviri ( $F_{b,f}/F_b$ ) in stene ( $F_{b,w}/F_b$ ) v elastičnem in neelastičnem območju. Navedena razmerja lahko v neelastičnem območju interpretiramo kot deleža celotne nosilnosti, ki jih zagotavljajo okviri in stene.



Slika 5.11: Idealizirane in dejanske potisne krivulje ter poškodovanost plastičnih členkov ob vpetju stebrov in stene (a) 4-etažnega mešanega sistema št. 1 in (b) 8-etažnega mešanega sistema št. 4.

Figure 5.11: Idealized and actual pushover curves for the 4-storey dual system No. 1 and for the 8-storey dual system No. 4, and corresponding damage in plastic hinges at the bottom of the columns and the wall.

Preglednica 5.12: Deleža celotne prečne sile mešanih konstrukcij, ki jih prispevajo okviri ( $F_{b,f}/F_b$ ) in stene ( $F_{b,w}/F_b$ ) v elastičnem in neelastičnem območju odziva. Parametri  $F_{b,f}$  in  $F_{b,w}$  predstavljajo prečne sile, ki jih prenašajo okviri in stene. Parameter  $F_b$  pa predstavlja celotno prečno silo konstrukcije.

Table 5.12: The percentage contribution of frames ( $F_{b,f}/F_b$ ) and walls ( $F_{b,w}/F_b$ ) to the overall base shear of the dual structures in the elastic and inelastic range of response. The parameters  $F_{b,f}$  and  $F_{b,w}$  represent the base shear forces of frames and walls, respectively, and the parameter  $F_b$  represents the base shear force of the structure.

Št.	Ime:	Elastično območje		Neelastično območje*	
		$F_{b,f}/F_b$	$F_{b,w}/F_b$	$F_{b,f}/F_b$	$F_{b,w}/F_b$
1	4-etažni mešani sistem, $L_w = 3$ m	13%	87 %	26 %	74 %
2	4-etažni mešani sistem, $L_w = 6$ m	2 %	98 %	25 %	75 %
3	8-etažni mešani sistem, $L_w = 2$ m	44 %	56 %	86 %	14 %
4	8-etažni mešani sistem, $L_w = 3$ m	17 %	83 %	60 %	40 %
5	8-etažni mešani sistem, $L_w = 4$ m	15 %	85 %	52 %	48 %
6	8-etažni mešani sistem, $L_w = 6$ m	6 %	94 %	35 %	65 %

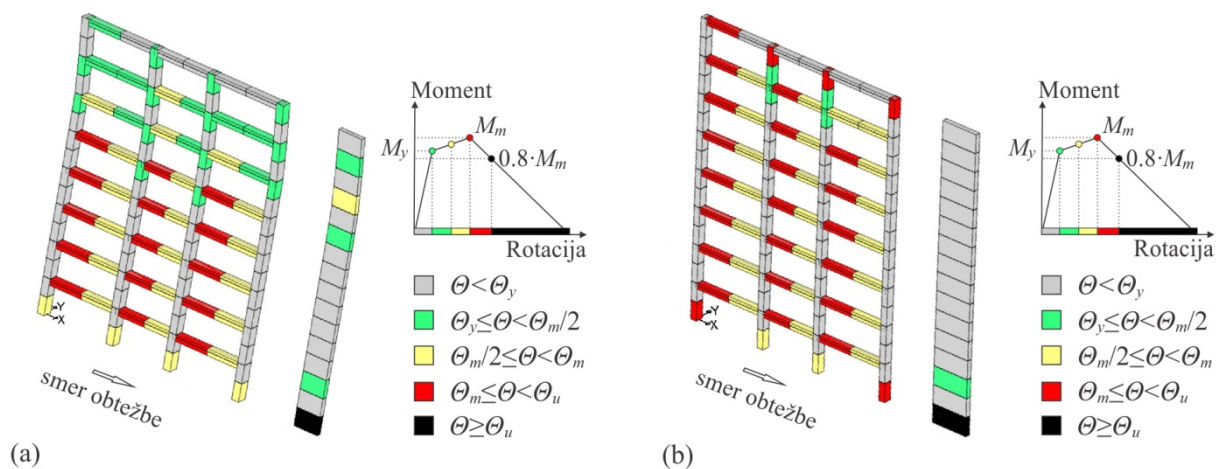
\*Razmerja ( $F_{b,f}/F_b$ ) in ( $F_{b,w}/F_b$ ) so določena pri pomiku  $D_m$  idealiziranih potisnih krivulj.

Rezultati preglednice 5.12 kažejo, da stene v elastičnem območju prenašajo večino potresne obtežbe. Deleži prečnih sil, ki jih prenašajo stene ( $F_{b,w}/F_b$ ) v tem območju se namreč gibljejo med 56 in 98 %. Ta ugotovitev je posledica velike togosti sten v primerjavi s togostjo okvirov. Precej drugačni zaključki veljajo v neelastičnem območju odziva. Vrednosti razmerij  $F_{b,f}/F_b$  in  $F_{b,w}/F_b$  se v splošnem spreminjajo v odvisnosti od stopnje poškodovanosti konstrukcije. Prikazani podatki za neelastično območje so določeni pri stanju pred začetkom mehčanja konstrukcije (pomiku  $D_m$  idealiziranih potisnih krivulj). Zanimiv zaključek predstavljenih rezultatov je, da se razmerja prečnih sil, ki jih prenašajo stene ( $F_{b,w}/F_b$ ), v neelastičnem območju precej zmanjšajo (od 15 do 75 %). Največje zmanjšanje razmerija ( $F_{b,w}/F_b$ ) določimo za 8-etažne konstrukcije št. 3, 4 in 5 (od 40–75 %), za katere znaša razmerje prečnih sil, ki jih prenašajo stene v elastičnem območju, manj od 85 % ( $F_{b,w}/F_b < 85$  %). Na podlagi dodatne študije ugotovimo, da so razmerja  $F_{b,w}/F_b$  pri mejnem stanju blizu porušitve še približno 10 % manjša od vrednosti, ki jih določimo za stanje maksimalne nosilnosti konstrukcije. Najpomembnejši zaključek preglednice 5.12 je, da se tri izmed obravnavanih konstrukcij (št. 1, 2 in 6) uvrstijo med mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom, preostale tri konstrukcije (št. 3, 4 in 5) pa med mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom. Predpis Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) definira razvrstitev mešanih sistemov glede na prevladujoči prispevek posameznega konstrukcijskega sistema (okvirnega ali stenastega) k skupni nosilnosti konstrukcije. Za konstrukcije št. 1, 2 in 6 je razmerje  $F_{b,w}/F_b$  v neelastičnem območju odziva večje od 50 %, zato našete konstrukcije uvrstimo kot mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom. V nasprotju s to ugotovitvijo konstrukcije št. 3, 4 in 5 uvrstimo kot mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom. Rezultati preglednice 5.12 namreč kažejo, da je razmerje  $F_{b,w}/F_b$  za te konstrukcije manjše od 50 %. Spomnimo se, da smo pri projektiranju testnih primerov vse konstrukcije uvrstili kot mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom, saj predpis Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) dovoljuje poenostavljeno razvrstitev glede na razmerja prečnih sil (okvirov in sten) iz elastične analize. Iz navedenega je razvidna pomanjkljivost Evrokodovega poenostavljenega kriterija za razvrščanje mešanih sistemov, ki je privedela do napačne uvrstitve testnih konstrukcij št. 3, 4 in 5. Za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim konstrukcijam, predpis Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) predvideva nekoliko drugačne projektne zahteve, t.j. izvajanje pravila načrtovanja nosilnosti stebrov in gred ( $\sum M_{rd,c} \geq 1,3 \sum M_{rd,b}$ ) in uporabo drugačnega faktor obnašanja ( $q = 3,9$  namesto  $q = 3,6$ ).

Vpliv Evrokodovega poenostavljenega kriterija za razvrščanje mešanih sistemov preučujemo na primeru 8-etažnih mešanih konstrukcij št. 3 in 4, ki smo jih na podlagi tega kriterija napačno uvrstili

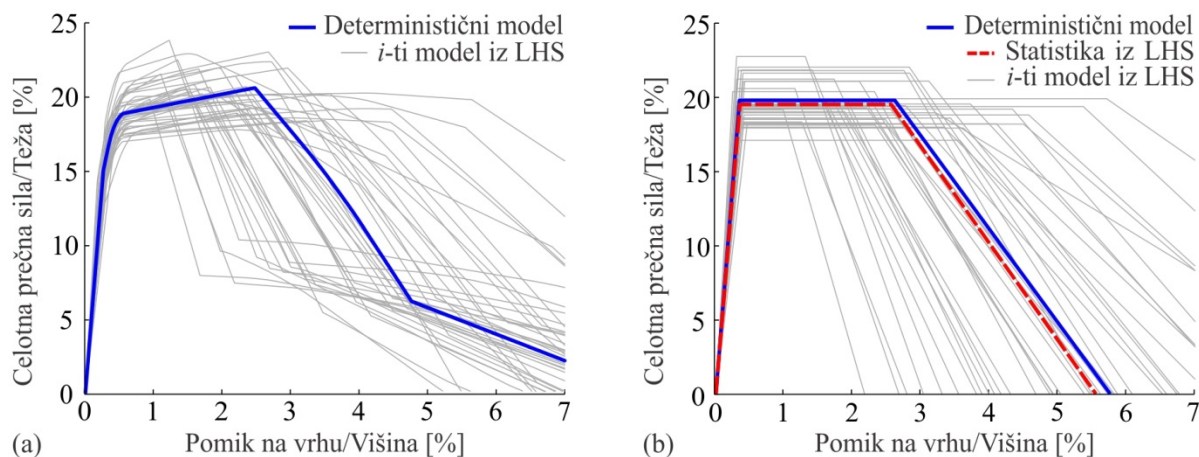
med mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom. Poškodovanosti konstrukcij pri stanju blizu porušitve sta prikazani na sliki 5.12. S slike je razvidno, da napačna uvrstitev testnih konstrukcij ne privede do posebej slabega potresnega obnašanja. Kljub neupoštevanju pravila načrtovanja nosilnosti obe konstrukciji namreč razvijeta zelo ugodna plastična mehanizma. Posebej dobro obnašanje je razvidno za 8-etažni mešani sistem št. 4 (slika 5.12b), pri katerem se stena plastificira samo ob vpetju in zagotovi globalni plastični mehanizem okvira po celotni višini konstrukcije. Tudi plastični mehanizem 8-etažnega mešanega sistema št. 3 (slika 5.12a) je zelo ugoden, vendar plastifikacija stene po višine prepreči, da bi okvir razvil tako ugoden mehanizem kot v primeru konstrukcije št. 4. Iz navedenega zaključimo, da neupoštevanje pravila načrtovanja nosilnosti ni bistveno poslabšalo potresnega obnašanja obravnavanih mešanih sistemov. Omeniti velja, da so predstavljeni zaključki pridobljeni na podlagi potisne analize. Natančnejše zaključke bi določili z uporabo nelinearne dinamične analize. Poudariti je potrebno, da imajo stene pomemben vpliv na formacijo plastičnega mehanizma mešanih sistemov št. 3 in 4, čeprav ju kategoriziramo kot ekvivalentna okvirnim sistemom.

Za obravnavane testne konstrukcije opravimo tudi potisno analizo z upoštevanjem negotovosti, katere rezultati so korekcijski faktorji  $b_i$ , koeficienti variacije  $c_i$  in korelacijski koeficienti  $K_{ij}$ . Število slučajnih spremenljivk  $N_{var}$  analiziranih mešanih sistemov se giblje med 14 in 18. Pri določanju potrebnega števila simulacij  $N_{sim}$  se držimo načela, da je število simulacij večje od dvakratnika števila slučajnih spremenljivk (Dolšek, 2009). Simulacije vpliva negotovosti z metodo LHS zato opravimo z upoštevanjem  $N_{sim} = 40$  simulacij. Primer rezultatov potisne analize z upoštevanjem negotovosti je predstavljen na sliki 5.13, ki prikazuje dejanske in idealizirane potisne krivulje 4-etažnega mešanega sistema (št. 1). S slike je razvidno, da je za obravnavano konstrukcijo značilen razmeroma velik raztros potisnih krivulj. Poleg tega se idealizirani potisni krivulji, ki ju določimo na podlagi potisne analize determinističnega modela in na podlagi  $N_{sim} = 40$  simulacij modelnih in fizikalnih negotovosti, precej dobro ujemata med seboj. Ugotovitvi nakazujeta, da so statistične lastnosti globalnih parametrov konstrukcije nekoliko bolj podobne rezultatom, ki smo jih določili za stenaste konstrukcije. Ta ugotovitev ni posebej presenetljiva, saj obravnavano konstrukcijo (št. 1) uvrstimo med mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom ( $F_{b,w}/F_b = 0,74$ , preglednica 5.12).



Slika 5.12: Poškodovanost plastičnih členkov pri stanju blizu porušitve iz potisne analiza za (a) 8-etažni mešani sistem št. 3 in (b) 8-etažni mešani sistem št. 4.

Figure 5.12: Damage in plastic hinges at near collapse limit state based on the pushover analysis for (a) the 8-storey dual structure No.3 and (b) the 8-storey dual structure No. 4.



Slika 5.13: (a) Potisne krivulje in (b) idealizirane potisne krivulje 4-etažnega mešanega sistema (št. 1), določene na podlagi determinističnega modela in na podlagi  $N_{sim} = 40$  simulacij negotovosti z LHS.

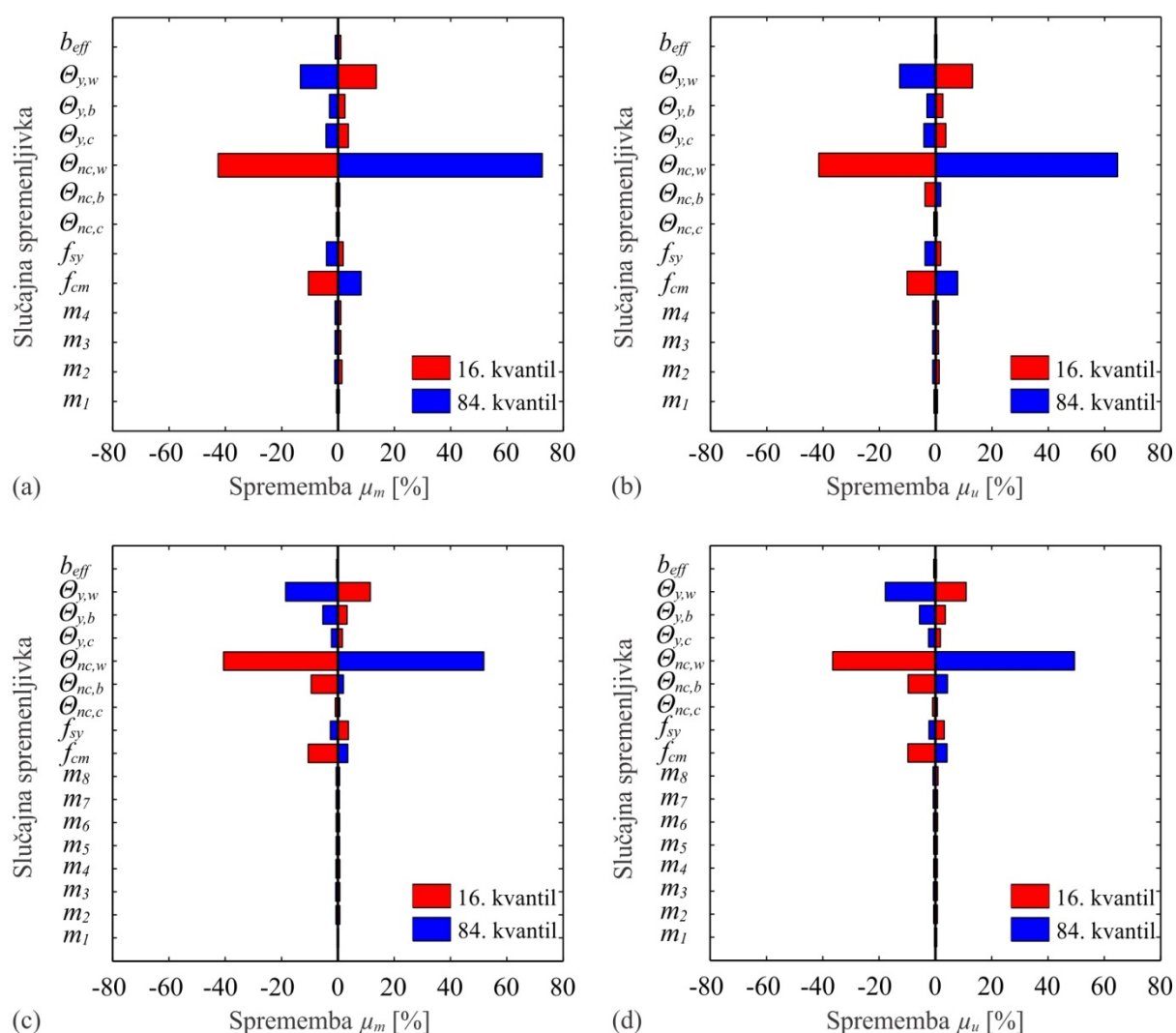
Figure 5.13: (a) Pushover curves and (b) idealized pushover curves of the 4-storey dual system (No. 1) based on the deterministic model and  $N_{sim} = 40$  simulations of modelling uncertainty with LHS.

Rezultati študije občutljivosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  na vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti kažejo, da je za obravnavane mešane sisteme porazdelitev globalnih duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  bolj podobna logaritemsko normalni kot normalni porazdelitvi. Na sliki 5.14 so prikazani rezultati študije občutljivosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  na spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk, ki jo opravimo za 4-etažni in 8-etažni mešani sistem št. 1 in 4. Iz rezultatov slike 5.14 je razvidno, da ima spreminjanje rotacije stene pri stanju blizu porušitve  $\Theta_{nc,w}$  iz mediane na 16. in 84. kvantil največji vpliv na spremembo duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  izmed vseh parametrov. Ta ugotovitev pojasnjuje podobnost statističnih lastnosti globalnih parametrov obeh tipov mešanih sistemov s statističnimi lastnostmi globalnih parametrov stenastih konstrukcij. Velik vpliv logaritemsko normalne slučajne spremenljivke  $\Theta_{nc,w}$  namreč povzroči, da je za globalni duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  značilna podobna verjetnostna porazdelitev. Za konstrukcijo št. 1, ki jo uvrstimo med mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom ( $F_{b,w}/F_b > 0,5$ ), je ugotovljeni rezultat pričakovan. Rezultati potisne analize konstrukcije št. 1 namreč pokažejo, da je mejno stanje blizu porušitve celotnega konstrukcijskega sistema zelo povezano z nastopom mejnega stanja blizu porušitve prečnega prereza ob vpetju stene (glej slika 5.11a). Ugotovljeni pojav je manj pričakovan v primeru konstrukcije št. 4, ki jo uvrstimo med mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom ( $F_{b,w}/F_b < 0,5$ ). Ne glede na to rezultati s slike 5.11b kažejo, da je tudi za to konstrukcijo značilna velika korelacija med nastopom mejnega stanja blizu porušitve stene in konstrukcije kot celote. Jasno je, da izrazitost opisanega pojava upada z zmanjševanjem razmerja prečnih sil, ki jih prenašajo stene ( $F_{b,w}/F_b$ ). Kljub temu podoben zaključek velja tudi za mešan sistem št. 3, ki ima izmed vseh testnih konstrukcij najšibkejšo steno ( $L_w = 2$  m). Poleg tega s slike 5.12 vidimo, da imajo stene ugoden učinek na potresno obnašanje okvirom ekvivalentnih sistemov (št. 3, 4), saj preprečijo nastanek etažnih mehanizmov, ki bi se lahko razvili zaradi neupoštevanja pravila načrtovanja nosilnosti stebrov in gred. Zaključimo lahko, da je obnašanje mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim sistemom, tudi do neke mere odvisno ob obnašanja sten. Omeniti velja, da so našeti zaključki dobljeni na zelo omejenem številu testnih primerov. Za mešane sisteme z manjšimi dimenzijami sten bi verjetno veljali nekoliko drugačni zaključki. Zanimiva ugotovitev študije občutljivosti je tudi, da ima pri obeh konstrukcijah spreminjanje rotacij stebrov in gred pri stanju blizu porušitve ( $\Theta_{nc,c}$  in  $\Theta_{nc,b}$ ) zelo majhen vpliv na duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Nekoliko večji vpliv rotacije  $\Theta_{nc,b}$  sicer določimo za mešani sistem št. 4 (ekvivalenten okvirnemu sistemu), vendar je



tudi pri tej konstrukciji vpliv spreminjanja vrednosti  $\Theta_{nc,b}$  manjši od vpliva spreminjanja rotacije stene na meji tečenja  $\Theta_{y,w}$  in tlačne trdnosti betona  $f_{cm}$ . Podobni zaključki veljajo tudi za mešani sistem št. 1.

Primernost logaritemsko normalne porazdelitve duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  potrjujejo tudi rezultati preizkusa Kolmogorova in Smirnova, s katerim smo preizkušali domnevo logaritemsko normalne in normalne porazdelitve duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Ničelnih domnev o porazdelitvi duktilnosti v večini primerov nismo zavrnili, vendar je bilo v primeru logaritemsko normalne porazdelitve dejansko tveganje zavrnitve ničelne domneve večje. To nakazuje, da je porazdelitev duktilnosti bolj podobna logaritemsko normalni porazdelitvi. Primernost predpostavke logaritemsko normalne porazdelitve potrjuje tudi asimetričnosti vzorcev duktilnosti, ki je v največji meri posledica vpliva logaritemsko normalne porazdelitve rotacij sten pri stanju blizu porušitve ( $\Theta_{nc,w}$ ).



Slika 5.14: Občutljivosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  na spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk za 4-etažni mešani sistem št. 1 (a, b) in za 8-etažni mešani sistem št. 4 (c,d).

Figure 5.14: Sensitivity of system ductilities  $\mu_m$  and  $\mu_u$  to the variation of the values of random variables for the dual system No. 1 (a, b) and the dual system No.4 (c, d).

Na podlagi vseh navedenih rezultatov ugotovimo, da je porazdelitev globalnih parametrov obeh tipov mešanih sistemov v splošnem bolj podobna rezultatom stenastih kot okvirnih konstrukcij. Za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, pričakujemo statistične lastnosti globalnih parametrov  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  znotraj obsega vrednosti, ki smo jih določili za okvirne in stenaste konstrukcije, vendar bližje rezultatom slednjih. Obnašanje mešanih sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom, je po drugi strani zelo podobno obnašanju stenastih sistemov, zato za te konstrukcije pričakujemo podoben obseg vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  kot za stenaste konstrukcije. V nadaljevanju predstavimo vrednosti korekcijskih faktorjev  $b_i$  (preglednica 5.13), koeficientov variacije  $c_i$  in korelacijskih koeficientov  $K_{ij}$ , ki jih določimo na podlagi potisne analize z upoštevanjem negotovosti. Za parametra  $S_{ay}$  in  $T^*$  upoštevamo normalno porazdelitev, medtem ko za parametra  $\mu_m$  in  $\mu_u$  predpostavimo logaritemsko normalno porazdelitev. V preglednicah 5.13, 5.14 in 5.15 ločimo med vrednostmi za stenam in okvirom ekvivalentne mešane sisteme (glej opombe).

V preglednici 5.13 so prikazani korekcijski faktorji  $b_i$  skupine mešanih sistemov ter pripadajoče povprečne vrednosti  $\bar{b}_i$ . Rezultati preglednice 5.13 kažejo, da so korekcijski faktorji  $b_{S_{ay}}$  in  $b_{T^*}$  vseh konstrukcij zelo blizu 1. Podoben zaključek velja tudi za vrednosti korekcijskih faktorjev  $b_{\mu_m}$  in  $b_{\mu_u}$  mešanih sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom (št. 1, 2 in 6), ki se gibljejo med 0,96 in 1,03. Povprečni vrednosti korekcijskih faktorjev  $\bar{b}_{\mu_m}$  in  $\bar{b}_{\mu_u}$  teh konstrukcij znašata približno 1,0. Zelo podobne rezultate smo določili za stenaste konstrukcije. V nasprotju s to ugotovitvijo sta vrednosti korekcijskih faktorjev  $b_{\mu_m}$  in  $b_{\mu_u}$  mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim konstrukcijam (št. 3, 4 in 5), nekoliko manjši od 1. Vrednosti  $b_{\mu_m}$  in  $b_{\mu_u}$  teh konstrukcij se gibljejo med 0,89 in 0,95. Povprečni vrednosti korekcijskih faktorjev  $\bar{b}_{\mu_m}$  in  $\bar{b}_{\mu_u}$  konstrukcij št. 3, 4 in 5 znašata 0,91 in 0,93, kar je zelo podobno vrednostma, ki smo ju določili za okvirne konstrukcije ( $b_{\mu_m} = b_{\mu_u} = 0,90$ ). Razlog nekoliko nižjih korekcijskih faktorjev  $b_{\mu_m}$  in  $b_{\mu_u}$  mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim konstrukcijam, je razviden iz rezultatov študije občutljivosti konstrukcije št. 4, ki je prikazana na slikah 5.14c in 5.14d. S slik je razvidno, da ima spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk (z izjemo spremenljivke  $\Theta_{nc,w}$ ) v povprečju večji učinek na zmanjšanje kot na povečanje duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Tega pojava ne zasledimo za mešani sistem, ekvivalenten stenastemu sistemu (št. 1), za katerega ima spreminjanje vrednosti slučajnih spremenljivk nekoliko bolj simetričen vpliv. Omeniti velja, da je glede na omejeno število testnih konstrukcij težko določiti zanesljive vrednosti korekcijskih faktorjev  $b_i$ . Kljub temu rezultati izdelane študije kažejo, da lahko za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, predlagamo uporabo korekcijskih faktorjev okvirnih konstrukcij. Za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom, pa predlagamo uporabo korekcijskih faktorjev stenastih konstrukcij.

Preglednica 5.13: Korekcijski faktorji  $b_i$  globalnih parametrov mešanih sistemov ter pripadajoče povprečne vrednosti  $\bar{b}_i$ . Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.11.

Table 5.13: The bias factors  $b_i$  of global system parameters for the dual systems, and corresponding mean values  $\bar{b}_i$ . The numbering of the structures is consistent with that in table 5.11.

Mešani sistem:	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>b</sup>	4 <sup>b</sup>	5 <sup>b</sup>	6 <sup>a</sup>	$\bar{b}_i$
$b_{S_{ay}}$	1,00	0,99	1,00	0,99	1,00	0,99	1,00
$b_{T^*}$	1,01	1,01	1,02	1,02	1,02	1,01	1,01
$b_{\mu_m}$	0,96	1,03	0,90	0,89	0,94	1,00	0,95
$b_{\mu_u}$	0,96	1,02	0,93	0,91	0,95	1,00	0,96

<sup>a</sup> Mešani sistemi, ekvivalentni stenastim sistemom.

<sup>b</sup> Mešani sistemi, ekvivalentni okvirnim sistemom.



V preglednici 5.14 prikazujemo vrednosti koeficientov variacije  $c_i$  skupine mešanih sistemov in pripadajoče povprečne vrednosti. Iz preglednice je razvidno, da sta za spektralni pospešek pri tečenju sistema  $S_{ay}$  in nihajni čas ekvivalentnega modela SDOF  $T^*$  značilni manjši vrednosti koeficientov variacije kot za duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ . Vrednosti koeficientov variacije  $c_{S_{ay}}$  in  $c_{T^*}$  celotne skupine konstrukcij se gibljejo med 0,06 in 0,10, medtem ko se vrednosti koeficientov variacije  $c_{\mu_m}$  in  $c_{\mu_u}$  gibljejo med 0,33 in 0,45. Rezultati preglednice 5.14 kažejo, da se vrednosti koeficientov variacije  $c_i$  nekoliko razlikujejo za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom (št. 1, 2 in 6), in mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom (št. 3, 4 in 5). Za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom (št. 1, 2 in 6), se vrednosti  $c_{S_{ay}}$  gibljejo med 0,06 in 0,07, medtem ko se vrednosti  $c_{T^*}$  gibljejo med 0,08 in 0,10. Zelo podobne vrednosti smo določili za stenaste konstrukcije, za katere znašata povprečni vrednosti  $\bar{c}_{S_{ay}} = 0,06$  in  $\bar{c}_{T^*} = 0,11$ . Podoben zaključek velja tudi za vrednosti koeficientov variacije  $c_{\mu_m}$  in  $c_{\mu_u}$ , ki se gibljejo med 0,41 in 0,45, kar je znotraj obsega vrednosti, ki smo jih določili za stenaste konstrukcije. Povprečni vrednosti koeficientov variacije  $\bar{c}_{\mu_m} = 0,44$  in  $\bar{c}_{\mu_u} = 0,42$  konstrukcij št. 1, 2 in 6 se dobro ujemata s povprečnima vrednostma skupine stenastih konstrukcij ( $\bar{c}_{\mu_m} = \bar{c}_{\mu_u} = 0,43$ ). Zaključimo lahko, da so za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom, značilne zelo podobne vrednosti koeficientov variacije  $c_i$  kot za stenaste konstrukcije. V nasprotju s to ugotovitvijo so vrednosti koeficientov variacije mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim sistemom (št. 3, 4 in 5), nekoliko bolj podobne vrednostim okvirnih konstrukcij. Koeficienta variacije  $c_{S_{ay}}$  in  $c_{T^*}$  teh konstrukcij znašata 0,07 in 0,08, kar je zelo podobno vrednostma, ki smo ju določili za okvirne konstrukcije, t.j.  $c_{S_{ay}} = c_{T^*} = 0,08$ . Po drugi strani so za konstrukcije št. 3, 4 in 5 značilne precej večje vrednosti koeficientov variacije  $c_{\mu_m}$  in  $c_{\mu_u}$  kot za okvirne konstrukcije ( $c_{\mu_m} = 0,27$  in  $c_{\mu_u} = 0,21$ ). Vrednosti koeficientov variacije duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  se namreč gibljejo med 0,38 in 0,40 v primeru  $c_{\mu_m}$  ter med 0,33 in 0,36 v primeru  $c_{\mu_u}$ . Povprečni vrednosti  $\bar{c}_{\mu_m}$  in  $\bar{c}_{\mu_u}$  konstrukcij št. 3, 4 in 5 znašata 0,39 in 0,35. Te vrednosti so pričakovano med rezultati, ki smo jih določili za okvirne in stenaste konstrukcije. Kljub vsemu so vrednosti  $c_{\mu_m}$  in  $c_{\mu_u}$  teh sistemov za približno 50 % večje od vrednosti sodobnih okvirov ( $c_{\mu_m} = 0,27$  in  $c_{\mu_u} = 0,21$ ) in le od 10 do 20 % manjše od vrednosti stenastih konstrukcij. Iz tega je razvidno, da so koeficienti variacije  $c_{\mu_m}$  in  $c_{\mu_u}$  mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim sistemom, vseeno bolj podobne rezultatom stenastih kot okvirnih konstrukcij. Večje vrednosti koeficientov variacije duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  so v največji meri posledica dodatnega vira negotovosti, ki je povezan z napovedovanjem rotacijskih kapacitet sten, za katere je značilna velika negotovost. Kot smo razložili imajo stene relativno pomemben vpliv tudi na potresni odziv mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim sistemom, zato opisani vir negotovosti precej poveča raztros globalnih duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  v primerjavi z vrednostmi okvirnih konstrukcij.

Preglednica 5.14: Koeficienti variacije  $c_i$  globalnih parametrov mešanih sistemov ter pripadajoče povprečne vrednosti  $\bar{c}_i$ . Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.11.

Table 5.14: Coefficients of variation  $c_i$  of global system parameters for the dual systems, and corresponding mean values  $\bar{c}_i$ . The numbering of the structures is consistent with that in table 5.11.

Mešani sistem:	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>b</sup>	4 <sup>b</sup>	5 <sup>b</sup>	6 <sup>a</sup>	$\bar{c}_i$
$c_{S_{ay}}$	0,07	0,06	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
$c_{T^*}$	0,08	0,10	0,07	0,08	0,08	0,09	0,08
$c_{\mu_m}$	0,43	0,44	0,40	0,38	0,38	0,45	0,41
$c_{\mu_u}$	0,41	0,43	0,33	0,35	0,36	0,43	0,39

<sup>a</sup> Mešani sistemi, ekvivalentni stenastim sistemom.

<sup>b</sup> Mešani sistemi, ekvivalentni okvirnim sistemom.

V preglednici 5.15 prikažemo še vrednosti koeficientov korelacije globalnih parametrov  $K_{ij}$  skupine mešanih sistemov. Podobno kot pri okvirnih in stenastih konstrukcijah tudi pri mešanih sistemi največje vrednosti korelacijskih koeficientov zasledimo med spremenljivkama  $S_{ay}$  in  $T^*$  ( $K_{S_{ay},T^*}$ ) ter med spremenljivkama  $\mu_m$  in  $\mu_u$  ( $K_{\mu_m,\mu_u}$ ). Rezultati preglednice 5.15 kažejo, da uvrstitev mešanih sistemov kot ekvivalentne okvirnim ali stenastim sistemom ne vpliva na vrednosti koeficientov korelacije  $K_{S_{ay},T^*}$  in  $K_{\mu_m,\mu_u}$ , ki se relativno malo spreminjajo med posameznimi konstrukcijami. Vrednosti korelacijskega koeficienta  $K_{S_{ay},T^*}$  se gibljejo med  $-0,69$  in  $-0,52$ . Povprečna vrednost korelacijskega koeficienta celotne skupine konstrukcij znaša  $-0,62$ , kar je zelo podobno vrednosti, ki smo jo določili za stenaste konstrukcije ( $K_{S_{ay},T^*} = -0,60$ ). Najnižjo vrednost koeficienta korelacije  $K_{S_{ay},T^*} = -0,52$  zasledimo pri mešanem sistemu št. 3, ki ima izmed vseh konstrukcij najnižjo vrednost razmerja med nosilnostjo sten in nosilnostjo celotne stavbe. Ta vrednost je zelo podobna povprečni vrednosti koeficientov korelacije skupine sodobnih in obstoječih okvirov, t.j.  $K_{S_{ay},T^*} = -0,50$ . Za korelacijski koeficient  $K_{\mu_m,\mu_u}$  je značilno še manjše spreminjanje vrednosti med posameznimi konstrukcijami kot za korelacijski koeficient  $K_{S_{ay},T^*}$ . Vrednosti  $K_{\mu_m,\mu_u}$  se namreč gibljejo med  $0,98$  in  $1,0$ . Iz tega je razvidno, da sta duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  mešanih sistemov praktično popolnoma povezani. Zelo podoben rezultat smo določili za skupino stenastih konstrukcij, le da je bila stopnja povezanosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  še nekoliko večja. Preostali korelacijski koeficienti zavzemajo nižje vrednosti. Povprečni vrednosti obeh korelacijskih koeficientov  $K_{S_{ay},\mu_m}$  in  $K_{S_{ay},\mu_u}$  znašata  $-0,36$ . Še nižji povprečni vrednosti določimo za korelacijska koeficienta  $K_{T^*,\mu_m}$  in  $K_{T^*,\mu_u}$ , ki znašata  $0,15$ .

Preglednica 5.15: Korelacijski koeficienti  $K_{ij}$  globalnih parametrov mešanih sistemov ter pripadajoče povprečne vrednosti  $\bar{K}_{ij}$ . Oznake konstrukcij so skladne s tistimi iz preglednice 5.11.

Table 5.15: Correlation coefficients  $K_{ij}$  of global system parameters for the dual systems, and corresponding mean values  $\bar{K}_{ij}$ . The numbering of the structures is consistent with that in table 5.11.

Mešani sistem:	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>b</sup>	4 <sup>b</sup>	5 <sup>b</sup>	6 <sup>a</sup>	$\bar{K}_{ij}$
$K_{S_{ay},T^*}$	-0,63	-0,60	-0,52	-0,69	-0,61	-0,66	-0,62
$K_{S_{ay},\mu_m}$	-0,36	-0,27	-0,39	-0,43	-0,32	-0,44	-0,37
$K_{S_{ay},\mu_u}$	-0,36	-0,27	-0,41	-0,41	-0,29	-0,41	-0,36
$K_{T^*,\mu_m}$	0,22	0,25	0,00	0,19	0,02	0,15	0,14
$K_{T^*,\mu_u}$	0,23	0,24	0,01	0,18	0,07	0,17	0,15
$K_{\mu_m,\mu_u}$	0,99	1,00	0,99	1,00	0,98	0,98	0,99

<sup>a</sup> Mešani sistemi, ekvivalentni stenastim sistemom.

<sup>b</sup> Mešani sistemi, ekvivalentni okvirnim sistemom.

Na podlagi pridobljenih rezultatov zaključimo, da je potresni odziv mešanih sistemov izrazito odvisen od razmerja prečnih sil, ki jih prenašajo stene in okviri v neelastičnem območju. Glede na ta kriterij ločimo mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom, in mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom. Poudariti velja, da je razmerje prečnih sil, ki jih prenašajo okviri in stene v neelastičnem območju precej drugačno od začetnega (elastičnega) razmerja, zato je pomembno, da razvrstitev sistemov opravimo na podlagi rezultatov nelinearne statične (potisne) analize. V doktorski disertaciji predlagamo, da se razvrstitev mešanih sistemov opravi na podlagi razmerja prečnih sil, ki jih prenašajo okviri in stene pri stanju pred začetkom mehčanja konstrukcije, t.j. pri pomiku idealizirane potisne krivulje na meji mehčanja  $D_m$ . Med mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom, uvrstimo sisteme, za katere je razmerje prečnih sil, ki jih prenašajo stene v neelastičnem območju, večje od 50 % ( $F_{b,w}/F_b > 0,50$ ). Mešane sisteme z razmerjem  $F_{b,w}/F_b$  manjšim od 50 % uvrstimo med mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom ( $F_{b,w}/F_b < 0,50$ ).

Za razliko od okvirnih in stenastih konstrukcij, smo študijo tipičnih vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  mešanih sistemov opravili na relativno majhnem vzorcu testnih konstrukcij, zato je za probabilistični model SDOF mešanih sistemov značilna manjša zanesljivost rezultatov kot za ostale konstrukcijske sisteme. Na podlagi izdelanih parametričnih študij ugotovimo, da so verjetnostne porazdelitve globalnih parametrov mešanih sistemov v splošnem nekoliko bolj podobne vrednostim, ki smo jih določili za stenaste konstrukcije. Za oba tipa mešanih sistemov smo namreč ugotovili, da imajo stene relativno pomemben vpliv na potresno obnašanje obravnavanih sistemov. Za mešane sisteme z manjšimi dimenzijami sten bi verjetno veljali nekoliko drugačni zaključki. Rezultati izdelanih študij kažejo, da so za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom, značilne zelo podobne vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  kot za stenaste konstrukcije. Na podlagi te ugotovitve predlagamo, da se poenostavljena analiza teh sistemov s predlaganim postopkom opravi z uporabo probabilističnega modela SDOF stenastih konstrukcij (preglednica 5.10). Po drugi strani so za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, značilne vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  znotraj obsega rezultatov, ki smo jih določili za okvirne in stenaste konstrukcije, vendar bližje rezultatom slednjih. Glede na omejeno število testnih konstrukcij takega tipa (3 primere) je težko določiti zanesljive statistične lastnosti globalnih parametrov  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$ . Za natančnejšo oceno tipičnih vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  teh konstrukcijskih sistemov bi bilo potrebno opraviti dodatne parametrične študije z uporabo širšega nabora testnih konstrukcij. Kljub vsemu se zdi, da bi lahko za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, predlagali uporabo podobnih korekcijskih faktorjev  $b_i$  kot za okvirne konstrukcij. Po drugi strani so za te konstrukcije značilne približno 50 % večje vrednosti koeficientov variacije duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  kot za sodobne okvire. Povprečni vrednosti obravnavanih testnih primerov znašata  $\bar{c}_{\mu_m} = 0,39$  in  $\bar{c}_{\mu_u} = 0,35$ . Večje vrednosti koeficientov variacije duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  mešanih sistemov v primerjavi z okvirnimi konstrukcijami so v največji meri posledica dodatnega vira negotovosti, ki je povezan z napovedovanjem rotacijske kapacitete stene, za katero je značilna velika negotovost. Na podlagi analize korelacijskih koeficientov  $K_{ij}$  ugotovimo, da sta za oba tipa mešanih sistemov značilne podobne vrednosti kot za stenaste konstrukcije. Samo dva korelacijska koeficienta se izkažeta za pomembna, to sta korelacijska koeficienta  $K_{S_{ay}, T^*}$  in  $K_{\mu_m, \mu_u}$ . Vrednosti korelacijskega koeficienta  $K_{\mu_m, \mu_u}$  so zelo blizu vrednosti 1, kar pomeni, da sta duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  mešanih sistemov skoraj popolnoma povezani. Podobno kot pri stenastih konstrukcijah lahko vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti mešanih sistemov približno simuliramo na podlagi verjetnostnih porazdelitev treh globalnih parametrov ( $S_{ay}$ ,  $T^*$  in  $\mu_u$ ) in koeficienta viskoznega dušenja ( $\zeta$ ). Verjetnostno porazdelitev spremenljivke  $\mu_m$  namreč opišemo na podlagi verjetnostne porazdelitve duktilnosti  $\mu_u$  in razmerja duktilnosti  $\mu_m/\mu_u$ , ki ga določimo na podlagi potisne analize determinističnega modela. Omeniti velja, da smo pri stenastih konstrukcijah določili večjo povezanost duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$ , zato sta obe duktilnosti imeli enaki vrednosti koeficientov variacije. Pri mešanih sistemih se koeficienta variacije duktilnost  $\mu_m$  in  $\mu_u$  razlikujeta za 10 %, zato lahko na podlagi spremenljivke  $\mu_u$  le približno opišemo verjetnostno porazdelitev duktilnosti  $\mu_m$ . V poglavju 6.1.3 bomo pokazali, da lahko s predlaganim postopkom kljub tej poenostavitvi precej dobro napovemo parametra odziva obravnavanih mešanih sistemov pri stanju blizu porušitve. Spomnimo se tudi, da zaradi poenostavljene idealizacije potisnih krivulj (trilinearna ovojnica) predlagani probabilistični model SDOF ni primeren za simulacijo potresnega odziva v okolici porušitve konstrukcije. Na podlagi vseh navedenih ugotovitev predlagamo, da se poenostavljena analiza potresnega odziva mešanih sistemov s predlaganim postopkom opravi z uporabo prvih momentov slučajnih spremenljivk ( $\bar{x}_i$  ali  $\tilde{x}_i$ ), koeficientov variacije  $c_i$  in korelacijske matrike globalnih parametrov iz preglednice 5.16.

Preglednica 5.16: Probabilistični model SDOF za poenostavljeno analizo sodobnih mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim in stenastim sistemom.

Table 5.16: The probabilistic SDOF model for simplified analysis of code-conforming frame-equivalent and wall-equivalent dual systems.

Mešani sistem:	Ekvivalenten okvirnemu sistemu		Ekvivalenten stenastemu sistemu		Verjetnostna porazdelitev	Korelacijska matrika globalnih parametrov			
	$\bar{x}_i$ ali $\tilde{x}_i$	$c_i$	$\bar{x}_i$ ali $\tilde{x}_i$	$c_i$		$S_{ay}$	$T$	$\mu_u$	
$S_{ay}$	$1,0 S_{ay,d}$	0,08	$1,0 S_{ay,d}$	0,06	normalna	$S_{ay}$	1	-0,6	0
$T^*$	$1,0 T_d^*$	0,08	$1,0 T_d^*$	0,11	normalna	$T$	-0,6	1	0
$\mu_u$	$0,9 \mu_{u,d}$	0,35	$1,0 \mu_{u,d}$	0,43	logaritemsko normalna	$\mu_u$	0	0	1

## 6 ANALIZA POTRESNEGA ODZIVA TESTNIH KONSTRUKCIJ Z UPOŠTEVANJEM NEGOTOVOSTI

V prvem delu poglavja (poglavje 6.1) določamo potresni odziv testnih konstrukcij (okvirni, stenastih in mešanih) z uporabo različnega nivoja natančnosti postopkov. Za določanje potresnega odziva uporabimo metodologijo iz poglavja 2.3. Uporabljene postopke označimo po naraščajočem vrstnem redu natančnosti od L1 do L3. Predlagano metodo označimo z L1, saj je izmed uporabljenih postopkov najmanj natančna. Po natančnosti ji sledi postopek razširjene SDOF-IDA, ki ga označimo z L2. S tema dvema postopkoma določimo potresni odziv vseh testnih konstrukcij. Za izbrane konstrukcije rezultate poenostavljenih postopkov kontroliramo tudi z uporabo natančnejšega postopka, t.j. z razširjeno IDA, ki ga označimo z L3. Prvi del poglavja tako služi kontroli predlagane metode za poenostavljeno določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti. V drugem delu poglavja se osredotočimo na obravnavo raztrosa potresnega odziva testnih konstrukcij. Glavni cilj doktorske disertacije je namreč določitev tipičnih vrednosti raztrosa potresnega odziva okvirnih, stenastih in mešanih sistemov. Te vrednosti predlagamo v poglavju 6.2 na podlagi detaljne analize rezultatov skupine testnih konstrukcij. Potresni odziv in analizo vrednosti raztrosa odziva opravimo po smiselni sklopih, t.j. po posameznih konstrukcijskih sistemih: okvirnih (poglavji 6.1.1 in 6.2.1), stenastih (poglavji 6.1.2 in 6.2.2) in mešanih sistemih (6.1.3 in 6.2.3). V študijah uporabimo skupine testnih konstrukcij iz poglavja 3.1.

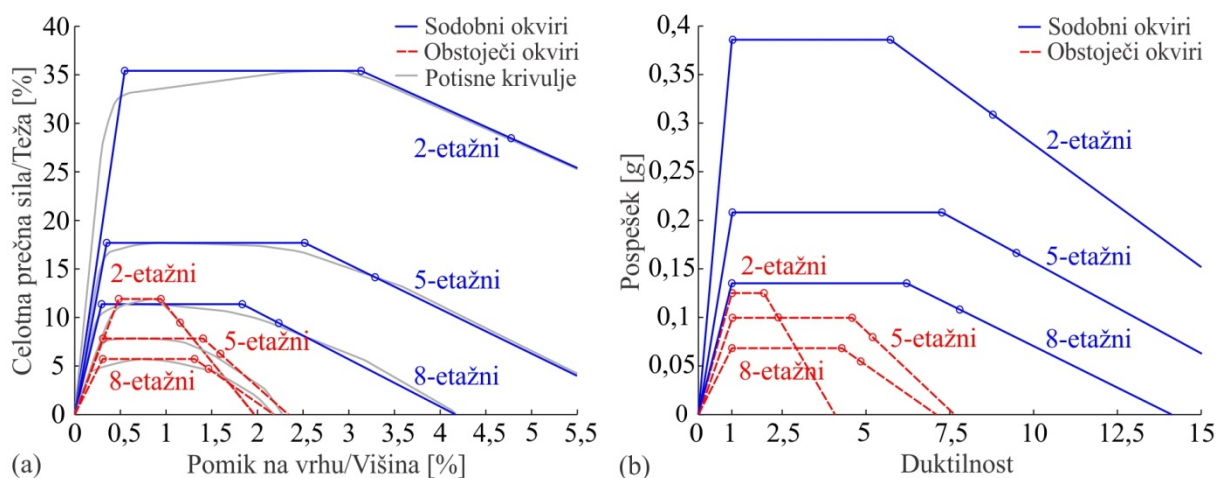
### 6.1 Predstavitev rezultatov analize potresnega odziva testnih konstrukcij

V tem poglavju prikažemo rezultate potresnega odziva testnih konstrukcij, ki smo jih določili z uporabo postopkov L1, L2 in L3. Potresni odziv konstrukcij izrazimo z mediano spektralnega pospeška pri izbranem mejnem stanju  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in s standardno deviacijo naravnih logaritmov spektralnega pospeška pri izbranem mejnem stanju  $\beta_{LS,RU}$ . V študiji obravnavamo dve mejni stanji konstrukcij, t.j. mejno stanje blizu porušitve (NC) in stanje porušitve konstrukcije (C). Za mejno stanje blizu porušitve predpostavimo, da nastopi pri pomiku na vrhu konstrukcije, ki ustreza 20% padcu nosilnosti konstrukcije na podlagi potisne analize. Za porušitev konstrukcije predpostavimo, da sovpada s stanjem dinamične nestabilnosti konstrukcijskega modela (postopek L3) oziroma sistema z eno prostostno stopnjo (postopka L1 in L2). Rezultate potresnega odziva predstavimo ločeno po posameznih konstrukcijskih sistemih. V poglavju 6.1.1 predstavimo parametre potresnega odziva okvirnih konstrukcij, v poglavjih 6.1.2 in 6.1.3 pa še stenastih in mešanih sistemov. Študijo potresnega odziva obravnavanih sistemov opravimo na skupinah testnih konstrukcij iz poglavja 3.1. Potresni odziv celotne skupine konstrukcij določimo z uporabo predlagane metode (L1) in razširjene SDOF-IDA (L2). Rezultate poenostavljenih postopkov kontroliramo z uporabo natančnejšega postopka, t.j. postopka razširjene IDA (L3), vendar postopek L3 ne opravimo za celotno skupino konstrukcij, ampak le za izbrane primere. V uvodnem delu podpoglavij 6.1.1, 6.1.2 in 6.1.3 zato najprej predstavimo in opišemo rezultate potresnega odziva izbranih konstrukcij, ki služijo kontroli postopkov L1 in L2. Na izbranih primerih razložimo tudi postopek določanja potresnega s predlaganim postopkom. V drugem delu poglavij predstavimo rezultate celotne skupine testnih konstrukcij, ki smo jih določili s postopkoma L1 in L2. Zaključni del poglavij je namenjen obširnejši analizi in komentarju natančnosti predlagane metode.

