

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



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

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

V zbirki je izvorna različica doktorske disertacije.

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

University
of Ljubljana
Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



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

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

This is an original PDF file of doctoral thesis.

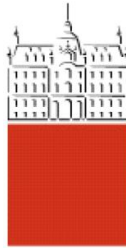
When citing, please refer as follows:

Lazar Sinkovič, N. 2015. Projektiranje armiranobetonskih okvirnih stavb na osnovi potresnega tveganja in poenostavljenih nelinearnih modelov. = Risk-based seismic design of reinforced concrete frame buildings using simplified nonlinear models. Doctoral dissertation. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (Mentor Dolšek, M.)

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

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE

Kandidatka:
NUŠA LAZAR SINKOVIĆ

**PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKIH OKVIRNIH
STAVB NA OSNOVI POTRESNEGA TVEGANJA IN
POENOSTAVLJENIH NELINEARNIH MODELOV**

Doktorska disertacija štev.: 26/GO

**RISK-BASED SEISMIC DESIGN OF REINFORCED
CONCRETE FRAME BUILDINGS USING SIMPLIFIED
NONLINEAR MODELS**

Doctoral thesis No.: 26/GO

Komisija za doktorski študij je na 41. seji, 3. julija 2013, po pooblastilu 30. seje Senata Univerze v Ljubljani z dne 20. januarja 2009, dala soglasje k temi doktorske disertacije.

Za mentorja je bil imenovan izr. prof. dr. Matjaž Dolšek.

Ljubljana, 20. oktober 2015



Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi:

- izr. prof. dr. Matjaž Dolšek,
- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- izr. prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,
- prof. dr. Tatjana Isaković,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na konstitutivni seji, 29. maja 2013.

Poročevalce za oceno doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Tatjana Isaković,
- prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,
- doc. dr. Iztok Peruš, UM FG,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 20. seji, 27. maja 2015.

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik,
- izr. prof. dr. Matjaž Dolšek, mentor,
- prof. dr. Tatjana Isaković,
- prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,
- doc. dr. Iztok Peruš, UM FG,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 22. seji, 23. septembra 2015.

IZJAVA O AVTORSTVU:

Podpisana Nuša Lazar Sinković izjavljam, da sem avtorica doktorske disertacije z naslovom Projektiranje armiranobetonskih okvirnih stavb na osnovi potresnega tveganja in poenostavljenih nelinearnih modelov.

Izjavljam, da je elektronska različica disertacije enaka tiskani različici, in dovoljujem njeno objavo v digitalnem repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 20. oktober 2015

.....

(podpis)

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.012.45:624.042.7(043)
Avtor:	Nuša Lazar Sinković
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov:	Projektiranje armiranobetonskih okvirnih stavb na osnovi potresnega tveganja in poenostavljenih nelinearnih modelov
Tip dokumenta:	Doktorska disertacija
Obseg in oprema:	142 str., 45 pregl., 64 sl., 83 en.
Ključne besede:	Projektiranje, potresno tveganje, potresna nevarnost, intenziteta potresa, spodnja meja intenzitete potresa, zgornja meja intenzitete potresa, okvirna AB stavba, potisna analiza, dinamična analiza

Izvleček

Projektiranje stavb po veljavnih standardih ne omogoča jasnih informacij o varnosti pred porušitvijo, saj vrednotenje verjetnosti porušitve v standardu ni predvideno. V doktorski disertaciji zato predlagamo nov postopek projektiranja, ki temelji na ciljnem potresnem tveganju. Takšno projektiranje je iterativno in zahteva uporabo nelinearne metode analize. Izhodišče je začetna konstrukcija, ki jo postopno prilagajamo dokler ocenjeno potresno tveganje ni manjše od ciljnega tveganja. Predlagan postopek projektiranja pa lahko postane nepraktičen, če je število iteracij veliko. Zato smo predlagali enostavne smernice za prilagajanje armiranobetonskih okvirnih stavb na osnovi rezultatov potisne analize trenutne konstrukcije. Z njihovo uporabo se s primernim večanjem prečnih prerezov elementov in vzdolžne armature stebrov izboljšuje deformacijska kapaciteta in nosilnost stavbe. Poleg smernic za prilagajanje konstrukcije smo vpeljali tudi stopnjevanje zanesljivosti projektiranja, pri čemer se računsko manj zahtevne metode analize uporabijo v začetnih iteracijah, bolj zahtevne, ki so običajno tudi bolj natančne, pa za kontrolo rezultatov projektiranja na osnovi poenostavljenih metod. Del raziskav je bil usmerjen tudi v izboljšanje natančnosti ocene potresnega tveganja. Razvili smo nove enačbe za oceno potresnega tveganja, kjer upoštevamo fizikalno opredeljeni mejni vrednosti intenzitete potresa. Ugotovili smo namreč, da neupoštevanje spodnje in zgornje meje intenzitete potresa v nekaterih primerih povzroči precenjeno vrednost potresnega tveganja. Predlagan postopek projektiranja smo z upoštevanjem novih enačb za oceno potresnega tveganja uporabili na dveh primerih armiranobetonskih okvirnih stavb. Kljub grobi določitvi začetne konstrukcije smo ciljno potresno tveganje dosegli zgolj s štirimi oz. tremi iteracijami. Upoštevanje zgornje meje intenzitete potresa lahko znatno zmanjša ocenjeno verjetnost porušitve, kar posledično vpliva na izbrano konstrukcijo.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.012.45:624.042.7(043)
Author: Nuša Lazar Sinković
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek. PhD
Title: Risk-based seismic design of reinforced concrete frame buildings using simplified nonlinear models
Document type: Doctoral dissertation
Scope and tools: 142 p., 45 tab., 64 fig., 83 eq.
Key words: Design, seismic risk, seismic hazard, ground-motion intensity, lower bound of ground-motion intensity, upper bound of ground-motion intensity, RC frame building, pushover analysis, dynamic analysis

Abstract

Most current standards that are concerned with the seismic design of buildings do not provide sufficiently clear information about safety against collapse. For this reason a new procedure for the risk-based seismic design of buildings is proposed, which is iterative and based on the use of nonlinear methods of analysis. The proposed design procedure starts by the selection of an initial structure, which is gradually adjusted by means of iterations until the estimated seismic risk is lower than the target risk. Since the number of such iterations may become excessive, simple guidelines have been developed for the structural adjustment of reinforced concrete frame buildings, which can be used to improve the building's strength and deformation capacity by appropriately adjusting the structural elements selected on the basis of the results of pushover analysis from the current iteration. The concept of differentiation in the reliability of design is also implemented, so that less demanding analytical methods are used in the initial iterations, whereas more demanding, and usually more accurate methods are used to verify the design results obtained by using simplified methods. Part of the research was aimed at the improvement of the accuracy of seismic risk estimation, which is an important component of the proposed design procedure. New equations for seismic risk assessment, which take into account the physically defined limits of ground-motion intensity, have been derived. It was found that sometimes, if the lower and upper limits of the ground-motion intensity are insufficiently taken into account, overestimated values of the seismic risk may be obtained. The suitability of the proposed design procedure, which takes into account the newly developed equations for seismic risk assessment, was demonstrated on two examples of reinforced concrete frame buildings, one having 8 storeys and the other 15 storeys. The target risk was achieved after only four and three iterations, respectively, even though their corresponding initial structures had been only roughly defined. Taking into account the upper bound of the seismic intensity can result in a reduction in the estimated probability of collapse, which can in turn have a significant effect on the final design of the structure.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku za izkazano zaupanje in priložnost se preizkusiti v znanstveno raziskovalnem delu. Hvala za dostopnost in vso pomoč tekom doktorskega študija.

Zahvalila bi se rada tudi vsem sodelavcem v sobi III/7 za pomoč tekom študija.

Hvala staršem za ljubezen in podporo.

Hvala možu Bojanu, da mi je vsa ta leta stal ob strani, me prenašal in vzpodbujal ter nenazadnje dodal doktorski disertaciji manjkajoče vejice.

KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	I
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	II
KAZALO VSEBINE	V
KAZALO PREGLEDNIC	VII
KAZALO SLIK	XI
LIST OF TABLES	XVI
LIST OF FIGURES	XX
SIMBOLI	XXV
OKRAJŠAVE	XXIX
1 UVOD	1
1.1 Tema doktorske disertacije	2
1.2 Pregled literature	4
1.3 Vsebina doktorske disertacije	6
2 PREDSTAVITEV OBRAVNAVANIH STAVB IN MATEMATIČNEGA MODELA	9
2.1 Predstavitev obravnavanih armiranobetonskih okvirnih stavb	9
2.2 Predstavitev uporabljenega matematičnega modela	12
3 ENAČBE ZA DOLOČITEV VERJETNOSTI PREKORAČITVE MEJNEGA STANJA Z UPOŠTEVANJEM SPODNJE IN ZGORNJE MEJE INTENZITETE POTRESA	15
3.1 Izpeljava enačbe za oceno potresnega tveganja	16
3.2 Vplivnost intenzitet potresa na potresno tveganje	20
3.3 Ocena vpliva spodnje in zgornje meje intenzitete potresa na potresno tveganje	22
3.4 Enačbe za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem omejenega območja intenzitete	26
3.4.1 Enačba za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem spodnje meje intenzitete	26
3.4.2 Enačba za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem spodnje in zgornje meje intenzitete	28
3.5 Uporaba in kontrola enačb za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem mej intenzitete na primeru šestih armiranobetonskih okvirnih stavb	28
3.5.1 Potresna nevarnost in izbira akcelerogramov	29
3.5.2 Spodnja meja intenzitete in porazdelitve intenzitete pri poružitvi konstrukcije	30
3.5.3 Določitev zgornje meje intenzitete potresa	34
3.5.4 Ocena verjetnosti poružitve z uporabo izpeljanih enačb	40
3.5.5 Kontrola izpeljanih enačb za oceno potresnega tveganja z Monte Carlo simulacijo	43
4 SPREJEMLJIVA VERJETNOST PORUŠITVE	47
4.1 Modeli za določitev sprejemljive verjetnosti poružitve in primer njihove uporabe	48
4.2 Sprejemljiva verjetnost poružitve pri potresni obtežbi	52

5	PROJEKTIRANJE NA CILJNO POTRESNO TVEGANJE	55
5.1	Postopek projektiranja na ciljno potresno tveganje	55
5.2	Enostavne smernice za izvedbo prilagoditev armiranobetonskih okvirnih konstrukcij z namenom doseganja ciljne verjetnosti porušitve	59
5.2.1	Parametrična študija vpliva posameznih prilagoditev konstrukcije na njen odziv	59
5.2.2	Enostavne smernice za izvedbo prilagoditev armiranobetonskih okvirnih stavb in njihova uporaba – Faza 1	74
5.2.3	Enostavne smernice za izvedbo prilagoditev armiranobetonskih okvirnih stavb in njihova uporaba – Faza 2	83
6	PRIMERA PROJEKTIRANJA ARMIRANOBETONSKIH OKVIRNIH STAVB NA CILJNO VERJETNOST PORUŠITVE	87
6.1	8-etažna stavba	88
6.1.1	Opis stavbe, potresna nevarnost in izbira akcelerogramov	88
6.1.2	Postopek projektiranja stavbe z upoštevanjem enačbe za oceno potresnega tveganja na osnovi neomejenega integracijskega območja	91
6.1.3	Postopek projektiranja stavbe z upoštevanjem enačbe za oceno potresnega tveganja na osnovi omejenega integracijskega območja	101
6.2	15-etažna stavba	105
6.2.1	Opis stavbe, potresna nevarnost in izbira akcelerogramov	105
6.2.2	Postopek projektiranja stavbe z upoštevanjem enačbe za oceno potresnega tveganja na osnovi neomejenega integracijskega območja	107
6.2.3	Postopek projektiranja stavbe z upoštevanjem enačbe za oceno potresnega tveganja na osnovi omejenega integracijskega območja	115
7	ZAKLJUČKI	119
7.1	Glavne ugotovitve	119
7.2	Izvirni prispevki k znanosti	123
7.3	Možnosti nadaljnjega raziskovanja	123
8	POVZETEK	127
9	SUMMARY	131
VIRI		135

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1:	Osnovni nihajni čas (T_1), referenčna vrednost največjega pospeška tal za tip tal A ($a_{g,R}$), tip tal na lokaciji objekta, projektni pospešek tal na lokaciji stavbe (a_g), razred duktilnosti upoštevan pri projektiranju in razred uporabljenega materiala za šest obravnavanih stavb.	12
Preglednica 3.1:	p -vrednost določena s χ^2 -testom in testom Kolmogorov-Smirnov za logaritemsko normalno porazdelitev prirejeno rezultatom IDA analize na osnovi a_g in $S_a(T_1)$.	31
Preglednica 3.2:	Mediana pospeška tal pri poružitvi $a_{g,C,50}$ in pripadajoča standardna deviacija $\beta_{a_g,C}$ neodrezane ter spodaj odrezane porazdelitve, najmanjši pospešek tal pri poružitvi $a_{g,1}$, razmerje $\Delta a_{g,1} = a_{g,1}/a_{g,C,50}$ in mejna vrednost $a_{g,1,T}$.	33
Preglednica 3.3:	Mediana spektralnega pospeška pri poružitvi $S_{a,C,50}$ in pripadajoča standardna deviacija $\beta_{S_a,C}$ neodrezane ter spodaj odrezane porazdelitve, najmanjši spektralni pospešek pri poružitvi $S_{a,1}$, razmerje $\Delta S_{a,1} = S_{a,1}/S_{a,C,50}$ in mejna vrednost $S_{a,1,T}$.	33
Preglednica 3.4:	Zgornja meja intenzitete potresa določena za povratno dobo potresa 100.000 in 1.000.000 let za pospešek tal a_g in spektralni pospešek S_a .	34
Preglednica 3.5:	Mediana \tilde{a}_g dobljena s štirimi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $a_{g,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km).	37
Preglednica 3.6:	Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km) za 4-etažno stavbo.	38
Preglednica 3.7:	Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km) za 6-etažno stavbo.	38
Preglednica 3.8:	Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km) za nepravilno 8-etažno stavbo.	39
Preglednica 3.9:	Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km) za pravilno 8-etažno stavbo.	39
Preglednica 3.10:	Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km) za 11-etažno stavbo.	40

Preglednica 3.11:	Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km) za 15-etažno stavbo.	40
Preglednica 3.12:	Verjetnost porušitve $\lambda_{C,ag}$ ter vrednosti $\bar{\lambda}_{C,ag1}$, $\bar{\lambda}_{C,ag2}$ in $\bar{\lambda}_{C,ag12}$ z upoštevanom projektno vrednostjo zgornje meje $a_{g,2,d}$ ter minimalno in povprečno vrednost zgornje meje intenzitete, ki smo jo določili z atenuacijskimi pravili, $a_{g,2,a,min}$ in $a_{g,2,a,av}$.	41
Preglednica 3.13:	Verjetnost porušitve $\lambda_{C,sa}$ ter vrednosti $\bar{\lambda}_{C,sa1}$, $\bar{\lambda}_{C,sa2}$ in $\bar{\lambda}_{C,sa12}$ z upoštevanom projektno vrednostjo zgornje meje $S_{a,2,d}$ ter minimalno in povprečno vrednost zgornje meje intenzitete, ki smo jo določili z atenuacijskimi pravili, $S_{a,2,a,min}$ in $S_{a,2,a,av}$.	42
Preglednica 3.14:	Verjetnost porušitve $\lambda_{C,im}$, $\lambda_{C,im1}$ in $\lambda_{C,im12}$ za pospešek tal a_g in spektralni pospešek S_a z upoštevanom projektno vrednostjo zgornje meje $im_{2,d}$ ter minimalno in poprečno vrednost zgornje meje določene z atenuacijskimi pravili, $im_{2,a,min}$ in $im_{2,a,av}$.	43
Preglednica 4.1:	Sprejemljiva verjetnost porušitve za obravnavanih šest stavb določena z modeli standarda ISO (ISO2394, 1998), standardom EC0 (SIST EN 1990, 2004), standardom Probabilistic model code (JCSS, 2000), model Flinta in model Allena (Bhattacharya in sod. 2001) ter s Helmovim modelom (1996) pri upoštevanem številu izpostavljenih ljudi N .	51
Preglednica 5.1:	Shematična predstavitev nivojev zanesljivosti projektiranja na osnovi uporabljene metode analize.	56
Preglednica 5.2:	Prilagoditve stavb v prvi in drugi iteraciji z uporabo smernic iz prve faze parametrične študije in izbrani globalni parametri (osnovni nihajni čas stavbe T_1 , celotna prečna sila ob vpetju BS in njen prirastek ΔBS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$, 16. percentila spektralnega pospeška pri porušitvi $S_{a,C,16}$, verjetnost porušitve P_C in njen dekrement ΔP_C).	80
Preglednica 5.3:	Prilagoditve stavb v prvi in drugi iteraciji z uporabo smernic iz druge faze parametrične študije in izbrani globalni parametri (osnovni nihajni čas stavbe T_1 , celotna prečna sila ob vpetju BS in njen prirastek ΔBS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$, 16. percentila spektralnega pospeška pri porušitvi $S_{a,C,16}$, verjetnost porušitve P_C in njen dekrement ΔP_C).	85
Preglednica 5.4:	Primerjava 16. percentile spektralnega pospeška pri porušitvi konstrukcije ($S_{a,C,16}$) in verjetnosti porušitve (P_C) druge iteracije stavb določenih z metodo na osnovi potisne analize in z nelinearno dinamično analizo ter standardna deviacija logaritmov spektralnega pospeška pri porušitvi ($\beta_{Sa,C}$).	86
Preglednica 6.1:	Skupina akceleroگرامov, ki so bili izbrani za 8-etažno stavbo.	90
Preglednica 6.2:	Prilagoditve 8-etažne stavbe z uporabo smernic iz druge faze parametrične študije in izbrani globalni parametri (celotna prečna sila ob vpetju BS in njen prirastek ΔBS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$,	

	16. percentila spektralnega pospeška pri porušitvi $S_{a,C,16}$, verjetnost porušitve P_C in njen dekrement ΔP_C) ter rezultat analize četrte iteracije z nelinearno dinamično analizo in primerjava s stavbo projektirano po Evrokodu 8.	92
Preglednica 6.3:	Kontrola etažnih pomikov za 8-etažno stavbo.	96
Preglednica 6.4:	Prečne sile v gredah 8-etažne stavbe določene v skladu s pravilom načrtovanja nosilnosti.	97
Preglednica 6.5:	Prečna sila določena z načrtovanjem nosilnosti V_{Ed} in iz ovojnice obtežnih kombinacij V_{ovoj} , strižna odpornost prereza $V_{Rd,c}$, največja prečna sila v elementu $V_{Rd,max}$ in prvotna ter popravljena stremenska armatura za grede 8-etažne stavbe.	98
Preglednica 6.6:	Prečne sile v stebri C2 v drugi etaži 8-etažne stavbe določene v skladu s pravilom načrtovanja nosilnosti.	99
Preglednica 6.7:	Prečna sila določena z načrtovanjem nosilnosti V_{Ed} in iz ovojnice obtežnih kombinacij V_{ovoj} , strižna odpornost prereza $V_{Rd,c}$, največja prečna sila v elementu $V_{Rd,max}$ in prvotna ter popravljena stremenska armatura za stebre 8-etažne stavbe.	100
Preglednica 6.8:	Spodnja meja spektralnega pospeška $S_{a,1}$, mejna vrednost za spodnjo mejo $S_{a,1,T}$, verjetnost porušitve P_C , verjetnost porušitve z upoštevanjem spodnje meje spektralnega pospeška $P_{C,Sa1}$ ter njuno razmerje $\Delta P_{C,Sa1} = P_{C,Sa1}/P_C$ za 8-etažno stavbo.	102
Preglednica 6.9:	Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in dveh oddaljenosti od preloma (0 in 5 km) za 8-etažno stavbo.	103
Preglednica 6.10:	Projektna vrednost zgornje meje spektralnega pospeška $S_{a,2}$, mejna vrednost za zgornjo mejo $S_{a,2,T}$, verjetnost porušitve P_C , verjetnost porušitve z upoštevanjem spodnje in zgornje meje spektralnega pospeška $P_{C,Sa12}$ ter njuno razmerje $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ za 8-etažno stavbo.	104
Preglednica 6.11:	Minimalna zgornja meja $S_{a,2,min}$ določena s tremi modeli pojemanja intenzitete potresa ter pripadajoča verjetnost porušitve $P_{C,Sa12}$ in razmerje $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ za 8-etažno stavbo.	104
Preglednica 6.12:	Maksimalna zgornja meja $S_{a,2,min}$ določena s tremi modeli pojemanja intenzitete potresa ter pripadajoča verjetnost porušitve $P_{C,Sa12}$ in razmerje $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ za 8-etažno stavbo.	104
Preglednica 6.13:	Skupina akceleroگرامov, ki so bili izbrani za 15-etažno stavbo.	106
Preglednica 6.14:	Prilagoditve 15-etažne stavbe z uporabo smernic iz druge faze parametrične študije in izbrani globalni parametri (celotna prečna sila ob vpetju BS in njen prirastek ΔBS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{i,NC}$, 16. percentila spektralnega pospeška pri porušitvi $S_{a,C,16}$, verjetnost porušitve P_C in njen dekrement ΔP_C) ter rezultat analize tretje iteracije z nelinearno dinamično analizo in primerjava s stavbo projektirano po Evrokodu 8.	108

Preglednica 6.15:	Kontrola etažnih pomikov za 15-etažno stavbo.	111
Preglednica 6.16:	Prečne sile v gredah 15-etažne stavbe določene v skladu s pravilom načrtovanja nosilnosti.	112
Preglednica 6.17:	Prečna sila določena z načrtovanjem nosilnosti V_{Ed} in iz ovojnice obtežnih kombinacij V_{ovoj} , strižna odpornost prereza $V_{Rd,c}$, največja prečna sila v elementu $V_{Rd,max}$ in prvotna ter popravljena stremenska armatura za grede 15-etažne stavbe.	113
Preglednica 6.18:	Prečne sile v stebri C8 v drugi etaži 15-etažne stavbe določene v skladu s pravilom načrtovanja nosilnosti.	114
Preglednica 6.19:	Prečna sila določena z načrtovanjem nosilnosti V_{Ed} in iz ovojnice obtežnih kombinacij V_{ovoj} , strižna odpornost prereza $V_{Rd,c}$, največja prečna sila v elementu $V_{Rd,max}$ ter prvotna in popravljena stremenska armatura za steber C2 15-etažne stavbe.	114
Preglednica 6.20:	Prečna sila določena z načrtovanjem nosilnosti V_{Ed} in iz ovojnice obtežnih kombinacij V_{ovoj} , strižna odpornost prereza $V_{Rd,c}$, največja prečna sila v elementu $V_{Rd,max}$ ter prvotna in popravljena stremenska armatura za steber C8 15-etažne stavbe.	114
Preglednica 6.21:	Spodnja meja spektralnega pospeška $S_{a,1}$, mejna vrednost za spodnjo mejo $S_{a,1,T}$, verjetnost porušitve P_C , verjetnost porušitve z upoštevanjem spodnje meje spektralnega pospeška $P_{C,Sa1}$ ter njuno razmerje $\Delta P_{C,Sa1} = P_{C,Sa1}/P_C$ za 15-etažno stavbo.	116
Preglednica 6.22:	Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in dveh oddaljenosti od preloma (0 in 5 km) za 15-etažno stavbo.	117
Preglednica 6.23:	Projektna vrednost zgornje meje spektralnega pospeška $S_{a,2}$, mejna vrednost za zgornjo mejo $S_{a,2,T}$, verjetnost porušitve P_C , verjetnost porušitve z upoštevanjem spodnje in zgornje meje spektralnega pospeška $P_{C,Sa12}$ ter njuno razmerje $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ za 15-etažno stavbo.	117
Preglednica 6.24:	Minimalna zgornja meja $S_{a,2,min}$ določena s tremi modeli pojemanja intenzitete potresa ter pripadajoča verjetnost porušitve $P_{C,Sa12}$ in razmerje $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ za 15-etažno stavbo.	118
Preglednica 6.25:	Maksimalna zgornja meja $S_{a,2,min}$ določena s tremi modeli pojemanja intenzitete potresa ter pripadajoča verjetnost porušitve $P_{C,Sa12}$ in razmerje $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ za 15-etažno stavbo.	118

KAZALO SLIK

Slika 2.1:	Prečni prerez in tloris 4-etažne stavbe ter prečni prerezi stebrov in gred.	9
Slika 2.2:	Prečni prerez in tloris 6-etažne stavbe ter prečni prerezi stebrov in tipične grede.	10
Slika 2.3:	Prečni prerez in tloris nepravilne 8-etažne stavbe ter prečni prerezi tipičnih stebrov in gred.	10
Slika 2.4:	Prečni prerez in tloris pravilne 8-etažne stavbe ter prečni prerezi stebrov in tipične grede.	10
Slika 2.5:	Prečni prerez in tloris 11-etažne stavbe ter prečni prerezi stebrov in tipične grede.	11
Slika 2.6:	Prečni prerez in tloris 15-etažne stavbe ter prečni prerezi stebrov in tipične grede.	11
Slika 2.7:	Trilinearen odnos moment – rotacija plastičnega členka.	13
Slika 3.1:	Razčlenitev srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja λ_{LS} glede na intenziteto potresa im .	20
Slika 3.2:	Razčlenitev λ_{LS} glede na im pri variaciji a) k med 1 in 4, b) k_0 med $0,2 \cdot 10^{-4}$ in $1,4 \cdot 10^{-4}$, c) $\beta_{im,LS}$ med 0,2 in 0,8 ter d) $im_{LS,50}$ med 0,8 in 1,4 g.	21
Slika 3.3:	Funkcija napake.	23
Slika 3.4:	$\Delta\lambda_{LS,im1}$ v odvisnosti od standardne deviacije $\beta_{im,LS}$ prikazano za štiri vrednosti parametra k in izbrana razmerja Δim_1 .	25
Slika 3.5:	$\Delta\lambda_{LS,im2}$ v odvisnosti od standardne deviacije $\beta_{im,LS}$ prikazano za štiri vrednosti parametra k in izbrana razmerja Δim_2 .	25
Slika 3.6:	Potresna nevarnost na območju Ljubljane za nekaj vrednosti nihajnega časa.	29
Slika 3.7:	Ciljni spekter (projektni spekter), spekter vsakega izbranega akcelerograma normiran na $S_a(T_1)$, mediana spektrov normiranih na $S_a(T_1)$, pripadajoči 16. in 84. percentila in mediana spektrov normiranih na a_g .	30
Slika 3.8:	Primerjava empirične porazdelitvene funkcije in porazdelitvene funkcije prirejene logaritemsko normalne in spodaj odrezane logaritemsko normalne porazdelitve za pospešek tal a_g in spektralni pospešek S_a .	32
Slika 3.9:	Ocena a) $\Delta\lambda_{C,ag1}$, b) $\Delta\lambda_{C,Sa1}$, c) $\Delta\lambda_{C,ag2}$ in d) $\Delta\lambda_{C,Sa2}$ za obravnavane stavbe z upoštevanje projektno vrednostjo zgornje meje $im_{2,d}$ ter minimalno in povprečno vrednost zgornje meje intenzitete, ki smo jo določili z z atenuacijskimi pravili, $im_{2,a,min}$ in $im_{2,a,av}$.	42
Slika 4.1:	Sprejemljivo tveganje po Helmu (vir: Helm, 1996).	50
Slika 5.1:	Diagram poteka možne različice postopka projektiranja na ciljno potresno tveganje.	58
Slika 5.2:	Zaželen plastični mehanizem okvirne konstrukcije.	61
Slika 5.3:	Vpliv povečanja deleža vzdolžne armature stebrov $\Delta\rho_l$ v 1-n etažah na nosilnost BS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$ in verjetnost porušitve P_C za a) 4-etažno, b) nepravilno 8-etažno, c) pravilno 8-etažno in d) 15-etažno stavbo.	62
Slika 5.4:	Poškodovanost 4-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim deležem vzdolžnega armiranja stebrov za b) $\Delta\rho_l = 0,006$ v etaži 1, c) $\Delta\rho_l = 0,018$ v etaži 1 in d) $\Delta\rho_l = 0,014$ v etažah 1-3. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.3.	63

- Slika 5.5: Poškodovanost nepravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim deležem vzdolžnega armiranja stebrov za $\Delta\rho_l = 0,008$ b) v etaži 1 in c) v etažah 1-5. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.3. 63
- Slika 5.6: Poškodovanost pravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim deležem vzdolžnega armiranja stebrov za b) $\Delta\rho_l = 0,018$ v etaži 1 in c) $\Delta\rho_l = 0,028$ v etažah 1-7. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.3. 64
- Slika 5.7: Poškodovanost 15-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim deležem vzdolžnega armiranja stebrov za $\Delta\rho_l = 0,012$ b) v etaži 1, b) v etažah 1-5 in 1-10 ter d) v etažah 1-13. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.3. 64
- Slika 5.8: Poškodovanost 4-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim deležem vzdolžnega armiranja gred za b) $\Delta\rho_l = 0,002$ v etaži 1, c) $\Delta\rho_l = 0,018$ % v etaži 1 in d) $\Delta\rho_l = 0,018$ v etažah 1-2. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.9. 65
- Slika 5.9: Vpliv povečanja deleža vzdolžne armature gred $\Delta\rho_l$ v 1-n etažah na nosilnost BS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$ in verjetnost porušitve P_C za a) 4-etažno, b) nepravilno 8-etažno, c) pravilno 8-etažno in d) 15-etažno stavbo. 66
- Slika 5.10: Poškodovanost nepravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim deležem vzdolžnega armiranja gred za b) $\Delta\rho_l = 0,006$ v etaži 1 in c) $\Delta\rho_l = 0,012$ v etažah 1-2. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.9. 67
- Slika 5.11: Poškodovanost pravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim deležem vzdolžnega armiranja gred v etažah 1-4 za b) $\Delta\rho_l = 0,002$ in c) $\Delta\rho_l = 0,006$. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.9. 67
- Slika 5.12: Poškodovanost 15-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim deležem vzdolžnega armiranja gred v etažah 1-9 za b) $\Delta\rho_l = 0,004$ in c) $\Delta\rho_l = 0,016$. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.9. 68
- Slika 5.13: Vpliv povečanja prečnega prereza stebrov ΔA_c v 1-n etažah na nosilnost BS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$ in verjetnost porušitve P_C za a) 4-etažno, b) nepravilno 8-etažno, c) pravilno 8-etažno in d) 15-etažno stavbo. 69
- Slika 5.14: Poškodovanost 4-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim prečnim prerezom stebrov za b) $\Delta A_c = 30$ % v etaži 1, c) $\Delta A_c = 60$ % v etaži 1 in d) $\Delta A_c = 80$ % v etažah 1-4. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.13. 70
- Slika 5.15: Poškodovanost nepravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim prečnim prerezom stebrov za

- b) $\Delta A_c = 20\%$ v etažah 1-2, c) $\Delta A_c = 80\%$ v etažah 1-2 in d) $\Delta A_c = 20\%$ v etažah 1-6. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.13. 70
- Slika 5.16: Poškodovanost pravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim prečnim prerezom stebrov za b) $\Delta A_c = 30\%$ v etaži 1, c) $\Delta A_c = 40\%$ v etažah 1-5 in d) $\Delta A_c = 40\%$ v etažah 1-7. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.13. 70
- Slika 5.17: Poškodovanost 15-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim prečnim prerezom stebrov za $\Delta A_c = 60\%$ b) v etažah 1-4, c) v etažah 1-5 in d) v etažah 1-11. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.13. 71
- Slika 5.18: Poškodovanost 4-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim prečnim prerezom gred za $\Delta A_c = 30\%$ b) v etaži 1 in c) v etažah 1-2. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.19. 71
- Slika 5.19: Vpliv povečanja prečnega prereza gred ΔA_c v 1-n etažah na nosilnost BS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$ in verjetnost porušitve P_C za a) 4-etažno, b) nepravilno 8-etažno, c) pravilno 8-etažno in d) 15-etažno stavbo. 72
- Slika 5.20: Poškodovanost nepravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim prečnim prerezom gred za $\Delta A_c = 30\%$ b) v etaži 1 in c) v etažah 1-3. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.19. 73
- Slika 5.21: Poškodovanost pravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim prečnim prerezom gred za b) $\Delta A_c = 15\%$ v etaži 1 in c) $\Delta A_c = 25\%$ v etažah 1-4. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.19. 73
- Slika 5.22: Poškodovanost 15-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim prečnim prerezom gred za $\Delta A_c = 40\%$ b) v etaži 1, c) v etažah 1-4 in d) v etažah 1-9. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.19. 74
- Slika 5.23: Normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve z označeno 50 % vrednostjo največjega pomika za a) 4-etažno, b) nepravilno 8-etažno, c) pravilno 8-etažno in d) 15-etažno stavbo. 75
- Slika 5.24: Poškodovanost v mejnem stanju blizu porušitve za konstrukcije s povečanim deležem vzdolžnega armiranja stebrov za a) $\Delta \rho_l = 0,004$ v etažah 1-2 4-etažne stavbe, b) $\Delta \rho_l = 0,004$ v etažah 1-2 nepravilne 8-etažne stavbe, c) $\Delta \rho_l = 0,004$ v etažah 1-5 pravilne 8-etažne stavbe in d) $\Delta \rho_l = 0,004$ v etažah 1-10 15-etažne stavbe. 76
- Slika 5.25: Izkoriščenost upogibne nosilnosti stebrov in gred pri mejnem stanju blizu porušitve za začetno konfiguracijo a) 4-etažne, b) nepravilne 8-etažne, c) pravilne 8-etažne in d) 15-etažne stavbe. 77
- Slika 5.26: Izkoriščenost upogibne nosilnosti stebrov in gred pri mejnem stanju blizu porušitve za začetno konfiguracijo a) 4-etažne, b) 6-etažne, c) 8-etažne in d) 11-etažne stavbe. 79

Slika 5.27:	Izkoriščenost upogibne nosilnosti stebrov in gred pri mejnem stanju blizu porušitve za prvo iteracijo a) 4-etažne, b) 6-etažne, c) 8-etažne in d) 11-etažne stavbe.	79
Slika 5.28:	a) Potisne krivulje in b) normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve za začetno stavbo in dve iteraciji 4-etažne stavbe pri upoštevanju smernic za prilagajanje stavb iz prve in druge faze parametrične študije.	81
Slika 5.29:	a) Potisne krivulje in b) normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve za začetno stavbo in dve iteraciji 6-etažne stavbe pri upoštevanju smernic za prilagajanje stavb iz prve in druge faze parametrične študije.	81
Slika 5.30:	a) Potisne krivulje in b) normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve za začetno stavbo in dve iteraciji 8-etažne stavbe pri upoštevanju smernic za prilagajanje stavb iz prve in druge faze parametrične študije.	82
Slika 5.31:	a) Potisne krivulje in b) normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve za začetno stavbo in dve iteraciji 11-etažne stavbe pri upoštevanju smernic za prilagajanje stavb iz prve in druge faze parametrične študije.	82
Slika 5.32:	16. percentila spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času v odvisnosti od največjega normiranega etažnega pomika kot rezultat analize na osnovi potisne analize in nelinearne dinamične analize a) 4-etažne, b) 6-etažne, c) 8-etažne in d) 11-etažne stavbe. Rezultati ustrezajo modificiranim stavbam pri uporabi smernic iz prve faze parametrične študije.	83
Slika 5.33:	16. percentila spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času v odvisnosti od največjega normiranega etažnega pomika kot rezultat analize na osnovi potisne analize in nelinearne dinamične analize a) 4-etažne, b) 6-etažne, c) 8-etažne in d) 11-etažne stavbe. Rezultati ustrezajo modificiranim stavbam pri uporabi smernic iz druge faze parametrične študije.	86
Slika 6.1:	Tloris in prečni prerez 8-etažne stavbe ter prečni prerez tipične grede in stebrov ob vpetju pri koordinatah $Y = 6$ m in $Y = 0$ ter 12 m.	88
Slika 6.2:	a) Krivulja potresne nevarnosti za spektralni pospešek, ki ustreza prvemu nihajnemu času $S_a(T_1=1,2s)$ z linearno aproksimacijo funkcije potresne nevarnosti v primeru začetne konfiguracije stavbe in b) ciljni spekter odziva in spektri posameznih izbranih akceleroogramov normirani na $S_{a,c}(T_1=1,2s)$.	89
Slika 6.3:	a) Potisne krivulje in pripadajoče idealizacije za vse iteracije 8-etažne stavbe in stavbo projektirano po Evrokodu 8 (EC8) z označenim mejnim stanjem blizu porušitve (NC) in b) pripadajoči normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve dobljeni s potisno analizo.	93
Slika 6.4:	Poškodovanost elementov na deformirani obliki konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve za a) začetno stavbo in b) četrto iteracijo 8-etažne stavbe projektirane po predlaganem postopku ter c) 8-etažno stavbo projektirane po Evrokodu 8.	93
Slika 6.5:	16. percentila spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času kot funkcija največjega normiranega etažnega pomika pridobljena s potisno analizo za vse iteracije 8-etažne stavbe in stavbo projektirano po Evrokodu 8 ter 16. percentila pridobljena z nelinearno elastično analizo za končno iteracijo 8-etažne stavbe.	95

Slika 6.6:	Oznake stebrov in gred 8-etažne stavbe.	97
Slika 6.7:	Prečni prerezi tipičnih gred in stebrov končne iteracije 8-etažne stavbe.	101
Slika 6.8:	Tloris in prečni prerez 15-etažne stavbe ter prečni prerez tipične grede in stebra ob vpetju.	105
Slika 6.9:	a) Krivulja potresne nevarnosti za spektralni pospešek, ki ustreza prvemu nihajnemu času $S_a(T_1=2,2s)$ z linearno aproksimacijo funkcije potresne nevarnosti v primeru začetne konfiguracije stavbe in b) ciljni spekter odziva in spektri posameznih izbranih akceleroگرامov normirani na $S_{a,cr}(T_1=2,2s)$.	107
Slika 6.10:	a) Potisne krivulje in pripadajoče idealizacije za vse iteracije 15-etažne stavbe in stavbo projektirano po Evrokodu 8 (EC8) z označenim mejnim stanjem blizu porušitve (NC) in b) pripadajoči normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve dobljeni s potisno analizo.	109
Slika 6.11:	Poškodovanost elementov na deformirani obliki konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve za a) začetno stavbo in b) tretjo iteracijo 15-etažne stavbe projektirane po predlaganem postopku ter c) 15-etažno stavbo projektirane po Evrokodu 8.	109
Slika 6.12:	16. percentila spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času kot funkcija največjega normiranega etažnega pomika pridobljena s potisno analizo za vse iteracije 15-etažne stavbe in stavbo projektirano po Evrokodu 8 ter 16. percentila pridobljena z nelinearno elastično analizo za končno iteracijo 15-etažne stavbe.	110
Slika 6.13:	Oznake stebrov in gred 15-etažne stavbe.	112
Slika 6.14:	Prečni prerezi tipičnih gred in stebrov končne iteracije 15-etažne stavbe.	115

LIST OF TABLES

Table 2.1:	The first vibration period (T_1), the design peak ground acceleration at soil type A ($a_{g,R}$), soil type at the building's location, peak ground acceleration at the building's site (a_g), the design ductility class and the material class for the six investigated buildings.	12
Table 3.1:	p -value obtained with χ^2 -test and Kolmogorov-Smirnov test for the lognormal distribution fitted to the results of IDA analysis based on a_g and $S_a(T_1)$.	31
Table 3.2:	The median collapse peak ground acceleration $a_{g,C,50}$ and the corresponding standard deviation $\beta_{a_g,C}$ for the untruncated and truncated distribution, the minimum collapse peak ground acceleration $a_{g,1}$, the ratio $\Delta a_{g,1} = a_{g,1}/a_{g,C,50}$ and the threshold value $a_{g,1,T}$.	33
Table 3.3:	The median collapse spectral acceleration $S_{a,C,50}$ and the corresponding standard deviation $\beta_{S_a,C}$ for the untruncated and truncated distribution, the minimum collapse spectral acceleration $S_{a,1}$, the ratio $\Delta S_{a,1} = S_{a,1}/S_{a,C,50}$ and the threshold value $S_{a,1,T}$.	33
Table 3.4:	The upper bound of seismic intensity for return periods of 100.000 and 1.000.000 years for peak ground acceleration a_g and spectral acceleration S_a .	34
Table 3.5:	The median \tilde{a}_g based on the four different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $a_{g,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km).	37
Table 3.6:	The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km) for the 4-storey building.	38
Table 3.7:	The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km) for the 6-storey building.	38
Table 3.8:	The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km) for the irregular 8-storey building.	39
Table 3.9:	The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km) for the regular 8-storey building.	39
Table 3.10:	The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km) for the 11-storey building.	40

Table 3.11:	The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km) for the 15-storey building.	40
Table 3.12:	Probability of collapse $\lambda_{C,ag}$ and values $\bar{\lambda}_{C,ag1}$, $\bar{\lambda}_{C,ag2}$ and $\bar{\lambda}_{C,ag12}$ with consideration of the design value for the upper intensity bound $a_{g,2,d}$ and the minimum and average value of the upper bound intensity, which was determined with attenuation relationships, $a_{g,2,a,min}$ and $a_{g,2,a,av}$.	41
Table 3.13:	Probability of collapse $\lambda_{C,Sa}$ and values $\bar{\lambda}_{C,Sa1}$, $\bar{\lambda}_{C,Sa2}$ and $\bar{\lambda}_{C,Sa12}$ with consideration of the design value for the upper intensity bound $S_{a,2,d}$ and the minimum and average value of the upper bound intensity, which was determined with attenuation relationships, $S_{a,2,a,min}$ and $S_{a,2,a,av}$.	42
Table 3.14:	Probability of collapse $\lambda_{C,im}$, $\lambda_{C,im1}$ and $\lambda_{C,im12}$ for peak ground acceleration a_g and spectral acceleration $S_a(T_1)$ with the design value for the upper intensity bound $im_{2,d}$ and the minimum and average value of the upper bound determined with attenuation relationships, $im_{2,a,min}$ and $im_{2,a,av}$.	43
Table 4.1:	Tolerable collapse risk for the six observed buildings obtained with models proposed by the ISO standard (ISO2394, 1998), standard EC0 (SIST EN 1990, 2004), Probabilistic model code (JCSS, 2000), models by Flint and Allen (Bhattacharya et al., 2001) and Helm (1996) by taking into account N people exposed.	51
Table 5.1:	A schematic representation of design reliability levels based of the method of analysis.	56
Table 5.2:	Adjustments of buildings in the first and second iteration using guidelines from the first phase of the parametric study and selected global parameters (the fundamental period of the structure T_1 , the base shear BS and its increment ΔBS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{t,NC}$, the 16 th percentile of the spectral acceleration causing collapse $S_{a,C,16}$, the collapse risk P_C and its decrement ΔP_C).	80
Table 5.3:	Adjustments of buildings in the first and second iteration using guidelines from the second phase of the parametric study and selected global parameters (the fundamental period of the structure T_1 , the base shear BS and its increment ΔBS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{t,NC}$, the 16 th percentile of the spectral acceleration causing collapse $S_{a,C,16}$, the collapse risk P_C and its decrement ΔP_C).	85
Table 5.4:	Comparison of the 16 th percentile of the spectral acceleration causing collapse ($S_{a,C,16}$) and collapse probability (P_C) for the second iteration of buildings obtained with pushover-based analysis and nonlinear dynamic analysis and the standard deviation of logarithms of of the spectral acceleration causing collapse ($\beta_{Sa,C}$).	86
Table 6.1:	Set of ground-motion records selected for the 8-storey structure.	90
Table 6.2:	Adjustments of the 8-storey building using guidelines from the second phase of the parametric study and selected global parameters (the base shear BS and its increment ΔBS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state	

	$D_{t,NC}$, the 16 th percentile of the spectral acceleration causing collapse $S_{a,C,16}$, the collapse risk P_C and its decrement ΔP_C), nonlinear dynamic analysis results for the fourth iteration and comparison with the building designed according to Eurocode 8.	92
Table 6.3:	Interstorey drift check for the 8-storey structure.	96
Table 6.4:	Shear forces in beams of the 8-storey structure determined in accordance with the capacity design rule.	97
Table 6.5:	Shear force determined with the capacity design rule V_{Ed} and from the envelope of load combinations V_{ovoj} , shear resistance $V_{Rd,c}$, the maximum shear force $V_{Rd,max}$ and the initial and corrected stirrups for beams of the 8-storey building.	98
Table 6.6:	Shear forces in column C2 in the second storey of the 8-storey structure determined in accordance with the capacity design rule.	99
Table 6.7:	Shear force determined in accordance with the capacity design rule V_{Ed} and from the envelope of load combinations V_{ovoj} , shear resistance $V_{Rd,c}$, the maximum shear force $V_{Rd,max}$ and the initial and corrected stirrups for columns of the 8-storey building.	100
Table 6.8:	The lower bound of spectral acceleration $S_{a,1}$, the threshold value of the lower bound $S_{a,1,T}$, the collapse probability P_C , the collapse probability taking into account the lower bound of spectral acceleration $P_{C,Sa1}$ and their ratio $\Delta P_{C,Sa1} = P_{C,Sa1}/P_C$ for the 8-storey building.	102
Table 6.9:	The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and two source-to-site distances (0 and 5 km) for the 8-storey building.	103
Table 6.10:	The design value of the upper bound of spectral acceleration $S_{a,2}$, the threshold value of the upper bound $S_{a,2,T}$, the collapse probability P_C , the collapse probability taking into account the lower and upper bounds of spectral acceleration $P_{C,Sa12}$ and their ratio $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ for the 8-storey building.	104
Table 6.11:	The minimum upper bound $S_{a,2,min}$ estimated with three attenuation models and the corresponding collapse probability $P_{C,Sa12}$ and the ratio $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ for the 8-storey building.	104
Table 6.12:	The maximum upper bound $S_{a,2,max}$ estimated with three attenuation models and the corresponding collapse probability $P_{C,Sa12}$ and the ratio $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ for the 8-storey building.	104
Table 6.13:	Set of ground-motion records selected for the 15-storey structure.	106
Table 6.14:	Adjustments of the 15-storey building using guidelines from the second phase of the parametric study and selected global parameters (the base shear BS and its increment ΔBS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{t,NC}$, the 16 th percentile of the spectral acceleration causing collapse $S_{a,C,16}$, the collapse risk P_C and its decrement ΔP_C), nonlinear dynamic analysis results for the third iteration and comparison with the building designed according to Eurocode 8.	108
Table 6.15:	Interstorey drift check for the 15-storey structure.	111

Table 6.16:	Shear forces in beams of the 15-storey structure determined in accordance with the capacity design rule.	112
Table 6.17:	Shear force determined in accordance with the capacity design rule V_{Ed} and from the envelope of load combinations V_{ovoj} , shear resistance $V_{Rd,c}$, the maximum shear force $V_{Rd,max}$ and the initial and corrected stirrups for beams of the 15-storey building.	113
Table 6.18:	Shear forces in column C8 in the second storey of the 15-storey structure determined in accordance with the capacity design rule.	114
Table 6.19:	Shear force determined in accordance with the capacity design rule V_{Ed} and from the envelope of load combinations V_{ovoj} , shear resistance $V_{Rd,c}$, the maximum shear force $V_{Rd,max}$ and the initial and corrected stirrups for column C2 of the 15-storey building.	114
Table 6.20:	Shear force determined in accordance with the capacity design rule V_{Ed} and from the envelope of load combinations V_{ovoj} , shear resistance $V_{Rd,c}$, the maximum shear force $V_{Rd,max}$ and the initial and corrected stirrups for column C8 of the 15-storey building.	115
Table 6.21:	The lower bound of spectral acceleration $S_{a,1}$, the threshold value of the lower bound $S_{a,1,T}$, the collapse probability P_C , the collapse probability taking into account the lower bound of spectral acceleration $P_{C,Sa1}$ and their ratio $\Delta P_{C,Sa1} = P_{C,Sa1}/P_C$ for the 15-storey building.	116
Table 6.22:	The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and two source-to-site distances (0 and 5 km) for the 15-storey building.	117
Table 6.23:	The design value of the upper bound of spectral acceleration $S_{a,2}$, the threshold value of the upper bound $S_{a,2,T}$, the collapse probability P_C , the collapse probability taking into account the lower and upper bounds of spectral acceleration $P_{C,Sa12}$ and their ratio $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ for the 15-storey building.	117
Table 6.24:	The minimum upper bound $S_{a,2,min}$ estimated with three attenuation models and the corresponding collapse probability $P_{C,Sa12}$ and the ratio $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ for the 15-storey building.	118
Table 6.25:	The maximum upper bound $S_{a,2,max}$ estimated with three attenuation models and the corresponding collapse probability $P_{C,Sa12}$ and the ratio $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ for the 15-storey building.	118

LIST OF FIGURES

Figure 2.1:	Elevation and plan view of the 4-storey building and cross-sections of columns and beams.	9
Figure 2.2:	Elevation and plan view of the 6-storey building and cross-sections of columns and a typical beam.	10
Figure 2.3:	Elevation and plan view of the irregular 8-storey building and cross-sections of typical columns and beams.	10
Figure 2.4:	Elevation and plan view of the regular 8-storey building and cross-sections of columns and a typical beam.	10
Figure 2.5:	Elevation and plan view of the 11-storey building and cross-sections of columns and a typical beam.	11
Figure 2.6:	Elevation and plan view of the 15-storey building and cross-sections of columns and a typical beam.	11
Figure 2.7:	Trilinear moment – rotation relationship in plastic hinge.	13
Figure 3.1:	Deaggregation of the mean annual frequency of limit-state exceedance λ_{LS} depending on im .	20
Figure 3.2:	Deaggregation of λ_{LS} as a function of im by changing a) k between 1 and 4, b) k_0 between $0,2 \cdot 10^{-4}$ and $1,4 \cdot 10^{-4}$, c) $\beta_{im,LS}$ between 0,2 and 0,8 and d) $im_{LS,50}$ between 0,8 and 1,4 g.	21
Figure 3.3:	The error function.	23
Figure 3.4:	$\Delta\lambda_{LS,im1}$ as a function of the standard deviation $\beta_{im,LS}$ presented at for four values of the parameter k and selected ratios Δim_1 .	25
Figure 3.5:	$\Delta\lambda_{LS,im2}$ as a function of the standard deviation $\beta_{im,LS}$ presented at for four values of the parameter k and selected ratios Δim_2 .	25
Figure 3.6:	Seismic hazard for Ljubljana at some fundamental periods of vibration.	29
Figure 3.7:	The target spectrum (design spectrum), the spectra for each selected ground motion conditioned to $S_a(T_1)$, the median spectra conditioned to $S_a(T_1)$, the corresponding 16th and 84th percentiles and the median spectra conditioned to a_g .	30
Figure 3.8:	Comparison of the empirical cumulative distribution function and the cumulative distribution function of the fitted lognormal and lower bound truncated distribution for peak ground acceleration a_g and spectral acceleration S_a .	32
Figure 3.9:	Estimates of a) $\Delta\lambda_{C,ag1}$, b) $\Delta\lambda_{C,Sa1}$, c) $\Delta\lambda_{C,ag2}$ and d) $\Delta\lambda_{C,Sa2}$ for the analysed buildings with consideration of the design value for the upper intensity bound $im_{2,d}$ and the minimum and average value of the upper bound intensity, which was determined with attenuation relationships, $im_{2,a,min}$ and $im_{2,a,av}$.	42
Figure 4.1:	Tolerable risk according to Helm (source: Helm, 1996).	50
Figure 5.1:	Flowchart of one possible realization of the risk-based seismic design procedure.	58
Figure 5.2:	Preferred plastic mechanism of a frame structure.	61
Figure 5.3:	Impact of the increment of the longitudinal reinforcement ratio of columns $\Delta\rho_l$ in storeys 1-n on the base shear BS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{l,NC}$ and the probability of collapse P_C for the a) 4-storey, b) irregular 8-storey, c) regular 8-storey in d) 15-storey structure.	62

- Figure 5.4: Damage in the 4-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in columns by b) $\Delta\rho_l = 0,006$ in storey 1, c) $\Delta\rho_l = 0,018$ % in storey 1 and d) $\Delta\rho_l = 0,014$ in storeys 1-3. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.3. 63
- Figure 5.5: Damage in the irregular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in columns by $\Delta\rho_l = 0,008$ b) in storey 1 and c) in storeys 1-5. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.3. 63
- Figure 5.6: Damage in the regular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in columns by b) $\Delta\rho_l = 0,018$ in storey 1 and c) $\Delta\rho_l = 0,028$ in storeys 1-7. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.3 64
- Figure 5.7: Damage in the 4-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in columns by $\Delta\rho_l = 0,012$ % in b) storey 1, c) storeys 1-5 and 1-10 and d) storeys 1-13. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.3 64
- Figure 5.8: Damage in the 4-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in beams by b) $\Delta\rho_l = 0,002$ in storey 1, c) $\Delta\rho_l = 0,018$ in storey 1 and d) $\Delta\rho_l = 0,018$ % in storeys 1-2. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.9. 65
- Figure 5.9: Impact of the increment of the longitudinal reinforcement ratio of beams $\Delta\rho_l$ in storeys 1-n on the base shear BS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{t,NC}$ and the probability of collapse P_C for the a) 4-storey, b) irregular 8-storey, c) regular 8-storey in d) 15-storey structure. 66
- Figure 5.10: Damage in the irregular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in beams by b) $\Delta\rho_l = 0,006$ in storey 1 and c) $\Delta\rho_l = 0,012$ in storeys 1-2. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.9. 67
- Figure 5.11: Damage in the regular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in beams in storeys 1-4 by b) $\Delta\rho_l = 0,002$ and c) $\Delta\rho_l = 0,006$. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.9. 67
- Figure 5.12: Damage in the 15-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in beams in storeys 1-9 by b) $\Delta\rho_l = 0,004$ and c) $\Delta\rho_l = 0,016$. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.9. 68
- Figure 5.13: Impact of the increment of the cross-section size of columns ΔA_c in storeys 1-n on the base shear BS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{t,NC}$ and the probability of collapse P_C for the a) 4-storey, b) irregular 8-storey, c) regular 8-storey in d) 15-storey structure. 69
- Figure 5.14: Damage in the 4-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of columns by b)

- $\Delta A_c = 30\%$ in storey 1, c) $\Delta A_c = 60\%$ in storey 1 and d) $\Delta A_c = 80\%$ in storeys 1-4. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.13. 70
- Figure 5.15: Damage in the irregular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of columns by b) $\Delta A_c = 20\%$ in storeys 1-2, c) $\Delta A_c = 80\%$ in storeys 1-2 and d) $\Delta A_c = 20\%$ in storeys 1-6. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.13. 70
- Figure 5.16: Damage in the regular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of columns by b) $\Delta A_c = 30\%$ in storey 1, c) $\Delta A_c = 40\%$ in storeys 1-5 and d) $\Delta A_c = 40\%$ in storeys 1-7. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.13. 70
- Figure 5.17: Damage in the 15-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of columns by $\Delta A_c = 60\%$ b) in storeys 1-4, c) in storeys 1-5 and d) in storeys 1-11. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.13. 71
- Figure 5.18: Damage in the 4-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of beams for $\Delta A_c = 30\%$ b) in storey 1 and c) in storeys 1-2. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.19. 71
- Figure 5.19: Impact of the increment of the cross-section size of beams ΔA_c in storeys 1-n on the base shear BS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{t,NC}$ and the probability of collapse P_C for the a) 4-storey, b) irregular 8-storey, c) regular 8-storey in d) 15-storey structure. 72
- Figure 5.20: Damage in the irregular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of beams for $\Delta A_c = 30\%$ b) in storey 1 and c) in storeys 1-3. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.19. 73
- Figure 5.21: Damage in the regular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of beams for b) $\Delta A_c = 15\%$ in storey 1 and c) $\Delta A_c = 25\%$ in storeys 1-4. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.19. 73
- Figure 5.22: Damage in the 15-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of beams for $\Delta A_c = 40\%$ b) in storey 1, c) in storeys 1-4 and d) in storeys 1-9. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.19. 74
- Figure 5.23: Storey drifts with the indicated 50 % value of the maximum drift for the a) 4-storey, b) irregular 8-storey, c) regular 8-storey and d) 15-storey buildings. 75
- Figure 5.24: Damage at the near collapse limit state for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in columns by a) $\Delta \rho_l = 0,004$ in storeys 1-2 of the 4-storey building, b) $\Delta \rho_l = 0,004$ in storeys 1-2 of the irregular 8-storey building, c) $\Delta \rho_l = 0,004$ in storeys 1-5 of the regular 8-storey building and d) $\Delta \rho_l = 0,004$ in storeys 1-10 of the 15-storey building. 76

- Figure 5.25: Utilization of moments of resistance in columns and beams at the near collapse limit state for the initial structural configuration of the a) 4-storey, b) irregular 8-storey, c) regular 8-storey and d) 15-storey structure. 77
- Figure 5.26: Utilization of moments of resistance in columns and beams at the near collapse limit state for the initial structural configuration of the a) 4-storey, b) 6-storey, c) 8-storey and d) 11-storey structure. 79
- Figure 5.27: Utilization of moments of resistance columns and beams at the near collapse limit state for the first iteration of the a) 4-storey, b) 6-storey, c) 8-storey and d) 11-storey structure. 79
- Figure 5.28: a) Pushover curves and b) storey drifts associated with the near-collapse limit state for the initial and two adjusted configurations of the 4-storey structure considering guidelines for structural adjustment from the first and second phase of the parametric study. 81
- Figure 5.29: a) Pushover curves and b) storey drifts associated with the near-collapse limit state for the initial and two adjusted configurations of the 6-storey structure considering guidelines for structural adjustment from the first and second phase of the parametric study. 81
- Figure 5.30: a) Pushover curves and b) storey drifts associated with the near-collapse limit state for the initial and two adjusted configurations of the 8-storey structure considering guidelines for structural adjustment from the first and second phase of the parametric study. 82
- Figure 5.31: a) Pushover curves and b) storey drifts associated with the near-collapse limit state for the initial and two adjusted configurations of the 11-storey structure considering guidelines for structural adjustment from the first and second phase of the parametric study. 82
- Figure 5.32: The 16th percentile of the spectral acceleration corresponding to the first vibration period as a function of the maximum storey drift obtained by the pushover-based method and nonlinear dynamic analysis of the a) 4-storey, b) 6-storey, c) 8-storey and d) 11-storey structure. Results correspond to adjusted structures when applying guidelines from the first phase of the study. 83
- Figure 5.33: The 16th percentile of the spectral acceleration corresponding to the first vibration period as a function of the maximum storey drift obtained by the pushover-based method and nonlinear dynamic analysis of the a) 4-storey, b) 6-storey, c) 8-storey and d) 11-storey structure. Results correspond to adjusted structures when applying guidelines from the second phase of the study. 86
- Figure 6.1: Plan and elevation view of the 8-storey structure and the cross-section of a typical beam and column at the base of columns corresponding to $Y = 6$ m and $Y = 0$ and 12 m. 88
- Figure 6.2: a) The hazard curve for spectral acceleration corresponding to the first vibration period $S_a(T_1=1,2s)$ with the approximated linear seismic hazard function in the case of the initial structural configuration and b) the target spectrum and the spectra for each of the selected ground-motion records conditioned to $S_{a,ci}(T_1=1,2s)$. 89

Figure 6.3:	a) Pushover curves and corresponding idealizations for all variants of the 8-storey building and the building designed according to Eurocode 8 (EC8) with the marked near collapse limit state (NC) and b) the corresponding near-collapse storey drifts obtained from pushover analysis.	93
Figure 6.4:	Damage in elements presented on the deformed shape of the structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and b) the final iteration of the 8-storey building designed according to the proposed procedure with c) the 8-storey building designed according to Eurocode 8 provisions.	93
Figure 6.5:	The 16th percentile of the spectral acceleration corresponding to the first vibration period as a function of the maximum storey drift obtained by the pushover-based method for all variants of the 8-storey building and the building designed according to Eurocode 8 provisions together with the 16th percentile obtained with nonlinear dynamic analysis for the final variant of the 8-storey structure.	95
Figure 6.6:	Labels of columns and beams of the 8-storey building.	97
Figure 6.7:	Cross-sections of typical beams and columns of the final iteration of the 8-storey structure.	101
Figure 6.8:	Plan view and elevation of the 15-storey structure and cross-sections of a typical beam and column at the base of columns.	105
Figure 6.9:	a) The hazard curve for spectral acceleration corresponding to the first vibration period $S_a(T_1=2,2s)$ with the approximated linear seismic hazard function in the case of the initial structural configuration and b) the target spectrum and the spectra for each of the selected ground-motion records conditioned to $S_{a,cr}(T_1=2,2s)$.	107
Figure 6.10:	a) Pushover curves and corresponding idealizations for all variants of the 15-storey building and the building designed according to Eurocode 8 (EC8) with the marked near collapse limit state (NC) and b) the corresponding near-collapse storey drifts obtained from pushover analysis.	109
Figure 6.11:	Damage in elements presented on the deformed shape of the structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and b) the third iteration of the 15-storey building designed according to the proposed procedure with c) the 15-storey building designed according to Eurocode 8 provisions.	109
Figure 6.12:	The 16th percentile of the spectral acceleration corresponding to the first vibration period as a function of the maximum storey drift obtained by the pushover-based method for all variants of the 15-storey building and the building designed according to Eurocode 8 provisions together with the 16th percentile obtained with nonlinear dynamic analysis for the final variant of the 15-storey structure.	110
Figure 6.13:	Labels of columns and beams of the 15-storey building.	112
Figure 6.14:	Cross-sections of typical beams and columns of the final iteration of the 15-storey structure.	115

SIMBOLI

α	faktor učinkovitosti objeta betonskega prereza; faktor za določitev največjih dovoljenih etažnih pomikov, ki je odvisen od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov
$\beta_{im,LS}$	standardna deviacija naravnih logaritmov intenzitete potresa pri izbranem mejnem stanju
$\beta_{ag,C}$	standardna deviacija naravnih logaritmov pospeška tal pri poružitvi konstrukcije
$\beta_{Sa,C}$	standardna deviacija naravnih logaritmov spektralnega pospeška pri poružitvi konstrukcije
γ_1	faktor pomembnosti stavbe
γ_d	parameter za upoštevanje potresnoodpornih detajlov
γ_{el}	parameter za upoštevanje pomembnosti konstrukcijskih elementov
γ_{Rd}	faktor, ki upošteva različne vire dodatne nosilnosti
ε	število standardnih deviacij za katero se spektralni pospešek razlikuje od predvidene srednje vrednosti spektralnega pospeška za dan potresni scenarij
ε_y	deformacija na meji plastičnosti jekla
$\varepsilon_{sy,d}$	projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti natezne armature
θ	normirani etažni pomik
θ_{max}	največja vrednost normiranega etažnega pomika
θ_u	mejna rotacija v plastičnem členku
θ_m	rotacija v plastičnem členku pri doseženi upogibni nosilnosti
θ_{nc}	rotacija v plastičnem členku pri mejnem stanju blizu poružitve
θ_y	rotacija v plastičnem členku na meji tečenja
λ_e	srednja letna frekvenca nastopa potresa
λ_{LS}	srednja letna frekvenca prekoračitve izbranega mejnega stanja
$\lambda_{LS,im1}$	srednja letna frekvenca prekoračitve izbranega mejnega stanja z upoštevanjem spodnje meje intenzitete
$\lambda_{LS,im12}$	srednja letna frekvenca prekoračitve izbranega mejnega stanja z upoštevanjem spodnje in zgornje meje intenzitete
$\bar{\lambda}_{LS,im1}$	srednja letna frekvenca prekoračitve izbranega mejnega stanja pri integraciji z upoštevanjem spodnje meje intenzitete potresa
$\bar{\lambda}_{LS,im2}$	srednja letna frekvenca prekoračitve izbranega mejnega stanja pri integraciji z upoštevanjem zgornje meje intenzitete potresa
$\bar{\lambda}_{LS,im12}$	srednja letna frekvenca prekoračitve izbranega mejnega stanja pri integraciji z upoštevanjem spodnje in zgornje meje intenzitete potresa
$\Delta\lambda_{LS,im1}$	delež srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja pri integraciji z upoštevanjem spodnje meje intenzitete potresa
$\Delta\lambda_{LS,im2}$	delež srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja pri integraciji z upoštevanjem zgornje meje intenzitete potresa
$\Delta\lambda_{LS,im12}$	delež srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja pri integraciji z upoštevanjem spodnje in zgornje meje intenzitete potresa

$\Delta\lambda_{LS,imij}$	delež srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja pri integraciji z upoštevanjem intenzitete im_i in intenzitete im_j
μ_ϕ	zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost
v	normirana osna sila v elementu; redukcijski faktor, ki upošteva povratno dobo potresa povezano z zahtevo po omejitvi poškodb
v_d	normirana projektna osna sila v elementu
ρ_d	delež diagonalne armature
$\rho_l, \Delta\rho_l$	delež celotne vzdolžne armature in njegov prirastek
ρ_{sx}	delež stremenske armature vzporedno s smerjo obtežbe x
σ	standardna deviacija intenzitete potresa pri modelih pojemanja
Φ	porazdelitvena funkcija standardno normalno porazdeljene spremenljivke
ϕ	gostota verjetnosti standardno normalno porazdeljene spremenljivke
ω, ω'	mehanski delež armiranja v natezni oz. tlačni coni
ω_{wd}	mehanski volumski delež zaprtih stremen
$A_c, \Delta A_c$	ploščina betonskega prereza in njen prirastek
A_{sw}	prerez stremenske armature
A_{sx}	ploščina prereza stremenske armature vzporedno s smerjo obtežbe
a_g	največji pospešek tal, projektni pospešek tal
$a_{g,R}$	referenčna vrednost največjega pospeška tal za tip tal A
$a_{g,C.50}$	mediana pospeška tal pri poružitvi konstrukcije
$a_{g,1}, a_{g,2}$	spodnja in zgornja meja pospeška tal
$\Delta a_{g,1}, \Delta a_{g,2}$	razmerje spodnje oz. zgornje meje pospeška tal in mediane pospeška tal pri poružitvi konstrukcije
a, b, c, e_1, e_2, h	parametri modela pojemanja intenzitete potresa Sabetta-Pugliese (1996)
$BS, \Delta BS$	celotna prečna sila ob vpetju in njen prirastek
b_0	širina objetega betonskega jedra
$b_1, b_2, b_3, c_1, c_2, c_3, e_1, h$	parametri modela pojemanja intenzitete potresa Bindi in sod. (2011)
b_1, b_2, \dots, b_{10}	parametri modela pojemanja intenzitete potresa Akkar-Bommer (2010)
b_c	širina betonskega prereza
b_{eff}	sodelujoča širina pasnice
b_w	širina stojine grede
D_t	pomik na vrhu konstrukcije
$D_{t,NC}$	pomik na vrhu konstrukcije pri mejnem stanju blizu poružitve
d	statična višina prereza
d_{bl}	premer najtanjše vzdolžne armaturene palice
d_{bw}	premer stremen
d_e	pomik točke določen z linearno elastično analizo pri potresni projektni kombinaciji
d_r	etažni pomik zaradi potresnega vpliva
d_s	pomik točke zaradi potresnega vpliva
E	modul elastičnosti

E_s	modul elastičnosti jekla
F_D, F_M	funkciji razdalje in magnitude v modelu pojemanja intenzitete potresa Bindi in sod. (2011)
F_S, F_{sof}	popravka zaradi tipa tal in preloma v modelu pojemanja intenzitete potresa Bindi in sod. (2011)
F_N, F_R	popravka zaradi tipa preloma v modelu pojemanja intenzitete potresa Akkar-Bommer (2010)
$F_{IM,LS}$	porazdelitvena funkcija za intenziteto pri izbranem mejnem stanju
$F_{IM,LS,T}$	porazdelitvena funkcija za spodaj odrezano porazdeljeno intenziteto pri izbranem mejnem stanju
$F(im_{D,j})$	porazdelitvena funkcija za zahtevo potresa izraženo z intenziteto
f_c	tlačna trdnost betona
f_y	napetost na meji tečenja jekla
f_{yw}	natezna trdnost stremenske armature
f_{ywd}	projektna natezna trdnost stremenske armature
f_M	gostota verjetnosti za magnitudo
f_R	gostota verjetnosti za razdaljo od preloma
f_{MR}	skupna gostota verjetnosti za magnitudo in razdaljo od preloma
$f_{IM/M,R}$	pogojna gostota verjetnosti intenzitete pri dani magnitudi in razdalji od preloma
$f(im_{D,j})$	gostota verjetnosti za zahtevo potresa izraženo z intenziteto
H	potresna nevarnost ali srednja letna frekvenca prekoračitve intenzitete potresa
h	širina elementa v smeri obtežbe; višina etaže
h_c	večja dimenzija prečnega prereza stebra
h_w	višina prereza grede
I	vztrajnostni moment prereza elementa
im	mera za intenziteto potresa oz. intenziteta potresa (angl. intensity measure)
im_{LS}	intenziteta potresa pri izbranem mejnem stanju
$im_{LS,50}$	mediana intenzitete potresa pri izbranem mejnem stanju
im_C	intenziteta potresa pri porušitvi konstrukcije
$im_{\lambda_{max}}$	intenziteta potresa z največjim vplivom na srednjo letno frekvenco prekoračitve izbranega mejnega stanja
im_1, im_2	spodnja in zgornja meja intenzitete potresa
$im_{1,T}, im_{2,T}$	mejna vrednost za spodnjo in zgornjo mejo intenzitete potresa
$\Delta im_1, \Delta im_2$	razmerje spodnje in zgornje meje intenzitete potresa z mediano intenzitete potresa pri izbranem mejnem stanju
k	naklon krivulje potresne nevarnosti v logaritemskem merilu
k_0	srednja letna frekvenca prekoračitve enotine intenzitete potresa
k_1, k_2	parametra funkcije potresne nevarnosti izražene s polinomom drugega reda
L_0	razdalja med ničelno momentno točko in koncem elementa
L_V	razdalja med obravnavanim prerezom in ničelno momentno točko
l_{cl}	svetla višina stebra
l_{cr}	dolžina kritičnega območja elementa

M	magnituda
M_h	prevojna magnituda v modelu pojemanja intenzitete potresa Bindi in sod. (2011)
$M_{i,d}$	upogibni moment v krajišču grede ali stebra za račun prečne sile po postopku načrtovanja nosilnost
M_m	upogibna nosilnost elementa
M_u	upogibni moment v plastičnem členku pri doseženi mejni rotaciji
$M_{Rb,i}$	projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v krajišču i
$M_{Rc,i}$	projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču i
M_{ref}	referenčna magnituda v modelu pojemanja intenzitete potresa Bindi in sod. (2011)
M_y	upogibni moment na meji tečenja elementa
ΣM_{Rb}	vsota projektne upogibne nosilnosti gred, ki se stikajo v vozlišču
ΣM_{Rc}	vsota projektne upogibne nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču
P_{LS}	verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja
$P_C, \Delta P_C$	verjetnost porušitve konstrukcije in njen prirastek
q_d	faktor obnašanja za pomike
R	razdalja od preloma do obravnavane lokacije
R_{jb}	Joyner-Boore razdalja, najkrajša razdalja od površinske projekcije preloma
R_{ref}	referenčna razdalja od preloma
S_a	spektralni pospešek
$S_a(T_1)$	spektralni pospešek pri prvem nihajnem času konstrukcije
$S_{a,ci}(T_1)$	karakteristična vrednost ciljnega spektralnega pospeška pri poružitvi konstrukcije
$S_{a,c,50}$	mediana spektralnega pospeška pri poružitvi konstrukcije
$S_{a,c,16}$	16. percentila spektralnega pospeška pri poružitvi konstrukcije
$S_{a,1}, S_{a,2}$	spodnja in zgornja meja spektralnega pospeška
$\Delta S_{a,1}, \Delta S_{a,2}$	razmerje spodnje oz. zgornje meje spektralnega pospeška in mediane spektralnega pospeška pri poružitvi konstrukcije
S_1, S_2	parametri modela pojemanja intenzitete potresa Sabetta-Pugliese (1996) za določitev tipa tal
S_S, S_A	parametri modela pojemanja intenzitete potresa Akkar-Bommer (2010) za določitev tipa tal
s_h	razmik stremenske armature
$s_{h,potr}$	potreben razmik stremenske armature
T_1	prvi nihajni čas konstrukcije
V_{CD}	prečna sila določena z metodo načrtovanja nosilnosti
V_{Ed}	projektna prečna sila
$V_{G+0,3Q}$	prečna sila pri navidezno stalni obtežbi
$V_{Rd,c}$	strižna odpornost prereza brez stremenske armature
$V_{Rd,max}$	največja prečna sila v prerezu določena z drobljenjem tlačne diagonale

OKRAJŠAVE

C	mejno stanje porušitve, kapaciteta (angl. capacity),
CMS	pogojni srednji spekter (angl. conditional mean spectrum)
D	zahteva (angl. demand)
IDA	inkrementalna dinamična analiza (angl. incremental dynamic analysis)
LS	mejno stanje (angl. limit state)
MAF	srednja letna frekvenca (angl. mean annual frequency)
MDOF	več prostostnih stopenj (angl. multiple degree of freedom)
NC	mejno stanje blizu porušitve (angl. near collapse)
SDOF	ena prostostna stopnja (angl. single degree of freedom)

1 UVOD

Osnovni cilj projektiranja gradbenih konstrukcij je zagotavljanje mehanske odpornosti in stabilnosti na tak način, da smo obvarovani pred potencialnimi izgubami zaradi različnih vplivov, ki se lahko pojavijo v življenjski dobi objekta (SIST EN 1990, 2004). Med vplive uvrščamo stalne vplive, ki jih lahko razmeroma dobro ocenimo, spremenljive ter nezgodne in potresne vplive, ki so bolj slučajne narave in jih zato ne moremo natančno predvideti. Zaradi tega določamo potresni vpliv na konstrukcijo na osnovi rezultatov verjetnostne analize potresne nevarnosti, v kateri se upoštevajo aleatorne in epistemične negotovosti povezane z določitvijo potresnih parametrov za neko opazovano območje. Rezultati analize potresne nevarnosti so osnova za določitev projektne potresne obtežbe. Za običajne objekte se projektni vpliv na konstrukcijo določi z upoštevanjem potresa s povratno dobo 475 let (SIST EN 1998-1, 2005). Z namenom zagotavljanja varnosti človeških življenj in hkrati ekonomičnosti gradnje se dovoli, da se lahko objekt za primer projektne potresa močno poškoduje, ne pa tudi poruši. Takšen način določanja potresne obtežbe ni usklajen z Evrokodom 0 (SIST EN 1990, 2004), ki temelji na ciljni zanesljivosti. V postopku projektiranja se namreč zanesljivost ne vrednoti eksplicitno. Bolj primerno bi bilo, da bi v postopku projektiranja objekta zagotovili, da je verjetnost za neko stanje poškodovanosti objekta manjša od sprejemljive letne verjetnosti takega pojava poškodovanosti objekta. To lahko dosežemo le, če v postopku projektiranja vrednotimo potresno tveganje, ki ga na najbolj enostaven način opišemo z verjetnostjo prekoračitve mejnega stanja, na primer mejnega stanja pri porušitvi konstrukcije. S trenutno veljavnim načinom projektiranja upoštevamo le definiran projektni potres (npr. SIST EN 1998-1, 2005; ASCE 7-05, 2006). Dejstvo pa je, da se lahko v življenjski dobi objekta pojavi potres, ki bi konstrukcijo zelo poškodoval ali celo porušil pri bistveno večji ali celo manjši intenziteti v primerjavi z intenziteto projektne potresa. V postopku vrednotenja potresnega tveganja pa so zajeti vsi možni potresi, ki bi lahko prizadeli konstrukcijo na neki lokaciji, in ne le projektne potres. Vključitev analize potresnega tveganja v postopek projektiranja predstavlja nov pristop projektiranja konstrukcij na potresnih območjih, katerega prednost je eksplicitno zagotavljanje pogoja ciljne zanesljivosti objekta.

Ocena potresnega tveganja je kompleksen problem, ki povezuje analizo potresne nevarnosti, analizo ranljivosti stavbe ter socialno-ekonomske posledice, ki nastanejo zaradi močnih potresov (npr. Cornell in Krawinkler, 2000; FEMA, 2012). Osnovni rezultat analize potresnega tveganja je srednja letna frekvenca oz. verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja. Na natančnost ocene potresnega tveganja vpliva tako analiza potresne nevarnosti kot analiza odziva konstrukcije na potresno obtežbo. V oceni morajo biti upoštevane negotovosti zaradi naključne narave potresov ter po možnosti tudi fizikalne in modelne negotovosti, ki so povezane z analizo obnašanja objekta med potresi. Obstajajo sicer različni pristopi za določitev potresnega tveganja (npr. Dolšek, 2002; Dolšek in Fajfar, 2007; Fajfar in Dolšek, 2012), vendar se še ne uporabljajo v procesu načrtovanja objektov. Projektiranje objektov pri potresni obtežbi namreč temelji na elastični analizi odziva konstrukcije ob predpostavki, da se konstrukcija obnaša neelastično. Takšni pristopi pa ne omogočajo dejanske ocene varnosti konstrukcije pri močnih potresih.

V fazi projektiranja je smiselno, da se potresno tveganje izrazi v zaključeni obliki (Cornell, 1996; Jalayer, 2003; McGuire, 2004). Na ta način imamo namreč jasen vpogled na vpliv posameznih

parametrov na potresno tveganje. Ena izmed predpostavk, ki se upoštevajo pri izpeljavi analitične enačbe za določitev potresnega tveganja, je neomejeno območje integracije enačbe tveganja. K vrednosti potresnega tveganja, ki jo ocenimo z analitično enačbo, torej prispeva vsaka intenziteta na območju od nič do neskončno. Vendar pa imajo stavbe, ki so bile projektirane v skladu s standardi za potresnoodporno projektiranje, določeno kapaciteto. Zatorej za posamezno mejno stanje obstaja neka spodnja meja intenzitete, pod katero ni možno, da bi se objekt poškodoval ali celo porušil (Lazar in Dolšek, 2014b). Intenzitete pod to mejo torej ne prispevajo k dejanski vrednosti potresnega tveganja, vendar so v analitični enačbi kljub temu upoštevane. Zelo verjetno pa na obravnavani lokaciji obstaja tudi zgornja meja intenzitete potresa, saj je količina sproščene energije pri potresu omejena, poleg tega pa so pospeški na slabših tleh navzgor omejeni, kar je povezano s plastičnim obnašanjem zemljine (Bommer in sod., 2004; Strasser in sod., 2004). Pri potresih z zelo veliko intenziteto je verjetnost prekoračitve mejnega stanja običajno velika in posledično lahko, kljub majhni verjetnosti pojava takega potresa, močno povečujejo potresno tveganje. Da bi torej lahko določili potresno tveganje čim bližje dejanski vrednosti, bi bilo smiselno intenzitete nižje od kapacitete konstrukcije in višje od fizikalno največje možne zgornje meje na obravnavanem območju izločiti iz ocene potresnega tveganja.

1.1 Tema doktorske disertacije

Ena izmed osnovnih zahtev pri projektiranju potresnoodpornih stavb je zahteva po neporušitvi pri predpisani potresni obtežbi (SIST EN 1998-1, 2005). Predpisana obtežba za običajne objekte ustreza potresu s povratno dobo 475 let, ki jo lahko na podlagi potresne nevarnosti za določeno območje povežemo z intenziteto, in sicer s pospeškom tal ali spektralnim pospeškom. V življenjski dobi stavbe pa se lahko pojavijo tudi potresi močnejši od predpisanega. V tem primeru varnost pred poružitvijo s potresnoodpornim projektiranjem stavb v skladu s standardom ni eksplicitno preverjena. Pri projektiranju stavb v skladu z Evrokod standardi naj bi bila zahtevana zanesljivost konstrukcije namreč zagotovljena s predpisano metodologijo in s pomočjo upoštevanih materialnih in varnostnih faktorjev, zato standardi ne predpisujejo dodatne kontrole verjetnosti poružitve. Pri potresni obtežbi, ki jo, v nasprotju s stalnimi in pogostimi obtežbami, težje napovemo, je zato težko trditi, da je zahtevana zanesljivost dosežena zgolj z uporabo predpisanega postopka projektiranja. Težavo lahko rešimo tako, da v postopek projektiranja uvedemo eksplicitno kontrolo verjetnosti poružitve stavbe. Neekonomično bi bilo zagotoviti zahtevo po neporušitvi za vsak potres možen na neki lokaciji, zato bi bilo smiselno uvesti sprejemljivo vrednost verjetnosti poružitve, ki jo je potrebno doseči v postopku projektiranja. Standard Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004) sicer že predpisuje zahtevano zanesljivost ali sprejemljivo verjetnost poružitve, vendar je le-ta za potresno obtežbo prestroga.

Glavni cilj disertacije je razvoj postopka projektiranja, s katerim bo mogoče zagotoviti sprejemljivo potresno tveganje. V splošnem lahko pri tem opazujemo različna mejna stanja poškodovanosti, na primer pri začetku tečenja armature, pri večjih poškodbah ali blizu poružitve. V okviru študije smo se omejili na mejno stanje pri porušitvi stavbe, saj zaradi pomanjkanja ustreznih raziskav in referenčnih vrednosti tveganja vrednosti sprejemljivega tveganja za druga mejna stanja še ni mogoče dobiti ali določiti. Upoštevali smo le tiste mehanizme poružitve, ki jih lahko simuliramo s poenostavljenimi nelinearnimi modeli celotne konstrukcije. Ostale mehanizme poružitve in mejno stanje uporabnosti pa

smo preverili po trenutno veljavnem standardu za potresnoodporno projektiranje objektov. V postopku projektiranja izhajamo iz osnovne konstrukcije, ki jo določimo na podlagi izkušenj ali z uporabo standardov, pri čemer lahko upoštevamo zahteve standarda v celoti ali zgolj minimalne zahteve. Za začetno konstrukcijo vrednotimo potresno tveganje in ga primerjamo s sprejemljivim tveganjem. V kolikor je potresno tveganje večje od sprejemljivega, so potrebne prilagoditve osnovne konstrukcije. Za prilagojeno konstrukcijo ponovno preverimo potresno tveganje in postopek ponavljamo dokler ne dosežemo sprejemljivega tveganja. Predlagan postopek je torej iterativen in lahko postane računsko in časovno prezahteven za uporabo v praksi. Zaradi tega smo v iterativnem delu postopka uporabili poenostavljene nelinearne metode za oceno potresne odpornosti objekta. Računska učinkovitost postopka projektiranja pa je odvisna tudi od načina prilagajanja konstrukcije za zagotovitev projektnih zahtev. Ugodno bi bilo vpeljati merila, na osnovi katerih bi se lažje in bolj optimalno odločali o prilagoditvi konstrukcije za doseg sprejemljivega tveganja.

V okviru disertacije smo se omejili na armiranobetonske okvirne stavbe. Merila za prilagajanje konstrukcije smo razvili s pomočjo potisne analize, ki je sestavni del poenostavljenih nelinearnih metod za oceno potresnega tveganja (Dolšek in Fajfar, 2007; Fajfar in Dolšek, 2012; Brozovič in Dolšek, 2013). Zaradi uporabe poenostavljene metode analize končno konstrukcijo preverimo z uporabo nelinearne dinamične analize. Prednost takšnega načina načrtovanja konstrukcij je eksplicitna ocena varnosti proti porušitvi, česar v primeru projektiranja v skladu z obstoječimi standardi ne moremo trditi. Skozi evolucijo projektiranja dobimo vpogled v obnašanje več različic obravnavane konstrukcije med potresi, kar omogoča bolj optimalno odločitev o izbiri končnih dimenzij konstrukcije. Pri tem ne spreminjamo konstrukcijskega sistema obravnavane stavbe, ampak le dimenzije elementov in vzdolžno armaturo stebrov začetne stavbe. Poleg tega lahko pri takem načinu projektiranja investitor direktno vpliva na izbiro sprejemljivega tveganja in s tem na višino investicije in izgube v primeru potresa. Pri projektiranju v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005) lahko na te vrednosti investitor sicer že posredno vpliva z izbiro faktorja obnašanja q , vendar v tem primeru kvantitativna sprememba verjetnosti porušitve in izgub v primeru potresa ni znana. Z uporabo tega postopka bi odpravili neskladje med Evrokodom 0 (SIST EN 1990, 2004), ki podaja osnove za projektiranje konstrukcij in izhaja iz ciljne zanesljivosti, in Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005), ki ne predvideva eksplicitne kontrole tveganja. Pri tem pa bi odpravili tudi pomanjkljivost Evrokoda 8, ki pri projektiranju stavb upošteva le projektni potres.

Zaradi uporabe poenostavljenih metod analize je potresno tveganje smiselno oceniti z uporabo enostavne enačbe v zaključeni obliki. Z uporabo enačbe v zaključeni obliki lahko dodatno sklepamo o vplivu posameznih parametrov na potresno tveganje, česar nam bolj natančna numerična integracija enačbe tveganja ne omogoča. Obstoječa enačba (Cornell, 1996) temelji na predpostavki, da vse intenzitete potresa na območju med nič in neskončno prispevajo k potresnemu tveganju. Potresnoodporno projektiranje stavbi zagotavlja določeno nosilnost, zaradi česar intenzitete pod neko določeno mejo ne morejo povzročiti porušitve konstrukcije. Na obravnavani lokaciji pa je intenziteta omejena tudi navzgor. V okviru doktorske disertacije smo preučevali vpliv spodnje in zgornje meje intenzitete na ocenjeno tveganje. Obravnavali smo možne načine za določitev teh mej in zaradi možnega pomembnega vpliva mej intenzitet na potresno tveganje izpeljali novo enačbo v zaključeni

obliki, ki zajema spodnjo in zgornjo mejo intenzitete. S takšnim pristopom lahko določimo potresno tveganje, ki bo konsistentno z analizo potresne nevarnosti.

V okviru doktorske disertacije smo preverili naslednji hipotezi:

- Z vključitvijo analize potresnega tveganja v proces projektiranja objekta je mogoče izboljšati informiranost glede odločitve o primernosti konstrukcije ter tako omogočiti kontroliranje potresne varnosti že v fazi projektiranja objekta, kar z obstoječim postopkom projektiranja po standardu Evrokod 8 ni mogoče.
- Analitični izraz za oceno potresnega tveganja, ki je izpeljan s predpostavko neomejenega integracijskega območja enačbe tveganja, podaja preveč konservativne rezultate.

1.2 Pregled literature

Pojem potresnega tveganja se v zadnjih letih pogosto pojavlja v literaturi, vendar le redko v povezavi s projektiranjem realnih stavb. Metode za projektiranje na osnovi zanesljivosti sicer obstajajo, vendar so bile v glavnem uporabljene le na sorazmerno enostavnih konstrukcijah, saj običajno vsebujejo optimizacijske algoritme, ki so s stališča simulacij zelo potratni. Osnove za dopolnitev projektiranja po takrat obstoječih standardih s potresnim tveganjem je predlagal že Wen leta 2000. Predlagan postopek optimizacije temelji na ekonomskih izgubah v življenjski dobi konstrukcije, ki so pri takih metodah pogosto uporabljene (npr. Kwak in Kim, 2009; Rojas, Foley in Pezeshk, 2011; Hajirasouliha, Asadi in Pilakoutas, 2012). Tak postopek projektiranja pa je bil zaradi časovne in računske zahtevnosti določitve potresnega tveganja, ki zahteva uporabo nelinearnih metod analize, še prezahteven za uporabo v praksi. Razvoj programske opreme in povečanje računalniške zmogljivosti pa sedaj omogoča vključitev nelinearne analize v postopek projektiranja stavb. Prav ta napredek je sprožil revizijo gradbenih predpisov in opredelitev ciljnega potresnega tveganja v ZDA (Haselton in sod., 2014).

Vključitev ocene potresnega tveganja v postopek projektiranja je zahtevna naloga, saj za izpolnitev ciljnega tveganja z razumno stopnjo izkoriščenosti potrebujemo iterativen postopek. Pri tem je možno uporabiti avtomatizirane algoritme, ki uporabljajo metode optimizacije in zahtevajo številne simulacije potresnega odziva stavbe (npr. Liu, Wen in Burns, 2004; Kwak in Kim, 2009; Fragiadakis in Papadrakakis, 2008; Lagaros, Bakas in Papadrakakis, 2009; Rojas, Foley in Pezeshk, 2011). Pri takih postopkih je različica stavbe v naslednji iteraciji praviloma pridobljena s pomočjo genetskih ali evolucijskih algoritmov, ki prečne prereze izbirajo iz vnaprej pripravljene baze različnih prečnih prerezov elementov. Na ta način lahko dobimo optimalno rešitev z visoko stopnjo izkoriščenosti ciljnega parametra in najmanjšo težo, vendar so taki postopki računsko zelo zahtevni, predvsem pri armiranobetonskih konstrukcijah, kjer je baza prerezov na račun armiranja veliko večja, kot v primeru jeklenih ali lesenih konstrukcij (Fragiadakis in Papadrakakis, 2008). Druga pomanjkljivost avtomatiziranih postopkov projektiranja pa je, da inženir običajno nima vpliva na stavbo v procesu optimizacije. Nekateri algoritmi omogočajo vsaj izbiro končne stavbe iz nabora optimalnih rešitev (npr. Liu, Wen in Burns, 2004; Fragiadakis in Lagaros, 2011). Osnove za projektiranje stavb na ciljno potresno tveganje so podali tudi Krawinkler in sod. (2006). Avtorji trdijo, da iterativno popravljjanje konstrukcije z namenom doseči ciljno potresno tveganje le redko vodi v dobro končno konfiguracijo,

saj lahko temelji na slabih začetnih izbirah. Predlagajo, da se na podlagi ciljnega tveganja definira ustrezne smernice za določitev začetne konstrukcije, katere primernost se nato računsko preveri in po potrebi dodatno modificira.

Potresno tveganje običajno opišemo s srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja, ki jo določimo z integracijo produkta verjetnosti prekoračitve mejnega stanja pri podani vrednosti intenzitete potresa in verjetnosti prekoračitve intenzitete potresa (npr. Dolšek, 2002; Jalayer, 2003; Pinto in sod., 2005; Bradley in Dhakal, 2008; Eads in sod., 2012; Vamvatsikos, 2013). Pogosto se za oceno potresnega tveganja uporablja približna analitična enačba, katere izpeljava sega v leto 1990 (McGuire, 2004). Ob predpostavki porazdelitvene funkcije mejne intenzitete in oblike funkcije potresne nevarnosti ter integraciji enačbe tveganja po celotnem območju intenzitet $[0, \infty)$ dobimo dobro poznano enačbo za oceno tveganja (Cornell, 1996). Ta enostavna enačba omogoča vpogled v ključne spremenljivke problema in je primeren za uporabo v postopku projektiranja konstrukcij, vendar so nekateri avtorji izpodbijali natančnost enačbe predvsem zaradi slabega ujemanja prirejene porazdelitve intenzitete z rezultati analize ter nenatančnosti predpostavljene enačbe za potresno nevarnost (Aslani in Miranda, 2005; Bradley in Dhakal, 2008; Vamvatsikos, 2013). Poleg tega z analitično enačbo ne moremo na fizikalno dosleden način upoštevati zgornje in/ali spodnje integracijske meje enačbe tveganja (Lazar in Dolšek, 2014a). Spodnji meji intenzitete, ki povzroči mejno stanje konstrukcije, se v dosedanjih raziskavah ni posvečalo prav veliko pozornosti. Nasprotno pa je bilo kar nekaj študij namenjenih zgornji vrednosti intenzitete, ki se jo pogosto povezuje z analizo potresne nevarnosti (Bommer in sod., 2004; Strasser in sod., 2004). Največjo vrednost intenzitete potresa so poskušali napovedati že mnogi avtorji (Strasser in sod., 2004), vendar se s časom oz. večanjem števila zapisov potresov ta napoved močno spreminja. Leta 1965 je Housner napovedal največji pospešek tal 0,5 g na trdnih globokih nanosih zemljine. McGarr (1982) je maksimalno intenziteto povezal s tektonskimi premiki in ocenil vrednosti največjega pospeška tal na 0,4 g, 0,7 g in 2,0 g za natezne, strižne in tlačne deformacije zemljine. Več avtorjev pa je nadalje opazilo, da nelinearnost in strižna trdnost tal prav tako vplivata na horizontalno komponento pomika tal (Strasser in sod., 2004). Največja zabeležena horizontalna komponenta pospeška tal je leta 2011 preseгла 1,4 g v primeru potresa 22. februarja v Chirstchurchu (npr. Bradley in Cubrinovski, 2011) pri razmeroma nizki magnitudi 6,3 in 2,0 g pri potresu 11. marca na Japonskem (npr. Takewaki in sod., 2011). Ti dve vrednosti sta bili zabeleženi na stičiščih velikih tektonskih plošč oz. v njihovi bližini. Ni pa znano ali lahko tako visoke vrednosti pospeška tal pričakujemo tudi pri potresih sredi večjih tektonskih plošč. Največji pospešek tal dokumentiran v evropski bazi potresov (Ambraseys in sod., 2004) je okoli 1 g in ustreza potresu leta 1978 v Iranu z magnitudo 7,4.