### 6.1.1 Okvirne konstrukcije

Potresni odziv sodobnih in obstoječih okvirov določimo z uporabo različnega nivoja natančnosti postopkov. Predlagano metodo (L1) in razširjeno SDOF-IDA(L2) opravimo za celotno skupino testnih konstrukcij, postopek razširjene IDA (L3) pa le za tri sodobne in tri obstoječe okvire z zaporednimi številkami 1, 2 in 3. Iz navedenega razloga rezultate študije potresnega odziva testnih konstrukcij predstavimo v dveh korakih. V uvodnem delu poglavja najprej prikažemo primerjavo rezultatov izbranih okvirov, ki služi validaciji postopkov L1 in L2 z rezultati najnatančnejšega postopka L3. Na teh primerih prikažemo tudi postopek določanja potresnega odziva s predlagano metodo, ki smo ga opisali v poglavju 2.2.2. V drugem delu poglavja predstavimo še rezultate celotne skupine testnih konstrukcij, ki jih določimo z uporabo postopkov L1 in L2.

Prvi korak predlagane metode za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti je izdelava potisne analize determinističnih modelov testnih konstrukcij in določitev vrednosti globalnih parametrov  $x_{i,d}$ . Pri sodobnih okvirih uporabimo klasično potisno analizo, medtem ko za obstoječe okvire uporabimo postopek iterativne potisne analize, s katerim na približen način zajamemo strižne porušitve stebrov. Primer potisnih krivulj, idealiziranih potisnih krivulj in diagramov kapacitete je prikazan na sliki 6.1, na kateri so predstavljeni rezultati 2-etažnih, 5-etažnih in 8-etažnih sodobnih ter obstoječih okvirov (št. 1, 2 in 3). Obravnavani obstoječi okviri niso občutljivi na strižne porušitve stebrov ( $UR_s < 1$ ), zato rezultati iterativne potisne analize sovpadajo z rezultati klasične potisne analize. Iz rezultatov slike 6.1 je razvidno, da imajo obstoječi okviri precej manjšo nosilnosti in deformacijsko kapaciteto kot sodobni okviri. Zanimiva je primerjava pospeškov na meji tečenja prikazanih konstrukcij  $S_{ay,d}$ , ki padajo z naraščanjem števila etaž oziroma z naraščanjem nihajnega časa konstrukcij  $T^*$ . Rezultat je posledica oblike projektne spektra za dimenzioniranje sodobnih okvirov, ki pada z naraščanjem nihajnega časa. Podoben trend rezultatov je značilen tudi za obstoječe okvire, čeprav smo pri dimenzioniranju obstoječih okvirov upoštevali konstantno vrednosti projektne pospeška 2 % teže. Za vse sodobne okvire ne glede na različne vrednosti  $S_{ay,d}$  določimo podobne duktilnosti (slika 6.1b). Nekoliko drugačen zaključek je značilen za obstoječe okvire, saj po duktilnosti izrazito odstopajo rezultati 2-etažnega okvira, za katerega smo določili etažni mehanizem.



Slika 6.1: (a) Potisne krivulje, idealizirane potisne krivulje in (b) diagrami kapacitete 2-etažnih, 5-etažnih in 8-etažnih sodobnih ter obstoječih okvirov (št. 1, 2 in 3).

Figure 6.1: (a) The pushover curves, idealized pushover curve and (b) capacity diagrams of the 2-storey, 5-storey and 8-storey code-conforming and old frames (No. 1, 2 and 3).

Naslednji korak predlaganega postopka je določitev tipa plastičnega mehanizma in relevantne vrednosti normirane osne sile stebrov  $v_{\max}$ . Vrednost  $v_{\max}$  izbranih okvirov določimo kot maksimalno vrednost vseh stebrov, saj imajo vsi stebri enak prečni prerez. Za sodobne okvire (št. 1, 2 in 3) in obstoječi 5-etažni ter 8-etažni okvir (št. 2 in 3) določimo globalne plastične mehanizme, zato te okvire definiramo kot občutljive na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti. Pri 2-etažnem obstoječem okviru (št. 1) določimo etažni mehanizem in nizko vrednost normirane osne sile stebrov ( $v_{\max} \leq 0,25$ ), zato okvir definiramo kot neobčutljiv na spreminjanje plastičnega mehanizma. Na podlagi zaključkov potisne analize za izbrane konstrukcije upoštevamo statistične lastnosti globalnih parametrov  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  iz preglednice 5.5.

Na ta način za obravnavane okvire razvijemo probabilistične modele SDOF, s katerimi določamo potresni odziv konstrukcij. Naslednji korak predlaganega postopka je generacija skupine  $N_{sim}$  modelov SDOF, s katerimi zajamemo vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti. Potresni odziv testnih konstrukcij določamo z razširjeno IDA probabilističnega modela SDOF, tako da postopek IDA opravimo za skupino  $N_{sim}$  modelov in skupino potresnih zapisov  $N_{gm}$ . Rezultat razširjene IDA sta parametra odziva konstrukcije  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$ , ki zajemata celoten vpliv negotovosti, tako zaradi slučajnosti potresne obtežbe kot modelnih in fizikalnih negotovosti.

Primerljivosti rezultatov predlaganega postopka (L1) in ostalih postopkov (L2, L3) zagotovimo tako, da potresni odziv testnih konstrukcij določimo z uporabo istih histereznih pravil in istega modela dušenja za konstrukcijski model in modele SDOF. V doktorski disertaciji potresni odziv določamo z uporabo histereznih pravil materiala *hysteretic*, ki so vgrajena v program OpenSees (McKenna in Fenves, 2007), in Reyleighevega dušenja, proporcionalnega masni in zadnji uspešno izračunani togostni matriki konstrukcije. Pri postopkih L2 in L3 parametra Reyleighevega dušenja  $\alpha_m$  in  $\beta_{k,comm}$  določimo na podlagi prvih dveh nihajnih časov konstrukcijskega modela  $T_1$  in  $T_2$  ter pripadajočega koeficienta kritičnega dušenja  $\zeta$ . Predlagana metoda (L1) temelji na določanju potresnega odziva s probabilističnim modelom SDOF, za katerega imamo v posamezni simulaciji na razpolago le nihajni čas ekvivalentnega modela SDOF  $T^*$ . Pri postopku L1 zato parametra  $\alpha_m$  in  $\beta_{k,comm}$  ocenimo na podlagi razmerij nihajnih časov  $T_1/T^*$  in  $T_2/T^*$ , za kateri predpostavimo, da sta konstantni v vseh simulacijah. Relevantni vrednosti  $T_1/T^*$  in  $T_2/T^*$  ocenimo na podlagi rezultatov determinističnega modela konstrukcije. Rezultati študije negotovosti so pokazali, da imata razmerji približno enaki vrednosti, kot jih določimo za deterministični model, in se hkrati malo spreminjata med simulacijami ( $CV \approx 0,05$ ).

Predlagani postopek (L1) in razširjena SDOF-IDA (L2) temeljita na določanju potresnega odziva na nivoju modela SDOF. Postopka L1 in L2 sta zato približna, vendar omogočata precejšnje zmanjšanje računskega časa v primerjavi z razširjeno IDA (L3). Poudariti velja, je potresni odziv obstoječih okvirov odvisen tudi od vpliva strižnih porušitev stebrov, ki ga pri postopku L3 ne zajamemo. Pri predlaganem postopku vpliv strižnih porušitev stebrov zajamemo posredno preko statističnih lastnosti globalnih parametrov, ki jih določimo na podlagi parametrične študije skupine testnih konstrukcij z iterativno potisno analizo. Tudi pri postopku L2 vpliv strižnih porušitev stebrov zajamemo z iterativno potisno analizo. Iz navedenega sklepamo, da neposredna primerjava rezultatov postopkov L1 in L3 ter L2 in L3 ni merodajna za obstoječe okvire. S tega stališča postopek L2 zagotavlja najnatančnejši opis potresnega odziva obstoječih okvirov.

Pri vseh treh postopkih vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti vpeljemo z analizo skupine konstrukcijskih modelov, ki jih generiramo z metodo LHS (poglavje 2.1). Prednost predlaganega

postopka je, da se vpliv negotovosti vpelje direktno na nivoju modela SDOF, zato predlagani postopek ne predvideva simulacij negotovosti na nivoju konstrukcijskega modela. Poleg tega predlagani postopek (L1) omogoča tudi zmanjšanje potrebnega števila simulacij pri postopku LHS. Simulacije vpliva negotovosti namreč izvajamo na probabilističnem modelu SDOF, ki ima bistveno manjše število slučajnih spremenljivk kot konstrukcijski model. Iz primerjalnih razlogov za izbrane primere uporabimo dve različni števili simulacij pri predlaganem postopku, t.j.  $N_{sim} = 10$  in  $N_{sim} = 30$  simulacij. Za določanje potresnega odziva testnih konstrukcij s postopkoma L2 in L3 uporabimo isti vzorec slučajnih spremenljivk. Na ta način vnaprej izločimo napako, ki nastane zaradi uporabe poenostavljenega postopka vzorčenja slučajnih spremenljivk z LHS. V odvisnosti od števila vhodnih spremenljivk pri postopki L2 in L3 uporabimo  $N_{sim} = 30$  (za 2- in 5-etažne okvire) in  $N_{sim} = 40$  simulacij (za 8-etažna okvira). Primerjavo rezultatov potresnega odziva sodobnih in obstoječih okvirov (št. 1, 2 in 3) predstavimo v preglednici 6.1. Poleg parametrov odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$ , ki jih določimo z uporabo postopkov L1, L2 in L3, preglednica vsebuje tudi pripadajoča odstopanja median in raztrosov odziva ( $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$ ). Rezultati predlaganega postopka iz preglednice 6.1 so določeni z uporabo  $N_{sim} = 10$  simulacij.

Rezultati preglednice 6.1 kažejo, da predlagani postopek (L1) v primerjavi s postopkom L3 običajno rahlo podceni mediano odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  sodobnih okvirov (št. 1, 2 in 3). Odstopanja median odziva sodobnih okvirov se gibljejo med  $-11$  in  $+5$  %. Povprečna vrednost odstopanj  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  sodobnih okvirov znaša  $-7$  %, kar pomeni, da so rezultati predlaganega postopka v povprečju na varni strani. Večja odstopanja (tudi do  $-25$  %) so značilna za obstoječe okvire, vendar postopka L1 in L3 nista direktno primerljiva, saj postopek L3 ne zajema vpliva strižnih porušitev stebrov. Vpliv le-teh lahko približno ocenimo s primerjavo vrednosti  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  postopkov L2 in L3. Rezultati kažejo, da lahko strižne porušitve stebrov zmanjšajo mediano odziva obstoječih okvirov za 10 do 20 %. Za podoben odstotek lahko povečajo tudi raztros potresnega odziva. Poudariti velja, da ugotovljeni zaključki veljajo za obstoječe okvire, ki niso občutljivi na strižne porušitve stebrov na podlagi potisne analize determinističnega modela ( $UR_s < 1$ ). Rezultati dodatnih študij so namreč pokazali, da je za strižno občutljive okvire lahko vpliv strižnih porušitev še izrazitejši.

Odstopanja raztrosa odziva  $\Delta\beta_{LS,RU}$  sodobnih okvirov nakazujejo, da predlagani postopek (L1) nekoliko preceni raztros odziva, ki ga določimo z najnatančnejšim postopkom L3. Za 2-etažni okvir znaša odstopanje raztrosa odziva postopkov L1 in L3 pri mejnem stanju C  $+4$  %. Pri 5- in 8-etažnih okvirih se odstopanja povečajo na  $+19$  % in  $+21$  % (mejno stanje C). Manjša odstopanja so značilna za mejno stanje blizu porušitve (NC) ( $-4$  % do  $+10$  %). Pridobljeni rezultati kažejo, da napaka predlaganega postopka narašča z naraščanjem števila etaž obravnavanih okvirov in z naraščanjem intenzitete potresne obtežbe. Ugotovljen pojav je posledica dveh razlogov. Prvi razlog je, da so upoštevani koeficienti variacije globalnih duktilnosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  za konstrukcije z daljšimi nihajnimi časi običajno precenjeni. Vpliv te napake lahko približno ocenimo s primerjavo vrednosti raztrosa odziva postopkov L2 in L3. Z izločitvijo te napake, se odstopanje raztrosa pri mejnem stanju C zmanjša na  $+6$  % za 2-etažni okvir, na  $+10$  % za 5-etažni okvir in na  $+14$  % za 8-etažni okvir. Ta odstopanja so posledica poenostavljenega določanja potresnega odziva na nivoju modela SDOF, ki ni sposoben zajeti spremembe plastičnega mehanizma konstrukcije v odvisno od potresnega zapisa in intenzitete potresne obtežbe.

Iz primerjave rezultatov L1 in L2 vidimo, da predlagani postopek običajno privede do rahlo konservativnih ocen mediane odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  tako sodobnih kot obstoječih okvirov. Edina izjema je obstoječi 5-etažni okvir, za katerega znaša odstopanja median odziva  $+7$  % in  $+8$  %. Odstopanja



$\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  sodobni in obstoječih okvirov se gibljejo med  $-7\%$  do  $+8\%$ . Povprečno odstopanje mediane odziva med postopkoma L1 in L2 za obravnavane okvire znaša le  $-2\%$ . Odstopanja postopkov L1 in L2 so v največji meri odvisna od razlik med dejanskimi in upoštevanimi statističnih lastnostmi globalnih parametrov. V preglednici 6.2 v ta namen predstavimo primerjavo vrednosti parametrov  $b_i$  in  $c_i$  globalnih duktilnosti ( $\mu_m$  in  $\mu_u$ ), za katere smo na podlagi parametrične študije ugotovili, da sta parametra z največjim vplivom na odziv konstrukcije v okolici njene porušitve.

Preglednica 6.1: Primerjava parametrov odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$  ter pripadajočih odstopanj  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$  med postopki L1, L2 in L3 za 2-etažna (št. 1), 5-etažna (št. 2) in 8-etažna (št. 3) sodobna ter obstoječa okvira.

Table 6.1: Comparison of response parameters  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\beta_{LS,RU}$ , and corresponding percentage differences  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\Delta\beta_{LS,RU}$  between procedures L1, L2 and L3 for the 2-storey (No. 1), 5-storey (No. 2) and 8-storey (No. 3) code-conforming and old frames.

Sodobni okviri:	$\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [g]			$\beta_{LS,RU}$			$\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [%]			$\Delta\beta_{LS,RU}$ [%]			
	L1	L2	L3	L1	L2	L3	L1/L2	L1/L3	L2/L3	L1/L2	L1/L3	L2/L3	
Št. 1	NC	1,94	2,09	2,19	0,43	0,45	0,45	-7	-11	-5	-4	-4	0
	C	2,98	3,20	2,84	0,52	0,53	0,50	-7	5	13	-2	4	6
Št. 2	NC	1,22	1,25	1,37	0,46	0,44	0,42	-2	-11	-9	5	10	5
	C	1,74	1,74	1,83	0,50	0,46	0,42	0	-5	-5	9	19	10
Št. 3	NC	0,87	0,89	0,97	0,43	0,42	0,40	-2	-10	-8	2	7	5
	C	1,23	1,26	1,33	0,52	0,49	0,43	-2	-8	-5	6	21	14

Obstoječi okviri:	$\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [g]			$\beta_{LS,RU}$			$\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [%]			$\Delta\beta_{LS,RU}$ [%]			
	L1 <sup>a</sup>	L2 <sup>a</sup>	L3 <sup>b</sup>	L1 <sup>a</sup>	L2 <sup>a</sup>	L3 <sup>b</sup>	L1/L2	L1/L3*	L2/L3*	L1/L2	L1/L3*	L2/L3*	
Št. 1	NC	0,24	0,25	0,28	0,26	0,29	0,29	-4	-14	-11	-10	-10	0
	C	0,29	0,31	0,36	0,34	0,34	0,38	-6	-19	-14	0	-11	-11
Št. 2	NC	0,40	0,37	0,45	0,43	0,48	0,37	8	-11	-18	-10	16	30
	C	0,48	0,45	0,64	0,51	0,52	0,44	7	-25	-30	-2	16	18
Št. 3	NC	0,33	0,33	0,39	0,44	0,44	0,39	0	-15	-15	0	13	13
	C	0,40	0,41	0,49	0,52	0,50	0,42	-2	-18	-16	4	24	19

<sup>a</sup> Strižne porušitve stebrov obstoječih okvirov so simulirane na približen način z iterativno potisno analizo.

<sup>b</sup> Strižne porušitve stebrov niso upoštevane pri določanju potresnega odziva obstoječih okvirov.

\* Primerjava postopkov L1/L3 in L2/L3 ni relevantna, saj postopek L3 ne zajema strižnih porušitev stebrov.

Preglednica 6.2: Primerjava parametrov  $b_{\mu m}$ ,  $b_{\mu u}$ ,  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  predlaganega postopka (L1) in razširjene SDOF-IDA (L2) za sodobne (zgoraj) in obstoječe (spodaj) okvire (št. 1, 2 in 3). Odstopanja postopkov L1 in L2 so prikazana v oklepajih.

Table 6.2: Comparison of parameters  $b_{\mu m}$ ,  $b_{\mu u}$ ,  $c_{\mu m}$  and  $c_{\mu u}$  between the proposed procedure (L1) and extended SDOF-IDA (L2) for the code-conforming (upper table) and old (lower table) frames (No. 1, 2 in 3). The difference between procedures L1 and L2 are presented in brackets.

Sod.	$b_{\mu m}$		$b_{\mu u}$		$c_{\mu m}$		$c_{\mu u}$	
	L1	L2	L1	L2	L1	L2	L1	L2
Št. 1	0,90 (-14 %)	1,05	0,90 (-13 %)	1,03	0,27 (-13 %)	0,31	0,21 (-9 %)	0,23
Št. 2	0,90 (-2 %)	0,92	0,90 (0 %)	0,90	0,27 (17 %)	0,23	0,21 (17 %)	0,18
Št. 3	0,90 (-2 %)	0,92	0,90 (-2 %)	0,91	0,27 (29 %)	0,21	0,21 (17 %)	0,18

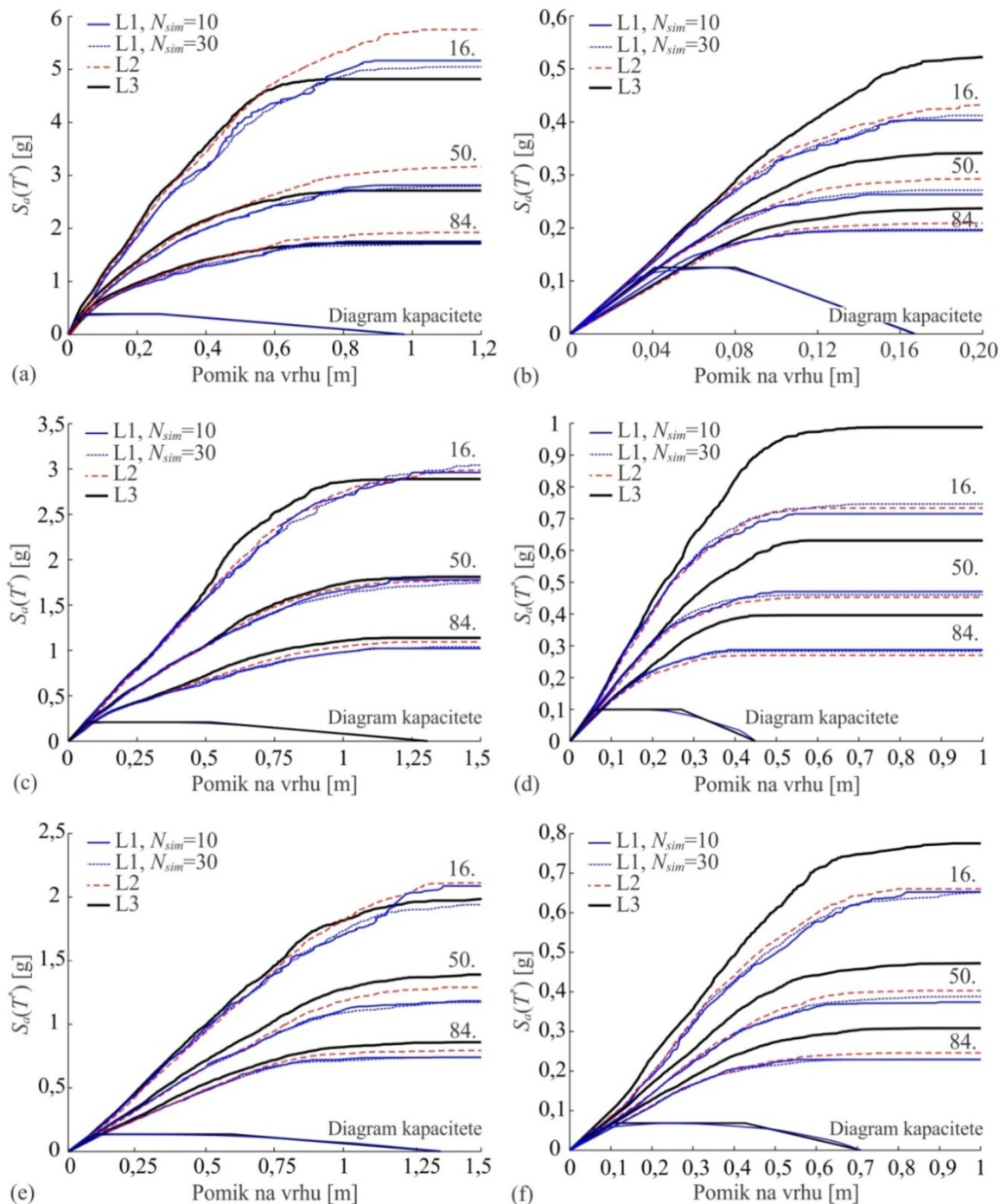
Obst.	$b_{\mu m}$		$b_{\mu u}$		$c_{\mu m}$		$c_{\mu u}$	
	L1	L2	L1	L2	L1	L2	L1	L2
Št. 1	0,90 (-7 %)	0,97	0,90 (-9 %)	0,99	0,20 (-9 %)	0,22	0,20 (-5 %)	0,21
Št. 2	0,90 (13 %)	0,80	0,90 (8 %)	0,83	0,29 (-6 %)	0,31	0,29 (-3 %)	0,30
Št. 3	0,90 (-2 %)	0,92	0,90 (-3 %)	0,93	0,29 (26 %)	0,23	0,29 (32 %)	0,22

Rezultati preglednice 6.2 kažejo precejšnjo koreliranost med odstopanji  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  postopkov L1 in L2 in odstopanji korekcijskih faktorjev duktilnosti  $b_{\mu m}$  in  $b_{\mu u}$ . Izkazuje se, da sta precenjeni vrednosti  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  5-etažnega obstoječega okvira (št. 2) posledica precenjeni vrednosti faktorjev  $b_{\mu m}$  in  $b_{\mu u}$  med postopkoma L1 in L2 za 13 % in 8 % (preglednica 6.2). Za ostalih pet okvirov so vrednosti  $b_{\mu m}$  in  $b_{\mu u}$  nekoliko podcenjene (–2 do –14 %), kar privede do rahlo podcenjenih median odziva (med 0 in –7 %). Kot opazimo koreliranost odstopanja postopkov ni popolna, saj je napaka predlaganega postopka odvisna še od dodatnega izvora napake. Manjši del napaka predlaganega postopka je namreč posledica poenostavljenega vzorčenja slučajnih spremenljivk z LHS.

Na podoben način analiziramo odstopanja raztrosa odziva postopkov L1 in L2. Iz rezultatov preglednice 6.1 je razvidno, da se odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  sodobnih in obstoječih okvirov (št. 1, 2 in 3) gibljejo med –9 in +10 %. Za obravnavane primere se negativna in pozitivna odstopanja približno izenačijo, zato znaša povprečno odstopanje raztrosa predlaganega postopka 0 %. Rezultati kažejo, da predlagani postopek podceni raztros odziva 2-etažnih sodobnih in obstoječih okvirov (št. 1) in 5-etažnega obstoječega okvira (od –2 do –10 %). Navedeno dejstvo je posledica od –3 do –13 % podcenjenih vrednosti koeficientov variacije  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  postopka L1 v primerjavi s postopkom L2 (preglednica 6.2). Drugačen trend odstopanja vrednosti  $\Delta\beta_{LS,RU}$  je značilen za 5-etažnega sodobnega okvira (št. 2) in 8-etažna sodobna ter obstoječa okvira (št. 3). Za te okvire so vrednosti raztrosa odziva predlaganega postopka precenjene v primerjavi s postopkom L2. Odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  iz preglednice 6.1 se gibljejo med 0 in +9 %, medtem ko se odstopanja  $\Delta c_{\mu m}$  in  $\Delta c_{\mu u}$  za te okvire gibljejo v precej večjem obsegu in sicer od +17 do +32 % (preglednica 6.2). Iz navedenega sklepamo, da je za odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  in koeficiente variacije duktilnosti ( $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$ ) značilna manjša stopnja koreliranosti kot za mediane odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in korekcijske faktorje duktilnosti ( $b_{\mu m}$  in  $b_{\mu u}$ ). Ta ugotovitev je posledica tega, da upoštevane vrednosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  vplivajo samo na raztros odziva zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Ne vplivajo pa na raztros odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe. Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  namreč zajemajo skupen vpliv obeh naštetih negotovosti. Številni raziskovalci so pokazali (npr. Zareian in Krawinkler, 2007; Dolšek, 2009; FEMA, 2009; Vamvatsikos in Fragiadakis, 2010), da lahko vrednost  $\beta_{LS,RU}$  približno ocenimo kot kvadratni koren vsote kvadratov raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$  in raztrosa odziva zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$  ( $\beta_{LS,RU} = \sqrt{\beta_{LS,R}^2 + \beta_{LS,U}^2}$ ). Za obravnavane okvire ima  $\beta_{LS,R}$  nekoliko večji vpliv kot  $\beta_{LS,U}$  na skupen raztros odziva  $\beta_{LS,RU}$ , zato imajo razmeroma velika odstopanja  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  med postopkoma L1 in L2 manjši vpliv na odstopanja vrednosti raztrosa odziva  $\Delta\beta_{LS,RU}$ .

Na sliki 6.2 je prikazana še grafična primerjava rezultatov postopkov L1, L2 in L3. Slika prikazuje primerjavo 16., 50. in 84. kvantilov krivulj IDA, določenih s postopki L1, L2 in L3, za 2-etažna, 5-etažna in 8-etažna sodobna ter obstoječa okvira (št. 1,2 in 3). S slik 6.2a, 6.2c in 6.2e je razvidno, da se kvantili krivulj IDA sodobnih okvirov precej dobro ujemajo med vsemi tremi postopki. Splošen trend rezultatov je, da so mediane (50. kvantili) krivulj IDA predlaganega postopka (L1) običajno rahlo pod kvantili postopka L3, kar pomeni, da so rezultati predlaganega postopka na varni strani. Zanimiva je primerjava 16. kvantilov krivulj IDA, ki razkriva, da postopka L1 in L2 precenijo vrednosti določene s postopkom L3. Rezultat je posledica odziva okvirov v višjih plastičnih mehanizmih, ki se običajno formirajo pri intenziteti potresne obtežbe v okolici 16. kvantila krivulj IDA. Zaradi poenostavljenega določanja potresnega odziva na nivoju modela SDOF postopka L1 in L2 nista sposobna simulirati odziva v višjih plastičnih mehanizmih. To povzroči povečanje ocen raztrosa potresnega odziva postopkov L1 in L2 (zlasti pri mejnem stanju C), ki so zato na varni strani v primerjavi s postopkom

L3. Dobro ujemanje 84. kvantilov krivulj IDA vseh treh postopkov kaže, da se okvirji pri intenziteti potresne obtežbe v okolici 84. kvantila IDA krivulj odzovejo pretežno v osnovnem plastičnem mehanizmu. Navedena pojava sta zasledila in opisala tudi Brozovič in Dolšek (2013) ter Brozovič (2013).



Slika 6.2: Primerjava 16., 50. in 84. kvantilov krivulj IDA, določenih s postopki L1, L2 in L3, za (a, b) 2-etažna, (c, d) 5-etažna in (e, f) 8-etažna sodobna ter obstoječa okvira (št. 1, 2 in 3). Na levem delu slik so prikazani rezultati sodobnih okvirov, na desni strani pa rezultati obstoječih okvirov.

Figure 6.2: Comparison of the 16<sup>th</sup>, 50<sup>th</sup> and 80<sup>th</sup> fractile IDA curves determined by procedures L1, L2 and L3 for the 2-storey, 5-storey and 8-storey code-conforming and old frames (No. 1, 2 and 3). The results for the code-conforming and old frames are presented on the left and right part of the figure, respectively.

Drugačen trend rezultatov je razviden za obstoječe okvire (slike 6.2b, 6.2d in 6.2f), pri katerih kvantili krivulj IDA postopkov L1 in L2 izrazito podcenijo kvantile določene s postopkom L3. Ta rezultat je v največji meri posledica vpliva strižnih porušitev stebrov obstoječih okvirov, ki zmanjšajo mediano odziva (50. kvantil) in povečajo raztros odziva. Navedeno dejstvo je razvidno tudi iz primerjave rezultatov postopkov L1 in L3 ter L2 in L3, ki je prikazana v preglednici 6.1. Najbolj izrazito zmanjšanje mediane (50. kvantila) krivulj IDA zasledimo pri 5-etažnem obstoječem okviru (slika 6.2d), pri katerem je mediana postopkov L1 in L2 približno 30 % manjša od mediane določene s postopkom L3. Ujemanje kvantilov krivulj IDA postopkov L1 in L2 je tudi pri obstoječih okvirih precej dobro. Iz rezultatov slik 6.2b in 6.2f je razvidno, da so kvantili krivulj IDA predlaganega postopka običajno nekoliko pod rezultati postopka L2. Izjema je 5-etažni obstoječi okvir pri katerem so precenjene vrednosti korekcijskih faktorjev  $b_{\mu m}$  in  $b_{\mu u}$  vplivale na rahlo precenjene kvantile krivulje IDA predlaganega postopka (preglednica 6.2, slika 6.2).

Pomemben zaključek slike 6.2 izhaja iz primerjava rezultatov predlaganega postopka, ki jih določimo z uporabo različnega števila simulacij ( $N_{sim} = 10$  in  $N_{sim} = 30$ ). Iz rezultatov slike 6.2 je razvidno, da se rezultati predlaganega postopka, določeni z različnim številom simulacij, med seboj zelo malo razlikujejo. Iz tega sklepamo, da uporaba večjega števila simulacij ( $N_{sim} = 30$ ) ne bistveno izboljša natančnost rezultatov predlaganega postopka. Zaključimo lahko, da uporabljeno število simulacij ( $N_{sim} = 10$ ) še vedno zagotavlja zadovoljivo natančnost rezultatov predlaganega postopka. Zaključimo lahko, da predlagani postopek zagotavlja podobno natančnost rezultatov kot postopek L2, vendar omogoča dodatno zmanjšanje računskega časa.

V drugem delu poglavja prikažemo rezultate študije potresnega odziva celotne skupine testnih konstrukcij. Omejimo se na primerjavo rezultatov predlaganega postopka (L1) in razširjene SDOF-IDA (L2). Parametre odziva sodobnih in obstoječih testnih konstrukcij ter pripadajoča odstopanja postopkov L1 in L2 predstavimo v preglednicah 6.3 in 6.4. Rezultate predlaganega postopka določimo z uporabo  $N_{sim} = 30$ , zato se parametri odziva sodobnih in obstoječih okvirov št. 1, 2 in 3 lahko malenkost razlikujejo od vrednosti iz preglednice 6.1. Pri določanju potresnega odziva s predlaganim postopkom upoštevamo statistične lastnosti globalnih parametrov iz preglednice 5.5. Pri obstoječih okvirih uporabimo postopek kategorizacije s slike 5.6. Za obstoječe okvire (št. 2, 3, 9 in 10) smo na podlagi potisne analize determinističnih modelov določili globalne plastične mehanizme (poglavje 5.5), zato za te okvire upoštevamo koeficiente variacije  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  za okvire s spremenljivim plastičnim mehanizmom. Za obstoječe okvire (št. 1, 5, 7 in 8) smo v poglavju 5.5 ugotovili, da njihov plastični mehanizem diktirajo nepravilnosti in nizek nivo normirane osne sile stebrov ( $v_{max} \leq 0,25$ ), zato navedene okvire definiramo kot neobčutljive na spreminjanje plastičnega mehanizma. Za te okvire upoštevamo manjše vrednosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  iz preglednice 5.5. Tudi plastične mehanizme obstoječih okvirov (št. 4 in 6) diktira nepravilnost (etažni mehanizem), vendar zaradi visokega nivoja normirane osne sile stebrov ( $v_{max} > 0,25$ ) okvire definiramo kot občutljive na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti. Rezultati potisne analize z upoštevanjem negotovosti so namreč pokazali, da visok nivo osnih sil stebrov ( $N$ ) in nizke vrednosti tlačnih trdnosti betona ( $f_{cm}$ ) povzročijo v nekaterih simulacijah neduktilne porušitve stebrov, ki vplivajo na spremembo plastičnega mehanizma.

Rezultati preglednice 6.3 kažejo, da predlagani postopek (L1) v primerjavi s postopkom L2 običajno rahlo podceni mediano odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  skupine sodobnih okvirov. Izjema sta sodobna okvira št. 4 in 5, ki predstavljata rezultate okvira SPEAR DCH. Za ta okvira so bile ocenjene mediane odziva

predlaganega postopka rahlo na nevarni strani (od +1 do 8 %). Odstopanja median odziva  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  celotne skupine sodobnih okvirov se giblje med -10 in +8 %. Navedena odstopanja se nanašajo na mejno stanje porušitve konstrukcije (C). Nekoliko manjša odstopanja  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  beležimo pri mejne stanju blizu porušitve (NC), kje znašajo odstopanje med -7 in +6 %. Povprečno odstopanje median odziva pri obeh mejnih stanj (NC in C) znaša le -2 %. Poleg precej dobrih ocen median odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ , predlagani postopek privede tudi do zelo dobrih ocen raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$ . Za večino sodobnih okvirov so ocene raztrosa rahlo precenjene, kar pomeni, da so rezultati poenostavljenega postopka na varni strani. Izjema so sodobni okviri št. 1, 4 in 5 za katere so vrednosti  $\beta_{LS,RU}$  predlaganega postopka rahlo na nevarni strani, vendar so odstopanja praktično zanemarljiva, saj znašalo le -2 %. Odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  celotne skupine sodobnih okvirov se gibljejo med -2 % in +9 %. Rahlo manjša odstopanja beležimo pri mejnem stanju blizu porušitve (NC), za katerega se odstopanja raztrosa gibljejo med -2 % in +5 %. Povprečno odstopanje  $\Delta\beta_{LS,RU}$  sodobnih okvirov za obe mejni stanji (NC in C) znaša le +2 %.

Iz rezultatov preglednice 6.4 je razvidno, da so za obstoječe okvire značilna nekoliko večja odstopanja median in raztrosov odziva kot za sodobne okvire. Odstopanja median odziva  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  obstoječih okvirov se gibljejo med -15 % in +12 % za mejno stanje porušitve (C). Za mejno stanje blizu porušitve (NC) so značilne manjša odstopanja  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ , ki se gibljejo med -6 % in +15 %. Povprečna odstopanja median odziva pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) znašajo -1 %, pri mejnem stanju porušitve (C) pa -4 %. Iz navedenega je razvidno, da predlagani postopek v povprečju privede do rahlo konservativnih vrednosti median odziva v primerjavi s postopkom L2. Izjema sta obstoječa okvira (št. 2 in 10), za katera so bile vrednosti  $b_{lum}$  in  $b_{mu}$  predlaganega postopka v povprečju precenjeni za +11 in +16 % v primerjavi s postopkom L2 (preglednica 5.2). Podoben obseg odstopanj  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  predlaganega postopka je razviden iz preglednice 6.4. Povprečni odstopanja median odziva teh okvirov za obe mejni stanji (NC in C) znašata namreč +8 in +14%. Razlog za nekoliko večja odstopanja okvira št. 10 je njegova strižna občutljivost ( $UR_s > 1$ ), ki vpliva na še dodatno zmanjšanje korekcijskih faktorjev ( $b_{lum} = 0,77$  in  $b_{mu} = 0,79$ ) v primerjavi z upoštevanimi vrednostmi predlaganega postopka ( $b_{lum} = 0,90$  in  $b_{mu} = 0,90$ ).

Dobro ujemanje rezultatov postopkov L1 in L2 beležimo tudi za vrednosti raztrosa potresnega odziva  $\beta_{LS,RU}$  iz preglednice 6.4. Tudi v tem primeru so odstopanja rezultatov nekoliko večja kot pri sodobnih okvirih. Za večino okvirov so vrednosti raztrosa odziva običajno na varni strani. Izjema so obstoječi okviri št. 1, 2, 6 in 10, za katere s predlaganim postopkom rahlo podcenimo vrednosti raztrosa odziva postopka L2. Odstopanja raztrosa odziva  $\Delta\beta_{LS,RU}$  skupine obstoječih okvirov se gibljejo med -15 in +9 % pri mejnem stanju blizu porušitve (NC). Za porušitev konstrukcije (C) so značilna še nekoliko večja odstopanja (med -25 in +15 %). Potrebno je poudariti, da so za večino konstrukcij značilna relativno majhna odstopanja, ki znašajo običajno do 5 %. Večja odstopanja rezultatov ugotovimo za obstoječe okvire št. 2, 6, in 9 (od 10 do 25 %). Največja odstopanja so zasledili pri 4-etažnem okviru ICONS, saj je okvir izrazito občutljiv na spremembo plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Analizo plastičnih mehanizmov okvira najdemo v konferenčnem članku (Kosič in Fajfar, 2012). Kljub relativno velikim odstopanj nekaterih okvirov znašata povprečni odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  za obe mejni stanji (NC in C) komaj -1 %.

Primerjalna študija sodobnih in obstoječih okvirov št. 1, 2 in 3, ki smo jo predstavili v uvodnem delu poglavja, pokaže, da predlagani postopek (L1) običajno zagotavlja konservativne ocene parametrov odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$  sodobnih okvirov v primerjavi s postopkom razširjene IDA (L3). Povprečni odstopanja parametrov odziva sodobnih okvirov (št. 1, 2 in 3) znaša le -7 % za mediano odziva in

+9 % za raztros odziva. Ugotovimo lahko, da odstopanja vrednosti raztrosa postopkov L1 in L3 naraščajo z večanjem števila etaž obravnavanih okvirov in z večanjem intenzitete potresne obtežbe. Ta ugotovitev je posledica formacije različnih plastičnih mehanizmov pri visokih intenzitetah potresne obtežbe (postopek L3) in nekoliko precenjenih vrednosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  za okvire z daljšimi nihajnimi časi (postopek L1). Poudariti velja, da so za vrednosti raztrosa pri mejnem stanju blizu porušitve (NC)  $\beta_{NC,RU}$  značilna manjša odstopanja kot pri stanju porušitve konstrukcije (C)  $\beta_{C,RU}$  (+4 % namesto +15 %). Podoben zaključek velja tudi za primerjavo rezultatov postopkov L2 in L3 (+3 % za  $\beta_{NC,RU}$  in +10 % za  $\beta_{C,RU}$ ), kar nakazuje, da poenostavljeno določanje potresnega odziva na nivoju modela SDOF zagotavlja zadostno natančnost ocenjenih vrednosti raztrosa (še posebej  $\beta_{NC,RU}$ ). Za obstoječe okvire primerjava rezultatov postopkov L1 in L3 ni merodajna, saj postopek L3 ne zajema vpliva strižnih porušitev stebrov. Rezultati primerjalne študije pokažejo, da strižne porušitve elementov zmanjšajo mediano odziva konstrukcij in povečajo raztros potresnega odziva obstoječih okvirov. Ta ugotovitev je razvidna iz primerjave kvantilov krivulj IDA postopkov L1 (L2) in L3 obstoječih okvirov (slika 6.2). Kvantili krivulj IDA postopkov L1 in L2, ki približno zajemajo vplive strižnih porušitev stebrov, so namreč precej nižji od kvantilov postopka L3. Pri sodobnih okvirih zasledimo dobro ujemanje rezultatov vseh treh postopkov (L1, L2 in L3). Pomemben zaključek študije kvantilov krivulj IDA je tudi, da uporaba večjega števila simulacij, t.j.  $N_{sim} = 30$  namesto  $N_{sim} = 10$ , ne izboljša bistveno natančnost rezultatov predlaganega postopka. Iz navedenega sklepamo, da predlagani postopek zagotavlja zadovoljivo natančnost rezultatov z uporabo manjšega števila simulacij ( $N_{sim} = 10$ ) kot postopek L2 ( $N_{sim} = 30$  in  $N_{sim} = 40$ ).

V drugi polovici poglavja smo se ukvarjali z natančnejšo primerjavo rezultatov predlaganega postopka (L1) in razširjene SDOF-IDA (L2). Primerjavo postopkov L1 in L2 smo opravili za celotno skupino sodobnih in obstoječih okvirov. Rezultati primerjalne študije pokažejo dobro ujemanje parametrov odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$  postopkov L1 in L2 tako za sodobne kot za obstoječe okvire. Boljše ujemanje postopkov beležimo pri sodobnih okvirih, kjer znašata povprečni odstopanja mediane odziva -2 %, raztrosa odziva pa +2 %. Povprečna odstopanja  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$  obstoječih okvirov znašata -3 % in -1 %. Za nekatere obstoječe okvire so značilne nekoliko večje napake, vendar so odstopanja rezultatov teh okvirov običajno manjša od 15 %. Iz navedenega sklepamo, da je predlagani postopek običajno sposoben zagotoviti enakovredno natančnost rezultatov kot postopek L2. Ujemanje rezultatov postopkov L1 in L2 je odvisno od odstopanj med dejanskimi in upoštevanimi statističnimi lastnostmi globalnih parametrov. Zlasti pomembna so odstopanja korekcijskih faktorjev  $b_i$  in koeficientov variacije  $c_i$  globalnih duktilnosti  $\mu_m$  ter  $\mu_u$ , ki predstavljata parametra z največjim vplivom na odziv konstrukcije v okolici njene porušitve. Izkaže se, da so odstopanja  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  postopkov L1 in L2 v največji meri odvisna od odstopanj korekcijskih faktorjev  $\Delta b_{\mu m}$  in  $\Delta b_{\mu u}$ . Med odstopanji  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in odstopanji korekcijskih faktorjev  $\Delta b_{\mu m}$  ter  $\Delta b_{\mu u}$  smo namreč zasledili skoraj popolno koreliranost. Za odstopanja raztrosa odziva  $\Delta\beta_{LS,RU}$  postopkov L1 in L2 ugotovimo, da so najbolj odvisna od odstopanj koeficientov variacije  $\Delta c_{\mu m}$  in  $\Delta c_{\mu u}$ , vendar je stopnja koreliranosti teh odstopanj precej manjša kot v primeru odstopanj  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in korekcijskih faktorjev  $\Delta b_{\mu m}$  ter  $\Delta b_{\mu u}$ . Ta ugotovitev je posledica tega, da upoštewane vrednosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  vplivajo samo na raztros odziva zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$ . Ne vplivajo pa na raztros odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$ . Skupno vrednost raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  lahko približno ocenimo kot kvadratni koren vsote kvadratov raztrosov  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  ( $\beta_{LS,RU} = \sqrt{\beta_{LS,R}^2 + \beta_{LS,U}^2}$ ). Za obravnavane okvire ima  $\beta_{LS,R}$  nekoliko večji vpliv kot  $\beta_{LS,U}$  na skupen raztros odziva  $\beta_{LS,RU}$ , zato imajo odstopanja  $\Delta c_{\mu m}$  in  $\Delta c_{\mu u}$  med postopkoma L1 in L2 manjši vpliv na skupen raztros potresnega odziva  $\beta_{LS,RU}$ .

Preglednica 6.3: Parametri odziva sodobnih okvirov  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$ , določeni s predlaganim postopkom (L1) in razširjeno SDOF-IDA (L2), ter pripadajoča odstopanja med postopkoma  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$ .

Table 6.3: Response parameters of code-conforming frames  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\beta_{LS,RU}$  estimated by the proposed procedure (L1) and extended SDOF-IDA (L2), and the corresponding percentage differences  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\Delta\beta_{LS,RU}$ .

Sodobni okviri:		$\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [g]		$\beta_{LS,RU}$		$\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [%]	$\Delta\beta_{LS,RU}$ [%]	
		L1	L2	L1	L2	L1/L2	L1/L2	
Št. 1	2-etažni testni okvir	NC	1,94	2,09	0,44	0,45	-7	-2
		C	2,93	3,20	0,52	0,53	-8	-2
Št. 2	5-etažni testni okvir	NC	1,22	1,25	0,46	0,44	-2	5
		C	1,74	1,74	0,50	0,46	0	9
Št. 3	8-etažni testni okvir	NC	0,87	0,89	0,44	0,42	-2	5
		C	1,21	1,26	0,52	0,49	-4	6
Št. 4	3-etažni, SPEAR DCH, smer X	NC	1,73	1,63	0,46	0,47	6	-2
		C	2,60	2,40	0,53	0,54	8	-2
Št. 5	3-etažni, SPEAR DCH, smer Y	NC	1,95	1,87	0,46	0,46	4	0
		C	2,92	2,89	0,53	0,54	1	-2
Št. 6	4-etažni, PREC8	NC	1,73	1,81	0,40	0,40	-4	0
		C	2,17	2,42	0,46	0,46	-10	0
Št. 7	6-etažni, smer X	NC	0,94	0,96	0,43	0,43	-2	0
		C	1,39	1,44	0,49	0,48	-3	2
Št. 8	6-etažni, smer Y	NC	1,06	1,08	0,45	0,45	-2	0
		C	1,48	1,60	0,50	0,47	-8	6
Št. 9	8-etažni, smer X	NC	0,81	0,84	0,46	0,45	-4	2
		C	1,12	1,17	0,53	0,50	-4	6
Št. 10	8-etažni, smer Y	NC	0,76	0,80	0,45	0,45	-5	0
		C	1,06	1,08	0,52	0,50	-2	4

Preglednica 6.4: Parametri odziva obstoječih okvirov  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$ , določeni s predlaganim postopkom (L1) in razširjeno SDOF-IDA (L2), ter pripadajoča odstopanja med postopkoma  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$ .

Table 6.4: Response parameters of old frames  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\beta_{LS,RU}$  estimated by the proposed procedure (L1) and extended SDOF-IDA (L2), and the corresponding percentage differences  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\Delta\beta_{LS,RU}$ .

Obstoječi okviri:		$\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [g]		$\beta_{LS,RU}$		$\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [%]	$\Delta\beta_{LS,RU}$ [%]	
		L1	L2	L1	L2	L1/L2	L1/L2	
Št. 1	2-etažni testni okvir	NC	0,24	0,25	0,27	0,29	-4	-7
		C	0,29	0,31	0,36	0,34	-6	6
Št. 2	5-etažni testni okvir	NC	0,40	0,37	0,43	0,48	8	-10
		C	0,48	0,45	0,51	0,52	7	-2
Št. 3	8-etažni testni okvir	NC	0,33	0,33	0,44	0,44	0	0
		C	0,40	0,41	0,52	0,50	-2	4
Št. 4	3- etažni, SPEAR, smer X	NC	0,45	0,48	0,40	0,38	-6	5
		C	0,49	0,54	0,43	0,42	-9	2
Št. 5	3- etažni, SPEAR, smer Y	NC	0,79	0,83	0,41	0,40	-5	2
		C	1,16	1,26	0,54	0,52	-8	4
Št. 6	4-etažni, ICONS	NC	0,30	0,31	0,35	0,41	-3	-15
		C	0,33	0,39	0,39	0,52	-15	-25
Št. 7	4-etažni, smer X	NC	0,46	0,49	0,33	0,33	-6	0
		C	0,54	0,58	0,39	0,39	-7	0
Št. 8	4-etažni, smer Y	NC	0,48	0,51	0,40	0,41	-6	-2
		C	0,64	0,68	0,48	0,48	-6	0
Št. 9	7-etažni, smer X	NC	0,52	0,53	0,49	0,45	-2	9
		C	0,77	0,84	0,60	0,52	-8	15
Št. 10	7-etažni, smer Y	NC	0,53	0,46	0,49	0,52	15	-6
		C	0,66	0,59	0,56	0,59	12	-5

### 6.1.2 Stenaste konstrukcije

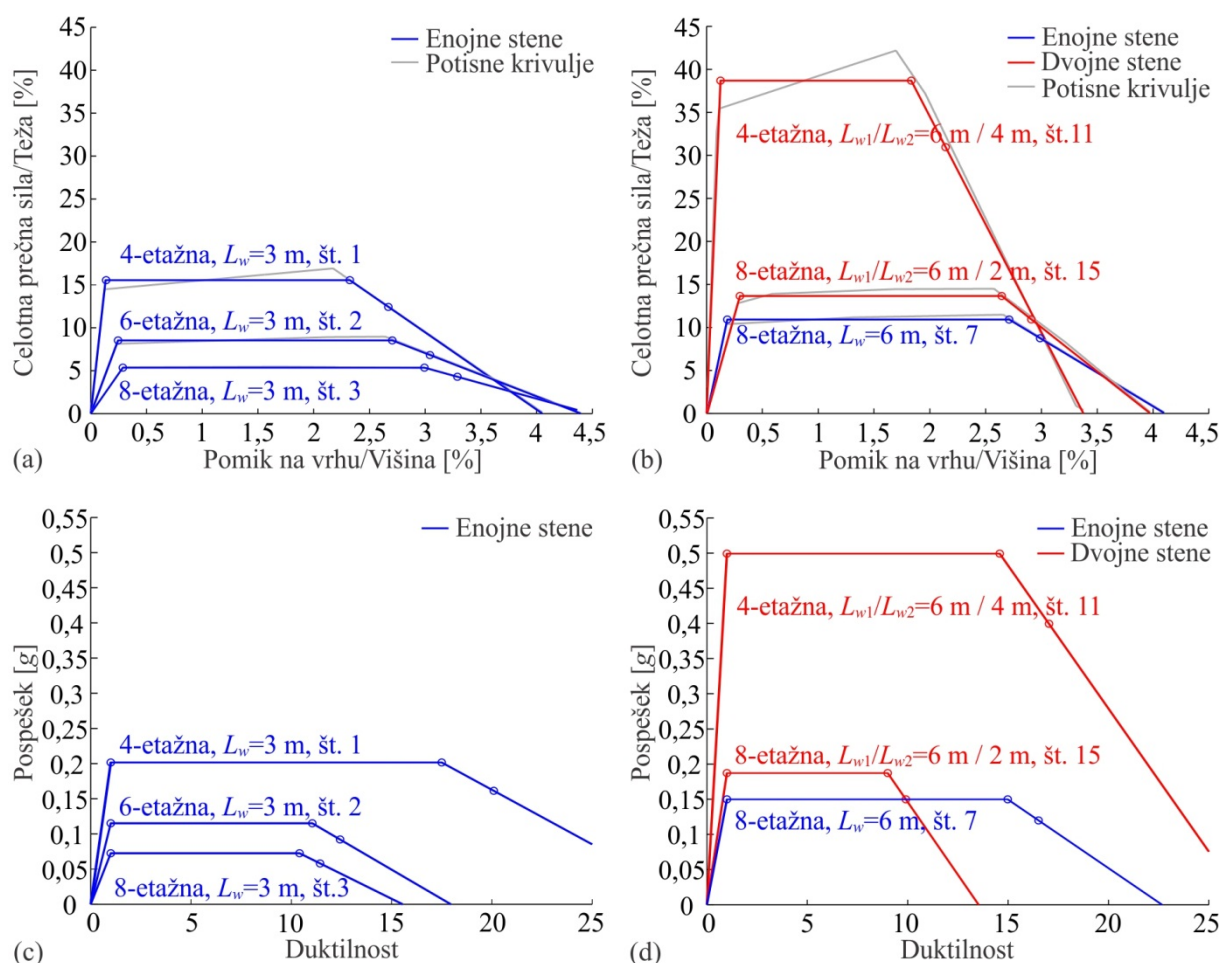
Pri določanju potresnega odziva stenastih konstrukcijah uporabimo enak pristop, kot smo ga uporabili pri okvirnih konstrukcijah. Tudi v tem primeru potresni odziv konstrukcij določimo z uporabo različnega nivoja natančnosti metod (od L1 do L3). Predlagano metodo (L1) in razširjeno SDOF-IDA (L2) opravimo za celotno skupino testnih konstrukcij iz poglavja 3.1.2, medtem ko postopek razširjene IDA (L3) opravimo le za izbrane primere. Podobno kot v poglavju 6.1.1. predstavitev rezultatov zato predstavimo v dveh korakih. V prvem delu poglavja najprej predstavimo primerjavo rezultatov šestih stenastih konstrukcij z uporabo vseh treh nivojev natančnosti postopkov (L1, L2 in L3). Prvi korak služi validaciji rezultatov poenostavljenih postopkov L1 in L2 z rezultati natančnejšega postopka L3. V drugem delu poglavja predstavimo še rezultate celotne skupine testnih, ki jih določimo z uporabo postopkov L1 in L2.

Rezultate poenostavljenih postopkov L1 in L2 kontroliramo s primerjavo z rezultati natančnejše procedure L3. Primerjavo izvedemo na primeru šestih stenastih konstrukcij. Skupino sestavljajo štiri enojne stene (št. 1, 2, 3 in 7) in dve dvojni steni (št. 11 in 15). V nadaljevanju najprej predstavimo kratek povzetek bistvenih korakov predlaganega postopka (L1). Prvi korak predlaganega postopka je izdelava potisne analize determinističnih modelov, na podlagi katere določimo vrednosti globalnih parametrov  $x_{i,d}$ . V ta namen vsako potisno krivuljo idealiziramo po postopku iz poglavja 5.2. Na ta način določimo parametre idealiziranih potisnih krivulj ( $F_y$ ,  $D_y$ ,  $D_m$ ,  $D_u$ ), ki jih transformiramo v globalne parametre po enačbah (2.4) in (2.5). Na sliki 6.3 prikazujemo potisne krivulje, idealizirane potisne krivulje in diagrame kapacitete izbranih sten (št. 1–3, 7, 11 in 15).

S slik 6.3a in 6.3b je razvidno, da obravnavane stene dosežejo mejno stanje blizu porušitve (20% padec nosilnosti) pri razmerju pomika na vrhu in višine konstrukcije ( $D_u/H$ ) med 2,2 in 3,3 %. Opazimo lahko tudi, da nosilnost obravnavanih konstrukcij upada z naraščanjem števila etaž. Najnižje nosilnosti tako določimo za 8-etažne stene. Ta rezultat je posledica oblike Evrokodovega projektnega spektra (SIST EN 1998-1, 2005), ki predvideva nižje projektne sile za konstrukcije z daljšim nihajnim časom od  $T_c = 0,6$  s. Po nosilnosti najbolj izstopajo rezultati 4-etažne dvojne stene, ki ima večjo nosilnost od vseh ostalih sten. Ta ugotovitev je verjetno posledica visokega faktorja dodatne nosilnosti stene, ki nastane kot posledica minimalnih projektnih zahtev (minimalne armature, minimalnih dimenzij stene itd.). Slike 6.3c in 6.3d. kažejo, da so za nekatere stene značilne razmeroma visoke vrednosti duktilnosti pri 20% padcu nosilnosti  $\mu_{u,d}$ . Vrednosti  $\mu_{u,d}$  obravnavanih sten se npr. gibljejo med 10 in 20. Kot smo omenili v poglavju 5.2, visoke duktilnosti nekaterih niso posledica visoke deformacijske kapacitete ampak relativno visoke togosti konstrukcij. Izkaže se, da duktilnost ni najboljši primer parameter za izražanje rotacijske kapacitete konstrukcij. To dejstvo je razvidno iz primerjave deformacijske kapacitete 8-etažne enojne stene (št. 7) in 8-etažne dvojne stene (št. 15) na podlagi slik 6.3b in 6.3d. S slike 6.3d je razvidno, da kljub podobni deformacijski kapaciteti, za 8-etažno dvojno steno (št. 15) določimo manjšo duktilnost kot za 8-etažno enojno steno (št.7). Podobna ugotovitev je razvidna tudi za 4-etažno enojno steno (št.1), za katero kljub manjši deformacijski kapaciteti (slika 6.3a), določimo večjo duktilnosti sten od ostalih sten (slika 6.3c). Poudariti velja, da se pomanjkljivost duktilnosti kot mere za izražanje deformacijske kapacitete zavedamo, vendar kot smo razložili v poglavju 5.2, uporaba te mere ne vpliva na rezultate predlaganega postopka. Izračun duktilnosti namreč predstavlja samo vmesni korak predlaganega postopka, ki služi določitvi statističnih lastnosti globalnih parametrov.



Naslednji korak predlaganega postopka je določitev probabilističnih modelov SDOF obravnavanih sten. Določimo jih na podlagi determinističnih vrednosti globalnih parametrov  $x_{i,d}$  in statističnih lastnosti globalnih parametrov  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  iz preglednice 5.10. Omenimo lahko, da se zaradi poenostavljenega modeliranja sten število slučajnih spremenljivk probabilističnega modela SDOF zmanjša. Poenostavljeno analizo vpliva negotovosti stenastih konstrukcij opravimo na podlagi verjetnostnih porazdelitev globalnih parametrov ( $S_{ay}$ ,  $T^*$  in  $\mu_u$ ) in koeficienta viskoznega dušenja ( $\zeta$ ). Verjetnostno porazdelitev duktilnosti  $\mu_m$  simuliramo kar na podlagi verjetnostne porazdelitve duktilnosti  $\mu_u$  in razmerja duktilnosti  $\mu_m/\mu_u$ , ki ga določimo na podlagi potisne analize determinističnega modela. Za vsak probabilistični model SDOF nato z metodo LHS generiramo skupino  $N_{sim}$  modelov SDOF, s katerimi zajamemo vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti. Potresni odziv obravnavanih primerov določamo z razširjeno IDA probabilističnega modela SDOF, tako da postopek IDA opravimo za skupino  $N_{sim}$  modelov in skupino potresnih zapisov  $N_{gm}$ . Rezultat razširjene IDA sta parametra odziva konstrukcije  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$ , ki zajemata celoten vpliv negotovosti, tako zaradi slučajnosti potresne obtežbe kot modelnih in fizikalnih negotovosti. Natančnejši opis postopka določanja potresnega odziva s predlaganim postopkom najdemo v poglavju 6.1.1 (okvirne konstrukcije).



Slika 6.3: (a, b) Potisne krivulje, idealizirane potisne krivulje in (c, d) diagrami kapacitete enojnih konzolnih sten (št. 1, 2, 3, 7) in dvojnih konzolnih sten (št. 11, 15).

Figure 6.3: (a, b) The pushover curves, idealized pushover curve and (c, d) capacity diagrams of the single cantilever walls (No. 1, 2, 3, 7) and double cantilever walls (No. 11, 15).

Za simulacijo vpliva negotovosti izbranih primerov s predlaganim postopkom (L1) uporabimo različni števili simulacij, t.j.  $N_{sim} = 10$  in  $N_{sim} = 30$  simulacij. Z uporabo različnega števila simulacij želimo pokazati, da predlagani postopek zagotavlja zadovoljivo natančnost rezultatov tudi z uporabo manjšega števila simulacij kot postopka L2 in L3. Rezultati postopkov L2 in L3 določimo z uporabo  $N_{sim} = 30$  simulacij in istega vzorca slučajnih spremenljivk za oba postopka. Na ta način vnaprej izločimo napako, ki nastane zaradi uporabe poenostavljenega postopka vzorčenja slučajnih spremenljivk z LHS. Primerljivost rezultatov postopkov L1 in ostalih postopkov (L2, L3) zagotovimo z uporabo istih histereznih pravil in istega modela dušenja za vse postopke (glej poglavje 6.1.1). V preglednici 6.5 prikažemo primerjavo parametrov potresnega odziva izbranih stenastih konstrukcij (št. 1–3, 7, 11 in 15), ki jih določimo s postopki L1, L2 in L3. Poleg parametrov odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$  v preglednici 6.5 prikažemo tudi pripadajoča medsebojna odstopanja median in raztrosov odziva posameznih postopkov ( $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$ ). Rezultati predlaganega postopka (L1) iz preglednice 6.5 so določeni z uporabo manjšega števila simulacij od ostalih postopkov ( $N_{sim} = 10$ ). Za lažjo analizo odstopanj postopkov L1 in L2 v preglednici 6.6 prikažemo tudi primerjavo dejanskih in upoštevanih vrednosti  $b_{mu}$  in  $c_{mu}$  ter pripadajočih odstopanja ( $\Delta b_{mu}$ ,  $\Delta c_{mu}$ ) med postopkoma.

Preglednica 6.5: Primerjava parametrov odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$  ter pripadajočih odstopanj  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$  med postopki L1, L2 in L3 za enojne konzolne stene (št. 1–3, 7) in dvojni konzolni steni (št. 11, 15).

Table 6.5: Comparison of response parameters  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\beta_{LS,RU}$ , and corresponding percentage differences  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\Delta\beta_{LS,RU}$  between procedures L1, L2 and L3 for single cantilever walls (No. 1–3, 7) and for the double cantilever walls (No. 11, 15).

Stene:	$\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [g]			$\beta_{LS,RU}$			$\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [%]			$\Delta\beta_{LS,RU}$ [%]			
	L1	L2	L3	L1	L2	L3	L1/L2	L1/L3	L2/L3	L1/L2	L1/L3	L2/L3	
Št. 1	NC	1,68	1,67	1,70	0,59	0,60	0,60	1	-1	-2	-2	-2	0
	C	1,98	1,96	2,07	0,61	0,63	0,67	1	-4	-5	-3	-9	-6
Št. 2	NC	1,00	0,99	0,98	0,56	0,55	0,49	1	2	1	2	14	12
	C	1,20	1,18	1,24	0,60	0,57	0,52	2	-3	-5	5	15	10
Št. 3	NC	0,90	0,86	0,73	0,58	0,57	0,44	5	23	18	2	32	30
	C	1,05	1,00	0,88	0,57	0,57	0,43	5	19	14	0	33	33
Št. 7	NC	1,56	1,54	1,53	0,56	0,56	0,51	1	2	1	0	10	10
	C	1,80	1,79	1,85	0,60	0,59	0,54	1	-3	-3	2	11	9
Št. 11	NC	2,23	2,24	2,24	0,51	0,52	0,52	0	0	0	-2	-2	0
	C	2,49	2,53	2,57	0,56	0,58	0,61	-2	-3	-2	-3	-8	-5
Št. 15	NC	1,33	1,29	1,29	0,55	0,55	0,52	3	3	0	0	6	6
	C	1,52	1,47	1,56	0,57	0,57	0,54	3	-3	-6	0	6	6

Preglednica 6.6: Primerjava parametrov  $b_{mu}$  in  $c_{mu}$  ter pridajočih odstopanj ( $\Delta b_{mu}$ ,  $\Delta c_{mu}$ ) predlaganega postopka (L1) in razširjene SDOF-IDA (L2) za enojne konzolne stene (št. 1–3, 7) in dvojne konzolne stene (št. 11, 15).

Table 6.6: Comparison of parameters  $b_{mu}$  and  $c_{mu}$ , and corresponding percent differences ( $\Delta b_{mu}$ ,  $\Delta c_{mu}$ ) between the proposed procedure (L1) and extended SDOF-IDA (L2) for the single cantilever walls (No. 1–3, 7) and double cantilever walls (No. 11, 15).

Stene:	$b_{mu}$		$c_{mu}$		$\Delta b_{mu}$ [%]	$\Delta c_{mu}$ [%]
	L1	L2	L1	L2	L1/L2	L1/L2
Št. 1	1,00	0,98	0,43	0,42	2	2
Št. 2	1,00	0,98	0,43	0,41	2	5
Št. 3	1,00	0,96	0,43	0,46	4	-7
Št. 7	1,00	0,98	0,43	0,41	2	5
Št. 11	1,00	0,98	0,43	0,40	2	7
Št. 15	1,00	0,98	0,43	0,46	2	-7

Iz rezultatov v preglednici 6.5 je razvidno, da predlagani postopek (L1) običajno privede do podobnih rezultatov kot postopek L3. Največja odstopanja med postopkoma L1 in L3 določimo za 8-etažno enojno steno dolžine  $L_w = 3$  m (št. 3), ki ima veliko razmerje med višino stene in dolžino stene ( $H/L_w = 24 \text{ m}/3 \text{ m} = 8$ ). Zaradi velike podajnosti stene poenostavljena postopka L1 in L2, ki temeljita na določanju potresnega odziva na nivoju modela SDOF, nista sposobna ustrezno zajeti potresnega odziva konstrukcije. Z analizo rezultatov postopka L3 smo namreč ugotovili, da določeni potresni zapisi oziroma visoke intenzitete potresne obtežbe spremenijo plastični mehanizem stene. Tega efekta s poenostavljenima postopkoma (L1 in L2) ne moremo zajeti. Po drugi strani poenostavljena postopka še vedno zagotavljata zadovoljivo natančnost rezultatov za 8-etažno enojno steno dolžine  $L_w = 6$  m (št. 7) in za 8-etažno dvojno steno s stenama dolžine  $L_{w1} = 6$  m in  $L_{w2} = 2$  m. Iz navedenega sklepamo, da je predpostavka o prevladujočem vplivu prve nihajne oblike običajno izpolnjena za konstrukcije z največ osmimi etažami. Izjema bi lahko bili relativno podajni sistemi konzolnih sten z razmerjem med višino in dolžino sten večjim od 6 ( $H/L_w > 6$ ).

Iz rezultatov v preglednici 6.5 vidimo, da predlagan postopek privede do rahlo podcenjenih vrednosti median odziva konstrukcij v primerjavi s postopkom L3. Izjema so le rezultati stene št.3, za katero so vrednosti, ki jih določimo postopkom L1, na nevarni strani za približno 20 %. Z izjemo rezultatov stene št.3 znaša povprečno odstopanje  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  postopkov L1 in L3 le  $-1$  %. Nekoliko večja odstopanja postopkov L1 in L3 beležimo v primeru raztrosa odziva. Odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  se npr. gibljejo med  $-9$  % in  $+15$  %. Večja odstopanja določimo samo za steno št. 3, za katero so vrednosti raztrosa odziva zelo precenjene ( $+30$  %). Razvidno je tudi, da s predlaganim postopkom rahlo podcenimo vrednosti  $\beta_{LS,RU}$  4-etažni sten št. 1 in 11 (med  $-2$  in  $-9$  %). Ravno nasproten trend je značilen za 6- in 8-etažne stene (št. 2, 7, 15), za katere s predlaganim postopkom rahlo precenimo vrednosti raztrosa odziva določene s postopkom L3 (med  $+6$  in  $+15$  %). Iz navedenega sklepamo, da odstopanja raztrosov odziva naraščajo z naraščanjem števila etaž oziroma podajnosti sten. Podoben zaključek smo dobili tudi za okvirne konstrukcije (poglavje 6.1.1). Ugotovitev je v največji meri odvisna od poenostavljenega določanja potresnega odziva na nivoju modela SDOF, ki ni sposoben zajeti spremembe plastičnega mehanizma konstrukcije v odvisnosti od potresnega zapisa in intenzitete potresne obtežbe. Rezultati stene št. 3 predstavljajo skrajni primer te ugotovitve. Število potresnih zapisov, pri katerih se je stena odzvala v višji nihajni obliki (plastičnem mehanizmu) je bilo tako veliko, da je bistveno spremenilo statistiko odziva stene. Omenimo lahko, da so odstopanja rezultatov postopkov L1 in L3 v splošnem odvisna od treh izvorov napake predlaganega postopka. Poleg prej omenjenega izvora napake, so rezultati postopka L1 obremenjeni še z napako zaradi odstopanj dejanskih in upoštevanih statističnih karakteristik globalnih parametrov ( $b_i$ ,  $c_i$ ,  $K_{ij}$ ) ter z napako zaradi poenostavljenega vzorčenja slučajnih spremenljivk z LHS. Vpliv teh napak ocenimo s primerjavo odstopanj postopkov L1/L3 in L2/L3. Odstopanja postopkov L2 in L3 so namreč odvisna samo od napake zaradi poenostavljenega določanja potresnega odziva na nivoju modela SDOF. Iz rezultatov preglednice 6.5 je razvidno, da se z izločitvijo prej naštetih napak odstopanja nekoliko zmanjšajo. Ta ugotovitev je posebej očitna iz primerjave odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  postopkov L1/L2 in L2/L3. Poudariti velja, da smo s postopkoma L1 in L2 dosegli zelo podobno natančnost rezultatov. Iz navedenega sklepamo, da dodatna izvora napake predlaganega postopka nista bistveno vplivala na natančnost rezultatov. V nadaljevanju še natančneje opišemo rezultate postopkov L1 in L2.

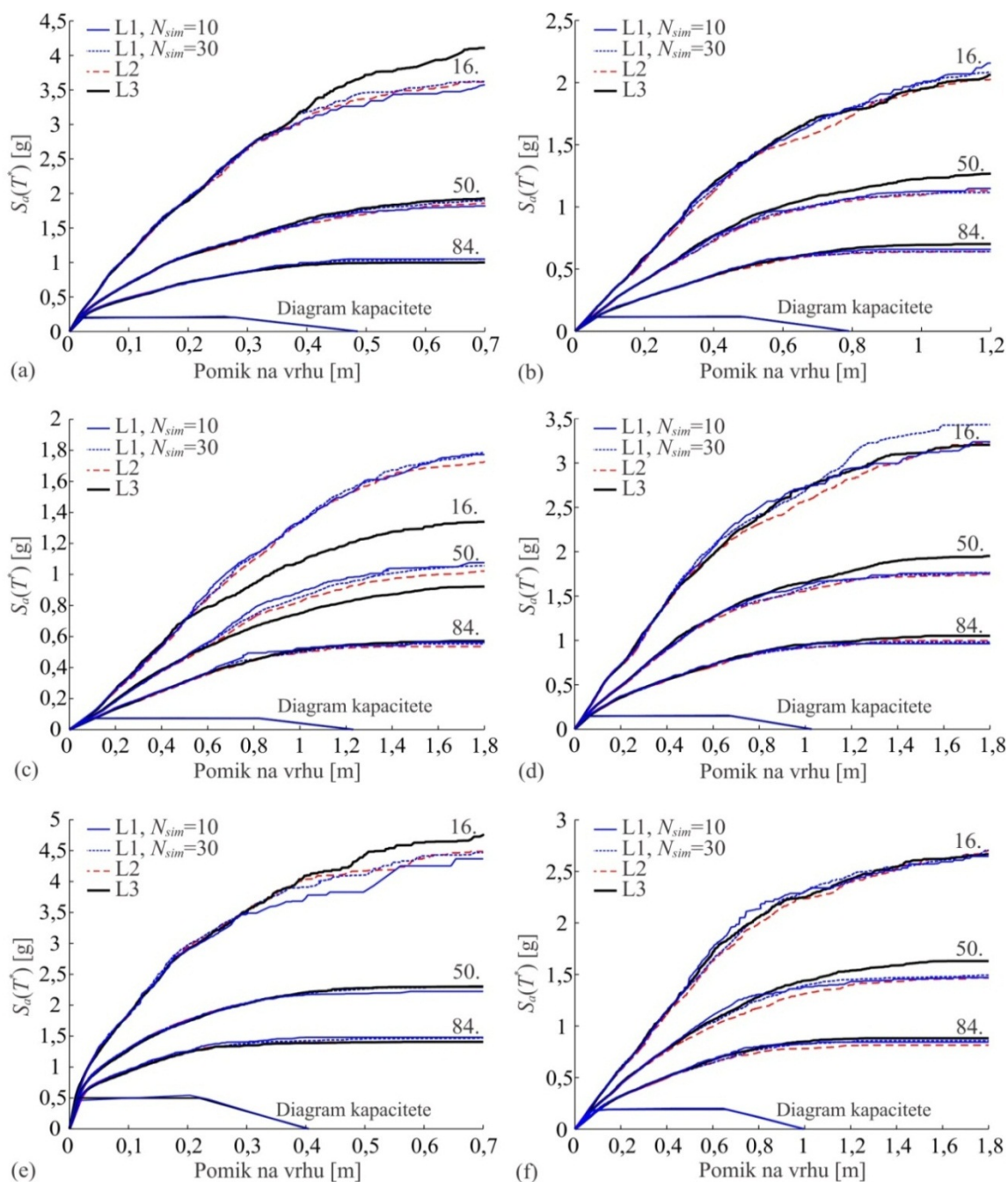
Iz preglednice 6.5 je razvidno zelo dobro ujemanje rezultatov predlaganega postopka (L1) in razširjene SDOF-IDA (L2). Predlagani postopek običajno rahlo preceni mediano odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ , ki jo določimo s postopkom L2. Odstopanja median odziva  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  se gibljejo med  $-2$  in  $+5$  %. Povprečno

odstopanje median odziva postopkov L1 in L2 znaša +2 %. Študija korekcijskih faktorjev  $b_{\mu}$  pokaže, da so rahlo precenjene vrednosti  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  posledica od 2 do 4 % precenjenih vrednosti korekcijskih predlaganega postopka v primerjavi s postopkov L2. Rezultati preglednice 6.5 kažejo tudi na dobro ujemanje raztrosov odziva postopkov L1 in L2. Za odstopanja raztrosov odziva je značilen podoben obseg vrednosti kot za odstopanja median odziva. Vrednosti  $\Delta\beta_{LS,RU}$  se namreč gibljejo med -3 in +5 %. Pozitivna in negativna odstopanja postopkov se približno izenačijo, zato povprečno odstopanje  $\Delta\beta_{LS,RU}$  znaša 0 %. Rahlo večji obseg vrednosti je značilen za odstopanja  $\Delta c_{\mu}$ , ki se gibljejo med -7 in +7 %. S primerjavo rezultatov preglednic 6.5 in 6.6 ugotovimo, da je za odstopanja  $\Delta c_{\mu}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$  značilna relativno slaba koreliranost vrednosti. Očitno je vpliv napake, ki nastane zaradi poenostavljenega vzorčenja slučajnih spremenljivk, pri tako majhnih vrednosti odstopanj  $\Delta c_{\mu}$  nekoliko pomembnejši. Po drugi strani pa odstopanja  $\Delta c_{\mu}$  vplivajo samo na raztros odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$ , ne vplivajo pa na raztros odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$ . Skupen raztros odziva  $\beta_{LS,RU}$  lahko približno ocenimo kot kvadratni koren vsote kvadratov raztrosov  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$ , t.j.  $\beta_{LS,RU} = \sqrt{\beta_{LS,R}^2 + \beta_{LS,U}^2}$ , zato so odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  običajno manjša od pripadajočih odstopanj  $\Delta c_{\mu}$ .

Na sliki 6.4 je prikazana še grafična primerjava rezultatov postopkov L1, L2 in L3. Slika prikazuje primerjavo 16., 50. in 84. kvantilov krivulj IDA obravnavanih stenastih sistemov, določenih s postopki L1, L2 in L3. S slike 6.4 je razvidno relativno dobro ujemanje kvantilov krivulj IDA med vsemi tremi postopki. Izjema so rezultati 8-etažne stene dolžine  $L_w = 3$  m (št. 3) (slika 6.4c), za katero sta 50. in 16. kvantil krivulj IDA postopka L3 precej nižja od kvantilov postopkov L1 in L2. Za to konstrukcijo smo ugotovili, da je občutljiva na odziv v višjih nihajnih oblikah (plastičnih mehanizmih), česar postopka L1 in L2, ki temeljita na odzivu modela SDOF, ne moreta zajeti. Rezultati na sliki 6.4c kažejo, da so odstopanja kvantilov krivulj IDA stene št. 3 odvisna od intenzitete potresne obtežbe. Za intenzitete potresne obtežbe, ki so nižje od intenzitete v okolici 84. kvantila krivulj IDA ( $S_a(T^*) \approx 0,55$  g), je ujemanje rezultatov vseh treh postopkov zelo dobro. Sklepamo lahko, da se stena v tem območju intenzitet odzove pretežno v osnovnem plastičnem mehanizmu. Navedena ugotovitev je skladna z zaključki, ki so jih predstavili Dolšek in Brozovič (2013) ter Brozovič (2013). Za višje nivoje potresne intenzitete se razhajanja kvantilov krivulj IDA (50. in 84. kvantila) postopno povečujejo. Najvišjo vrednost dosežejo pri intenzitetah v okolici porušitve stene.

Z izjemo rezultatov stene št. 3 je ujemanje kvantilov krivulj IDA vseh treh postopkov precej dobro. S slike 6.4 je razvidno, da so 50. kvantili (mediane) krivulj IDA predlaganega postopka (L1) običajno pod vrednostmi postopka L3. Izjema so rezultati prej omenjene 8-etažne stene (št. 3), ki presega območje uporabnosti poenostavljenih postopkov (L1 in L2). Na podlagi teh ugotovitev zaključimo, da predlagani postopek znotraj območja uporabnosti običajno privede do rahlo konservativnih ocen mediane odziva konstrukcij. Ugotovljeni pojav je izrazitejši pri intenzitetah potresne obtežbe v okolici porušitve konstrukcij. Pri manjših intenzitetah potresne obtežbe je ujemanje kvantilov krivulj IDA nekoliko boljše. Za mejno stanje blizu porušitve (NC), ki ustreza 20% padcu nosilnosti konstrukcije, so npr. značilna zelo majhna odstopanja kvantilov krivulj IDA med postopki L1, L2 in L3. Posebej dobro ujemanje kvantilov krivulj IDA beležimo za 4-etažne stene št. 1 in 11 (slike 6.4a in 6.4e), rahlo slabše pa 6- in 8-etažne stene št. 2, 7 in 15 (slike 6.4b, 6.4d in 6.4f). Na podlagi rezultatov preglednice 6.5 smo ugotovili, da predlagani postopek rahlo podceni raztros 4-etažne enojne stene (št. 1) in 4-etažne dvojne stene (št. 11). Ta ugotovitev je razvidna tudi s slike 6.4a in 6.4e, saj so 16. kvantili predlaganega postopka pod kvantili postopka L3. Za ostale stene (št. 2, 7 in 15) je bilo ujemanje 16. kvantilov krivulj IDA precej dobro, vendar nižje vrednosti 50. kvantilov (median) predlaganega

postopka privedejo do rahlo precenjenega raztrosa krivulj IDA v primerjavi s postopkom L3 (glej slike 6.4b, 6.4d in 6.4f). Rezultati na sliki 6.4 kažejo, da je za vse obravnavane stene (tudi za steno št. 3) ujemanje 84. kvantilov krivulj IDA vseh treh postopkov (L1, L2 in L3) zelo dobro. Pri intenzitetah potresne obtežbe v okolici 84. kvantila se namreč konstrukcije običajno odzovejo pretežno v osnovnem plastičnem mehanizmu (Dolšek in Brozovič, 2013; Brozovič, 2013).



Slika 6.4: Primerjava 16., 50. in 84. kvantilov krivulj IDA, določenih s postopki L1, L2 in L3, za (a) 4-etažno enojno steno št. 1, (b) 6-etažno enojno steno št. 2, (c) 8-etažno enojno steno št. 3, (d) 8-etažno enojno steno št. 7, (e) 4-etažno dvojno steno št. 11 in (f) 4-etažno dvojno steno št. 15.

Figure 6.4: Comparison of the 16<sup>th</sup>, 50<sup>th</sup> and 80<sup>th</sup> fractile IDA curves determined by procedures L1, L2 and L3 for the (a) 4-storey single cantilever wall No. 1, (b) 6-storey single cantilever wall No. 2, (c) 8-storey single cantilever wall No. 3, (d) 8-storey single cantilever wall No. 7, (e) 4-storey double cantilever wall No. 11 and (f) 8-storey double cantilever wall No. 15.

Omenimo lahko tudi, da je ujemanje kvantilov krivulj IDA postopkov L1 in L2 zelo dobro. Kvantili predlaganega postopka so sicer rahlo višji od kvantilov postopka L2. Podoben rezultat smo ugotovili tudi na podlagi rezultatov preglednice 6.5, iz katerih je razvidno, da postopek L1 v primerjavi s postopkom L2 rahlo preceni mediano odziva konstrukcije. Razlike smo kljub vsemu zelo majhne, zato zaključimo, da predlagani postopek zagotavlja primerljiv nivo natančnosti kot postopek L2.

Iz rezultatov slike 6.4 izhaja tudi pomemben zaključek o vplivu upoštevanega števila simulacij na natančnost rezultatov predlaganega postopka (L1). Rezultati na sliki 6.4 kažejo dobro ujemanje kvantilov krivulj IDA, ki jih določimo na podlagi različnega števila simulacij ( $N_{sim} = 10$  in  $N_{sim} = 30$ ). Nekoliko slabše ujemanje beležimo le za 16. kvantila krivulj IDA 4-etažne dvojne stene št. 11 in 8-etažne enojne stene št. 7. Zgornji kvantil (16. kvantil) določen z manjšim številom simulacij ( $N_{sim} = 10$ ) je namreč nižji od kvantila določenega z večjim številom simulacij ( $N_{sim} = 30$ ) (slika 6.4d in 6.4e). To privede do rahlo podcenjenih raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  navedenih sten. Razlike so kljub vsemu zelo majhne ( $< 4\%$ ), zato sklepamo, da uporabljeno število simulacij ( $N_{sim} = 10$ ) še vedno zagotavlja zadovoljivo natančnost rezultatov predlaganega postopka. Podobno kot pri okvirnih konstrukcijah lahko tudi za stenaste konstrukcije zaključimo, da predlagani postopek zagotavlja zadovoljivo natančnost rezultatov z uporabo manjšega števila simulacij ( $N_{sim} = 10$ ) kot postopek L2 ( $N_{sim} = 30$ ).

V nadaljevanju prikažemo še rezultate študije potresnega odziva celotne skupine testnih konstrukcij. Kot smo omenili v uvodnem delu poglavja, se pri analizi potresnega odziva celotne skupine testnih konstrukcij omejimo na uporabo postopkov L1 in L2. Parametre odziva enojnih in dvojnih konzolnih sten ter pripadajoča odstopanja postopkov L1 in L2 predstavimo v preglednici 6.7. Rezultati predlaganega postopka so določeni z uporabo  $N_{sim} = 30$  simulacij, zato se parametri odziva sten št. 1–3, 7, 11 in 15 lahko malenkost razlikujejo od vrednosti iz preglednice 6.5.

Iz rezultatov v preglednici 6.7 je razvidno, da je ujemanje rezultatov predlaganega postopka (L1) in razširjene SDOF-IDA (L2) zelo dobro. Predlagani postopek v primerjavi s postopkom L2 običajno rahlo preceni mediane odzive  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  skupine enojnih in dvojnih konzolnih sten. Izjema so rezultati sten št. 8 in 9, za katere smo s predlaganim postopkom rahlo podcenili mediane odziva določene s postopkom L2 (cca.  $-2\%$ ). Odstopanja median odziva  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  celotne skupine konstrukcij se gibljejo med  $-2$  in  $+6\%$ . Povprečno odstopanje median odziva celotne skupine testnih konstrukcij znaša le  $+2\%$ . Za enak odstotek se razlikuje tudi predlagana vrednost korekcijskega faktorja  $b_{\mu}$  za razvoj probabilističnega modela SDOF ( $b_{\mu} = 1,0$ , preglednica 5.10) in povprečna vrednosti  $\bar{b}_{\mu}$  celotne skupine testnih konstrukcij ( $\bar{b}_{\mu} = 0,98$ ). Rezultati preglednice 6.7 kažejo tudi zelo dobro ujemanje raztrosov odziva postopkov L1 in L2, za katere je značilen podoben obseg odstopanja kot za mediane odziva. Odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  postopkov L1 in L2 se namreč gibljejo med  $-2$  in  $+5\%$ . V sedmih izmed skupno petnajstih primerov predlagani postopek zagotovi popolnoma enake ocene raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  kot postopek L2. V petih primerih s predlaganim postopkom rahlo precenimo raztros odziva testnih konstrukcij (od  $+2$  do  $+5\%$ ). Le v treh primerih predlagani postopek podceni vrednosti raztrosa odziva, vendar so odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  zanemarljiva ( $-2\%$ ). Povprečno odstopanje  $\Delta\beta_{LS,RU}$  celotne skupine konstrukcij znaša le  $+1\%$ . Na podlagi navedenih ugotovitev zaključimo, da je predlagani postopek sposoben zagotoviti zelo podobno natančnost rezultatov kot postopek L2.

Iz preglednice 6.7 je razvidno, da so za obravnavane stene značilne precej manjše razlike med intenzitetami pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in porušnimi intenzitetami (C), kot smo jih

določili za okvirne konstrukcije (poglavje 6.1.1). Za sodobne in obstoječe okvire smo npr. ugotovili, da so porušne intenzitete (C) v povprečju za 45 % in 30 % večja od intenzitet pri mejnem stanju blizu porušitve (NC). Za obravnavane stene znašajo razlike intenzitet pri mejnih stanjih NC in C komaj 15 %. Rezultat je posledica hitrejšega upadanja nosilnosti sten zaradi modelnih predpostavk (glej poglavje 3.2) in zaradi tipa plastičnega mehanizma sten, za katerega je značilna bistveno manjša možnost prerazporejanja obtežbe kot za okvirne konstrukcije. Ta ugotovitev privede do rahlo drugačnega zaključka glede velikosti odstopanja postopkov L1 in L2 pri različnih nivojih potresne intenzitete. Za okvirne konstrukcije smo namreč ugotovili (poglavje 6.1.1), da so za mejno stanje NC značilna manjša odstopanja postopkov L1 in L2 kot za mejno stanje C. Iz rezultatov preglednice 6.7 je razvidno, da je ta pojav v nekaterih primerih še vedno prisoten, vendar je manj izrazit kot pri okvirnih konstrukcijah (preglednici 6.3 in 6.4). Poudariti velja, da so za stenaste konstrukcije značilna še nekoliko manjša odstopanja postopkov L1 in L2 kot za okvirne konstrukcije. Nizke absolutne vrednosti odstopanja postopkov L1 in L2 so lahko same po sebi eden izmed razlogov manjše izrazitosti opisanega pojava.

Preglednica 6.7: Parametri odziva enojnih in dvojnih konzolnih sten  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$ , določeni s predlaganim postopkom (L1) in razširjeno SDOF-IDA (L2), ter pripadajoča odstopanja med postopkoma  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$ .

Table 6.7: Response parameters of the single and double cantilever walls  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\beta_{LS,RU}$  estimated by the proposed procedure (L1) and extended SDOF-IDA (L2), and the corresponding percentage differences  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\Delta\beta_{LS,RU}$ .

Enojne in dvojne konzolne stene:		$\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [g]		$\beta_{LS,RU}$		$\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [%]	$\Delta\beta_{LS,RU}$ [%]	
		L1	L2	L1	L2	L1/L2	L1/L2	
Št. 1	4-etažna enojna stena, $L_w = 3$ m	NC	1,70	1,67	0,60	0,60	2	0
		C	1,99	1,96	0,62	0,63	2	-2
Št. 2	6-etažna enojna stena, $L_w = 3$ m	NC	1,00	0,99	0,56	0,55	1	2
		C	1,19	1,18	0,59	0,57	1	4
Št. 3	8-etažna enojna stena, $L_w = 3$ m	NC	0,89	0,86	0,59	0,57	3	4
		C	1,05	1,00	0,59	0,57	5	4
Št. 4	4-etažna enojna stena, $L_w=3$ m, $r_f=2\%$	NC	1,82	1,78	0,60	0,60	2	0
		C	2,15	2,10	0,66	0,66	2	0
Št. 5	4-etažna enojna stena, $L_w = 6$ m	NC	2,38	2,35	0,56	0,56	1	0
		C	2,63	2,58	0,58	0,58	2	0
Št. 6	6-etažna enojna stena, $L_w = 6$ m	NC	2,14	2,13	0,61	0,61	0	0
		C	2,52	2,51	0,63	0,63	0	0
Št. 7	8-etažna enojna stena, $L_w = 6$ m	NC	1,57	1,54	0,58	0,56	2	4
		C	1,82	1,79	0,62	0,59	2	5
Št. 8	4-etažna enojna stena DCM, $L_w=3$ m	NC	1,82	1,86	0,57	0,58	-2	-2
		C	2,11	2,15	0,61	0,61	-2	0
Št. 9	6-etažna enojna stena DCM, $L_w=3$ m	NC	1,02	1,03	0,55	0,55	-1	0
		C	1,23	1,23	0,59	0,59	0	0
Št. 10	8-etažna enojna stena DCM, $L_w=3$ m	NC	0,91	0,86	0,58	0,57	6	2
		C	1,06	1,01	0,59	0,57	5	4
Št. 11	4-etažna dvojna stena, $L_{w1}/L_{w2}=6/4$ m	NC	2,23	2,24	0,52	0,52	0	0
		C	2,52	2,53	0,57	0,58	0	-2
Št. 12	4-etažna dvojna stena, $L_{w1}/L_{w2}=6/2$ m	NC	2,25	2,26	0,53	0,53	0	0
		C	2,49	2,49	0,55	0,55	0	0
Št. 13	6-etažna dvojna stena, $L_{w1}/L_{w2}=6/2$ m	NC	2,03	2,01	0,57	0,56	1	2
		C	2,32	2,31	0,59	0,59	0	0
Št. 14	8-etažna dvojna stena, $L_{w1}/L_{w2}=6/4$ m	NC	1,33	1,28	0,55	0,55	4	0
		C	1,52	1,47	0,57	0,57	3	0
Št. 15	8-etažna dvojna stena, $L_{w1}/L_{w2}=6/2$ m	NC	1,33	1,29	0,55	0,55	3	0
		C	1,51	1,47	0,57	0,57	3	0



Na podlagi primerjave statistik odziva, določenih s postopki L1, L2 in L3, smo ugotovili, da je predlagani postopek znotraj omejitve uporabnosti sposoben zagotoviti zadovoljiv nivo natančnosti rezultatov. Izjema je bila razmeroma vitka 8-etažna stena (št. 3) z razmerjem  $H/L_w = 8$ , za katero poenostavljena postopka L1 in L2, ki temeljita na odzivu modela SDOF, nista bila sposobna ustrezno zajeti potresnega odziva. Konstrukcija se je namreč izkazala za občutljivo na odziv v višjih nihajnih oblikah (plastičnih mehanizmih). Za ostalih pet stenastih konstrukcij smo ugotovili zelo dobro ujemanje rezultatov postopkov L1 in L3. Z izjemo prej omenjene stene predlagani postopek (L1) običajno rahlo podceni mediano odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  v primerjavi s postopkom L3 (-4% do +2%). Odstopanje  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  med postopkoma L1 in L3 so relativno majhna, saj znaša povprečno odstopanje komaj -1%. Izjema so rezultati prej omenjene stene (št. 3), za katero sta poenostavljena postopka L1 in L2 precenila mediano odziva za približno 20 %. Ugotovili smo tudi, da predlagani postopek rahlo podceni vrednosti  $\beta_{LS,RU}$  pri 4-etažnih stenah št. 1 in 11 v primerjavi s postopkom L3 (med -2 in -9 %). Ravno nasproten trend smo ugotovili pri 6- in 8-etažnih stenah (št. 2, 7, 15), za katere s predlaganim postopkom rahlo precenimo raztrose odziva določene s postopkom L3 (med +6 in +15 %). Ugotovili smo, da odstopanja raztrosov odziva postopkov L1 in L3 naraščajo z naraščanjem števila etaž oziroma podajnosti sten. Skrajni primer te ugotovitve so rezultate stene št. 3, za katero smo s poenostavljenim postopkoma precenili raztros odziva določen s postopkom L3 za približno 30 %. Podobne ugotovitve izhajajo tudi iz grafične primerjave kvantilov krivulj IDA postopkov L1 in L3 (slika 6.4). Mediane (50. kvantili) krivulj IDA predlaganega postopka (L1) so običajno pod kvantili postopka L3, kar pomeni, da so rezultati predlaganega postopka na varni strani. Nekoliko podcenjene vrednosti raztrosa  $\beta_{LS,RU}$  4-etažni sten št. 1 in 11, so posledica podcenjenih 16. kvantilov postopka L1 v primerjavi s postopkom L3. Za ostale stene (št. 2, 7 in 15) je bilo ujemanje 16. kvantilov krivulj IDA precej dobro, vendar nižje vrednosti 50. kvantilov (median) predlaganega postopka privedejo do rahlo precenjenega raztrosa krivulj IDA v primerjavi s postopkom L3. Omenimo lahko, da je bilo ujemanje 84. kvantilov vseh konstrukcij (tudi stene št. 3) zelo dobro, kar nakazuje, da se konstrukcije pri intenzitetah potresne obtežbe v okolici 84. kvantila odzovejo pretežno v osnovnem plastičnem mehanizmu. Študija kvantilov krivulj IDA je pokazala dobro ujemanje rezultatov, ki jih določimo na podlagi različnega števila simulacij ( $N_{sim} = 10$  in  $N_{sim} = 30$ ). Podobno kot pri okvirnih konstrukcijah smo ugotovili, da predlagani postopek zagotavlja zadovoljivo natančnost rezultatov z uporabo manjšega števila simulacij ( $N_{sim} = 10$ ) kot postopek L2 ( $N_{sim} = 30$ ).

Natančnejša primerjava rezultatov postopkov L1 in L2, ki jo smo jo opravili za celotno skupino testnih konstrukcij, je pokazala zelo dobro ujemanje rezultatov postopkov. Splošen zaključek primerjave je, da predlagani postopek običajno rahlo preceni mediane odzive  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  v primerjavi s postopkom L2. Odstopanja median odziva  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  celotne skupine konstrukcij so se gibala med -2 in +5 %. Povprečno odstopanje median odziva postopkov L1 in L2 je znašalo le +2 %. Zelo podoben obseg odstopanj smo beležili tudi za odstopanja raztros odziva. Vrednosti  $\Delta\beta_{LS,RU}$  so se namreč gibale med -3 in +5 %. Povprečno odstopanje  $\Delta\beta_{LS,RU}$  celotne skupine konstrukcij je znašalo le +1 %. Na podlagi navedenih ugotovitev zaključimo, da je predlagani postopek sposoben zagotoviti zelo podobno natančnost rezultatov kot postopek L2.

### 6.1.3 Mešane konstrukcije

Potresni odziv mešanih konstrukcij določimo s podobnim pristopom, kot smo ga uporabili pri okvirnih in stenastih konstrukcijah. Tudi v tem primeru potresni odziv konstrukcij določimo z uporabo različnega nivoja natančnosti metod (od L1 do L3). Študijo potresnega odziva opravimo na skupini



testnih konstrukcij iz poglavja 3.1.3. Omeniti velja, da je število testnih konstrukcij v primeru mešanih sistemov bistveno manjše od števila testnih konstrukcij okvirnih in stenastih konstrukcij, zato vse testne konstrukcije analiziramo z uporabo vseh treh postopkov. Poglavje začnemo s kratkim povzetkom postopka določanja potresnega odziva s predlaganim postopkom.