Zgornjo mejo intenzitete lahko ocenimo z uporabo modela pojemanja potresa (t. i. atenuacijskega pravila), ki je del analize potresne nevarnosti in opisuje intenziteto potresa v odvisnosti od oddaljenosti izvora potresa do lokacije objekta, magnitudo potresa, tipa tal in preloma. Tako ocenjena zgornja meja intenzitete mora biti konsistentna z analizo potresne nevarnosti, kar pomeni, da je potrebno uporabiti enak model pojemanja potresa. Predlaganih je bilo že veliko modelov, ki se z večanjem razpoložljivih podatkov in potresnih baz spreminjajo in posodablajo. Za oceno potresne nevarnosti na območju Slovenije je bil uporabljen model, ki sta ga predlagala Sabetta in Pugliese (1996) na osnovi takratne italijanske potresne baze, ki je vsebovala 95 akceleroogramov. Bindi in sod.

so na osnovi italijanske potresne baze ITACA, ki vsebuje 561 akceleroگرامov, leta 2010 ta model izpopolnili in ga leta 2011 še dodatno posodobili. Akkar in Bommer (2010) sta predlagala model pojemanja potresa, ki upošteva 532 akceleroگرامov zabeleženih pri potresih na območju Evrope in Bližnjega vzhoda. Peruš in Fajfar (2010) pa sta predlagala neparametrični pristop in pri tem upoštevala veliko večjo potresno bazo 3550 akceleroگرامov, ki združuje evropsko in NGA bazo (Chiou in sod., 2008).

V okviru ocene potresnega tveganja je potrebno določiti odziv konstrukcije. Zanima nas predvsem intenziteta, pri kateri je doseženo opazovano mejno stanje. Običajno opazujemo mejna stanja pri večjih poškodbah, ki so prisotne v plastičnem območju, zaradi česar je potrebno uporabiti nelinearne metode analize. V ta namen lahko uporabimo več metod, ki se v grobem razlikujejo po natančnosti rezultatov in računski zahtevnosti. Najzahtevnejša metoda je inkrementalna dinamična analiza (IDA) (Vamvatsikos in Cornell, 2002), pri kateri konstrukcijo obremenimo z več akceleroگرامi pri več nivojih intenzitete. Število upoštevanih akceleroگرامov in s tem računski čas lahko zmanjšamo z uporabo progresivne IDA (Azarbakht in Dolšek, 2011). Tudi progresivna IDA je prezahtevna predvsem za iterativne postopke projektiranja, kjer je potrebno določiti odziv več različnih variant konstrukcije. V kolikor nas zanima samo ali je ciljno tveganje porušitve stavbe preseženo ali ne, lahko uporabimo nedavno predlagano 3R metodo (Brozovič in Dolšek, 2014). V tem primeru na osnovi ciljnega tveganja, potresne nevarnosti in predpostavljene logaritemsko normalne porazdelitve intenzitete določimo karakteristično intenziteto, pri kateri določamo odziv stavbe za skupino karakterističnih akceleroگرامov. Na ta način je računski čas močno zmanjšan, vendar nam posledično metoda poda manj informacij kot na primer IDA, pri kateri dobimo tudi podatke o odzivu stavbe ter pospešek pri izbranem mejnem stanju za posamezen akceleroگرام. Zaradi večjega števila potrebnih analiz je pri iterativnih metodah projektiranja smiselna uporaba poenostavljenih nelinearnih metod analize. Primer takega postopka je N2 metoda (Fajfar, 2000), ki združuje potisno analizo konstrukcije in nelinearno dinamično analizo sistema z eno prostostno stopnjo z uporabo spektrov odziva. Obstaja več primerov razširitve N2 metode. Fajfar in sod. (2005) so na primer uporabnost N2 metode razširili na stavbe, ki so nepravilne v tlorisu, Kreslin in Fajfar (2011, 2012) pa sta vpeljala korekcijske faktorje, s katerimi se upošteva vpliv višjih nihajnih oblik po višini in tlorisu. Na račun enostavne in hitre analize pa se lahko rezultati, ki so sicer na varni strani, močno razlikujejo od realnih vrednosti. Za stavbe, ki pretežno nihajo v prvi nihajni obliki, lahko uporabimo tudi IDA analizo na ekvivalentnem modelu stavbe z eno prostostno stopnjo. To metodo pa sta nedavno izboljšala Brozovič in Dolšek (2013), ki sta predlagala uporabo večjega števila modelov z eno prostostno stopnjo, s katerimi je možno na približen način zajeti vpliv različnih mehanizmov porušitve, ki so posledica slučajnosti potresne obtežbe.

1.3 Vsebina doktorske disertacije

V uvodnem poglavju doktorske disertacije je predstavljena obravnavana tematika in povod za izpeljano študijo. Povzeta je tudi literatura, ki ustreza obravnavanemu področju potresnega tveganja in projektiranja na osnovi tveganja. V drugem poglavju so opisane stavbe, ki smo jih uporabili v raziskavah in predstavljenih primerih ter matematični model uporabljen za analizo stavb.

Tretje poglavje obravnava oceno potresnega tveganja. Prikazali smo izpeljavo že znane enačbe za oceno potresnega tveganja, ki nam je služila kot osnova za nadaljnje raziskave. Preverili smo kakšen je vpliv spodnje in zgornje meje intenzitete na ocenjeno tveganje in nato izpeljali enačbo, ki upošteva zgolj spodnjo mejo intenzitete potresa in enačbo, ki upošteva tako spodnjo kot zgornjo mejo intenzitete potresa. Pravilnost izpeljanih enačb je preverjena s pomočjo Monte Carlo simulacij, njihova uporaba pa je prikazana na skupini stavb, ki so predstavljene v drugem poglavju. Vrednosti potresnega tveganja ocenjenega s pomočjo obstoječe in predlaganih enačb v zaključeni obliki so prikazane in primerjane za primer mejnega stanja pri porušitvi stavb.

Glavni cilj doktorske disertacije je bil predlagati metodo projektiranja na osnovi ciljnega potresnega tveganja. V četrtem poglavju so podrobneje obravnavani modeli za oceno sprejemljivega potresnega tveganja in vrednosti, ki so bile predlagane v literaturi, po katerih lahko posežemo pri določanju ciljne vrednosti potresnega tveganja v predlaganem postopku projektiranja. Uporaba modelov za oceno sprejemljivega tveganja je prikazana na skupini stavb iz drugega poglavja.

Metoda projektiranja na ciljno potresno tveganje je opisana v petem poglavju. Sprejemljivo potresno tveganje dosežemo z iterativnim prilagajanjem konstrukcije. V disertaciji so predlagane enostavne smernice za prilagajanje armiranobetonskih okvirnih konstrukcij, ki so bile izpeljane na osnovi obsežne parametrične analize. Uporaba smernic je prikazana na štirih armiranobetonskih stavbah.

V šestem poglavju je prikazana uporaba predlagane metode projektiranja, pri čemer potresno tveganje ocenimo s pomočjo že znane enačbe tveganja in enačb izpeljanih v doktorski disertaciji. Pri tem smo se zaradi enostavnosti omejili zgolj na mejno stanje pri porušitvi stavbe.

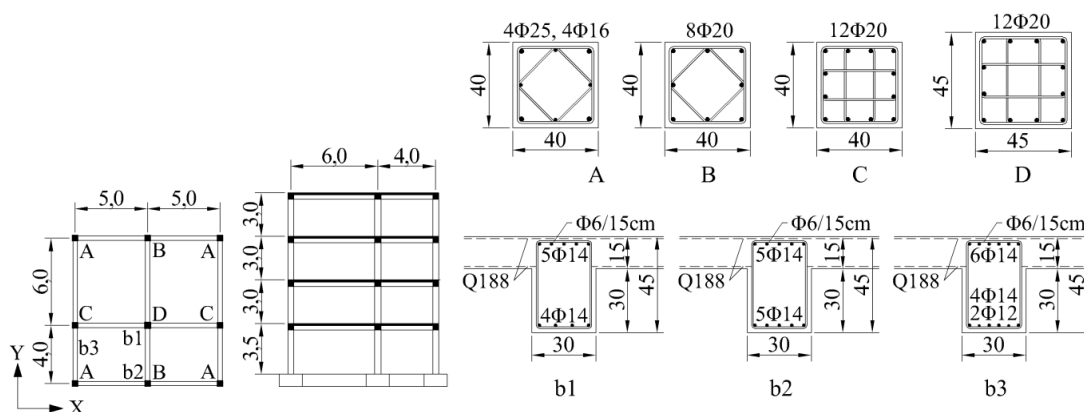
Pomembne ugotovitve in prispevki k znanosti so povzeti v sedmem poglavju disertacije. Opisane so tudi pomanjkljivosti predlagane metode in možnosti za nadaljnje raziskave na obravnavanem področju. V poglavju Viri je zbrana uporabljena literatura.

2 PREDSTAVITEV OBRAVNAVANIH STAVB IN MATEMATIČNEGA MODELA

V nadaljevanju so predstavljene stavbe, ki smo jih obravnavali v doktorski disertaciji, in uporabljeni računski model stavb. V teoretičnem delu disertacije smo namreč morali predpostavke in postavljene hipoteze računsko preveriti. V ta namen smo uporabili skupino šestih armiranobetonskih stavb z okvirnim konstrukcijskim sistemom. Vse stavbe so bile predhodno projektirane v skladu z veljavnim standardom za potresnoodporno projektiranje stavb Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Za računsko analizo stavb smo uporabili poenostavljen matematični model, ki je opisan v nadaljevanju.

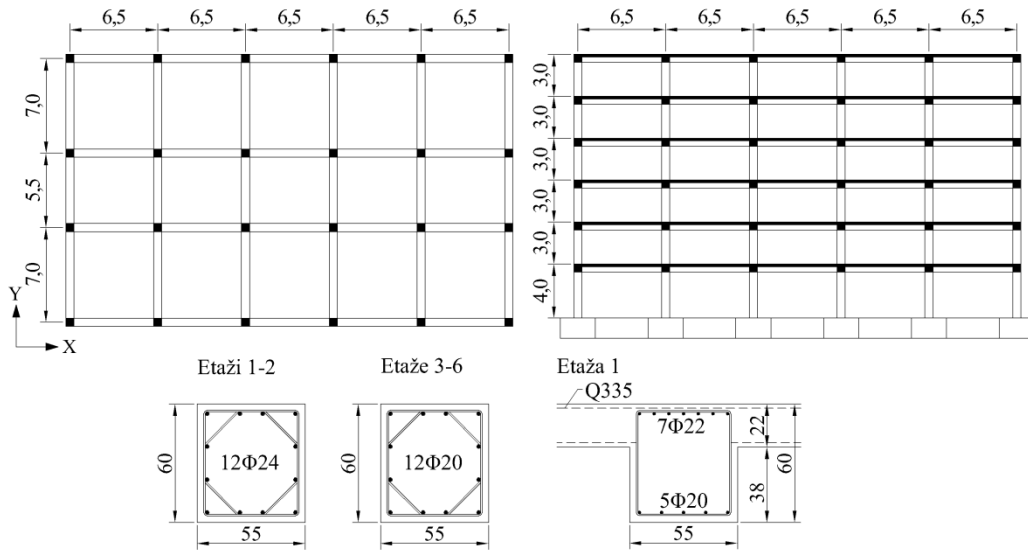
2.1 Predstavitev obravnavanih armiranobetonskih okvirnih stavb

Obravnavali smo šest armiranobetonskih okvirnih stavb, in sicer 4-etažno stanovanjsko stavbo (Negro in sod., 1996), 6- in 11-etažno stanovanjsko stavbo z enakim tlorisom (Besednjak, 2012), 8-etažno garažno hišo (Kosič, 2010), 8-etažno poslovno stavbo (Zupančič, 2011) in 15-etažno stanovanjsko stavbo (Jan, 2010). Tloris in prečni prerez stavb ter prečni prerezi tipičnih stebrov in gred so prikazani na slikah 2.1 do 2.6. Stavbe so bile predhodno projektirane v skladu s standardom Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Vse stavbe spadajo v II. razred pomembnosti (faktor γ_1 znaša 1,0). V preglednici 2.1 so prikazane nekatere lastnosti obravnavanih konstrukcij, med katerimi je osnovni nihajni čas konstrukcije (T_1), referenčna vrednost največjega pospeška tal za tip tal A ($a_{g,R}$), tip tal na lokaciji objekta, projektni pospešek tal na lokaciji stavbe (a_g), razred duktilnosti upoštevan pri projektiranju in razred uporabljenega betona in jekla za armiranje. Iz slik 2.1 do 2.6 in preglednice 2.1 je razvidnih nekaj posebnosti, na primer: le 4-etažna stavba je bila projektirana na visoko stopnjo duktilnosti, 8-etažna stavba je zaradi višjih prvih dveh etaž nepravilna po višini (slika 2.3) in pravilna 8-etažna stavba se edina nahaja na tleh tipa C. V primeru 15-etažne stavbe se zaradi optimalnega projektiranja razred betona in betonski prerez stebrov po višini zmanjšuje. Pri ostalih stavbah pa je betonski prerez stebrov in uporabljen material po višini konstanten.



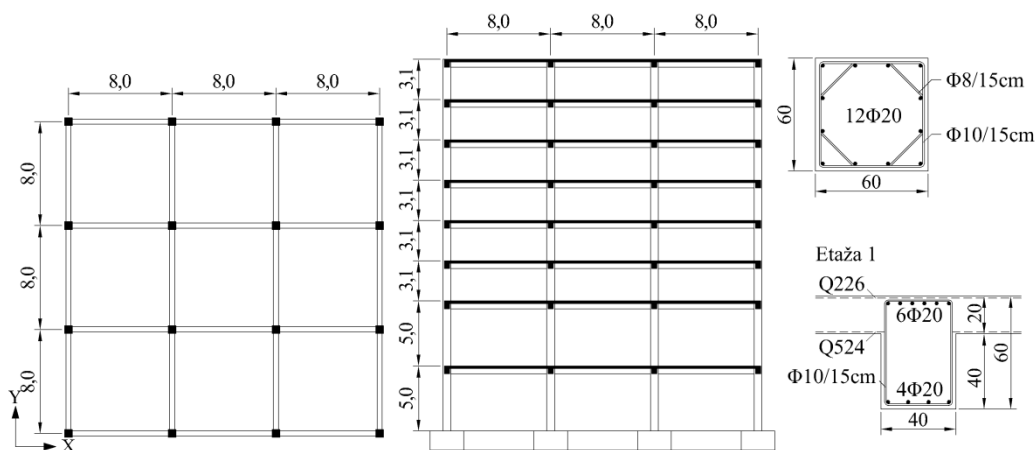
Slika 2.1: Prečni prerez in tloris 4-etažne stavbe ter prečni prerezi stebrov in gred.

Figure 2.1: Elevation and plan view of the 4-storey building and cross-sections of columns and beams.



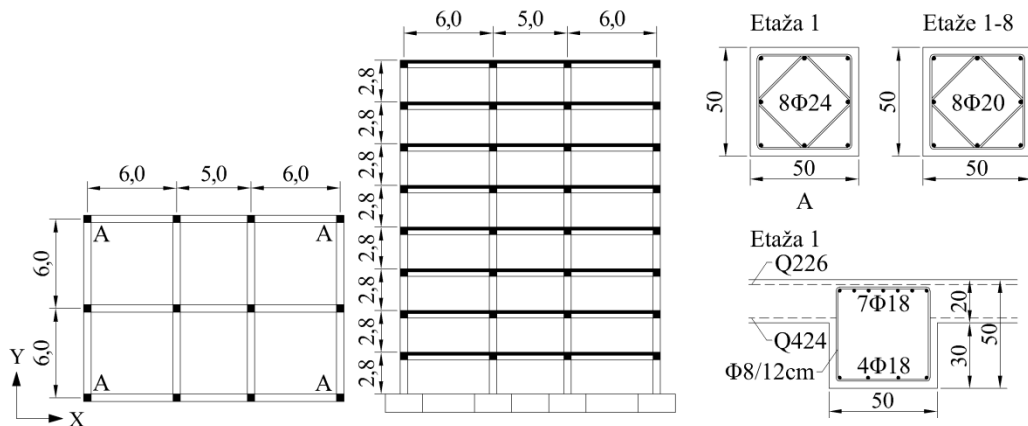
Slika 2.2: Prečni prerez in tloris 6-etažne stavbe ter prečni prerezi stebrov in tipične grede.

Figure 2.2: Elevation and plan view of the 6-storey building and cross-sections of columns and a typical beam.



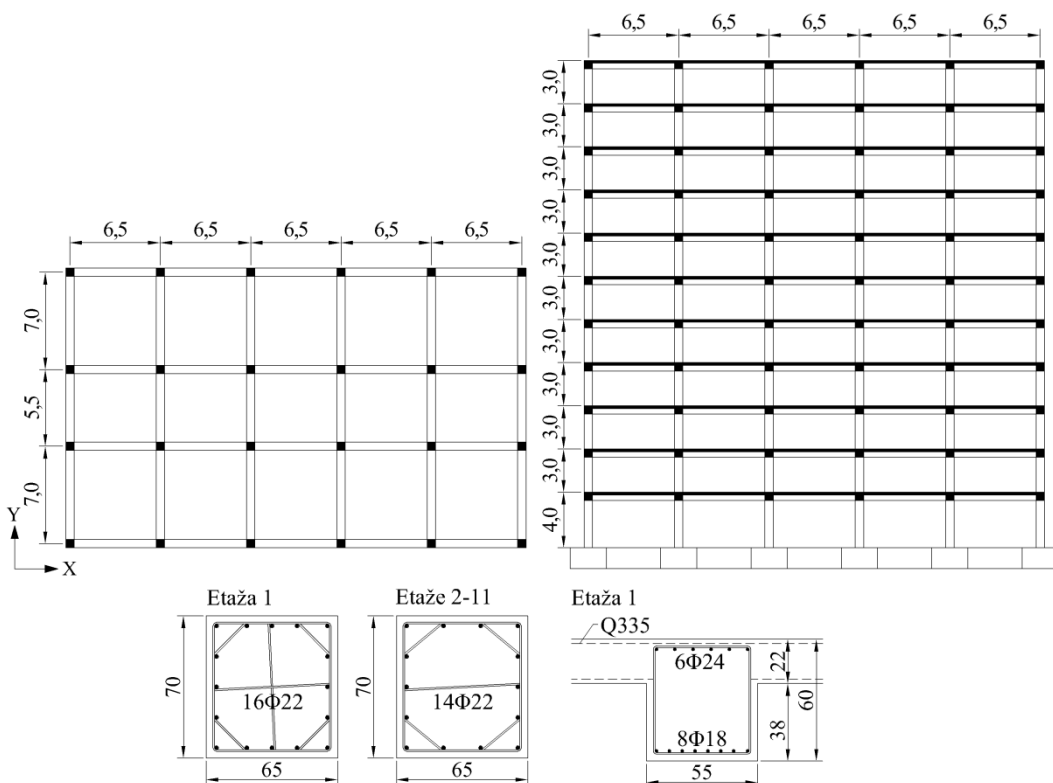
Slika 2.3: Prečni prerez in tloris nepravilne 8-etažne stavbe ter prečni prerezi tipičnih stebrov in gred.

Figure 2.3: Elevation and plan view of the irregular 8-storey building and cross-sections of typical columns and beams.



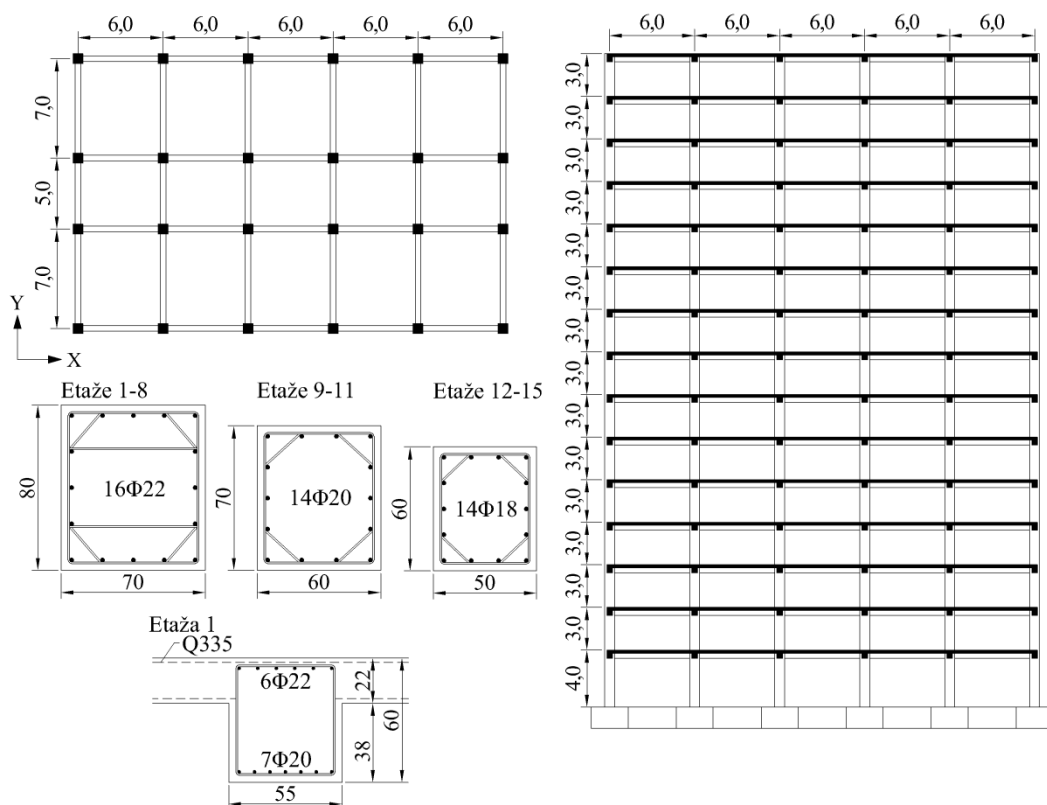
Slika 2.4: Prečni prerez in tloris pravilne 8-etažne stavbe ter prečni prerezi stebrov in tipične grede.

Figure 2.4: Elevation and plan view of the regular 8-storey building and cross-sections of columns and a typical beam.



Slika 2.5: Prečni prerez in torlis 11-etažne stavbe ter prečni prerezi stebrov in tipične grede.

Figure 2.5: Elevation and plan view of the 11-storey building and cross-sections of columns and a typical beam.



Slika 2.6: Prečni prerez in torlis 15-etažne stavbe ter prečni prerezi stebrov in tipične grede.

Figure 2.6: Elevation and plan view of the 15-storey building and cross-sections of columns and a typical beam.

Preglednica 2.1: Osnovni nihajni čas (T_1), referenčna vrednost največjega pospeška tal za tip tal A ($a_{g,R}$), tip tal na lokaciji objekta, projektni pospešek tal na lokaciji stavbe (a_g), razred duktilnosti upoštevan pri projektiranju in razred materiala uporabljenega za šest obravnavanih stavb.

Table 2.1: The first vibration period (T_1), the design peak ground acceleration at soil type A ($a_{g,R}$), soil type at the building's location, peak ground acceleration at the building's site (a_g), the design ductility class and the material class for the six investigated buildings.

Stavba	T_1 (s)	$a_{g,R}$ (g)	Tip tal	a_g (g)	Razred duktilnosti	Razred betona	Razred jekla
4-etažna	0,80	0,25	B	0,3	DCH	C25/30	S500
6-etažna	1,00	0,25	B	0,3	DCM	C35/45	S500
8-etažna nepravilna	1,76	0,20	B	0,24	DCM	C30/37	S500
8-etažna pravilna	1,29	0,25	C	0,29	DCM	C30/37	S500
11-etažna	1,57	0,25	B	0,3	DCM	C35/45	S500
15-etažna	1,96	0,25	B	0,3	DCM	C25/30, C30/37, C35/45, C40/50	S500

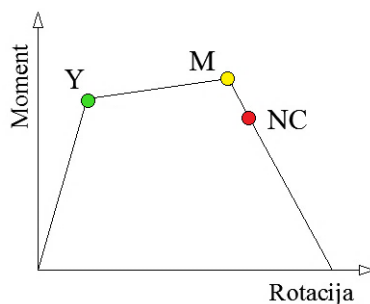
2.2 Predstavitev uporabljenega matematičnega modela

Vse analize obravnavanih stavb smo vršili s pomočjo programa OpenSees (PEER, 2007), za generacijo nelinearnih modelov stavb pa smo uporabili programski paket PBEE toolbox (angl. Performance-based earthquake engineering toolbox) (Dolšek, 2010). Uporabili smo poenostavljen matematični model konstrukcije, ki omogoča enostavnejšo in razmeroma hitro analizo stavbe in kljub temu učinkovito zajame nelinearno obnašanje konstrukcije. Model pa ne zajame krhkih mehanizmov porušitve, kot je na primer porušitev v strigu. Zaradi tega je za zanemarjene mehanizme porušitve potrebno naknadno preveriti, ali je v stavbi zagotovljena ustrezna nosilnost. Elemente smo modelirali z linijskimi končnimi elementi, na začetku in koncu vseh elementov pa smo upoštevali plastične členke, s katerimi smo definirali lego nastopa koncentrirane plastičnosti in obnašanje materiala v plastičnem območju. Na dnu stebrov smo predpostavili polno vpetje. Na nivoju etaž smo upoštevali toge diafragme, mase in masne vztrajnostne momente pa smo modelirali v masnem središču posamezne etaže. Upoštevali smo srednje vrednosti materialnih lastnosti v skladu s členom 4.3.3.4.1(4) Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Z namenom, da bi zajeli dejansko nosilnost elementov, smo pri prerezu gred upoštevali sodelujočo širino plošč v skladu s členom 5.3.2.1 Evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005). Negotovosti povezane z modelom v disertaciji niso bile upoštewane.

Obnašanje členkov smo opisali s trilinearnim odnosom moment – rotacija (slika 2.7), ki ga določi PBEE toolbox (Dolšek, 2010) iz lastnosti prereza in materiala. Pri računu odnosa moment – rotacija plastičnih členkov je bila v gredah upoštevana osna sila enaka nič, pri stebrih in stenah pa osna sila zaradi vertikalne obtežbe. Prva točka na sliki 2.7 predstavlja tečenje armature (Y). V točki z oznako M je v členku dosežen največji moment, v točki NC pa je upogibna nosilnost prereza le še 80 % maksimalne upogibne nosilnosti. To stanje imenujemo mejno stanje blizu porušitve elementa (angl. near collapse, NC). Moment na meji elastičnosti M_y (točka Y) predstavlja upogibni moment, ko prva armaturna palica doseže napetost enako napetosti tečenja jekla f_y . Največji moment in moment na meji elastičnosti M_y sta določena z analizo ukrivljenosti prereza. Pri določitvi momenta na meji elastičnosti se v skrajnih armaturnih palicah predpostavi doseženo deformacijo jekla ne meji elastičnosti $\varepsilon_y = f_y/E_s$, pri določitvi največjega momenta pa doseženo mejno deformacijo v betonu. Rotacija na meji elastičnosti se izračuna s predpostavljeno linearno ukrivljenostjo vzdolž elementa:

$$\theta_y = \frac{M_y L_0}{3EI}, \quad (2.1)$$

kjer je EI produkt modula elastičnosti in vztrajnostnega momenta prereza in L_0 razdalja med koncem elementa in ničelno momentno točko, ki je predpostavljena na sredi elementa.



Slika 2.7: Trilinearen odnos moment – rotacija plastičnega členka.

Figure 2.7: Trilinear moment – rotation relationship in plastic hinge.

Pri stebrih je rotacija pri mejnem stanju blizu porušitve θ_{nc} in največjem momentu θ_m določena na osnovi rezultatov eksperimentalnih preizkusov po metodi CAE (angl. conditional average estimator) (Peruš, Poljanšek in Fajfar, 2006). Mejna rotacija θ_u se nato izračuna iz podobnih trikotnikov na sliki 2.7, kjer je moment pri mejnem stanju blizu porušitve enak 80 % največjega momenta v prerezu M_m , zaradi numerike pa je za moment pri mejni rotaciji M_u predpostavljena vrednost 1 (Dolšek, 2010):

$$\frac{M_m - M_u}{\theta_u - \theta_m} = \frac{0,8M_m - M_u}{\theta_m - \theta_{nc}} \rightarrow \theta_u = \theta_m + (\theta_m - \theta_{nc}) \frac{(M_u - M_m)}{0,2M_m}, \quad (2.2)$$

Pri tem je potrebno opozoriti, da gre pri mejni rotaciji zgolj za predpostavko. Pri odzivu konstrukcije zato opazujemo le poškodovanost elementov do mejnega stanja blizu porušitve. Za grede je rotacija pri mejnem stanju blizu porušitve določena po empirični enačbi v Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005):

$$\theta_{nc} = \frac{\gamma_d}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0,225} \cdot \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}), \quad (2.3)$$

V enačbi nastopata γ_d , ki znaša 0,825 za elemente brez detajliranja za potresno obtežbo in 1,0 v nasprotnem primeru, ter γ_{el} , ki za primarne potresne elemente znaša 1,5, za sekundarne pa 1,0. v je normirana osna sila v elementu $v = N/(A_c f_c)$, ki za grede znaša 0. ω oz. ω' je mehanski delež armiranja v natezni oz. tlačni coni $\omega = (A_{st} f_y)/(A_c f_c)$, kjer je f_c tlačna trdnost betona, f_y pa natezna trdnost vzdolžne armature. L_V je razdalja med obravnavanim prerezom in ničelno momentno točko, h pa širina elementa v smeri obtežbe. α je faktor objetja betonskega prereza, ρ_{sx} delež stremenske armature vzporedno s smerjo obtežbe $\rho_{sx} = A_{sx}/(b_w \cdot s_h)$, f_{yw} je natezna trdnost stremenske armature, ρ_d pa je delež diagonalne armature. Rotacija pri največjem momentu in mejna rotacija se nato izračunata iz podobnih trikotnikov na sliki 2.7, pri predpostavljene mejni rotaciji enaki trikotniku rotacije pri največjem

momentu in momentu pri mejnem stanju blizu porušitve enakemu 80 % največjega momenta (Dolšek, 2010):

$$\theta_u = 3\theta_m, \quad (2.4)$$

$$\frac{M_m - M_u}{\theta_u - \theta_m} = \frac{0,8M_m - M_u}{\theta_u - \theta_{nc}} \rightarrow \theta_m = \theta_{nc} \frac{(M_m - M_u)}{(1,4M_m - M_u)}, \quad (2.5)$$

Podobno kot pri mejni rotaciji stebrov gre tu le za predpostavko, poškodovanost elementov pa zato opazujemo le do doseženega mejnega stanja blizu porušitve.

Predstavljen model je torej precej poenostavljen. V modelu bi lahko namreč upoštevali še dodatne parametre, ki lahko vplivajo na rezultate analize. Na primer, lahko bi upoštevali interakcijo med stavbo in zemljino, spreminjanje osne sile in posledično upogibne nosilnosti stebrov, strižno porušitev, porušitev vozlišč, porušitev zaradi uklona in drugo. S tem pa se zahtevnost modela in čas analize bistveno povečata, kar pa otežuje izvedbo obširnih parametričnih študij, kot je bila izvedena v okviru doktorske disertacije (poglavje 5.2.1).

3 ENAČBE ZA DOLOČITEV VERJETNOSTI PREKORAČITVE MEJNEGA STANJA Z UPOŠTEVANJEM SPODNJE IN ZGORNJE MEJE INTENZITETE POTRESA

Potres se v življenjski dobi stavbe le redko pojavi z jakostjo, ki bi povzročila večje poškodbe ali porušitev konstrukcije. V primerjavi z lastno in stalno obtežbo, je pojav potresa težje napovedati, njegovo jakost pa ocenjujemo na podlagi opazovanja preteklih potresov ter ob upoštevanju t. i. zgodovinskih potresov. Zaradi slučajnosti pojava potresa ter negotovosti, ki so povezane z napovedovanjem potresov v prihodnosti in odziva stavbe na potrese, se v potresnem inženirstvu pogosto uporabljajo verjetnostne metode. Za zagotovitev varnosti ljudi pred potresi nas zanima predvsem kolikšna je srednja letna frekvenca oz. verjetnost prekoračitve mejnega stanja porušitve. Verjetnost porušitve stavbe lahko ocenimo na osnovi konvolucije potresne nevarnosti, tj. verjetnosti prekoračitve intenzitete potresa, in ranljivosti stavbe, tj. verjetnosti porušitve stavbe pri posamezni intenziteti potresa. V oceni morajo biti upoštrevane negotovosti zaradi naključne narave potresov ter po možnosti tudi fizikalne in modelne negotovosti, ki so povezane z analizo obnašanja objekta med potresi. Cornell (1996) je izpeljal enostavno analitično enačbo za določitev verjetnosti prekoračitve mejnega stanja. V skladu s to enačbo je potresno tveganje odvisno od potresne nevarnosti ter mediane in standardne deviacije intenzitete potresa, ki povzroči izbrano mejno stanje. Slednji dve količini lahko določimo z različnimi metodami, vendar je teoretično najbolj konsistentno, če uporabimo nelinearno dinamično analizo. Ker z enim samim akceleroگرامom ne moremo zajeti vpliva različnih potresov na odziv konstrukcije, se za določitev mejne intenzitete potresa uporablja inkrementalna dinamična analiza (IDA) (Vamvatsikos in Cornell, 2002). Za intenzitete pri mejnem stanju, ki jih dobimo s posamezno dinamično analizo, se nato predpostavi porazdelitev, ki se najbolj prilega rezultatom, in mediano te porazdelitve uporabi za izračun verjetnosti.

Obstoječa enačba v zaključeni obliki se zaradi enostavnosti pogosto uporablja za določanje potresnega tveganja, vendar je zaradi predpostavk, ki se upoštevajo pri njegovi izpeljavi, ocenjeno tveganje pogosto daleč od realnega. Napake se pojavijo zaradi slabega ujemanja porazdelitve intenzitete pri izbranem mejnem stanju s prirejeno logaritemsko normalno porazdelitvijo in slabega ujemanja krivulje potresnega tveganja s predpostavljenim linearnim odnosom v logaritemskih koordinatah (Aslani in Miranda, 2005; Bradley in Dhakal, 2008). Potresno tveganje pa lahko še dodatno precenimo zaradi upoštevanja intenzitet potresa, ki dejansko ne prispevajo k tveganju. Zaradi potresnoodpornega projektiranja v skladu z veljavnimi standardi ima konstrukcija namreč določeno kapaciteto. Posledično obstaja neka spodnja meja intenzitete, ki v konstrukciji še povzroči opazovano mejno stanje, pri nižjih intenzitetah pa mejno stanje ne bo doseženo. Zaradi tega lahko trdimo, da intenzitete pod to mejo ne prispevajo k verjetnosti prekoračitve mejnega stanja. Ker pa so potresi in količina sproščene energije omejeni z lokalnimi karakteristikami tal, obstaja na določeni lokaciji tudi zgornja meja intenzitete. V oceni letne frekvence prekoračitve mejnega stanja bi bilo nesmiselno upoštevati tako velike intenzitete, ki na obravnavani lokaciji niso možne, in na ta račun nerealno povečati potresno tveganje. Poleg tega pa je analiza potresne nevarnosti v območju velikih intenzitet zelo negotova, zaradi česar bi se lahko pri oceni tveganja odločili izvzeti intenzitete višje od izbrane meje, na primer določene s povratno dobo 100.000 ali 1.000.000 let, in jih upoštevati na drugačen način, na primer predlagati ukrepe potrebne za varnost pred potresi z zelo veliko povratno dobo. Zaradi naštetih razlogov smo se

odločili izpeljati enačbo za oceno potresnega tveganja, ki vključuje tako spodnjo kot zgornjo mejo intenzitete potresa.

Analitično enačbo za srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja λ_{LS} lahko izpeljemo na osnovi pomikov, kjer kapaciteto konstrukcije izrazimo s pomikom, ali na osnovi intenzitet, kjer kapaciteto izrazimo z intenziteto (Vamvatsikos in Dolšek, 2010). Pri izpeljavi na osnovi intenzitete moramo poznati porazdelitev potresnih zahtev ter porazdelitev kapacitete konstrukcije izražene z intenziteto, ki je razmeroma enostavno določljiva. Izpeljava enačbe za λ_{LS} na osnovi pomikov pa je bolj kompleksna, saj moramo poleg porazdelitev potresnih zahtev in kapacitete izražene s pomiki poznati še odnos med potresno zahtevo in kapaciteto. Poleg tega pa lahko pri definiciji λ_{LS} na osnovi pomikov pride do težav pri določanju kapacitete stavbe pri digitalni analizi rezultatov dinamične analize. Pri porušitvi stavbe lahko zaradi globalne nestabilnosti namreč dobimo zelo velike in zato nerealne vrednosti pomika, medtem ko je kapaciteta izražena z intenziteto določena že kot vhodni parameter analize in zato nanjo globalna nestabilnost stavbe nima vpliva. Zaradi naštetih razlogov smo v disertaciji uporabili zgolj definicijo srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja na osnovi intenzitet.

Problematike spodnje in zgornje meje intenzitete potresa smo se lotili tako, da smo najprej preverili kolikšen delež potresnega tveganja prispeva posamezna intenziteta. Zaradi tega smo enačbo za oceno potresnega tveganja razčlenili po intenziteti potresa. Na ta način smo lahko preverili tudi kateri parametri vplivajo na razčlenitev potresnega tveganja (Poglavje 3.2). Pri tem smo upoštevali osnovni predpostavki, ki sta bili vpeljani pri izpeljavi enostavne analitične enačbe za oceno potresnega tveganja (Cornell, 1996), in sicer logaritemsko normalno porazdelitev potresne kapacitete in linearno funkcijo potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah. Na osnovi razčlenitve potresnega tveganja smo določili enačbe, s katerimi smo preverili morebiten vpliv spodnje in zgornje meje na potresno tveganje (Poglavje 3.3) in nato izpeljali enačbo za potresno tveganje z upoštevanimi mejami intenzitete (Poglavje 3.4). Enačbe za izračun verjetnosti prekoračitve mejnega stanja, ki smo jih izpeljali v poglavjih 3.3 in 3.4, smo uporabili in preverili s pomočjo Monte Carlo simulacij za skupino armiranobetonskih okvirnih konstrukcij projektiranih v skladu z Evrokodom 8 (Poglavje 3.5).

3.1 Izpeljava enačbe za oceno potresnega tveganja

Potresno tveganje pogosto določamo kot srednjo letno frekvenco (angl. mean annual frequency, MAF) prekoračitve mejnega stanja. Pri izpeljavi MAF na osnovi intenzitet si pomagamo z izpeljavo MAF na osnovi pomikov v (Dolšek, 2002) in izpeljavo na osnovi intenzitet v (Jalayer, 2003).

V splošnem lahko srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja izračunamo kot produkt srednje letne frekvence nastopa potresa λ_e in verjetnosti prekoračitve izbranega mejnega stanja oz. verjetnosti, da je zahteva potresa D večja od kapacitete konstrukcije C v izbranem mejnem stanju LS :

$$\lambda_{LS} = \lambda_e \cdot P[D > C]. \quad (3.1)$$

Rešitev enačbe (3.1) je kompleksna, saj moramo pri določitvi drugega člena upoštevati vse možne magnitude potresa M in oddaljenosti od preloma R . Zato problem razčlenimo s pomočjo izreka o popolni verjetnosti dogodka:

$$P[D > C] = P[M = m, R = r] \cdot P[D > C | M = m, R = r], \quad (3.2)$$

kjer je prvi člen verjetnost pojava potresa z magnitudo m in razdaljo od preloma r , drugi člen pa verjetnost prekoračitve mejnega stanja pri pogoju, da se je pojavil potres z magnitudo m in razdaljo od preloma r . Pri tem so slučajne spremenljivke označene z veliko črko (M in R), njihove vrednosti pa z malo (m in r). Verjetnost pojava potresa lahko zapišemo kot integral gostote verjetnosti f_M in f_R oz. njune skupne gostote verjetnosti f_{MR} :

$$P[D > C] = \int \int_{m,r} P[D > C | M = m, R = r] f_{MR}(m, r) dm dr, \quad (3.3)$$

Uvedemo še intenziteto potresa im , ki je lahko na primer pospešek tal ali spektralni pospešek, in s pomočjo izreka o popolni verjetnosti dogodka lahko enačbo (3.1) zapišemo na sledeč način:

$$\lambda_{LS} = \lambda_e \cdot \iiint_{(im,m,r)} P[D > C | IM = im, M = m, R = r] f_{IM|M,R}(im, m, r) f_{MR}(m, r) dim dm dr. \quad (3.4)$$

Predpostavimo, da je prekoračitev mejnega stanja pri intenziteti im neodvisna od magnitude in oddaljenosti od preloma:

$$P[D > C | IM = im, M = m, R = r] \approx P[D > C | IM = im] \quad (3.5)$$

in enačbo (3.4) zapišemo v naslednji obliki:

$$\lambda_{LS} = \int_{im} P[D > C | IM = im] \cdot \left[\lambda_e \cdot \iint_{(m,r)} f_{IM|M,R}(im, m, r) f_{MR}(m, r) dm dr \right] dim, \quad (3.6)$$

kjer je izraz v drugem oklepaju absolutna vrednost odvoda funkcije potresne nevarnosti $H(im)$ po intenziteti potresa. Funkcija potresne nevarnosti nam pove verjetnost prekoračitve intenzitete potresa im . Ker je $H(im)$ padajoča funkcija, je njen odvod negativen in ga zato zapišemo z absolutno vrednostjo:

$$\lambda_e \cdot \iint_{(m,r)} f_{IM|M,R}(im, m, r) f_{MR}(m, r) dm dr = \lambda_e \cdot f_{IM}(im) = \left| \frac{dH(im)}{dim} \right| = -\frac{dH(im)}{dim}, \quad (3.7)$$

Če upoštevamo zvezo (3.7) ter za zahtevo D in kapaciteto C uporabimo intenziteto potresa IM ter intenziteto, pri kateri konstrukcija doseže kapaciteto v izbranem mejnem stanju, označimo z IM_{LS} , lahko enačbo (3.6) zapišemo na naslednji način:

$$\lambda_{LS} = \int_{im} P[IM > IM_{LS} | IM = im] dH(im). \quad (3.8)$$

Člen $P[IM > IM_{LS} | IM = im]$ predstavlja verjetnost, da je intenziteta potresa večja od intenzitete pri kapaciteti konstrukcije IM_{LS} pri pogoju, da je intenziteta enaka im . Slednjega lahko zapišemo kot verjetnost, da je dosežena intenziteta im večja od intenzitete pri kapaciteti konstrukcije $P[IM_{LS} < im]$. To pa je porazdelitvena funkcija intenzitete potresa IM_{LS} , ko je $IM = im$ in jo označimo z $F_{IM,LS}$. Če predpostavimo, da je IM_{LS} logaritemsko normalno porazdeljena spremenljivka z mediano $im_{LS,50}$ in standardnim odklonom $\beta_{im,LS}$, lahko zapišemo:

$$F_{IM,LS}(im) = P(IM_{LS} < im) = \Phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right), \quad (3.9)$$

kjer je Φ porazdelitvena funkcija standardno normalno porazdeljene spremenljivke in enačba (3.8) se sedaj glasi:

$$\lambda_{LS} = \int_{im} \Phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right) dH(im) = - \int_{im} \Phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right) dv. \quad (3.10)$$

Uporabimo integracijo po delih $udv = uv - vdu$, kjer je $u = \Phi(\cdot)$ in $dv = dH(im)$. Člen uv je enak 0, saj je $\Phi(\cdot) \cdot H(im)$ verjetnost, da bo hkrati intenziteta manjša in večja od neke vrednosti, ta pa je enaka 0. Preostane nam člen $(-vdu)$, ki je enak $(-H(im) \cdot d\Phi(\cdot))$ in dobimo naslednji zapis:

$$\lambda_{LS} = \int_{im} d\left\{\Phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)\right\} \cdot H(im). \quad (3.11)$$

Določimo odvod porazdelitvene funkcije po intenziteti im :

$$\frac{d}{dim} \left\{ \Phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right) \right\} = \Phi' \left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}} \right) \cdot \left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}} \right)' = \phi \left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}} \right) \cdot \frac{1}{im \cdot \beta_{im,LS}},$$

kjer smo upoštevali, da je odvod porazdelitvene funkcije normalno porazdeljene spremenljivke Φ enak gostoti verjetnosti ϕ . Diferencial porazdelitvene funkcije se torej glasi:

$$d\left\{\Phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)\right\} = \frac{1}{im \cdot \beta_{im,LS}} \cdot \phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right) dim.$$

Sedaj upoštevamo, da je oblika funkcije potresne nevarnosti enaka $H(im) = k_0 \cdot im^{-k}$ ter da se gostota verjetnosti izraža kot $\phi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}u^2\right)$ in enačbo (3.11) lahko sedaj zapišemo kot:

$$\lambda_{LS} = \int_{im} \frac{k_0 \cdot im^{-k}}{\sqrt{2\pi} \cdot im \cdot \beta_{im,LS}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)^2\right) dim. \quad (3.12)$$

Integral izračunamo s programom Mathematica (2010), pri čemer integriramo na območju intenzitete $[0, \infty)$ in dobimo enačbo potresnega tveganja v zaključeni obliki (Cornell, 1996; Jalayer, 2003):

$$\lambda_{LS} = k_0 \cdot im_{LS,50}^{-k} \cdot \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \beta_{im,LS}^2\right) \quad (3.13)$$

oz.:

$$\lambda_{LS} = H(im_{LS,50}) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \beta_{im,LS}^2\right), \quad (3.14)$$

kjer je potresna nevarnost pomnožena s korekcijskim faktorjem, ki zajema le naključnost odziva stavbe na potresno obtežbo s standardno deviacijo $\beta_{im,LS}$. V disertaciji smo epistemične negotovosti, ki so povezane z uporabljenim materialom ter določitvijo modela in odziva stavbe, zanemarili. Srednja letna frekvenca mejnega stanja λ_{LS} je pri konstrukcijah običajno majhna vrednost in je zato približno enaka verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v enem letu P_{LS} , kjer upoštevamo, da je pojav potresa neodvisen od časa predhodnega potresa ter da je verjetnost več kot enega dogodka v kratkem časovnem intervalu zanemarljiva. V tem primeru lahko za pojav potresa upoštevamo Poissonovo porazdelitev. Verjetnost vsaj enega pojava v času t se tako zapiše kot $P = 1 - e^{-\lambda t}$ in je pri frekvencah λ manjših od 0,1 približno enaka λt (Baker, 2008). Verjetnost enega pojava v enem letu je zato enaka srednji letni frekvenci.

Enačba (3.14) temelji na predpostavki o logaritemsko normalni porazdelitvi intenzitete in linearni funkciji potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah. Nedavno pa je Vamvatsikos (2013) predlagal novo enačbo za oceno potresnega tveganja, ki namesto linearne funkcije potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah upošteva polinom drugega reda. Na ta način se aproksimacija v okolici opazovane intenzitete potresna bolje prilega funkciji potresne nevarnosti, ne moremo pa take aproksimacije uporabiti za širše območje intenzitete. Funkcija potresne nevarnosti se v tem primeru zapiše na sledeč način:

$$H(im) = k_0 \cdot \exp(-k_2 \ln^2 im - k_1 \ln im). \quad (3.15)$$

Enačbo za potresno tveganje dobimo iz enačbe (3.11) s podobno izpeljavo kot za enačbo (3.14), le da za potresno nevarnost upoštevamo enačbo (3.15):

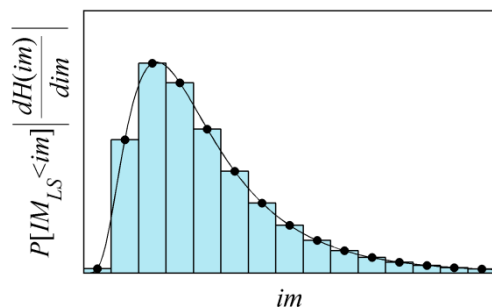
$$\lambda_{VLS} = \sqrt{p} \cdot k_0^{1-p} \left[H(im_{LS,50}) \right]^p \cdot \exp\left(\frac{1}{2} p k_1^2 \beta_{im,LS}^2\right), \quad (3.16)$$

kjer je

$$p = \frac{1}{1 + 2k_2\beta_{im,LS}^2}. \quad (3.17)$$

3.2 Vplivnost intenzitet potresa na potresno tveganje

V poglavju 3.1 smo pokazali, da lahko potresno tveganje, ki je izraženo z srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja, ocenimo z integracijo produkta verjetnosti prekoračitve intenzitete pri mejnem stanju im_{LS} in odvoda funkcije potresne nevarnosti po intenziteti potresa im (gl. enačbo (3.8)). Iz tega sledi, da posamezna intenziteta im k potresnemu tveganju doprinese delež, ki ga določa zapis pod integralom v enačbi (3.8). Eads in sod. (2012) so zapis pod integralom v enačbi (3.8) poimenovali razčlenitev srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja, ki nam pove prispevek posamezne intenzitete k celotni λ_{LS} . Primer razčlenitve je za lažjo predstavbo simbolično prikazan na sliki 3.1. Prispevek posamezne intenzitete je prikazan s stolpci, površina pod grafom pa predstavlja celotno srednjo letno frekvenco oz. verjetnost prekoračitve mejnega stanja v enem letu.



Slika 3.1: Razčlenitev srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja λ_{LS} glede na intenziteto potresa im .

Figure 3.1: Deaggregation of the mean annual frequency of limit-state exceedance λ_{LS} depending on im .

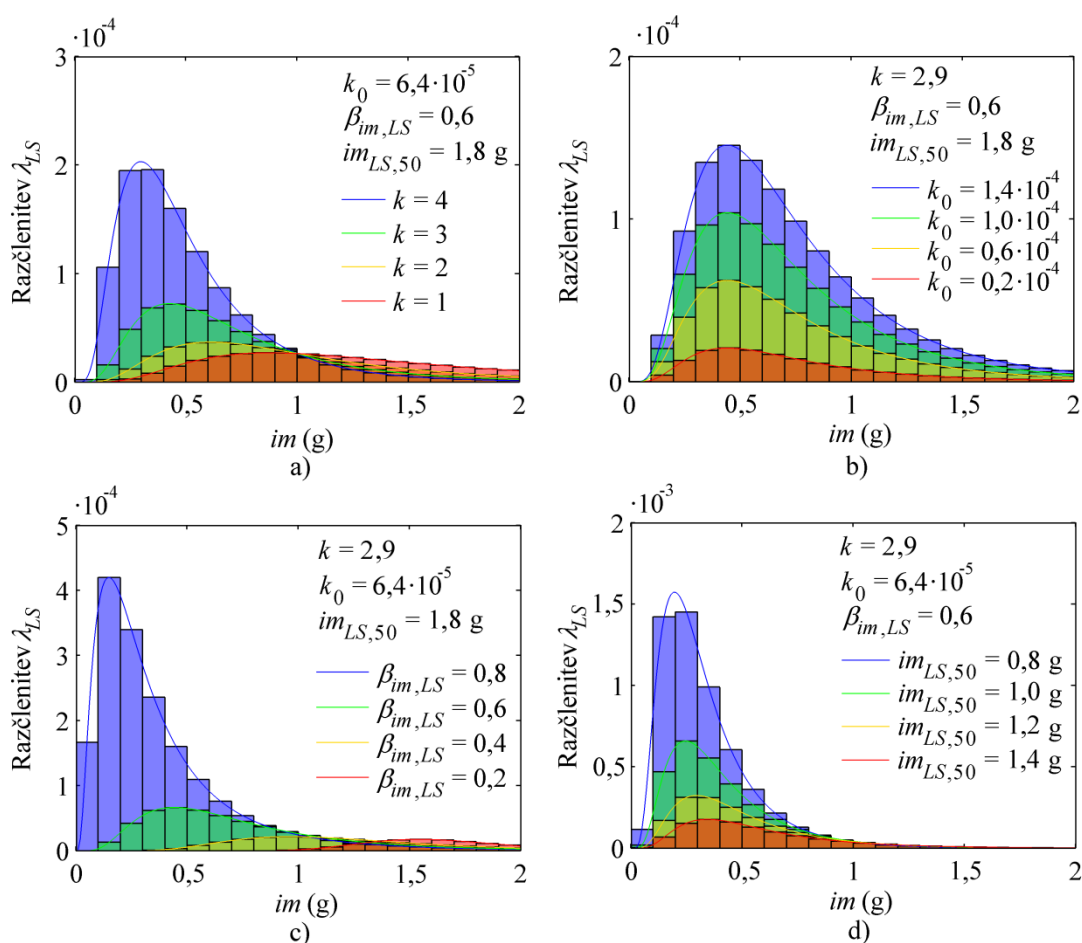
V kolikor upoštevamo predpostavki o logaritemsko normalni porazdelitvi intenzitete in linearni funkciji potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah, lahko razčlenitev srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja izrazimo z zapisom pod integralom v enačbi (3.12). Ta izraz pa lahko približno zapišemo kot vsoto vrednosti pod integralom po diskretnih intervalih intenzitete im :

$$\lambda_{LS} \approx \sum_i \frac{k_0 \cdot im_i^{-k}}{\sqrt{2\pi} \cdot im_i \cdot \beta_{im,LS}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln im_i - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)^2\right) \Delta im_i. \quad (3.18)$$

Na sliki 3.1 lahko opazimo, da ima pri neki vrednosti im razčlenitev potresnega tveganja λ_{LS} maksimalno vrednost. Ta vrednost pripada intenziteti potresa z največjim doprinosom k potresnemu tveganju, ki jo označimo z $im_{\lambda_{max}}$. Intenziteto $im_{\lambda_{max}}$ lahko določimo tako, da poiščemo vrednost im , pri kateri funkcija pod integralom v enačbi (3.12) doseže svoj maksimum. Odvod funkcije pod integralom ima torej pri $im_{\lambda_{max}}$ vrednost 0. S pomočjo programa Mathematica (2010) smo izpeljali enačbo za določitev intenzitete z največjim prispevkom k srednji letni frekvenci prekoračitve mejnega stanja:

$$im_{\lambda_{max}} = m_{LS,50} \cdot \exp\left(-\beta_{im,LS}^2 (k+1)\right). \quad (3.19)$$

Iz enačbe (3.18) lahko razberemo, da na razčlenitev vplivata parametra potresne nevarnosti k in k_0 , standardna deviacija $\beta_{im,LS}$ ter mediana intenzitete potresna pri mejnem stanju konstrukcije $im_{LS,50}$. Posledično ti parametri vplivajo tudi na delež, ki ga posamezna intenziteta doprinese k potresnemu tveganju. Parameter k_0 pa ne nastopa v enačbi (3.19) in torej ne vpliva na vrednost $im_{\lambda_{max}}$. Sklepamo lahko, da parameter k_0 vpliva zgolj na vrednost v razčlenitvi tveganja, ne pa tudi na delež, ki ga posamezna intenziteta prispeva k tveganju. Vpliv posameznih parametrov na razčlenitev λ_{LS} in vrednost $im_{\lambda_{max}}$ lahko nazorno prikažemo v grafični obliki (slika 3.2). V ta namen smo posamičen parameter spreminjali, za preostale pa določili konstantne vrednosti. V skladu s krivuljo potresne nevarnosti in projektnim potresom za območje Ljubljane (Poglavje 3.5.1) smo za parametre potresne nevarnosti izbrali vrednosti $k = 2,9$ in $k_0 = 6,4 \cdot 10^{-5}$. Za standardno deviacijo $\beta_{im,LS}$ in mediano $im_{LS,50}$ logaritemsko normalno porazdeljene intenzitete potresa pa smo na podlagi analiziranih primerov armiranobetonskih okvirnih konstrukcij izbrali povprečni vrednosti, ki ustrezata pospešku tal, 0,6 in 1,8 g (gl. poglavje 3.5.2). Iz slik 3.2a, 3.2c in 3.2d je razvidno, da se z večanjem parametrov k , $\beta_{im,LS}$ ter $im_{LS,50}$ vrednost $im_{\lambda_{max}}$ zmanjšuje. Posledično se povečuje prispevek nižjih intenzitet in zmanjšuje prispevek višjih intenzitet. Z večanjem parametra potresne nevarnosti k_0 se povečuje zgolj površina pod grafom (slika 3.2b) oz. srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja. Prispevek posamezne intenzitete se torej številčno povečuje s k_0 , prispevan delež pa ostaja enak.



Slika 3.2: Razčlenitev λ_{LS} glede na im pri variaciji a) k med 1 in 4, b) k_0 med $0,2 \cdot 10^{-4}$ in $1,4 \cdot 10^{-4}$, c) $\beta_{im,LS}$ med 0,2 in 0,8 ter d) $im_{LS,50}$ med 0,8 in 1,4 g.

Figure 3.2: Deaggregation of λ_{LS} as a function of im by changing a) k between 1 and 4, b) k_0 between $0,2 \cdot 10^{-4}$ and $1,4 \cdot 10^{-4}$, c) $\beta_{im,LS}$ between 0,2 and 0,8 and d) $im_{LS,50}$ between 0,8 and 1,4 g.

Delež, ki ga intenzitete na intervalu $[im_i, im_j]$ doprinesejo k potresnemu tveganju, lahko določimo z naslednjo enačbo:

$$\Delta\lambda_{LS,im_i} = \int_{im_i}^{im_j} \frac{k_0 \cdot im^{-k}}{\sqrt{2\pi} \cdot im \cdot \beta_{im,LS}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)^2\right) dim / \lambda_{LS} \cdot \quad (3.20)$$

V prej opisanem primeru, kjer so $k = 2,9$, $k_0 = 6,4 \cdot 10^{-5}$, $\beta_{im,LS} = 0,6$ in $im_{LS,50} = 1,8$ g, bi λ_{LS} po enačbi (3.13) znašal $5,3 \cdot 10^{-5}$. Intenziteta $im_{\lambda_{max}}$ določena z enačbo (3.16) znaša 0,44 g, maksimalna vrednost razčlenitve λ_{LS} določena z izrazom pod integralom v enačbi (3.12) pa $6,7 \cdot 10^{-5}$. Ti dve vrednosti lahko preverimo na sliki 3.2c pri $\beta_{im,LS} = 0,6$. Delež potresnega tveganja izračunan po enačbi (3.20), ki ga prispevajo intenzitete na intervalu med 0,4 g in 0,5 g znaša 12 %, za intenzitete med 0 in mediano $im_{LS,50}$ pa kar 96 %.

3.3 Ocena vpliva spodnje in zgornje meje intenzitete potresa na potresno tveganje

Enačba v zaključeni obliki (3.14) se zaradi enostavnosti pogosto uporablja za določanje potresnega tveganja, vendar je zaradi predpostavk upoštevanih pri njeni izpeljavi ocenjeno tveganje pogosto daleč od realnega. Napake se pojavijo zaradi slabega ujemanja porazdelitve podatkov s prirejeno logaritemsko normalno porazdelitvijo in slabega ujemanja krivulje potresnega tveganja s predpostavljenim linearnim odnosom v logaritemskih koordinatah (Aslani in Miranda, 2005; Bradley in Dhakal, 2008). Potresno tveganje pa lahko še dodatno precenimo zaradi upoštevanja intenzitet potresa, ki dejansko ne prispevajo k tveganju, in sicer intenzitet nižjih od kapacitete konstrukcije in intenzitet višjih od največje možne intenzitete na neki lokaciji ali izbrane projektne vrednosti, s katero lahko navzgor omejimo območje upoštevane intenzitete. Največja možna intenziteta na neki lokaciji je določena z lastnostmi tal in tektonskim režimom na območju med izvorom potresa in lokacijo objekta, medtem ko je projektna vrednost zgornje meje intenzitete lahko določena na primer z največjo upoštevano povratno dobo.

Z namenom, da bi približno ocenili kolikšen je vpliv takih intenzitet na ocenjeno tveganje, smo podobno kot za enačbo (3.20) definirali naslednja razmerja:

$$\Delta\lambda_{LS,im1} = \frac{\bar{\lambda}_{LS,im1}}{\lambda_{LS}}, \Delta\lambda_{LS,im2} = \frac{\bar{\lambda}_{LS,im2}}{\lambda_{LS}}, \Delta\lambda_{LS,im12} = \frac{\bar{\lambda}_{LS,im12}}{\lambda_{LS}}, \quad (3.21)$$

kjer λ_{LS} določimo z enačbo (3.14), $\bar{\lambda}_{LS,im1}$, $\bar{\lambda}_{LS,im2}$ in $\bar{\lambda}_{LS,im12}$ pa so vrednosti dobljene z integracijo enačbe (3.12) na območjih $[im_1, \infty)$, $[0, im_2]$ in $[im_1, im_2]$, kjer im_1 in im_2 predstavljata spodnjo in zgornjo mejo intenzitete:

$$\bar{\lambda}_{LS,im1} = \lambda_{LS} \cdot \frac{1}{2} \left(1 - \operatorname{erf} \left[\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}} \left(k\beta_{im,LS}^2 + \ln(\Delta im_1) \right) \right] \right), \quad (3.22)$$

$$\bar{\lambda}_{LS,im2} = \lambda_{LS} \cdot \frac{1}{2} \left(1 + \operatorname{erf} \left[\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}} (k\beta_{im,LS}^2 + \ln(\Delta im_2)) \right] \right), \quad (3.23)$$

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{LS,im12} = \lambda_{LS} \cdot \frac{1}{2} \left(-\operatorname{erf} \left[\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}} (k\beta_{im,LS}^2 + \ln(\Delta im_1)) \right] + \right. \\ \left. + \operatorname{erf} \left[\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}} (k\beta_{im,LS}^2 + \ln(\Delta im_2)) \right] \right). \end{aligned} \quad (3.24)$$

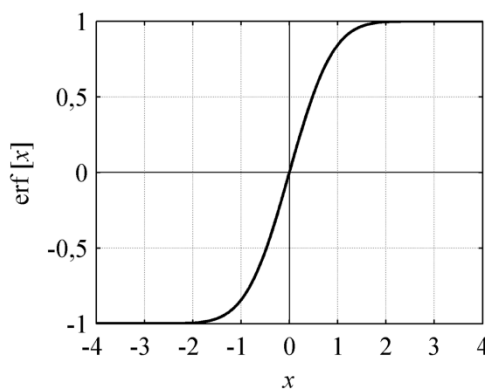
Parametra Δim_1 in Δim_2 predstavljata razmerje med spodnjo oz. zgornjo mejo intenzitete in mediano intenzitete potresa pri mejnem stanju LS :

$$\Delta im_1 = \frac{im_1}{im_{LS,50}}, \quad (3.25)$$

$$\Delta im_2 = \frac{im_2}{im_{LS,50}}, \quad (3.26)$$

$\operatorname{erf}[x]$ pa je funkcija napake, ki zajema vrednosti med -1 in 1 (slika 3.3) in ima naslednjo obliko:

$$\operatorname{erf}[x] = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x \exp(-\tau^2) d\tau. \quad (3.27)$$



Slika 3.3: Funkcija napake.

Figure 3.3: The error function.

Funkcija napake je s porazdelitveno funkcijo intenzitete potresa v naslednjem odnosu:

$$\frac{1}{2} \left(1 + \operatorname{erf} \left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}} \right) \right) = \Phi \left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}} \right). \quad (3.28)$$

V primeru, ko je funkcija napake enaka 1 oz. -1 je $\Delta \lambda_{LS,im1} = \Delta \lambda_{LS,im2} = \Delta \lambda_{LS,im12} = 1$ in torej spodnja oz. zgornja meja intenzitete nima vpliva na potresno tveganje. Iz enačb (3.22) in (3.23) sledi, da je napaka v oceni λ_{LS} manjša od 3 %, ko je argument funkcije napake manjši od $-\sqrt{2}$ in večji od $\sqrt{2}$. Taka

napaka je pri računu srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja zanemarljiva in na ta način lahko ocenimo za katere vrednosti spodnje in zgornje meje bodo slednje imele vpliv na srednjo letno frekvenco:

$$\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}}(k\beta_{im,LS}^2 + \ln(\Delta im_1)) < -\sqrt{2}, \quad (3.29)$$

$$\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}}(k\beta_{im,LS}^2 + \ln(\Delta im_2)) > \sqrt{2}. \quad (3.30)$$

Iz enačb (3.29) in (3.30) sledi, da imata spodnja oz. zgornja meja intenzitete vpliv na srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja, ko je izpolnjen vsaj en od naslednjih pogojev:

$$\Delta im_1 > \exp[-2\beta_{im,LS} - k\beta_{im,LS}^2], \quad (3.31)$$

$$\Delta im_2 < \exp[2\beta_{im,LS} - k\beta_{im,LS}^2], \quad (3.32)$$

mejni vrednosti spodnje in zgornje meje pa sta:

$$im_{1,T} = im_{LS,50} \cdot \exp[-2\beta_{im,LS} - k\beta_{im,LS}^2], \quad (3.33)$$

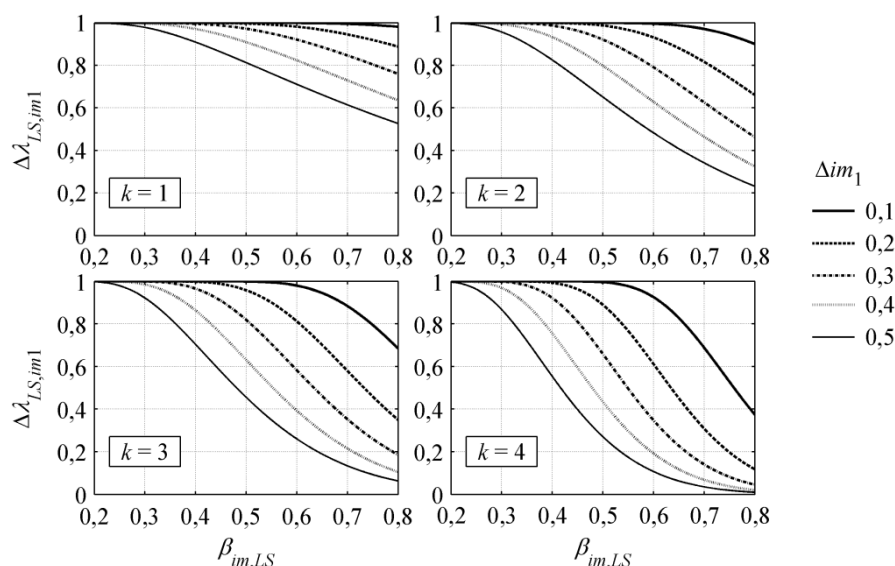
$$im_{2,T} = im_{LS,50} \cdot \exp[2\beta_{im,LS} - k\beta_{im,LS}^2]. \quad (3.34)$$

V kolikor torej enačbo (3.12) integriramo na območju $[im_{1,T}, im_{2,T}]$, bosta spodnja in zgornja meja imeli zanemarljiv vpliv na potresno tveganje. Vpliv integracijskih mej na potresno tveganje lahko opazujemo na grafu razčlenitve λ_{LS} (slika 3.2). Parametri, ki vplivajo na delež, ki ga posamezna intenziteta doprinese k potresnemu tveganju, spreminjajo tudi vpliv spodnje in zgornje meje intenzitete in deleže $\Delta\lambda_{LS,im1}$, $\Delta\lambda_{LS,im2}$ in $\Delta\lambda_{LS,im12}$ po enačbah (3.21). Kot smo opazili že v poglavju 3.2, večanje parametrov k , $\beta_{im,LS}$ ter $im_{LS,50}$ pomika vrh v razčlenitvi v levo in povečuje prispevek nižjih intenzitet k srednji letni frekvenci prekoračitve mejnega stanja, zmanjšuje pa prispevek višjih intenzitet. Zaradi tega v splošnem pričakujemo pri večjih vrednostih parametrov k , $\beta_{im,LS}$ ter $im_{LS,50}$ višji vpliv spodnje meje intenzitete in manjši vpliv zgornje meje na srednjo letno frekvenco. Z večanjem parametra potresne nevarnosti k_0 pa prispevek posamezne intenzitete ostaja enak in zato ta parameter ne spreminja vpliva spodnje in zgornje meje intenzitete.

Vpliv mej intenzitete na srednjo letno frekvenco lahko grafično prikažemo tudi z odnosom med razmerjema $\Delta\lambda_{LS,im1}$ in $\Delta\lambda_{LS,im2}$ (enačbe (3.21-3.23)) in standardno deviacijo $\beta_{im,LS}$. Kot dodatna vplivna parametra se pojavita še razmerji med spodnjo mejo in mediano Δim_1 ter med zgornjo mejo intenzitete in mediano Δim_2 . Razmerji $\Delta\lambda_{LS,im1}$ in $\Delta\lambda_{LS,im2}$ sta na slikah 3.4 in 3.5 prikazani v odvisnosti od standardne deviacije $\beta_{im,LS}$ pri štirih vrednostih parametra k in za izbrana razmerja Δim_1 in Δim_2 . Iz slik 3.4 in 3.5 je razvidno, da večanje parametrov k , $\beta_{im,LS}$ ter Δim_1 zmanjšuje $\Delta\lambda_{LS,im1}$ oz. povečuje vpliv spodnje meje (slika 3.4) ter hkrati povečuje $\Delta\lambda_{LS,im2}$ oz. zmanjšuje vpliv zgornje meje (slika 3.5). V kolikor je standardna deviacija $\beta_{im,LS}$ manjša od 0,3 in je k manjši od 3, ima spodnja meja intenzitete zanemarljiv vpliv na srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja, tudi v primeru, ko je $\Delta im_1 = 0,5$. Nasprotno pa lahko pri $\beta_{im,LS} > 0,3$ spodnja meja intenzitete pomembno vpliva na srednjo

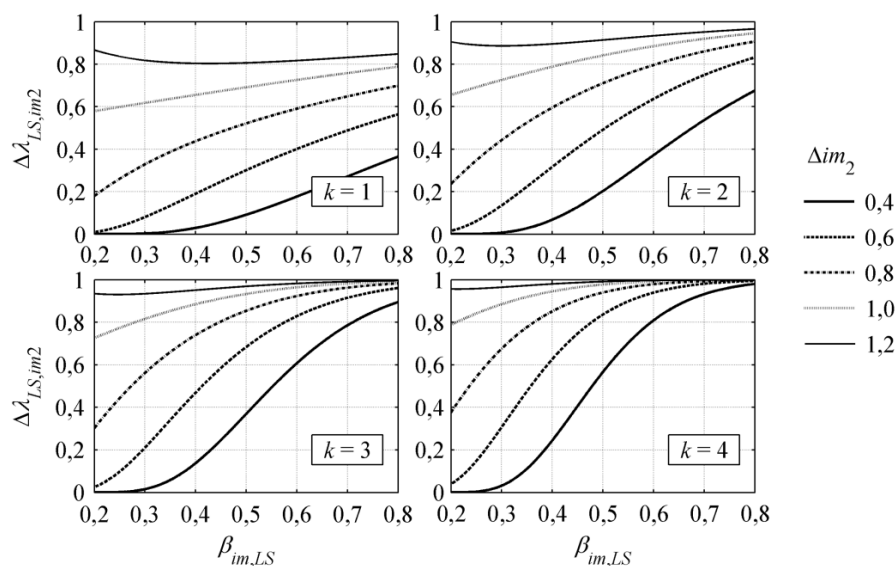
letno frekvenco, kar pa ni zanemarljivo predvsem pri velikih vrednostih parametra k . Vpliv spodnje meje intenzitete je lahko zanemarljiv, ko je $\Delta im_2 > 1$, $\beta_{im,LS} > 0,3$ in $k > 3$.

Kot vidimo torej iz slik 3.4 in 3.5 lahko imata spodnja in zgornja meja integracije velik vpliv na srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja. Zato je smiselno izpeljati enačbe za oceno potresnega tveganja, ki temeljijo na omejenem območju intenzitete.



Slika 3.4: $\Delta \lambda_{LS,im1}$ v odvisnosti od standardne deviacije $\beta_{im,LS}$ prikazano za štiri vrednosti parametra k in izbrana razmerja Δim_1 .

Figure 3.4: $\Delta \lambda_{LS,im1}$ as a function of the standard deviation $\beta_{im,LS}$ presented at for four values of the parameter k and selected ratios Δim_1 .



Slika 3.5: $\Delta \lambda_{LS,im2}$ v odvisnosti od standardne deviacije $\beta_{im,LS}$ prikazano za štiri vrednosti parametra k in izbrana razmerja Δim_2 .

Figure 3.5: $\Delta \lambda_{LS,im2}$ as a function of the standard deviation $\beta_{im,LS}$ presented at for four values of the parameter k and selected ratios Δim_2 .

3.4 Enačbe za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem omejenega območja intenzitete

3.4.1 Enačba za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem spodnje meje intenzitete

Pri izračunu srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja (npr. porušitve) želimo izločiti vpliv nižjih intenzitet, saj analize kažejo, da potresi ne morejo povzročiti mejnega stanja, če je njihova intenziteta manjša od določene mejne intenzitete. Zato manjše vrednosti intenzitete potresa naj ne bi prispevale k potresnemu tveganju. Z integriranjem enačbe (3.12) od spodnje meje intenzitete im_1 (enačba 3.22) sicer izločimo vpliv intenzitet $im < im_1$, vendar pri tem ne moremo dobiti celotne vrednosti potresnega tveganja, saj zaradi predpostavljene neomejene porazdelitve intenzitete im_{LS} vse vrednosti intenzitete prispevajo k ocenjenemu potresnemu tveganju. Da bi v integraciji zajeli vse intenzitete, ki lahko povzročijo prekoračitev mejnega stanja, in pri tem izločili nižje intenzitete, smo vpeljali odrezano porazdelitev intenzitete (angl. truncated distribution). Pri izpeljavi v poglavju 3.1 torej namesto porazdelitvene funkcije logaritemsko normalne porazdelitve (enačba (3.9)) uporabimo porazdelitveno funkcijo za spodaj odrezano logaritemsko normalno porazdelitev.

Za zgoraj in spodaj odrezano logaritemsko normalno porazdelitev s spodnjo mejo im_1 in zgornjo mejo im_2 , mediano $im_{LS,50}$ in standardnim odklonom $\beta_{im,LS}$, se porazdelitvena funkcija glasi:

$$F_{IM,LS,T}(im) = \begin{cases} \frac{\Phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right) - \Phi\left(\frac{\ln im_1 - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)}{\Phi\left(\frac{\ln im_2 - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right) - \Phi\left(\frac{\ln im_1 - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)} & \text{pri } im_1 < im < im_2 \\ 0 & \text{pri } im < im_1 \text{ in } im > im_2 \end{cases} \quad (3.35)$$

Do zgornje enačbe pridemo z naslednjim premislekom. Verjetnost, da bo spremenljivka hkrati večja od im_1 in manjša od im dobimo tako, da od verjetnosti, da bo spremenljivka manjša od im odštejemo verjetnost, da bo spremenljivka manjša od im_1 . Ker pa je spremenljivka porazdeljena le med spodnjo in zgornjo mejo, mora biti porazdelitvena funkcija normirana na to območje. Zato v imenovalcu enačbe (3.35) nastopa verjetnost, da bo spremenljivka hkrati manjša od im_2 in večja od im_1 .

V našem primeru nas zanima le spodaj odrezana porazdelitev, ki navzgor ni omejena oz. je zgornja meja $im_2 = \infty$. V tem primeru je $\Phi((\ln im_2 - \ln im_{LS,50})/\beta_{im,LS}) = 1$, saj bo intenziteta vedno manjša od im_2 . Enačbo (3.8) lahko sedaj napišemo v naslednji obliki:

$$\lambda_{LS,im1} = - \int_{im} \frac{\Phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right) - \Phi\left(\frac{\ln im_1 - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)}{1 - \Phi\left(\frac{\ln im_1 - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)} dH(im). \quad (3.36)$$

Z integracijo po delih dobimo zapis:

$$\lambda_{LS,im1} = \int_{im} d \left\{ \frac{\Phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right) - \Phi\left(\frac{\ln im_1 - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)}{1 - \Phi\left(\frac{\ln im_1 - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)} \right\} \cdot H(im). \quad (3.37)$$

Nato določimo odvod porazdelitvene funkcije odrezane logaritemsko normalne porazdelitve:

$$d \left\{ \frac{\Phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right) - \Phi\left(\frac{\ln im_1 - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)}{1 - \Phi\left(\frac{\ln im_1 - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)} \right\} = \frac{1}{im\beta_{im,LS}} \frac{\phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)}{1 - \Phi\left(\frac{\ln im_1 - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)} dim$$

in upoštevamo, da je oblika funkcije potresne nevarnosti enaka $H(im) = k_0 \cdot im^{-k}$ in enačbo (3.37) lahko sedaj zapišemo kot:

$$\lambda_{LS,im1} = \int_{im} \frac{k_0 im^{-k}}{im\beta_{im,LS}} \frac{\phi\left(\frac{\ln im - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)}{1 - \Phi\left(\frac{\ln im_1 - \ln im_{LS,50}}{\beta_{im,LS}}\right)} dim. \quad (3.38)$$

Integral izračunamo s programom Mathematica (2010) in dobimo enačbo za potresno tveganje z upoštevanjem spodnje meje intenzitete:

$$\lambda_{LS,im1} = \lambda_{LS} \cdot \frac{1 - \operatorname{erf}\left[\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}} (k\beta_{im,LS}^2 + \ln(\Delta im_1))\right]}{1 - \operatorname{erf}\left[\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}} \ln(\Delta im_1)\right]}. \quad (3.39)$$

Enačba (3.39) temelji na predpostavki o spodaj odrezani logaritemsko normalni porazdelitvi intenzitete in linearni aproksimaciji potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah. V kolikor za potresno nevarnost upoštevamo enačbo (3.15) (Vamvatsikos, 2013) pa ima enačba za oceno potresne nevarnosti z upoštevanjem spodnje meje intenzitete im_1 naslednjo obliko:

$$\lambda_{VLS,im1} = \lambda_{VLS} \cdot \frac{1 - \operatorname{erf}\left[\frac{\sqrt{p}}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}} \left(k_1\beta_{im,LS}^2 + \ln\left(\frac{im_1^{1/p}}{im_{LS,50}}\right)\right)\right]}{1 - \operatorname{erf}\left[\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}} \ln(\Delta im_1)\right]}. \quad (3.40)$$

3.4.2 Enačba za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem spodnje in zgornje meje intenzitete

V poglavju 3.4.1 smo v zaključeno enačbo za oceno potresnega tveganja vpeljali spodnjo mejo intenzitete, ki jo določa kapaciteta konstrukcije, ki je lahko izražena s pospeškom tal ali spektralnim pospeškom. Nasprotno pa zgornja meja intenzitete izhaja iz karakteristik tal na neki lokaciji ali izbrane povratne dobe potresa. Vprašamo se ali je tudi v primeru zgornje meje potrebno omejiti porazdelitev intenzitete pri doseženem mejnem stanju konstrukcije, kot smo to storili za spodnjo mejo intenzitete. Porazdelitev intenzitete, ki povzroči izbrano mejno stanje, je vezana zgolj na konstrukcijo in ne na sposobnosti tal in zato porazdelitve ni smiselno navzgor omejiti na tako intenziteto, ki je na nekem območju še možna. Zaradi tega omejimo zgolj potresno nevarnost, ki pa je vezana le na izbrano lokacijo in ne tudi na kapaciteto konstrukcije. V kolikor intenziteto navzgor omejimo z vrednostjo im_2 , je verjetnost prekoračitve te intenzitete enaka 0 in je torej potresna nevarnost za večje intenzitete enaka 0. Integral v enačbi (3.38) zato na območju (im_2, ∞) znaša 0 in posledično lahko integracijsko območje v enačbi (3.38) omejimo na interval $[im_1, im_2]$. Zaključeno obliko enačbe z upoštevanjem spodnje in zgornje meje intenzitete določimo s pomočjo programa Mathematica (2010), kjer dodatno upoštevamo enačbi (3.25) in (3.26):

$$\lambda_{LS,im12} = \lambda_{LS} \cdot \frac{\operatorname{erf}\left[\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}}(k\beta_{im,LS}^2 + \ln(\Delta im_2))\right] - \operatorname{erf}\left[\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}}(k\beta_{im,LS}^2 + \ln(\Delta im_1))\right]}{1 - \operatorname{erf}\left[\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}}\ln(\Delta im_1)\right]} \quad (3.41)$$

Enačba (3.41) temelji na predpostavki o spodaj odrezani logaritemsko normalni porazdelitvi intenzitete in linearni aproksimaciji potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah. V kolikor za potresno nevarnost upoštevamo enačbo (3.15) (Vamvatsikos, 2013) pa ima enačba za oceno potresne nevarnosti z upoštevanjem spodnje in zgornje meje intenzitete naslednjo obliko:

$$\lambda_{VLS,im12} = \lambda_{VLS} \cdot \frac{\operatorname{erf}\left[\frac{\sqrt{p}}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}}\left(k_1\beta_{im,LS}^2 + \ln\left(\frac{im_2^{1/p}}{im_{LS,50}}\right)\right)\right] - \operatorname{erf}\left[\frac{\sqrt{p}}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}}\left(k_1\beta_{im,LS}^2 + \ln\left(\frac{im_1^{1/p}}{im_{LS,50}}\right)\right)\right]}{1 - \operatorname{erf}\left[\frac{1}{\sqrt{2}\beta_{im,LS}}\ln(\Delta im_1)\right]} \quad (3.42)$$

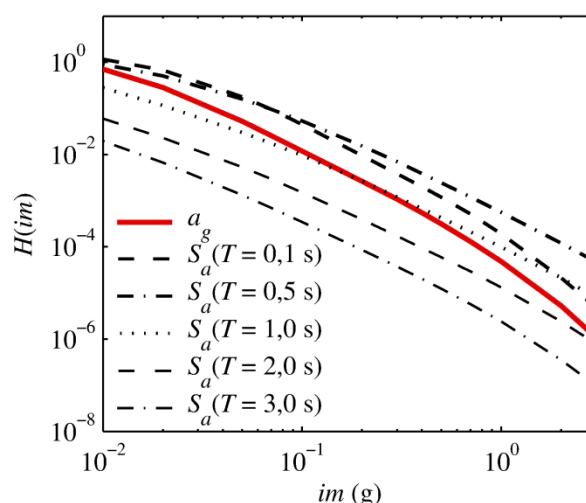
3.5 Uporaba in kontrola enačb za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem mej intenzitete na primeru šestih armiranobetonskih okvirnih stavb

Enačbe za oceno potresnega tveganja, ki temeljijo na predpostavki linearne funkcije potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah (3.14, 3.39, 3.41), smo uporabili na primeru šestih armiranobetonskih okvirnih stavb, njihovo pravilnost pa preverili s pomočjo Monte Carlo simulacij. Za obravnavane stavbe smo s pomočjo inkrementalne dinamične analize (IDA) (Vamvatsikos in Cornell, 2002) določili spodnjo mejo intenzitete in porazdelitev intenzitete pri doseženem mejnem stanju, kjer smo se omejili na mejno stanje pri porušitvi stavbe. Pri tem je bila porušitev stavbe

določena pri dinamični nestabilnosti modela. Za analizo smo uporabili odprtokodno programsko okolje OpenSees (PEER, 2007) in orodje PBEE toolbox (Dolšek, 2010). Upoštevali smo potresno nevarnost za območje Ljubljane, ki je bila določena na osnovi enostavnega potresnega modela. Verjetnost porušitve smo ocenili po različnih enačbah za vseh šest konstrukcij in vrednosti primerjali s potresnim tveganjem ocenjenim z Monte Carlo simulacijo.

3.5.1 Potresna nevarnost in izbira akcelerogramov

Za obravnavane konstrukcije je bila privzeta potresna nevarnost za območje Ljubljane, ki je bila določena na osnovi poenostavljenega seizmotektonskega modela s programom EZ-FRISK (2012) (Baker, 2011b). Na sliki 3.6 so prikazane krivulje potresne nevarnosti v logaritemskem merilu za pospešek tal a_g in spektralni pospešek pri izbranih vrednostih nihajnega časa $S_a(T)$. Funkcijo potresne nevarnosti oblike $H(im) = k_0 \cdot im^k$ smo dobili tako, da smo v logaritemskem merilu krivulji potresne nevarnosti priredili premico z metodo najmanjših kvadratov. Pri tem smo upoštevali območje intenzitete, ki najbolj ustreza obravnavanim primerom, in sicer od spodnje meje intenzitete do vrednosti 3 g, saj imamo o potresni nevarnosti podatke le do te vrednosti. Ukrivljenost krivulje potresne nevarnosti k je tako za pospešek tal znašala 3,0. Za spektralni pospešek, pri katerem je oblika krivulje potresne nevarnosti odvisna od osnovnega nihajnega časa konstrukcije, je ocenjen k znašal med 2,3 in 2,5.

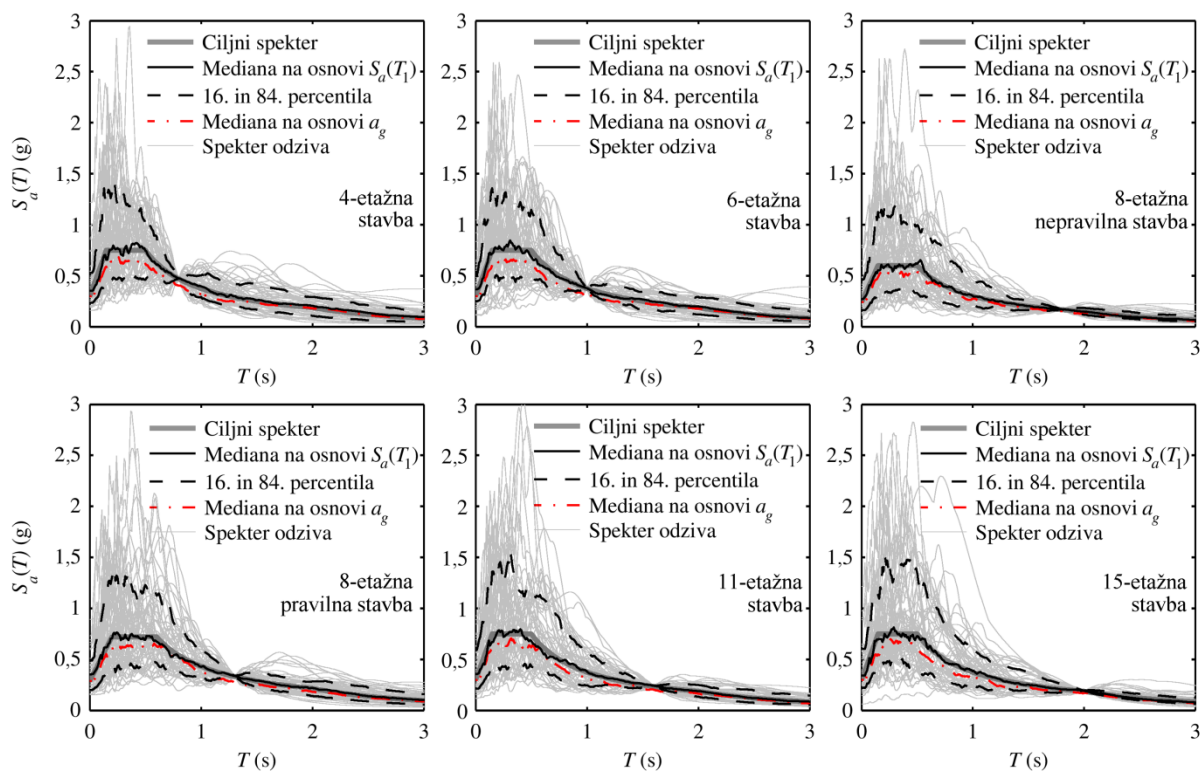


Slika 3.6: Potresna nevarnost na območju Ljubljane za nekaj vrednosti nihajnega časa.

Figure 3.6: Seismic hazard for Ljubljana at some fundamental periods of vibration.

Za vsako obravnavano konstrukcijo je bila izbrana skupina šestdesetih akcelerogramov s pomočjo algoritma, ki so ga predlagali Jayaram in sod. (2011). Algoritem ustvari spektre odziva na osnovi ciljnega spektra in njegove variance z uporabo Monte Carlo simulacije in nato izbere ustrezni spekter iz NGA baze potresov (Chiou in sod., 2008). Algoritem doseže najmanjšo razliko med ciljnim spektrom in izbranim akcelerogramom s t. i. »greedy« optimizacijo. V našem primeru smo za ciljni spekter uporabili kar spekter odziva, ki ga določa Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Akcelerograme smo izbrali na podlagi magnitude med 5,5 in 7,5, razdalje od preloma med 5 in 50 km in hitrosti strižnega valovanja v zgornjih 30 m tal večji od 180 m/s. Ciljni spekter in mediana izbranih spektrov

odziva normirani na spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času posamezne konstrukcije $S_a(T_1)$ ter pripadajoča 16. in 84. percentila so prikazani na sliki 3.7. Akcelerogrami so bili poleg na $S_a(T_1)$ normirani tudi na pospešek tal (a_g). Ker sta bili mediani spektrov normiranih na $S_a(T_1)$ in na a_g podobni, smo pospešek tal pri poružitvi konstrukcije določili z uporabo enake skupine akcelerogramov kot pri določitvi spektralnega pospeška pri poružitvi. Tak pristop ni najbolj natančen, vendar zahteva 50 % krajši računski čas, saj je bila računsko zahtevna dinamična analiza tako izvedena zgolj za eno skupino akcelerogramov za posamezno konstrukcijo.



Slika 3.7: Ciljni spekter (projektni spekter), spekter vsakega izbranega akcelerograma normiran na $S_a(T_1)$, mediana spektrov normiranih na $S_a(T_1)$, pripadajoči 16. in 84. percentila in mediana spektrov normiranih na a_g .

Figure 3.7: The target spectrum (design spectrum), the spectra for each selected ground motion conditioned to $S_a(T_1)$, the median spectra conditioned to $S_a(T_1)$, the corresponding 16th and 84th percentiles and the median spectra conditioned to a_g .

3.5.2 Spodnja meja intenzitete in porazdelitve intenzitete pri poružitvi konstrukcije

Z inkrementalno dinamično analizo (IDA) smo za obravnavanih 6 stavb (Poglavje 2.1) določili intenziteto potresa pri poružitvi konstrukcije im_C , in sicer za šestdeset izbranih akcelerogramov (Poglavje 3.5.1) na osnovi spektralnega pospeška pri osnovnem nihajnem času konstrukcije $S_a(T_1)$ in na osnovi pospeška tal a_g . Vsaki skupini šestdesetih im_C smo s pomočjo funkcije *fitdist* programa Matlab (2010) priredili logaritemsko normalno porazdelitev z mediano $im_{LS,50}$ in standardno deviacijo $\beta_{im,LS}$. Funkcija *fitdist* poišče porazdelitev z metodo največjega verjetja z izjemo normalne in logaritemsko normalne porazdelitve. Pri logaritemsko normalni porazdelitvi se vrednost standardne deviacije določi namreč kot koren nepristranske cenilke variance logaritmiranih podatkov oz. vzorčne disperzije S^2 , ki se določi kot:

$$S^2 := \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left(\ln im_{C,i} - \overline{\ln im_C} \right)^2, \quad (3.43)$$

kjer je n velikost skupine podatkov, v našem primeru 60, $im_{C,i}$ je i -ta intenziteta pri porušitvi konstrukcije in $\overline{\ln im_C}$ je povprečna vrednost logaritmov intenzitet pri porušitvi. Srednja vrednost prirejene porazdelitve se izračuna kot povprečje $\ln im_C$, mediano pa nato sami izračunamo kot eksponent srednje vrednosti porazdelitve. Dodatno smo z metodo največjega verjetja skupini šestdesetih im_C priredili spodaj odrezano logaritemsko normalno porazdelitev. Spodnja meja intenzitete im_1 je za vsako stavbo določena kot minimalna vrednost im_C .