Prvi korak predlaganega postopka je izdelava potisne analize determinističnih modelov, na podlagi katere določimo vrednosti globalnih parametrov  $x_{i,d}$ . V ta namen potisne krivulje testnih konstrukcij idealiziramo po postopku iz poglavja 5.3. Na ta način določimo parametre idealiziranih potisnih krivulj ( $F_y, D_y, D_m, D_u$ ), ki jih transformiramo v globalne parametre po enačbah (2.4) in (2.5). Naslednji korak postopka je določitev probabilističnih modelov SDOF obravnavanih mešanih sistemov. Poudariti velja, da se probabilistični modeli SDOF mešanih sistemov iz poglavja 5.3 (preglednica 5.16) razlikujejo v odvisnosti od razvrstitve sistemov kot ekvivalentne okvirnim ali stenastim sistemom. Razvrstitev mešanih sistemov opravi na podlagi razmerja prečnih sil, ki jih prenašajo okviri in stene pri stanju pred začetkom mehčanja konstrukcije, t.j. pri pomiku idealizirane potisne krivulje na meji mehčanja  $D_m$ . Pri mešanih sistemih št. 1, 2 in 6 je razmerje prečnih sil, ki jih prenašajo stene v neelastičnem območju večje od 50 % ( $F_{b,w}/F_b > 0,50$ ), zato te konstrukcij uvrstimo kot ekvivalentne stenastim sistemom (glej poglavje 5.3). Nasprotno velja za mešane sisteme št. 3, 4 in 5 ( $F_{b,w}/F_b < 0,50$ ), ki jih zato definiramo kot mešani sistemi ekvivalentni okvirnim sistemom. Probabilistične modele SDOF obravnavanih konstrukcij določimo na podlagi determinističnih vrednosti globalnih parametrov  $x_{i,d}$  in statističnih lastnosti globalnih parametrov  $b_i, c_i$  in  $K_{ij}$  iz preglednice 5.16. Spomnimo se, da za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom, predlagamo uporabo statističnih lastnosti globalnih parametrov stenastih konstrukcij. Za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, pa predlagamo uporabo vrednosti  $b_i, c_i$  in  $K_{ij}$ , ki so znotraj obsega rezultatov okvirnih in stenastih sistemov, vendar nekoliko bližje rezultatom slednjih. Podobno kot pri stenastih konstrukcijah poenostavljeno analizo vpliva negotovosti opravimo na podlagi verjetnostnih porazdelitev treh globalnih parametrov ( $S_{ay}, T^*$  in  $\mu_u$ ) in koeficienta viskoznega dušenja ( $\zeta$ ). Ta poenostavitev je posledica skoraj popolne povezanosti duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  ( $K_{\mu_m, \mu_u} \approx 1,0$ ), ki omogoča, da verjetnostno porazdelitev duktilnosti  $\mu_m$  simuliramo na podlagi verjetnostne porazdelitve duktilnosti  $\mu_u$  in razmerja duktilnosti  $\mu_m/\mu_u$  determinističnega modela. Vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti zajamemo z analizo skupine  $N_{sim}$  modelov SDOF, ki jih generiramo z metodo LHS. Potresni odziv obravnavanih primerov določamo z razširjeno IDA probabilističnega modela SDOF, tako da postopek IDA opravimo za skupino  $N_{sim}$  modelov in skupino potresnih zapisov  $N_{gm}$ . Rezultat razširjene IDA sta parametra odziva konstrukcije  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$ , ki zajemata celoten vpliv negotovosti, tako zaradi slučajnosti potresne obtežbe kot modelnih in fizikalnih negotovosti.

Za simulacijo vpliva negotovosti izbranih primerov s predlaganim postopkom (L1) uporabimo  $N_{sim} = 10$  simulacij. Rezultati postopkov L2 in L3 določimo z uporabo  $N_{sim} = 40$  simulacij in istega vzorca slučajnih spremenljivk za oba postopka. Na ta način vnaprej izločimo napako, ki nastane zaradi uporabe poenostavljenega postopka vzorčenja slučajnih spremenljivk z LHS. Primerljivost rezultatov postopkov L1 in ostalih postopkov (L2, L3) zagotovimo z uporabo istih histereznih pravil in istega modela dušenja za vse postopke (glej poglavje 6.1.1). V preglednici 6.8 prikažemo primerjavo parametrov potresnega skupine mešanih sistemov, ki jih določimo s postopki L1, L2 in L3. Poleg parametrov odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$  v preglednici 6.8 prikažemo tudi pripadajoča medsebojna odstopanja median in raztrosov odziva posameznih postopkov ( $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$ ). Glede na omejitve predlaganega probabilističnega modela SDOF (trilinearna ovojnica), se pri analizi rezultatov omejimo na primerjavo parametrov odziva pri stanju blizu porušitve konstrukcije (NC).

Preglednica 6.8: Primerjava parametrov odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$  ter pripadajočih odstopanj  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$  med postopki L1, L2 in L3 mešanih sistemov (št. 1–6).

Table 6.8: Comparison of response parameters  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\beta_{LS,RU}$ , and corresponding percentage differences  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\Delta\beta_{LS,RU}$  between procedures L1, L2 and L3 for the dual systems (No. 1–6).

Mešani sistemi:		$\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [g]			$\beta_{LS,RU}$			$\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ [%]			$\Delta\beta_{LS,RU}$ [%]		
		L1	L2	L3	L1	L2	L3	L1/L2	L1/L3	L2/L3	L1/L2	L1/L3	L2/L3
Št. 1	NC	1,50	1,44	1,47	0,50	0,49	0,49	4	2	-2	2	2	0
Št. 2	NC	1,81	1,84	1,81	0,56	0,57	0,60	-2	0	2	-2	-7	-5
Št. 3	NC	0,94	0,92	0,96	0,52	0,49	0,44	2	-2	-4	6	18	11
Št. 4	NC	0,92	0,91	0,88	0,51	0,49	0,44	1	5	3	4	16	11
Št. 5	NC	0,92	0,93	0,92	0,52	0,51	0,47	-1	0	1	2	11	9
Št. 6	NC	1,43	1,38	1,39	0,55	0,53	0,50	4	3	-1	4	10	6

Iz rezultatov preglednice 6.8 je razvidno, da predlagani postopek (L1) običajno privede do podobnih rezultatov kot postopek L3. Boljše ujemanje rezultatov postopkov L1 in L3 beležimo za mediane odziva, nekoliko slabše pa za raztrose odziva. Splošen trend rezultatov je, da predlagani postopek rahlo preceni mediano odziva določeno s postopkom L3. Odstopanja  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  so kljub vsemu zelo majhna, saj gibljejo med  $-2$  in  $+5$  %. Povprečno odstopanje  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  postopkov L1 in L3 znaša le  $+1$  %. Večja odstopanja rezultatov postopkov L1 in L3 določimo za vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$ . Odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  se namreč gibljejo med  $-7$  in  $+18$  %. Povprečna vrednosti odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  je tudi v tem primeru relativno majhna, saj znaša le  $+8$  %. Zanimiva ugotovitev rezultatov preglednice 6.8 je, da so večja odstopanja postopkov L1 in L3 značilna konstrukcije z večjim številu etaž, t.j. za 8-etažne mešane sisteme (št. 3–6). Iz tega sklepamo, da natančnost predlaganega postopka upada z naraščanjem števila etaž konstrukcij. Iz preglednice 6.8 je poleg tega razvidno, da predlagani postopek običajno preceni raztros odziva pri 8-etažnih konstrukcijah št. 3–6 (med  $+10$  in  $+18$  %), medtem ko so vrednosti raztrosov odziva 4-etažnih konstrukcij št. 1–2 običajno rahlo podcenjene (med  $-7$  in  $+2$  %). Precenjeni raztrosi odziva 8-etažnih konstrukcij so v največji meri posledica poenostavljenega določanja potresnega odziva na nivoju modela SDOF, ki ni sposoben zajeti spremembe plastičnega mehanizma konstrukcije v odvisnosti od potresnega zapisa in intenzitete potresne obtežbe. Omeniti velja, da so odstopanja rezultatov postopkov L1 in L3 odvisna še od dveh izvorov napak. Poleg prej omenjenega izvora napake, so rezultati postopka L1 obremenjeni še z napako zaradi odstopanj dejanskih in upoštevanih statističnih karakteristik globalnih parametrov ( $b_i$ ,  $c_i$ ,  $K_{ij}$ ) ter z napako zaradi poenostavljenega vzorčenja slučajnih spremenljivk z LHS. Vpliv teh napak lahko ocenimo s primerjavo odstopanj postopkov L1/L3 in L2/L3. Iz primerjave rezultatov postopkov L2 in L3 je razviden zelo podoben trend odstopanja median in raztrosov odziva kot za postopka L1 in L3. Odstopanja  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  postopkov L2 in L3 se namreč gibljejo med  $-4$  in  $+3$  %, medtem ko se odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  gibljejo med  $-5$  in  $+11$  %. Iz navedenega je razvidno, da dodatna izvora napake predlaganega postopka nista bistveno vpliva na natančnost rezultatov. Rezultati preglednice 6.8 kažejo tudi dobro ujemanje rezultatov predlaganega postopka in postopka L2. Za postopka L1 in L2 so namreč značilna zelo majhna odstopanja median in raztrosov odziva, ki so običajno manjša od 5 %. Odstopanja  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  postopkov L1 in L2 se npr. gibljejo med  $-2$  in  $+4$  %. Podoben obseg določimo tudi za odstopanja raztrosov odziva, ki se gibljejo med  $-2$  in  $+6$  %. Povprečna odstopanja postopkov L1 in L2 znašata  $+1$  % v primeru median odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $+3$  % v primeru raztrosov odziva  $\beta_{LS,RU}$ . Iz navedenega je razvidno, da predlagani postopek običajno privede do rahlo precenjenih vrednosti median in raztrosov odziva. Kljub vsemu so odstopanja rezultatov zelo majhna, zato zaključimo, da je predlagani postopek sposoben zagotoviti podobno natančnost rezultatov kot postopke razširjene SDOF-IDA (L2).

## 6.2 Predlog tipičnih vrednosti raztrosa odziva AB konstrukcij

V tem podpoglavju se osredotočimo na analizo vrednosti raztrosa odziva obravnavanih konstrukcijskih sistemov. Glavni cilj tega poglavja je določitev tipičnih vrednosti raztrosa odziva okvirnih, stenastih in mešanih sistemov. Tipične vrednosti raztrosa odziva pri mejnem stanju blizu porušitve ( $\beta_{NC,RU}$ ) in pri porušitvi konstrukcije ( $\beta_{C,RU}$ ) določimo na podlagi študije raztrosa odziva skupin testnih konstrukcij iz poglavij 3.1.1 (okviri), 3.1.2 (stene) in 3.1.3 (mešani sistemi). Poleg študije skupnega raztrosa odziva ( $\beta_{LS,RU}$ ) opravimo tudi ločeni študiji raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe ( $\beta_{LS,R}$ ) in raztrosa odziva zaradi modelnih ter fizikalnih negotovosti ( $\beta_{LS,U}$ ). Pri analizi raztrosa odziva upoštevamo rezultate, ki smo jih določili v poglavjih 6.1.1, 6.1.2 in 6.1.3. V teh poglavjih smo pokazali, da je predlagani postopek (L1) običajno sposoben zagotoviti enakovredno natančnosti rezultatov kot postopek razširjene SDOF-IDA (L2). Zato bi lahko za študijo raztrosa odziva uporabili bodisi rezultate postopka L1 bodisi postopka L2. Zavedamo se, da so rezultati postopka L1 obremenjeni še z dodatnim izvorom napake, ki je posledica uporabe vnaprej določenih statističnih lastnosti globalnih parametrov iz poglavji 5.1, 5.2 in 5.3. Iz navedenega razloga se odločimo, da bomo študijo vrednosti raztrosa odziva opravili na podlagi rezultatov postopka razširjene SDOF-IDA (L2). Za postopek L2 smo ugotovili, da je sposoben zagotoviti zadovoljivo natančnost rezultatov v primerjavi s postopkom L3. Še posebej dobro ujemanje smo zasledili pri ocenah raztrosa odziva  $\beta_{NC,RU}$ , katerih določitev je bistvenega pomena za razvoj poenostavljene verjetnostne metodologije (Dolšek in Fajfar, 2007; Fajfar, Dolšek, 2012).

### 6.2.1 Okvirne konstrukcije

Študijo raztrosa odziva skupine sodobnih in obstoječih okvirov opravimo v dveh korakih. V prvem delu poglavja obravnavamo skupne vrednosti raztrosa potresnega odziva  $\beta_{LS,RU}$  zaradi slučajnosti potresne obtežbe in modelnih ter fizikalnih negotovosti. Kot bomo pokazali, se vrednosti  $\beta_{LS,RU}$  obstoječih okvirov z mehko etažo, ki niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma, precej razlikujejo od vrednosti ostalih obstoječih okvirov. Ta pojav pojasnjujemo v drugem delu poglavja, kjer predstavimo še ločeno študijo vrednosti raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$  in modelnih ter fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$ . Na podlagi rezultatov iz poglavja 5.1 smo namreč ugotovili, da je odziv obstoječih okvirov odvisen od občutljivosti konstrukcij na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Za obstoječe okvire, ki niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma pričakujemo nižje vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,U}$ . Poleg tega so za nekatere obstoječe okvire značilni tudi manj duktilni plastični mehanizmi (npr. etažni mehanizem), ki vplivajo na vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$ . Na podlagi predstavljenih rezultatov v zadnjem delu poglavja predlagamo dva postopka za določitev tipičnih vrednosti raztrosa odziva sodobnih in obstoječih okvirov. Prvi postopek temelji na določitvi skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  na podlagi ločene analize vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  ter naknadne kombinacije rezultatov. Drugi postopek pa na direktni določitvi skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  na podlagi povprečnih vrednosti posameznih podskupin konstrukcij. Rezultate predlaganih postopkov primerjamo med seboj, v primeru prvega postopka tudi z dejanskimi vrednostmi raztrosov odziva. Predlagane vrednosti raztrosov odziva primerjamo z rezultati dosedanjih raziskav. Poudariti velja, da je bila večina raziskav na področju vrednotenja raztrosa potresnega odziva opravljenih za stanje porušitve konstrukcije (C), zato se bomo pri primerjavi rezultatov omejili na vrednosti  $\beta_{C,R}$ ,  $\beta_{C,U}$  in  $\beta_{C,RU}$ .

V preglednici 6.9 predstavimo vrednosti skupnega raztrosa odziva pri mejnem stanju blizu porušitve ( $\beta_{NC,RU}$ ) in porušitvi konstrukcije ( $\beta_{C,RU}$ ) skupine sodobnih in obstoječih okvirov. V krajnem desnem delu preglednic so prikazane tudi povprečne vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  in  $\bar{\beta}_{C,RU}$  celotne skupine testnih konstrukcij. Oznake sodobnih in obstoječih okvirov so skladne s preglednico 3.1. Dodatno jih povzamemo tudi v preglednici 6.9. Za lažji opis rezultatov vrednosti obstoječe okvire z nespremenljivim mehanizmom zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti še posebej označimo (glej opombo pod preglednico 6.9).

Iz rezultatov preglednice 6.9 je razvidno, da se vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  sodobnih okvirov relativno malo spreminjajo med posameznimi konstrukcijami. Vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  sodobnih okvirov se gibljejo med 0,40 in 0,47. Nekoliko večje vrednosti raztrosa odziva so značilne za mejno stanje porušitve konstrukcije ( $\beta_{C,RU}$ ), za katere določimo vrednosti med 0,46 in 0,54. Povprečni vrednosti raztrosa odziva  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  in  $\bar{\beta}_{C,RU}$  sodobnih okvirov znašata 0,44 in 0,50.

Za obstoječe okvire zasledimo večje spreminjanje vrednosti raztrosa odziva med posameznimi konstrukcijami. Vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  obstoječih okvirov se gibljejo med 0,29 in 0,52. Rahlo večje spreminjanje vrednosti raztrosa odziva zasledimo pri mejnem stanju porušitve konstrukcije (C), saj se vrednosti  $\beta_{C,RU}$  gibljejo med 0,34 in 0,59. Povprečni vrednosti raztrosa odziva  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  in  $\bar{\beta}_{C,RU}$  obstoječih okvirov znašata 0,41 in 0,48. V poglavju 5.1 smo ugotovili, da imajo nekateri obstoječi okviri nespremenljiv plastični mehanizem zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti (št. 1, 5, 7 in 8). Izkaže se, da so za dva izmed teh okvirov (št. 1 in 7) značilne manjše vrednosti raztrosa odziva kot za ostale obstoječe okvire. V drugo smer posebej izstopajo rezultati okvira št. 10, za katerega smo ugotovili, da je občutljiv na strižne porušitve stebrov ( $UR_s > 1$ ). Zaradi različnih lastnosti nekaterih obstoječih okvirov uporaba povprečnih vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  in  $\bar{\beta}_{C,RU}$  celotne skupine testnih konstrukcij ne opiše dovolj natančno njihovo dejansko obnašanje. V nadaljevanju predstavimo izbrane rezultate nekaterih okvirov, s katerimi pridobimo boljši vpogled v obnašanje obstoječih okvirov.

Preglednica 6.9: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in porušitvi konstrukcij (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti za sodobne (zgoraj) in obstoječe okvire (spodaj).

Table 6.9: Dispersion measures  $\beta_{LS,RU}$  at near collapse (NC) and collapse limit state (C), and corresponding average values for the code-conforming (upper table) and old frames (lower table).

$\beta_{LS,RU}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	$\bar{\beta}_{LS,RU}$
NC	0,45	0,44	0,42	0,47	0,46	0,40	0,43	0,45	0,45	0,45	0,44
C	0,53	0,46	0,49	0,54	0,54	0,46	0,48	0,47	0,50	0,50	0,50

Sodobni okviri: (1) 2-etažni testni okvir, (2) 5-etažni testni okvir, (3) 8-etažni testni okvir, (4) SPEAR DCH – smer X, (5) SPEAR DCH – smer Y, (6) Okvir PREC8, (7) 6-etažni okvir – smer X, (8) 6-etažni okvir – smer Y, (9) 8-etažni okvir – smer X, (10) 8-etažni okvir – smer Y.

$\beta_{LS,RU}$	1*	2	3	4	5*	6	7*	8*	9	10	$\bar{\beta}_{LS,RU}$
NC	0,29	0,48	0,44	0,38	0,40	0,41	0,33	0,41	0,45	0,52	0,41
C	0,34	0,52	0,50	0,42	0,52	0,52	0,39	0,48	0,52	0,59	0,48

Obstoječi okviri: (1) 2-etažni testni okvir, (2) 5-etažni testni okvir, (3) 8-etažni testni okvir, (4) SPEAR – smer X, (5) SPEAR – smer Y, (6) Okvir ICONS, (7) 4-etažni okvir – smer X, (8) 4-etažni okvir – smer Y, (9) 7-etažni okvir – smer X, (10) 7-etažni okvir – smer Y.

\* Vrednosti obstoječih okvirov z nespremenljivim plastičnim mehanizmom zaradi vpliva negotovosti.

Za okvira 1 in 7 smo v poglavju 5.1 ugotovili, da nista občutljiva na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Do podobnega zaključka smo prišli tudi pri okvirih št. 5 in 8, vendar vrednosti teh okvirov ne odstopajo posebej od vrednosti ostalih okvirov. Iz navedenega sklepamo, da nespremenljiv plastični mehanizem okvirov št. 1 in 7 ni edini razlog za manjše vrednosti raztrosa odziva teh okvirov. Nespremenljiv plastični mehanizem okvirov namreč vpliva samo na raztros odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti ( $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$ ). Posebnost obstoječih okvirov št. 1 in 7 je, da smo s potisno analizo determinističnih modelov za okvira določili etažna mehanizma, ki povzročita nižji globalni duktilnosti okvirov. Za 2-etažni obstoječi okvir (št. 1) smo na primer določili vrednost  $\mu_{u,d} = 2,4$ , medtem ko smo za 4-etažni obstoječi okvir (št. 7) določili vrednost  $\mu_{u,d} = 3,7$  (preglednica 5.1). Izračunani vrednosti sta približno 50 % nižji od vrednosti obstoječih okvirov z globalnim plastičnim mehanizmom (št. 2–3, 5, 8–10), za katere znaša povprečna duktilnost  $\mu_{u,d}$  približno 6 (preglednica 5.1). V okviru doktorske disertacije, smo ugotovili, da sta raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe ( $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$ ) najbolj odvisna od globalne duktilnosti okvirov  $\mu_{u,d}$ . Na podlagi teh ugotovitev sklepamo, da sta nizki vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  okvirov št. 1 in 7 odvisni tako od nizke duktilnosti sistemov, ki povzročijo nizke vrednosti  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$ , kot tudi od nizkih vrednosti  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$ , ki so posledica neobčutljivosti konstrukcij na spreminjanje plastičnega mehanizma. Tudi za okvira št.4 in 6 določimo etažna mehanizma. Kljub temu za okvira ne zasledimo tako nizkih vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  kot za okvira št. 1 in 7 (preglednica 6.9). Okvira št. 4 in 6 uvrstimo kot občutljiva na spreminjanje plastičnega mehanizma, saj visok nivo normiranih osnih sil stebrov ( $v_{max} > 0,25$ ) povzroči neduktilne porušitve stebrov. Zaradi spreminljivosti plastičnega mehanizma imata okvira povečani vrednosti raztrosov  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  v primerjavi z okviri št. 1 in 7, kar vpliva tudi na povečani vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  teh okvirov. Kratka predstavitev rezultatov nekaterih okvirov pokaže, da določitev tipičnih vrednosti raztrosa obstoječih zahteva ločeno analizo vrednosti raztrosa  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$ , ki jo predstavimo v nadaljevanju.

Preglednica 6.10 vsebuje vrednosti raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pri porušitvi konstrukcije (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti sodobnih in obstoječih okvirov. V preglednici predstavimo tudi duktilnosti okvirov  $\mu_{u,d}$ , ki ustrezajo 20% padcu nosilnosti okvirov.

Preglednica 6.10: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pri porušitvi konstrukcij (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti za sodobne (zgoraj) in obstoječe okvire (spodaj). Duktilnosti okvirov pri 20% padcu nosilnosti  $\mu_{u,d}$  so tudi predstavljene.

Table 6.10: Dispersion measures  $\beta_{LS,R}$  at near collapse (NC) and collapse limit state (C), and corresponding average values for the code-conforming (upper table) and old frames (lower table). The ductilities corresponding to 20% drop of strength  $\mu_{u,d}$  are also presented.

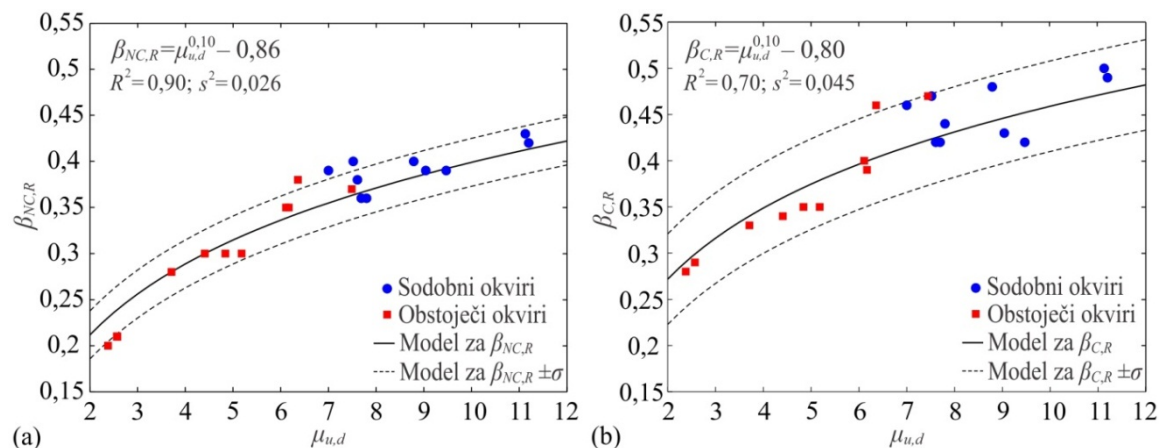
$\beta_{LS,R}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	$\bar{\beta}_{LS,R}$
NC	0,40	0,39	0,36	0,42	0,43	0,36	0,38	0,39	0,40	0,39	0,39
C	0,48	0,42	0,44	0,49	0,50	0,42	0,42	0,43	0,47	0,46	0,45
$\mu_{u,d}$	8,79	9,47	7,80	11,20	11,13	7,69	7,61	9,04	7,52	7,00	
$\beta_{LS,R}$	1*	2	3	4	5*	6	7*	8*	9	10	$\bar{\beta}_{LS,R}$
NC	0,20	0,30	0,30	0,30	0,37	0,21	0,28	0,35	0,38	0,35	0,30
C	0,28	0,35	0,35	0,34	0,47	0,29	0,33	0,40	0,46	0,39	0,37
$\mu_{u,d}$	2,38	5,18	4,84	4,41	7,49	2,57	3,71	6,11	6,36	6,17	

\* Vrednosti obstoječih okvirov z nespremenljivim plastičnim mehanizmom zaradi vpliva negotovosti.

Rezultati za sodobne okvire kažejo, da se vrednosti raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe relativno malo spreminjajo med konstrukcijami (preglednica 6.10). Vrednosti  $\beta_{NC,R}$  za sodobne okvire se gibljejo med 0,36 in 0,43, medtem ko se vrednosti  $\beta_{C,R}$  gibljejo med 0,42 in 0,50. Povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,R}$  in  $\bar{\beta}_{C,R}$  skupine sodobnih okvirov znašata 0,39 in 0,45. Iz rezultatov preglednice 6.10 je razvidna določena stopnja korelacije med duktilnostmi  $\mu_{u,d}$  in vrednostmi raztrosa odziva. Visoke duktilnosti okvirov št. 4 in 5 ( $\mu_{u,d} = 11$ ) sovpadajo z visokimi vrednostmi raztrosa odziva  $\beta_{NC,R} = 0,43$  in  $\beta_{C,R} = 0,50$ . Nizke vrednosti raztrosa odziva (npr.  $\beta_{NC,R} = 0,36-0,39$ ) pa sovpadajo z nižjimi vrednostmi duktilnosti (npr.  $\mu_{u,d} = 7-9$ ). Sklepamo lahko, da je majhno spreminjanje vrednosti  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  med okviri povezano z majhnim spreminjanjem duktilnosti sodobnih okvirov. Navedena ugotovitev je še bolj razvidna za obstoječe okvire, katerih rezultate opišemo v nadaljevanju. Majhno spreminjanje duktilnosti sodobnih okvirov je posledica projektiranja okvirov v skladu s predpisi Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1), ki za okvire zagotovi globalni plastični mehanizem.

Za obstoječe okvire je značilno večje spreminjanje vrednosti raztrosa odziva med konstrukcijami. Vrednosti  $\beta_{NC,R}$  se npr. gibljejo med 0,20 in 0,38. Za raztros odziva pri poružitvi konstrukcije je značilna še nekoliko večja variacij med konstrukcijami, saj se vrednosti  $\beta_{C,R}$  gibljejo med 0,28 in 0,47. Povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,R}$  in  $\bar{\beta}_{C,R}$  obstoječih okvirov znašata 0,30 in 0,37. Podobno kot pri sodobnih okvirih je tudi za obstoječe okvire značilna precejšnja korelacija med vrednostmi duktilnosti  $\mu_{u,d}$  in raztrosi odziva  $\beta_{NC,R}$  ter  $\beta_{C,R}$ . Iz rezultatov preglednice 6.10 je razvidno, da so najmanjše vrednosti raztrosov  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  značilne za okvire št. 1, 4, 6 in 7, za katere smo na podlagi potisne analize določili etažne mehanizme. Etažni mehanizmi povzročijo v povprečju 50 % nižjo duktilnosti teh okvirov v primerjavi z duktilnostjo ostalih okvirov ( $\mu_{u,d} = 3$  namesto  $\mu_{u,d} = 6$ ). Vrednosti raztrosa odziva okvira št.4 so sicer nekoliko večje od vrednosti ostalih okvirov z mehko etažo, vendar smo za ta okvir določili tudi večjo duktilnost ( $\mu_{u,d} = 4,4$ ). Največji vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  sta značilni za okvir št. 5, za katerega smo določili tudi najvišjo duktilnosti izmed vseh okvirov ( $\mu_{u,d} = 7,5$ ). Iz ugotovljenega sklepamo, da so vrednosti raztrosov  $\beta_{LS,R}$  zelo odvisne od duktilnosti okvirov. Te so v največji meri odvisne od tipa plastičnega mehanizma okvirov. Za okvire z etažnim mehanizmom so značilne manjše vrednosti raztrosa odziva kot za okvire z globalnim mehanizmom. Povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,R}$  in  $\bar{\beta}_{C,R}$  okvirov z mehko etažo (št. 1, 4, 6 in 7) znašata 0,25 in 0,31. Povprečni vrednosti ostalih okvirov (št. 2-3, 5, 8-10) znašata  $\bar{\beta}_{NC,R} = 0,34$  in  $\bar{\beta}_{C,R} = 0,40$ .

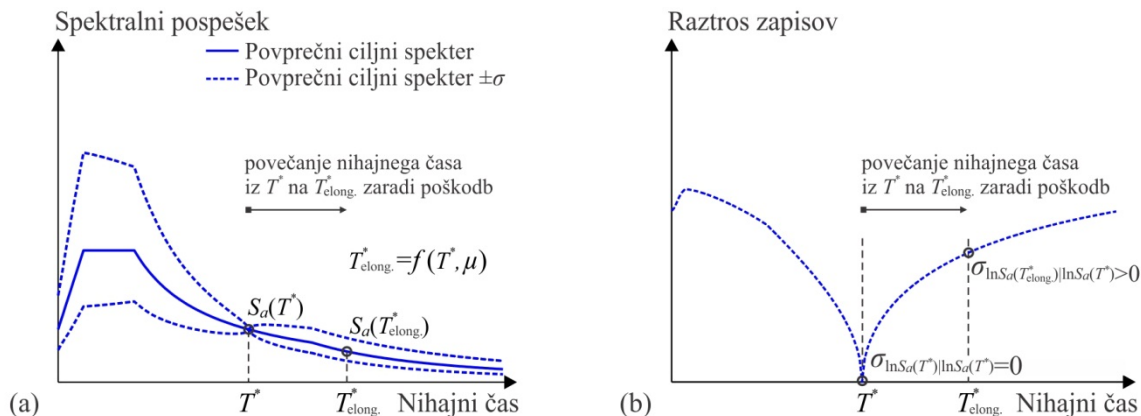
Na sliki 6.5 prikazujemo spreminjanje vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  sodobnih in obstoječih okvirov v odvisnosti od duktilnosti  $\mu_{u,d}$ . S slike je razviden očiten trend naraščanja vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  z naraščanjem duktilnosti okvirov  $\mu_{u,d}$ . Podobni zaključki so bili ugotovljeni tudi v smernicah za oceno potresnega obnašanja objektov FEMA P-695 (FEMA, 2009). Fizikalno ozadje ugotovljenega trenda je tesno povezano s povečanjem nihajnega časa okvirov zaradi nastanka poškodb in uporabe spektralnega pospeška  $S_a(T^*)$  (ali  $S_a(T)$ ) za mero intenzitete. Uporaba spektralnega pospeška  $S_a(T^*)$  za mero intenzitete predvideva, da celotno skupino potresnih zapisov normiramo na skupno vrednost  $S_a(T^*)$ . S takim pristopom raztros elastičnega odziva SDOF sistema (z nihajnim časom  $T^*$ ) popolnoma izločimo, raztros odziva sistema z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistema) pa bistveno zmanjšamo. Z nastankom poškodb se nihajna časa SDOF in MDOF sistemov postopoma povečujeta. Skladno s tem se povečuje tudi raztros potresne obtežbe. Iz navedenega izhaja, da je raztros potresnega odziva odvisen od povečanja nihajnega časa sistemov, ki je v največji meri odvisno od sposobnosti neelastičnega deformiranja sistema, t.j. od duktilnosti sistema. Shematični prikaz vpliva povečanja nihajnega časa SDOF sistema na povprečno vrednost in raztros potresne obtežbe je prikazan na sliki 6.6. Podoben princip povečanja raztrosa potresne obtežbe zaradi nastanka poškodb je značilen tudi za MDOF sisteme.



Slika 6.5: Spreminjanje raztrosov odziva (a)  $\beta_{NC,R}$  in (b)  $\beta_{C,R}$  sodobnih in obstoječih okvirov v odvisnosti od duktilnosti  $\mu_{u,d}$ . Na sliki sta prikazana tudi modela za napovedovanje raztrosov odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$ , ki smo ju določili na podlagi parametrične študije skupine SDOF sistemov.

Figure 6.5: Dispersion measures (a)  $\beta_{NC,R}$  and (b)  $\beta_{C,R}$  as a function of ductility  $\mu_{u,d}$  for the code-conforming and old frames. Note that the models for estimation of dispersion measures  $\beta_{NC,R}$  and  $\beta_{C,R}$ , which were determined based on a parametric study of a group of SDOF models, are also presented.

Poleg vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  skupine sodobnih in obstoječih okvirov na sliki 6.5 prikazujemo tudi modela za napovedovanje raztrosa odziva v odvisnosti od duktilnosti  $\mu_{u,d}$ . Potrebno je poudariti, da prikazana modela na sliki 6.5 nista določena na podlagi vrednosti raztrosa odziva testnih konstrukcij, ampak na podlagi parametrične študije skupine SDOF sistemov. Parametrično študijo raztrosov odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  smo opravili z upoštevanjem različnih kombinacij parametrov sistema z eno prostostno stopnjo:  $S_{ay,d} = [0,10 \ 0,20 \ 0,30 \ 0,40]$  g,  $T_d^* = [0,20 \ 0,40 \ 0,60 \ 0,80 \ 1,0 \ 1,25 \ 1,5, \ 1,75, \ 2,0]$  s,  $\mu_{m,d}/\mu_{u,d} = [0,60 \ 0,70 \ 0,80 \ 0,90]$ ,  $\mu_{u,d} = [2, \ 4, \ 6, \ 8, \ 10, \ 12]$ . Kot je razvidno, smo namesto duktilnosti  $\mu_{m,d}$  uporabili razmerje duktilnosti  $\mu_{m,d}/\mu_{u,d}$ , s katerim reguliramo hitrost mehčanja SDOF sistemov. Na podlagi vhodnih parametrov smo določili 864 SDOF sistemov za katere smo opravili študijo raztrosa odziva. Rezultati študije so pokazali, da sta raztrosa odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  praktično neodvisna od parametrov  $S_{ay,d}$  in  $T_d^*$ . Ugotovili smo tudi, da so vrednosti  $\beta_{NC,R}$  odvisne samo od duktilnosti pri 20% padcu nosilnosti  $\mu_{u,d}$ . Raztros odziva  $\beta_{C,R}$  je poleg duktilnosti  $\mu_{u,d}$  odvisen tudi od hitrosti mehčanja SDOF sistemov, ki ga izrazimo z razmerjem duktilnosti  $\mu_{m,d}/\mu_{u,d}$ . S slike 6.5 je razvidno, da modela precej dobro opišeta spreminjanje raztrosa odziva sodobnih in obstoječih okvirov. Za model na sliki 6.5a je značilna večja pojasnjevalna sposobnost in manjši raztros napovedi kot za model na sliki 6.5b. Prvi model je sposoben pojasniti 90 % ( $R^2 = 0,90$ ) celotne variabilnosti odvisne spremenljivke ( $\beta_{NC,R}$ ), drugi model pa le 70 % ( $R^2 = 0,70$ ). Za prvi model je značilna tudi 42 % manjša vrednost (ocenjene) standardne deviacije modela  $s^2$ . Slabše lastnosti drugega modela so posledica zanemaritve odvisnosti  $\beta_{C,R}$  od razmerja duktilnosti  $\mu_{m,d}/\mu_{u,d}$  in šibke odvisnosti od nihajnega časa  $T_d^*$ . Z upoštevanjem vpliva razmerja  $\mu_{m,d}/\mu_{u,d}$  se kvaliteta modela za napovedovanje  $\beta_{C,R}$  izboljša ( $R^2 = 0,82$ ,  $s^2 = 0,036$ ). Enačba za napovedovanje raztrosa odziva pri poružitvi konstrukcije pa je sledeča:  $\beta_{C,R} = -0,26(\mu_m / \mu_u) + \mu_u^{0,10} - 0,62$ . Predlagani modeli za napovedovanje raztrosa odziva so empirično določeni, zato jih lahko uporabimo le znotraj upoštevanega obsega vhodnih parametrov.



Slika 6.6: Vpliv povečanja nihajnega časa SDOF sistema zaradi nastanka poškodb na (a) povprečno vrednost in (b) raztros potresne obtežbe.

Figure 6.6: The influence of the SDOF model period elongation caused by the formation of damage to the (a) average value and (b) dispersion of ground motions.

Na podoben način kot smo predstavili raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$  se v nadaljevanju osredotočimo na obravnavo raztrosa odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$ . Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  sodobnih in obstoječih okvirov predstavimo v preglednici 6.11. Rezultati za sodobne okvire kažejo, da se vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  malo spreminjajo med konstrukcijami. Vrednosti  $\beta_{NC,U}$  sodobnih okvirov se gibljejo med 0,20 in 0,26 vrednosti  $\beta_{C,U}$  pa med 0,22 in 0,27. Povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,U}$  in  $\bar{\beta}_{C,U}$  celotne skupine okvirov znašata pri obeh mejnih stanjih (NC in C) 0,24.

Za obstoječe okvire je značilno večje spreminjanje raztrosa odziva zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti med konstrukcijami kot za sodobne okvire. Ugotovitev je posledica vrednosti  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  obstoječih okvirov z nespremenljivim mehanizmom (št. 1, 5, 7 in 8), za katere so značilne manjše vrednosti raztrosa odziva kot za ostale okvire. Vrednosti  $\beta_{NC,U}$  teh okvirov se gibljejo med 0,21 in 0,24, medtem ko se vrednosti  $\beta_{NC,U}$  okvirov s spremenljivim mehanizmom gibljejo med 0,26 in 0,40. Podoben trend rezultatov je značilen tudi za vrednosti raztrosa pri mejnem stanju porušitve konstrukcije (C). Za obstoječe okvire z nespremenljivim mehanizmom se vrednosti  $\beta_{C,U}$  gibljejo med 0,24 in 0,29. Precej večje spreminjanje vrednosti med konstrukcijami je značilno za okvire s spremenljivim mehanizmom, za katere določimo vrednosti  $\beta_{C,U}$  med 0,28 in 0,46. Največji vrednosti  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  določimo za obstoječi okvir št. 10, ki je občutljiv na strižne porušitve stebrov ( $UR_s > 1$ ). Zaradi velikih razlik med konstrukcijami, uporaba povprečnih vrednosti celotne skupine obstoječih okvirov ( $\bar{\beta}_{NC,U} = 0,30$  in  $\bar{\beta}_{C,U} = 0,33$ ) ne opiše dovolj dobro obnašanja obstoječih okvirov. Boljši opis raztrosa odziva obstoječih okvirov zagotovimo z uporabo ločenih vrednosti za okvire s spremenljivim in nespremenljivim mehanizmom zaradi vpliva negotovosti. Povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,U}$  in  $\bar{\beta}_{C,U}$  okvirov z nespremenljivim mehanizmom (št. 1, 5, 7 in 8) znašata 0,23 in 0,26. Za okvire s spremenljivim mehanizmom so značilne večje vrednosti  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$ , ki v povprečju znašajo  $\bar{\beta}_{NC,U} = 0,34$  in  $\bar{\beta}_{C,U} = 0,36$ . Iz navedenega ugotovimo, da je za obstoječe okvire s spremenljivim mehanizmom značilen večji raztros odziva  $\beta_{LS,U}$  kot za sodobne okvire. Ta ugotovitev je skladna z zaključki 5. poglavja, v katerem smo za obstoječe okvire s spremenljivim mehanizmom določili večje vrednosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  kot za sodobne okvire. Najnižje vrednosti koeficientov variacije  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  smo podobno kot pri vrednostih  $\beta_{NC,U}$  ter  $\beta_{C,U}$  določili za obstoječe okvire z nespremenljivim mehanizmom.



Preglednica 6.11: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,U}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pri porušitvi konstrukcij (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti za sodobne (zgoraj) in obstoječe okvire (spodaj).

Table 6.11: Dispersion measures  $\beta_{LS,U}$  at near collapse (NC) and collapse limit state (C), and corresponding average values for the code-conforming (upper table) and old frames (lower table).

$\beta_{LS,U}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	$\bar{\beta}_{LS,U}$
NC	0,25	0,26	0,24	0,23	0,22	0,20	0,24	0,24	0,24	0,26	0,24
C	0,27	0,22	0,26	0,25	0,25	0,23	0,26	0,22	0,22	0,24	0,24

$\beta_{LS,U}$	1*	2	3	4	5*	6	7*	8*	9	10	$\bar{\beta}_{LS,U}$
NC	0,24	0,39	0,34	0,26	0,21	0,36	0,22	0,24	0,28	0,40	0,30
C	0,25	0,41	0,39	0,28	0,29	0,45	0,24	0,28	0,28	0,46	0,33

\* Vrednosti obstoječih okvirov z nespremenljivim plastičnim mehanizmom zaradi vpliva negotovosti.

Na podlagi pridobljenih rezultatov zaključimo, da je za sodobne okvire značilno manjše spreminjanje skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  med konstrukcijami kot za obstoječe okvire. Ugotovitev je posledica načina projektiranja sodobnih okvirov, ki zagotavlja bolj enoličen odziv sodobnih okvirov v primerjavi z obstoječimi okviri. Za sodobne okvire lahko tipično vrednost raztrosa odziva določimo kot povprečno vrednost celotne skupine konstrukcij. Povprečni vrednosti raztrosa odziva  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  in  $\bar{\beta}_{C,RU}$  sodobnih okvirov znašata 0,44 in 0,50. Napovedovanje tipičnih vrednosti raztrosa odziva obstoječih okvirov je bolj komplicirano, saj se vrednosti odziva spreminjajo v odvisnosti od tipa plastičnega mehanizma in občutljivosti konstrukcije na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti. Iz naštetih razlogov določitev tipične vrednosti raztrosa odziva obstoječih okvirov zahteva ločeno analizo vrednosti  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$ . Skupno vrednost raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  nato določimo kot kvadratni koren vsote kvadratov vrednosti  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  ( $\beta_{LS,RU} = \sqrt{\beta_{LS,R}^2 + \beta_{LS,U}^2}$ ). Tak pristop lahko uporabimo tudi za določitev tipične vrednosti raztrosa  $\beta_{LS,RU}$  sodobnih okvirov. Primernost pristopa potrjujejo rezultati številnih raziskav (npr. Zareian in Krawinkler, 2007; Dolšek, 2009; FEMA, 2009; Vamvatsikos in Fragiadakis, 2010).

Vrednosti raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$  so odvisne od tipa plastičnega mehanizma, ki vpliva na doseženo duktilnosti okvira. Izkazuje se, da so vrednosti  $\beta_{LS,R}$  odvisne od povečanja nihajnega časa okvira zaradi nastanka poškodb, ki je v največji meri odvisno od duktilnosti konstrukcije. Okviri z etažnim mehanizmom dosežejo do 50 % nižjo globalno duktilnosti od ostalih obstoječih okvirov, zato imajo manjše vrednosti raztrosa odziva zaradi negotovosti potresnega obtežbe  $\beta_{LS,R}$ . Povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,R}$  in  $\bar{\beta}_{C,R}$  okvirov z mehko etažo znašata 0,25 in 0,31. Povprečni vrednosti ostalih obstoječih okvirov znašata  $\bar{\beta}_{NC,R} = 0,34$  in  $\bar{\beta}_{C,R} = 0,40$ . Nekoliko večje vrednosti so značilne za sodobne okvire, saj imajo višjo duktilnost od obstoječih okvirov z globalnim mehanizmom. Povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,R}$  in  $\bar{\beta}_{C,R}$  sodobnih okvirov znašata 0,39 in 0,45. Za napovedovanje raztrosov odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  poljubne konstrukcije predlagamo tudi modela v odvisnosti od duktilnosti  $\mu_{u,d}$ . Poudariti velja, da so bili podobni rezultati določeni tudi v predhodnih študijah, ki kažejo, da se vrednosti raztrosa odziva pri stanju porušitve  $\beta_{C,R}$  armiranobetonskih okvirov gibljejo med 0,35 in 0,45 (Haselton, 2006; Goulet in sod., 2007; Haselton in sod., 2007; Haselton in sod., 2011; Liel in sod., 2011). Številni raziskovalci kot tipično vrednost raztrosa odziva armiranobetonskih okvirov pri stanju porušitve (C) predlagajo vrednost  $\beta_{C,R} = 0,40$  (FEMA, 2009; Shafei in sod., 2011; Fajfar in Dolšek, 2012 itd.). V smernicah FEMA P695 je bil predlagan tudi model za določanje raztrosa odziva  $\beta_{C,R}$  v odvisnosti od duktilnosti  $\mu_{u,d}$ . Model predvideva tipično

vrednost  $\beta_{C,R} = 0,40$  za duktilnosti  $\mu_{u,d}$  večje od 3 in linearno zmanjševanje  $\beta_{C,R}$  proti vrednosti 0,20 za duktilnosti  $\mu_{u,d}$  manjše od 3. Zaključimo lahko, da se model iz FEMA 695 v grobem ujema z zaključki naših analiz.

Študija raztrosa odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti je pokazala, da so  $\beta_{LS,U}$  odvisne od občutljivosti konstrukcije na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti. Izkazuje se, da imajo obstoječi okviri, ki niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma (nespremenljiv mehanizem) manjše vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,U}$  od ostalih okvirov. Povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,U}$  in  $\bar{\beta}_{C,U}$  okvirov z nespremenljivim mehanizmom znašata 0,23 in 0,26. Za obstoječe okvire s spremenljivim mehanizmom so značilne večje vrednosti  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$ , ki v povprečju znašajo  $\bar{\beta}_{NC,U} = 0,34$  in  $\bar{\beta}_{C,U} = 0,36$ . Rahlo manjše vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,U}$  in  $\bar{\beta}_{C,U}$  določimo za sodobne okvire ( $\bar{\beta}_{NC,U} = \bar{\beta}_{C,U} = 0,24$ ). Navedene ugotovitve so skladne z zaključki iz poglavja 5. Podobni zaključki so bili določeni tudi v predhodnih študijah. Haselton (2006) je na podlagi analize vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti z metodo FOSM ugotovil, da lahko kot tipično vrednost raztrosa odziva AB okvirov pri stanju porušitve  $\beta_{C,U}$  upoštevamo vrednost 0,35. Ta vrednost, ki je bila upoštevana tudi v drugih študijah (npr. Haselton in sod., 2007; Goulet in sod., 2007), je predlagana tudi v smernicah FEMA P695 za nelinearne modele povprečne natančnosti in robustnosti (FEMA, 2009). Nekateri avtorji so kot tipično vrednost raztrosa odziva  $\beta_{C,U}$  predlagali vrednost 0,40 (Zareian in Krawinkler, 2007; Zareian in sod. 2010). Iz preglednice 6.11 je razvidno, da smo podoben obseg vrednosti  $\beta_{C,U}$  določili za obstoječe okvire, ki so občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma ( $\beta_{C,U} = 0,28-0,46$ ). Manjše vrednosti smo določili za sodobne okvire in obstoječe okvire, ki niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti ( $\beta_{C,U} \approx 0,25$ ).

Na podlagi predstavljenih ugotovitev predlagamo, da se tipične vrednosti skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  določijo na podlagi vrednosti  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  iz preglednice 6.12, ki jih določimo kot povprečne vrednosti posameznih podskupin testnih konstrukcij. Skupno vrednost raztrosa odziva določimo kot kvadratni koren vsote kvadratov vrednosti  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  po naslednjem pravilu  $\beta_{LS,RU} = \sqrt{\beta_{LS,R}^2 + \beta_{LS,U}^2}$ . V nadaljevanju pravilo za kombinacijo vrednosti raztrosov imenujemo pravilo SRSS (iz angl. »square root of the sum of the squares« – SRSS). Določitev tipičnih vrednosti skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  zahteva izdelavo potisne analize okvira in določitev tipa plastičnega mehanizma, na podlagi katerega ocenimo doseženo duktilnost in občutljivost okvira na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Po nizkih vrednostih raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$  najbolj izstopajo obstoječi okviri z mehko etažo, ki zaradi neugodnega mehanizma dosežejo zelo nizke duktilnosti. Na raztros odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti najbolj vpliva občutljivost okvira na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti, ki ga ocenimo po postopku s slike 5.6 (glej 5. poglavje). Okviri, katerih plastični mehanizem diktirajo nepravilnosti (kot so npr. etažni mehanizem, izrazito šibke grede ali izrazito močen element), imajo običajno nespremenljiv plastični mehanizem zaradi vpliva negotovosti. Za take okvire so značilne manjše vrednosti raztrosa odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$ . Kljub temu lahko visok nivo normiranih osnih sil stebrov ( $\nu_{\max} > 0,25$ ) še vedno povzroči spremenljiv mehanizem okvirov s prej naštetimi nepravilnostmi, zato imajo taki okviri večje vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,U}$ .

Preglednica 6.12: Tipične vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  sodobnih in obstoječih okvirov pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in porušitvi konstrukcije (C). Vrednosti  $\beta_{LS,R}$  obstoječih okvirov so odvisne od tipa plastičnega mehanizma (etažni mehanizem ali ostali mehanizmi), vrednosti  $\beta_{LS,U}$  pa od spremenljivosti plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti (spremenljiv ali nespremenljiv mehanizem).

Table 6.12: Typical values of dispersion measures  $\beta_{LS,R}$  and  $\beta_{LS,U}$  at near collapse (NC) and collapse limit state (C) for code-conforming and old frames. Note that for old frames different values  $\beta_{LS,R}$  apply according to the type of plastic mechanism (soft-storey or other mechanisms) and that different values  $\beta_{LS,U}$  apply for frames with variant and invariant mechanism due to the effect of modelling uncertainty.