S pomočjo χ^2 -testa in testa Kolmogorov-Smirnov lahko preverimo skladnost prirejene logaritemsko normalne porazdelitve z rezultati inkrementalne dinamične analize. Slabo ujemanje namreč doprinese k napakam pri določitvi potresnega tveganja (Aslani in Miranda, 2005). Testa χ^2 in Kolmogorov-Smirnov smo izvedli s programom Matlab (2010) pri privzeti stopnji tveganja $\alpha = 0,05$ in začetnem številu prostostnih stopenj 10. Izračunana p -vrednost, tj. verjetnost, da bo naključno generirana skupina intenzitet po predpostavljeni porazdelitvi imela enako statistiko kot osnovna skupina intenzitet dobljena z analizo, je za posamezen test in stavbo prikazana v preglednici 3.1, kjer oznaka K-S pomeni test Kolmogorov-Smirnov. Večja vrednost p torej pomeni boljše ujemanje porazdelitev. Oba testa hipoteze oz. skladnosti prirejene porazdelitve sicer ne zavrneta pri nobeni stavbi, vendar je zaradi majhne vrednosti p pri χ^2 -testu natančnost izračunanega potresnega tveganja vprašljiva predvsem pri 11- in 15-etažni stavbi. Na sliki 3.8 je za vse stavbe prikazana porazdelitvena funkcija empirične in prirejene logaritemsko normalne in spodaj odrezane logaritemsko normalne porazdelitve za obe meri intenzitete. Razvidno je slabše ujemanje v primerih, kjer je p -vrednost manjša (preglednica 3.1).

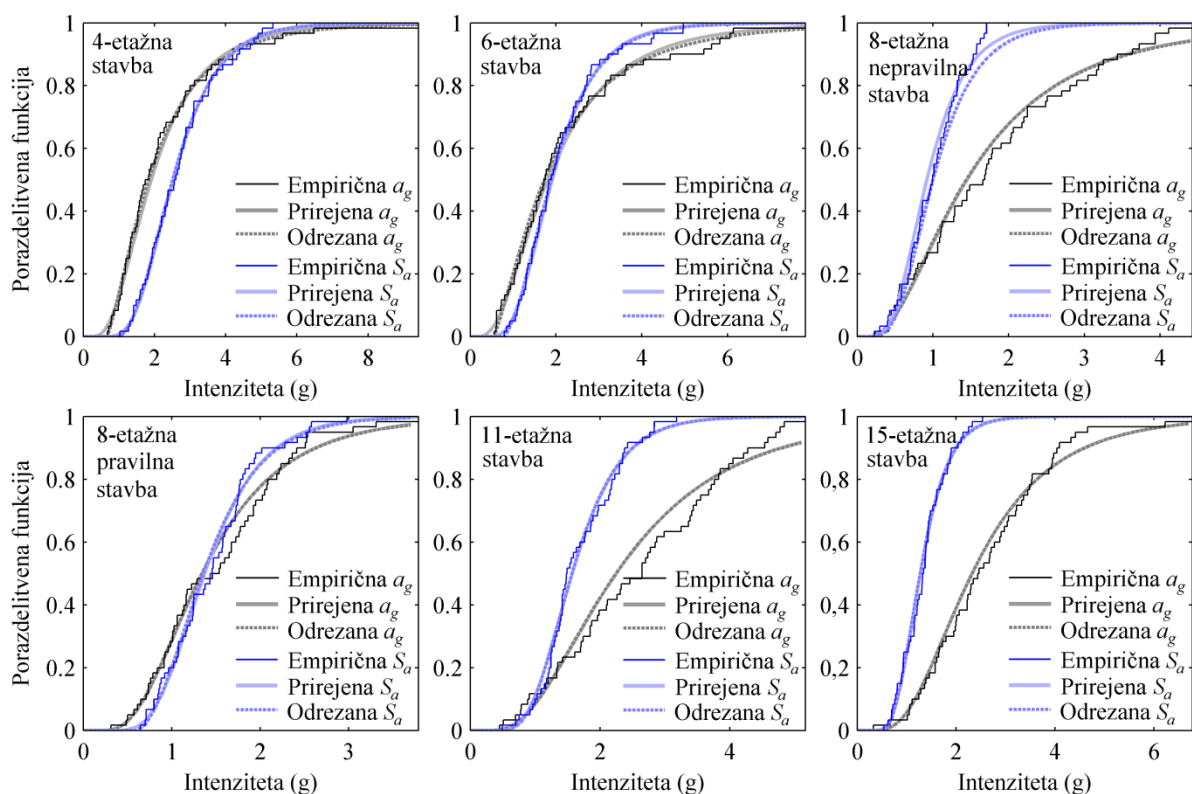
Preglednica 3.1: p -vrednost določena s χ^2 -testom in testom Kolmogorov-Smirnov za logaritemsko normalno porazdelitev prirejeno rezultatom IDA analize na osnovi a_g in $S_a(T_1)$.

Table 3.1: p -value obtained with χ^2 -test and Kolmogorov-Smirnov test for the lognormal distribution fitted to the results of IDA analysis based on a_g and $S_a(T_1)$.

Stavba	a_g		$S_a(T_1)$	
	χ^2	K-S	χ^2	K-S
4-etažna	0,45	0,93	0,73	1,00
6-etažna	0,49	0,97	0,85	1,00
8-etažna nepravilna	0,76	0,63	0,46	0,70
8-etažna pravilna	0,29	0,53	0,17	0,82
11-etažna	0,37	0,29	0,07	0,90
15-etažna	0,18	0,75	0,07	0,62

Vrednosti $im_{LS,50}$, $\beta_{im,LS}$, im_1 in Δim_1 so za vseh šest stavb in obe porazdelitvi, logaritemsko normalno in spodaj odrezano logaritemsko normalno, prikazane v preglednici 3.2 za a_g in v preglednici 3.3 za $S_a(T_1)$. Dodatno je v preglednicah prikazana mejna vrednost spodnje meje intenzitete $im_{1,T}$, nad katero ima spodnja meja vpliv v skladu z enačbo (3.31). Najmanjša intenziteta im_1 je v večini primerov večja od mejne vrednosti spodnje meje intenzitete $im_{1,T}$, kar nakazuje, da ima spodnja meja intenzitete lahko vpliv na verjetnost porušitve. Opazimo lahko, da je pri spodaj odrezani logaritemsko normalni porazdelitvi mediana $im_{LS,50}$ v splošnem nekoliko manjša, $\beta_{im,LS}$ pa nekoliko višja. Razlog je v spremenjeni gostoti verjetnosti, to je verjetnosti, da bo intenziteta potresa pri porušitvi stavbe imela

neko določeno vrednost iz množice možnih vrednosti. Z odrezom porazdelitve postanejo namreč vrednosti v gostoti verjetnosti za intenzitete manjše od im_1 enake 0, za preostale vrednosti intenzitete pa se mora vrednost gostote verjetnosti povečati, da bo njen integral še vedno enak 1. Zaradi tega se poveča raztros oz. standardna deviacija porazdelitve $\beta_{im,LS}$. Zaradi povečave $\beta_{im,LS}$ pa se mora mediana intenzitete $im_{LS,50}$ zmanjšati, da se bo porazdelitvena funkcija še vedno dobro ujemala s porazdelitveno funkcijo empirične porazdelitve oz. s funkcijo ranljivosti stavbe.



Slika 3.8: Primerjava empirične porazdelitvene funkcije in porazdelitvene funkcije prirejene logaritemsko normalne in spodaj odrezane logaritemsko normalne porazdelitve za pospešek tal a_g in spektralni pospešek S_a .

Figure 3.8: Comparison of the empirical cumulative distribution function and the cumulative distribution function of the fitted lognormal and lower bound truncated distribution for peak ground acceleration a_g and spectral acceleration S_a .

Opazimo lahko, da je najmanjši pospešek pri porušitvi im_1 razmeroma visok, saj so bile vse stavbe projektirane v skladu z veljavnimi standardi za potresnoodporno projektiranje (SIST EN 1998-1, 2005). Največji im_1 je bil dobljen v primeru 4-etažne stavbe in znaša $a_{g,1} = 0,68$ g oz. $S_{a,1}(T_1) = 1,03$ g. 4-etažna stavba je edina izmed stavb, ki je bila projektirana na visoko stopnjo duktilnosti (DCH), zaradi česar so bile upoštewane strožje zahteve v postopku projektiranja, ki preprečujejo, da bi se stavba porušila na nezaželen način. 4-etažna stavba je tudi edina, ki je bila psevdo-dinamično preizkušena v naravnem merilu (Negro in sod., 1996). Najstrožji psevdo-dinamičen preizkus je bil izveden za akcelorogram kompatibilen s spektrom odziva normiranim na $a_g = 0,45$ g. Med preizkusom je bila stavba le rahlo poškodovana. Največji etažni zasuk je znašal le 2,5 % (Negro in sod., 1996). Večje poškodbe na stavbi je povzročil šele ciklični preizkus do največjega etažnega zasuka okoli 8 % (Negro, 1997), kar je le nekoliko manj od etažnih zasukov, ki smo jih dobili z IDA pri porušitvi stavbe.

Najmanjša vrednost im_1 je bila dobljena pri nepravilni 8-etažni konstrukciji ($a_{g,1} = 0,24$ g, $S_{a,1}(T_1) = 0,23$ g). Višina prvih dveh etaž je za okoli 60 % večja od preostalih etaž, zaradi česar so nekateri akceleroگرامi konstrukcijo porušili na način, ki ni bil predpisan z metodo načrtovanja nosilnosti. V teh primerih so odpovedali stebri ob vpetju in na vrhu druge etaže, medtem ko so bile grede poškodovane zgolj v prvi etaži. Zaradi tega so nekateri akceleroگرامi stavbo porušili že pri nizkih intenzitetah potresa.

Po pričakovanjih je standardna deviacija logaritmov intenzitet pri poružitvi na osnovi spektralnega pospeška $S_a(T_1)$ manjša kot na osnovi pospeška tal a_g . Posledično lahko pričakujemo manjši vpliv spodnje meje intenzitete (slika 3.4) in hkrati večji vpliv zgornje meje intenzitete (slika 3.5) v primeru, ko je intenziteta pri poružitvi izražena z $S_a(T_1)$ in ne z a_g . Razmerje Δim_1 zavzema vrednosti med 0,14 in 0,39 v primeru a_g in med 0,25 in 0,47 v primeru $S_a(T_1)$. Vrednosti Δim_1 na osnovi $S_a(T_1)$ so večje od tistih na osnovi a_g zaradi manjše standardne deviacije $\beta_{S_a,C}$.

Preglednica 3.2: Mediana pospeška tal pri poružitvi $a_{g,C,50}$ in pripadajoča standardna deviacija $\beta_{a_g,C}$ neodrezane ter spodaj odrezane porazdelitve, najmanjši pospešek tal pri poružitvi $a_{g,1}$, razmerje $\Delta a_{g,1} = a_{g,1}/a_{g,C,50}$ in mejna vrednost $a_{g,1,T}$.

Table 3.2: The median collapse peak ground acceleration $a_{g,C,50}$ and the corresponding standard deviation $\beta_{a_g,C}$ for the untruncated and truncated distribution, the minimum collapse peak ground acceleration $a_{g,1}$, the ratio $\Delta a_{g,1} = a_{g,1}/a_{g,C,50}$ and the threshold value $a_{g,1,T}$.

Stavba	Neodrezana		Odrezana porazdelitev				
	$a_{g,C,50}$ (g)	$\beta_{a_g,C}$	$a_{g,C,50}$ (g)	$\beta_{a_g,C}$	$a_{g,1}$ (g)	$\Delta a_{g,1}$	$a_{g,1,T}$ (g)
4-etažna	1,91	0,58	1,72	0,66	0,68	0,39	0,13
6-etažna	1,81	0,66	1,59	0,76	0,56	0,35	0,06
8-etažna nepravilna	1,45	0,71	1,43	0,72	0,24	0,17	0,07
8-etažna pravilna	1,34	0,53	1,34	0,53	0,31	0,23	0,20
11-etažna	2,25	0,59	2,24	0,60	0,45	0,20	0,23
15-etažna	2,32	0,54	2,32	0,53	0,33	0,14	0,34

Preglednica 3.3: Mediana spektralnega pospeška pri poružitvi $S_{a,C,50}$ in pripadajoča standardna deviacija $\beta_{S_a,C}$ neodrezane ter spodaj odrezane porazdelitve, najmanjši spektralni pospešek pri poružitvi $S_{a,1}$, razmerje $\Delta S_{a,1} = S_{a,1}/S_{a,C,50}$ in mejna vrednost $S_{a,1,T}$.

Table 3.3: The median collapse spectral acceleration $S_{a,C,50}$ and the corresponding standard deviation $\beta_{S_a,C}$ for the untruncated and truncated distribution, the minimum collapse spectral acceleration $S_{a,1}$, the ratio $\Delta S_{a,1} = S_{a,1}/S_{a,C,50}$ and the threshold value $S_{a,1,T}$.

Stavba	Neodrezana		Odrezana porazdelitev				
	$S_{a,C,50}$ (g)	$\beta_{S_a,C}$	$S_{a,C,50}$ (g)	$\beta_{S_a,C}$	$S_{a,1}$ (g)	$\Delta S_{a,1}$	$S_{a,1,T}$ (g)
4-etažna	2,52	0,39	2,49	0,40	1,03	0,41	0,78
6-etažna	1,91	0,42	1,86	0,45	0,80	0,42	0,48
8-etažna nepravilna	0,92	0,44	1,00	0,44	0,23	0,25	0,26
8-etažna pravilna	1,37	0,36	1,34	0,39	0,65	0,47	0,44
11-etažna	1,57	0,37	1,57	0,36	0,50	0,32	0,56
15-etažna	1,28	0,35	1,26	0,36	0,54	0,42	0,45

3.5.3 Določitev zgornje meje intenzitete potresa

Zgornjo mejo intenzitete potresa lahko interpretiramo kot fizikalno največjo možno intenziteto na izbrani lokaciji ali kot izbrano projektno vrednost. Analiza potresne nevarnosti je namreč pri večjih vrednostih intenzitet potresa običajno zelo negotova, posledično pa je tudi ocenjeno potresno tveganje ob upoštevanju teh intenzitet nepravilna. Zaradi tega se lahko odločimo, da intenzitete višje od izbrane zgornje meje pri računu srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja zanemarimo. Ob tem se je potrebno zavedati, da so potresi z intenziteto višjo od izbrane projektne vrednosti na lokaciji še vedno mogoči. Verjetnost porušitve stavbe ob pojavu takega potresa je običajno zelo velika, vendar pojava takih potresov ni možno opredeliti z verjetnostjo. Posledično bi bilo zelo težko in neekonomično zagotoviti zahtevo po neporušitvi za tako velike vrednosti intenzitete potresa. Zato je smiselno intenzitete nad izbrano projektno vrednostjo zgornje meje intenzitete potresa pri računu verjetnosti porušitve izvzeti in tveganje za porušitev stavbe zaradi takih dogodkov obravnavati na drugačen način, saj je verjetnost pojava takih dogodkov nemogoče pravilno številčno oceniti. V kolikor pa za zgornjo mejo intenzitete upoštevamo dejansko vrednost, ocenjena verjetnost porušitve predstavlja njeno dejansko vrednost, saj zanemarimo zgolj tiste intenzitete, ki na izbrani lokaciji niso možne.

Projektno vrednost zgornje meje lahko na primer določimo na osnovi potresne nevarnosti na obravnavani lokaciji in izbrane povratne dobe potresa. V preglednici 3.4 so zbrane vrednosti zgornje meje intenzitete im_2 potresa določene na osnovi potresne nevarnosti za območje Ljubljane (slika 3.6) za dve izbrani vrednosti povratne dobe potresa za šest armiranobetonskih okvirov (Poglavje 2.1). Upoštevani sta dve meri za intenziteto potresa: pospešek tal a_g in spektralni pospešek pri prvem nihajnem času konstrukcije $S_a(T_1)$. Pri stavbah s krajšim nihajnim časom T_1 je razlika med zgornjo mejo spektralnega pospeška za obravnavani povratni dobi majhna, medtem ko se zaradi manjšega naklona krivulj potresne nevarnosti pri stavbah z daljšimi nihajnimi časi in v primeru, ko je mera za intenziteto pospešek tal, zgornja meja intenzitete za obravnavani povratni dobi že močno razlikuje. Zaradi tega je tudi vpliv zgornje meje intenzitete na ocenjeno potresno tveganje močno odvisen od izbrane povratne dobe potresa.

Preglednica 3.4: Zgornja meja intenzitete potresa določena za povratno dobo potresa 100.000 in 1.000.000 let za pospešek tal a_g in spektralni pospešek S_a .

Table 3.4: The upper bound of seismic intensity for return periods of 100.000 and 1.000.000 years for peak ground acceleration a_g and spectral acceleration S_a .

Stavba	T_1 (s)	$a_{g,2}$ (g)		$S_{a,2}$ (g)	
		Povratna doba (let)		Povratna doba (let)	
		100.000	1.000.000	100.000	1.000.000
4-etažna	0,80			3,34	3,64
6-etažna	1,00			2,79	3,60
8-etažna nepravilna	1,76	1,66	3,03	1,47	3,25
8-etažna pravilna	1,29			2,10	3,52
11-etažna	1,57			1,79	3,41
15-etažna	1,96			1,15	2,87

Določitev dejanske vrednosti največje možne zgornje meje intenzitete je zahtevna naloga za raziskovalce, ki se ukvarjajo z analizo potresne nevarnosti. Rezultati analize potresne nevarnosti so pogosto podani zgolj za omejeno območje intenzitete, in sicer za območje, ki je zanimivo z vidika

potresnoodpornega projektiranja v skladu s standardi. To območje pa običajno ne obsega zelo dolgih povratnih dob povezanih z zgornjo mejo intenzitete potresa. Teoretično bi lahko največjo intenziteto potresa določili na osnovi potresnega modela uporabljenega pri analizi potresne nevarnosti in atenuacijskih pravil. Tako pri potresnem modelu kot pri atenuacijskih pravilih pa se pojavljajo negotovosti, predvsem na območjih z nizko ali zmerno potresno aktivnostjo, kjer je število zabeleženih akcelerogramov manjše. Dodatno negotovost predstavlja omejitev verjetnosti pojava potresa, ki je potrebna za določitev zgornje meje intenzitete. Ta omejitev je še posebej pomembna pri zelo dolgih povratnih dobah, ki se pojavljajo pri določitvi potresnega tveganja porušitve stavbe. Metode za določitev mejne vrednosti potresne nevarnosti ne poznamo in se zato ta vrednost nekoliko bolj poljubno določa. Na primer, v obsegu analize potresne nevarnosti na območju Nuklearne Elektrarne Krško je bila narejena tudi študija vpliva omejitve pospeška tal, ki ustreza povratnim dobam do 10.000 let (Šket Motnikar in Lapajne, 2004). Študija je pokazala, da se pospešek tal pri povratni dobi 10.000 let omejen pri 2 in 3 standardnih deviacijah nad mediano razlikuje za manj kot 10 %, medtem ko se pospešek tal omejen pri 3 standardnih deviacijah razlikuje od neomejenega pospeška za manj kot 1 %.

Za potrebe naloge smo največjo intenziteto potresa na območju Slovenije določili na osnovi potresnega modela, ki je bil uporabljen pri analizi potresne nevarnosti v Sloveniji (Lapajne, Šket Motnikar in Zupančič, 2003). Pri tem smo upoštevali tri različna atenuacijska pravila, ki so jih predlagali Sabetta in Pugliese (1996), Bindi in sod. (2011) in Akkar in Bommer (2010). Dodatno smo največji pospešek tal ocenili z ne-parametričnim pristopom, ki sta ga predlagala Peruš in Fajfar (2010).

Sabetta in Pugliese (1996) sta atenuacijsko pravilo razvila na osnovi italijanske baze potresov, ki je takrat obsegala 95 akcelerogramov pridobljenih pri 17 potresih. Predlagana enačba ima naslednjo obliko:

$$\log_{10} Y = a + bM + c \log_{10} (R^2 + h^2)^{1/2} + e_1 S_1 + e_2 S_2 \pm \sigma, \quad (3.44)$$

kjer je Y intenziteta potresa, a , b , c , e_1 , e_2 in h so regresijski koeficienti, M predstavlja magnitudo, R je razdalja od epicentra ali razdalja od preloma, kjer je slednja enaka Joyner-Boore razdalji R_{jb} , in σ je standardna deviacija logaritma od Y . Parameter S_1 je enak 1 za plitke aluvialne plasti in 0 v preostalih primerih, parameter S_2 pa je enak 1 za globoke aluvialne plasti in 0 v preostalih primerih. Regresijski koeficienti in standardna deviacija se razlikujejo glede na to ali je izbrana razdalja od epicentra ali razdalja od preloma. V našem primeru smo v skladu z analizo potresne nevarnosti za Slovenijo upoštevali razdaljo od preloma oz. Joyner-Boore razdaljo in plitko aluvialno plast.

Bindi in sod. (2010) so atenuacijsko pravilo osnovali na novejši potresni bazi ITACA, ki obsega 561 akcelerogramov pridobljenih pri 107 potresih. Baza je bila nato izpopolnjena, zaradi česar je bilo modificirano tudi atenuacijsko pravilo (Bindi in sod., 2011), ki ima naslednjo obliko:

$$\log_{10} Y = e_1 + F_D(R, M) + F_M(M) + F_S + F_{sof} \pm \sigma, \quad (3.45)$$

kjer je R Joyner-Boore razdalja (R_{jb}), M je magnituda, σ je celotna standardna deviacija, in e_1 je regresijski koeficient. $F_D(R, M)$ je funkcija razdalje z naslednjo obliko:

$$F_D(R, M) = \left[c_1 + c_2 (M - M_{ref}) \right] \log_{10} \left(\sqrt{R_{jb}^2 + h^2} / R_{ref} \right) - c_3 \left(\sqrt{R_{jb}^2 + h^2} - R_{ref} \right), \quad (3.46)$$

kjer so c_1 , c_2 , c_3 in h regresijski koeficienti, $M_{ref} = 5$ je referenčna magnituda in $R_{ref} = 1$ je referenčna razdalja. Funkcija magnitude se glasi:

$$F_M(M) = \begin{cases} b_1(M - M_h) + b_2(M - M_h)^2 & \dots M \leq M_h \\ b_3(M - M_h) & \dots M > M_h \end{cases}, \quad (3.47)$$

kjer sta b_1 in b_2 regresijska koeficienta, $b_3 = 0$ in $M_h = 6,75$. $F_S = s_j C_j$ predstavlja popravek zaradi tipa tal, kjer je s_j koeficient tal, j predstavlja pet različnih tipov tal v skladu z Evrokodom 8 (tipi tal A do E) in C_j je spremenljivka, ki zavzame vrednost 1, ko je j opazovan tip tal in 0 v preostalih primerih. Popravek zaradi tipa preloma je uveden z $F_{sof} = f_j E_j$, kjer je f_j koeficient, ki je odvisen od upoštevanih štirih tipov preloma: normalen, obraten, strižni in neznan. E_j zavzame vrednost 1, ko je j enak upoštevanemu tipu preloma in 0 v preostalih primerih. V skladu z analizo potresne nevarnosti za Slovenijo smo upoštevali tip preloma z največjo utežjo na obravnavanem območju, in sicer zmični prelom (Lapajne, Šket Motnikar in Zupančič, 2003).

Akkar in Bommer (2010) sta atenuacijsko pravilo določila na osnovi baze potresov na območju Evrope in Bližnjega vzhoda, ki obsega 532 zapisov z 131 potresov. Predlagana enačba ima naslednjo obliko:

$$\log_{10} Y = b_1 + b_2 M + b_3 M^2 + (b_4 + b_5 M) \log \sqrt{R_{jb}^2 + b_6^2} + b_7 S_S + b_8 S_A + b_9 F_N + b_{10} F_R \pm \sigma, \quad (3.48)$$

kjer je M magnituda, R_{jb} je Joyner-Boore razdalja, σ je standardna deviacija logaritma Y , b_i so regresijski koeficienti, S_S je enak 1 za mehke zemljine in 0 v ostalih primerih in S_A je enak 1 za trdne zemljine in 0 v ostalih primerih. Podobno sta F_N in F_R enaka 1 za normalne oz. obratne prelome in 0 v preostalih primerih. V našem primeru, kjer imamo zmični prelom, je $F_N = F_R = 0$.

Model za napoved potresa, ki sta ga predlagala Peruš in Fajfar temelji na momentni magnitudi, tipu preloma, tipu tal določenim s hitrostjo strižnega valovanja v zgornjih 30 m tal in Joyner-Boore razdalji ter na veliki bazi potresov PF-L (Peruš in Fajfar, 2010). Model se od preostalih upoštevanih atenuacijskih pravil razlikuje po upoštevanju standardni deviaciji, ki v tem primeru temelji na naravnem logaritmu, pri preostalih atenuacijskih pravilih pa standardna deviacija temelji na navadnem logaritmu.

Za primerjavo je bila mediana intenzitete potresa določena z uporabo vseh štirih atenuacijskih pravil. V skladu z analizo potresne nevarnosti na območju Slovenije smo upoštevali zgornjo mejo magnitude 6,5 in 7. Največja intenziteta je bila ocenjena pri razdalji od preloma 0, 2 in 5 km ter pri dveh in treh standardnih deviacijah σ nad mediano. Zaradi enostavnejše primerjave smo predpostavili, da se vse stavbe nahajajo na tleh tipa B v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Rezultati napovedi za

pospešek tal a_g so zbrani v preglednici 3.5, kjer zaradi lažje primerjave vse prikazane standardne deviacije temeljijo na navadnem logaritmu in je bila torej standardna deviacija po (Peruš in Fajfar, 2010) ustrezno preračunana. V preglednicah 3.6 do 3.11 so zbrani rezultati za spektralni pospešek $S_a(T_1)$, kjer je napoved po (Peruš in Fajfar, 2010) opuščena. Prikazane največje intenzitete potresa pa niso popolnoma kompatibilne, saj temeljijo na različnih definicijah horizontalne komponente potresa. Sabetta in Pugliese upoštevata največjo horizontalno komponento, Akkar in Bommer ter Bindi in sod. določajo geometrijsko sredino horizontalnih komponent, Peruš in Fajfar pa upoštevata mero neodvisno od rotacij (GMRotI50), ki so jo definirali Boore in sod. (2006). Intenziteta pri porušitvi konstrukcije upoštevana pri analizi temelji na X in Y horizontalnih komponentah potresa kot so bile posnete z inštrumenti in bi morali zato z atenuacijskimi pravili napovedano največjo intenziteto ustrezno modificirati. Ustrezen postopek sta predlagala Beyer in Bommer (2006). V primeru, da bi upoštevali te popravke, bi se mediana intenzitete spremenila le v primeru atenuacijskega pravila (Sabetta in Pugliese, 1996), ocenjena zgornja meja intenzitete pa bi se povečala za 5 do 10 % zaradi večje vrednosti popravljene standardne deviacije. Zaradi enostavnosti smo te popravke opustili, saj na izračunano potresno tveganje niso imeli bistvenega vpliva.

Preglednica 3.5: Mediana \tilde{a}_g dobljena s štirimi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $a_{g,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km).

Table 3.5: The median \tilde{a}_g based on the four different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $a_{g,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km).

R_{jb} (km)	GMPE	$M = 6,5$				$M = 7,0$			
		\tilde{a}_g (g)	σ	$a_{g,2,2\sigma}$ (g)	$a_{g,2,3\sigma}$ (g)	\tilde{a}_g (g)	σ	$a_{g,2,2\sigma}$ (g)	$a_{g,2,3\sigma}$ (g)
0	Sabetta in Pugliese	0,68	0,17	1,51	2,25	0,97	0,17	2,15	3,20
	Bindi in sod.	0,32	0,34	1,52	3,31	0,45	0,34	2,14	4,66
	Akkar in Bommer	0,37	0,28	1,32	2,51	0,39	0,28	1,43	2,71
	Peruš in Fajfar	0,38	0,29	1,44	2,79	0,41	0,28	1,48	2,79
2	Sabetta in Pugliese	0,64	0,17	1,43	2,12	0,91	0,17	2,03	3,02
	Bindi in sod.	0,32	0,34	1,49	3,23	0,45	0,34	2,10	4,56
	Akkar in Bommer	0,35	0,28	1,28	2,43	0,38	0,28	1,38	2,63
	Peruš in Fajfar	0,36	0,29	1,34	2,59	0,39	0,28	1,41	2,66
5	Sabetta in Pugliese	0,52	0,17	1,14	1,70	0,73	0,17	1,63	2,42
	Bindi in sod.	0,28	0,34	1,33	2,88	0,40	0,34	1,91	4,14
	Akkar in Bommer	0,30	0,28	1,10	2,09	0,33	0,28	1,21	2,31
	Peruš in Fajfar	0,29	0,29	1,10	2,14	0,34	0,28	1,20	2,28

Opazimo lahko, da na ocenjeno zgornjo mejo intenzitete vpliva veliko parametrov, in sicer izbrano atenuacijsko pravilo, upoštevana zgornja meja magnitude, oddaljenost od preloma in izbira omejitve intenzitete v smislu standardne deviacije od mediane intenzitete. Po pričakovanjih se ocenjena zgornja meja intenzitete večja z večanjem magnitude in upoštevanim številom standardnih deviacij, manjša pa z večanjem oddaljenosti od preloma. Prikazana standardna deviacija σ med posameznimi modeli ni primerljiva, saj velja za različne mere za intenziteto potresa. V primeru modela Sabetta in Pugliese, gre za standardno deviacijo desetiškega logaritma spektralne psevdo hitrosti, pri modelu Bindi in sod. desetiškega logaritma spektralnega pospeška in pri Akkar in Bommer za desetiški logaritem spektralnega psevdo pospeška. Največje vrednosti mediane pospeška tal in spektralnega pospeška poda atenuacijsko pravilo, ki sta ga predlagala Sabetta in Pugliese (1996). Največje vrednosti

intenzitete pri upoštevanih dveh in treh standardnih deviacijah v glavnem opazimo pri atenuacijskem pravilu, ki so ga predlagali Bindi in sod. (2011). Vrednost standardne deviacije pri atenuacijskem pravilu Sabetta in Pugliese (1996) narašča z nihajnim časom, medtem ko pri preostalih ni opaznega trenda. Zaradi velikega razpona v vrednostih zgornje meje intenzitete je tudi vpliv na ocenjeno potresno tveganje močno podvržen izbiri parametrov pri določanju zgornje meje intenzitete.

Preglednica 3.6: Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km) za 4-etažno stavbo.

Table 3.6: The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km) for the 4-storey building.

R_{jb} (km)	GMPE	$M = 6,5$				$M = 7,0$			
		\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)	\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)
0	Sabetta in Pugliese	0,70	0,26	2,29	4,16	1,26	0,26	4,14	7,50
	Bindi in sod.	0,58	0,35	2,97	6,72	0,91	0,35	4,64	10,5
	Akkar in Bommer	0,39	0,33	1,82	3,92	0,51	0,33	2,37	5,11
2	Sabetta in Pugliese	0,64	0,26	2,12	3,83	1,16	0,26	3,82	6,92
	Bindi in sod.	0,54	0,35	2,78	6,30	0,85	0,35	4,38	9,92
	Akkar in Bommer	0,36	0,33	1,67	3,59	0,47	0,33	2,19	4,72
5	Sabetta in Pugliese	0,48	0,26	1,58	2,87	0,87	0,26	2,86	5,18
	Bindi in sod.	0,43	0,35	2,20	4,97	0,69	0,35	3,53	8,00
	Akkar in Bommer	0,27	0,33	1,24	2,68	0,36	0,33	1,67	3,59

Preglednica 3.7: Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km) za 6-etažno stavbo.

Table 3.7: The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km) for the 6-storey building.

R_{jb} (km)	GMPE	$M = 6,5$				$M = 7,0$			
		\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)	\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)
0	Sabetta in Pugliese	0,51	0,25	1,60	2,81	0,98	0,25	3,14	5,36
	Bindi in sod.	0,47	0,36	2,47	5,66	0,75	0,36	3,92	8,97
	Akkar in Bommer	0,26	0,33	1,18	2,50	0,36	0,33	0,59	3,36
2	Sabetta in Pugliese	0,46	0,25	1,44	2,54	0,88	0,25	2,75	4,84
	Bindi in sod.	0,44	0,36	2,31	5,29	0,70	0,36	3,68	8,44
	Akkar in Bommer	0,25	0,33	1,10	2,33	0,33	0,33	1,49	3,16
5	Sabetta in Pugliese	0,33	0,25	1,03	1,81	0,63	0,25	1,96	3,45
	Bindi in sod.	0,34	0,36	1,81	4,14	0,56	0,36	2,93	6,72
	Akkar in Bommer	0,19	0,33	0,86	1,81	0,26	0,33	1,18	2,50

Za izbrane vrednosti magnitude, razdalje od preloma in večkratnika standardnih deviacij atenuacijska pravila za zgornjo mejo pospeška tal podajo vrednosti med 1,10 g in 4,66 g (preglednica 3.5). Zgornja meja pospeška tal, ki smo jo določili s povratnima dobama potresa 100.000 in 1.000.000 je torej znotraj tega območja (preglednica 3.4). Pri spektralnem pospešku pa je to območje nekoliko večje. Za 4-etažno stavbo se vrednost zgornje meje spektralnega pospeška giblje med 1,2 g in 11 g (preglednica 3.6), pri 6-etažni stavbi med 0,9 g in 9,0 g (preglednica 3.7), pri nepravilni 8-etažni stavbi med 0,4 g in

3,5 g (preglednica 3.8), za pravilno 8-etažno stavbo med 0,6 g in 6,0 g (preglednica 3.9), za 11-etažno stavbo med 0,5 g in 4,2 g (preglednica 3.10), za 15-etažno stavbo pa med 0,4 g in 4,4 g (preglednica 3.11). Največja ocenjena vrednost zgornje meje je pri spektralnem pospešku torej skoraj za faktor 10 večja od najmanjše vrednosti. Zgornja meja spektralnega pospeška, ki je določena na osnovi povratne dobe potresa (preglednica 3.4), je bistveno manjša od največje vrednosti zgornje meje, ki je ocenjena s pomočjo modelov pojemanja potresa.

Preglednica 3.8: Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km) za nepravilno 8-etažno stavbo.

Table 3.8: The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km) for the irregular 8-storey building.

R_{jb} (km)	GMPE	$M = 6,5$				$M = 7,0$			
		\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)	\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)
0	Sabetta in Pugliese	0,29	0,27	1,01	1,89	0,60	0,27	2,11	3,95
	Bindi in sod.	0,16	0,38	0,89	2,12	0,26	0,38	1,46	3,47
	Akkar in Bommer	0,12	0,32	0,53	1,13	0,20	0,32	0,88	1,86
2	Sabetta in Pugliese	0,25	0,27	0,88	1,64	0,52	0,27	1,83	3,44
	Bindi in sod.	0,15	0,38	0,84	1,99	0,24	0,38	1,38	3,28
	Akkar in Bommer	0,12	0,32	0,51	1,08	0,19	0,32	0,85	1,79
5	Sabetta in Pugliese	0,17	0,27	0,58	1,09	0,35	0,27	1,22	2,28
	Bindi in sod.	0,12	0,38	0,67	1,60	0,20	0,38	1,15	2,73
	Akkar in Bommer	0,10	0,32	0,43	0,91	0,16	0,32	0,72	1,52

Preglednica 3.9: Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km) za pravilno 8-etažno stavbo.

Table 3.9: The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km) for the regular 8-storey building.

R_{jb} (km)	GMPE	$M = 6,5$				$M = 7,0$			
		\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)	\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)
0	Sabetta in Pugliese	0,39	0,24	1,20	2,11	0,77	0,24	2,37	4,16
	Bindi in sod.	0,29	0,37	1,61	3,77	0,47	0,37	2,57	6,01
	Akkar in Bommer	0,20	0,32	0,86	1,80	0,30	0,32	1,31	2,74
2	Sabetta in Pugliese	0,35	0,24	1,08	1,89	0,69	0,24	2,13	3,74
	Bindi in sod.	0,27	0,37	1,50	3,51	0,44	0,37	2,42	5,65
	Akkar in Bommer	0,18	0,32	0,81	1,69	0,28	0,32	1,23	2,58
5	Sabetta in Pugliese	0,25	0,24	0,76	1,33	0,49	0,24	1,50	2,63
	Bindi in sod.	0,22	0,37	1,19	2,77	0,36	0,37	1,96	4,59
	Akkar in Bommer	0,14	0,32	0,63	1,32	0,22	0,32	0,97	2,03

Preglednica 3.10: Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km) za 11-etažno stavbo.

Table 3.10: The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km) for the 11-storey building.

R_{jb} (km)	GMPE	$M = 6,5$				$M = 7,0$			
		\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)	\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)
0	Sabetta in Pugliese	0,32	0,25	1,01	1,80	0,65	0,25	2,07	3,68
	Bindi in sod.	0,20	0,37	1,11	2,63	0,32	0,37	1,79	4,24
	Akkar in Bommer	0,15	0,32	0,65	1,36	0,25	0,32	1,07	2,24
2	Sabetta in Pugliese	0,28	0,25	0,90	1,60	0,58	0,25	1,84	3,27
	Bindi in sod.	0,19	0,37	1,04	2,46	0,30	0,37	1,69	4,00
	Akkar in Bommer	0,14	0,32	0,61	1,28	0,23	0,32	1,01	2,11
5	Sabetta in Pugliese	0,19	0,25	0,62	1,10	0,40	0,25	1,26	2,25
	Bindi in sod.	0,15	0,37	0,83	1,95	0,25	0,37	1,39	3,29
	Akkar in Bommer	0,11	0,32	0,48	1,01	0,19	0,32	0,81	1,69

Preglednica 3.11: Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in treh oddaljenosti od preloma (0, 2 in 5 km) za 15-etažno stavbo.

Table 3.11: The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and three source-to-site distances (0, 2 and 5 km) for the 15-storey building.

R_{jb} (km)	GMPE	$M = 6,5$				$M = 7,0$			
		\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)	\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)
0	Sabetta in Pugliese	0,26	0,30	1,03	2,03	0,57	0,30	2,20	4,35
	Bindi in sod.	0,14	0,37	0,78	1,85	0,23	0,37	1,28	3,03
	Akkar in Bommer	0,10	0,33	0,47	1,00	0,18	0,33	0,79	1,69
2	Sabetta in Pugliese	0,22	0,30	0,87	1,72	0,48	0,30	1,86	3,68
	Bindi in sod.	0,13	0,37	0,73	1,73	0,22	0,37	1,21	2,86
	Akkar in Bommer	0,10	0,33	0,45	0,96	0,17	0,33	0,77	1,63
5	Sabetta in Pugliese	0,14	0,30	0,55	1,09	0,30	0,30	1,18	2,33
	Bindi in sod.	0,10	0,37	0,58	1,38	0,18	0,37	0,99	2,34
	Akkar in Bommer	0,09	0,33	0,39	0,82	0,15	0,33	0,66	1,40

3.5.4 Ocena verjetnosti porušitve z uporabo izpeljanih enačb

Za obravnavanih šest stavb smo verjetnost porušitve določili po različnih enačbah, ki smo jih izpeljali v poglavjih 3.1 do 3.4. Z enačbami (3.21-24) smo ocenili vpliv spodnje in zgornje meje intenzitete na potresno tveganje, ki smo ga ocenili z enačbo (3.14). Nato smo potresno tveganje ocenili z enačbo (3.39), ki upošteva spodnjo mejo intenzitete ter odrezano logaritemsko normalno porazdelitev intenzitete, in z enačbo (3.41), ki poleg naštetega upošteva še zgornjo mejo intenzitete. Za zgornjo mejo intenzitete smo upoštevali projektno vrednost, ki je določena s povratno dobo 100.000 let $im_{2,d}$, ter najmanjšo in povprečno vrednost zgornje meje, ki je ocenjena z atenuacijskimi pravili za posamezno stavbo, $im_{2,a,\min}$ in $im_{2,a,\text{av}}$. Največje ocenjene vrednosti zgornje meje intenzitete na verjetnost porušitve nimajo vpliva, zato jih v nadaljevanju ne obravnavamo. Posamezne enačbe smo nato v poglavju 3.5.5 preverili z Monte Carlo simulacijami.

V preglednicah 3.12 in 3.13 je prikazana verjetnost porušitve ocenjena z enačbo (3.14) in pa vrednosti $\bar{\lambda}_{LS,im1}$, $\bar{\lambda}_{LS,im2}$ in $\bar{\lambda}_{LS,im12}$ izračunane po enačbah (3.22-3.24) za dve meri za intenziteto potresa, pospešek tal a_g in spektralni pospešek $S_a(T_1)$. Dodatno sta deleža $\Delta\lambda_{C,im1}$ in $\Delta\lambda_{C,im2}$, ki smo ju določili z enačbami (3.21), prikazana na sliki 3.9. Vpliv spodnje meje intenzitete je v primeru upoštevanje intenzitete a_g večji kot v primeru $S_a(T_1)$ zaradi večje standardne deviacije $\beta_{ag,C}$ in večjega faktorja k . Obratno velja pri zgornji meji intenzitete, kjer je vpliv nekoliko večji pri $S_a(T_1)$. Kot je razvidno iz preglednic 3.12 in 3.13 ter slike 3.9, bi lahko spodnja meja a_{g1} potencialno znižala verjetnost porušitve za 58 % ($\Delta\lambda_{C,ag1} = 42$ %), S_{a1} pa za 13 % ($\Delta\lambda_{C,Sa1} = 87$ %). Ti vrednosti veljajo za 6-etažno konstrukcijo, pri kateri je opazen največji vpliv spodnje meje, kar je posledica visoke vrednosti standardne deviacije in spodnje meje intenzitete. Upoštevanje projektne vrednosti zgornje meje bi lahko potencialno zmanjšalo verjetnost porušitve za 16 % v primeru a_g ($\Delta\lambda_{C,ag2} = 84$ %) in za 28 % v primeru $S_a(T_1)$ ($\Delta\lambda_{C,Sa2} = 72$ %). Pri najmanjši ocenjeni zgornji meji sta ti dve vrednosti 39 % ($\Delta\lambda_{C,ag2} = 61$ %) in 96 % ($\Delta\lambda_{C,Sa2} = 4$ %), pri povprečni vrednosti zgornje meje določene z atenuacijskimi pravili pa 7 % ($\Delta\lambda_{C,ag2} = 93$ %) in 13 % ($\Delta\lambda_{C,Sa2} = 87$ %). Največji vpliv zgornje meje je opazen pri 11- in 15-etažni stavbi, ki imata nižje vrednosti standardne deviacije in večje vrednosti mediane intenzitete pri porušitvi, zaradi česar je vrednost Δim_2 manjša, vpliv im_2 pa večji. Vrednost kombiniranega vpliva tako spodnje kot zgornje meje, ki je izražen z $\Delta\lambda_{C,im12}$, lahko določimo iz preglednice 3.12. V kolikor za zgornjo mejo intenzitete upoštevamo projektno vrednost, znaša $\Delta\lambda_{C,im12}$ med 39 % in 83 % za a_g in med 66 % in 97 % za $S_a(T_1)$. Pri najnižji zgornji meji, ki je določena z atenuacijskimi pravili, je delež $\Delta\lambda_{C,im12}$ nižji, in sicer med 33 % in 78 % za a_g in med 1 % in 47 % za $S_a(T_1)$. Pri upoštevanju povprečni vrednosti zgornje meje intenzitete pa zavzema ta delež vrednosti med 41 % in 91 % za a_g in med 84 % in 97 % za $S_a(T_1)$.

Preglednica 3.12: Verjetnost porušitve $\lambda_{C,ag}$ ter vrednosti $\bar{\lambda}_{C,ag1}$, $\bar{\lambda}_{C,ag2}$ in $\bar{\lambda}_{C,ag12}$ z upoštevanju projektne vrednostjo zgornje meje $a_{g,2,d}$ ter minimalno in povprečno vrednost zgornje meje intenzitete, ki smo jo določili z atenuacijskimi pravili, $a_{g,2,a,min}$ in $a_{g,2,a,av}$.

Table 3.12: Probability of collapse $\lambda_{C,ag}$ and values $\bar{\lambda}_{C,ag1}$, $\bar{\lambda}_{C,ag2}$ and $\bar{\lambda}_{C,ag12}$ with consideration of the design value for the upper intensity bound $a_{g,2,d}$ and the minimum and average value of the upper bound intensity, which was determined with attenuation relationships, $a_{g,2,a,min}$ and $a_{g,2,a,av}$.