Tip okvira:	Raztros odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe – $\beta_{LS,R}$		Raztros odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti – $\beta_{LS,U}$	
Sodobni okviri	$\beta_{NC,R} = 0,39$		$\beta_{NC,U} = 0,24$	
	$\beta_{C,R} = 0,45$		$\beta_{C,U} = 0,24$	
Obstoječi okviri	Etažni mehanizem	Ostali mehanizmi	Nespremenljiv mehanizem	Spremenljiv mehanizem
	$\beta_{NC,R} = 0,25$	$\beta_{NC,R} = 0,34$	$\beta_{NC,U} = 0,23$	$\beta_{NC,U} = 0,34$
	$\beta_{C,R} = 0,31$	$\beta_{C,R} = 0,40$	$\beta_{C,U} = 0,26$	$\beta_{C,U} = 0,38$

V nadaljevanju prikažemo kratko predstavitev predlaganega postopka za določitev tipične vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  na podlagi rezultatov potresne analize in vrednosti iz preglednice 6.12. Primerjavo predlaganih in dejanskih raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$ ,  $\beta_{LS,U}$  in  $\beta_{LS,RU}$  sodobnih in obstoječih okvirov prikažemo v preglednicah 6.13 in 6.14. Preglednici vsebujeta tudi podatke o odstopanjih predlaganih in dejanskih raztrosov odziva.

Za sodobne okvire skupno vrednost raztrosov odziva določimo kot  $\beta_{NC,RU} = \sqrt{0,39^2 + 0,24^2} = 0,46$  in  $\beta_{C,RU} = \sqrt{0,45^2 + 0,24^2} = 0,51$  (preglednica 6.12). Izračunani vrednosti sta zelo podobni povprečni vrednosti celotne skupine konstrukcij, ki znašata  $\bar{\beta}_{NC,RU} = 0,44$  in  $\bar{\beta}_{C,RU} = 0,50$ . Iz ugotovljenega sklepamo, da postopek za kombinacijo raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  zagotavlja precej dobro natančnost rezultatov. Iz rezultatov preglednic 6.13 je razvidno, da se predlagane vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  precej dobro ujemajo z dejanski raztrosi skupine sodobnih okvirov. Odstopanja skupnih vrednosti raztrosov se gibljejo med  $-6$  in  $+15$  %. Povprečno odstopanje predlaganih vrednosti znaša le  $+4$  %. Za raztrose  $\beta_{LS,U}$  so značilna večja odstopanja kot za raztrose  $\beta_{LS,R}$  (od  $-11$  do  $+20$  % namesto od  $-10$  do  $+9$  %). Kljub temu so odstopanja skupnih raztrosov odziva  $\beta_{LS,RU}$  bolj podobna odstopanjem raztrosov  $\beta_{LS,R}$ , saj vrednosti le-teh po absolutni vrednosti prevladajo nad vrednostmi  $\beta_{LS,U}$ . Ta primerjava sicer ni prav eksaktna, saj temelji na predpostavki, da sta raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  neodvisna. Izkaže se namreč, da so dejanske vrednosti  $\beta_{LS,RU}$  le približno enake vrednostim, ki jih določimo s korenem vsote kvadratov raztrosov  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$ . Primerjava odstopanj  $\Delta\beta_{LS,R}$  in  $\Delta\beta_{LS,U}$  z odstopanji  $\Delta\beta_{LS,RU}$  zato v nekaterih primerih kaže nedosleden trend rezultatov (glej npr. rezultate sodobni okvir št. 1,2,9 in 10 za mejno stanje NC). Nedoslednosti rezultatov so prisotne zlasti pri nizkih vrednosti odstopanj  $\Delta\beta_{LS,R}$  in  $\Delta\beta_{LS,U}$ . Zapomnili si bomo, da lahko na podlagi odstopanj  $\Delta\beta_{LS,R}$  in  $\Delta\beta_{LS,U}$  le približno sklepamo na odstopanja skupnega raztrosa odziva  $\Delta\beta_{LS,RU}$ .

Preglednica 6.13: Primerjava predlaganih in dejanskih raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$ ,  $\beta_{LS,U}$  in  $\beta_{LS,RU}$  ter pripadajočih odstopanj skupine sodobnih okvirov.

Table 6.13: The comparison of the proposed and actual dispersion measures  $\beta_{LS,R}$ ,  $\beta_{LS,U}$  and  $\beta_{LS,RU}$ , and corresponding percentage differences for the group of code-conforming frames.

Sodobni okviri:	Iz preglednice 6.8			Dejanske vrednosti			Odstopanja [%]			
		$\beta_{LS,R}$	$\beta_{LS,U}$	$\beta_{LS,RU}$	$\beta_{LS,R}$	$\beta_{LS,U}$	$\beta_{LS,RU}$	$\Delta\beta_{LS,R}$	$\Delta\beta_{LS,U}$	$\Delta\beta_{LS,RU}$
Št. 1	NC	0,39	0,24	0,46	0,40	0,25	0,45	-3	-4	2
	C	0,45	0,24	0,51	0,48	0,27	0,53	-6	-11	-4
Št. 2	NC	0,39	0,24	0,46	0,39	0,26	0,44	0	-8	5
	C	0,45	0,24	0,51	0,42	0,22	0,46	7	9	11
Št. 3	NC	0,39	0,24	0,46	0,36	0,24	0,42	8	0	10
	C	0,45	0,24	0,51	0,44	0,26	0,49	2	-8	4
Št. 4	NC	0,39	0,24	0,46	0,42	0,23	0,47	-7	4	-2
	C	0,45	0,24	0,51	0,49	0,25	0,54	-8	-4	-6
Št. 5	NC	0,39	0,24	0,46	0,43	0,22	0,46	-9	9	0
	C	0,45	0,24	0,51	0,50	0,25	0,54	-10	-4	-6
Št. 6	NC	0,39	0,24	0,46	0,36	0,20	0,40	8	20	15
	C	0,45	0,24	0,51	0,42	0,23	0,46	7	4	11
Št. 7	NC	0,39	0,24	0,46	0,38	0,24	0,43	3	0	7
	C	0,45	0,24	0,51	0,42	0,26	0,48	7	-8	6
Št. 8	NC	0,39	0,24	0,46	0,39	0,24	0,45	0	0	2
	C	0,45	0,24	0,51	0,43	0,22	0,47	5	9	9
Št. 9	NC	0,39	0,24	0,46	0,40	0,24	0,45	-3	0	2
	C	0,45	0,24	0,51	0,47	0,22	0,50	-4	9	2
Št. 10	NC	0,39	0,24	0,46	0,39	0,26	0,45	0	-8	2
	C	0,45	0,24	0,51	0,46	0,24	0,50	-2	0	2

Preglednica 6.14: Primerjava predlaganih in dejanskih raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$ ,  $\beta_{LS,U}$  in  $\beta_{LS,RU}$  ter pripadajočih odstopanj skupine obstoječih okvirov.

Table 6.14: The comparison of the proposed and actual dispersion measures  $\beta_{LS,R}$ ,  $\beta_{LS,U}$  and  $\beta_{LS,RU}$ , and corresponding percentage differences for the group of code-conforming frames.

Obstoječi okviri:	Iz preglednice 6.8			Dejanske vrednosti			Odstopanja [%]			
		$\beta_{LS,R}$	$\beta_{LS,U}$	$\beta_{LS,RU}$	$\beta_{LS,R}$	$\beta_{LS,U}$	$\beta_{LS,RU}$	$\Delta\beta_{LS,R}$	$\Delta\beta_{LS,U}$	$\Delta\beta_{LS,RU}$
Št. 1	NC	0,25	0,23	0,34	0,20	0,24	0,29	25	-4	17
	C	0,31	0,26	0,40	0,28	0,25	0,34	11	4	18
Št. 2	NC	0,34	0,34	0,48	0,30	0,39	0,48	13	-13	0
	C	0,40	0,38	0,55	0,35	0,41	0,52	14	-7	6
Št. 3	NC	0,34	0,34	0,48	0,30	0,34	0,44	13	0	9
	C	0,40	0,38	0,55	0,35	0,39	0,5	14	-3	10
Št. 4	NC	0,25	0,34	0,42	0,30	0,26	0,38	-17	31	11
	C	0,31	0,38	0,49	0,34	0,28	0,42	-9	36	17
Št. 5	NC	0,34	0,23	0,41	0,37	0,21	0,4	-8	10	2
	C	0,40	0,26	0,48	0,47	0,29	0,52	-15	-10	-8
Št. 6	NC	0,25	0,34	0,42	0,21	0,36	0,41	19	-6	2
	C	0,31	0,38	0,49	0,29	0,45	0,52	7	-16	-6
Št. 7	NC	0,25	0,23	0,34	0,28	0,22	0,33	-11	5	3
	C	0,31	0,26	0,40	0,33	0,24	0,39	-6	8	3
Št. 8	NC	0,34	0,23	0,41	0,35	0,24	0,41	-3	-4	0
	C	0,40	0,26	0,48	0,40	0,28	0,48	0	-7	0
Št. 9	NC	0,34	0,34	0,48	0,38	0,28	0,45	-11	21	7
	C	0,40	0,38	0,55	0,46	0,28	0,52	-13	36	6
Št. 10	NC	0,34	0,34	0,48	0,35	0,40	0,52	-3	-15	-8
	C	0,40	0,38	0,55	0,39	0,46	0,59	3	-17	-7

Pri določanju tipičnih vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  obstoječih okvirov (preglednica 6.14) skupino testnih konstrukcij razdelimo v štiri podskupine. Okvire najprej razdelimo na dve skupini glede na tip plastičnega mehanizma (etažni ali ostali mehanizmi), ki vpliva na vrednosti raztrosov  $\beta_{LS,R}$  (preglednica 6.12). Vsako izmed skupin nato razdelimo še glede na občutljivost okvirov na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti (spremenljiv in nespremenljiv mehanizem). Ta razdelitev vpliva na vrednosti raztrosa odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$ . Skupno vrednost raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  kot kvadratni koren vsote kvadratov raztrosov  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$ . Iz preglednice 6.14 je razvidno, da najnižje vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  določimo za okvira št. 1 in 7, ki imata etažna mehanizma in hkrati nista občutljiva na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti ( $\beta_{NC,RU} = \sqrt{0,25^2 + 0,23^2} = 0,34$  in  $\beta_{C,RU} = \sqrt{0,31^2 + 0,26^2} = 0,40$ ). Nekoliko večja raztrosa določimo za okvira z etažnim mehanizmom, ki sta občutljiva na spreminjanje plastičnega mehanizma (št. 4 in 6). Za okvira so značilne visoke normirane osne sile stebrov ( $v_{\max} > 0,25$ ), ki povzročijo spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi neduktilnih porušitev stebrov. Vrednosti raztrosov odziva okvirov št. 4 in 6 znašata  $\beta_{NC,RU} = \sqrt{0,25^2 + 0,34^2} = 0,42$  in  $\beta_{C,RU} = \sqrt{0,31^2 + 0,38^2} = 0,49$ . Precej podobne vrednosti raztrosov odziva so značilne tudi za okvire z ostalimi plastičnimi mehanizmi, ki niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma ( $\beta_{NC,RU} = \sqrt{0,34^2 + 0,23^2} = 0,41$  in  $\beta_{C,RU} = \sqrt{0,40^2 + 0,26^2} = 0,48$ ). Primer takih okvirov sta okvira št. 5 in 8, za katera smo ugotovili, da njuna plastična mehanizma diktirata nepravilnosti (močen steber in izrazito šibke grede), ki prevladata nad vplivom negotovosti. Okvira ima zato nespremenljiva mehanizma zaradi vpliva negotovosti. Najvišje vrednosti raztrosov odziva določimo za okvire z ostalimi plastičnimi mehanizmi (globalni plastični mehanizem), ki so občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti (št. 2, 3, 9 in 10). Za te okvire upoštevamo naslednje vrednosti skupnega raztrosa odziva:  $\beta_{NC,RU} = \sqrt{0,34^2 + 0,34^2} = 0,48$  in  $\beta_{C,RU} = \sqrt{0,40^2 + 0,38^2} = 0,55$ . Primerjava upoštevanih in dejanskih vrednosti raztrosa odziva obstoječih okvirov je prikazana v preglednici 6.14.

Iz preglednice 6.14 je razvidno, da so za obstoječe okvire značilna rahlo večja odstopanja raztrosov odziva  $\Delta\beta_{LS,R}$ ,  $\Delta\beta_{LS,U}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$  kot za sodobne okvire. Večja odstopanja beležimo zlasti pri vrednostih raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$ . Odstopanja  $\Delta\beta_{LS,R}$  se npr. gibljejo med  $-17$  in  $+25$  %, odstopanja  $\Delta\beta_{LS,U}$  pa med  $-17$  in  $+36$  %. Za odstopanja skupnih raztrosov odziva beležimo zelo podoben obseg vrednosti kot pri sodobnih okvirih, saj se vrednosti  $\Delta\beta_{LS,RU}$  obstoječih okvirov gibljejo med  $-8$  in  $+18$  %. Povprečna vrednost odstopanj  $\Delta\beta_{LS,RU}$  celotne skupine obstoječih okvirov znaša le  $+5$  %, kar je zelo podobno vrednosti, ki smo jo določili za sodobne okvire ( $+4$  %). Iz navedenega sklepamo, da smo z razdelitvijo obstoječih okvirov na štiri podskupine zagotovili podobno natančnost tipičnih vrednosti  $\beta_{LS,RU}$  kot za sodobne okvire. Omenimo lahko tudi, da se odstopanja  $\Delta\beta_{LS,R}$  obstoječih okvirov še nekoliko zmanjšajo, če namesto vrednosti iz preglednice 6.12 uporabimo modela za napovedovanje raztrosov odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  s slik 6.5a in 6.5b. Z uporabo teh modelov se interval odstopanj zmanjša na  $-13$  in  $+15$  %.

Za določitev tipičnih vrednosti skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  sodobnih in obstoječih okvirov predlagamo tudi alternativni pristop. Tipične vrednosti  $\beta_{LS,RU}$  sodobnih in obstoječih okvirov ocenimo še iz rezultatov skupnih raztrosov odziva iz desnega dela preglednice 6.15. Tudi pri tem pristopu skupino obstoječih konstrukcij razdelimo na štiri podskupine na podlagi tipa plastičnega mehanizma (etažni mehanizem ali ostali mehanizmi) in občutljivost okvirov na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti (spremenljiv ali nespremenljiv mehanizem). Tipično vrednost  $\beta_{LS,RU}$  obstoječih okvirov določimo kot povprečno vrednost  $\bar{\beta}_{LS,RU}$  iz

preglednice 6.9 za posamezne podskupine konstrukcij. Za sodobne okvire je značilno majhno spreminjanje skupnega raztrosa odziva med posameznimi konstrukcijami, zato kot tipično vrednost  $\beta_{LS,RU}$  upoštevamo povprečno vrednost celotne skupine konstrukcij. Rezultate, ki jih določimo z opisanim postopkom, prikažemo v desnem delu preglednice 6.15. Primerjamo jih z rezultati, ki jih določimo s kombinacijo raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  iz preglednice 6.12 po pravilu SRSS.

Preglednica 6.15: Tipične vrednosti skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  sodobnih in obstoječih okvirov. V levem delu preglednice so prikazane vrednosti, določene po pravilu SRSS in vrednostih  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  iz preglednice 6.12, v desnem delu pa vrednosti, določene na podlagi povprečnih vrednosti  $\bar{\beta}_{LS,RU}$  iz preglednice 6.9.

Table 6.15: Typical values of dispersion measures  $\beta_{LS,RU}$  for code-conforming and old frames. The values estimated based on the SRSS combination of values  $\beta_{LS,R}$  and  $\beta_{LS,U}$  from the table 6.12, and those estimated based on the average values  $\bar{\beta}_{LS,RU}$  from table 6.9, are presented in the left and right part of the table, respectively.

Tip okvira:	Skupen raztros odziva $\beta_{LS,RU}$ , določen po pravilu SRSS in vrednostih iz preglednice 6.12	Skupen raztros odziva $\beta_{LS,RU}$ , določen na podlagi vrednosti $\bar{\beta}_{LS,RU}$ iz preglednice 6.9
Sodobni okviri:	$\beta_{NC,RU} = 0,46$ $\beta_{C,RU} = 0,51$	$\beta_{NC,RU} = 0,44$ $\beta_{C,RU} = 0,50$
Obstoječi okviri:		
- etažni mehanizem (nespremenljiv)	$\beta_{NC,RU} = 0,34$ $\beta_{C,RU} = 0,40$	$\beta_{NC,RU} = 0,31$ $\beta_{C,RU} = 0,37$
- etažni mehanizem (spremenljiv)	$\beta_{NC,RU} = 0,42$ $\beta_{C,RU} = 0,49$	$\beta_{NC,RU} = 0,40$ $\beta_{C,RU} = 0,47$
- ostali mehanizmi (nespremenljivi)	$\beta_{NC,RU} = 0,41$ $\beta_{C,RU} = 0,48$	$\beta_{NC,RU} = 0,41$ $\beta_{C,RU} = 0,50$
- ostali mehanizmi (spremenljivi)	$\beta_{NC,RU} = 0,48$ $\beta_{C,RU} = 0,55$	$\beta_{NC,RU} = 0,47$ $\beta_{C,RU} = 0,53$

Rezultati preglednice 6.15 kažejo, da postopek kombinacije raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  po pravilu SRSS privede do rahlo precenjenih vrednosti  $\beta_{LS,RU}$  v primerjavi s postopkom na podlagi povprečnih vrednosti. Izjema je raztros odziva  $\beta_{C,RU}$  okvirov z ostalimi tipi plastičnih mehanizmov, ki niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma (nespremenljiv mehanizem). Za ta primer je bila vrednost raztrosa  $\beta_{C,RU}$  določena s postopkom kombinacije raztrosov odziva po pravilu SRSS podcenjena za 4 %. V ostalih primerih so bile vrednosti  $\beta_{LS,RU}$ , ki jih določimo po postopku kombinacije raztrosov po pravilu SRSS, na varni strani. Mnenja smo, da so rezultati alternativnega postopka nekoliko bolj natančni od rezultatov prvotnega pristopa. Le-ti so obremenjeni še z napako zaradi približne kombinacije vrednosti raztrosov po pravilu SRSS. Poudariti velja, da so odstopanja postopkov običajno manjša od 5 %. Rahlo večja odstopanja zasledimo le za konstrukcije z mehko etažo, ki niso občutljive na spreminjanje plastičnega mehanizma (+8 %). Na podlagi predstavljene primerjave je razvidno, da oba postopka privedeta do približno enakovredne natančnosti tipičnih raztrosov odziva  $\beta_{LS,RU}$  sodobnih in obstoječih okvirov.

Na podlagi vrednosti  $\beta_{LS,RU}$  iz preglednice 6.15 lahko zaključimo, da so za sodobne in nekatere obstoječe okvire značilne podobne vrednosti skupnih raztrosov odziva. Izmed vseh tipov okvirov izrazito odstopajo le vrednosti  $\beta_{LS,RU}$  obstoječih okvirov z mehko etažo, ki niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Rezultati preglednice 6.9 so pokazali, da so za te okvire značilne vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU} = 0,29-0,33$  in  $\beta_{C,RU} = 0,34-0,39$ . Na podlagi rezultatov iz preglednice 6.15 (desno) lahko za te okvire upoštevamo tipični vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU} = 0,30$  in  $\beta_{C,RU} = 0,35$ . Za ostale obstoječe in sodobne okvire so značilne višje vrednosti raztrosov odziva. Na podlagi rezultatov preglednice 6.9 smo ugotovili, da se vrednosti raztrosov odziva teh okvirov gibljejo v naslednjem obsegu:

$\beta_{NC,RU} = 0,40-0,52$  in  $\beta_{C,RU} = 0,42-0,59$ . Kot tipični vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  vseh ostalih okvirov (sodobnih ali obstoječih) bi lahko v grobem upoštevali vrednosti  $\beta_{NC,RU} = 0,45$  in  $\beta_{C,RU} = 0,50$ . Zelo podobni rezultati so bili ugotovljeni tudi v predhodnih študijah. Liel in sodelavci (2009) so za tri sodobne in tri obstoječe AB okvire s štirimi, šestimi in dvanajstimi etažami določili vrednosti skupnega raztrosa odziva pri poružitvi  $\beta_{C,RU}$  med 0,47 in 0,58. Podoben obseg vrednosti so ugotovili tudi Goulet in sodelavci (2007), ki so za osem projektih variant 4-etažnega sodobnega okvira določili vrednosti  $\beta_{C,RU}$  med 0,46 in 0,63. Avtorji poročajo, da znaša tipična vrednost  $\beta_{C,RU}$  sodobnih okvirov približno 0,50 (Goulet in sod., 2007). Nekatere podatke za vrednost raztrosa odziva  $\beta_{C,RU}$  najdemo tudi v smernicah FEMA P695 (FEMA, 2009). Predlagane vrednosti  $\beta_{C,RU}$  se gibljejo med 0,425 in 0,95. Poudariti velja, da so večje vrednosti raztrosa odziva smernic FEMA P695 posledica vključitve dodatnih virov negotovosti, t.j. negotovosti zaradi pomanjkanja eksperimentalnih podatkov in negotovosti izpolnitve projektih zahtev. Ob upoštevanju nelinearnih modelov srednje natančnosti, povprečne izpolnitve projektih zahtev in povprečne količine eksperimentalnih podatkov znašajo skupne vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{C,RU}$  med 0,525 in 0,675. Te vrednosti so bolj podobne predlaganim vrednostim raztrosa odziva  $\beta_{C,RU}$ .

### 6.2.2 Stenaste konstrukcije

Študijo raztrosa potresnega odziva skupine stenastih konstrukcij smo opravili v dveh korakih. V prvem delu najprej predstavimo študijo skupnega raztrosa potresnega odziva  $\beta_{LS,RU}$  zaradi slučajnosti potresne obtežbe in modelnih ter fizikalnih negotovosti. V drugem delu poglavja navedeno študijo nadgradimo še z ločeno študijo raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$  in modelnih ter fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$ . Podobno kot pri okvirnih konstrukcijah predlagamo dva pristopa za določanje za določitev tipičnih vrednosti raztrosa odziva sodobnih AB konzolnih stenastih sistemov. Prvi postopek temelji na določitvi skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  na podlagi ločene analize vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  ter naknadne kombinacije rezultatov. Drugi postopek pa na direktni določitvi skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  na podlagi povprečnih vrednosti posameznih podskupin konstrukcij. Rezultate postopkov primerjamo med seboj in tudi z dejanskimi vrednostmi raztrosov odziva skupine testnih konstrukcij. V okviru razpoložljivih podatkov predlagane vrednosti raztrosov odziva primerjamo tudi z vrednostmi iz literature. Poudariti velja, da so študije vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti AB stenastih konstrukcij zelo redke.

V preglednici 6.16 so prikazane vrednosti skupnega raztrosa odziva pri mejnem stanju blizu poružitve  $\beta_{NC,RU}$  in pri poružitvi konstrukcije  $\beta_{C,RU}$  celotne skupine testnih konstrukcij. Preglednica vsebuje tudi povprečne vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  in  $\bar{\beta}_{C,RU}$  skupine enojnih in dvojnih konzolnih sten. Pod preglednicama so povzete tudi oznake testnih konstrukcij, ki so skladne z oznakama iz preglednice 3.2. Iz preglednice 6.16 je razvidno, da se vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  skupine enojnih ter dvojnih sten relativno malo spreminjajo med posameznimi konstrukcijami. Vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  se gibljejo med 0,52 in 0,61, medtem ko se vrednosti  $\beta_{C,RU}$  gibljejo med 0,55 in 0,66. Rezultati preglednice 6.16 kažejo, da so izračunane vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  stenastih konstrukcij še nekoliko večje od vrednosti, ki smo jih določili za sodobne okvire (poglavje 6.2.1). Povprečni vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  skupine enojnih in dvojnih konzolnih znašata  $\bar{\beta}_{NC,RU} = 0,56$  in  $\bar{\beta}_{C,RU} = 0,59$ . Ti vrednosti so približno od 20 do 30 % večji od povprečnih vrednosti raztrosov odziva sodobnih okvirov, ki znašata  $\bar{\beta}_{NC,RU} = 0,44$  in  $\bar{\beta}_{C,RU} = 0,50$  (poglavje 6.2.1). Natančnejša razlaga opisanih razlik zahteva ločeno študijo raztrosa odziva zaradi vpliva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$  in modelnih ter fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$ , ki jo prikažemo v nadaljevanju.

Preglednica 6.16: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in porušitvi konstrukcij (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti enojnih in dvojnih konzolnih sten.

Table 6.16: Dispersion measures  $\beta_{LS,RU}$  at near collapse (NC) and collapse limit state (C), and corresponding average values for the single and the double cantilever walls.

$\beta_{LS,RU}$	1	2	3	4	5	6	7	8
NC	0,60	0,55	0,57	0,60	0,56	0,61	0,56	0,58
C	0,63	0,57	0,57	0,66	0,58	0,63	0,59	0,61

Stene: (1) 4-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 3$  m, (2) 6-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 3$  m, (3) 8-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 3$  m, (4) 4-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 3$  m,  $r_f = 2\%$ , (5) 4-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 6$  m, (6) 6-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 6$  m, (7) 8-etažna enojna stena DCH,  $L_w = 6$  m, (8) 4-etažna enojna stena DCM,  $L_w = 3$  m.

$\beta_{LS,RU}$	9	10	11	12	13	14	15	$\bar{\beta}_{LS,RU}$
NC	0,55	0,57	0,52	0,53	0,56	0,55	0,55	0,56
C	0,59	0,57	0,58	0,55	0,59	0,57	0,57	0,59

Stene: (9) 6-etažna enojna stena DCM,  $L_w = 3$  m, (10) 8-etažna enojna stena DCM,  $L_w = 3$  m, (11) 4-etažna dvojna stena DCH,  $L_{w1}/L_{w2} = 6$  m / 4 m, (12) 4-etažna dvojna stena DCH,  $L_{w1}/L_{w2} = 6$  m / 2 m, (13) 6-etažna dvojna stena DCH,  $L_{w1}/L_{w2} = 6$  m / 2 m, (14) 8-etažna dvojna stena DCH,  $L_{w1}/L_{w2} = 6$  m / 4 m, (15) 8-etažna dvojna stena DCH,  $L_{w1}/L_{w2} = 6$  m / 2 m.

Vrednosti raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe ( $\beta_{LS,R}$ ) skupine enojnih in dvojnih konzolnih sten so prikazane v preglednici 6.17. V prejšnjem poglavju smo ugotovili, da so vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  odvisne od povečanja nihajnega časa konstrukcije zaradi nastanka poškodb, ki je v največji meri odvisno od duktilnost konstrukcije  $\mu_{u,d}$ . Za vse obravnavane stene zato prikažemo tudi duktilnosti  $\mu_{u,d}$ , ki ustrezajo 20% padcu nosilnosti konstrukcij. Iz rezultatov preglednice 6.17 je razvidno, da se vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  relativno malo spreminjajo med posameznimi stenami. Raztrosi odziva  $\beta_{NC,R}$  obravnavanih sten se gibljejo med 0,37 in 0,48. Rahlo večji obseg vrednosti je značilen za raztros odziva pri porušitvi konstrukcije. Vrednosti  $\beta_{C,R}$  se namreč gibljejo med 0,37 in 0,53. Povprečna raztrosov odziva  $\bar{\beta}_{NC,R}$  in  $\bar{\beta}_{C,R}$  celotne skupine stenastih konstrukcij znašata 0,43 in 0,44.

Na sliki 6.7 prikazujemo spreminjanje vrednosti  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  v odvisnosti od duktilnosti  $\mu_{u,d}$ . Iz primerjalnih razlogov so na sliki prikazane tudi vrednosti sodobnih in obstoječih okvirov ter modela za napovedovanje raztrosov odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$ , ki smo ju določili na podlagi parametrične študije skupine SDOF sistemov (poglavje 6.2.1). Iz rezultatov preglednice 6.16 in slike 6.7 je razvidno, da je za vrednosti  $\beta_{LS,R}$  in  $\mu_{u,d}$  značilna določena stopnja povezanosti. Nizke vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  namreč sovpadajo z nizkimi vrednostmi duktilnosti  $\mu_{u,d}$  in obratno. Najnižje raztrose odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  na primer določimo za stene št. 2, 3, 9, 10, 14 in 15 za katere so značilne tudi najnižje vrednosti duktilnosti ( $\mu_{u,d} = 9-12$ ). Za navedene stene se vrednosti  $\beta_{NC,R}$  gibljejo med 0,37 in 0,40, vrednosti  $\beta_{C,R}$  pa med 0,37 in 0,42. Višje vrednosti raztrosa odziva določimo za preostale stene z duktilnostmi večjimi od 12 ( $\mu_{u,d} > 12$ ). Za te stene se vrednosti  $\beta_{NC,R}$  gibljejo med 0,43 in 0,48, vrednosti  $\beta_{C,R}$  pa med 0,45 in 0,53. Poudariti velja, da so za stene z duktilnostmi  $\mu_{u,d}$  večjimi od 12 ( $\mu_{u,d} > 12$ ) značilne relativno konstantne vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  (slika 6.7). Povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,R}$  in  $\bar{\beta}_{C,R}$  teh sten znašata 0,45 in 0,49. Navedene ugotovitve so vidne tudi na sliki 6.7.



Preglednica 6.17: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pri porušitvi konstrukcij (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti enojnih in dvojnih konzolnih sten. Duktilnosti sten pri 20% padcu nosilnosti  $\mu_{u,d}$  so tudi predstavljene.

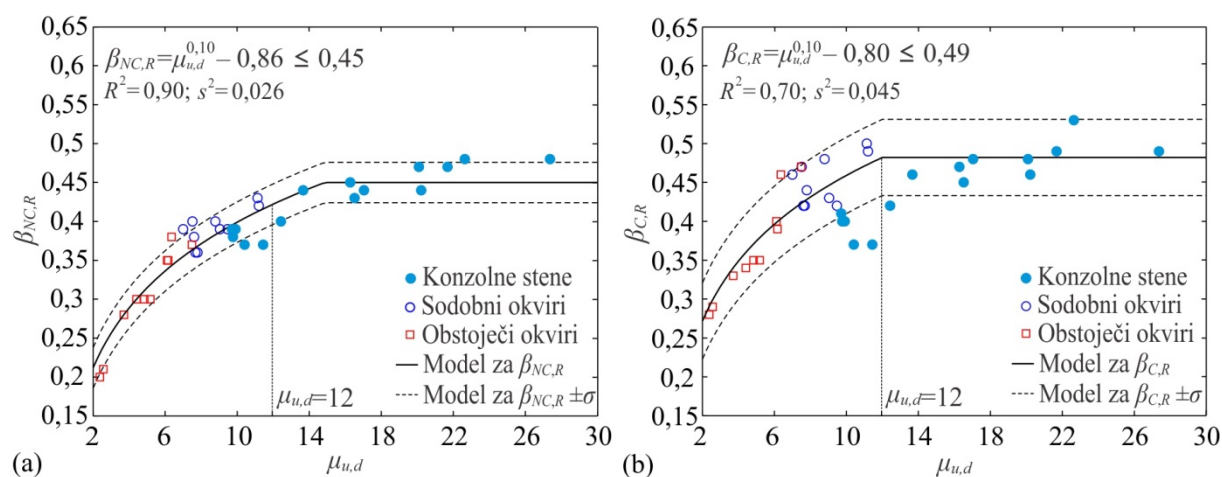
Table 6.17: Dispersion measures  $\beta_{LS,R}$  at near collapse (NC) and collapse limit state (C), and corresponding average values for the single and the double cantilever walls. The ductilities corresponding to 20% drop of strength  $\mu_{u,d}$  are also presented.

$\beta_{LS,R}$	1	2	3	4	5	6	7	8
NC	0,47	0,40	0,37	0,48	0,48	0,47	0,43	0,45
C	0,48	0,42	0,37	0,53	0,49	0,49	0,45	0,47
$\mu_{u,d}$	20,09	12,43	11,44	22,64	27,37	21,68	16,52	16,28

$\beta_{LS,R}$	9	10	11	12	13	14	15	$\bar{\beta}_{LS,R}$
NC	0,39	0,37	0,44	0,44	0,44	0,38	0,39	0,43
C	0,41	0,37	0,48	0,46	0,46	0,40	0,40	0,44
$\mu_{u,d}$	9,71	10,41	17,04	20,22	13,67	9,77	9,91	

Rezultati na sliki 6.7 kažejo, da lahko z minimalno ekstrapolacijo rezultatov modelov za napovedovanje  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  (poglavje 6.2.1) in povprečnih vrednosti raztrosov odziva stenastih konstrukcij z duktilnostmi večjimi od 12 ( $\mu_{u,d} > 12$ ) predlagamo preprosta modela za napovedovanje raztrosov odziva stenastih konstrukcij, ki sta prikazana na slikah 6.7a in 6.7b. Pri predlaganem pristopu rezultate modelov za napovedovanje  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  ekstrapoliramo do povprečnih vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,R}$  in  $\bar{\beta}_{C,R}$  sten z duktilnostmi več od 12. Modela za napovedovanje raztrosov  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  sta bila namreč razvita za duktilnosti  $\mu_{u,d}$  med 2 in 12. Uporabljeni pristop zahteva ekstrapolacijo rezultatov modela za napovedovanje  $\beta_{NC,R}$  do duktilnosti 14,8. V primeru modela za napovedovanje  $\beta_{C,R}$  je ekstrapolacija rezultatov minimalna (do  $\mu_{u,d} = 12,8$ ).



Slika 6.7: Spreminjanje raztrosov odziva (a)  $\beta_{NC,R}$  in (b)  $\beta_{C,R}$  enojnih in dvojnih konzolnih sten v odvisnosti od duktilnosti  $\mu_{u,d}$ . Iz primerjalnih razlogov so na sliki so prikazane tudi vrednosti sodobnih in obstoječih okvirov ter modela za napovedovanje raztrosov odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$ , ki smo ju določili na podlagi parametrične študije skupine SDOF sistemov.

Figure 6.7: Dispersion measures (a)  $\beta_{NC,R}$  and (b)  $\beta_{C,R}$  as a function of ductility  $\mu_{u,d}$  for the single and the double cantilever walls. Due to comparison reasons, the values of code-conforming and old frames, and the models for estimation of dispersion measures  $\beta_{NC,R}$  and  $\beta_{C,R}$ , which were determined based on a parametric study of a group of SDOF models, are also presented.

S slik je razvidno relativno dobro ujemanje predlaganih modelov in dejanskih raztrosov odziva tako okvirnih kot tudi stenastih konstrukcij. Ta ugotovitev je posebej veljavna za vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,R}$  (slika 6.7a). Nekoliko slabše ujemanje rezultatov predlaganega modela opazimo za vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{C,R}$ . Predlagani model namreč nekoliko preceni raztrose odziva  $\beta_{C,R}$  sten z duktilnostmi manjšimi od 12 ( $\mu_{u,d} > 12$ ). Omenimo lahko, da so v tem primeru vrednosti predlaganega modela na varni strani. Slabše ujemanje rezultatov tega modela je pričakovano, saj smo pri izdelavi modela zanemarili odvisnost vrednosti  $\beta_{C,R}$  od razmerja duktilnosti  $\mu_{m,d}/\mu_{u,d}$  in nihajnega časa  $T_d^*$ . Natančnejši opis natančnosti in pomanjkljivosti modela za napovedovanje  $\beta_{C,R}$  smo podali v poglavju 6.2.1.

Iz rezultatov slike 6.7 je razvidna tudi grafična primerjava vrednosti raztrosov odziva sodobnih okvirov in konzolnih sten. Omenimo lahko, da sta povprečni vrednosti raztrosa odziva celotne skupine stenastih konstrukcij  $\bar{\beta}_{NC,R} = 0,43$  in  $\bar{\beta}_{C,R} = 0,44$  precej podobni vrednostim, ki smo jih določili za sodobne AB okvire, t.j.  $\bar{\beta}_{NC,R} = 0,39$  in  $\bar{\beta}_{C,R} = 0,45$ . S slike 6.7 je sicer razvidno, da so za okvirne konstrukcije vrednosti  $\beta_{NC,R}$  v povprečju 10 % nižje od vrednosti stenastih konstrukcij. Nekoliko manjše razlike beležimo v primeru raztrosov odziva  $\beta_{C,R}$ . Iz navedenega sklepamo, da višje vrednosti skupnih raztrosov odziva  $\beta_{LS,RU}$  stenastih konstrukcij v primerjavi z okvirnimi konstrukcijami niso posledica večjega raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$ . V nadaljevanju zato predstavimo še analizo raztrosov odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti ( $\beta_{LS,U}$ ) obravnavanih stenastih konstrukcij.

Vrednosti raztrosa odziva zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti ( $\beta_{LS,U}$ ) skupine enojnih in dvojnih sten so prikazane v preglednici 6.18. Za lažjo interpretacijo rezultatov poleg vrednosti  $\beta_{LS,U}$  v preglednici prikažemo tudi nihajne časa ekvivalentnih modelov SDOF  $T_d^*$  in vrednosti koeficientov variacije duktilnosti  $c_{\mu}$ . Rezultati preglednice 6.18 kažejo, da se vrednosti  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  obravnavane skupine sten ne spreminjajo bistveno med posameznimi konstrukcijami. Od ostalih vrednosti izraziteje odstopajo samo raztroši odziva sten št. 5, 11 in 12, za katere so značilni precej manjši raztroši odziva od ostalih konstrukcij. Vrednosti  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  naštetih sten znašajo približno 0,33 in 0,35. Te vrednosti so približno 20 % manjše od vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,U}$  in  $\bar{\beta}_{C,U}$  preostalih sten, ki v povprečju znašata 0,41 in 0,44. Raztroši odziva preostalih sten se gibljejo med 0,38 in 0,47 v primeru  $\beta_{NC,U}$  ter med 0,40 in 0,47 v primeru  $\beta_{C,U}$ . Povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,U}$  in  $\bar{\beta}_{C,U}$  celotne skupine sten sta zaradi nižjih vrednosti sten št. 5, 11 in 12 nekoliko nižji in znašata 0,40 in 0,42. Te vrednosti so za približno 70 % večje od povprečnih vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,U}$  in  $\bar{\beta}_{C,U}$  sodobnih okvirov, za katere smo določili vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,U} = \bar{\beta}_{C,U} = 0,24$ . Ta ugotovitev ni posebej presenetljiva, saj smo v poglavju 5.2 za stenaste konstrukcije določili za skoraj 100 % večje koeficiente variacije  $c_{\mu}$  kot za sodobne okvire. Iz navedenega je razvidno, da so 20 do 30 % večje vrednosti skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  sten v primerjavi z okvirnimi konstrukcijami posledica večjega raztrosa odziva zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti ( $\beta_{LS,U}$ ). Za oba tipa konstrukcij smo namreč določili podobne raztrose odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe ( $\beta_{LS,RU}$ ). Odstopanja skupnega raztrosa  $\beta_{LS,RU}$  sten približno ustrezajo vrednostim, ki jih ocenimo na podlagi pravila SRSS ob upoštevanju 70% odstopanja vrednosti  $\beta_{LS,U}$  ( $\beta_{LS,RU} = \sqrt{\beta_{LS,R}^2 + \beta_{LS,U}^2}$ ).

Natančnejša analiza rezultatov preglednice 6.18 pokaže, da so najnižje vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  značilne za stene z najnižjimi nihajnimi časi  $T_d^*$  (stene št. 5, 11 in 12). Ta ugotovitev je razvidna tudi s slike 6.8, ki prikazuje spreminjanje vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  v odvisnosti od nihajnega časa  $T_d^*$ . Vrednosti raztrosov odziva sten št. 5, 11 in 12, ki imajo nihajne čase

$T_d^* = 0,25$  s in  $T_d^* = 0,28$  s, namreč odstopajo od vrednosti preostalih konstrukcij (slika 6.8). Za preostale konstrukcije z večjimi nihajnimi časi ( $T_d^* = 0,42-1,75$  s) so značilne večje vrednosti raztrosov, ki v povprečju znašata  $\bar{\beta}_{NC,U} = 0,41$  in  $\bar{\beta}_{C,U} = 0,44$ . Iz primerjave koeficientov variacije  $c_{\mu\mu}$  je razvidno, da z izjemo stene št. 11 za prej naštete stene niso značilne bistveno nižje vrednosti  $c_{\mu\mu}$  od ostalih sten. Koeficienti variacije sten 5, 11 in 12 namreč znašajo 0,44, 0,40 in 0,42, kar je primerljivo z vrednostmi ostalih sten, ki v povprečju znašajo 0,43 (preglednica 6.18). Iz navedenega je razvidno, da so izrazito nizke vrednosti  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  očitno povezane z nizkimi nihajnimi časi  $T_d^*$  sten št. 5, 11 in 12.

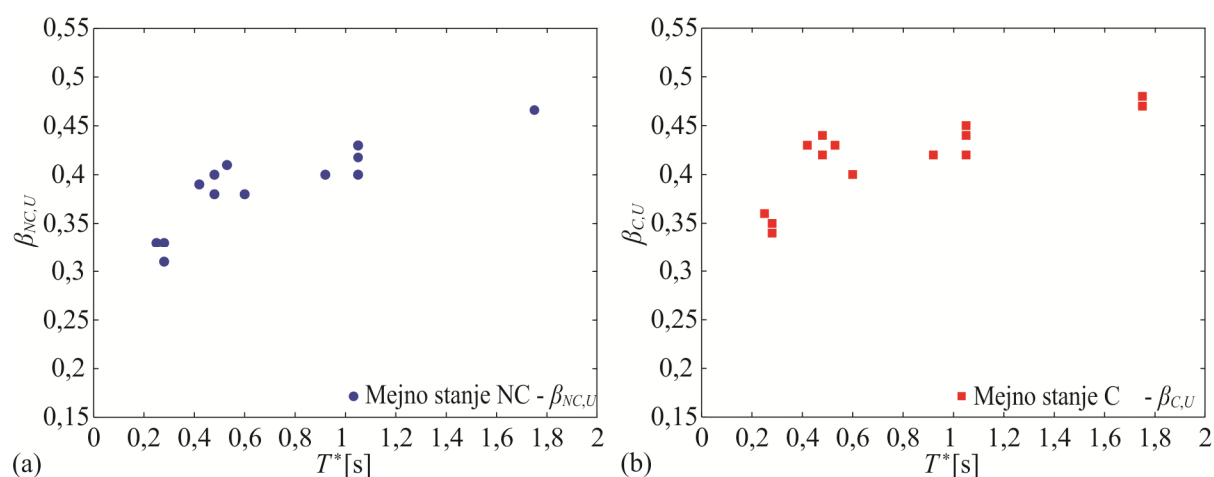
Preglednica 6.18: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,U}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pri porušitvi konstrukcij (C) ter pripadajoče povprečne vrednosti enojnih in dvojnih konzolnih sten. Nihajni časi ekvivalentnih modelov SDOF  $T_d^*$  in koeficienti variacije  $c_{\mu\mu}$  so tudi predstavljeni.

Table 6.18: Dispersion measures  $\beta_{LS,U}$  at near collapse (NC) and collapse limit state (C), and corresponding average values for the single and the double cantilever walls. The period of the equivalent SDOF models  $T_d^*$  and coefficients of variation  $c_{\mu\mu}$  are also presented.

$\beta_{LS,U}$	1	2	3	4	5	6	7	8
NC	0,40	0,40	0,47	0,39	0,33	0,41	0,40	0,38
C	0,44	0,42	0,47	0,43	0,36	0,43	0,42	0,42
$T_d^*$	0,48	1,05	1,75	0,42	0,25	0,53	0,92	0,48
$c_{\mu\mu}$	0,42	0,41	0,46	0,42	0,44	0,42	0,41	0,42

$\beta_{LS,U}$	9	10	11	12	13	14	15	$\bar{\beta}_{LS,U}$
NC	0,42	0,47	0,31	0,33	0,38	0,43	0,43	0,40
C	0,45	0,48	0,34	0,35	0,40	0,44	0,44	0,42
$T_d^*$	1,05	1,75	0,28	0,28	0,6	1,05	1,05	
$c_{\mu\mu}$	0,44	0,46	0,40	0,42	0,41	0,46	0,46	



Slika 6.8: Spreminjanje raztrosov odziva (a)  $\beta_{NC,U}$  in (b)  $\beta_{C,U}$  enojnih in dvojnih konzolnih sten v odvisnosti od nihajnega časa  $T_d^*$ .

Figure 6.8: Dispersion measures (a)  $\beta_{NC,U}$  and (b)  $\beta_{C,U}$  as a function of the period  $T_d^*$  for the single and double cantilever walls.

S slike 6.8 je za konstrukcije z nihajnim časom  $T_d^* > 0,4$  s razviden tudi zelo blag trend naraščanja vrednosti raztrosov  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  z naraščanjem nihajnega časa. Rezultati preglednice 6.18 kažejo, da največje vrednosti raztrosov odziva določimo za konstrukciji št. 3 in 10, ki imata tudi najdaljša nihajna časa ( $T_d^* = 1,75$  s). Omeniti velja, da za konstrukciji sicer določimo tudi za 10 % večja koeficienta variacije  $c_{mu}$  od povprečne vrednosti ostalih konstrukcij. Sklepamo lahko, da bi bili vrednosti  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$ , z upoštevanjem nižjih koeficientov variacije  $c_{mu}$ , bolj podobni vrednostim preostalih okvirov. Na podlagi pridobljenih rezultatov zaključimo, da ima nihajni čas  $T_d^*$  pomembnejši vpliv na vrednosti raztrosov  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  samo na območju krajših nihajnih časov ( $T_d^* < 0,6$  s). Utemeljitev postavljene teze zahteva razlago načina prenosa raztrosa zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti iz nivoja parametrov modela SDOF na nivo potresnega odziva.

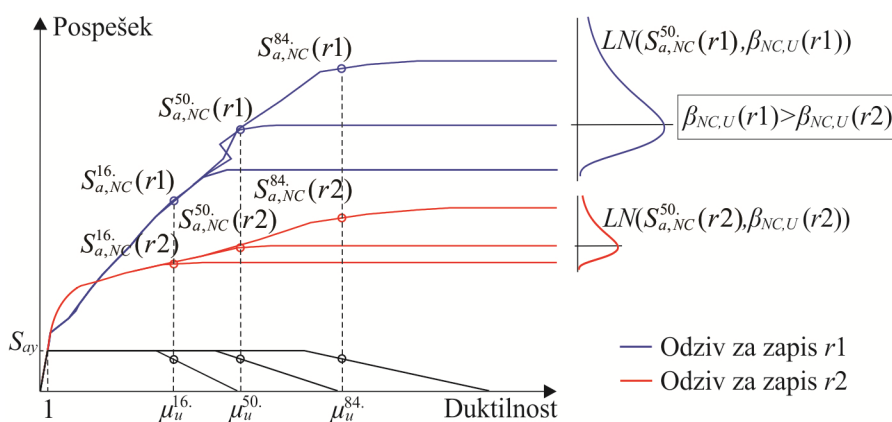
Shematični prikaz prenosa raztrosa zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti iz nivoja parametrov modela SDOF na nivo potresnega odziva je prikazan na sliki 6.9. Najprej se spomnimo, da vrednost  $\beta_{LS,U}$  določimo na podlagi statistike spektralnih pospeškov  $S_{a,LS}(r, u)$ , ki jo za izbrani potresni zapis  $r$  opravimo za celotno skupino  $u = 1, 2, \dots, N_{sim}$  modelov, kjer je  $N_{sim}$  število simulacij, s katerimi zajamemo vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti (enačba (2.10)). Za vsak potresni zapis  $r$  v splošnem določimo različno vrednost  $\beta_{LS,U}(r)$ , zato kot merodajno vrednost upoštevamo povprečje celotne skupine  $N_{gm}$  potresnih zapisov. Na ta način izločimo vpliv različnega odziva konstrukcij v odvisnosti od različnih potresnih zapisov. V ilustrativne namene na slika 6.9 prikažemo shematično primerjavo raztrosov odziva  $\beta_{NC,U}(r1)$  in  $\beta_{NC,U}(r2)$ , ki ju določimo na podlagi dveh različnih potresnih zapisov ( $r1$  in  $r2$ ). Vrednosti  $\beta_{NC,U}(r1)$  in  $\beta_{NC,U}(r2)$  približno ocenimo na podlagi spektralnih pospeškov  $S_{a,NC}^{16}(r)$ ,  $S_{a,NC}^{50}(r)$  in  $S_{a,NC}^{84}(r)$ . Le-te izračunamo na podlagi analize potresnega odziva treh SDOF sistemov, pri katerih upoštevamo različne kvantile duktilnosti  $\mu_u$  ( $\mu_u^{16}$ ,  $\mu_u^{50}$  in  $\mu_u^{84}$ ). V tem primeru predpostavimo, da sta raztrosa  $\beta_{NC,U}(r1)$  in  $\beta_{NC,U}(r2)$  odvisna samo od raztrosa duktilnosti  $\mu_u$ .

S slike 6.9 je razvidno, da sta vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,U}(r1)$  in  $\beta_{NC,U}(r2)$  odvisni od lastnosti odziva konstrukcije. Za potresni zapis  $r1$  je značilna manjša ukrivljenost krivulj odziva kot za potresni zapis  $r2$ , zato ima variacija duktilnosti  $\mu_u$  večji vpliv na raztros odziva  $\beta_{NC,U}(r1)$ . Precej manjši vpliv variacije duktilnosti zasledimo pri potresnem zapisu  $r2$ , za katerega je značilna večja ukrivljenost krivulj odziva. Vrednosti spektralnih pospeškov  $S_{a,NC}^{16}(r2)$ ,  $S_{a,NC}^{50}(r2)$ ,  $S_{a,NC}^{84}(r2)$  so namreč bolj podobne med seboj, kar povzroči, da je za potresni zapis  $r2$  značilen manjši raztros odziva kot za zapis  $r1$  ( $\beta_{NC,U,r2} < \beta_{NC,U,r1}$ ). Večja ukrivljenost krivulj odziva pri potresnem zapisu  $r2$  nakazuje, da so pri izbrani intenziteti potresne obtežbe pomiki neelastičnega sistema bistveno večji od pomikov ekvivalentnega elastičnega sistema, ki bi ga določili z ekstrapolacijo elastične togosti konstrukcije v neelastično območje ( $S_a > S_{ay}$ ). Podoben zaključek velja tudi za potresni zapis  $r1$ , vendar je razlika med pomiki sistemov manjša, zato so krivulje odziva manj ukrivljene.

Rezultati nelinearnih dinamičnih analiz kažejo, da so za konstrukcije s kratkimi nihajnimi časi ( $T < T_c$ ) značilne podobne lastnosti odziva kot jih določimo za potresna zapisa  $r1$  in  $r2$ , t.j. pomiki neelastičnih sistemov so večji od pomikov ekvivalentnih elastičnih sistemov (Vidic in sod., 1994; Fajfar, 2000; Dolšek, 2002; Dolšek in Fajfar, 2004). Nasprotna ugotovitev velja za konstrukcije s srednjimi in dolgimi nihajnimi časi ( $T > T_c$ ), za katere je bilo večkrat empirično dokazano, da so pri izbrani intenziteti potresne obtežbe pomiki neelastičnih sistemov podobni pomikom ekvivalentnih elastičnih sistemov (Fajfar, 2000). Na podlagi teh ugotovitev in rezultatov slike 6.9 lahko pojasnimo zakaj imajo stene z najkrajšimi nihajnimi časi manjše raztrose odziva  $\beta_{LS,U}$  od sten z nihajnimi časi  $T_d^* > 0,6$  s. Za

te konstrukcije so v povprečju značilne bolj ukrivljene krivulje odziva, kar vpliva na manjši prenos raztrosa zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti iz nivoju parametrov modela SDOF na nivo potresnega odziva (glej slika 6.9). Ne glede na to, da merodajno vrednost  $\beta_{LS,U}$  določimo na podlagi povprečja celotne skupine potresnih zapisov, opisanega fenomena ne moremo izločiti. Rezultati kažejo, da ukrivljenost krivulj odziva narašča z manjšanjem nihajnega časa, zato najnižje vrednosti  $\beta_{LS,U}$  določimo za konstrukcije z najnižjimi nihajnimi časi (stene št. 5, 11 in 12). Rezultati preglednice 6.18 in slike 6.8 kažejo, da je opisan efekt pomemben zlasti za konstrukcije z nihajnim časom manjšim od  $T_d^* < 0,4$  s. Za konstrukcije z nihajnim časom  $T_d^* > 0,4$  s so namreč značilne precej konstantne vrednosti raztrosov  $\beta_{LS,U}$ . Grafična primerjava ukrivljenosti krivulj odziva konstrukcij z različnimi nihajnimi časa je razvidna tudi s slike 6.4, ki prikazuje kvantile krivulj IDA šestih stenastih konstrukcij (glej poglavje 6.1.2). Kvantili krivulj IDA stene št. 11, ki ima nihajni čas  $T_d^* = 0,28$  s, so namreč bistveno bolj ukrivljeni od kvantilov ostalih sten (slika 6.4e).

Na podlagi pridobljenih rezultatov zaključimo, da se vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  skupine enojnih in dvojnih sten relativno malo spreminjajo med posameznimi konstrukcijami. Vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  se npr. gibljejo med 0,52 in 0,61, medtem ko se vrednosti  $\beta_{C,RU}$  gibljejo med 0,55 in 0,66. Povprečni vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  skupine enojnih in dvojnih konzolnih znašata  $\bar{\beta}_{NC,RU} = 0,56$  in  $\bar{\beta}_{C,RU} = 0,59$ . Ti vrednosti so približno od 20 do 30 % večji od povprečnih vrednosti raztrosov odziva sodobnih okvirov. Na podlagi ločene študije raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$  in modelnih ter fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$  ugotovimo, da so večje vrednosti skupnega raztrosa odziva stenastih konstrukcij posledica približno 70 % večjih vrednosti  $\beta_{LS,U}$ . Za stenaste konstrukcije namreč določimo podobne vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  kot za okvirne konstrukcije. Raztrosi odziva  $\beta_{NC,R}$  obravnavanih sten se gibljejo med 0,37 in 0,48. Rahlo večji obseg vrednosti je značilen za raztros odziva pri porušitvi konstrukcije. Vrednosti  $\beta_{C,R}$  se namreč gibljejo med 0,37 in 0,53. Povprečna raztrosov odziva  $\bar{\beta}_{NC,R}$  in  $\bar{\beta}_{C,R}$  celotne skupine stenastih konstrukcij znašata 0,43 in 0,44. Podobno kot pri okvirnih konstrukcijah tudi za stenaste konstrukcije ugotovimo, da raztrosa odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{C,R}$  naraščata v odvisnosti od razpoložljive duktilnosti  $\mu_{u,d}$ , vendar le do določene meje. Za stene z duktilnostmi večjimi od 12 ( $\mu_{u,d} > 12$ ) sta namreč značilni precej konstantni vrednosti raztrosa odziva, ki v povprečju znašata  $\bar{\beta}_{NC,R} = 0,45$  in  $\bar{\beta}_{C,R} = 0,49$ . Ti vrednosti sta rahlo večji od povprečnih vrednosti celotne skupine stenastih konstrukcij.



Slika 6.9: Shematični prikaz načina prenosa raztrosa zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti iz nivoja parametrov modela SDOF na nivo potresnega odziva za dva različna potresna zapisa.

Figure 6.9: Schematic representation of the transfer of dispersion due to modelling uncertainty from the level of the SDOF model parameters to the level of seismic response for two different ground motions.

Kot smo omenili, za obravnavane stene določimo nekoliko večje raztrose odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti kot za okvirne konstrukcije. Vrednosti  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  se namreč gibljejo med 0,33 in 0,47. Povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,U}$  in  $\bar{\beta}_{C,U}$  celotne skupine sten znašata 0,40 in 0,42, kar je približno 70 % več od vrednosti sodobnih okvirov. Analiza rezultatov pokaže, da od ostalih rezultatov najbolj odstopajo vrednosti  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  sten z najkrajšimi nihajnimi časi ( $T_d^* < 0,4$  s), za katere so značilne 20 % manjše vrednosti raztrosov odziva od ostalih sten. Ta ugotovitev je posledica večje ukrivljenosti krivulj odziva konstrukcij z krajšimi nihajnimi časi ( $T_d^* < 0,6$  s), ki vpliva na manjši prenos raztrosa zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti iz nivoju parametrov modela SDOF na nivo potresnega odziva (vrednosti  $\beta_{LS,U}$ ). Rezultati kažejo, da ukrivljenost krivulj odziva narašča z manjšanjem nihajnega časa, zato najnižje vrednosti  $\beta_{LS,U}$  določimo za konstrukcije z nihajnimi časi manjšimi od  $T_d^* < 0,4$  s. Za konstrukcije z nihajnimi časi večjimi od  $T_d^* > 0,6$  s približno velja pravilo enakosti pomikov elastičnih in neelastičnih sistemov, zato je ukrivljenost krivulj odziva teh konstrukcij manjša, kar vpliva na večji prenos raztrosa parametrov modela SDOF na nivo potresnega odziva. Za stene z nihajnimi časi  $T_d^* > 0,6$  s so značilne relativne konstantne vrednosti raztrosov odziva, ki v povprečju znašata  $\bar{\beta}_{NC,U} = 0,41$  in  $\bar{\beta}_{C,U} = 0,44$ .

Na podlagi pridobljenih rezultatov predlagamo dva pristopa za določitev tipičnih vrednosti skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  konzolnih stenastih konstrukcij. Pri prvem pristopu predlagamo, da se tipična vrednost raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  določi po pravilu SRSS na podlagi vrednosti  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  iz preglednice 6.19 ( $\beta_{LS,RU} = \sqrt{\beta_{LS,R}^2 + \beta_{LS,U}^2}$ ). Zaradi majhnega spreminjanja raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  med posameznimi konstrukcijami raztrose odziva iz preglednice 6.19 določimo kot povprečne vrednosti celotne skupine testnih konstrukcij. Tipični vrednosti raztrosov odziva pri mejnem stanju blizu porušitve in pri porušitvi konstrukcije ( $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$ ), ki ju določimo s tem pristopom, sta predstavljeni v levem delu preglednice 6.20. Pri drugem pristopu kot tipični vrednosti skupnih raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  predlagamo uporabo vrednosti iz desnega dela preglednice 6.20, ki ju določimo direktno na podlagi povprečnih vrednosti skupnih raztrosov odziva iz preglednice 6.16.

Iz primerjave vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$ , ki jih določimo na podlagi prvega in drugega pristopa, je razvidno, da oba pristopa privedeta do zelo podobnih rezultatov. Vrednosti raztrosov odziva, ki ju določimo po prvem pristopu, so nekoliko večje od vrednosti, ki ju določimo z drugim pristopom. Rezultati prvega pristopa so namreč obremenjeni še z napako zaradi približne kombinacije vrednosti raztrosov  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  po pravilu SRSS. Na podlagi te ugotovitve smo mnenja, da drugi pristop zagotavlja nekoliko večjo natančnost rezultatov. Odstopanja raztrosov odziva med postopkoma so kljub vsemu zelo majhna, saj znašata 5 % v primeru raztrosa odziva  $\beta_{NC,RU}$  in 3 % v primeru raztrosa odziva  $\beta_{C,RU}$ . Iz navedenega je razvidno, da oba predlagana postopka zagotavljata zelo podobno natančnosti rezultatov. Primerjavo predlaganih in dejanskih raztrosov odziva skupine testnih konstrukcij v nadaljevanju predstavimo samo za prvi izmed predlaganih pristopov (glej preglednico 6.21). Primerjava rezultatov tega pristopa je zanimivejša, saj poleg primerjave skupnih raztrosov odziva  $\beta_{LS,RU}$ , prikažemo tudi primerjavo raztrosov odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$  in zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$ . Skupni raztroso odziva  $\beta_{LS,RU}$  v levem delu preglednice so določeni s kombinacijo vrednosti  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  iz preglednice 6.19 po pravilu SRSS, t.j. na podlagi prvega pristopa. Preglednica vsebuje tudi pripadajoča odstopanja postopkov, ki so izražena v odstotkih.

Preglednica 6.19: Tipične vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  konzolnih stenastih konstrukcij pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in porušitvi konstrukcije (C).

Table 6.19: Typical values of dispersion measures  $\beta_{LS,R}$  and  $\beta_{LS,U}$  at near collapse (NC) and collapse limit state (C) for cantilever wall structures.

	Raztros odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe – $\beta_{LS,R}$	Raztros odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti – $\beta_{LS,U}$
Sodobne konzolne stene	$\beta_{NC,R} = 0,43$ $\beta_{C,R} = 0,44$	$\beta_{NC,U} = 0,40$ $\beta_{C,U} = 0,42$

Preglednica 6.20: Tipične vrednosti skupnega raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  konzolnih stenastih konstrukcij. V levem delu preglednice so prikazane vrednosti, določene po pravilu SRSS in vrednostih  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  iz preglednice 6.19, v desnem delu pa vrednosti, določene na podlagi povprečnih vrednosti  $\bar{\beta}_{LS,RU}$  iz preglednice 6.16.

Table 6.20: Typical values of dispersion measures  $\beta_{LS,RU}$  for cantilever wall structures. The values estimated based on the SRSS combination of values  $\beta_{LS,R}$  and  $\beta_{LS,U}$  from the table 6.19, and those estimated based on the average values  $\bar{\beta}_{LS,RU}$  from table 6.16, are presented in the left and right part of the table, respectively.

	Skupen raztros odziva $\beta_{LS,RU}$ , določen po pravilu SRSS in vrednostih iz preglednice 6.19	Skupen raztros odziva $\beta_{LS,RU}$ , določen na podlagi vrednosti $\bar{\beta}_{LS,RU}$ iz preglednice 6.16
Sodobne konzolne stene	$\beta_{NC,RU} = 0,59$ $\beta_{C,RU} = 0,61$	$\beta_{NC,RU} = 0,56$ $\beta_{C,RU} = 0,59$

Rezultati preglednice 6.21 kažejo, da so za raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$  značilna precej večja odstopanja predlaganih in dejanskih vrednosti kot za skupen raztros odziva  $\beta_{LS,RU}$ . Odstopanja  $\Delta\beta_{LS,R}$  se npr. gibljejo med  $-17$  in  $+19$  %, odstopanja  $\Delta\beta_{LS,U}$  pa med  $-15$  in  $+29$  %. Za skupne raztrose odziva  $\beta_{LS,RU}$  so značilna precej manjša odstopanja, saj se vrednosti  $\Delta\beta_{LS,RU}$  gibljejo med  $-8$  in  $+13$  %. Povprečna vrednost odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  celotne skupine stenastih konstrukcij znaša  $+4$  %, kar je zelo podobno vrednostim, ki smo jih določili za sodobne in obstoječe okvire ( $+4$  % in  $5$  %). Omenimo lahko, da največja odstopanja raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  določimo za stene št. 2, 3, 9, 10, 14 in 15, ki imajo nižje duktilnosti od preostalih sten ( $\mu_{u,d} = 9-12$ ). Zaradi nižje duktilnosti imajo te stene manjše vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{LS,R} = 0,37-0,40$ , ki jih z uporabo povprečnih vrednosti celotne skupine konstrukcij  $\bar{\beta}_{NC,R} = 0,43$  in  $\bar{\beta}_{C,R} = 0,44$  precenimo za 7 do 19 %. Nasprotno velja za stene z duktilnostmi  $\mu_{u,d} > 12$  (st. 1, 4-8, 11-13), za katere so v povprečju značilni večji raztroši odziva ( $\bar{\beta}_{NC,R} = 0,45$  in  $\bar{\beta}_{C,R} = 0,49$ ) od povprečne vrednosti celotne skupine konstrukcij. Z uporabo povprečnih vrednosti raztrosov odziva celotne skupine konstrukcij ( $\bar{\beta}_{NC,R} = 0,43$  in  $\bar{\beta}_{C,R} = 0,44$ ) zato podcenimo raztrose odziva  $\beta_{LS,R}$  teh sten (v povprečju za  $-7$  %). Iz preglednice 6.21 vidimo, da so za raztrose odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$  značilna še nekoliko večja odstopanja kot za vrednosti  $\beta_{LS,R}$  ( $\Delta\beta_{LS,U}$  med  $-15$  in  $+29$  %). Predlagane vrednosti  $\beta_{LS,U}$  (preglednica 6.19) najbolj precenijo dejanske vrednosti raztrosov odziva stene št. 5, 11 in 12 (med  $+17$  in  $+29$  %), ki imajo najkrajše nihajne čase izmed vseh sten (t.j.  $T_d^* = 0,25-0,28$  s). Za te stene so namreč značilne manjše vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{LS,U}$ , saj večja ukrivljenost krivulj odziva vpliva na manjši prenos raztrosa zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti iz nivoja parametrov modela SDOF na nivo potresnega odziva (vrednosti  $\beta_{LS,U}$ ). Od 20 do 29 % precenjene vrednosti  $\beta_{LS,U}$  sten št. 11 in 12 povzročijo tudi največja odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  izmed vseh ostalih sten, ki za omenjeni konstrukciji znašajo od 5 do 13 %.

Preglednica 6.21: Primerjava predlaganih in dejanskih raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$ ,  $\beta_{LS,U}$  in  $\beta_{LS,RU}$  ter pripadajočih odstopanj skupine enojnih in dvojnih konzolnih sten.

Table 6. 21: The comparison of the proposed and actual dispersion measures  $\beta_{LS,R}$ ,  $\beta_{LS,U}$  and  $\beta_{LS,RU}$ , and corresponding percentage differences for the single and double cantilever walls.

Stene:	Iz preglednice 6.19			Dejanske vrednosti			Odstopanja [%]			
		$\beta_{LS,R}$	$\beta_{LS,U}$	$\beta_{LS,RU}$	$\beta_{LS,R}$	$\beta_{LS,U}$	$\beta_{LS,RU}$	$\Delta\beta_{LS,R}$	$\Delta\beta_{LS,U}$	$\Delta\beta_{LS,RU}$
Št. 1	NC	0,43	0,40	0,59	0,47	0,40	0,60	-9	0	-2
	C	0,44	0,42	0,61	0,48	0,44	0,63	-8	-5	-3
Št. 2	NC	0,43	0,40	0,59	0,40	0,40	0,55	7	0	7
	C	0,44	0,42	0,61	0,42	0,42	0,57	5	0	7
Št. 3	NC	0,43	0,40	0,59	0,37	0,47	0,57	16	-15	4
	C	0,44	0,42	0,61	0,37	0,47	0,57	19	-11	7
Št. 4	NC	0,43	0,40	0,59	0,48	0,39	0,60	-10	3	-2
	C	0,44	0,42	0,61	0,53	0,43	0,66	-17	-2	-8
Št. 5	NC	0,43	0,40	0,59	0,48	0,33	0,56	-10	21	5
	C	0,44	0,42	0,61	0,49	0,36	0,58	-10	17	5
Št. 6	NC	0,43	0,40	0,59	0,47	0,41	0,61	-9	-2	-3
	C	0,44	0,42	0,61	0,49	0,43	0,63	-10	-2	-3
Št. 7	NC	0,43	0,40	0,59	0,43	0,40	0,56	0	0	5
	C	0,44	0,42	0,61	0,45	0,42	0,59	-2	0	3
Št. 8	NC	0,43	0,40	0,59	0,45	0,38	0,58	-4	5	2
	C	0,44	0,42	0,61	0,47	0,42	0,61	-6	0	0
Št. 9	NC	0,43	0,40	0,59	0,39	0,42	0,55	10	-5	7
	C	0,44	0,42	0,61	0,41	0,45	0,59	7	-7	3
Št. 10	NC	0,43	0,40	0,59	0,37	0,47	0,57	16	-15	4
	C	0,44	0,42	0,61	0,37	0,48	0,57	19	-13	7
Št. 11	NC	0,43	0,40	0,59	0,44	0,31	0,52	-2	29	13
	C	0,44	0,42	0,61	0,48	0,34	0,58	-8	24	5
Št. 12	NC	0,43	0,40	0,59	0,44	0,33	0,53	-2	21	11
	C	0,44	0,42	0,61	0,46	0,35	0,55	-4	20	11
Št. 13	NC	0,43	0,40	0,59	0,44	0,38	0,56	-2	5	5
	C	0,44	0,42	0,61	0,46	0,40	0,59	-4	5	3
Št. 14	NC	0,43	0,40	0,59	0,38	0,43	0,55	13	-7	7
	C	0,44	0,42	0,61	0,40	0,44	0,57	10	-5	7
Št. 15	NC	0,43	0,40	0,59	0,39	0,43	0,55	10	-7	7
	C	0,44	0,42	0,61	0,40	0,44	0,57	10	-5	7

Na podlagi vseh pridobljenih informacij zaključimo, da se skupni raztrosi odziva stenastih konstrukcij gibljejo med 0,52 in 0,61 v primeru  $\beta_{NC,RU}$  ter med 0,55 in 0,66 v primeru  $\beta_{C,RU}$ . Povprečni vrednosti celotne skupine testnih konstrukcij znašata  $\bar{\beta}_{NC,RU} = 0,56$  in  $\bar{\beta}_{C,RU} = 0,59$ . Kot tipični vrednost raztrosov odziva pri stanju blizu porušitve in pri porušitvi konstrukcije zato predlagamo naslednji zaokroženi vrednosti:  $\beta_{NC,RU} = 0,55$  in  $\beta_{C,RU} = 0,60$ . Predlagani vrednosti sta približno 20 % večji od vrednosti, ki smo jih določili za sodobne in obstoječe okvire z globalnim mehanizmom (t.j.  $\beta_{NC,RU} = 0,45$  in  $\beta_{C,RU} = 0,50$ ). Večji skupni raztros odziva  $\beta_{NC,RU}$  stenastih konstrukcij je posledica približno 70 % večjih vrednosti  $\beta_{LS,U}$  stenastih konstrukcij v primerjavi z vrednostmi okvirnih konstrukcij. Za stenaste konstrukcije smo namreč ugotovili, da so značilni podobni raztrosi odziva  $\beta_{LS,R}$  kot za okvirne konstrukcije, zato predlagamo uporabo enakih zaokroženih vrednosti, t.j.  $\beta_{NC,R} = 0,40$  in  $\beta_{LS,R} = 0,45$ . V nasprotju s to ugotovitvijo so za stenaste konstrukcije značilni bistveno večji raztrosi odziva  $\beta_{LS,U}$  kot za sodobne okvire. Vrednosti raztrosov odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  se namreč gibljejo med 0,31 in 0,48. Za oba raztrosa odziva sta značilni podobni povprečni vrednosti, ki znašata  $\bar{\beta}_{NC,U} = 0,40$  in  $\bar{\beta}_{C,U} = 0,42$ . Kot zaokroženo vrednost obeh raztrosov odziva predlagamo vrednost 0,40.



Omeniti velja, da je število izdelanih raziskav na področju vrednotenja vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti AB stenastih sistemov zelo omejeno. Redke izdelane študije običajno obravnavajo posamezne primere konstrukcij. Primer take študije je delo, ki sta ga predstavila Lee in Mosalam (2005). V študiji avtorja raziskujeta občutljivost potresnega odziva AB povezane stene na vpliv modelnih in fizikalnih negotovosti na nivoju pomikov konstrukcije in ne na nivoju intenzitete potresne obtežbe. Iz navedenega razloga predstavljeni rezultati niso merodajni za validacijo predlaganih raztrosov odziva. Več podatkov je na voljo za raztrose odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe. Zareian in Krawinkler (2009) sta za skupino generičnih konzolnih sten določila povprečen raztros odziva pri porušitvi konstrukcije  $\beta_{C,R} = 0,48$ . Kot tipično vrednost  $\beta_{C,R}$  stenastih konstrukcij predlagata uporabo zaokrožene vrednosti 0,50. Uporabo te vrednosti predlagajo tudi Shafei in sodelavci (2011), ki to vrednost uporabijo za razvoj poenostavljene metode za oceno porušne kapacitete AB sten. Zelo podobno vrednost smo določili tudi v okviru doktorske disertacije, saj kot tipično vrednost raztrosa odziva predlagamo uporabo vrednosti  $\beta_{C,R} = 0,45$ .

### 6.2.3 Mešane konstrukcije

Podobno kot pri okvirnih in stenastih konstrukcijah študijo raztrosa odziva mešanih sistemov opravimo v dveh korakih. V prvem koraku najprej predstavimo študijo skupnega raztrosa potresnega odziva  $\beta_{LS,RU}$  zaradi slučajnosti potresne obtežbe in modelnih ter fizikalnih negotovosti. V drugem delu poglavja študijo nadgradimo še z ločeno analizo raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$  in modelnih ter fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$ . Raztros potresnega odziva mešanih sistemov raziskujemo na skupini testnih konstrukcij iz poglavja 3.1.3. Poudariti velja, da je uporabljeno število testni primerov zelo omejeno, zato tipične vrednosti raztrosov odziva mešanih sistemov predlagamo na kvalitativen način. Pri oceni tipičnih vrednosti raztrosov odziva mešanih konstrukcij si pomagamo z rezultati, ki smo jih določili za okvirne in stenaste konstrukcije. V poglavju 5.3 smo namreč pokazali, da je obnašanje mešanih sistemov izrazito odvisno od razmerja nosilnosti okvirov in sten, ki določa ali je odziv sistema bolj podoben odzivu okvirnih ali stenastih sistemov. Na podlagi te ugotovitve pričakujemo, da bodo vrednosti raztrosov odziva mešanih konstrukcij do neke mere podobne vrednostmi raztrosov odziva njenih sestavnih delov, t.j. okvirnih in stenastih konstrukcij. Spomnimo se, da bi za natančno simulacijo potresnega odziva mešanih konstrukcij v okolici njene porušitve v splošnem potrebovali štirilinearno idealizacijo potisnih krivulj. Pri določanju tipičnih vrednosti raztrosov odziva mešanih sistemov se zato omejimo na vrednosti za stanje blizu porušitve konstrukcije (NC).

V preglednici 6.22 so prikazane vrednosti skupnega raztrosa odziva pri stanju blizu porušitve  $\beta_{NC,RU}$  in pripadajoča povprečna vrednost  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  celotne skupine mešanih konstrukcijskih sistemov. Pod preglednico so povzete tudi oznake testnih konstrukcij, ki so skladne z oznakama iz preglednice 3.3. V preglednici ločimo med vrednostmi raztrosa odziva mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim sistemom in stenastim sistemom (glej opombi). V poglavju 5.3 smo ugotovili, da se mešani sistemi št. 1, 2 in 6 kategorizirajo kot ekvivalentni stenastim sistemom, medtem ko se mešani sistemi št. 3,4 in 5 kategorizirajo kot ekvivalentni okvirnim sistemom. Iz rezultatov preglednice 6.22 je razvidno, da se vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU}$  ne spreminjajo bistveno med posameznimi konstrukcijami. Vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  celotne skupine testnih konstrukcij se namreč gibljejo med 0,49 in 0,57. Povprečna raztrosa odziva  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  celotne skupine testnih konstrukcij znaša 0,51. Posebej zanimiva je analiza rezultatov mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim in stenastim sistemom, ki jo prikažemo v nadaljevanju.

Preglednica 6.22: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,RU}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pripadajoča povprečna vrednost mešanih sistemov (št. 1–6).

Table 6.22: Dispersion measures  $\beta_{LS,RU}$  at near collapse (NC) and corresponding average value for the dual systems (No. 1–6).

$\beta_{LS,RU}$	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>b</sup>	4 <sup>b</sup>	5 <sup>b</sup>	6 <sup>a</sup>	$\bar{\beta}_{LS,RU}$
NC	0,49	0,57	0,49	0,49	0,51	0,53	0,51

Mešani sistemi: (1) 4-etažni mešani sistem,  $L_w = 3$  m, (2) 4-etažni mešani sistem,  $L_w = 6$  m, (3) 8-etažni mešani sistem,  $L_w = 2$  m, (4) 8-etažni mešani sistem,  $L_w = 3$  m, (5) 8-etažni mešani sistem,  $L_w = 4$  m, (6) 8-etažni mešani sistem,  $L_w = 6$  m.

<sup>a</sup> Mešani sistemi, ekvivalentni stenastim sistemom.

<sup>b</sup> Mešani sistemi, ekvivalentni okvirnim sistemom.

Rezultati preglednice 6.22 kažejo, da so za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom (št. 1, 2 in 6), značilni večji raztrosi odziva  $\beta_{NC,RU}$  kot za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom (št. 3, 4 in 5). Vrednosti raztrosov odziva konstrukcij št. 1, 2 in 6 se namreč gibljejo med 0,49 in 0,57. Zelo podoben obseg vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  je značilen za stenaste konstrukcije, za katere smo določili vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,RU}$  med 0,52 in 0,61. Povprečna vrednost  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  skupine mešanih sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom (št. 1, 2 in 6), znaša 0,53, kar je zelo podobno povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  skupine stenastih konstrukcij ( $\bar{\beta}_{NC,RU} = 0,56$ ). Ugotovljeni rezultat je pričakovan, saj smo v poglavju 5.3 ugotovili, da je obnašanje mešanih sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom, izrazito odvisno od obnašanja sten. Nastop mejnega stanja blizu porušitve celotne konstrukcije je namreč zelo povezan z nastopom mejnega stanja blizu porušitve prečnega prereza ob vpetju stene. Po drugi strani so za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom (št. 3, 4 in 5), značilni nekoliko manjši raztrosi odziva. Za te konstrukcije se vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  gibljejo med 0,49 in 0,51. Ugotovljeni obseg vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim sistemom, je nekoliko večji od obsega vrednosti sodobnih okvirov, za katere smo določili vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,RU}$  med 0,40 in 0,47. Povprečen raztros odziva  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  mešanih sistemov št. 3, 4 in 5 znaša na primer 0,49, kar je približno 10 % več od povprečnega raztrosa skupine sodobnih okvirov ( $\bar{\beta}_{NC,RU} = 0,44$ ). Ta vrednost je po drugi strani za 12 % manjša od povprečne vrednosti stenastih konstrukcij ( $\bar{\beta}_{NC,RU} = 0,56$ ). Iz navedenega je razvidno, da se vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU}$  mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim sistemom, uvrstijo med rezultate okvirnih in stenastih konstrukcij. Natančnejša razlaga te ugotovitve zahteva ločeno študijo raztrosa odziva zaradi vpliva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{LS,R}$  in modelnih ter fizikalnih negotovosti  $\beta_{LS,U}$ , ki jo prikažemo v nadaljevanju.

V preglednici 6.23 so prikazane vrednosti raztrosov odziv pri stanju blizu porušitve (NC) zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{NC,R}$  in pripadajoča povprečna vrednost  $\bar{\beta}_{NC,R}$  skupine mešanih sistemov. Za lažjo interpretacijo rezultatov v preglednici prikažemo tudi duktilnosti  $\mu_{u,d}$  obravnavanih konstrukcij, ki ustrezajo 20% padcu nosilnosti. V prejšnjih poglavjih (6.2.1 in 6.2.2) smo namreč ugotovili, da so vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,R}$  odvisne od povečanja nihajnega časa konstrukcij zaradi nastanka poškodb, ki je v največji meri odvisno od duktilnost konstrukcije  $\mu_{u,d}$ . Iz rezultatov preglednice 6.23 je razvidno, da se raztros odziva  $\beta_{NC,R}$  malo spreminja med posameznimi konstrukcijami. Vrednosti  $\beta_{NC,R}$  skupine mešanih sistemov se npr. gibljejo med 0,38 in 0,48. Povprečna vrednost  $\bar{\beta}_{NC,R}$  celotne skupine mešanih sistemov znaša 0,41. Omeniti velja, da so za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim in stenastim sistemom, značilne zelo podobne vrednosti raztrosov odziva. Ta rezultat je do neke mere pričakovan, saj smo za sodobne okvirne in stenaste konstrukcije določili podobne vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,R}$ . Povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,R}$  skupine

sodobnih okvirov in stenastih konstrukcij namreč znašata 0,39 in 0,43. Od ostalih vrednosti odstopajo le rezultati mešanega sistema št. 2, za katerega določimo precej večjo duktilnost  $\mu_{u,d}$  od ostalih testnih primerov. Za to konstrukcijo je namreč značilen večji raztros odziva od ostalih konstrukcij ( $\beta_{NC,R} = 0,48$ ). Podobne vrednosti raztrosov odziva smo zasledili v primeru nekaterih zelo togih stenastih konstrukcij, ki so imele zato večje duktilnosti  $\mu_{u,d}$ . Ta pojav kaže na podobnost rezultatov mešanih sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom, in stenastih sistemov. Omeniti lahko tudi, da so vrednosti raztrosa preostalih konstrukcij (št. 1, 3–6) v obsegu, ki ga napovemo s predlaganim modelom za napovedovanje  $\beta_{NC,R}$  v odvisnosti od duktilnosti  $\mu_{u,d}$  (poglavji 6.2.1 in 6.2.2). Iz preglednice je 6.23 je sicer razvidno, da korelacija med vrednostmi  $\beta_{NC,R}$  in  $\mu_{u,d}$  ni perfektna. Kljub temu za povprečno duktilnost preostalih konstrukcij ( $\mu_{u,d} = 9,6$ ) s predlaganim modelom napovemo raztros odziva  $\beta_{NC,R} = 0,39$ , kar je zelo blizu vrednostim preostalih konstrukcij ( $\beta_{NC,R} = 0,38–0,41$ ).

Na podlagi pridobljenih rezultatov zaključimo, da so za mešane sisteme značilni podobni raztrosi odziva kot za okvirne in stenaste konstrukcije, zato lahko kot tipično vrednost raztrosa odziva  $\beta_{NC,R}$  predlagamo uporabo vrednosti 0,40. Ta vrednost predstavlja zaokroženo vrednost raztrosa odziva  $\beta_{NC,R}$  okvirnih in stenastih konstrukcij. Iz navedenega je razvidno tudi, da razlike med vrednostmi skupnih raztrosov odziva  $\beta_{NC,R,U}$  mešanih sistemov in okvirnih ter stenastih konstrukcij niso posledica različnih vrednosti raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe  $\beta_{NC,R}$ . Očitno je, da so razlike posledica različnih vrednosti raztrosov odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti  $\beta_{NC,U}$ . Študijo teh vrednosti predstavimo v nadaljevanju.

Vrednosti raztrosa odziva pri stanju blizu porušitve konstrukcije (NC) zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti ( $\beta_{NC,U}$ ) in pripadajoča povprečna vrednost skupine mešanih sistemov ( $\bar{\beta}_{NC,U}$ ) so predstavljene v preglednici 6.24. V prejšnjem poglavju smo ugotovili, da so vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,U}$  v splošnem odvisne od nihajnega časa ekvivalentnega modela SDOF  $T_d^*$ . Za konstrukcije z relativno kratkimi nihajnimi časi ( $T_d^* < 0,6$  s) je značilna večja ukrivitev krivulj odziva, ki vpliva na manjši prenos raztrosa zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti iz nivoja parametrov modela SDOF na nivo raztrosa odziva (vrednosti  $\beta_{NC,U}$ ). Za lažjo interpretacijo rezultatov v preglednici 6.24 zato predstavimo tudi vrednosti  $T_d^*$  skupine mešanih sistemov. Iz preglednice 6.24 je razvidno, da se vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,U}$  mešanih sistemov malo spreminjajo med posameznimi konstrukcijami. Za skupino mešanih sistemov se vrednosti  $\beta_{NC,U}$  namreč gibljejo med 0,30 in 0,37. Povprečna vrednost  $\bar{\beta}_{NC,U}$  celotne skupine konstrukcij znaša 0,34. Večje razlike med raztrosi odziva  $\beta_{NC,U}$  beležimo za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom (št. 1, 2 in 6), medtem ko je za okvirom ekvivalentne sisteme značilna relativno konstantna vrednost raztrosa  $\beta_{NC,U} \approx 0,33$ . Raztrosi odziva mešanih sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom (št. 1, 2 in 6), se gibljejo med 0,33 in 0,37. Najvišjo vrednost raztrosa odziva določimo za mešani sistem št. 6, ki ima večji nihajni čas ( $T_d^* = 0,94$  s) od mešanih sistemov št. 1 in 2 ( $T_d^* = 0,68$  s in  $T_d^* = 0,30$  s). Za to konstrukcijo določimo vrednost raztrosa odziva  $\beta_{NC,U} = 0,37$ . Ta vrednost je zelo podobno povprečni vrednosti raztrosov odziva stenastih sistemov s srednje do dolgimi nihajnimi časi ( $\bar{\beta}_{NC,U} = 0,41$ ). Po drugi strani sta za konstrukciji št. 1 in 2 značilna manjša raztrosa odziva, t.j.  $\beta_{NC,U} = 0,33$  in  $\beta_{NC,U} = 0,34$ . Podobne vrednosti smo določil za stenaste konstrukcije v območju kratkih nihajni časov ( $T_d^* < 0,4$  s). Ta rezultat kaže na določeno podobnost rezultatov mešanih sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom, in stenastih sistemov. Kljub vsemu so ugotovljene vrednosti  $\beta_{NC,U}$  mešanih sistemov št. 1, 2 in 6 nekoliko manjše od predlagane tipične vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,U}$  stenastih sistemov ( $\beta_{NC,U} = 0,40$ ). To ugotovitev pripisujemo relativno nizkim nihajnim časom konstrukcij št. 1 in 2, ki privedeta do nizkih vrednosti  $\beta_{NC,U}$  teh sistemov. Omeniti velja, da je število testnih konstrukcij zelo

omejeno, zato natančna določitev tipične vrednosti raztrosa odziva mešanih sistemov ni mogoča. Glede na zaključke poglavja 5.3, ki kažejo veliko povezanost med nastopom mejnega stanja blizu porušitve konstrukcije in kritičnega prereza stene, vseeno pričakujemo, da bi na podlagi večjega vzorca mešanih sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom, določili zelo podobne vrednosti  $\beta_{NC,U}$  kot za stenaste konstrukcije. Za te sisteme zato predlagamo uporabo iste vrednosti raztrosa odziva kot za stenaste konstrukcije, t.j.  $\beta_{NC,U} = 0,40$ . Tudi v primeru mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim sistemom, bi za natančno določitev tipične vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,U}$  potrebovali obširnejšo skupino testnih konstrukcij. Zlasti zanimiva bi bila analiza mešanih sistemov z izredno šibkimi stenami, saj smo za večino obravnavanih sistemov kljub relativno nizkemu razmerju prečnih sil, ki jih prenašajo stene ( $F_{b,w}/F_b$ ), določili relativno pomemben vpliv sten na potresni odziv tega tipa mešanih sistemov. Na podlagi izdelanih študij bi za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, lahko predlagali zaokroženo vrednost  $\beta_{NC,U} = 0,30$ . Predlagana vrednost se uvrsti med rezultati, ki smo jih določili za sodobne okvirne konstrukcije ( $\beta_{NC,U} = 0,24$ ) in stenaste konstrukcije ( $\beta_{NC,U} = 0,40$ ). Ta ugotovitev tudi pojasni nekoliko večje vrednosti skupnega raztrosa odziva mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim sistemom, v primerjavi z vrednostmi okvirnih konstrukcij.

Omeniti velja, da na podlagi predlaganih vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,R}$  in  $\beta_{NC,U}$  lahko po pravilu SRSS precej dobro ocenimo skupne vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU}$ . Za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, določimo vrednost  $\beta_{NC,RU} = \sqrt{0,40^2 + 0,30^2} = 0,50$ , ki se zelo dobro ujema s povprečno vrednostjo  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  testnih konstrukcij št. 3, 4 in 5, ki znaša 0,49. Podobno velja tudi za vrednost skupnega raztrosa odziva mešanih sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom. Za te konstrukcije izračunamo skupen raztros odziva  $\beta_{NC,RU} = \sqrt{0,40^2 + 0,40^2} = 0,56$ , ki je znotraj obsega vrednosti testnih konstrukcij št. 1,2 in 6 ( $\beta_{NC,RU} = 0,49-0,57$ ).

Preglednica 6.23: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pripadajoča povprečna vrednost mešanih sistemov (št. 1–6). Duktilnosti pri 20% padcu nosilnosti  $\mu_{u,d}$  so tudi predstavljene.

Table 6.23: Dispersion measures  $\beta_{LS,R}$  at near collapse (NC) and corresponding average value for the dual systems (No. 1–6). The ductilities corresponding to 20% drop of strength  $\mu_{u,d}$  are also presented.

$\beta_{LS,R}$	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>b</sup>	4 <sup>b</sup>	5 <sup>b</sup>	6 <sup>a</sup>	$\bar{\beta}_{LS,R}$
NC	0,38	0,48	0,41	0,39	0,41	0,40	0,41
$\mu_{u,d}$	9,38	22,83	9,38	8,71	8,43	12,4	

<sup>a</sup> Mešani sistemi, ekvivalentni stenastim sistemom.

<sup>b</sup> Mešani sistemi, ekvivalentni okvirnim sistemom.

Preglednica 6.24: Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,U}$  pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pripadajoča povprečna vrednost mešanih sistemov (št. 1–6). Nihajni časi ekvivalentnih modelov SDOF  $T_d^*$  so tudi predstavljeni.

Table 6.24: Dispersion measures  $\beta_{LS,U}$  at near collapse (NC) and corresponding average value for the dual systems (No. 1–6). The period of the equivalent SDOF models  $T_d^*$  are also presented.

$\beta_{LS,U}$	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>b</sup>	4 <sup>b</sup>	5 <sup>b</sup>	6 <sup>a</sup>	$\bar{\beta}_{LS,U}$
NC	0,33	0,34	0,30	0,33	0,35	0,37	0,34
$T_d^*$	0,68	0,3	1,31	1,46	1,33	0,94	

<sup>a</sup> Mešani sistemi, ekvivalentni stenastim sistemom.

<sup>b</sup> Mešani sistemi, ekvivalentni okvirnim sistemom.

Na podlagi pridobljenih rezultatov zaključimo, da se vrednosti skupnega raztrosa odziva pri stanju blizu porušitve  $\beta_{NC,RU}$  mešanih sistemov nekoliko razlikujejo glede na uvrstitev sistemov kot ekvivalentnih okvirnim ali stenastim sistemom. Za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, določimo podoben obseg vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  kot za stenaste konstrukcije. Vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,RU}$  teh konstrukcij se namreč gibljejo med 0,49 in 0,57. Povprečna vrednost  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  skupine mešanih sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom, znaša 0,53, kar je zelo podobno povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,RU}$  skupine stenastih konstrukcij ( $\bar{\beta}_{NC,RU} = 0,56$ ). Na podlagi te ugotovitve lahko za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom, predlagamo uporabo iste zaokrožene vrednosti raztrosa odziva kot za stenaste konstrukcije, t.j.  $\beta_{NC,RU} = 0,55$ . Rezultati izdelanih študij kažejo, da so za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, značilne nekoliko manjše vrednosti skupnih raztrosov odziva. Vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim sistemom, se namreč gibljejo med 0,49 in 0,51. Za te konstrukcije določimo povprečen raztros odziva  $\bar{\beta}_{NC,RU} = 0,49$ , kar je približno 10 % več od tipične vrednosti raztrosa odziva sodobnih okvirov ( $\beta_{NC,RU} = 0,45$ ) in 10 % manj od povprečne vrednosti stenastih konstrukcij ( $\bar{\beta}_{NC,RU} = 0,55$ ). Iz navedenega je razvidno, da se vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim sistemom, uvrstijo med rezultate, ki smo jih določili za okvirne in stenaste konstrukcije. Na podlagi teh rezultatov za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, predlagamo uporabo vrednosti  $\beta_{NC,RU} = 0,50$ .

Za oba tipa mešanih sistemov določimo podoben obseg vrednosti raztrosov odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe ( $\beta_{NC,R}$ ). Za obravnavane mešane sisteme smo določili vrednosti  $\beta_{NC,R}$  med 0,38 in 0,48. Povprečna vrednost  $\bar{\beta}_{NC,R}$  celotne skupine mešanih sistemov znaša 0,41. Zelo podobni povprečni vrednosti  $\bar{\beta}_{NC,R}$  smo določili za skupino sodobnih okvirov ( $\bar{\beta}_{NC,R} = 0,39$ ) in skupino stenastih konstrukcij ( $\bar{\beta}_{NC,R} = 0,43$ ). Kot zaokroženo vrednost raztrosa odziva mešanih sistemov zato predlagamo uporabo iste vrednosti kot za sodobne okvirne in stenaste konstrukcije, t.j.  $\beta_{NC,R} = 0,40$ .

Za razliko od vrednosti  $\beta_{NC,R}$ , se vrednosti raztrosov odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti  $\beta_{NC,U}$  nekoliko razlikujejo med mešanimi sistemi ekvivalentnimi okvirnim in stenastim sistemom. Za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, določimo vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,U}$  med 0,30 in 0,35. Povprečna vrednost  $\bar{\beta}_{NC,U}$  skupine testnih konstrukcij znaša 0,33. Iz navedenega je razvidno, da se povprečna vrednost raztrosa odziva  $\bar{\beta}_{NC,U}$  uvrsti med rezultate, ki smo jih določili za sodobne okvirne in stenaste konstrukcije, za katere smo določili povprečni vrednosti raztrosa odziva  $\bar{\beta}_{NC,U} = 0,24$  in  $\bar{\beta}_{NC,U} = 0,40$ . Na podlagi pridobljeni rezultatov za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, predlagamo uporabo zaokrožene vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{NC,U} = 0,30$ . Po drugi strani so vrednosti  $\beta_{NC,U}$  mešane sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom, nekoliko bolj podobne rezultatom, ki smo jih določili za stenaste konstrukcije. Vrednosti  $\beta_{NC,U}$  skupine testnih konstrukcij se namreč gibljejo med 0,33 in 0,37. Ugotovljen obseg vrednosti  $\beta_{NC,U}$  je sicer nekoliko nižji od tipične vrednosti raztrosa odziva stenastih konstrukcij ( $\beta_{NC,U} = 0,40$ ). Omeniti velja, da so vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,U}$  določene na majhnem vzorcu testnih konstrukcij. Glede na veliko povezanost med nastopom mejnega stanja blizu porušitve konstrukcije in kritičnega prereza stene pričakujemo, da bi da bi na podlagi večjega vzorca testnih konstrukcij določili zelo podobne vrednosti  $\beta_{NC,U}$  kot za stenaste konstrukcije. Za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom, zato predlagamo enako uporabo enake tipične vrednosti raztrosa odziva kot za stenaste konstrukcije, t.j.  $\beta_{NC,U} = 0,40$ .



## 7 ZAKLJUČKI

V doktorski disertaciji smo določali raztros potresnega odziva najpogostejših armiranobetonskih konstrukcijskih sistemov stavb, t.j. okvirnih sistemov, sistemov konzolnih sten (stenastih sistemov) in mešanih sistemov, sestavljenih iz konzolnih sten in okvirov. Omejili smo se na analizo objektov nizke do srednje etažnosti in relativno enostavnih geometrij. Na podlagi obsežnih parametričnih študij skupin testnih konstrukcij smo za obravnavane konstrukcijske sisteme predlagali tipične vrednosti raztrosov potresnega odziva izraženih z intenziteto potresne obtežbe. Pri določanju raztrosa potresnega odziva smo upoštevali negotovost zaradi slučajnosti potresne obtežbe in modelne ter fizikalnega negotovosti. Kot mero za intenziteto potresne obtežbe, smo uporabili spektralni pospešek pri nihajnem času ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo  $S_a(T^*)$ . Poleg tipičnih vrednosti raztrosa odziva smo v doktorski disertaciji predlagali tudi nov poenostavljen postopek za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti. Postopek zahteva, da za obravnavane konstrukcijske sisteme določimo t.i. probablistične modele z eno prostostno stopnjo (probablistične modele SDOF), ki omogočajo približno simulacijo vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Prednost postopka je, da potresni odziv in simulacije modelnih ter fizikalnih negotovosti ne izvajamo na nivoju konstrukcijskega modela ampak na nivoju probablističnega modela SDOF, kar omogoča bistveno zmanjšanje računskega časa v primerjavi z nekaterimi obstoječimi postopki.

V naših študijah smo najnatančneje obdelali področje AB okvirov, ki predstavlja izhodiščno področje raziskav, in za katerega smo študijo potresnega odziva opravili tako za sodobne kot za obstoječe konstrukcijske sisteme. Drugo najbolj obdelano področje naših študij so bili stenasti sistemi, sledijo jim mešani sistemi. Pri slednjih smo raztros potresnega odziva določali na omejenem številu testnih konstrukcij, zato je zanesljivost predlaganih vrednosti raztrosa potresnega odziva manjša kot v primeru ostalih konstrukcijskih sistemov. Pri določanju potresnega odziva stenastih in mešanih sistemov smo se omejili na analizo sodobnih sistemov, pri katerih so bile nezaželene strižne porušitve elementov preprečene s principom načrtovanja nosilnosti. V nadaljevanju predstavljamo najpomembnejše ugotovitve in izvirne prispevke doktorske disertacije.

### 7.1 Glavne ugotovitve

Probablistični model SDOF obravnavanih konstrukcijskih sistemov smo razvili tako, da smo na podlagi rezultatov potresne analize z upoštevanjem modelnih in fizikalnih negotovosti predlagali tipične vrednosti korekcijskih faktorjev ( $b_i$ ), koeficientov variacije ( $c_i$ ) in korelacijskih koeficientov ( $K_{ij}$ ) t.i. globalnih konstrukcijskih parametrov: spektralnega pospeška na meji tečenja ( $S_{ay}$ ), nihajnega časa ekvivalentnega modela SDOF ( $T^*$ ), duktilnosti na meji mehčanja ( $\mu_m$ ) in duktilnosti pri 20% padcu nosilnosti ( $\mu_u$ ). Glavne ugotovitve študije tipičnih vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  okvirnih, stenastih in mešanih sistemov so bile naslednje.