Stavba	$\lambda_{C,ag}$	$\bar{\lambda}_{C,ag1}$	$\bar{\lambda}_{C,ag2}$			$\bar{\lambda}_{C,ag12}$		
	$\cdot 10^{-5}$	$\cdot 10^{-5}$	$a_{g,2,d}$ $\cdot 10^{-5}$	$a_{g,2,a,min}$ $\cdot 10^{-5}$	$a_{g,2,a,av}$ $\cdot 10^{-5}$	$a_{g,2,d}$ $\cdot 10^{-5}$	$a_{g,2,a,min}$ $\cdot 10^{-5}$	$a_{g,2,a,av}$ $\cdot 10^{-5}$
4-etažna	2,78	1,48	2,58	2,22	2,69	1,28	0,91	2,69
6-etažna	5,23	2,22	5,06	4,70	5,16	2,05	1,69	5,16
8-etažna nepravilna	14,8	9,96	14,6	14,3	14,7	9,77	9,40	14,7
8-etažna pravilna	6,93	6,13	6,73	6,21	6,85	5,94	5,42	6,85
11-etažna	1,71	1,41	1,49	1,26	1,59	1,20	0,96	1,89
15-etažna	1,16	1,13	0,94	0,71	1,04	0,91	0,69	1,04

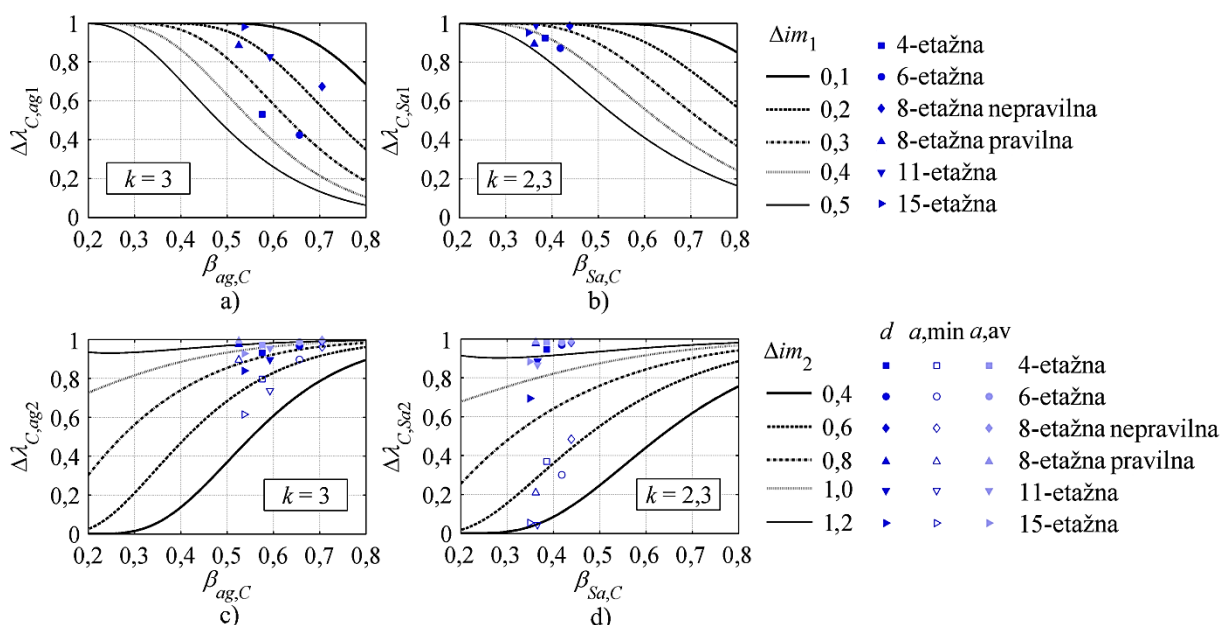
Obravnavane stavbe se vse nahajajo na območju Ljubljane, zaradi česar se pri posamezni meri za intenziteto vrednost parametra k med primeri minimalno razlikuje. V kolikor bi se stavbe nahajale na območjih z različno jakostjo potresne aktivnosti, bi se ocenjena verjetnost porušitve in vpliv mej intenzitete na verjetnost porušitve še dodatno razlikovali zaradi različnih vrednosti parametra k . Na primer, v kolikor bi se iste stavbe nahajale na območju Pariza, kjer velja $k = 4,8$ (Douglas in sod., 2013), bi bil vpliv spodnje meje intenzitete na verjetnost porušitve v splošnem večji (Lazar in Dolšek, 2014c). Pri tem se je potrebno zavedati, da gre tu le za grobo primerjavo. Obravnavane stavbe so bile

namreč projektirane za območje z zmerno potresno aktivnostjo. V kolikor bi se stavbe dejansko nahajale na območju Pariza, kjer je potresna aktivnost nizka, bi se vrednosti projektnega pospeška tal razlikovale od tistih, ki so bile upoštevane pri projektiranju obravnavanih stavb.

Preglednica 3.13: Verjetnost porušitve $\lambda_{C,Sa}$ ter vrednosti $\bar{\lambda}_{C,Sa1}$, $\bar{\lambda}_{C,Sa2}$ in $\bar{\lambda}_{C,Sa12}$ z upoštevanom projektno vrednostjo zgornje meje $S_{a,2,d}$ ter minimalno in povprečno vrednost zgornje meje intenzitete, ki smo jo določili z atenuacijskimi pravili, $S_{a,2,a,min}$ in $S_{a,2,a,av}$.

Table 3.13: Probability of collapse $\lambda_{C,Sa}$ and values $\bar{\lambda}_{C,Sa1}$, $\bar{\lambda}_{C,Sa2}$ and $\bar{\lambda}_{C,Sa12}$ with consideration of the design value for the upper intensity bound $S_{a,2,d}$ and the minimum and average value of the upper bound intensity, which was determined with attenuation relationships, $S_{a,2,a,min}$ and $S_{a,2,a,av}$.

Stavba	$\lambda_{C,Sa}$	$\bar{\lambda}_{C,Sa1}$	$\bar{\lambda}_{C,Sa2}$			$\bar{\lambda}_{C,Sa12}$		
	$\cdot 10^{-5}$	$\cdot 10^{-5}$	$S_{a,2,d}$ $\cdot 10^{-5}$	$S_{a,2,a,min}$ $\cdot 10^{-5}$	$S_{a,2,a,av}$ $\cdot 10^{-5}$	$S_{a,2,d}$ $\cdot 10^{-5}$	$S_{a,2,a,min}$ $\cdot 10^{-5}$	$S_{a,2,a,av}$ $\cdot 10^{-5}$
4-etažna	3,74	3,46	3,54	1,40	3,68	3,26	1,11	3,40
6-etažna	3,74	3,26	3,63	1,12	3,68	3,14	0,64	3,20
8-etažna nepravilna	4,57	4,51	4,48	2,20	4,51	4,42	2,13	4,44
8-etažna pravilna	3,93	3,51	3,84	0,84	3,87	3,42	0,42	3,45
11-etažna	1,89	1,87	4,67	0,08	1,64	1,65	0,06	1,62
15-etažna	1,16	1,09	0,94	0,07	1,04	0,77	0,01	0,98



Slika 3.9: Ocena a) $\Delta\lambda_{C,ag1}$, b) $\Delta\lambda_{C,Sa1}$, c) $\Delta\lambda_{C,ag2}$ in d) $\Delta\lambda_{C,Sa2}$ za obravnavane stavbe z upoštevanom projektno vrednostjo zgornje meje $im_{2,d}$ ter minimalno in povprečno vrednost zgornje meje intenzitete, ki smo jo določili z atenuacijskimi pravili, $im_{2,a,min}$ in $im_{2,a,av}$.

Figure 3.9: Estimates of a) $\Delta\lambda_{C,ag1}$, b) $\Delta\lambda_{C,Sa1}$, c) $\Delta\lambda_{C,ag2}$ and d) $\Delta\lambda_{C,Sa2}$ for the analysed buildings with consideration of the design value for the upper intensity bound $im_{2,d}$ and the minimum and average value of the upper bound intensity, which was determined with attenuation relationships, $im_{2,a,min}$ and $im_{2,a,av}$.

V preglednici 3.14 je prikazana verjetnost porušitve, ki je bila določena z enačbami (3.14), (3.39) in (3.41). Pri tem smo za zgornjo mejo intenzitete potresa upoštevali tri različne vrednosti: projektno vrednost določeno s povratno dobo 100.000 let (preglednica 3.4) $a_{g,2,d}$ in $S_{a,2,d}$, najmanjšo vrednost zgornje meje določeno z atenuacijskimi pravili $a_{g,2,a,min}$ in $S_{a,2,a,min}$ ter povprečno vrednost zgornje meje določeno z atenuacijskimi pravili $a_{g,2,a,av}$ in $S_{a,2,a,av}$. Verjetnost porušitve je za obe 8-etažni stavbi

nekoliko višja kot za preostale stavbe. Razlog je v nepravilnosti po višini nepravilne 8-etažne stavbe, zaradi česar večina akceleroگرامov stavbo poruši pri nižjih vrednostih intenzitete, mediana intenzitete pri porušitvi pa je zato nižja (gl. preglednici 3.2 in 3.3). Pri pravilni 8-etažni stavbi pa je razlog za višjo verjetnost porušitve tip tal, saj je stavba edina na slabših tleh tipa C. Opazimo lahko, da upoštevanje spodnje meje intenzitete ($\lambda_{C,im1}$) zmanjša verjetnost porušitve v primeru vseh stavb, in sicer za 7 % ($\Delta\lambda_{C,ag1} = 93$ %) do 41 % ($\Delta\lambda_{C,ag1} = 59$ %) pri pospešku tal a_g in za 1 % ($\Delta\lambda_{C,Sa1} = 99$ %) do 16 % ($\Delta\lambda_{C,Sa1} = 84$ %) pri spektralnem pospešku $S_a(T_1)$. Te vrednosti so v primerjavi s predhodno ocenjenim vplivom z razmerjem $\Delta\lambda_{C,im1}$ (slika 3.9) nekoliko višje zaradi upoštevanje odrezane logaritemsko normalne porazdelitve intenzitete. Vrednost $\lambda_{C,im12}$ je zaradi upoštevanja projektne vrednosti zgornje meje intenzitete $im_{2,d}$ nižja od λ_C , in sicer znaša $\lambda_{C,im12}$ med 56 % in 88 % λ_C v primeru a_g in med 70 % in 94 % λ_C v primeru $S_a(T_1)$. V kolikor upošteevamo najnižjo vrednost zgornje meje intenzitete določene z atenuacijskimi pravili $im_{2,a,min}$, se λ_C zniža za 20 % ($\Delta\lambda_{C,ag12} = 80$ %) do 52 % ($\Delta\lambda_{C,ag12} = 48$ %) pri a_g in za 66 % ($\Delta\lambda_{C,Sa12} = 34$ %) do 99 % ($\Delta\lambda_{C,Sa12} = 1$ %) pri $S_a(T_1)$. V tem primeru pride do tako nizkih vrednosti $\lambda_{C,Sa12}$ zaradi zelo nizkih vrednosti $S_{a,2,a,min}$. V kolikor pa upošteevamo povprečno vrednost zgornje meje ocenjene po atenuacijskih pravilih, se λ_C zniža za 10 % ($\Delta\lambda_{C,ag12} = 90$ %) do 42 % ($\Delta\lambda_{C,ag12} = 58$ %) v primeru a_g in za 4 % ($\Delta\lambda_{C,Sa12} = 96$ %) do 18 % ($\Delta\lambda_{C,Sa12} = 82$ %) v primeru $S_a(T_1)$. V splošnem bi zaradi nižjih vrednosti parametra k in standardne deviacije $\beta_{Sa,C}$ pričakovali večji vpliv zgornje meje pri spektralnem pospešku. Pri upoštevanju $a_{g,2,d}$ in $S_{a,2,d}$ ter $a_{g,2,a,av}$ in $S_{a,2,a,av}$ pa se izkaže, da ima zgornja meja intenzitete potresa večji vpliv na verjetnost porušitve pri pospešku tal. Vzrok je v vrednostih zgornje meje intenzitete potresa, ki so v teh primerih v splošnem nižje pri pospešku tal.

Preglednica 3.14: Verjetnost porušitve $\lambda_{C,im}$, $\lambda_{C,im1}$ in $\lambda_{C,im12}$ za pospešek tal a_g in spektralni pospešek S_a z upoštevanje projektne vrednostjo zgornje meje $im_{2,d}$ ter minimalno in poprečno vrednost zgornje meje določene z atenuacijskimi pravili, $im_{2,a,min}$ in $im_{2,a,av}$.

Table 3.14: Probability of collapse $\lambda_{C,im}$, $\lambda_{C,im1}$ and $\lambda_{C,im12}$ for peak ground acceleration a_g and spectral acceleration $S_a(T_1)$ with the design value for the upper intensity bound $im_{2,d}$ and the minimum and average value of the upper bound determined with attenuation relationships, $im_{2,a,min}$ and $im_{2,a,av}$.

Stavba	$\lambda_{C,ag}$	$\lambda_{C,ag1}$	$\lambda_{C,ag12}$			$\lambda_{C,Sa}$	$\lambda_{C,Sa1}$	$\lambda_{C,Sa12}$		
	$\cdot 10^{-5}$	$\cdot 10^{-5}$	$a_{g,2,d}$ $\cdot 10^{-5}$	$a_{g,2,a,min}$ $\cdot 10^{-5}$	$a_{g,2,a,av}$ $\cdot 10^{-5}$	$\cdot 10^{-5}$	$\cdot 10^{-5}$	$S_{a,2,d}$ $\cdot 10^{-5}$	$S_{a,2,a,min}$ $\cdot 10^{-5}$	$S_{a,2,a,av}$ $\cdot 10^{-5}$
4-etažna	2,78	1,97	1,79	1,37	1,90	3,74	3,63	3,44	1,27	3,58
6-etažna	5,23	3,09	2,93	2,53	3,03	3,74	3,56	3,45	0,93	3,50
8-etažna nepravilna	14,8	10,5	10,4	9,99	10,5	4,57	3,83	3,71	1,57	3,74
8-etažna pravilna	6,93	6,25	6,09	5,54	6,20	3,93	3,78	3,69	0,56	3,72
11-etažna	1,71	1,42	1,25	0,97	1,34	1,89	1,87	1,65	0,06	1,62
15-etažna	1,16	1,08	0,90	0,65	1,00	1,16	1,13	0,81	0,01	1,01

3.5.5 Kontrola izpeljanih enačb za oceno potresnega tveganja z Monte Carlo simulacijo

Pravilnost izpeljanih enačb smo preverili s pomočjo Monte Carlo simulacije. Monte Carlo simulacija temelji na ponavljajočem naključnem vzorčenju spremenljivk. Pri tem smo uporabili dva tipa Monte Carlo simulacije, in sicer »naivno« simulacijo in simulacijo z vzorčenjem slučajnih spremenljivk po pomembnosti (angl. importance sampling), ki se razlikujeta po privzeti porazdelitvi za generiranje slučajne spremenljivke. V našem primeru smo pri naivni simulaciji iz logaritemsko normalne porazdelitve intenzitete pri porušitvi konstrukcije generirali vzorec kapacitete konstrukcije im_C

velikosti N , iz potresne nevarnosti pa z inverzno metodo (angl. inverse transform sampling) generirali N intenzitet, ki predstavljajo zahtevo potresa im_D . Pri tem smo frekvenco potresa naključno generirali iz enakomerne porazdelitve med 0 in 1, iz potresne nevarnosti H pa nato določili zahtevo potresa z naslednjo enačbo:

$$im_D = \left(\frac{1-H}{k_0} \right)^{\frac{1}{k}}. \quad (3.49)$$

Potresno tveganje oz. verjetnost porušitve konstrukcije smo nato določili kot razmerje števila porušitev, kjer je zahteva potresa presegala kapaciteto konstrukcije, in števila vseh simulacij N :

$$P_C = \frac{n\left(\frac{im_D}{im_C} > 1\right)}{N}, \quad (3.50)$$

kjer smo upoštevali, da je potresno tveganje λ_C približno enako verjetnosti porušitve konstrukcije P_C (Poglavje 3.1). Velikost generiranega vzorca N vpliva na natančnost izračunane verjetnosti porušitve. Pri določitvi minimalnega N si lahko pomagamo z enačbo (3.51), ki so jo predlagali Broding in sod. (Melchers, 1999):

$$N_B > \frac{-\ln(1-C)}{P_C}, \quad (3.51)$$

kjer je C stopnja zaupanja (angl. confidence level), p_C pa pričakovana verjetnost porušitve. Ker je bil za zadovoljivo natančnost pri »naivni« simulaciji potreben zelo velik vzorec in je zato simulacija postala računsko zelo zahtevna, smo uporabili še vzorčenje slučajnih spremenljivk po pomembnosti. V tem primeru se za generirano spremenljivko privzame drugačno porazdelitev, ki je definirana na ožjem področju. Metoda zaradi tega doseže večjo natančnost že pri manjšem številu generiranih vrednosti. Verjetnost porušitve se v tem primeru izračuna po naslednji enačbi:

$$P_C = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \left\{ I \left[\frac{im_{D,j}}{im_{C,j}} > 1 \right] \cdot \frac{f(im_{D,j})}{p(im_{D,j})} \right\}, \quad (3.52)$$

kjer je N število generiranih vrednosti, indikator I pa je funkcija, ki ima vrednost 1, ko je $im_{D,j} > im_{C,j}$ (porušitev) in 0 v nasprotnem primeru. $f(im_{D,j})$ je gostota porazdelitve intenzitete kot zahteve potresa im_D pri j -ti intenziteti. Ker znaša njena porazdelitvena funkcija $F(im_{D,j}) = 1 - k_0 im_{D,j}^{-k}$, je gostota porazdelitve enaka njenemu odvodu $f(im_{D,j}) = k k_0 im_{D,j}^{-k-1}$. $p(im_{D,j})$ je gostota porazdelitve vzorčenja na osnovi pomembnosti oz. gostota nove porazdelitve intenzitete kot zahteve potresa pri j -ti intenziteti. V našem primeru smo za $p(im_{D,j})$ uporabili kar gostoto porazdelitve intenzitete kot kapacitete konstrukcije. Intenzitetam pri porušitvi konstrukcije, ki smo jih dobili z IDA analizo, smo priredili logaritemsko normalno porazdelitev. im_D in im_C smo torej generirali kot naključni vrednosti v

logaritemsko normalni porazdelitvi in verjetnost porušitve izračunali po enačbi (3.52). Simulacija je bila narejena s programom Mathematica (2010).

Preizkus enačbe (3.14) smo izvedli z namenom preveriti opisan postopek Monte Carlo simulacije. Vrednosti im_D in im_C smo generirali kot naključni vrednosti v logaritemsko normalni porazdelitvi, ki smo jo priredili rezultatom IDA. Ker enačba (3.14) temelji na neomejenem območju intenzitete, smo tudi porazdelitveno funkcijo logaritemsko normalne porazdelitve upoštevali kot neomejeno. Dobljene vrednosti se pri visokem številu generiranih števil ujemajo z verjetnostjo porušitve izračunano z enačbo v zaključeni obliki (3.14).

Enačba (3.39) temelji na predpostavki, da stavbe ne more porušiti potres z intenziteto manjšo od im_1 , zato smo vrednosti im_C generirali kot naključno vrednost v spodaj odrezani logaritemsko normalni porazdelitvi. Vrednosti im_D smo generirali na enak način kot pri preizkusu enačbe (3.14). Na ta način dobljena verjetnost porušitve se pri visokem številu generiranih števil ujema z verjetnostjo porušitve izračunano z enačbo (3.39).

Preizkus enačbe (3.41) je potekal enako kot za preizkus enačbe (3.39), vendar smo vse primere, pri katerih je $im_C > im_2$ smatrali kot neporušitev, saj takega potresa, ki bi stavbo porušil pri intenziteti večji od im_2 , ni. S simulacijo dobljene vrednosti se ujemajo z vrednostmi izračunanimi z enačbo (3.37).

Vse izvedene simulacije temeljijo na prirejeni funkciji potresne nevarnosti oblike $H(im) = k_0 \cdot im^{-k}$ in logaritemsko normalni porazdelitvi intenzitete im_C , ki smo jo dobili na osnovi IDA analize. Zaradi teh predpostavk je potresno tveganje, ki ga določimo z izpeljanimi enačbami, zgolj približek dejanskega tveganja. Napako zaradi teh predpostavk bi lahko izločili z generiranjem vrednosti im_C iz empirične porazdelitve intenzitete in im_D iz krivulje potresne nevarnosti, vendar je to izven obsega doktorske disertacije.

4 SPREJEMLJIVA VERJETNOST PORUŠITVE

Sprejemljivo tveganje lahko v povezavi z grajenim okoljem na najbolj enostaven način opišemo s sprejemljivo verjetnostjo prekoračitve mejnega stanja, običajno za obdobje enega leta, lahko pa ga nadalje povežemo tudi z drugimi količinami zanimivimi za investitorje, kot so pričakovane letne izgube, verjetnost pojava določenih izgub v izbranem časovnem intervalu in podobno. V splošnem je sprejemljivo tveganje subjektivne narave. Na primer, investitorji, zavarovalne agencije in posamezniki imajo lahko zelo različne percepcije kaj je sprejemljivo tveganje. Zato je točne vrednosti sprejemljivega tveganja težko določiti in jih predpisati s standardi. Prav tako ne moremo odločitve prepustiti investitorju samemu, saj bo na podlagi obstoječih podatkov o sprejemljivem tveganju težko sklepal o realnih vrednosti v danem primeru. Zato bi bilo smiselno podati določene smernice za določitev sprejemljivega tveganja ali pa predpisati ustrezno območje sprejemljivega tveganja, ki bi hkrati omogočilo izbiro primernih vrednosti in investitorju določeno prilagodljivost. V literaturi je možno zaslediti že veliko predlaganih vrednosti in modelov za določitev sprejemljivega tveganja. V večini primerov pa avtorji obravnavajo le mejno stanje pri porušitvi, saj zahteva po neporušitvi predstavlja primarno zahtevo pri projektiranju potresnoodpornih stavb. Zaradi tega se bomo tudi v doktorski disertaciji omejili zgolj na primer sprejemljive verjetnosti porušitve. Predstavili bomo nekaj obstoječih modelov za določitev sprejemljive verjetnosti porušitve in našli nekaj vrednosti, ki so jih uporabili ali predlagali različni avtorji.

Predlagani modeli za določitev sprejemljivega tveganja upoštevajo različna merila, ki vplivajo na sprejemljivo verjetnost porušitve. Med najpogostejšimi so število izpostavljenih ljudi, posledice porušitve, stroški varnostnih ukrepov in pomembnost stavbe, ki je opredeljena z njeno uporabo. Pri določanju sprejemljive verjetnosti je pomembno razlikovati med modeli, ki podajajo sprejemljivo verjetnost za izgubo življenja in tistimi, ki opredeljujejo sprejemljivo verjetnost porušitve, saj je sprejemljiva verjetnost za izgubo življenja precej nižja od sprejemljive verjetnosti porušitve. Njun odnos je pogosto preprosto definiran s stopnjo umrljivosti (Jaiswal in Wald, 2010) oz. verjetnostjo izgube življenja pri porušitvi konstrukcije in je enaka količniku sprejemljive verjetnosti za izgubo življenja in sprejemljive verjetnosti porušitve. Torej, v kolikor model podaja vrednost sprejemljive verjetnosti za izgubo življenja, jo lahko delimo s stopnjo umrljivosti in določimo sprejemljivo verjetnost porušitve. Stopnja umrljivosti se razlikuje glede na vrsto konstrukcije in vrsto porušitve. Za duktilne armiranobetonske okvirje, ki jih obravnavamo v doktorski disertaciji, se za stopnjo umrljivosti predpostavlja vrednost 0,15 (Jaiswal in Wald, 2010), medtem ko je na primer stopnja umrljivosti precej nižja za opečnate stavbe (0,06) in stavbe iz lahkih lesenih okvirjev, ki so projektirani na potresno obremenitev (0,007) (Jaiswal in Wald, 2010).

Nekaj predlaganih modelov za določitev sprejemljive verjetnosti porušitve je opisanih in prikazanih na primeru v poglavju 4.1. Večina teh modelov je bila razvitih za stalne in pogoste vrste obtežbe, zato za potresno obtežbo v splošnem podajajo preveč stroge zahteve. Za primerjavo v poglavju 4.2 navajamo nekaj vrednosti sprejemljive verjetnosti porušitve, ki so jih nekateri avtorji predlagali eksplicitno za potresno obtežbo.

4.1 Modeli za določitev sprejemljive verjetnosti porušitve in primer njihove uporabe

V literaturi so na voljo številni modeli za oceno sprejemljive verjetnosti porušitve. Večina teh modelov pa je bila žal razvitih na primeru pogostih ali stalnih obtežb in zato niso najbolj primerni za uporabo pri določanju sprejemljive verjetnosti porušitve kot posledice potresne obtežbe. Takšne modele je mogoče najti v standardih, na primer v standardu ISO (ISO2394, 1998) in standardu Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004), ali pa so jih predlagali nekateri raziskovalci, na primer Allen (Bhattacharya in sod., 2001), Flint (Bhattacharya in sod., 2001) in Helm (1996), ki je opredeljeno sprejemljivo tveganje predlagal v povezavi z izgubo življenja. Ti modeli podajajo večinoma zelo nizke vrednosti sprejemljive verjetnosti porušitve. Podoben model kot Evrokod 0 predlaga tudi standard Probabilistic model code (JCSS, 2000), vendar podaja nekoliko višje vrednosti, zaradi česar se zdi smiseln tudi za uporabo v primeru porušitve zaradi potresne obtežbe.

ISO standard v Prilogi E (1998) predvideva tri različne metode za določitev sprejemljivega tveganja. Prva metoda upošteva izgubo človeškega življenja in zagotavlja sprejemljivo tveganje iz vidika posameznika in sprejemljivo verjetnost porušitve v primeru velikega števila izpostavljenih ljudi. Z vidika posameznika se sprejemljiva verjetnost porušitve za dobo enega leta P_C določi z naslednjo enačbo:

$$P_C(C|\text{leto}) \cdot P(d|C) < 10^{-6}/\text{leto}, \quad (4.1)$$

kjer je $P(d|C)$ verjetnost smrti d v primeru porušitve C , ki jo lahko interpretiramo kot stopnjo umrljivosti. V kolikor za armiranobetonske okvirje upoštevamo vrednost 0,15, ki jo navajata Jaiswal in Wald (2010), dobimo sprejemljivo verjetnost porušitve s posameznikovega vidika za dobo enega leta $6,7 \cdot 10^{-6}$. V primeru večjega števila izpostavljenih ljudi pa moramo dodatno zadostiti še naslednji enačbi:

$$P_C(C|\text{leto}) \leq AN^{-\alpha}, \quad (4.2)$$

kjer je N število izpostavljenih ljudi, A in α pa sta konstanti. Predlagani vrednosti za A sta 0,1 in 0,01, za α pa 2. V kolikor za A uporabimo vrednost 0,1, podaja enačba (4.2) strožjo zahtevo od enačbe (4.1) šele pri $N = 122$. Pri $A = 0,01$ pa je to pri $N = 39$. Prva metoda je torej primerna, v kolikor je cilj omejitve potresnega tveganja zagotoviti varnost pred človeškimi izgubami. V kolikor pa nas zanimajo predvsem posledice porušitve s finančnega vidika, podaja standard drugo metodo, ki sprejemljivo tveganje opredeljuje na podlagi ekonomske optimizacije. Sprejemljivo verjetnost porušitve P_C , ki je v tem primeru definirana za življenjsko dobo stavbe, določimo iz slednje enačbe:

$$C_{tot} = C_b + C_m + \sum P_C C_C, \quad (4.3)$$

kjer so C_{tot} celotni stroški v življenjski dobi stavbe, C_b stroški izgradnje, C_m pričakovani stroški vzdrževanja in rušenja ter C_C stroški povezani s porušitvijo stavbe.

Ker določitev sprejemljive verjetnosti porušitve po prej omenjenih metodah ni vedno mogoča, standard določa še tretjo možnost, kjer sprejemljiva verjetnost porušitve temelji na kalibriranih vrednostih indeksa zanesljivosti β . Indeks zanesljivosti standard podaja za življenjsko dobo stavbe, ki za običajne zgradbe znaša do 50 let, in je odvisen od relativnih stroškov varnostnih ukrepov in posledic porušitve. Sprejemljiva verjetnost porušitve se nato na osnovi indeksa zanesljivosti določi z naslednjo enačbo:

$$P_C = \Phi(-\beta), \quad (4.4)$$

kjer je Φ porazdelitvena funkcija standardno normalno porazdeljene spremenljivke. Na primer, za mejno stanje pri porušitvi in srednje visoke stroške varnostnih ukrepov standard predlaga vrednost $\beta = 3,8$, pri kateri znaša sprejemljiva verjetnost porušitve za življenjsko dobo 50 let $7,2 \cdot 10^{-5}$. Ustrezno verjetnost porušitve za dobo enega leta, ki znaša $1,1 \cdot 10^{-6}$, pa lahko določimo s pomočjo naslednje enačbe:

$$P_{C,50} = 1 - (1 - P_{C,1})^{50} \rightarrow P_{C,1} = 1 - \sqrt[50]{1 - P_{C,50}}. \quad (4.5)$$

Podobno kot ISO standard, tudi standarda Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004) in Probabilistic model code (JCSS, 2000) predpisujeta sprejemljivo verjetnost porušitve preko indeksa zanesljivosti β . V Evrokodu 0 indeks temelji na treh razredih glede na posledice porušitve, ki so nadalje povezani z razredi zanesljivosti. Indeks je opredeljen za dve referenčni obdobji; 1 leto in 50 let. S povečanjem pričakovanih posledic porušitve se povečujeta zahtevan razred zanesljivosti in indeks zanesljivosti, sprejemljiva verjetnost porušitve pa se zmanjšuje. Stanovanjske in poslovne stavbe, ki predstavljajo večino obravnavanih stavb v disertaciji (Poglavje 2.1), standard uvršča v srednji razred glede na posledice in zanesljivost in za referenčno dobo enega leta določa vrednost $\beta = 4,7$ oz. sprejemljivo verjetnost porušitve $1,3 \cdot 10^{-6}$. V Probabilistic model code (JCSS, 2000) se indeks zanesljivosti β , tako kot v ISO standardu, razlikuje glede na stroške varnostnih ukrepov in posledice porušitve. Za najbolj pogosti primer navaja srednje stroške in posledice, za katerega predlaga vrednost $\beta = 4,2$ oz. sprejemljivo verjetnost porušitve v dobi enega leta $1,3 \cdot 10^{-5}$.

Allen in Flint sta za določitev sprejemljive verjetnosti porušitve predlagala empirični enačbi. Flintova enačba je naslednje oblike (Bhattacharya in sod., 2001):

$$P_C = \frac{K_s}{n_r} p' / \text{leto}, \quad (4.6)$$

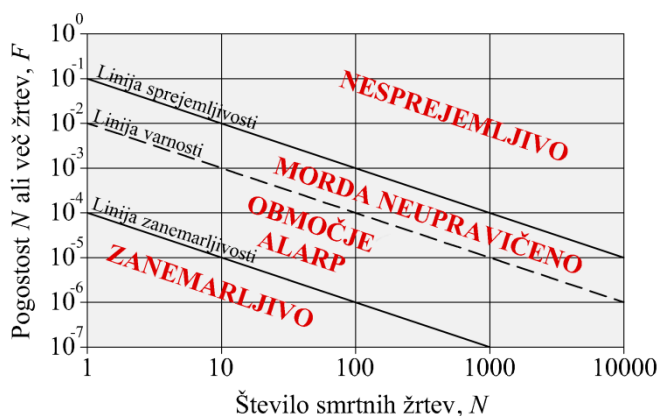
kjer je p' sprejemljiva individualna letna verjetnost smrti z običajno vrednostjo 10^{-4} . n_r je faktor odpora, ki je enak številu ljudi izpostavljenih v stavbi. K_s je faktor družbenega merila, ki je odvisen od pripravljenosti posameznika na tveganje. Melchers (1999) navaja nekaj vrednosti faktorja K_s glede na različne tipe konstrukcij oz. njihovo uporabo, od katere je odvisno tudi pričakovano tveganje. Na primer za stanovanja in poslovne prostore znaša $K_s = 0,05$, za mostove pa 0,5, kar pomeni, da je v

primeru mostov sprejemljivo večje tveganje. Allen pa je predlagal naslednjo empirično enačbo (Bhattacharya in sod., 2001):

$$P_c = \frac{A}{W\sqrt{n_r}} 10^{-5} / \text{leto}, \quad (4.7)$$

kjer je A faktor dejavnosti, ki je odvisen od namembnosti stavbe, W je opozorilni faktor, ki je odvisen od vrste in vidnosti poškodbe, n_r pa je tako kot pri enačbi (4.6) faktor odpora oz. število izpostavljenih ljudi. Enačbi (4.6) in (4.7) sta obe odvisni od namembnosti zgradbe in števila ogroženih ljudi. Pri večjem številu ljudi izpostavljenih nevarnosti je sprejemljiva verjetnost porušitve seveda manjša, saj so posledice porušitve lahko hujše, število ljudi pa ima na sprejemljivo verjetnost porušitve večji vpliv v primeru Flintove enačbe.

Helm je (1996) sprejemljivo tveganje opredelil na osnovi razmerja med številom smrtnih žrtev N in vrednostjo F , tj. pogostostjo N ali več smrtnih žrtev. Tveganje je razdelil na štiri območja; zanemarljivo, ALARP (tako nizko kot je to razumno mogoče) območje, morda neupravičeno območje in nesprejemljivo območje (slika 4.1). Helmovo sprejemljivo tveganje torej temelji na verjetnosti izgube življenj. V kolikor nas zanima sprejemljiva verjetnost porušitve, jo lahko določimo tako, da sprejemljivo tveganje pridobljeno s Helmovo metodo delimo s stopnjo umrljivosti (Jaiswal in Wald, 2010).



Slika 4.1: Sprejemljivo tveganje po Helmu (vir: Helm, 1996).

Figure 4.1: Tolerable risk according to Helm (source: Helm, 1996).

Za lažjo primerjavo različnih modelov smo sprejemljivo verjetnost porušitve ocenjenili za šest armiranobetonskih okvirnih stavb, ki smo jih opisali v poglavju 2.1. Največje število izpostavljenih ljudi smo izračunali v skladu z metodologijo FEMA P-58-1 (FEMA, 2012), ki podaja število ljudi v trenutku najvišje obremenjenosti stavbe na 1000 kvadratnih čevljev. Izračunano število ljudi N je prikazano v preglednici 4.1. Pri določitvi sprejemljive verjetnosti porušitve na osnovi verjetnosti izgube življenj, smo upoštevali stopnjo umrljivosti 0,15 (Jaiswal in Wald, 2010). Vrednost ocenjene verjetnosti porušitve se močno razlikuje glede na uporabljeno metodo. Razmerje med najvišjo in najnižjo vrednost sprejemljive verjetnosti porušitve za posamezno stavbo znaša od 150 pa tudi do 760. Najbolj blag pogoj v splošnem podaja model komiteja JCSS, naslednji najblažji pa je Helmov model.

Najstrožji pogoj za vse stavbe podaja Flintov model. Pri modelih, ki preko različnih parametrov upoštevajo namembnost objekta, je sprejemljiva verjetnost porušitve za poslovne in stanovanjske stavbe v povprečju okoli 10-krat manjša od tiste za garažno hišo (nepravilna 8-etažna stavba). To je posledica nižje pomembnosti garažne hiše in manjšega števila izpostavljenih ljudi na m².

Preglednica 4.1: Sprejemljiva verjetnost porušitve za obravnavanih šest stavb določena z modeli standarda ISO (ISO2394, 1998), standardom EC0 (SIST EN 1990, 2004), standardom Probabilistic model code (JCSS, 2000), model Flinta in model Allena (Bhattacharya in sod. 2001) ter s Helmovim modelom (1996) pri upoštevanem številu izpostavljenih ljudi N .

Table 4.1: Tolerable collapse risk for the six observed buildings obtained with models proposed by the ISO standard (ISO2394, 1998), standard EC0 (SIST EN 1990, 2004), Probabilistic model code (JCSS, 2000), models by Flint and Allen (Bhattacharya et al., 2001) and Helm (1996) by taking into account N people exposed.

Stavba	N	ISO – 1	ISO – 3	EC0	JCSS	Flint	Allen	Helm
4-etažna	13	$6,7 \cdot 10^{-6}$	$1,4 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$3,8 \cdot 10^{-7}$	$2,8 \cdot 10^{-6}$	$5,1 \cdot 10^{-5}$
6-etažna	127	$6,2 \cdot 10^{-7}$	$1,4 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$3,9 \cdot 10^{-8}$	$8,9 \cdot 10^{-7}$	$5,2 \cdot 10^{-6}$
8-etažna nepravilna	99	$6,7 \cdot 10^{-6}$	$1,9 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$5,1 \cdot 10^{-7}$	$3,0 \cdot 10^{-6}$	$6,7 \cdot 10^{-6}$
8-etažna pravilna	70	$2,0 \cdot 10^{-6}$	$1,4 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$7,1 \cdot 10^{-8}$	$1,2 \cdot 10^{-6}$	$9,5 \cdot 10^{-6}$
11-etažna	233	$1,8 \cdot 10^{-7}$	$1,4 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$2,1 \cdot 10^{-8}$	$6,6 \cdot 10^{-7}$	$2,9 \cdot 10^{-6}$
15-etažna	285	$1,2 \cdot 10^{-7}$	$1,4 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-8}$	$5,9 \cdot 10^{-7}$	$2,3 \cdot 10^{-6}$

Vrednosti sprejemljivega tveganja iz preglednice 4.1 lahko primerjamo z verjetnostjo porušitve, ki smo jo za šest armiranobetonskih stavb, ki so bile projektirane v skladu s standardom Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005), prikazali v preglednici 3.14. Verjetnost porušitve smo določili za dve različni meri za intenziteto, in sicer pospešek tal a_g in spektralni pospešek pri prvem nihajnem času stavbe $S_a(T_1)$. Uporabili smo enačbo (3.14), ki upošteva neomejeno območje intenzitete potresa, enačbo (3.39), ki upošteva spodnjo mejo intenzitete in enačbo (3.41), ki upošteva spodnjo in zgornjo mejo intenzitete. Pri tem je potrebno opozoriti, da smo pri oceni verjetnosti porušitve stavb upoštevali akceleroگرامe, ki smo jih izbrali na osnovi spektra odziva, ki ga določa Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005), kar podaja konzervativne vrednosti tveganja. Poleg tega smo pri analizi stavb uporabili poenostavljen nelinearni model, zaradi česar je ocenjena verjetnost porušitve le približek dejanski vrednosti. Ocenjena verjetnost porušitve 4-etažne stavbe je manjša od sprejemljive verjetnosti porušitve le, v kolikor upoštevamo vrednost sprejemljivega tveganja, ki ga določa Helm, ne glede na to, ali upoštevamo meje intenzitete ali ne. Verjetnost porušitve nepravilne 8-etažne in 15-etažne stavbe pa je v splošnem manjša od sprejemljive le, če upoštevamo pogoj, ki ga postavlja Probabilistic model code (JCSS). Za preostale stavbe je ocenjena verjetnost porušitve v splošnem večja od sprejemljive vrednosti pri vseh modelih. Izjema je verjetnost porušitve, ki upošteva minimalno vrednost zgornje meje spektralnega pospeška, ki smo jo določili z atenuacijskimi pravili $S_{a,2,a,\min}$. V tem primeru je za vse stavbe verjetnost porušitve manjša od sprejemljive vrednosti določene s standardom Probabilistic model code (JCSS), za 11-etažno stavbo pa je verjetnost porušitve sprejemljiva v skladu z vsemi modeli, razen po ISO – 1 in Flintu, za 15-etažno pa za vse, razen za Flintov model. Flintov model namreč podaja tako stroge vrednosti sprejemljive verjetnosti porušitve, da jih obravnavane stavbe ne dosežejo niti pri najmanjši ocenjeni verjetnosti porušitve. Za stavbe, ki so bile projektirane v skladu s smernicami Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005), tudi standard Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004) v splošnem določa prestroge vrednosti sprejemljive verjetnosti porušitve v primeru potresa, saj pri določanju sprejemljivih vrednosti potresna obtežba ni bila upoštevana.

4.2 Sprejemljiva verjetnost porušitve pri potresni obtežbi

Večina modelov, ki so predstavljeni v poglavju 4.1, določa sprejemljivo tveganje za porušitev zaradi vseh možnih vrst vplivov, ki delujejo na stavbo. Pri stalnih in pogostih vplivih, na primer pri lastni in stalni teži, obtežbi snega ali vetra, ki jih je možno razmeroma dobro napovedati, lahko zagotovimo za življenjsko dobo stavbe zelo nizko verjetnost porušitve. Pri nezgodnih obtežbah, na primer eksplozijah in potresih, ki pa jih zaradi nezanesljivosti pojava in njegove intenzitete ni možno natančno napovedati, je težko zagotoviti enak nivo verjetnosti porušitve kot pri stalnih in pogostih vplivih. Zaradi tega uporaba modelov iz poglavja 4.1, ki v večini primerov določajo vrednosti precej nižje od $1 \cdot 10^{-5}$ (preglednica 4.1), za oceno verjetnosti porušitve kot posledice potresne obtežbe ni smiselna. Groba ocena približne povprečne vrednosti sprejemljive verjetnosti porušitve zaradi potresnega vpliva, ki je bila predlagana v literaturi, je $1 \cdot 10^{-5}$. Na primer, Douglas in sod. (2013) so za sprejemljivo verjetnost porušitve pri razvoju kart potresne nevarnosti na osnovi ciljnega potresnega tveganja za območje Francije uporabili prav vrednost $1 \cdot 10^{-5}$. Veliko večja vrednost sprejemljive verjetnosti porušitve ($2 \cdot 10^{-4}$) je bila opredeljena v ZDA, kjer je bila uporabljena za umerjanje ASCE Standarda 7-05 (Luco in sod., 2007). V metodologiji FEMA P695 (2009) je najvišja sprejemljiva verjetnost porušitve za stavbe opredeljena kot 10 % verjetnosti porušitve pri najmočnejšem upoštevanem potresu, ki je običajno določen s povratno dobo 2475 let. V Evropi so nekateri avtorji opredelili nekoliko strožje zahteve. Labbé (2010) je za sprejemljivo verjetnost porušitve uporabil vrednost $1 \cdot 10^{-6}$. Fajfar in Dolšek (2012) trdita, da je 1 % verjetnost porušitve v dobi 50 letih, kar znaša $2 \cdot 10^{-4}$ za obdobje enega leta, prevelika za večino projektantov in investitorje, hkrati pa, da je vrednost opredeljena v Evrokodu 0 (SIST EN 1990, 2004), tj. $2 \cdot 10^{-6}$ za obdobje enega leta, preveč stroga za običajne stavbe, kar določa morebitno območje za vrednosti sprejemljive verjetnosti porušitve. Vrednosti v tem razponu sta uporabila tudi Lazar in Dolšek (2012) za projektiranje stavb na osnovi verjetnosti porušitve, in sicer $6,7 \cdot 10^{-5}$ za 8-etažno garažno stavbo in $8,3 \cdot 10^{-6}$ za 15-etažni stanovanjski objekt. Pred kratkim je bila v Sloveniji izvedena raziskava o sprejemljivi verjetnosti porušitve običajnih stavb (Fajfar, Polič, Klinc 2014). V raziskavo so bili vključeni strokovnjaki in nestrokovnjaki na področju potresnega inženirstva. Obe skupini sta podali zelo podobno povprečno vrednost za sprejemljivo verjetnost porušitve v enoletnem obdobju. Po strokovnem mnenju znaša povprečna vrednost $1,12 \cdot 10^{-5}$, po nestrokovnem pa $1,15 \cdot 10^{-5}$. Za primerjavo naj omenimo še vrednosti predpisane za jedrske elektrarne v ZDA (Kennedy, 2011). Predpisana ciljna verjetnost nesprejemljivega obnašanja, opredeljena kot pogostost pojava znatnih neelastičnih deformacij pri potresni obtežbi, znaša $1 \cdot 10^{-5}$ (Kennedy, 2011). Vendar pa ta vrednost ne velja za porušitev jedrskega objekta, katero bi lahko povezali s poškodovano sredico reaktorja. Pričakovana verjetnost poškodb sredice pri predpisani ciljni verjetnosti nesprejemljivega obnašanja $1 \cdot 10^{-5}$ znaša med $6 \cdot 10^{-6}$ in $0,6 \cdot 10^{-6}$ (Kennedy, 2011). Pri pomembnejših stavbah, kot so jedrske elektrarne, je seveda sprejemljiva verjetnost porušitve veliko nižja kot pri običajnih objektih, saj so lahko v primeru porušitve posledice katastrofalne. Tako nizke vrednosti kot so zahtevne za jedrske objekte bi bilo torej nesmiselno uporabiti v primeru potresne obremenitve običajnih stavb.

Ocenjeno povprečno vrednost sprejemljive verjetnosti porušitve za potresno obtežbo lahko primerjamo z verjetnostjo porušitve, ki smo jo ocenili za šest armiranobetonskih stavb, ki so bile projektirane v skladu s standardom Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) (preglednica 3.14). Pri tem je

potrebno upoštevati, da je bila verjetnost porušitve določena na osnovi poenostavljenih nelinearnih modelov stavb, kar lahko vpliva na natančnost ocenjenega potresnega tveganja. Sprejemljiva verjetnost porušitve $1 \cdot 10^{-5}$ je dosežena za 15-etažno stavbo, v kolikor upoštevamo spodnjo in zgornjo mejo intenzitete potresa, ne glede na izbran način določitve zgornje meje intenzitete potresa. V kolikor upoštevamo najmanjšo vrednost zgornje meje intenzitete potresa, ki smo jo določili z atenuacijskimi pravili, je sprejemljiva verjetnost porušitve $1 \cdot 10^{-5}$ dosežena še pri 11-etažni stavbi. Verjetnost porušitve, ki je določena z najmanjšo vrednostjo zgornje meje spektralnega pospeška $S_{a,2,a,\min}$, pa zadošča pogoju sprejemljive verjetnosti porušitve tudi v primeru 6-etažne in pravilne 8-etažne stavbe. Obstaja torej možnost, da bo verjetnost porušitve stavbe manjša od povprečne vrednosti sprejemljive verjetnosti porušitve, ki jo v literaturi za potresno obtežbo navajajo strokovnjaki in sprejemajo tudi nestrokovnjaki na področju potresnega inženirstva, kljub projektiranju v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005).

5 PROJEKTIRANJE NA CILJNO POTRESNO TVEGANJE

Potresnoodporno projektiranje v skladu z veljavnimi standardi ne predvideva eksplicitne kontrole potresnega tveganja, saj je predpostavljeno, da je zanesljivost konstrukcije primerna, v kolikor za projektiranje uporabimo smernice Evrokoda 8. Vendar pa je zaradi slučajne narave potresne obtežbe težko trditi, da je zgolj z uporabo predpisanega postopka projektiranja zagotovljena zanesljivost sprejemljiva za vse objekte in investitorje. Z uvedbo ciljnega potresnega tveganja in ocene potresnega tveganja lahko tekom postopka projektiranja eksplicitno zagotovimo želeno varnost konstrukcije. Predlagan postopek je iterativen, saj je potrebno konstrukcijo večkrat prilagoditi, da lahko dosežemo ciljno potresno tveganje z zadovoljivo stopnjo izkoriščenosti. V splošnem lahko postane tak postopek projektiranja izjemno zapleten, saj zahteva simulacijo potresnega odziva konstrukcij z uporabo nelinearnih metod analize. Žal tako kompleksen postopek ni uporaben za projektiranje vseh tipov stavb. Zato smo pri razvoju novega postopka projektiranja predvideli stopnjevanje zanesljivosti in natančnosti projektiranja. Postopek projektiranja na potresno obtežbo je v sedanjih gradbenih predpisih (SIST EN 1998-1, 2005) namreč enak, ne glede na vrsto konstrukcije. Zanesljivost se pri predpisanem postopku projektiranja spreminja le z razvrščanjem stavb v kategorije pomembnosti, katerim pripadajo različne vrednosti faktorja pomembnosti γ_1 . S faktorjem pomembnosti se pomnoži referenčni pospešek tal, s čimer se potresni vpliv za manj pomembne stavbe zmanjša, za bolj pomembne pa poveča. To pomeni, da se za manj ali bolj pomembne stavbe razlikuje le jakost potresne obtežbe, predpisan postopek projektiranja pa ima za pomembne stavbe enake negotovosti kot pri projektiranju običajnih stavb. V skladu s postopnim projektiranjem pa je mogoče za pomembnejše stavbe uporabiti bolj zanesljive metode analize, za manj pomembne stavbe pa poenostavljene postopke.

Predlagan postopek projektiranja je podrobneje opisan v poglavju 5.1. Predstavljeni so nivoji zanesljivosti projektiranja glede na uporabljeno vrsto analize, na podlagi katerih lahko opredelimo postopno projektiranje z želeno zanesljivostjo. Predlagan postopek projektiranja predvideva iterativno prilagajanje konstrukcije z namenom doseči ciljno tveganje, kar je lahko zahtevna naloga za projektanta, ki nima dobrega občutka za potresni odziv stavb. Zaradi tega smo na osnovi parametrične študije razvili enostavne smernice za prilagajanje konstrukcij, ki služijo kot priporočila projektantom in so predstavljene v poglavju 5.2.

5.1 Postopek projektiranja na ciljno potresno tveganje

Predlagani postopek projektiranja zahteva opredelitev ciljnega potresnega tveganja, ki ga je mogoče izraziti z različnimi količinami, na primer s tveganjem prekoračitve izbranega mejnega stanja, s pričakovanimi letnimi izgubami, z verjetnostjo danih izgub v določenem časovnem obdobju, s sprejemljivim obdobjem izpada proizvodnje in podobno. V doktorski disertaciji smo se omejili na tveganje, ki je izraženo s ciljno verjetnostjo porušitve. Možno je opredeliti še dodatne projektne cilje na osnovi tveganja in jih upoštevali v analogiji s postopkom, ki je opisan v nadaljevanju, vendar je to izven okvira doktorske disertacije. Ciljno verjetnost porušitve je težko predpisati, saj je sprejemljiva verjetnost subjektivne narave. Nekaj predlaganih vrednosti in modelov za izračun sprejemljive verjetnosti porušitve smo predstavili v poglavju 4.

Verjetnost porušitve je možno določiti z različnimi stopnjami zanesljivosti. Najvišja stopnja zanesljivosti zahteva računsko zahtevne metode analize, ki so običajno prezahtevne za uporabo v praksi. Da bi lahko predlagani postopek projektiranja prilagodili glede na želeno zanesljivost, smo pri projektiranju stavb uvedli stopnjevanje zanesljivosti. Definirali smo štiri nivoje zanesljivosti. Stopnja zanesljivosti posameznega nivoja je povezana z metodo, ki je uporabljena za analizo stavbe ali oceno potresnega tveganja. Na zanesljivost projektiranja dodatno vpliva tudi uporabljen tip nelinearnega modela stavbe, katerega pa nismo zajeli v definiciji nivojev zanesljivosti, saj presega okvire doktorske disertacije. Projektiranje na nivoju zanesljivosti 1 temelji na linearni elastični analizi, medtem ko so za nivoja 2 in 3 potrebne nelinearne metode analize, in sicer potisna analiza v primeru nivoja 2 in nelinearna dinamična analiza za nivo 3. Stopnja zanesljivosti na nivoju 0 v splošnem ne zahteva analize konstrukcije in temelji zgolj na minimalnih zahtevah in presoji inženirja. Zaradi obstoja več različic posamezne metode analize, ki so izpeljane iz osnovnega tipa analize, so nivoji dodatno razdeljeni v podnivoje. Shematično so stopnje zanesljivosti prikazane v preglednici 5.1. Za vsako stavbo lahko v postopku projektiranja na podlagi preglednice 5.1 izberemo optimalno zaporedje analiz oz. nivojev za doseg ciljnega tveganja s sprejemljivo zanesljivostjo. Pri tem seveda ni potrebno uporabiti vseh nivojev zanesljivosti, temveč izberemo zgolj tiste, ki ustrezajo obravnavanemu primeru in željeni zanesljivosti, na primer glede na pomembnost stavbe.

Preglednica 5.1: Shematična predstavitev nivojev zanesljivosti projektiranja na osnovi uporabljene metode analize.

Table 5.1: A schematic representation of design reliability levels based of the method of analysis.

	Nivo 0	Nivo 1	Nivo 2	Nivo 3
Tip analize	Brez analize	Linearno elastična	Potisna analiza	Nelinearna dinamična analiza
Podnivo A	Minimalne zahteve	Analiza s horizontalnimi silami	Konvencionalna potisna analiza	Ocena na podlagi karakteristične intenzitete potresa
Podnivo B	Minimalne zahteve in inženirska presoja	Analiza s spektri odziva	Konvencionalna potisna analiza in nelinearna dinamična analiza SDOF modela	Več pasovna analiza
Podnivo C	Min. zahteve, inž. presoja in podatki predhodno projektiranih stavb	Linearno elastična dinamična analiza	Razširjena potisna analiza	Inkrementalna dinamična analiza

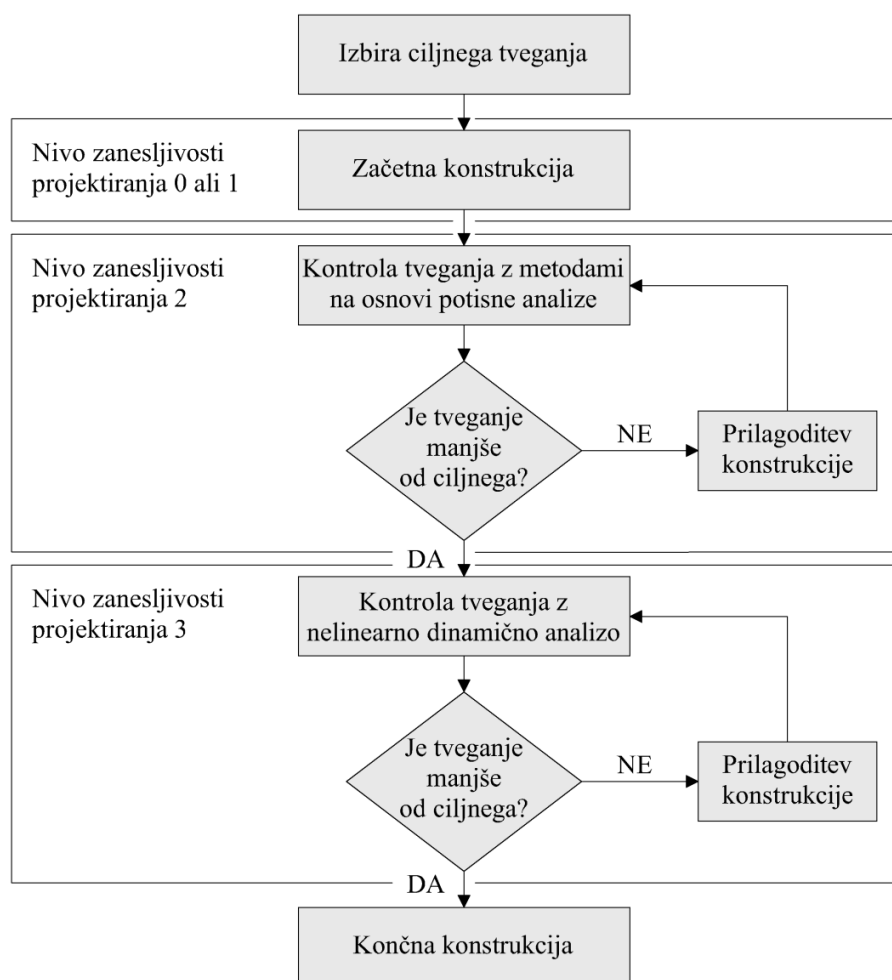
Zanesljivost načrtovanja, ki ustreza nivoju 0, je prenizka za potresno odporne stavbe, zato je ta nivo mogoče uporabiti zgolj za določitev začetne konfiguracije konstrukcije ali pa enostavne stavbe nizke pomembnosti. Tako stavbo je potrebno še dodatno analizirati z metodami, ki zagotavljajo višji nivo zanesljivosti, najbolje v skladu z nivojema 2 ali 3, s katerima lahko zajamemo nelinearen odziv sistema ali pa v skladu z nivojem 1 pri manj pomembnih stavbah. Začetna konfiguracija za potresnoodporno stavbo se lahko določi na primer z upoštevanjem vertikalnih vplivov in minimalnih zahtev za potresnoodporno projektiranje po veljavnih standardih. Izkušeni inženirji pa lahko uporabijo tudi inženirsko presojo oz. znanje, ki so ga pridobili pri projektiranju podobnih stavb. Načrtovanje v skladu z nivojem zanesljivosti 1A ali 1B je trenutno najbolj pogosto uporabljeno v praksi. Veljavni

standardi namreč zagotavljajo, da je za potresnoodporne stavbe dovolj natančno, da njihov odziv določimo samo na podlagi linearne elastične analize. Ta metoda analize pa lahko postane preveč negotova v primeru projektiranja na osnovi tveganja, predvsem pri nepravilnih konstrukcijah. Glavne predpostavke takšnih metod so povezane s predpostavko, da se lahko konstrukcija deformira v nelinearnem območju in z upoštevanjem dodatne nosilnosti na račun dejanske nosilnosti materialov in zaokroževanja pri projektiranju.

Zanesljivost projektiranja v skladu z nivojema 0 in 1 je torej prenizka za projektiranje stavb na osnovi ciljnega tveganja. Potrebno bi bilo zato upoštevati nivo 2 ali 3, vendar računska zahtevnost pri takih metodah hitro naraste. Zato se predlaga, da se projektiranje izvaja kot postopen proces, ki na splošno vključuje začetno konfiguracijo konstrukcije določeno z nižjim nivojem zanesljivosti in preverjanje potresnega tveganja s pomočjo nelinearne analize, ki zagotavlja višji nivo zanesljivosti. V kolikor se izkaže, da ciljna zanesljivost ni dosežena, se konstrukcijo ustrezno prilagodi. Proces projektiranja na ta način postane iterativen, saj je za prilagoditev konstrukcije z namenom doseči ciljno tveganje z zeleno stopnjo izkoriščenosti običajno potrebnih več iteracij.

Z uporabo različnih nivojev zanesljivosti je možnih več variant takega postopka. Ena od možnih variant je prikazana na sliki 5.1. V predlaganem postopku se začetna konstrukcija določi v skladu z nivojem zanesljivosti 0 ali 1. Konstrukcijo nato v iteracijah popravimo z uporabo metod, ki temeljijo na potisni analizi (nivo 2) s ciljem zagotoviti ciljno verjetnost porušitve konstrukcije. V tem koraku je možno uporabiti več metod, ki omogočajo oceno potresnega tveganja. Te metode so računsko manj zahtevne kot metode, ki ustrezajo nivoju 3, in so zato bolj primerne za iterativni del procesa. Osnovne metode, ki temeljijo na potisni analizi, na primer N2 metoda (Fajfar, 2000), zagotavljajo najbolj intuitivne rezultate z najkrajšim računskim časom. Vendar so take metode manj natančne in bi z njimi težko pravilno določili kdaj konstrukcija izpolnjuje ciljno tveganje, predvsem pri nepravilnih konstrukcijah. Zato se predlaga uporaba nekoliko bolj natančne nelinearne dinamične analize na ekvivalentnem modelu z eno prostostno stopnjo (SDOF), ki za stavbe, ki pretežno nihajo v skladu s prvo nihajno obliko, podaja razmeroma zanesljive rezultate. Zaradi manjše natančnosti pri oceni tveganja v skladu z nivojem zanesljivosti 2, pa lahko v zadnjem koraku potresno tveganje preverimo še na osnovi bolj natančne nelinearne dinamične analize, ki ustreza nivoju zanesljivosti 3. Predvsem pri nepravilnih stavbah in stavbah z večjim številom etaž se namreč lahko zgodi, da metoda na osnovi potisne analize, ki je v predlaganem postopku uporabljena za iterativno prilagajanje konstrukcije, ni dovolj natančna in se zato kontrola tveganja z nelinearno dinamično analizo ne izide. V tem primeru so potrebne ponovne iteracije konstrukcije, vendar z uporabo metod, ki ustrezajo nivoju zanesljivosti 3. Pri pravilnih stavbah z manjšim številom etaž bi lahko kontrolo na nivoju zanesljivosti 3 preskočili, predvsem če v iterativnem delu projektiranja na nivoju zanesljivosti 2 uporabimo metode analize, ki upoštevajo popravke glede nepravilnosti in upoštevajo tudi višje nihajne oblike (nivo 2C) (npr. Brozovič in Dolšek, 2013; Kreslin in Fajfar 2012). Točnost predlaganega postopka je odvisna tudi od zanesljivosti uporabljenega računskega modela konstrukcije, ki pogosto ne more simulirati vseh možnih mehanizmov porušitve. V tem primeru je potrebno za mehanizme porušitve, ki niso bili upoštevani pri analizi stavbe, dodatno preveriti ali je zagotovljena ustrežna nosilnost.

Kontrolo potresnega tveganja lahko v vsaki iteraciji izvedemo tako, da simulacije potresnega odziva konstrukcije, ki so bile pridobljene z metodami analize, ki ustrezajo nivojem zanesljivosti 2 ali 3, kombiniramo s potresno nevarnostjo. V primeru, ko uporabimo poenostavljene nelinearne metode analize (nivo 2), lahko za oceno tveganja uporabimo enačbo tveganja v zaključeni obliki, ki so jo v različnih oblikah predlagali na primer Cornell (1996), Vamvatsikos (2013) in Lazar in Dolšek (2014a). V nasprotnem primeru, ko za določitev potresnega odziva uporabimo nivo zanesljivosti 3, je priporočljivo uporabiti bolj točno numerično integracijo enačbe tveganja, da bo natančnost ocene tveganja ustrezala natančnosti uporabljene metode analize. V splošnem potresno tveganje ni potrebno številčno oceniti, saj zadostuje vedeti ali je potresno tveganje manjše ali večje od ciljnega tveganja. V ta namen je bil nedavno predlagan postopek za kontrolo sprejemljive verjetnosti porušitve (Brozovič in Dolšek 2014), ki temelji na izbrani ciljni intenziteti in ustreza nivoju zanesljivosti 3A v preglednici 5.1.



Slika 5.1: Diagram poteka možne različice postopka projektiranja na ciljno potresno tveganje.

Figure 5.1: Flowchart of one possible realization of the risk-based seismic design procedure.

Med najbolj zahtevnimi koraki v predlaganem postopku projektiranja stavb na osnovi ciljnega potresnega tveganja je prilagajanje konstrukcije, ki jo izvajamo v posameznih iteracijah. Na splošno je to zahtevna naloga zaradi narave potresnega vpliva in zaradi raznolikosti potresnega odziva glede na obravnavano stavbo. Podobno kot so to storili že drugi raziskovalci, na primer Liu, Wen in Burns

(2004), Lagaros, Bakas in Papadrakakis (2009) ali Rojas, Foley in Pezeshk (2011), bi lahko v tem koraku uporabili genetske ali evolucijske algoritme, vendar pa, kljub učinkovitosti, taki postopki niso uporabni v praksi zaradi računskega časa in zahtevnosti. Zato ta korak v praksi zahteva izkušenega inženirja, ki bi bil sposoben prilagajati konstrukcijo na podlagi strokovnega znanja oz. dobrega občutka za potresni odziv stavb. Smiselno pa bi bilo razviti preproste smernice za prilagajanje konstrukcije za različne tipe stavb, ki bi bile v pomoč manj izkušenim inženirjem. V doktorski disertaciji smo se zaradi zahtevnosti take naloge omejili na razvoj smernic za prilagajanje armiranobetonskih okvirnih konstrukcij.

5.2 Enostavne smernice za izvedbo prilagoditev armiranobetonskih okvirnih konstrukcij z namenom doseganja ciljne verjetnosti porušitve

V predlaganem postopku projektiranja je predvideno iterativno prilagajanje konstrukcije z namenom zagotavljanja ciljnega potresnega tveganja. Možna je uporaba avtomatiziranih postopkov, vendar je v praksi zaradi računske in časovne zahtevnosti težko izvedljiva. Projektant konstrukcijo v predlaganem postopku zato prilagaja sam z namenom povečati nosilnost in/ali duktilnost, v kolikor se izkaže, da je verjetnost porušitve večja kot ciljna verjetnost porušitve. Odločitev kako popraviti konstrukcijo ni samoumevna, saj je za to potreben dober občutek za odnose med konstrukcijskimi komponentami, globalnimi parametri konstrukcije, potresnim vplivom in verjetnostjo porušitve za vse tipe stavb. V primeru, da inženir nima razvitega občutka za potresni odziv stavb, je lahko število iteracij potrebnih za prilagajanje konstrukcije z namenom doseči ciljno tveganje veliko, saj je potrebnih kar nekaj poskusov, da se za dano stavbo in obtežbo ugotovi optimalni popravek. Najbolj ugodno bi bilo razviti natančna navodila za prilagajanje različnih tipov stavb, vendar je to izjemno težka naloga. Namesto tega pa lahko razvijemo preproste smernice, ki bi pomagale inženirju do ustreznih odločitev glede popravkov konstrukcije. V doktorski disertaciji smo se zaradi zahtevnosti naloge omejili na razvoj enostavnih smernic za prilagajanje armiranobetonskih okvirnih konstrukcij, vendar se lahko v prihodnje podobne smernice razvije tudi za druge konstrukcijske sisteme in druge materiale.

Smernice za prilagajanje stavb z namenom povečati nosilnost in duktilnost sistema smo razvili na podlagi potisne analize. Z namenom ugotoviti vpliv posameznih prilagoditev konstrukcije na njen odziv smo najprej izvedli parametrično študijo na skupini štirih armiranobetonskih okvirnih konstrukcij. Na osnovi rezultatov parametrične študije smo nato izpeljali enostavne smernice za prilagajanje konstrukcije. Njihovo uporabo in ustreznost smo preverili na skupini stavb s pomočjo potisne analize in bolj natančne dinamične analize. Izkazalo se je, da so lahko rezultati potisne analize zavajajoči (Faza 1) in da predlagane smernice ne zadostujejo za izboljšanje odziva stavb v višjih nihajnih oblikah. Na osnovi rezultatov nelinearne dinamične analize smo predlagane smernice zato naknadno popravili (Faza 2). Predlagane smernice so neobvezne in služijo le kot priporočila projektantom pri iterativnem popravljanju konstrukcije.

5.2.1 Parametrična študija vpliva posameznih prilagoditev konstrukcije na njen odziv

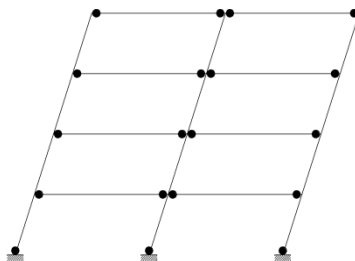
Parametrično študijo vpliva različnih prilagoditev stavbe smo izvedli na osnovi potisne analize. Opazovali smo odziv štirih armiranobetonskih okvirnih stavb: 4-etažne, dveh 8-etažnih stavb, med

katerima je ena nepravilna po višini, in 15-etažne stavbe. Stavbe so bile predstavljene v poglavju 2.1 na slikah 2.1, 2.3, 2.4 in 2.6. Vse štiri stavbe so bile projektirane v skladu s standardom Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) za srednji razred duktilnosti. Izjema je 4-etažna stavba, ki je bila zasnovana za visok razred duktilnosti. Stavbe se nahajajo na območju z zmerno potresno aktivnostjo z referenčnim pospeškom tal $a_{g,R} = 0,25$ g in na tleh tipa B z izjemo pravilne 8-etažne stavbe, ki se nahaja na tleh tipa C. Parametrično študijo smo izvedli z neodvisnim in postopnim povečanjem vzdolžne armature stebrov, prečnega prereza stebrov, vzdolžne armature gred in prečnega prereza gred. Stremenske armature elementov v študiji nismo spreminjali. Razmerje nosilnosti stebrov in gred se je za vsak primer spreminjalo. Razmerja nosilnosti večjega od 1,3, ki ga v točki 4.4.2.3(4) zahteva Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005), nismo zagotavljali, saj bi tako morali istočasno z gredami spremeniti tudi stebre, želeli pa smo preveriti vpliv posameznega parametra na obnašanje stavbe. Delež vzdolžne armature ρ_l stebrov in gred smo postopoma povečevali s prirastkom $\Delta\rho_l = 0,002$. Pri spremembi armature je ostala pozicija armaturnih palic enaka, spreminjali smo le njihov prerez. Velikost prečnega prereza stebrov smo povečevali s korakom 10 %, velikost prečnega prereza gred pa s korakom 5 %. Na primer, delež vzdolžne armature stebrov smo najprej povečali za $\Delta\rho_l = 0,002$ v vseh stebrih prve etaže, nato v vseh stebrih prvih dveh etaž, nato prvih treh etažah in tako naprej. V naslednjem koraku smo začetni delež armiranja povečali za $\Delta\rho_l = 0,004$ v stebrih prve etaže, nato pa v prvih dveh etažah in tako naprej. Po podobnem principu smo posamično povečevali še prečni prerez stebrov ali gred in pa delež vzdolžne armature gred. Analizirali smo vsega skupaj 172 variant 4-etažne stavbe, 342 variant pravilne 8-etažne stavbe, 342 variant nepravilne 8-etažne stavbe ter 645 variant 15-etažne stavbe.

Za analizo je bil uporabljen poenostavljen nelinearni model, pri kateremu elemente modelirano z elastično gredo z dvema neelastičnima členkoma na koncih elementa. Obnašanje členkov je bilo opisano z odnosom moment – rotacija. Pomembno je opozoriti, da ta poenostavljen model, ki se ga da razmeroma enostavno določiti in je računsko učinkovit, ne upošteva strižne porušitve elementov in porušitve vozlišč. Več podrobnosti je podanih v poglavju 2.2. Vse analize so bile izvedene z odprtokodnim programom OpenSees (PEER, 2007) v povezavi z nizom funkcij PBEE toolbox (Dolšek, 2010). Zaradi enostavnosti, so bile stavbe analizirane samo v X smeri. Za potisno analizo je bila uporabljena modalna porazdelitev sil po višini konstrukcije, ki je bila določena kot produkt masne matrike in prve nihajne oblike stavbe.

Cilj prve faze parametrične študije je bil analizirati vpliv različnih prilagoditev konstrukcije na njen odziv. Opazovali smo nosilnost sistema, ki smo jo izrazili s celotno prečno silo ob vpetju stavbe BS , sposobnost deformacije, ki smo jo zajeli s pomikom na vrhu stavbe pri mejnem stanju blizu porušitve stavbe $D_{t,NC}$, in verjetnost porušitve P_C . Mejno stanje blizu porušitve je bilo določeno pri 80 % nosilnosti na padajoči veji potisne krivulje. Verjetnost porušitve smo ocenili na osnovi poenostavljene metode analize, tj. N2 metode (Fajfar, 2000). Opozoriti je potrebno, da je N2 metoda poenostavljena metoda analize in so zato lahko rezultati zelo približni. Za določitev približnega vpliva posameznih opazovanih parametrov na stavbo pa je lahko uporaba takih metod upravičena, saj opazujemo zgolj spreminjanje opazovanih količin in nas ne zanimajo njihove dejanske vrednosti.

Na slikah 5.3, 5.9, 5.13 in 5.19 je prikazan vpliv posamezne prilagoditve na celotno prečno silo ob vpetju stavbe BS , pomik na vrhu stavbe pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$ in verjetnost porušitve P_C za vse štiri obravnavane stavbe. Dodatno smo opazovali vpliv posameznih prilagoditev na plastični mehanizem oz. poškodovanost plastičnih členkov v mejnem stanju blizu porušitve. Pri okvirnih konstrukcijah je zaželen plastični mehanizem, pri katerem se plastificirajo vse grede, stebri pa ostanejo večinoma neplastificirani, vendar je tak mehanizem zelo težko doseči (slika 5.2). Plastični mehanizem je prikazan na deformirani obliki stavbe, ki ustreza mejnemu stanju blizu porušitve, tako, da so členki obarvani glede na stopnjo poškodovanosti (slika 2.7). V elementih obarvanih zeleno je prišlo so tečenja armature, v elementih obarvanih rumeno je bila dosežena upogibna nosilnost, rdeča barva pa označuje doseženo mejno stanje blizu porušitve. Mejno stanje blizu porušitve plastičnega členka je določeno z 80 % upogibne nosilnosti na padajoči veji odnosa moment-rotacija. Barvne oznake so enake za stebre in grede. Vsak prikazan primer poškodovanosti stavbe ima pripadajočo oznako, in sicer kvadrat, krog, diamant ali križ, ki ustreza točkovnim oznakam na grafih vpliva posameznih opazovanih parametrov na količine BS , $D_{t,NC}$ in P_C (slike 5.3, 5.9, 5.13 in 5.19). Na primer, plastični mehanizem prikazan za 4-etažno stavbo na sliki 5.4a, ki je označen s kvadratom, ustreza točki označeni s kvadratom na diagramu na sliki 5.3a. Pri tem naj opozorimo na odstopanje velikostnega reda verjetnosti porušitve P_C nepravilne 8-etažne stavbe na slikah 5.3b, 5.9b, 5.13b in 5.19b. Višje vrednosti verjetnosti porušitve lahko pripišemo nepravilnosti stavbe po višini, zaradi katere se pri večini akceleroграмov tvori mehka etaža (slika 5.5a), stavba pa se poruši pri nižjih vrednostih intenzitete potresa. Nekoliko višje vrednosti P_C je opaziti tudi v primeru pravilne 8-etažne stavbe, ki se nahaja na slabših tleh tipa C.

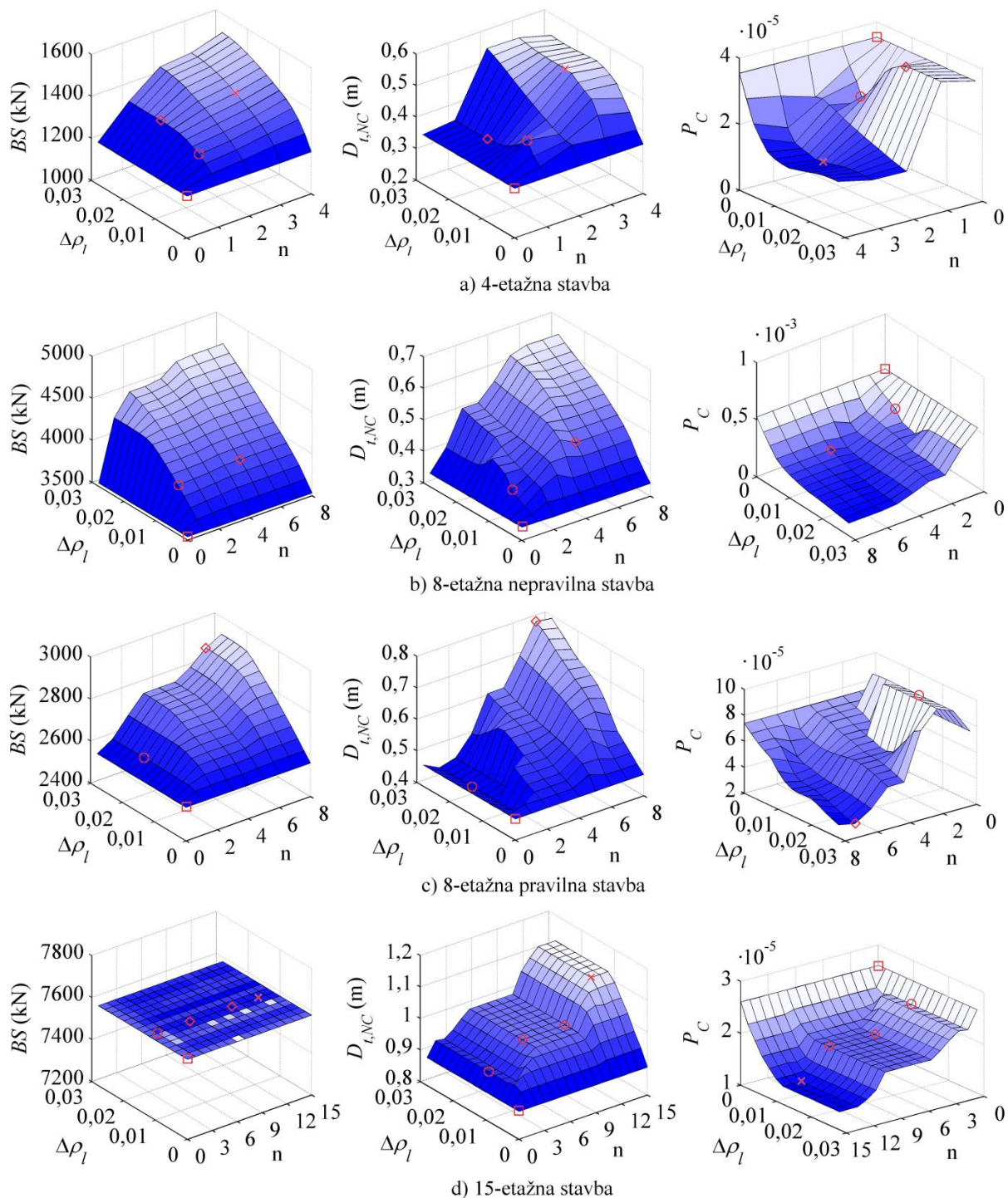


Slika 5.2: Zaželen plastični mehanizem okvirne konstrukcije.

Figure 5.2: Preferred plastic mechanism of a frame structure.

Na sliki 5.3 je prikazan vpliv povečanja deleža vzdolžne armature stebrov $\Delta\rho_l$ v etažah od 1 do n (oznaka 1-n), kjer na primer $n = 3$ pomeni, da je armatura povečana v stebrih prvih treh etaž. Na slikah 5.4 do 5.7 pa je za izbrane primere prikazan vpliv $\Delta\rho_l$ na poškodovanost stavb pri mejnem stanju blizu porušitve, na podlagi katerega lahko sklepamo o plastičnem mehanizmu, ki se tvori v stavbi. Opazimo lahko, da povečanje armature v splošnem povečuje nosilnost stavbe, ki je izražena z BS . Izjema je 15-etažna stavba, kjer ima povečanje armature zanemarljiv vpliv na BS . 15-etažna stavba je bila namreč projektirana tako, da se prerez stebrov in razred betona z višino manjšata. Ne glede na povečanje armature pa se stavba poruši zaradi odpovedi stebrov v višjih etažah, kjer je nosilnost stebrov bistveno manjša. Prirast $\Delta\rho_l$ ima na deformacijsko kapaciteto, ki je izražena s pomikom $D_{t,NC}$, podoben vpliv kot na BS . Povečanje vzdolžne armature stebrov torej v splošnem povečuje

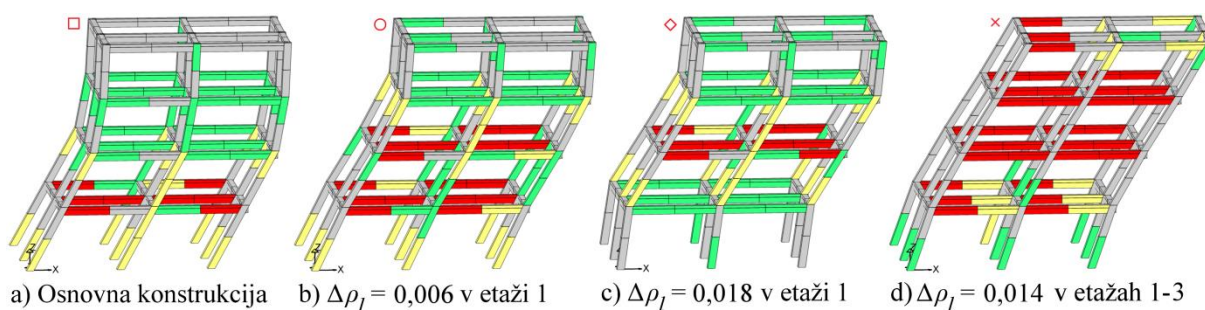
deformacijsko kapaciteto stavbe. Opazimo lahko tudi, da večanje $\Delta\rho_l$ in števila prilagojenih etaž v splošnem zmanjšuje verjetnost porušitve stavbe.



Slika 5.3: Vpliv povečanja deleža vzdolžne armature stebrov $\Delta\rho_l$ v 1-n etažah na nosilnost BS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$ in verjetnost porušitve P_C za a) 4-etažno, b) nepravilno 8-etažno, c) pravilno 8-etažno in d) 15-etažno stavbo.

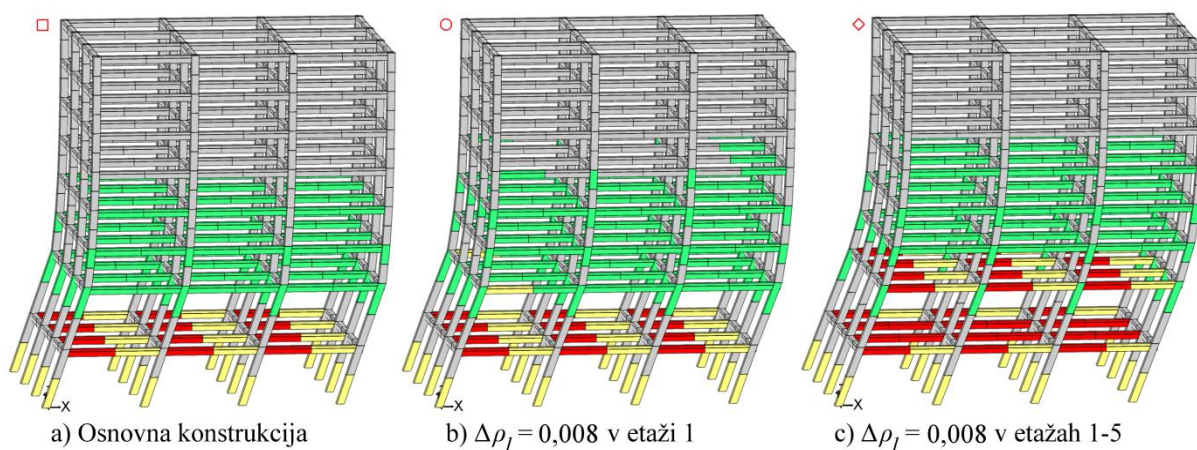
Figure 5.3: Impact of the increment of the longitudinal reinforcement ratio of columns $\Delta\rho_l$ in storeys 1-n on the base shear BS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{t,NC}$ and the probability of collapse P_C for the a) 4-storey, b) irregular 8-storey, c) regular 8-storey in d) 15-storey structure.

Trend povečevanja BS z večanjem $\Delta\rho_l$ ali števila etaž ni enak za vse stavbe. Pri 4-etažni stavbi se pri povečanju armature stebrov prve etaže BS povečuje le do prirastka $\Delta\rho_l = 0,012$, nato pa ostaja konstantna. Pri povečanju armature v več etažah pa se BS večja s prirastkom $\Delta\rho_l$. Poleg tega se pri povečanju $\Delta\rho_l$ zgolj v prvi etaži verjetnost porušitve manjša le do $\Delta\rho_l = 0,006$. V tem primeru se v konstrukciji tvori plastični mehanizem, ki je prikazan na sliki 5.4b. Ta mehanizem je bolj ugoden kot tisti, ki se tvori v osnovni konstrukciji (slika 5.4a). V kolikor pa $\Delta\rho_l$ večamo, se $D_{t,NC}$ manjša in verjetnost porušitve večja. Plastični mehanizem, ki ustreza $\Delta\rho_l = 0,018$ je prikazan na sliki 5.4c. Sklepamo lahko, da stebri v drugi etaži odpovejo zaradi prevelikega skoka v togosti. Ker predstavljajo stebri v drugi etaži šibko točko stavbe, ostajajo vrednosti BS , $D_{t,NC}$ in P_C pri nadaljnjem povečanju $\Delta\rho_l$ enake. Verjetnost porušitve P_C je najmanjša pri povečanju deleža armiranja za 0,014 v prvih treh etažah stavbe. Pripadajoči plastični mehanizem (slika 5.4d) se že zelo približa zaželenemu idealnemu plastičnemu mehanizmu v okvirnih stavbah (slika 5.2).



Slika 5.4: Poškodovanost 4-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim deležem vzdolžnega armiranja stebrov za b) $\Delta\rho_l = 0,006$ v etaži 1, c) $\Delta\rho_l = 0,018$ v etaži 1 in d) $\Delta\rho_l = 0,014$ v etažah 1-3. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.3.

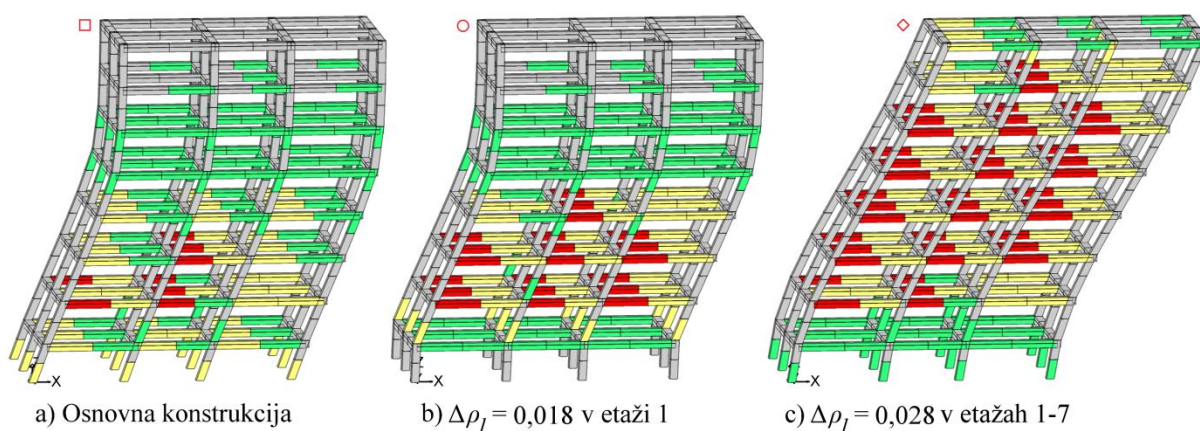
Figure 5.4: Damage in the 4-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in columns by b) $\Delta\rho_l = 0,006$ in storey 1, c) $\Delta\rho_l = 0,018$ % in storey 1 and d) $\Delta\rho_l = 0,014$ in storeys 1-3. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.3.



Slika 5.5: Poškodovanost nepravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim deležem vzdolžnega armiranja stebrov za $\Delta\rho_l = 0,008$ b) v etaži 1 in c) v etažah 1-5. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.3.

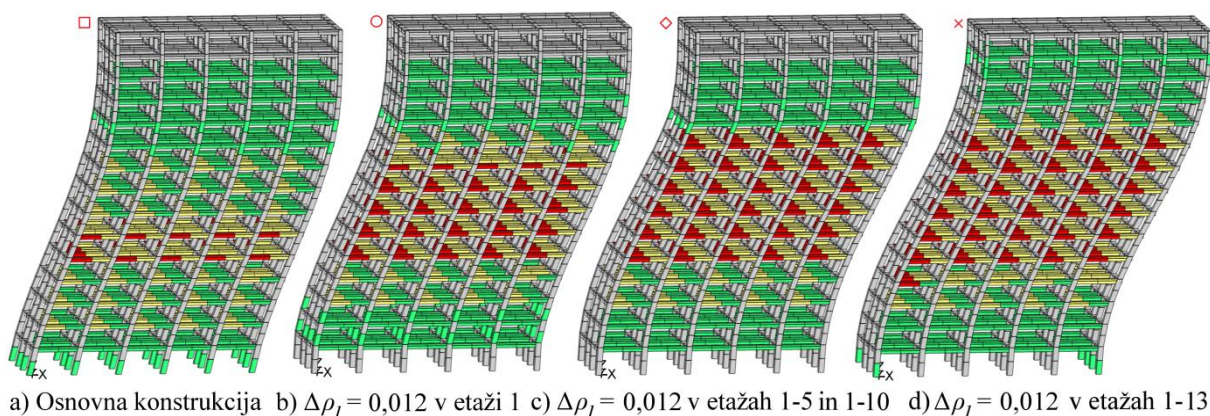
Figure 5.5: Damage in the irregular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in columns by $\Delta\rho_l = 0,008$ b) in storey 1 and c) in storeys 1-5. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.3.

Povečanje deleža armiranja stebrov pri nepravilni 8-etažni stavbi razmeroma enakomerno povečuje $D_{t,NC}$ in zmanjšuje P_C . Pri nižjih vrednostih $\Delta\rho_l$ pa število prilagojenih etaž na BS nima velikega vpliva, saj, kljub manjšemu povečanju vzdolžne armature, odpovejo stebri v drugi etaži zaradi nepravilnosti stavbe po višini. Poglejmo si na primer povečanje $\Delta\rho_l = 0,008$ v zgolj prvi etaži in v prvih petih etažah (sliki 5.5b in 5.5c). Plastični mehanizem se izboljšuje, vendar šibki člen ostajajo stebri v drugi etaži, kjer pride do mehke etaže. Podobno kot pri 4-etažni stavbi se tudi pri pravilni 8-etažni stavbi ob velikem povečanju deleža armiranja stebrov v prvi etaži pomik $D_{t,NC}$ pomanjša in verjetnost P_C poveča. Ponovno lahko vzrok iščemo na plastičnem mehanizmu (slika 5.6b), kjer vidimo, da odpovejo stebri v drugi etaži, in sicer najverjetneje zaradi skoka v togosti pri prehodu iz prve v drugo etažo. Verjetnosti porušitve je najmanjša pri povečanju deleža armiranja za $\Delta\rho_l = 0,028$ v prvih sedmih etažah, kar bistveno izboljša plastični mehanizem (slika 5.6c).



Slika 5.6: Poškodovanost pravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim deležem vzdolžnega armiranja stebrov za b) $\Delta\rho_l = 0,018$ v etaži 1 in c) $\Delta\rho_l = 0,028$ v etažah 1-7. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.3.

Figure 5.6: Damage in the regular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in columns by b) $\Delta\rho_l = 0,018$ in storey 1 and c) $\Delta\rho_l = 0,028$ in storeys 1-7. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.3

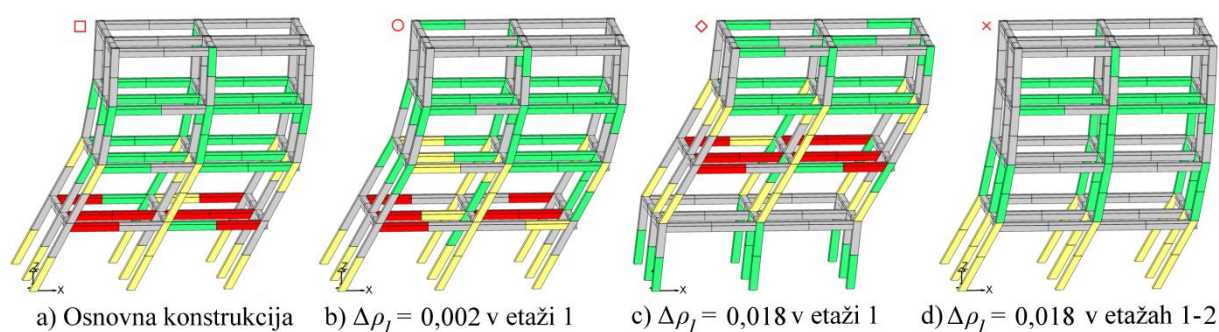


Slika 5.7: Poškodovanost 15-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim deležem vzdolžnega armiranja stebrov za $\Delta\rho_l = 0,012$ b) v etaži 1, b) v etažah 1-5 in 1-10 ter d) v etažah 1-13. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.3.