Na podlagi rezultatov študije tipičnih vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  sodobnih in obstoječih okvirnih konstrukcij smo ugotovili, da imajo modelne in fizikalne negotovosti večji vpliv na raztros duktilnosti sistema  $\mu_m$  in  $\mu_u$  kot na raztros spektralnega pospeška na meji tečenja  $S_{ay}$  in nihajnega časa konstrukcije  $T^*$ . Koeficienti variacije duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  sodobnih in obstoječih okvirnih konstrukcij ( $c_{\mu_m}$  in  $c_{\mu_u}$ ) se namreč gibajo med 0,17 in 0,35, kar je približno dvakrat do štirikrat več od vrednosti koeficientov variacije parametrov  $S_{ay}$  in  $T^*$  ( $c_{S_{ay}}$  in  $c_{T^*}$ ), za katere smo določili povprečni vrednosti 0,08. Ta ugotovitev je posledica prevladujočega vpliva slučajnih spremenljivk, s katerimi zajamemo negotovost

modelov za napovedovanje deformacijske kapacitete elementov. Za koeficienta variacije  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  smo tudi ugotovili, da sta odvisna od občutljivosti konstrukcije na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Najnižje vrednosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  smo določili za okvire z etažnim mehanizmom in še z dvema nepravilnostma, za katere smo ugotovili, da običajno niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti. Za konstrukcije z nespremenljivim plastičnim mehanizmom smo določili povprečni vrednosti koeficientov variacije  $\bar{c}_{\mu m} = \bar{c}_{\mu u} = 0,20$ . Po drugi strani smo za konstrukcije z globalnim plastičnim mehanizmom ugotovili, da so običajno občutljive na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Primer takih konstrukcij so bili sodobni okviri in nekateri obstoječi okviri. Za te konstrukcije so bile značilne večje vrednosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  kot za konstrukcije z nespremenljivim mehanizmom. Za sodobne okvire smo določili povprečni vrednosti koeficientov variacije  $\bar{c}_{\mu m} = 0,27$  in  $\bar{c}_{\mu u} = 0,21$ . Še nekoliko večje vrednosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  smo izračunali za obstoječe okvire z globalnim mehanizmom ( $\bar{c}_{\mu m} = \bar{c}_{\mu u} = 0,29$ ), katerih odziv je bil odvisen tudi od morebitnih strižnih odpovedi stebrov. Ugotovili smo tudi, da je občutljivost konstrukcije na spreminjanje plastičnega mehanizma odvisna tudi od nivoja normirane osne sile, saj visok nivo normirane osne sile ( $v_{\max} > 0,25$ ) povzroči neduktilne porušitve stebrov, ki vplivajo na spreminjanje plastičnega mehanizma.

Študija tipičnih vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  stenastih konstrukcij je pokazala, da sta za parametra  $S_{ay}$  in  $T^*$  značilna podobna koeficienta variacije kot za okvirne konstrukcije ( $\bar{c}_{S_{ay}} = 0,06$  in  $\bar{c}_{T^*} = 0,11$ ). V nasprotju s to ugotovitvijo smo za vrednosti koeficientov variacije duktilnosti  $\mu_m$  in  $\mu_u$  stenastih konstrukcij izračunali precej večje vrednosti kot za okvirne konstrukcije. Povprečni vrednosti koeficientov variacije stenastih konstrukcij sta znašali  $\bar{c}_{\mu m} = \bar{c}_{\mu u} = 0,43$ , kar je približno od 50 do 100 % več od vrednosti, ki smo jih določili za sodobne in obstoječe okvirne konstrukcije. Izkazalo se je, da je ta rezultat v največji meri posledica 50 % večjega koeficienta variacije modela za napovedovanje rotacijske kapacitete sten. Poleg tega je plastični mehanizem sten izrazito odvisen od obnašanja plastičnega členka ob vpetju stene, zato se je večji del predpostavljenega raztrosa na nivoju plastičnega členka prenesel na nivo globalnega pomika in duktilnosti konstrukcije.

Na podlagi izdelanih študij smo ugotovili, da je obnašanje mešanih sistemov odvisno od razmerja prečnih sil, ki jih stene in okviri prenašajo v neelastičnem območju. Rezultati izdelanih študij so pokazali, da so za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom, značilne zelo podobne vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  kot za stenaste konstrukcije. Za poenostavljeno analizo mešanih sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom, smo zato predlagali uporabo probabilističnega modela SDOF stenastih konstrukcij. Po drugi strani smo za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, določili vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  znotraj obsega rezultatov okvirnih in stenastih konstrukcij, vendar nekoliko bližje rezultatom slednjih.

Določitev probabilističnih modelov SDOF obravnavanih konstrukcijskih sistemov je omogočila razvoj novega poenostavljenega postopka za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti. Rezultate predlaganega postopka smo preverjali tako, da smo potresni odziv testnih konstrukcij določali z uporabo različnega nivoja natančnosti metod. Postopke smo označili po naraščajočem vrstnem redu natančnosti od L1 do L3 na naslednji način: predlagani postopek (L1), postopek razširjene SDOF-IDA (L2) in postopek razširjene IDA (L3). Vse testne konstrukcije smo analizirali z uporabo postopkov L1 in L2. Za kontrolo rezultatov poenostavljenih postopkov (L1 in L2) smo za izbrane konstrukcije uporabili še natančnejši postopek L3.



Na podlagi primerjave median in raztrosov spektralnih pospeškov pri izbranih mejnih stanjih ( $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$ ) postopkov L1 in L3 smo ugotovili, da predlagani postopek običajno rahlo podceni mediano odziva testnih konstrukcij. Za obravnavane primere smo določili odstopanja median spektralnih pospeškov  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  na osnovi postopkov L1 in L3 med  $-11$  in  $+5$  %. Povprečno odstopanje median spektralnih pospeškov  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  vseh analiziranih primerov je bilo kljub vsemu zelo majhno, saj je znašalo le  $-2$  %. Za vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{LS,RU}$  so bila značilna nekoliko večja odstopanja kot v primeru median odziva  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ . Za obravnavane primere smo namreč ugotovili, da se odstopanja  $\Delta\beta_{LS,RU}$  postopkov L1 in L3 gibljejo med  $-9$  in  $+21$  %. Povprečno odstopanje  $\Delta\beta_{LS,RU}$  postopkov L1 in L3 je bilo tudi v tem primeru relativno majhno, saj je znašalo le  $+8$  %. Izdelane študije so pokazale, da odstopanja rezultatov predlaganega postopka (L1) in postopka L3 naraščajo z naraščanjem števila etaž oziroma podajnosti konstrukcij. Ugotovitev je v največji meri odvisna od poenostavljenega določanja potresnega odziva na nivoju modela SDOF, ki ni sposoben zajeti spremembe plastičnega mehanizma konstrukcije v odvisnosti od potresnega zapisa in intenzitete potresne obtežbe. Skrajni primer te ugotovitve so bili rezultati 8-etažne stenaste konstrukcije z relativno vitko steno ( $L_w = 3$  m), za katero postopka L1 in L2 nista bila sposobna pravilno zajeti potresnega odziva. Omenimo lahko, da smo za postopek L2 opazili podoben trend odstopanj median in raztrosov odziva kot za predlagani postopek. Odstopanja postopkov L2 in L3 so se gibala med  $-9$  in  $+4$  % v primeru median spektralnih pospeškov ( $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ ) in med  $-6$  in  $+14$  % v primeru raztrosov odziva ( $\Delta\beta_{LS,RU}$ ). Povprečni odstopanji  $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$  postopkov L2 in L3 sta znašali  $-2$  % in  $+5$  %, kar je precej podobno vrednostim, ki smo jih določili za predlagani postopek. Zelo dobro ujemanje rezultatov postopkov L1 in L2 je bilo razvidno tudi iz primerjave median in raztrosov spektralnih pospeškov pri izbranih mejnih stanjih ( $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$ ), ki smo jo opravili za celotno skupino testnih konstrukcij. Rezultati izdelane študije so pokazali, da so odstopanja median in raztrosov odziva ( $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\Delta\beta_{LS,RU}$ ) za veliko večino konstrukcij manjša od  $5$  %. Odstopanja večja od  $10$  % smo zasledili le v primeru dveh obstoječih okvirov. Povprečni vrednosti odstopanj postopkov L1 in L2 sta znašali  $-1$  % v primeru median spektralnih pospeškov ( $\Delta\tilde{S}_{a,LS,RU}$ ) in  $+1$  % v primeru raztrosov odziva ( $\Delta\beta_{LS,RU}$ ).

Na podlagi pridobljenih rezultatov smo zaključili, da je predlagani postopek, ob upoštevanju omejitev uporabnosti, sposoben napovedati inženirsko uporabne ocene mediane in raztrosa odziva. Ta zaključek potrjuje prvo hipotezo doktorske disertacije. Ugotovljena natančnost postopka je bila primerljiva z natančnostjo razširjene SDOF-IDA, vendar je predlagani postopek omogočil še dodatno zmanjšanje računskega časa. Za oba postopka je značilna tudi ista omejitev, t.j. postopka sta namreč uporabna samo za konstrukcije, ki se odzovejo pretežno v eni (prevladujoči) nihajni obliki. Na podlagi izdelanih študij smo ugotovili, da je ta predpostavka običajno izpolnjena za armiranobetonske konstrukcijske sisteme stavb z največ osmimi etažami. Izjema bi lahko bili relativno podajni sistemi konzolnih sten z razmerjem med višino in dolžino sten večjim od  $6$  ( $H/L_w > 6$ ).

V drugem delu šestega poglavja smo se osredotočili na analizo vrednosti raztrosa odziva obravnavanih konstrukcijskih sistemov. Študijo tipičnih vrednosti raztrosov odziva okvirnih, stenastih in mešanih sistemov smo opravili na podlagi rezultatov potresnega odziva, določenih s postopkom L2, za katerega smo ugotovili, da je sposoben zagotoviti zadovoljivo natančnost rezultatov v primerjavi s postopkom L3. Pri okvirnih in stenastih konstrukcijah smo določali tipične vrednosti raztrosov odziva pri mejnem stanju blizu porušitve ( $\beta_{NC,RU}$ ) in pri porušitvi konstrukcije ( $\beta_{C,RU}$ ), medtem ko smo se pri mešanih sistemih omejili na določanje vrednosti  $\beta_{NC,RU}$ . Poleg študije skupnih raztrosov odziva ( $\beta_{LS,RU}$ ) smo opravili tudi ločeno študijo raztrosov odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe ( $\beta_{LS,R}$ ) in modelnih ter fizikalnih negotovosti ( $\beta_{LS,U}$ ).

Za vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  zaradi slučajnosti potresne obtežbe smo ugotovili, da so odvisne od povečanja nihajnega časa konstrukcij zaradi nastanka poškodb, ki je v največji meri odvisno od sposobnosti neelastičnega deformiranja konstrukcij, t.j. od duktilnosti konstrukcije. Poudariti velja, da ta zaključek velja samo v primeru, ko intenziteto potresne obtežbe merimo s spektralnim pospeškom pri prvem nihajnem času konstrukcije (ali sistema z eno prostostno stopnjo). Za večino obravnavanih konstrukcijskih sistemov smo določili zelo podoben obseg vrednosti  $\beta_{LS,R}$ . Vrednosti raztrosov odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe so se gibale med 0,36 in 0,48 v primeru  $\beta_{NC,R}$  in med 0,37 in 0,53 v primeru  $\beta_{C,R}$ . Od ostalih rezultatov so najbolj odstopale vrednosti raztrosov odziva obstoječih okvirov z mehko etažo, ki dosežejo običajno do 50 % manjše duktilnosti od ostalih okvirov. Za take konstrukcijske sisteme smo predlagali uporabo tipičnih vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,R} = 0,25$  in  $\beta_{C,R} = 0,30$ . Za vse preostale konstrukcijske sisteme, t.j. sodobne okvirne konstrukcije, stenaste konstrukcije in oba tipa mešanih konstrukcij, predlagamo uporabo višjih vrednosti raztrosov odziva:  $\beta_{NC,R} = 0,40$  in  $\beta_{C,R} = 0,45$ .

V primeru raztrosov odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti ( $\beta_{LS,U}$ ) smo ugotovili, da so razlike med posameznimi konstrukcijskimi sistemi nekoliko večje. Za obstoječe okvirne konstrukcije smo ugotovili, da so vrednosti  $\beta_{LS,U}$  odvisne od občutljivosti konstrukcije na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva negotovosti. Za obstoječe okvire z nespremenljivim plastičnim mehanizmom in za sodobne okvire smo določili zelo podobne vrednosti raztrosov odziva ( $\beta_{NC,U} = \beta_{C,U} = 0,25$ ). Po drugi strani smo za obstoječe okvire s spremenljivim plastičnim mehanizmom določili večje vrednosti raztrosov odziva ( $\beta_{NC,U} = \beta_{C,U} = 0,35$ ). Ta rezultat je bil posledica večje občutljivosti obstoječih okvirov na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva strižnih porušitev stebrov. Največje vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  smo določili za stenaste konstrukcije ( $\beta_{NC,U} = \beta_{C,U} = 0,40$ ). Te vrednosti so bile za skoraj 70 % večje od vrednosti, ki smo jih določili za sodobne okvire. Omenimo, da je ta ugotovitev skladna z ugotovitvami iz poglavja 5.2, v katerem smo za stenaste konstrukcije določili za približno 100 % večje vrednosti koeficientov variacije duktilnosti  $c_{\mu m}$  in  $c_{\mu u}$  kot za sodobne okvire. Vrednosti raztrosov odziva mešanih sistemov, ekvivalentnih stenastim sistemom, so bile zelo podobne vrednostim, ki smo jih določili za stenaste konstrukcije. Za te konstrukcije zato predlagamo uporabo iste tipične vrednosti  $\beta_{NC,U}$  kot za stenaste konstrukcije. Nekoliko nižje vrednosti  $\beta_{NC,U}$  smo določili za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom ( $\beta_{NC,U} = 0,30-0,35$ ). Ugotovljene vrednosti se uvrščajo med rezultate, ki smo jih določili za okvirne in stenaste konstrukcije. Kot tipično vrednost  $\beta_{NC,U}$  mešanih sistemov, ekvivalentnih okvirnim sistemom, smo predlagali vrednost 0,30. Pomembna ugotovitev izdelanih študij je bila tudi, da so vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,U}$  v splošnem odvisne od nihajnega časa ekvivalentnega modela SDOF  $T_d^*$ . Za konstrukcije z relativno kratkimi nihajnimi časi ( $T_d^* < 0,6$  s) je značilna večja ukrivitev krivulj odziva, ki vpliva na manjši prenos raztrosa zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti iz nivoja parametrov modela SDOF na nivo raztrosa odziva (vrednosti  $\beta_{NC,U}$ ).

Najpomembnejši rezultat doktorske disertacije so tipične vrednosti skupnih raztrosov odziva okvirnih, stenastih in mešanih konstrukcijskih, ki so zbrane v preglednici 7.1. Rezultati študije raztrosa potresnega odziva so pokazali, da so za sodobne in nekatere obstoječe okvire značilne podobne vrednosti skupnih raztrosov odziva  $\beta_{LS,RU}$ . Izmed vseh tipov okvirov izrazito odstopajo le vrednosti  $\beta_{LS,RU}$  obstoječih okvirov z mehko etažo, ki niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Za te okvire sta značilni nižjih vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$ , kar prideve do nižjih vrednosti skupnih raztrosov odziva ( $\beta_{NC,RU} = 0,29-0,33$  in  $\beta_{C,RU} = 0,34-0,39$ ). Na podlagi pridobljenih rezultatov smo za te okvire predlagali tipični vrednosti

raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU} = 0,30$  in  $\beta_{C,RU} = 0,35$ . Za ostale obstoječe in sodobne okvire so značilne višje vrednosti skupnih raztrosov odziva ( $\beta_{NC,RU} = 0,40-0,52$  in  $\beta_{C,RU} = 0,42-0,59$ ). Kot tipični vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU}$  in  $\beta_{C,RU}$  vseh ostalih okvirov (sodobnih ali obstoječih) smo zato predlagali vrednosti  $\beta_{NC,RU} = 0,45$  in  $\beta_{C,RU} = 0,50$ . Za stenaste konstrukcije smo ugotovili, da so značilne še približno 20 % večje vrednosti skupnih raztrosov odziva kot za sodobne okvire ( $\beta_{NC,RU} = 0,52-0,61$  in  $\beta_{C,RU} = 0,55-0,66$ ). Ta rezultat je posledica 70 % večjih vrednosti raztrosa odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti ( $\beta_{LS,U}$ ) sten v primerjavi s sodobnimi okviri. Kot tipični vrednosti raztrosov odziva stenastih konstrukcij smo predlagali zaokroženi vrednosti:  $\beta_{NC,RU} = 0,55$  in  $\beta_{C,RU} = 0,60$ . Zelo podobne vrednosti raztrosov odziva smo zasledili tudi pri mešanih sistemih, ekvivalentnih stenastim sistemom ( $\beta_{NC,RU} = 0,49-0,57$ ), zato smo za te sisteme predlagali uporabo tipične vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  stenastih konstrukcij ( $\beta_{NC,RU} = 0,55$ ). Po drugi strani smo za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, določili raztrose odziva  $\beta_{NC,RU}$  znotraj obsega vrednosti, ki smo jih določili za okvirne in stenaste konstrukcije ( $\beta_{NC,RU} = 0,49-0,51$ ). Za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, smo predlagali uporabo tipične vrednosti  $\beta_{NC,RU} = 0,50$ .

Na podlagi pridobljenih rezultatov za tipične vrednosti raztrosa odziva in z identifikacijo parametrov, ki vplivajo na velikost izračunanih vrednosti raztrosa odziva, smo potrdili tudi drugo hipotezo doktorske disertacije. Ugotovili smo, da se vrednosti raztrosa odziva testnih konstrukcij obnašajo relativno predvidljivo in jih je mogoče napovedati v odvisnosti od rezultatov potisne analize determinističnega modela konstrukcije.

Preglednica 7.1: Izračunani obseg in predlagane tipične vrednosti skupnih raztrosov odziva ( $\beta_{LS,RU}$ ) pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pri porušitvi konstrukcije (C) za obravnavane konstrukcijske sisteme.

Table 7.1: The calculated range of dispersion measures and the proposed default dispersion measures ( $\beta_{LS,RU}$ ) at near collapse (NC) and collapse limit state (C) for the considered structural systems.

Konstrukcijski sistem:	Mejno stanje	Izračunani obseg raztrosov odziva $\beta_{LS,RU}$	Predlagana tipična vrednost $\beta_{LS,RU}$
Sodobni in obstoječi okviri	NC	$\beta_{NC,RU} = 0,40-0,52$	$\beta_{NC,RU} = 0,45$
	C	$\beta_{C,RU} = 0,42-0,59$	$\beta_{C,RU} = 0,50$
Obstoječi okviri z mehko etažo in nespremenljivim mehanizmom	NC	$\beta_{NC,RU} = 0,29-0,33$	$\beta_{NC,RU} = 0,30$
	C	$\beta_{C,RU} = 0,34-0,39$	$\beta_{C,RU} = 0,35$
Stenaste konstrukcije – sodobni sistemi konzolnih sten	NC	$\beta_{NC,RU} = 0,52-0,61$	$\beta_{NC,RU} = 0,55$
	C	$\beta_{C,RU} = 0,55-0,66$	$\beta_{C,RU} = 0,60$
Sodobni mešani sistemi, ekvivalentni okvirnim sistemom	NC	$\beta_{NC,RU} = 0,49-0,51$	$\beta_{NC,RU} = 0,50$
Sodobni mešani sistemi, ekvivalentni stenastim sistemom	NC	$\beta_{NC,RU} = 0,49-0,57$	$\beta_{NC,RU} = 0,55$

## 7.2 Izvirni prispevki

Raziskave opravljene v okviru doktorske disertacije so služile razvoju poenostavljene verjetnostne metodologije (Dolšek in Fajfar, 2007; Fajfar in Dolšek, 2012), ki uresničuje cilje »projektiranja kontroliranega potresnega odziva«. S kvantitativnimi ocenami potresnega tveganja omogoča lažje odločanje investitorjev in projektantov o smiselnih vložkih v potresno zaščito. Največjo oviro pri razvoju poenostavljene metodologije so predstavljale pomanjkljive informacije o tipičnih vrednostih raztrosa odziva gradbenih objektov. To oviro smo odpravili z določitvijo tipičnih vrednosti raztrosov

odziva okvirnih, stenastih in mešanih konstrukcijskih sistemov. S tega stališča menimo, da doktorska disertacija z njenimi izvirnimi prispevki vpliva na razvoj širšega znanstvenega področja. Ugotovitev utemeljujemo s predstavitvijo najpomembnejših izvirnih prispevkov in z obrazložitvijo vplivov, ki jih imajo na razvoj znanosti in stroke. Izvirni prispevki doktorske disertacije so naslednji:

- Določitev tipičnih vrednosti raztrosa odziva armiranobetonskih okvirnih, stenastih in mešanih konstrukcij.

Izdelane študije so prispevale nova znanja na področju vrednotenja vplivov negotovosti zaradi slučajnosti potresne obtežbe in modelnih ter fizikalnih negotovosti. Tipične vrednosti raztrosa odziva bodo v kombinaciji z metodo N2 omogočile razvoj praktično uporabne metode za oceno potresnega tveganja objektov (Dolšek in Fajfar, 2007; Fajfar in Dolšek, 2012). Le-ta bo pripomogla k lažji implementaciji verjetnostnih metod v inženirsko prakso. S kvantitativnimi ocenami potresnega tveganja bo omogočila projektantom in investitorjem boljše odločanje v fazi projektiranja novih in utrjevanja starejših objektov. Vplivala bo tudi na razvoj predpisov in izboljšala vsesplošno poznavanje potresnega obnašanja gradbenih objektov. Določitev tipičnih vrednosti raztrosa odziva predstavlja pomemben prispevek tudi k razvoju postopkov projektiranja na ciljno tveganja, ki se razvijajo na Katedri za konstrukcije in potresno inženirstvo – KKPI (npr. Brozovič, 2013; Dolšek, 2013; Lazar in Dolšek, 2013).

- Identifikacija parametrov, ki vplivajo na vrednosti raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe ( $\beta_{LS,R}$ ) in modelnih ter fizikalnih negotovosti ( $\beta_{LS,U}$ ).

Poleg identifikacije parametrov, ki vplivajo na vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$ , smo za posamezne parametre obrazložili tudi fizikalno ozadje ugotovljenega vpliva. Posebej lahko izpostavimo razlago mehanizma prenosa raztrosa zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti iz nivoja parametrov modela SDOF na nivo potresnega odziva (vrednosti  $\beta_{LS,U}$ ).

- Ocena slučajnih spremenljivk z največjim vplivom na potresni odziv z upoštevanjem negotovosti.

Ocena najpomembnejših virov negotovosti bo raziskovalcem omogočila določitev prednostnih področij za raziskovanje. Z razliko od aleatoričnih lahko epistemične negotovosti zmanjšamo s pridobivanjem novih znanj oz. z izboljšanjem metod in modelov za oceno ključnih konstrukcijskih parametrov. Izdelane študije so pokazale potrebo po izboljšanju obstoječih modelov za napovedovanje rotacijskih kapacitet sten, za katere je značilen večji raztros napovedi kot za modele za napovedovanje rotacijske kapacitete stebrov in gred.

- Razvoj poenostavljenega postopka za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti.

Predlagani postopek omogoča dodatno zmanjšanje računskega časa v primerjavi s postopkom razširjene SDOF-IDA. Raziskave izdelane pri razvoju postopka so pripomogle k boljšemu poznavanju vpliva, ki ga imajo modelne in fizikalne negotovosti na raztros parametrov modela SDOF ter na raztros potresnega odziva. Probabilistični model SDOF je postavil osnovo tudi za razvoj poenostavljenega postopka za oceno potresnega tveganja, ki je bil objavljen v članku (Kosič, Fajfar in Dolšek, 2014).

### 7.3 Možnosti nadaljnjega raziskovanja

Kot smo omenili v poglavju 3.1 je določitev tipičnih raztrosov odziva obravnavanih konstrukcijskih sistemov izredno zahtevna naloga, zato smo jo lahko opravili le do določene stopnje natančnosti. Zavedamo se, da pridobljeni rezultati predstavljajo določeno poenostavitev dejanskega obnašanja armiranobetonskih stavb. Najpomembnejši razlogi so naslednji:

- Geometrije testnih konstrukcij so bolj pravilne od geometrij realnih konstrukcij.
- V okviru razpoložljivega časa je bilo težko analizirati dovolj reprezentativno skupino testnih konstrukcij, ki bi zagotovila vsesplošen opis potresnega odziva obravnavanih sistemov.
- Potresni odziv je odvisen od številnih dejavnikov, ki jih v okviru natančnosti naših študij nismo zajeli (vpliv nekonstrukcijskih elementov, vpliv interakcije med konstrukcijo in zemljino itd.)
- Pomanjkljive informacije o modelni negotovosti konstrukcijskega modela kot celote in negotovostih povezanih s človeškim vplivom, ki imajo potencialno velik vpliv na potresno tveganje gradbenih konstrukcij.

Našteti razlogi predstavljajo iztočnice za nadaljnje raziskave. V prihodnjih študijah bi bilo smiselno skupine testnih konstrukcij nadgraditi še z dodatnimi primeri nepravilnih konstrukcij. Za mešane sisteme bi bilo potrebno študijo potresnega odziva opraviti na večjem vzorcu testnih konstrukcij. Probabilistični model SDOF in študijo raztrosa odziva smo namreč opravili na omejen številu testnih konstrukcij. Pomembno področje nadaljnjih raziskav so tudi upoštevane porazdelitve slučajnih spremenljivk, s katerimi zajamemo vpliv modelni in fizikalnih negotovosti. Na tem področju bi lahko ovrednotili občutljivost predlaganih probabilističnih modelov SDOF in raztrosov odziva  $\beta_{LS,RU}$  na različne vhodne porazdelitve vektorja slučajnih spremenljivk. Posebej zanimiva bi bila študija vpliva prostorske korelacije slučajnih spremenljivk. Pomemben izziv za prihodnje raziskave predstavlja tudi razvoj metodologij, ki bi omogočale upoštevanje dodatnih modelnih negotovosti povezanih z uporabo različnih modelov za izračun konstrukcijskih lastnosti (karakterističnih rotacij elementov, strižnih nosilnosti itd.), modelne negotovosti konstrukcijskega modela kot celote (Bradley, 2013) in negotovostih povezanih s človeškim vplivom.



## 8 POVZETEK

V znanstvenem svetu so metodologije določanja potresnega tveganja že razvite in omogočajo uresničevanje osnovnih ciljev »projektiranja kontroliranega potresnega odziva«. Razvite metode so v danem trenutku zahtevne in zamudne, zato se v inženirski praksi praviloma ne uporabljajo. Razvoj poenostavljenih metod je ključnega pomena za izpopolnitev obstoječih postopkov projektiranja in izboljšanje projektnih rešitev. Velik korak na tem področju predstavlja poenostavljena metoda za določanje potresnega tveganja, predlagana v (Dolšek in Fajfar, 2007) in dopolnjena v (Fajfar in Dolšek, 2012). Metoda temelji na poenostavljeni nelinearni metodi N2 in vnaprej določenih vrednostih raztrosa odziva konstrukcij, za katere ni bilo na voljo dovolj zanesljivih podatkov. Glavni cilj doktorske disertacije je bil torej določitev tipičnih vrednosti raztrosa odziva, ki omogočajo razvoj in implementacijo poenostavljene verjetnostne metodologije v prakso.

V doktorski disertaciji smo določali raztros potresnega odziva najpogostejših armiranobetonskih konstrukcijskih sistemov stavb, t.j. okvirnih sistemov, sistemov konzolnih sten (stenastih sistemov) in mešanih sistemov, sestavljenih iz konzolnih sten in okvirov. Na podlagi obsežnih parametričnih študij skupin testnih konstrukcij smo za obravnavane konstrukcijske sisteme predlagali tipične vrednosti raztrosov potresnega odziva izraženih z intenziteto potresne obtežbe. Pri določanju raztrosa potresnega odziva smo upoštevali negotovost zaradi slučajnosti potresne obtežbe in modelne ter fizikalne negotovosti. Kot mero za intenziteto potresne obtežbe smo uporabili spektralni pospešek pri nihajnem času ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo  $S_a(T^*)$ . Poleg tipičnih vrednosti raztrosa odziva smo v doktorski disertaciji predlagali tudi poenostavljen postopek za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti.

V teoretičnem delu doktorske disertacije smo najprej predstavili dva obstoječa postopka za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti, t.j. postopka razširjene SDOF-IDA (Dolšek, 2012) in razširjene IDA (Dolšek, 2009). Cilje doktorske disertacije bi lahko dosegli tudi z uporabo predstavljenih obstoječih metod, vendar smo na podlagi opravljenih študij ugotovili, da je mogoče postopek določanja potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti dodatno poenostaviti. V ta namen smo v doktorski disertaciji predlagali nov poenostavljen postopek za določanje potresnega odziva z upoštevanjem modelnih in fizikalnih negotovosti. Prednost postopka je, da potresni odziv in simulacije modelnih ter fizikalnih negotovosti ne izvajamo na nivoju konstrukcijskega modela ampak na nivoju probabilističnega modela SDOF, kar omogoča bistveno zmanjšanje računskega časa v primerjavi z obstoječima postopkoma. Postopek zahteva, da za obravnavane konstrukcijske sisteme določimo t.i. probabilistične modele z eno prostostno stopnjo (probabilistične modele SDOF), s katerimi na približen način zajamemo vpliv modelnih in fizikalnih negotovost brez njihove neposredne simulacije na nivoju konstrukcijskega modela. V petem poglavju doktorske disertacije smo zato določali tipične vrednosti korekcijskih faktorjev ( $b_i$ ), koeficientov variacije ( $c_i$ ) in korelacijskih koeficientov ( $K_{ij}$ ) t.i. globalnih konstrukcijskih parametrov: spektralnega pospeška na meji tečenja ( $S_{ay}$ ), nihajnega časa ekvivalentnega modela SDOF ( $T^*$ ), duktilnosti na meji mehčanja ( $\mu_m$ ) in duktilnosti pri 20% padcu nosilnosti ( $\mu_u$ ). Študijo tipičnih vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  smo opravili z uporabo skupin testnih konstrukcij, matematičnega modeliranja in slučajnih spremenljivk, ki smo jih predstavili v tretjem poglavju. Omejili smo se na analizo objektov nizke do srednje etažnosti in relativno enostavnih geometrij. Skupina testnih konstrukcij je obsegala dvajset okvirnih, petnajst stenastih in šest mešanih konstrukcij. Pri okvirnih konstrukcijah smo obravnavali tako sodobne kot obstoječe konstrukcije, medtem ko smo se pri stenastih in mešanih konstrukcijah omejili na analizo sodobnih sistemov.

Na podlagi rezultatov študije tipičnih vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  smo ugotovili, da imajo modelne in fizikalne negotovosti večji vpliv na raztros duktilnosti sistema  $\mu_m$  in  $\mu_u$  kot na raztros spektralnega pospeška na meji tečenja  $S_{ay}$  in nihajnega časa konstrukcije  $T^*$ . Ta ugotovitev je posledica prevladujočega vpliva slučajnih spremenljivk, s katerimi zajamemo negotovost modelov za napovedovanje deformacijske kapacitete elementov. Za koeficienta variacije duktilnosti  $c_{\mu_m}$  in  $c_{\mu_u}$  so namreč značilne dvakrat do štirikrat večje vrednosti kot za koeficienta variacije spremenljivk  $S_{ay}$  in  $T^*$ . Za obstoječe okvire smo poleg tega ugotovili, da sta koeficienta variacije  $c_{\mu_m}$  in  $c_{\mu_u}$  odvisna od občutljivosti konstrukcije na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Glede na to ugotovitev smo probabilistične modele SDOF okvirnih konstrukcij podali ločeno za sodobne okvire, obstoječe okvire z nespremenljivim in obstoječe okvire s spremenljivim plastičnim mehanizmom. Ugotovili smo, da so za stenaste konstrukcije značilne podobne vrednosti koeficientov variacije spremenljivk  $S_{ay}$  in  $T^*$  kot pri okvirnih konstrukcijah. V nasprotju s to ugotovitvijo so bili koeficienti variacije duktilnosti  $c_{\mu_m}$  in  $c_{\mu_u}$  stenastih konstrukcij približno 50 do 100 % večji od koeficientov variacije sodobnih in obstoječih okvirov. Izkazalo se je, da je ta rezultat v največji meri posledica 50 % večjega koeficienta variacije modela za napovedovanje rotacijske kapacitete sten. Za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom, smo določili podoben obseg vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  kot za stenaste konstrukcije. Po drugi strani smo za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, določili vrednosti  $b_i$ ,  $c_i$  in  $K_{ij}$  znotraj obsega rezultatov okvirnih in stenastih konstrukcij, vendar nekoliko bližje rezultatom slednjih.

Določitev probabilističnih modelov SDOF obravnavanih konstrukcijskih sistemov je omogočila razvoj novega poenostavljenega postopka za določanje potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti. V prvem delu šestega poglavja smo rezultate predlaganega postopka preverjali tako, da smo potresni odziv testnih konstrukcij določali z uporabo natančnejših metod. Rezultate predlaganega postopka (L1) smo primerjali z rezultati razširjene SDOF-IDA (L2) in razširjene IDA (L3). Vse testne konstrukcije v doktorski disertaciji smo analizirali z uporabo postopkov L1 in L2. Za kontrolo rezultatov teh postopkov smo za izbrane konstrukcije uporabili še natančnejši postopek L3. Pri določanju potresnega odziva smo uporabili skupine potresnih zapisov, ki smo jih določili v skladu z metodologijo iz četrtega poglavja. Izdelane primerjave so pokazale, da je ujemanje median in raztrosov spektralnih pospeškov pri izbranih mejnih stanjih ( $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $\beta_{LS,RU}$ ) vseh treh postopkov običajno zelo dobro. Povprečno odstopanje rezultatov postopkov L1 in L3 je znašalo  $-2$  % v primeru mediane spektralnih pospeškov  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  in  $+8$  % v primeru raztrosov odziva  $\beta_{LS,RU}$ . Primerjava rezultatov postopkov L1 in L2 je pokazala, da predlagani postopek običajno zagotovi podobno natančnost rezultatov kot postopek L2. Povprečni odstopanja median in raztrosov odziva postopkov L1 in L2 sta namreč znašala  $-1$  % in  $+1$  %. Na podlagi pridobljenih rezultatov smo potrdili prvo hipotezo doktorske disertacije, saj smo ugotovili, da je predlagani postopek, za konstrukcije s prevladujočim vplivom prve nihajne oblike, sposoben napovedati inženirsko uporabne ocene median in raztrosov spektralnih pospeškov pri izbranih mejnih stanjih.

V drugem delu šestega poglavja smo se osredotočili na analizo vrednosti raztrosa odziva pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) in pri porušitvi konstrukcije (C). Pri mešanih sistemih smo se zaradi poenostavljene idealizacije potisnih krivulj omejili na analizo raztrosa odziva pri stanju blizu porušitve konstrukcije (NC). Študijo tipičnih vrednosti raztrosov odziva okvirnih, stenastih in mešanih sistemov smo opravili na podlagi rezultatov potresnega odziva določenih s postopkom L2. Za vrednosti raztrosa odziva  $\beta_{LS,R}$  zaradi slučajnosti potresne obtežbe smo ugotovili, da so odvisne od povečanja nihajnega časa konstrukcij zaradi nastanka poškodb, ki je v največji meri odvisno od sposobnosti neelastičnega



deformiranja konstrukcij, t.j. od duktilnost konstrukcije. Poudariti velja, da ta zaključek velja samo v primeru, ko intenziteto potresne obtežbe merimo s spektralnim pospeškom pri prvem nihajnem času konstrukcije (ali sistema z eno prostostno stopnjo). Za večino obravnavanih konstrukcijskih sistemov smo določili zelo podoben raztrosa odziva zaradi slučajnosti potresne obtežbe ( $\beta_{NC,R} = 0,40$  in  $\beta_{C,R} = 0,45$ ). Izjema so bili obstoječi okviri z mehko etažo, za katere smo zaradi manjše duktilnosti določili nižje vrednosti raztrosov od preostalih konstrukcij ( $\beta_{NC,R} = 0,25$  in  $\beta_{C,R} = 0,30$ ). V primeru raztrosov odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti ( $\beta_{LS,U}$ ) smo ugotovili, da so razlike med posameznimi konstrukcijskimi sistemi nekoliko večje. Za obstoječe okvire z nespremenljivim plastičnim mehanizmom in za sodobne okvire smo določili zelo podobne vrednosti raztrosov odziva ( $\beta_{NC,U} = \beta_{C,U} = 0,25$ ). Po drugi strani smo za obstoječe okvire s spremenljivim plastičnim mehanizmom določili večje vrednosti raztrosov odziva ( $\beta_{NC,U} = \beta_{C,U} = 0,35$ ). Največje vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,U}$  in  $\beta_{C,U}$  smo določili za stenaste konstrukcije ( $\beta_{NC,U} = \beta_{C,U} = 0,40$ ). Te vrednosti so bile za skoraj 70 % večje od vrednosti, ki smo jih določili za sodobne okvire. Izkazalo se je, da je ta rezultat v največji meri posledica večjega koeficienta variacije modela za napovedovanje rotacijske kapacitete sten. Podobne vrednosti  $\beta_{NC,U}$  smo določili tudi za mešane sisteme, ekvivalentne stenastim sistemom ( $\beta_{NC,U} = 0,40$ ), medtem ko smo za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, določili vrednosti  $\beta_{NC,U}$  znotraj obsega rezultatov okvirnih in stenastih konstrukcij ( $\beta_{NC,U} = 0,30$ ). Pomembna ugotovitev izdelanih študij je bila tudi, da so vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,U}$  v splošnem odvisne od nihajnega časa ekvivalentnega modela SDOF  $T_d^*$ . Za konstrukcije z relativno kratkimi nihajnimi časi ( $T_d^* < 0,6$  s) je značilna večja ukrivitev krivulj odziva, ki vpliva na manjši prenos raztrosa zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti iz nivoja parametrov modela SDOF na nivo raztrosa odziva (vrednosti  $\beta_{NC,U}$ ).

Rezultati izdelanih študij so pokazali, da so za sodobne in nekatere obstoječe okvire značilne podobne vrednosti skupnih raztrosov odziva  $\beta_{LS,RU}$ . Izmed vseh tipov okvirov izrazito odstopajo le vrednosti  $\beta_{LS,RU}$  obstoječih okvirov z mehko etažo, ki niso občutljivi na spreminjanje plastičnega mehanizma zaradi vpliva modelnih in fizikalnih negotovosti. Za te okvire sta značilni nižjih vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{LS,R}$  in  $\beta_{LS,U}$ , kar prideve do nižjih vrednosti skupnih raztrosov odziva. Za okvire z mehko etažo in nespremenljivim mehanizmom zaradi vpliv negotovosti smo predlagali tipični vrednosti raztrosov odziva  $\beta_{NC,RU} = 0,30$  in  $\beta_{C,RU} = 0,35$ , medtem ko smo za ostale sodobne in obstoječe okvire predlagali višje vrednosti skupnih raztrosov odziva ( $\beta_{NC,RU} = 0,45$  in  $\beta_{C,RU} = 0,50$ ). Za stenaste konstrukcije smo ugotovili, da so značilne približno 20 % večje vrednosti skupnih raztrosov odziva kot za sodobne okvire. Ta rezultat je posledica 70 % večji vrednosti raztrosa zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti ( $\beta_{LS,U}$ ) sten v primerjavi s sodobnimi okviri. Kot tipični vrednost raztrosov odziva stenastih konstrukcij smo predlagali vrednosti  $\beta_{NC,RU} = 0,55$  in  $\beta_{C,RU} = 0,60$ . Zelo podobne vrednosti smo zasledili tudi pri mešanih sistemih ekvivalentnih stenastim sistemom. Za te sisteme smo predlagali uporabo iste tipične vrednosti  $\beta_{NC,RU}$  kot za stenaste konstrukcije ( $\beta_{NC,RU} = 0,55$ ). Po drugi strani smo za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, določili raztrose odziva  $\beta_{NC,RU}$  znotraj obsega vrednosti, ki smo jih določili za okvirne in stenaste konstrukcije. Za mešane sisteme, ekvivalentne okvirnim sistemom, smo tako predlagali tipično vrednosti raztrosa  $\beta_{NC,RU} = 0,50$ .

Na podlagi pridobljenih rezultatov za tipične vrednosti raztrosa odziva in z identifikacijo parametrov, ki vplivajo na velikost izračunanih vrednosti raztrosa odziva, smo potrdili tudi drugo hipotezo doktorske disertacije. Ugotovili smo, da se vrednosti raztrosa odziva testnih konstrukcij obnašajo relativno predvidljivo in jih je mogoče napovedati v odvisnosti od rezultatov potisne analize determinističnega modela konstrukcije.



## 9 SUMMARY

In the research world, the methods that allow for an explicit estimation of seismic risk have been developed and enable the fulfilment of the goals of »Performance-based seismic design«. However, the existing methods are complex and time-consuming. As a result, they are usually not employed in the engineering practice. An improvement of the current design procedure and design solutions may be achieved by employment of practice-oriented methods such as the method proposed in (Dolšek and Fajfar, 2007; Fajfar and Dolšek, 2012), which allows a fast estimation of seismic risk by using a combination of the simple nonlinear N2 method and predetermined values of dispersion measures. The main goal of the doctoral dissertation was the determination of default dispersion measures, which will contribute to the development of the practice-oriented method and its implementation in the engineering practice.

The studies performed in the doctoral dissertation focused on the estimation of the seismic response of some of the most typical reinforced concrete (RC) building structures, i.e. frame structures, cantilever wall structures and dual structures composed of frames and cantilever walls. For these structures, default dispersion measures, expressed in terms of seismic intensity, were proposed based on extensive numerical studies of a portfolio of archetypal structural systems. The seismic response of all archetypal structural systems was calculated by taking into account record-to-record variability (randomness) and modelling uncertainty. The spectral acceleration at the period of the equivalent single-degree-of-freedom model  $S_a(T^*)$  was used as the intensity measure. In addition to default dispersion measures, a simplified procedure for seismic response assessment with consideration of uncertainty was proposed.

In the theoretical part of the doctoral dissertation, first two existing procedures for seismic response assessment with consideration uncertainty were presented i.e. the so called extended SDOF-IDA (Dolšek, 2012) and extended IDA (Dolšek, 2009). Both existing procedures may be employed for the determination of default dispersion measures. However the performed studies suggested that additional simplifications may be introduced. As a result, a new simplified procedure for seismic response assessment with consideration of uncertainty was proposed. The major advantage of the proposed procedure is that both seismic response assessment and simulation of modelling uncertainty are performed at the level of the so called probabilistic single-degree-of-freedom model (probabilistic SDOF model). Such an approach is computationally significantly less demanding in comparison with procedures based on uncertainty analysis at the level of the entire structure. The proposed procedure relies on the determination of the probabilistic SDOF models, which enable approximate simulation of modelling uncertainty. Consequently, extensive numerical studies were performed in the fifth chapter in order to estimate typical values of bias factors ( $b_i$ ), coefficients of variation ( $c_i$ ), and correlation coefficients ( $K_{ij}$ ) of global system parameters, i.e. the yield spectral acceleration ( $S_{ay}$ ), the period of the equivalent SDOF model ( $T^*$ ), the ductility at the beginning of degradation ( $\mu_m$ ), and the failure ductility ( $\mu_u$ ). The studies of typical values  $b_i$ ,  $c_i$  and  $K_{ij}$  were performed based on the portfolio of archetypal structures, mathematical modelling and random variables presented in the third chapter. The portfolio of archetypal structures comprised twenty frame structures, fifteen cantilever walls structures and six dual structures. The archetypal structures had relatively simple geometry and between two and eight storeys. In the case of frame structures, both code-conforming (modern) and old (existing) structural systems were taken into account. On the other hand, only modern structures were considered in the case of cantilever wall and dual structures.

According to the results of the study of typical values  $b_i$ ,  $c_i$  and  $K_{ij}$ , it was found that modelling uncertainty has a more pronounced effect on the dispersion of system ductilities  $\mu_m$  and  $\mu_u$  than on the dispersion of the system yield spectral acceleration ( $S_{ay}$ ) and period of the equivalent SDOF model ( $T^*$ ). The coefficients of variation of ductilities  $c_{\mu_m}$  and  $c_{\mu_u}$  were about two to four times larger than the coefficients of variation of the variables  $S_{ay}$  and  $T^*$ . This result was found to be a consequence of the large uncertainty of the models used for the estimation of the rotation capacities of RC members, which has a predominant influence over the remaining sources of modelling uncertainties. In the case of old (existing) frame structures it was found that the coefficients of variation  $c_{\mu_m}$  and  $c_{\mu_u}$  depend significantly on the sensitivity of the structure to the variation of its plastic mechanism due to the effect modelling uncertainties. Based on this conclusion, separate probabilistic SDOF models were proposed for the analysis of code-conforming frames, old frames with variant plastic mechanism, and old frames with invariant plastic mechanism due to the effect of modelling uncertainties. In the case of cantilever walls, similar values of coefficients of variation were determined for the parameters  $S_{ay}$  and  $T^*$ . However, the coefficients of variation  $c_{\mu_m}$  and  $c_{\mu_u}$  of cantilever walls were about 50 to 100 % larger than the values estimated for the frame structures. This result is mainly a consequence of the 50 % larger coefficient of variation of the model used for the estimation of the rotation capacities of cantilever walls. Furthermore, the parameters  $b_i$ ,  $c_i$  and  $K_{ij}$  for wall-equivalent structures coincide very well with those estimated for the cantilever wall systems. On the other hand, for frame-equivalent dual structures, values  $b_i$ ,  $c_i$  and  $K_{ij}$  in between the results of frame and cantilever walls were observed, where the estimated values tend to be slightly nearer to the values estimated for cantilever walls.

The determination of the probabilistic SDOF models for the considered structural systems enabled the development of the proposed procedure for seismic response assessment with consideration of uncertainty. In the first part of the sixth chapter, the seismic response of the archetypal structures was assessed by the employment of different assessment levels (L1–L3), which allowed the validation of the results of the proposed procedure. The assessment levels differ according to the accuracy of the procedures from L1 to L3: proposed procedure (L1), extended SDOF-IDA (L2) and extended IDA (L3). The seismic response of the entire group of archetypal structures was evaluated by the employment of procedures L1 and L2, whereas the most accurate procedure (L3) was employed only for selected examples in order to validate the results of the procedures L1 and L2. The seismic response of the archetypal structures was calculated by using of the sets of ground motions from the fourth chapter, in which the ground-motion selection procedure and the selected sets of records were presented. Based on the performed analysis, good agreement between the fragility parameters at selected limit states ( $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and  $\beta_{LS,RU}$ ) of all assessment levels was observed. In the case of assessment levels 1 and 3, the average percentage difference between the median spectral accelerations  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and dispersion measures  $\beta_{LS,RU}$  at selected limit states amounted to  $-2\%$  and  $+8\%$ , respectively. Moreover, the proposed procedure (L1) was shown to provide similar accuracy of result as the procedure L2. In this case, the average percentage difference between the median spectral accelerations  $\tilde{S}_{a,LS,RU}$  and dispersion measures  $\beta_{LS,RU}$  amounted to  $-1\%$  and  $+1\%$ , respectively. According to these results, we concluded that the proposed procedure was able to provide adequate accuracy of results, provided that the first mode of the structures has predominant influence on the seismic response. This finding confirmed the first hypothesis of the doctoral dissertation.

In the second part of the sixth chapter, emphasis was placed on the analysis of the dispersion measures at the near collapse (NC) and the collapse limit state (C). Due to a simplified idealization of the pushover curves, only the dispersion measures at the near collapse limit state (NC) were studied in the

case of the dual structures. The study of default dispersion measures of frame, cantilever wall and dual structures was performed based on the results of the procedure L2. The dispersion measures due to record-to-record variability  $\beta_{LS,R}$  were observed to be dependent on the ductility of a structure, which was shown to be a good predictor of the period elongation capability of a structure. It should be noted that this conclusion applies only in case that spectral acceleration at the first mode of the structure (or single-degree-of-freedom model) is used as the intensity measure. For the majority of the investigated structures, values of  $\beta_{NC,R} = 0.40$  and  $\beta_{C,R} = 0.45$  were found to be appropriate estimates of dispersion measures due to record-to-record variability. An exception were the old frames with storey mechanism, which have smaller ductility and thus smaller dispersion measures ( $\beta_{NC,R} = 0.25$  and  $\beta_{C,R} = 0.30$ ). In the case of dispersion measures due to modelling uncertainty ( $\beta_{LS,U}$ ), larger differences between the structures were discovered. Similar dispersion measures were determined for code-conforming and old frames with invariant plastic mechanism due to the effect of modelling uncertainty ( $\beta_{NC,U} = \beta_{C,U} = 0.25$ ). On the other hand, larger values of dispersion measures were calculated for old frames with variant plastic mechanism ( $\beta_{NC,U} = \beta_{C,U} = 0.35$ ). Even higher values apply to cantilever wall system for which default values  $\beta_{NC,U} = \beta_{C,U} = 0.40$  were proposed. These values are about 70 % higher than the values suggested for code-conforming frame structures, which is mainly a consequence of the larger coefficient of variation of the model used for the estimation of the rotation capacities of cantilever walls. For wall-equivalent dual structures, similar values of  $\beta_{NC,U}$  as for cantilever walls were observed. As a result, the value  $\beta_{NC,U} = 0.40$  was suggested for these structures. On the contrary, the values  $\beta_{NC,U}$  of frame-equivalent structures were in between the results of code-conforming frames and cantilever wall structures. A default value of  $\beta_{NC,U} = 0.30$  was proposed for these structures. An important conclusion of the performed studies was that the dispersion measures due to modelling uncertainty ( $\beta_{LS,U}$ ) are dependent on the period of the equivalent SDOF model  $T_d^*$ . In the case of structures with a short fundamental period ( $T_d^* < 0.6$  s), smaller dispersion measures  $\beta_{LS,U}$  were usually observed. This phenomenon is a consequence of the larger curvature of response curves of short period structures, which affects the transfer of dispersion due to modelling uncertainty from the level of the SDOF model parameters to the level of seismic response (values of  $\beta_{LS,U}$ ).

Similar values of dispersion measures due to randomness and uncertainty ( $\beta_{LS,RU}$ ) were observed for the code-conforming and some old frames. The exception are the old frames with soft storey and invariant mechanism due to the effect of modelling uncertainty, for which lower values of dispersion measures  $\beta_{LS,RU}$  were estimated. This result was a consequence of the observed smaller values of dispersion measures  $\beta_{LS,R}$  and  $\beta_{LS,U}$ . For this type of frames the following default values of dispersion measures were proposed:  $\beta_{NC,RU} = 0.30$  and  $\beta_{C,RU} = 0.35$ . On the other hand, higher values of dispersion measures apply for all other code-conforming and old frames ( $\beta_{NC,RU} = 0.45$  and  $\beta_{C,RU} = 0.50$ ). About 20 % larger values were observed in the case of the cantilever wall structures, which is a result of about 70 % larger dispersion measures due to modelling uncertainty ( $\beta_{LS,U}$ ). Based on this result, the default dispersion measures of  $\beta_{NC,RU} = 0.55$  and  $\beta_{C,RU} = 0.60$  were proposed for the simplified analysis of cantilever wall systems. Very similar values were observed for wall-equivalent dual structures, consequently the default dispersion measure  $\beta_{NC,RU} = 0.55$  was suggested for these structures. On the contrary, the dispersion measures of frame-equivalent dual structures were observed to be in between the values estimated for frames and cantilever wall structures. The default value of  $\beta_{NC,RU} = 0.50$  was proposed based on the results of the performed analysis.

Based on the proposed default dispersion measures and the explanation of the physical background of observed dependence of the dispersion measures to some structural parameters, we confirmed the second hypothesis of the doctoral dissertation. The performed studies showed that the dispersion measures may be predicted based on the results of the pushover analysis of the deterministic model.

## VIRI

- Baker, J.W., Cornell, C.A. 2006a. Correlation of response spectral values for multicomponent ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96, 1: 215–227.
- Baker, J.W., Cornell, C.A. 2006b. Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 35, 9: 1077–1095.
- Baker, J.W., Jayaram, N. 2008. Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models. *Earthquake Spectra*, 24, 1: 299–317.
- Baker, J.W. 2011. Conditional mean spectrum: tool for ground-motion selection. *Journal of structural Engineering*, 137, 3: 322–331.
- Beg, D., Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.
- Besednjak, D. 2012. Uporaba programa Sap 2000 za projektiranje armiranobetonskih okvirov po standardu Evrokod 8. Diplomski naloga. Ljubljana, UL FGG.
- Biskinis, D.E., Roupakias, G.K., Fardis, M.N. 2004. Degradation of Shear Strength of Reinforced Concrete Members with Inelastic Cyclic Displacements. *ACI Structural Journal*, 101, 6: 773–783.
- Bradley, B.A. 2010. A generalized conditional intensity measure approach and holistic ground-motion selection. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39, 12: 1321–1342.
- Bradley, B.A. 2013. A critical examination of seismic response uncertainty analysis in earthquake engineering. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42, 11: 1717–1729.
- Brozovič, M. 2013. Izbira akcelrogramov za projektiranje stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.
- Brozovič, M., Dolšek M. 2013. Envelope-based pushover analysis procedure for the approximate seismic response analysis of buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43, 1: 77–96.
- Campbell, K.W., Bozorgnia, Y., 2008. NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped Linear Elastic Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 s. *Earthquake Spectra*, 24, 1: 139–171.
- Carvalho, E.C., Coelho, E. 2001. Seismic assessment, strengthening and repair of structures. ECOEST2-ICONS Report No. 2. Lisbon, Portugal, LNEC.
- Chen, S., Kabeyasawa, T. 2000. Modeling of reinforced concrete shear wall for nonlinear analyses. V: 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 30.1.–4.2.2000. Auckland, New Zealand Society of Earthquake Engineering.

Chiou, B., Darragh, R., Gregor, N., Silva, W. 2008. NGA Project Strong-Motion Database. *Earthquake Spectra*, 24, 1: 23–44.

Chopra, A.K., Goel, R.K. 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31, 3: 561–582.

Celarec, D. 2012. Potresno tveganje izbranih konstrukcijskih sistemov z upoštevanjem nezanesljivosti. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.

Celarec, D., Ricci, P., Dolšek, M. 2012. The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 35, 165–177.

Celarec, D., Dolšek, M. 2013a. The impact of modelling uncertainties on the seismic performance assessment of reinforced concrete frame buildings. *Engineering Structures*, 52, 340–354.

Celarec, D., Dolšek, M. 2013b. Practice-oriented probabilistic seismic performance assessment of infilled frames with consideration of shear failure of columns. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42, 9: 1339–1360.

Cornell, C.A. Calculating building seismic performance reliability: a basis for multi-level design norms. V: *Proceedings of Eleventh World Conference on Earthquake Engineering – Paper No. 2122*, Mexico City, Mexico, 23.6.–28.6.1996. Mexico City, Sociedad Mexicana De Ingenieria Sismica.

Cornell, C.A., Krawinkler, H. 2000. Progress and challenges in seismic performance assessment. *PEER Center News*, Vol. 3, No. 2.

Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O., Foutch, D.A. 2002. Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 128, 4: 526–533.

Deierlein, G. 2004. Overview of a comprehensive framework for earthquake performance assessment. V: Fajfar, P. in Krawinkler, H. (ur.). *Proceedings of the International Workshop on Performance-Based Seismic Design – Concepts and Implementation*, Bled, Slovenija, 28.6.–1.7.2004. Berkeley, California, Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.

Dolšek, M., Fajfar, P. 2004. IN2 – A Simple Alternative for IDA. V: *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering – Paper No. 3353*, Vancouver, Canada, 1.8.–6.8.2004. Vancouver, Canadian association for Earthquake Engineering.

Dolšek, M., Fajfar, P. 2004. Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33, 15: 1395–1416.



Dolšek, M., Fajfar, P. 2007. Simplified probabilistic seismic performance assessment of plan-asymmetric buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36, 13: 2021–2041.

Dolšek, M. 2009. Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38, 6: 805–825.

Dolšek, M., 2010. Development of computing environment for seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 6: 1309–1329.

Dolšek, M. 2012. Simplified method for seismic risk assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8, 10: 939–953.

Dolšek, M. 2013. Concept of risk-based seismic design of buildings using methods of nonlinear analysis. V: *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering: COMPDYN 2013*, Kos Island, Greece, 12.6.–14.6.2013. IACM – International Association for Computational Mechanics: ECCOMAS – European Community on Computational Methods in Applied Sciences.

Ellingwood, B., Galambos, T.V., MacGregor, J.G., Cornell, C.A. 1980. *Development of a Probability-Based Load Criterion for American National Standard A58*. Washington, DC, National Bureau of Standards.

Elwood, K.J., Moehle, J.P. 2008. Dynamic collapse analysis for a reinforced concrete frame sustaining shear and axial failures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, 7: 991–1012.

Fajfar, P. 2000. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16, 3: 573–592.

Fajfar, P., Marusić, D., Peruš, I. 2005. Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 9, 6: 831–854.

Fajfar, P., Dolšek, M., Marusić, D., Stratan, A. 2006. Pre- and post-test mathematical modelling of a plan-asymmetric reinforced concrete frame building. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 11: 1359–1379.

Fajfar, P., Dolšek, M. 2012. A practice-oriented estimation of the failure probability of building structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41, 3: 531–547.

Fardis, M.N. 1996. *Experimental and numerical investigations on the seismic response of RC infilled frames and recommendations for code provisions*. ECOEST/PREC8 Rep. No.6. Lisbon, Portugal, LNEC: 199f.

FEMA. 2009. *Quantification of Building Seismic Performance Factors - FEMA P695*. Washington (DC), Federal Emergency Management Agency.

Fischinger, M., Vidic, T., Šelih, J., Fajfar, P., Zhang, H.Y., Damjanić, F.B. 1990. Validation of a Macroscopic Model for Cyclic Response Prediction of R.C. Walls. V: Second International Conference on Computer Aided Analyses and Design Concrete Structures, Zell am See, Austria, 4th–6th April 1990. Pineridge Press.

Fischinger, M., Rejec, K., Isaković, T. 2012. Modeling Inelastic Shear Response of RC Walls. V: 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24.9.–28.9.2012. Lisbon, Portuguese Society for Earthquake Engineering.

Fragiadakis, M., Vamvatsikos, D. 2010. Fast performance uncertainty estimation via pushover and approximate IDA. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39, 6: 683–703.

Ghobarah, A. 2001. Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*, 23, 8: 878–884.

Goulet, C.A., Haselton, C.B., Mitrani-Reiser, J., Beck, J.L., Deierlein, G.G., Porter, C.A., Steward, J.P. 2007. Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building - from seismic hazard to collapse safety and economic losses. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36, 13: 1973–1997.

Han, S.W., Chopra, A.K. 2006. Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35, 15: 1853–1873.

Han, S.W., Moon, K.H., Chopra, A.K. 2010. Application of MPA to estimate probability of collapse of structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39, 11: 1259–1278.

Haselton, C.B. 2006. Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings. Ph.D. Dissertation. Stanford, University of Stanford, Department of Civil and Environmental Engineering.

Haselton, C.B., Deierlein, G.G. 2008. Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete frame buildings. PEER report 2007/08. Berkeley, University of California, College of Engineering, Pacific Earthquake Engineering Center: 295 f.

Haselton, C.B., Goulet, C.A., Mitrani-Reiser, J., Beck, J.L., Deierlein, G.G., Porter, C.A., Steward, J.P., Taciroglu, E. 2008. An Assessment to Benchmark the Seismic Performance of a Code-Conforming Reinforced Concrete Moment-Frame Building. PEER report 2007/12. Berkeley, University of California, College of Engineering, Pacific Earthquake Engineering Center: 382 f.

Haselton, C.B., Liel, A.B., Deierlein, G.G., Dean, B.S., Chou, J.H. 2011. Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames. *Journal of Structural Engineering*, 137, 4: 481–491.

Helton, J.C., Davis, F.J. 2003. Latin hypercube sampling and the propagation of the uncertainty in analysis of complex systems. *Reliability Engineering and System Safety*, 81: 23–69.

Ibarra, L.F. 2005. Global collapse of frame structures under seismic excitations. Ph.D. Dissertation. Stanford, University of Stanford, Department of Civil and Environmental Engineering.

Ibarra, L.F., Krawinkler, H. 2005. Global collapse of frame structures under seismic excitations. PEER report 2005/06. Berkeley, University of California, College of engineering, Pacific Earthquake Engineering Research Center: 324 f.

Ibarra, L., Krawinkler, H. 2011. Variance of collapse capacity of SDOF systems under earthquake excitations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40, 12: 1299–1314.

Iman, R.L., Conover, W.J. 1982. A distribution-free approach to inducing rank correlation among input variables. *Communication in Statistics Part B: Simulation and Computation*, 11, 3: 311–334.

Jalayer, F., Cornell, C.A. 2003. A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD). PEER report 2003/08. Berkeley, University of California, College of engineering, Pacific Earthquake Engineering Research Center: 122 f.

Jalayer, F., Iervolino, I., Manfredi, G. 2010. Structural modeling uncertainties and their influence on seismic assessment of existing RC structures. *Structural Safety*, 32, 3: 220–228.

Jalayer, F., Elefante, L., Iervolino, I., Manfredi, G. 2011. Knowledge-based performance assessment of existing RC buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 15, 3: 362–389.

Jayaram, N., Baker, J.W. 2008. Statistical tests of the joint distribution of spectral acceleration values. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98, 5: 2231–2243.

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, 3: 797–815.

JCSS. 2000. Probabilistic Model Code Part III. Joint Committee on Structural Safety (JCSS). Denmark, Technical University of Denmark.

Kante, P. 2005. Potresna ranljivost armiranobetonskih sten. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.

Kosič, M., Fajfar, P. 2012. Default dispersion measures for simplified probabilistic analysis of RC frames. V: 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24.9. –28.9.2012. Lisbon, Portuguese Society for Earthquake Engineering.

Kosič, M., Fajfar, P., Dolšek, M. 2014. Approximate seismic risk assessment of building structures with explicit consideration of uncertainties. *Earthquake engineering and structural dynamics (Early View)*, DOI: 10.1002/eqe.2407.

Kramar, M. 2008. Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.

Kreslin, M. 2010. Vpliv višjih nihajnih oblik pri nelinearni potresni analizi konstrukcij stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.

Kreslin, M., Fajfar, P. 2011. The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40, 14: 1571–1589.

Lazar, N., Dolšek, M. 2013. Application of the risk-based seismic design procedure to a reinforced concrete frame building. V: *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering: COMPDYN 2013*, Kos Island, Greece, 12.6.–14.6.2013. IACM – International Association for Computational Mechanics: ECCOMAS – European Community on Computational Methods in Applied Sciences.

Lee, T.H., Mosalam, K.M. 2005. Seismic demand sensitivity of reinforced concrete shear-wall building using FOSM method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34, 14: 1719–1736.

Liel, A.B. 2008. Assessing the Collapse Risk of California's Existing Reinforced Concrete Frame structure: Metrics for Seismic Safety Decisions. Ph. D. Dissertation. Stanford, University of Stanford, Department of Civil and Environmental Engineering.

Liel, A.B., Haselton, C.B., Deierlein, G.G., Baker, J.W. 2009. Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of building. *Structural Safety*, 31, 2: 197–211.

Liel, A.B., Haselton, C.B., Deierlein, G.G. 2011. Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. II: Comparative Assessment of Nonductile and Ductile Moment Frames. *Journal of Structural Engineering*, 137, 4: 492-502.

Lupoi, G., Lupoi, A., Pinto, P. 2002. Seismic risk assessment of RC structures with the '2000 SAC/FEMA' method. *Journal of Earthquake Engineering*, 6, 4: 499–512.

MathWorks, Matlab R2010a: <http://www.mathworks.com/products/matlab>

McKenna, F., Fenves, G.L. 2007. Open system for earthquake engineering simulation. Berkeley, CA. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California. Dostopno na naslovu: <http://opensees.berkeley.edu/>

McKay, M.D., Conover, W.J., Beckman, R. 1979. A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Technometric*, 21, 2: 239–245.

Melchers, R.E. 1999. *Structural reliability analysis and prediction*. New York, USA, John Wiley & Sons.

Moehle, J., Deierlein, G. 2004. A framework methodology for performance-based earthquake engineering. V: *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering – Paper No. 679*, Vancouver, Canada, 1.8.–6.8.2004. Vancouver, Canadian association for Earthquake Engineering.

Negro, P., Mola, E., Molina, F.J., Magonette, G.E. 2004. Full-scale testing of a torsionally unbalanced three-storey nonseismic RC frame. V: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 1.8.–6.8.2004. Vancouver, Canadian Association for Earthquake Engineering.

Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. 2001. Deformations of Reinforced Concrete at Yielding and Ultimate. *ACI Structural Journal*, 98, 2: 135–147.

PEER. 2006. PEER Ground Motion Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center.

PEER. 2012. PEER Ground Motion Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center.  
[http://peer.berkeley.edu/peer\\_ground\\_motion\\_database/](http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/)

Peruš, I., Poljanšek, K., Fajfar, P. 2006. Flexural deformation capacity of rectangular RC columns determined by the CAE method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 12: 1453–1470.

Peruš, I., Fajfar, P. 2007. Prediction of the force–drift envelope for RC columns in flexure by the CAE method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 15: 2345–2363.

Peruš, I., Klinc, R., Dolenc, M., Dolšek, M. 2013. A web-based methodology for the prediction of approximate IDA curves. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42, 1: 43–60.

Porter, K.A., Beck, J.L., Shaikhutdinov, R.V. 2002. Sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables. *Earthquake Spectra*, 18, 4: 719–743.

Privremeni tehnički propisi. Beograd, Građevinska knjiga, 1960.

Rejec, K. 2011. Neelastično strižno obnašanje armiranobetonskih sten pri potresnem vplivu. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.

Rozman, M., Fajfar, P. 2009. Seismic response of a RC frame building designed according to old and modern practices. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7, 3: 779–799.

Shafei, B., Zareian, F., Lignos, D.G. 2011. A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems. *Engineering Structures*, 33, 4: 1107–1116.

Shome, N., Cornell, C.A., Bazzurro, P., Carballo, J.E. 1998. Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses. *Earthquake Spectra*, 14, 3: 469–500.

Shome, N. 1999. Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structure. Ph.D. Dissertation, Stanford University.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – del 1.1: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – del 1.1: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe.

SIST EN 1998-1:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1998-3:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – del 3: Ocena in prenova stavb.

SIST EN 1998-3:2005/AC:2010. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – del 3: Ocena in prenova stavb.

Takeda, T., Sozen, M.A., Nielsen, N.N. 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *ASCE Journal of Structural Division*, 96, 12: 2557–2573.

Turk, G. 2012. Verjetnostni račun in statistika / Goran Turk. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 264 str.

University of Washington. The UW-PEER Reinforced Concrete Column Test Database. (Dostopno na naslovu: <http://www.ce.washington.edu/~peera1/>) (Pridobljeno 15.7.2013).

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31, 3: 491–514.

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2004. Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake Spectra*, 20, 2: 523–553.

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2006. Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35, 9: 1097–1117.

Vamvatsikos, D., Fragiadakis, M. 2010. Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39, 2: 141–163.

Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M. 1994. Consistent inelastic design spectra: Strength and displacement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23, 5: 507–521.

Vidrih, Z. 2012. Potresni odziv betonskih mostov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.

Vořechovský, M., Novák, D. 2009. Correlation control in small-sample Monte Carlo type simulations I: A simulated annealing approach. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 24, 3: 452–462.

Zareian, F., Krawinkler, H. 2007. Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36, 13: 1901–1944.

Zareian F., Krawinkler, H. 2009. Simplified performance based earthquake engineering. The John A. Blume Earthquake Engineering Center – Report No. 169. Stanford, University of Stanford, Department of Civil and Environmental Engineering: 302 f.

Zareian, F., Krawinkler, H., Ibarra, L., Lignos, D. 2010. Basic concepts and performance measures in prediction of collapse of buildings under earthquake ground motion. *Struct. Design Tall Spec. Build.*, 19, 1-2: 167–181.

Zevnik, J. 2006. Potresna ranljivost armiranobetonskih viaduktov s škatlastimi prerezi. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.

Zhu, L., Elwood, K.J., Haukaas, T. 2007. Classification and Seismic Safety Evaluation of Existing Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering*, 133, 9: 1316–1330.

Zupančič, M. 2011. Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira za srednjo stopnjo duktilnosti. Diplomski naloga. Ljubljana, UL FGG.





## PRILOGA A

**Lastnosti izbranih skupin potresnih zapisov, ki so normirani na spektralne pospeške pri naslednjih vrednostih nihajnega časa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo:**

$$T^* = [0,2 \text{ s}; 0,4 \text{ s}; 0,6 \text{ s}; 0,8 \text{ s}; 1,0 \text{ s}; 1,25 \text{ s}; 1,5 \text{ s}; 1,75 \text{ s}; 2,0 \text{ s}].$$

Preglednica A.1: Lastnosti izbrane skupine potresnih zapisov za nihajni čas  $T^* = 0,20$  s.

Št.	Št. v bazi NGA	Komp.	$SF$	Ime datoteke v bazi NGA	$M$	$R$ [km]	$V_{s,30}$ [m/s]	$t$ [s]
1	996	1	0,97	NORTHR/FAR000.at2	6,7	21	255	30
2	1054	2	1,19	NORTHR/PAR--T.at2	6,7	7	345	23
3	568	2	0,96	SANSALV/GIC180.at2	5,8	6	545	10
4	776	1	1,16	LOMAP/HSP000.at2	6,9	28	371	60
5	1602	2	0,78	DUZCE/BOL090.at2	7,1	12	326	56
6	125	2	1,17	FRIULI/A-TMZ270.at2	6,5	16	425	37
7	1045	2	1,41	NORTHR/WPI316.at2	6,7	5	286	25
8	1605	2	0,55	DUZCE/DZC270.at2	7,1	7	276	26
9	953	2	0,63	NORTHR/MUL279.at2	6,7	17	356	30
10	1086	2	0,59	NORTHR/SYL360.at2	6,7	5	441	40
11	828	2	0,73	CAPEMEND/PET090.at2	7,0	8	713	36
12	317	1	1,43	WESTMORL/WLF225.at2	5,9	8	191	29
13	126	1	0,61	GAZLI/GAZ000.at2	6,8	5	660	17
14	170	1	1,26	IMPVALL/H-ECC002.at2	6,5	7	192	40
15	739	2	1,45	LOMAP/AND340.at2	6,9	20	489	40
16	164	2	1,43	IMPVALL/H-CPE237.at2	6,5	15	660	64
17	1085	2	0,52	NORTHR/SCE288.at2	6,7	5	371	40
18	2627	2	0,88	CHICHI03/TCU076-E.at2	6,2	15	615	96
19	527	1	1,39	PALMSPR/MVH045.at2	6,1	12	345	21
20	721	2	1,42	SUPERST/B-ICC090.at2	6,5	18	192	40
21	316	1	1,05	WESTMORL/PTS225.at2	5,9	17	349	38
22	1009	2	1,29	NORTHR/5082A-235.at2	6,7	24	392	45
23	802	2	0,63	LOMAP/STG090.at2	6,9	9	371	40
24	2734	1	0,76	CHICHI04/CHY074-N.at2	6,2	6	553	60
25	1048	2	0,65	NORTHR/STC180.at2	6,7	12	281	30
26	6	2	1,42	IMPVALL/I-ELC270.at2	7,0	6	213	40
27	1063	1	0,49	NORTHR/RRS228.at2	6,7	7	282	20
28	30	1	0,78	PARKF/C05085.at2	6,2	10	290	44
29	1077	1	0,27	NORTHR/STM090.at2	6,7	26	336	40
30	1045	1	1,17	NORTHR/WPI046.at2	6,7	5	286	25

Oznake:

Komp. Komponenta potresnega zapisa v bazi NGA (PEER, 2012)

 $SF$  Faktor povečave (angl. scale factor) $M$  Magnituda potresa $R$  Oddaljenost od izvora [km] $V_{s,30}$  Hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m zemljine $t$  Čas trajanja potresnega zapisa [s]

Preglednica A.2: Lastnosti izbrane skupine potresnih zapisov za nihajni čas  $T^* = 0,40$  s.

Št.	Št. v bazi NGA	Komp.	$SF$	Ime datoteke v bazi NGA	$M$	$R$ [km]	$V_{s,30}$ [m/s]	$t$ [s]
1	1044	2	0,60	NORTHR/NWH360.at2	6,7	6	269	40
2	169	2	1,36	IMPVALL/H-DLT352.at2	6,5	22	275	91
3	764	1	0,75	LOMAP/GOF160.at2	6,9	11	339	40
4	777	2	1,50	LOMAP/HCH180.at2	6,9	28	199	40
5	776	1	1,13	LOMAP/HSP000.at2	6,9	28	371	60
6	342	2	1,48	COALINGA/H-COH090.at2	6,4	37	371	40
7	300	2	1,47	ITALY/B-CTR270.at2	6,2	9	600	41
8	802	1	1,21	LOMAP/STG000.at2	6,9	9	371	36
9	1045	1	1,03	NORTHR/WPI046.at2	6,7	5	286	25
10	342	1	1,33	COALINGA/H-COH000.at2	6,4	37	371	40
11	828	2	0,62	CAPEMEND/PET090.at2	7,0	8	713	36
12	1051	2	0,42	NORTHR/PUL194.at2	6,7	7	2016	40
13	989	2	1,21	NORTHR/CHL160.at2	6,7	20	740	32
14	1004	2	0,38	NORTHR/0637-360.at2	6,7	8	380	48
15	652	1	1,27	WHITTIER/A-DEL000.at2	6,0	27	235	30
16	778	1	1,20	LOMAP/HDA165.at2	6,9	25	216	40
17	6	1	1,17	IMPVALL/I-ELC180.at2	7,0	6	213	40
18	1013	1	1,04	NORTHR/LDM064.at2	6,7	6	629	27
19	721	2	1,30	SUPERST/B-ICC090.at2	6,5	18	192	40
20	959	1	1,05	NORTHR/CNP106.at2	6,7	15	268	25
21	2457	2	1,36	CHICHI03/CHY024-E.at2	6,2	20	428	40
22	960	1	0,68	NORTHR/LOS000.at2	6,7	12	309	20
23	174	2	0,81	IMPVALL/H-E11230.at2	6,5	12	196	39
24	963	1	0,51	NORTHR/ORR090.at2	6,7	21	450	40
25	527	1	1,40	PALMSPR/MVH045.at2	6,1	12	345	21
26	729	2	1,01	SUPERST/B-IVW360.at2	6,5	24	208	43
27	316	2	1,43	WESTMORL/PTS315.at2	5,9	17	349	40
28	763	2	1,12	LOMAP/GIL337.at2	6,9	10	730	30
29	568	1	0,66	SANSALV/GIC090.at2	5,8	6	545	10
30	727	1	0,76	SUPERST/B-SUP045.at2	6,5	6	362	23

Oznake:

Komp. Komponenta potresnega zapisa v bazi NGA (PEER, 2012)

 $SF$  Faktor povečave (angl. scale factor) $M$  Magnituda potresa $R$  Oddaljenost od izvora [km] $V_{s,30}$  Hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m zemljine $t$  Čas trajanja potresnega zapisa [s]

Preglednica A.3: Lastnosti izbrane skupine potresnih zapisov za nihajni čas  $T^* = 0,60$  s.

Št.	Št. v bazi NGA	Komp.	$SF$	Ime datoteke v bazi NGA	$M$	$R$ [km]	$V_{s,30}$ [m/s]	$t$ [s]
1	1077	1	1,33	NORTHR/STM090.at2	6,7	26	336	40
2	266	1	1,26	VICT/CHI102.at2	6,3	19	275	27
3	363	1	1,48	COALINGA/H-VYC020.at2	6,4	32	297	40
4	126	2	0,95	GAZLI/GAZ090.at2	6,8	5	660	17
5	1063	1	0,33	NORTHR/RRS228.at2	6,7	7	282	20
6	766	2	1,47	LOMAP/G02090.at2	6,9	11	271	40
7	1084	2	0,55	NORTHR/SCS142.at2	6,7	5	251	40
8	1048	2	0,54	NORTHR/STC180.at2	6,7	12	281	30
9	1045	2	1,41	NORTHR/WPI316.at2	6,7	5	286	25
10	316	1	1,38	WESTMORL/PTS225.at2	5,9	17	349	40
11	776	1	0,71	LOMAP/HSP000.at2	6,9	28	371	60
12	6	1	1,14	IMPVALL/I-ELC180.at2	7,0	6	213	40
13	725	2	1,29	SUPERST/B-POE360.at2	6,5	11	208	23
14	777	2	1,00	LOMAP/HCH180.at2	6,9	28	199	40
15	265	1	0,86	VICT/CPE045.at2	6,3	14	660	25
16	729	2	1,23	SUPERST/B-IVW360.at2	6,5	24	208	44
17	2734	1	0,74	CHICHI04/CHY074-N.at2	6,2	6	553	113
18	558	1	0,74	CHALFANT/A-ZAK270.at2	6,2	8	271	40
19	3278	1	1,47	CHICHI06/CHY041-N.at2	6,3	47	492	32
20	1044	2	0,31	NORTHR/NWH360.at2	6,7	6	269	40
21	778	1	0,96	LOMAP/HDA165.at2	6,9	25	216	40
22	787	1	1,34	LOMAP/SLC270.at2	6,9	31	425	40
23	787	2	1,11	LOMAP/SLC360.at2	6,9	31	425	38
24	184	1	1,06	IMPVALL/H-EDA270.at2	6,5	5	202	39
25	721	1	1,02	SUPERST/B-ICC000.at2	6,5	18	192	40
26	1050	1	1,04	NORTHR/PAC175.at2	6,7	7	2016	20
27	1054	2	0,83	NORTHR/PAR--T.at2	6,7	7	345	23
28	960	2	0,57	NORTHR/LOS270.at2	6,7	12	309	20
29	668	2	1,16	WHITTIER/A-NOR360.at2	6,0	20	270	31
30	179	1	0,97	IMPVALL/H-E04140.at2	6,5	7	209	39

Oznake:

Komp. Komponenta potresnega zapisa v bazi NGA (PEER, 2012)

 $SF$  Faktor povečave (angl. scale factor) $M$  Magnituda potresa $R$  Oddaljenost od izvora [km] $V_{s,30}$  Hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m zemljine $t$  Čas trajanja potresnega zapisa [s]

Preglednica A.4: Lastnosti izbrane skupine potresnih zapisov za nihajni čas  $T^* = 0,80$  s.

Št.	Št. v bazi NGA	Komp.	$SF$	Ime datoteke v bazi NGA	$M$	$R$ [km]	$V_{s,30}$ [m/s]	$t$ [s]
1	316	1	1,46	WESTMORL/PTS225.at2	5,9	17	349	40
2	825	2	1,33	CAPEMEND/CPM090.at2	7,0	7	514	30
3	766	2	1,32	LOMAP/G02090.at2	6,9	11	271	40
4	1044	2	0,36	NORTHR/NWH360.at2	6,7	6	269	40
5	2734	1	1,13	CHICHI04/CHY074-N.at2	6,2	6	553	113
6	993	2	1,35	NORTHR/FLE234.at2	6,7	27	446	30
7	1085	1	0,35	NORTHR/SCE018.at2	6,7	5	371	25
8	165	1	1,06	IMPVALL/H-CHI012.at2	6,5	7	275	40
9	787	1	1,37	LOMAP/SLC270.at2	6,9	31	425	21
10	960	1	1,04	NORTHR/LOS000.at2	6,7	12	309	20
11	828	2	0,37	CAPEMEND/PET090.at2	7,0	8	713	36
12	1045	1	0,60	NORTHR/WPI046.at2	6,7	5	286	25
13	57	2	1,27	SFERN/ORR291.at2	6,6	23	450	30
14	1004	1	0,34	NORTHR/0637-270.at2	6,7	8	380	39
15	1633	2	1,08	MANJIL/ABBAR--T.at2	7,4	13	724	46
16	1605	1	0,56	DUZCE/DZC180.at2	7,1	7	276	26
17	729	2	1,03	SUPERST/B-IVW360.at2	6,5	24	208	44
18	727	1	1,24	SUPERST/B-SUP045.at2	6,5	6	362	23
19	983	2	0,51	NORTHR/0655-292.at2	6,7	5	526	29
20	1054	2	0,57	NORTHR/PAR--T.at2	6,7	7	345	23
21	768	2	1,38	LOMAP/G04090.at2	6,9	14	222	40
22	802	1	1,21	LOMAP/STG000.at2	6,9	9	371	40
23	777	2	0,85	LOMAP/HCH180.at2	6,9	28	199	40
24	1048	2	0,60	NORTHR/STC180.at2	6,7	12	281	30
25	1086	2	0,49	NORTHR/SYL360.at2	6,7	5	441	40
26	2734	2	0,74	CHICHI04/CHY074-E.at2	6,2	6	553	37
27	549	1	1,42	CHALFANT/A-LAD180.at2	6,2	17	271	40
28	767	2	1,26	LOMAP/G03090.at2	6,9	13	350	40
29	963	2	0,58	NORTHR/ORR360.at2	6,7	21	450	40
30	953	2	0,54	NORTHR/MUL279.at2	6,7	17	356	30

Oznake:

Komp. Komponenta potresnega zapisa v bazi NGA (PEER, 2012)

 $SF$  Faktor povečave (angl. scale factor) $M$  Magnituda potresa $R$  Oddaljenost od izvora [km] $V_{s,30}$  Hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m zemljine $t$  Čas trajanja potresnega zapisa [s]

Preglednica A.5: Lastnosti izbrane skupine potresnih zapisov za nihajni čas  $T^* = 1,0$  s.

Št.	Št. v bazi NGA	Komp.	$SF$	Ime datoteke v bazi NGA	$M$	$R$ [km]	$V_{s,30}$ [m/s]	$t$ [s]
1	57	2	1,30	SFERN/ORR291.at2	6,6	23	450	30
2	173	2	1,41	IMPVALL/H-E10320.at2	6,5	6	203	37
3	1045	1	0,48	NORTHR/WPI046.at2	6,7	5	286	25
4	982	2	0,32	NORTHR/JEN292.at2	6,7	5	373	29
5	568	2	0,97	SANSALV/GIC180.at2	5,8	6	545	10
6	1086	1	0,68	NORTHR/SYL090.at2	6,7	5	441	40
7	959	1	1,44	NORTHR/CNP106.at2	6,7	15	268	25
8	169	2	0,87	IMPVALL/H-DLT352.at2	6,5	22	275	100
9	1063	1	0,23	NORTHR/RRS228.at2	6,7	7	282	20
10	982	1	0,75	NORTHR/JEN022.at2	6,7	5	373	29
11	2626	2	1,39	CHICHI03/TCU075-E.at2	6,2	20	573	51
12	1087	1	0,53	NORTHR/TAR090.at2	6,7	16	257	40
13	527	2	1,22	PALMSPR/MVH135.at2	6,1	12	345	21
14	165	1	1,49	IMPVALL/H-CHIO12.at2	6,5	7	275	40
15	960	1	1,11	NORTHR/LOS000.at2	6,7	12	309	20
16	1045	2	0,72	NORTHR/WPI316.at2	6,7	5	286	25
17	721	1	1,36	SUPERST/B-ICC000.at2	6,5	18	192	40
18	313	1	1,43	CORINTH/COR--L.at2	6,6	10	339	42
19	952	1	1,26	NORTHR/MU2035.at2	6,7	18	546	24
20	829	2	1,08	CAPEMEND/RIO360.at2	7,0	14	312	36
21	170	1	0,99	IMPVALL/H-ECC002.at2	6,5	7	192	38
22	189	2	1,44	IMPVALL/H-SHP270.at2	6,5	10	339	16
23	6	1	0,86	IMPVALL/I-ELC180.at2	7,0	6	213	40
24	787	1	0,76	LOMAP/SLC270.at2	6,9	31	425	40
25	778	1	1,21	LOMAP/HDA165.at2	6,9	25	216	40
26	802	1	0,94	LOMAP/STG000.at2	6,9	9	371	40
27	1052	2	0,79	NORTHR/PKC360.at2	6,7	7	508	40
28	776	2	1,15	LOMAP/HSP090.at2	6,9	28	371	60
29	768	2	1,24	LOMAP/G04090.at2	6,9	14	222	39
30	729	2	0,95	SUPERST/B-IVW360.at2	6,5	24	208	44

Oznake:

Komp. Komponenta potresnega zapisa v bazi NGA (PEER, 2012)

 $SF$  Faktor povečave (angl. scale factor) $M$  Magnituda potresa $R$  Oddaljenost od izvora [km] $V_{s,30}$  Hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m zemljine $t$  Čas trajanja potresnega zapisa [s]

Preglednica A.6: Lastnosti izbrane skupine potresnih zapisov za nihajni čas  $T^* = 1,25$  s.

Št.	Št. v bazi NGA	Komp.	$SF$	Ime datoteke v bazi NGA	$M$	$R$ [km]	$V_{s,30}$ [m/s]	$t$ [s]
1	126	2	1,06	GAZLI/GAZ090.at2	6,8	5	660	16
2	1087	2	0,84	NORTHR/TAR360.at2	6,7	16	257	40
3	527	2	1,10	PALMSPR/MVH135.at2	6,1	12	345	20
4	2734	2	1,08	CHICHI04/CHY074-E.at2	6,2	6	553	112
5	164	2	1,17	IMPVALL/H-CPE237.at2	6,5	15	660	64
6	1116	2	0,95	KOBE/SHI090.at2	6,9	19	256	41
7	266	1	1,37	VICT/CHI102.at2	6,3	19	275	27
8	755	2	1,28	LOMAP/CYC285.at2	6,9	20	597	40
9	1605	1	1,08	DUZCE/DZC180.at2	7,1	7	276	26
10	179	1	0,87	IMPVALL/H-E04140.at2	6,5	7	209	39
11	527	1	0,93	PALMSPR/MVH045.at2	6,1	12	345	20
12	963	2	0,64	NORTHR/ORR360.at2	6,7	21	450	40
13	729	2	0,82	SUPERST/B-IVW360.at2	6,5	24	208	44
14	776	1	0,52	LOMAP/HSP000.at2	6,9	28	371	60
15	568	2	0,97	SANSALV/GIC180.at2	5,8	6	545	9
16	1009	2	1,24	NORTHR/5082A-235.at2	6,7	24	392	55
17	1082	1	1,14	NORTHR/RO3000.at2	6,7	10	309	30
18	725	2	1,28	SUPERST/B-POE360.at2	6,5	11	208	22
19	1085	2	0,49	NORTHR/SCE288.at2	6,7	5	371	40
20	959	2	0,93	NORTHR/CNP196.at2	6,7	15	268	25
21	1633	2	1,03	MANJIL/ABBAR--T.at2	7,4	13	724	46
22	1013	2	0,78	NORTHR/LDM334.at2	6,7	6	629	27
23	149	2	1,25	COYOTELK/G04360.at2	5,7	6	222	27
24	558	1	1,03	CHALFANT/A-ZAK270.at2	6,2	8	271	40
25	568	1	0,71	SANSALV/GIC090.at2	5,8	6	545	9
26	174	2	1,19	IMPVALL/H-E11230.at2	6,5	12	196	39
27	900	1	0,71	LANDERS/YER270.at2	7,3	24	354	44
28	1086	1	0,73	NORTHR/SYL090.at2	6,7	5	441	40
29	2627	2	0,78	CHICHI03/TCU076-E.at2	6,2	15	615	96
30	722	2	1,08	SUPERST/B-KRN360.at2	6,5	18	208	22

Oznake:

Komp. Komponenta potresnega zapisa v bazi NGA (PEER, 2012)

 $SF$  Faktor povečave (angl. scale factor) $M$  Magnituda potresa $R$  Oddaljenost od izvora [km] $V_{s,30}$  Hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m zemljine $t$  Čas trajanja potresnega zapisa [s]

Preglednica A.7: Lastnosti izbrane skupine potresnih zapisov za nihajni čas  $T^* = 1,5$  s.

Št.	Št. v bazi NGA	Komp.	$SF$	Ime datoteke v bazi NGA	$M$	$R$ [km]	$V_{s,30}$ [m/s]	$t$ [s]
1	3317	2	1,32	CHICHI06/CHY101-E.at2	6,3	36	259	72
2	1602	1	0,90	DUZCE/BOL000.at2	7,1	12	326	56
3	527	2	0,72	PALMSPR/MVH135.at2	6,1	12	345	21
4	988	1	1,34	NORTHR/CCN090.at2	6,7	23	278	40
5	319	2	1,49	WESTMORL/WSM180.at2	5,9	7	194	40
6	777	1	1,17	LOMAP/HCH090.at2	6,9	28	199	40
7	1052	1	1,08	NORTHR/PKC090.at2	6,7	7	508	40
8	881	2	1,44	LANDERS/MVH090.at2	7,3	17	345	56
9	161	2	1,35	IMPVALL/H-BRA315.at2	6,5	10	209	38
10	1048	2	0,66	NORTHR/STC180.at2	6,7	12	281	30
11	721	1	0,99	SUPERST/B-ICC000.at2	6,5	18	192	40
12	803	1	0,83	LOMAP/WVC000.at2	6,9	9	371	40
13	3264	2	1,05	CHICHI06/CHY024-E.at2	6,3	31	428	67
14	1084	1	0,45	NORTHR/SCS052.at2	6,7	5	251	40
15	2627	2	0,99	CHICHI03/TCU076-E.at2	6,2	15	615	48
16	558	1	0,83	CHALFANT/A-ZAK270.at2	6,2	8	271	39
17	367	1	1,05	COALINGA/H-PVB045.at2	6,4	8	257	40
18	1003	2	1,35	NORTHR/STN110.at2	6,7	27	309	32
19	777	2	0,65	LOMAP/HCH180.at2	6,9	28	199	40
20	179	1	1,00	IMPVALL/H-E04140.at2	6,5	7	209	39
21	184	1	1,39	IMPVALL/H-EDA270.at2	6,5	5	202	39
22	165	1	1,47	IMPVALL/H-CHI012.at2	6,5	7	275	40
23	285	2	0,98	ITALY/A-BAG270.at2	6,9	8	1000	29
24	1087	1	0,54	NORTHR/TAR090.at2	6,7	16	257	40
25	983	2	0,50	NORTHR/0655-292.at2	6,7	5	526	29
26	2734	1	0,92	CHICHI04/CHY074-N.at2	6,2	6	553	113
27	2734	2	0,89	CHICHI04/CHY074-E.at2	6,2	6	553	47
28	1602	2	0,80	DUZCE/BOL090.at2	7,1	12	326	56
29	882	2	1,49	LANDERS/NPS090.at2	7,3	27	345	70
30	1116	2	1,18	KOBE/SHI090.at2	6,9	19	256	41

Oznake:

Komp. Komponenta potresnega zapisa v bazi NGA (PEER, 2012)

 $SF$  Faktor povečave (angl. scale factor) $M$  Magnituda potresa $R$  Oddaljenost od izvora [km] $V_{s,30}$  Hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m zemljine $t$  Čas trajanja potresnega zapisa [s]



Preglednica A.8: Lastnosti izbrane skupine potresnih zapisov za nihajni čas  $T^* = 1,75$  s.

Št.	Št. v bazi NGA	Komp.	$SF$	Ime datoteke v bazi NGA	$M$	$R$ [km]	$V_{s,30}$ [m/s]	$t$ [s]
1	2457	2	1,40	CHICHI03/CHY024-E.at2	6,2	20	428	99
2	2458	2	1,28	CHICHI03/CHY025-E.at2	6,2	29	278	102
3	1602	2	0,84	DUZCE/BOL090.at2	7,1	12	326	56
4	953	1	0,74	NORTHR/MUL009.at2	6,7	17	356	30
5	1602	1	0,77	DUZCE/BOL000.at2	7,1	12	326	56
6	757	2	1,39	LOMAP/DUMB357.at2	6,9	36	275	65
7	568	1	0,86	SANSALV/GIC090.at2	5,8	6	545	9
8	1004	1	0,65	NORTHR/0637-270.at2	6,7	8	380	48
9	983	2	0,40	NORTHR/0655-292.at2	6,7	5	526	29
10	959	1	0,95	NORTHR/CNP106.at2	6,7	15	268	25
11	286	1	1,31	ITALY/A-BIS000.at2	6,9	21	1000	38
12	757	1	1,45	LOMAP/DUMB267.at2	6,9	36	275	65
13	1086	1	0,58	NORTHR/SYL090.at2	6,7	5	441	40
14	3474	2	1,49	CHICHI06/TCU079-E.at2	6,3	10	364	70
15	161	2	1,49	IMPVALL/H-BRA315.at2	6,5	10	209	38
16	755	2	1,25	LOMAP/CYC285.at2	6,9	20	597	40
17	766	1	1,36	LOMAP/G02000.at2	6,9	11	271	40
18	778	1	0,85	LOMAP/HDA165.at2	6,9	25	216	40
19	313	1	1,36	CORINTH/COR--L.at2	6,6	10	339	41
20	367	1	1,37	COALINGA/H-PVB045.at2	6,4	8	257	40
21	179	1	0,78	IMPVALL/H-E04140.at2	6,5	7	209	39
22	319	1	0,88	WESTMORL/WSM090.at2	5,9	7	194	40
23	787	1	1,33	LOMAP/SLC270.at2	6,9	31	425	40
24	1052	2	1,20	NORTHR/PKC360.at2	6,7	7	508	40
25	316	1	1,04	WESTMORL/PTS225.at2	5,9	17	349	40
26	802	1	0,66	LOMAP/STG000.at2	6,9	9	371	40
27	1044	2	0,46	NORTHR/NWH360.at2	6,7	6	269	40
28	184	2	0,85	IMPVALL/H-EDA360.at2	6,5	5	202	39
29	3264	2	1,20	CHICHI06/CHY024-E.at2	6,3	31	428	66
30	1010	2	1,29	NORTHR/5082-235.at2	6,7	24	414	55

Oznake:

Komp. Komponenta potresnega zapisa v bazi NGA (PEER, 2012)

 $SF$  Faktor povečave (angl. scale factor) $M$  Magnituda potresa $R$  Oddaljenost od izvora [km] $V_{s,30}$  Hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m zemljine $t$  Čas trajanja potresnega zapisa [s]

Preglednica A.9: Lastnosti izbrane skupine potresnih zapisov za nihajni čas  $T^* = 2,0$  s.

Št.	Št. v bazi NGA	Komp.	$SF$	Ime datoteke v bazi NGA	$M$	$R$ [km]	$V_{s,30}$ [m/s]	$t$ [s]
1	1004	2	1,07	NORTHR/0637-360.at2	6,7	8	380	48
2	2734	2	1,31	CHICHI04/CHY074-E.at2	6,2	6	553	113
3	1052	2	1,01	NORTHR/PKC360.at2	6,7	7	508	40
4	1084	2	0,31	NORTHR/SCS142.at2	6,7	5	251	40
5	184	1	0,81	IMPVALL/H-EDA270.at2	6,5	5	202	39
6	900	1	1,20	LANDERS/YER270.at2	7,3	24	354	44
7	2507	1	1,10	CHICHI03/CHY101-N.at2	6,2	25	259	40
8	139	2	1,21	TABAS/DAY-TR.at2	7,4	14	660	24
9	1602	1	0,78	DUZCE/BOL000.at2	7,1	12	326	56
10	755	2	1,19	LOMAP/CYC285.at2	6,9	20	597	39
11	959	2	0,58	NORTHR/CNP196.at2	6,7	15	268	25
12	6	2	1,00	IMPVALL/I-ELC270.at2	7,0	6	213	40
13	1044	2	0,50	NORTHR/NWH360.at2	6,7	6	269	40
14	959	1	0,86	NORTHR/CNP106.at2	6,7	15	268	25
15	2627	2	1,43	CHICHI03/TCU076-E.at2	6,2	15	615	96
16	768	2	1,38	LOMAP/G04090.at2	6,9	14	222	40
17	1085	2	0,42	NORTHR/SCE288.at2	6,7	5	371	40
18	1107	2	0,80	KOBE/KAK090.at2	6,9	23	312	41
19	787	1	1,28	LOMAP/SLC270.at2	6,9	31	425	40
20	963	1	0,93	NORTHR/ORR090.at2	6,7	21	450	40
21	558	1	1,46	CHALFANT/A-ZAK270.at2	6,2	8	271	40
22	725	2	1,23	SUPERST/B-POE360.at2	6,5	11	208	23
23	1054	2	0,48	NORTHR/PAR--T.at2	6,7	7	345	23
24	1048	2	0,46	NORTHR/STC180.at2	6,7	12	281	30
25	1004	1	0,86	NORTHR/0637-270.at2	6,7	8	380	48
26	828	2	0,58	CAPEMEND/PET090.at2	7,0	8	713	36
27	949	1	1,31	NORTHR/ARL090.at2	6,7	9	298	40
28	2734	1	0,78	CHICHI04/CHY074-N.at2	6,2	6	553	113
29	2509	1	1,25	CHICHI03/CHY104-N.at2	6,2	35	223	24
30	1605	2	0,49	DUZCE/DZC270.at2	7,1	7	276	26

Oznake:

Komp. Komponenta potresnega zapisa v bazi NGA (PEER, 2012)

 $SF$  Faktor povečave (angl. scale factor) $M$  Magnituda potresa $R$  Oddaljenost od izvora [km] $V_{s,30}$  Hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m zemljine $t$  Čas trajanja potresnega zapisa [s]