Figure 5.7: Damage in the 4-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in columns by $\Delta\rho_l = 0,012$ % in b) storey 1, c) storeys 1-5 and 1-10 and d) storeys 1-13. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.3

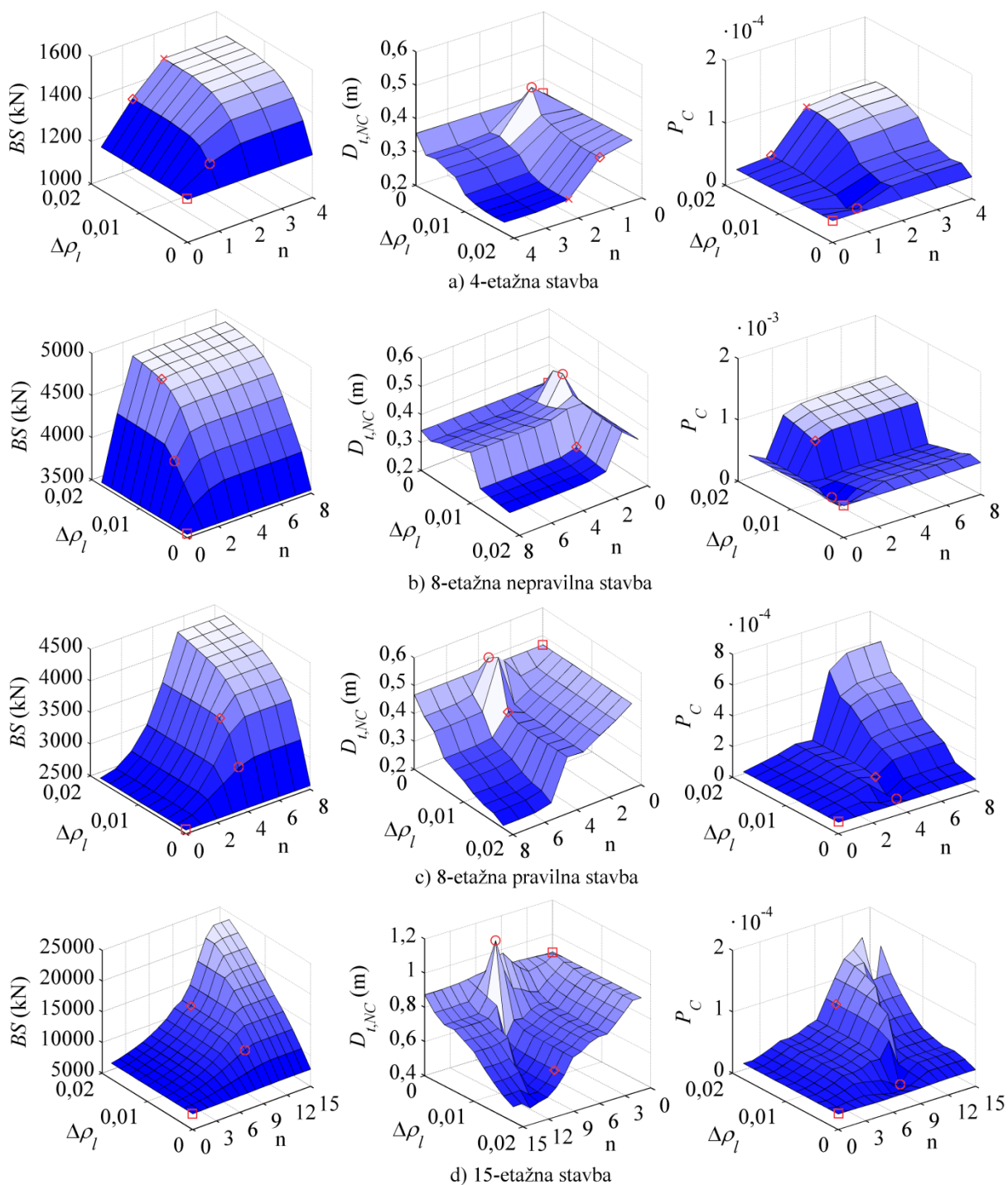
Plastični mehanizmi izbranih variant 15-etažne stavbe so prikazani na sliki 5.7, kjer je v vseh primerih delež armiranja stebrov povečan za 0,012, vendar v različnem številu etaž. Povečanje armature v prvi etaži izboljša odziv konstrukcije, vendar njena nosilnost ostaja enaka, saj se v obeh primerih plastificirajo stebri v enajsti etaži. V kolikor povečamo delež armiranja v prvih petih ali prvih desetih etažah ostajata odziv konstrukcije in pripadajoč plastični mehanizem enaka (slika 5.7c), saj se stebri v obeh primerih ponovno plastificirajo v enajsti etaži. V kolikor število modificiranih etaž še povečujemo, se odziv konstrukcije izboljšuje, etaža s plastificiranimi stebri pa se dviguje, in sicer na etažo, v kateri pride do skoka v togosti.

Na sliki 5.9 lahko opazujemo vpliv povečanja deleža vzdolžne armature gred $\Delta\rho_l$ v etažah 1-n. Povečanje $\Delta\rho_l$ v splošnem poveča nosilnost stavbe BS in verjetnost porušitve P_C , zmanjša pa deformacijsko kapaciteto konstrukcije, ki je izražena z $D_{t,NC}$. Za vsako stavbo pa lahko opazimo nekaj izjem. Pri 4-etažni stavbi je to pri $\Delta\rho_l = 0,002$ v prvi etaži (sliki 5.8a in 5.8b), pri nepravilni 8-etažni stavbi do $\Delta\rho_l = 0,006$ v prvi etaži (sliki 5.10b in 5.10b), za pravilno 8-etažno stavbo pri $\Delta\rho_l = 0,002$ v prvih štirih etažah (sliki 5.11c in 5.11b) in za 15-etažno stavbo pri $\Delta\rho_l = 0,004$ v prvih devetih etažah (sliki 5.12d in 5.12b). V vseh primerih lahko na slikah poškodovanosti vidimo, da gre za grede, ki so pri osnovni konstrukciji močnejše poškodovane. S povečanjem armature teh gred se plastični mehanizem nekoliko izboljša, deformacijska kapaciteta konstrukcije poveča in verjetnost porušitve pomanjša. Vendar pa je ta pozitiven učinek omejen na te izjemne primere. V splošnem se s tem ukrepom poslabša razmerje nosilnosti močnih stebrov in šibkih gred, kar povzroči močne poškodbe stebrov in poslabša plastični mehanizem, kar lahko opazujemo na slikah 5.8c, 5.8d, 5.10c, 5.11c in 5.12c. Povečanje vzdolžne armature gred torej v splošnem negativno vpliva na deformacijsko kapaciteto in verjetnost porušitve konstrukcije.



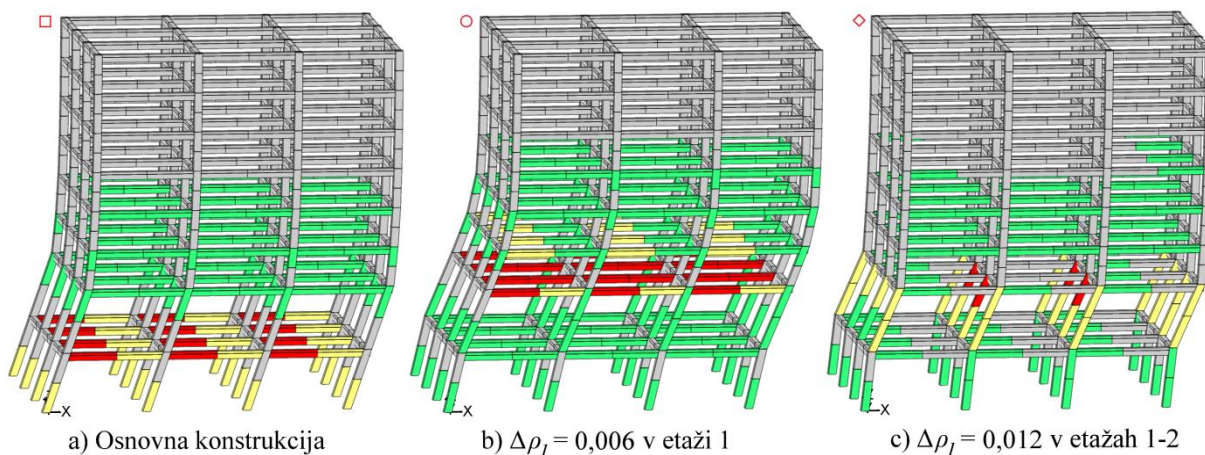
Slika 5.8: Poškodovanost 4-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim deležem vzdolžnega armiranja gred za b) $\Delta\rho_l = 0,002$ v etaži 1, c) $\Delta\rho_l = 0,018$ % v etaži 1 in d) $\Delta\rho_l = 0,018$ v etažah 1-2. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.9.

Figure 5.8: Damage in the 4-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in beams by b) $\Delta\rho_l = 0,002$ in storey 1, c) $\Delta\rho_l = 0,018$ in storey 1 and d) $\Delta\rho_l = 0,018$ % in storeys 1-2. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.9.



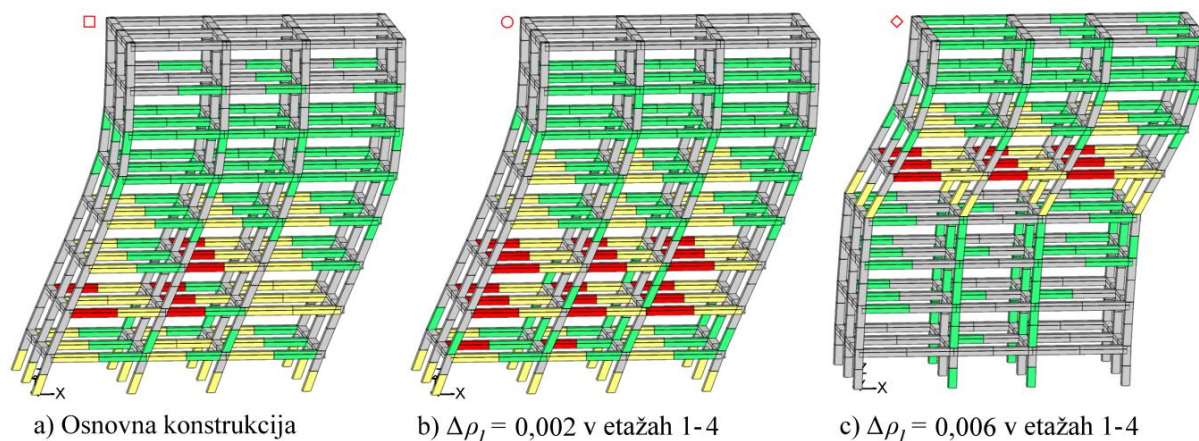
Slika 5.9: Vpliv povečanja deleža vzdolžne armature gred $\Delta\rho_l$ v 1-n etažah na nosilnost BS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$ in verjetnost porušitve P_C za a) 4-etažno, b) nepravilno 8-etažno, c) pravilno 8-etažno in d) 15-etažno stavbo.

Figure 5.9: Impact of the increment of the longitudinal reinforcement ratio of beams $\Delta\rho_l$ in storeys 1-n on the base shear BS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{t,NC}$ and the probability of collapse P_C for the a) 4-storey, b) irregular 8-storey, c) regular 8-storey in d) 15-storey structure.



Slika 5.10: Poškodovanost nepravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim deležem vzdolžnega armiranja gred za b) $\Delta\rho_l = 0,006$ v etaži 1 in c) $\Delta\rho_l = 0,012$ v etažah 1-2. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.9.

Figure 5.10: Damage in the irregular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in beams by b) $\Delta\rho_l = 0,006$ in storey 1 and c) $\Delta\rho_l = 0,012$ in storeys 1-2. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.9.

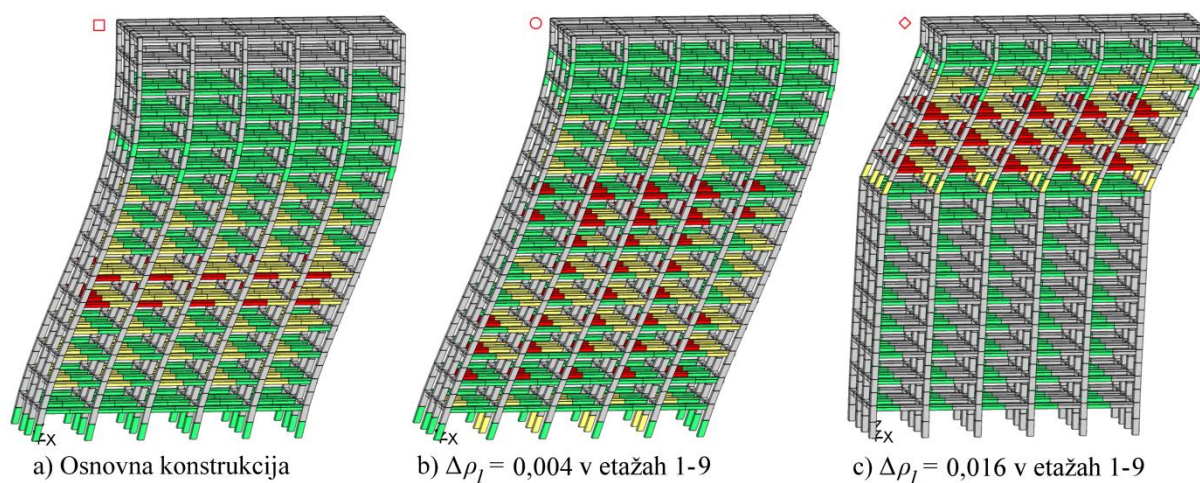


Slika 5.11: Poškodovanost pravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim deležem vzdolžnega armiranja gred v etažah 1-4 za b) $\Delta\rho_l = 0,002$ in c) $\Delta\rho_l = 0,006$. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.9.

Figure 5.11: Damage in the regular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in beams in storeys 1-4 by b) $\Delta\rho_l = 0,002$ and c) $\Delta\rho_l = 0,006$. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.9.

Slika 5.13 prikazuje vpliv povečanja betonskega prereza stebrov za delež ΔA_c v etažah 1-n. Opazimo lahko, da ima ΔA_c v splošnem podoben vpliv na odziv stavbe kot povečanje deleža armiranja $\Delta\rho_l$ v stebrih, in sicer povečuje BS in $D_{t,NC}$ ter zmanjšuje P_C . Ta pozitiven učinek na odziv konstrukcije je posledica izboljšane razmerja nosilnosti močnih stebrov in šibkih gred in zato plastičnega mehanizma, kar sledi iz primerjave slik 5.14a in 5.14d za primer 4-etažne stavbe, 5.15a in 5.15d za nepravilno 8-etažno stavbo, 5.16a in 5.16d za pravilno 8-etažno stavbo ter 5.17a in 5.17d v primeru 15-etažne stavbe, kjer so prikazani najbolj ugodni primeri popravljenih konstrukcij. Povečanje prečnega prereza stebrov v prvi etaži ima pozitiven učinek na odziv konstrukcije zgolj do neke vrednosti ΔA_c . Na primer, za 4-etažno konstrukcijo je ta meja 30 % (sliki 5.13a in 5.14b). Do te vrednosti se plastični mehanizem izboljšuje, saj se stebri pri osnovni konstrukciji plastificirajo v drugi

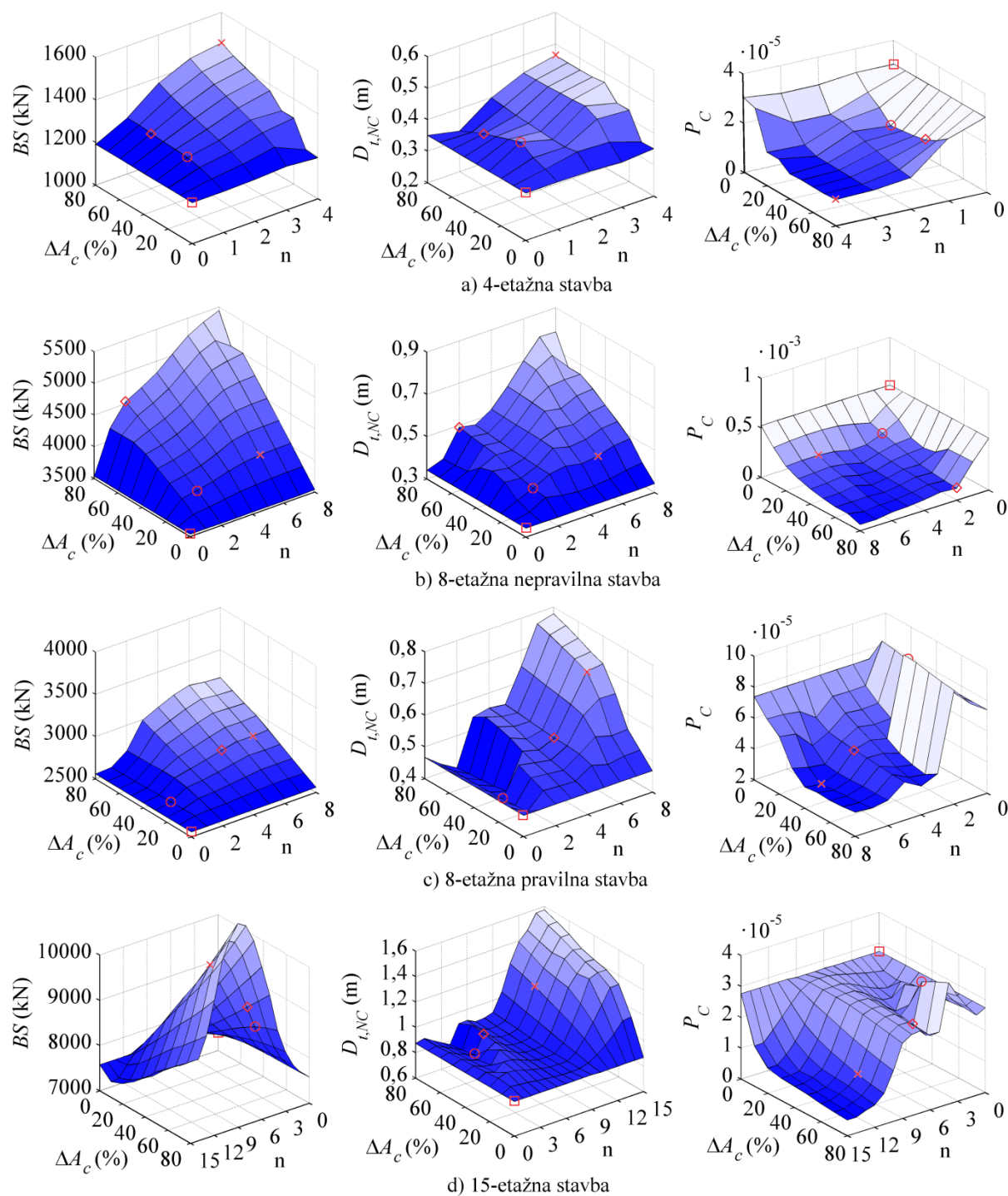
etaži, pri spremenjeni konstrukciji pa v tretji etaži. V kolikor pa v prvi etaži stebre nadalje povečujemo, pride do prevelikega skoka v togosti iz prve na drugo etažo in stebri v drugi etaži odpovejo (slika 5.14c). Podoben pojav lahko opazimo pri pravilni 8-etažni stavbi (slika 5.13b in 5.16b). Pri nepravilni 8-etažni stavbi lahko vidimo, da večanje števila etaž, v katerih povečamo prečni prerez stebrov, ne izboljša bistveno plastičnega mehanizma (sliki 5.15b in 5.15d) tako kot je bilo opaziti pri 4-etažni stavbi, kjer smo z večanjem prereza stebrov v vseh etažah dosegli idealen plastični mehanizem (slika 5.14d). Razlog je v nepravilnosti 8-etažne stavbe po višini, zaradi česar se v drugi etaži tvori mehka etaža. Z večanjem prečnega prereza stebrov v prvih dveh etažah se odziv konstrukcije izboljša (slika 5.15c).



Slika 5.12: Poškodovanost 15-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim deležem vzdolžnega armiranja gred v etažah 1-9 za b) $\Delta\rho_l = 0,004$ in c) $\Delta\rho_l = 0,016$. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.9.

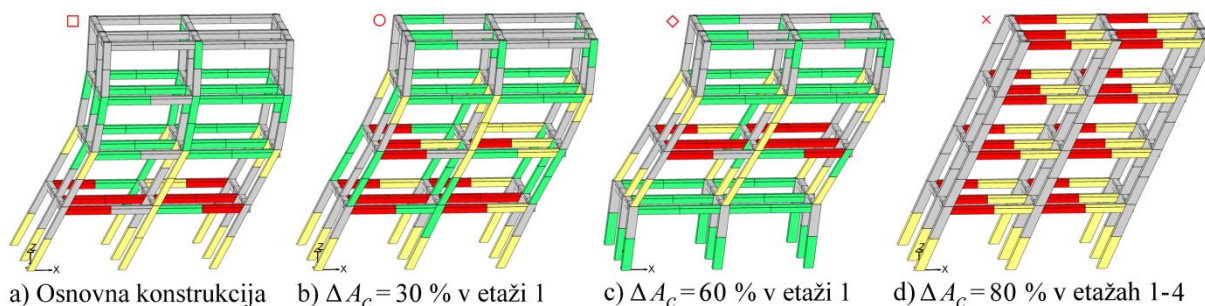
Figure 5.12: Damage in the 15-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in beams in storeys 1-9 by b) $\Delta\rho_l = 0,004$ and c) $\Delta\rho_l = 0,016$. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.9.

Pri pravilni 8-etažni stavbi povečanje prereza stebrov v etažah 1-5 povzroči padec v $D_{t,NC}$ in povečanje P_C . Oglad poškodovanosti stavbe pri $\Delta A_c = 40\%$ (slika 5.16c) nam pokaže, da se zaradi skoka v togosti močno poškodujejo šibkejši stebri v šesti etaži. V nasprotju z $\Delta\rho_l$ pa ΔA_c povečuje tudi BS za 15-etažno stavbo, vendar le dokler prerez povečujemo zgolj v prvih desetih etažah. V tem območju lahko opazimo, da se vpliv ΔA_c na $D_{t,NC}$ in P_C močno spreminja s številom etaž. Do $n = 4$ se odziv slabša, nato pa izboljšuje do $n = 5$ ali 6 in nato ponovno slabša do $n = 8$. Pri $n = 4$ lahko na sliki 5.17b vidimo, da se plastificirajo stebri v peti etaži zaradi skoka v togosti. Pri $n = 5$ pa se plastični mehanizem in odziv stavbe bistveno izboljšata (slika 5.17c). V tem primeru bi pričakovali plastifikacijo stebrov v šesti etaži, vendar do te ne pride. Pri n večjim od 10 nosilnost stavbe začne padati, $D_{t,NC}$ pa se povečuje in P_C zmanjšuje.



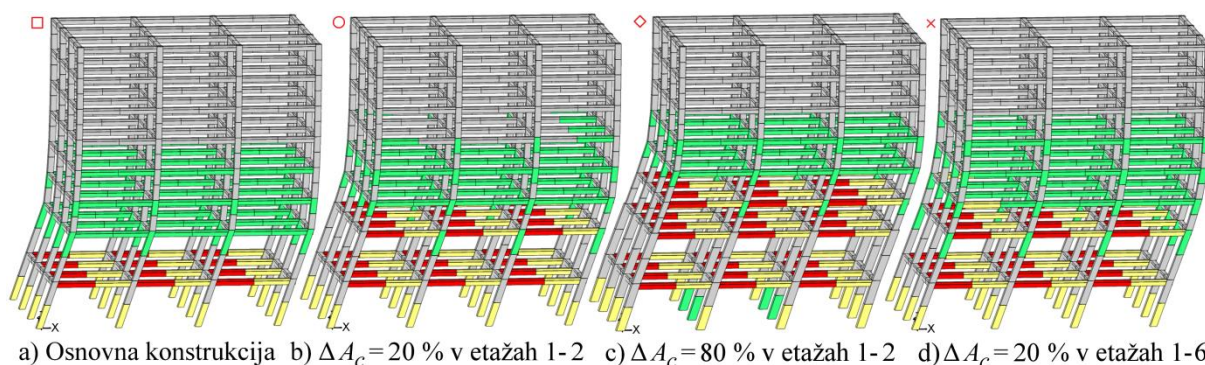
Slika 5.13: Vpliv povečanja prečnega prereza stebrov ΔA_c v 1-n etažah na nosilnost BS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$ in verjetnost porušitve P_C za a) 4-etažno, b) nepravilno 8-etažno, c) pravilno 8-etažno in d) 15-etažno stavbo.

Figure 5.13: Impact of the increment of the cross-section size of columns ΔA_c in storeys 1-n on the base shear BS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{t,NC}$ and the probability of collapse P_C for the a) 4-storey, b) irregular 8-storey, c) regular 8-storey in d) 15-storey structure.



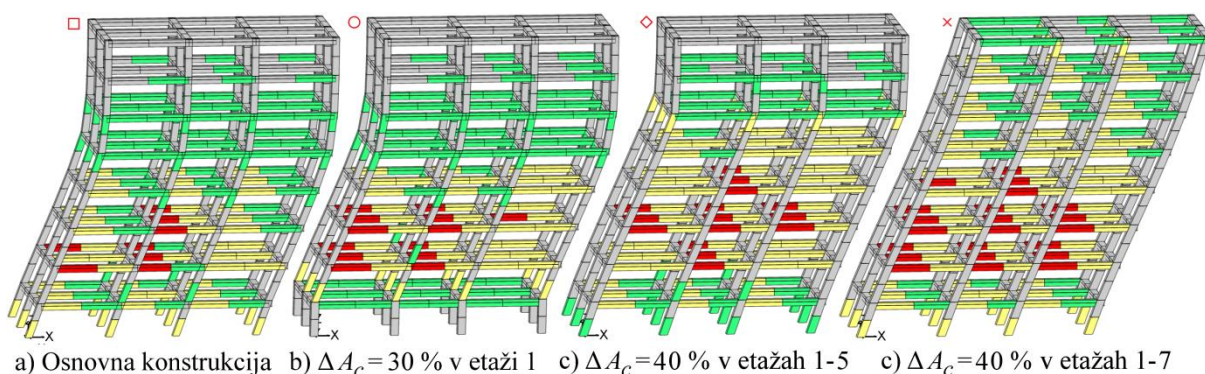
Slika 5.14: Poškodovanost 4-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim prečnim prerezom stebrov za b) $\Delta A_c = 30\%$ v etaži 1, c) $\Delta A_c = 60\%$ v etaži 1 in d) $\Delta A_c = 80\%$ v etažah 1-4. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.13.

Figure 5.14: Damage in the 4-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of columns by b) $\Delta A_c = 30\%$ in storey 1, c) $\Delta A_c = 60\%$ in storey 1 and d) $\Delta A_c = 80\%$ in storeys 1-4. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.13.



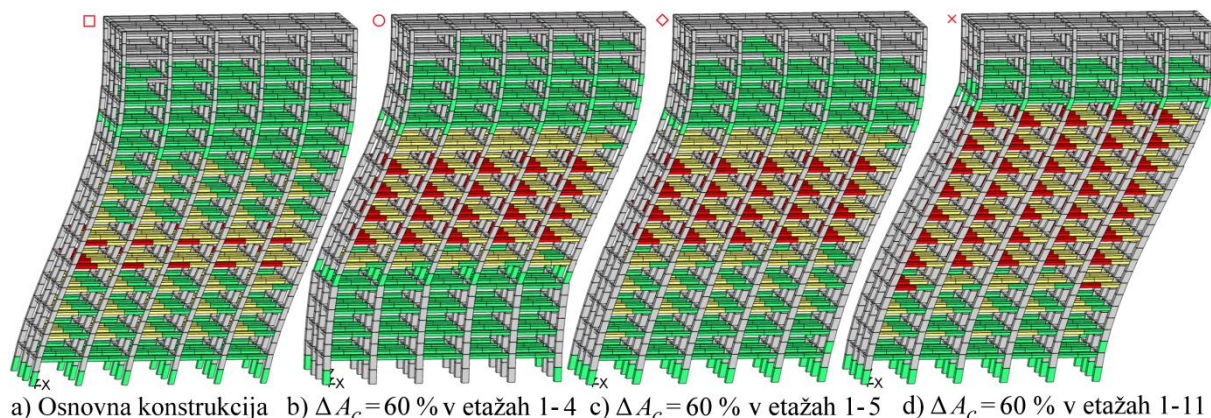
Slika 5.15: Poškodovanost nepravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim prečnim prerezom stebrov za b) $\Delta A_c = 20\%$ v etažah 1-2, c) $\Delta A_c = 80\%$ v etažah 1-2 in d) $\Delta A_c = 20\%$ v etažah 1-6. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.13.

Figure 5.15: Damage in the irregular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of columns by b) $\Delta A_c = 20\%$ in storeys 1-2, c) $\Delta A_c = 80\%$ in storeys 1-2 and d) $\Delta A_c = 20\%$ in storeys 1-6. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.13.



Slika 5.16: Poškodovanost pravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim prečnim prerezom stebrov za b) $\Delta A_c = 30\%$ v etaži 1, c) $\Delta A_c = 40\%$ v etažah 1-5 in d) $\Delta A_c = 40\%$ v etažah 1-7. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.13.

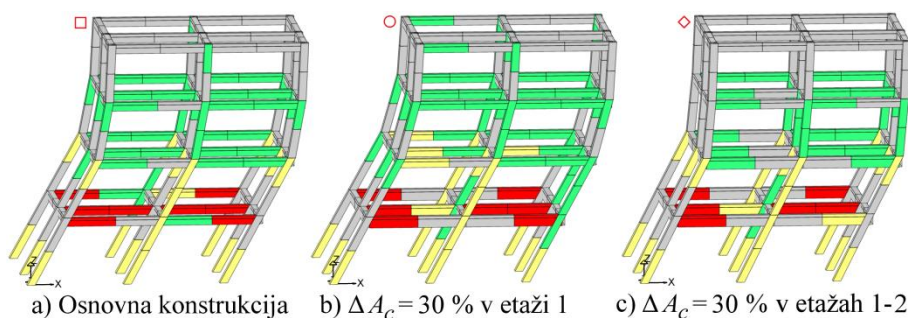
Figure 5.16: Damage in the regular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of columns by b) $\Delta A_c = 30\%$ in storey 1, c) $\Delta A_c = 40\%$ in storeys 1-5 and d) $\Delta A_c = 40\%$ in storeys 1-7. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.13.



Slika 5.17: Poškodovanost 15-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim prečnim prerezom stebrov za $\Delta A_c = 60\%$ b) v etažah 1-4, c) v etažah 1-5 in d) v etažah 1-11. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.13.

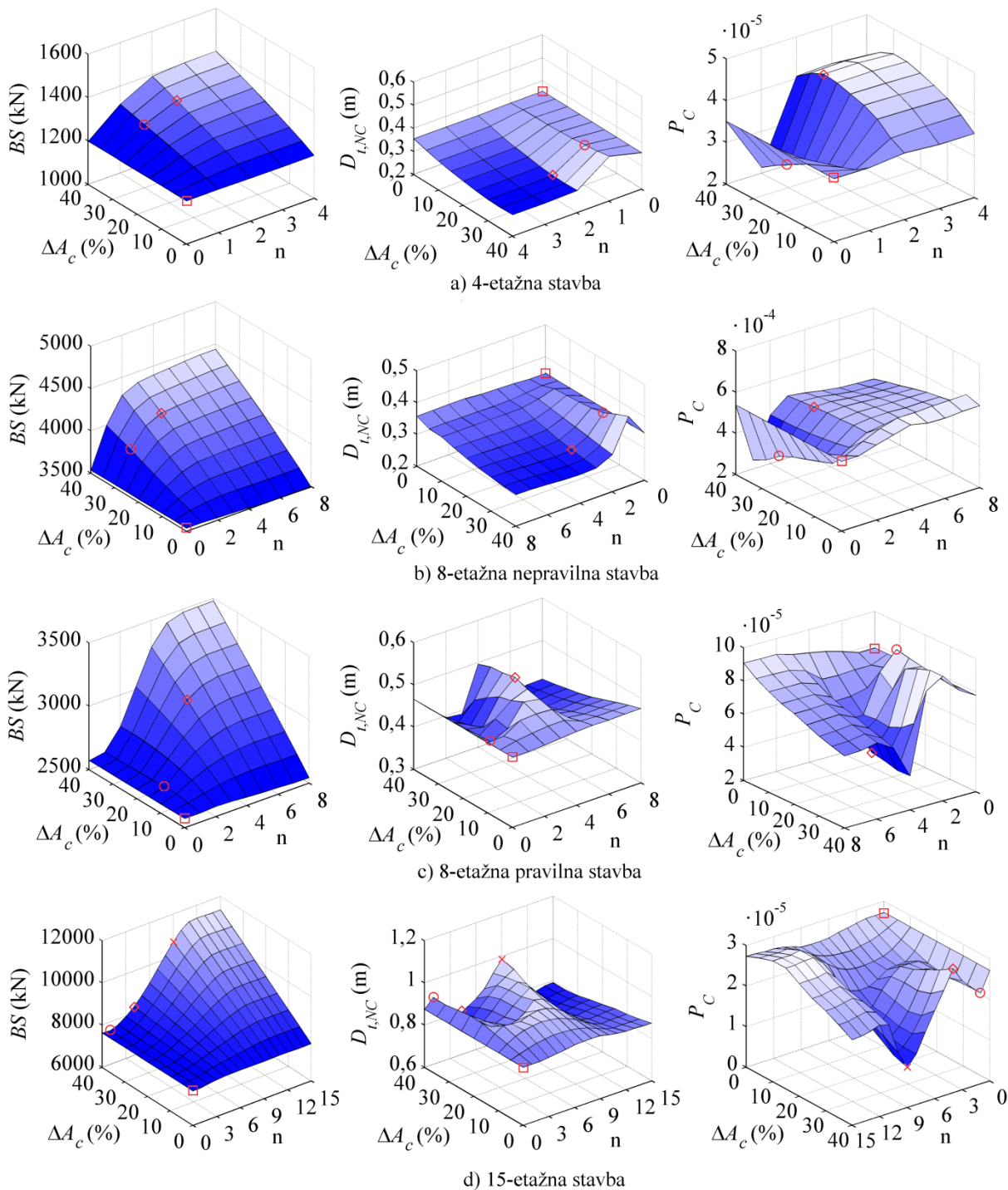
Figure 5.17: Damage in the 15-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of columns by $\Delta A_c = 60\%$ b) in storeys 1-4, c) in storeys 1-5 and d) in storeys 1-11. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.13.

Na sliki 5.19 je prikazan vpliv povečanja prečnega prereza gred ΔA_b v etažah 1-n. Na račun ΔA_b se B_S poveča, $D_{t,NC}$ se v splošnem zmanjšuje, P_C pa povečuje. Vendar pa obstaja območje, kjer ima ΔA_b na $D_{t,NC}$ in P_C tudi pozitiven vpliv. Pri 4-etažni in nepravilni 8-etažni stavbi je to v primeru povečanja gred v prvi etaži, pri pravilni 8-etažni stavbi v prvih štirih etažah in pri 15-etažni stavbi v prvih devetih etažah. Če si pogledamo poškodovanost elementov osnovnih konstrukcij na slikah 5.18a, 5.20a, 5.21a in 5.22a lahko opazimo, da so to etaže z močno izkoriščenimi gredami. V kolikor torej močno izkoriščenim gredam povečamo prečni prerez in pri tem ne pokvarimo razmerja močnih stebrov in šibkih gred, se bo odziv stavbe izboljšal. Poškodovanost elementov v teh primerih je prikazana na slikah 5.18b, 5.20b, 5.21c in 5.22d. Razvidno je, da se na račun povečave gred omogoči bolj enakomerno poškodovanost elementov v konstrukciji. V preostalih primerih povečanje prečnega prereza gred poslabša razmerje močnih stebrov in šibkih in zato poslabša plastični mehanizem, kjer se porušijo stebri na stiku z zelo močnimi gredami (slike 5.18c, 5.21b in 5.22c).



Slika 5.18: Poškodovanost 4-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim prečnim prerezom gred za $\Delta A_b = 30\%$ b) v etaži 1 in c) v etažah 1-2. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.19.

Figure 5.18: Damage in the 4-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of beams for $\Delta A_b = 30\%$ b) in storey 1 and c) in storeys 1-2. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.19.

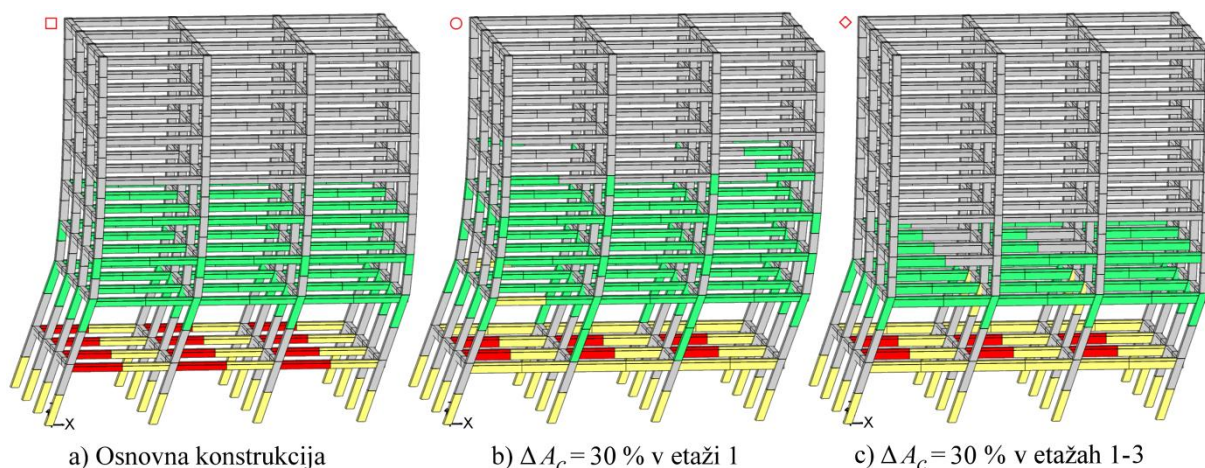


Slika 5.19: Vpliv povečanja prečnega prereza gred ΔA_c v 1-n etažah na nosilnost BS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{L,NC}$ in verjetnost porušitve P_C za a) 4-etažno, b) nepravilno 8-etažno, c) pravilno 8-etažno in d) 15-etažno stavbo.

Figure 5.19: Impact of the increment of the cross-section size of beams ΔA_c in storeys 1-n on the base shear BS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{L,NC}$ and the probability of collapse P_C for the a) 4-storey, b) irregular 8-storey, c) regular 8-storey in d) 15-storey structure.

Pri nepravilni 8-etažni stavbi lahko opazimo, da se $D_{L,NC}$ in P_C pri prilagojenem številu etaž nad 2 zelo malo spreminjata z večanjem števila etaž. Vzrok je v nepravilnosti po višini, zaradi katere se v drugi etaži pojavi mehanizem mehke etaže, ne glede na povečanje gred (slika 5.20c). Pri 15-etažni stavbi pa

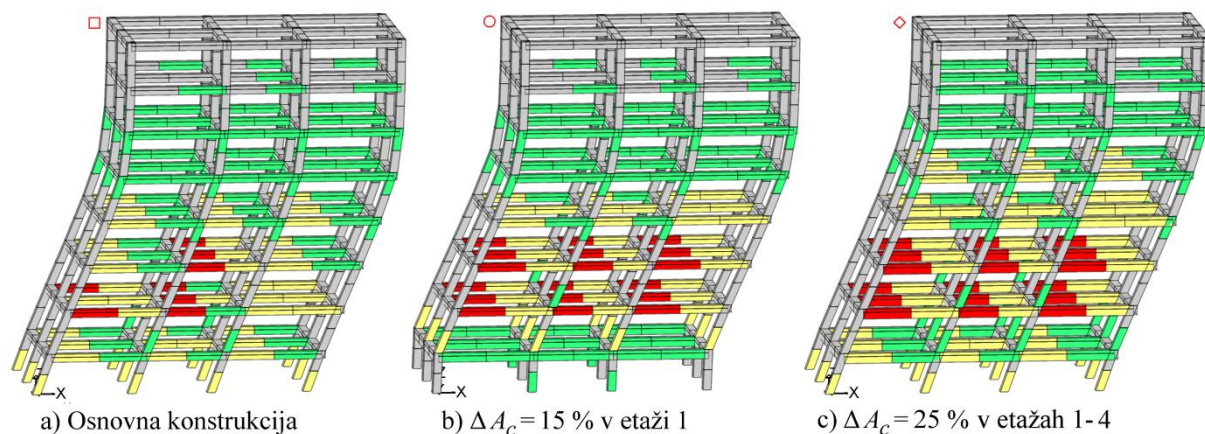
se odziv analizirane konstrukcije izboljša tudi v primeru, ko grede povečamo zgolj v prvi etaži, kjer grede osnovne konstrukcije niso močno izkoriščene. Pri povečavi gred v prvi etaži se plastificirajo stebri, ki se v vozliščih stikajo s povečanimi gredami, poveča pa se poškodovanost gred po višini konstrukcije.



a) Osnovna konstrukcija b) $\Delta A_c = 30\%$ v etaži 1 c) $\Delta A_c = 30\%$ v etažah 1-3

Slika 5.20: Poškodovanost nepravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcijo s povečanim prečnim prerezom gred za $\Delta A_c = 30\%$ b) v etaži 1 in c) v etažah 1-3. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.19.

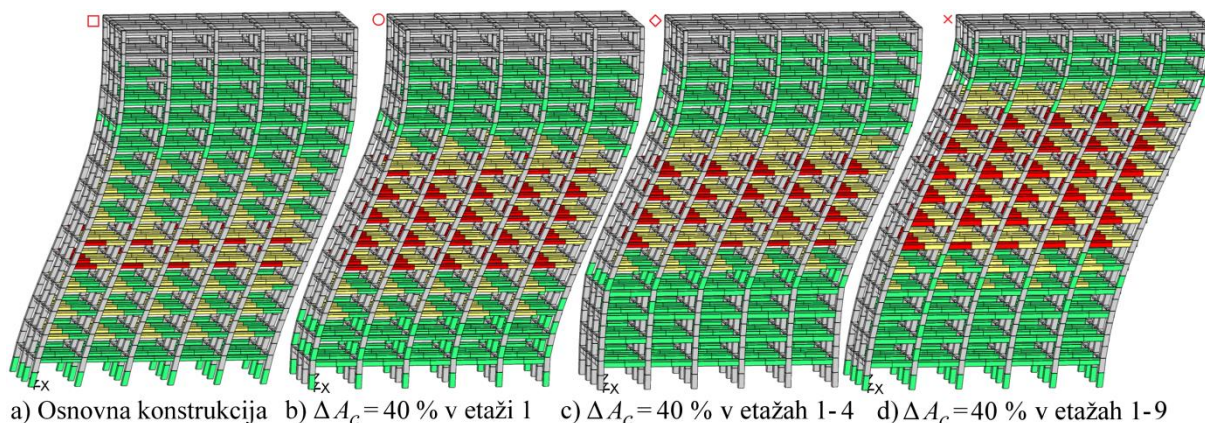
Figure 5.20: Damage in the irregular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of beams for $\Delta A_c = 30\%$ b) in storey 1 and c) in storeys 1-3. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.19.



a) Osnovna konstrukcija b) $\Delta A_c = 15\%$ v etaži 1 c) $\Delta A_c = 25\%$ v etažah 1-4

Slika 5.21: Poškodovanost pravilne 8-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukciji s povečanim prečnim prerezom gred za b) $\Delta A_c = 15\%$ v etaži 1 in c) $\Delta A_c = 25\%$ v etažah 1-4. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.19.

Figure 5.21: Damage in the regular 8-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of beams for b) $\Delta A_c = 15\%$ in storey 1 and c) $\Delta A_c = 25\%$ in storeys 1-4. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.19.



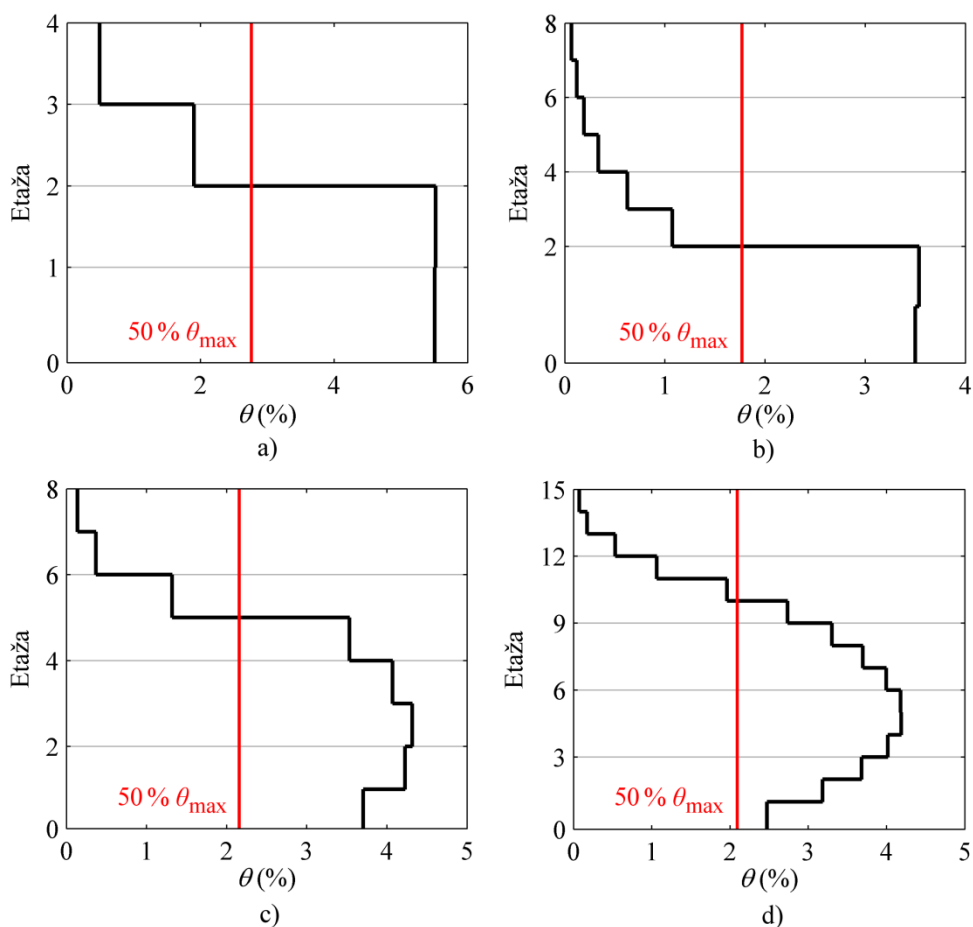
Slika 5.22: Poškodovanost 15-etažne stavbe v mejnem stanju blizu porušitve za a) osnovno konstrukcijo ter konstrukcije s povečanim prečnim prerezom gred za $\Delta A_c = 40\%$ b) v etaži 1, c) v etažah 1-4 in d) v etažah 1-9. Primeri so s simboli ob stavbah označeni na sliki 5.19.

Figure 5.22: Damage in the 15-storey structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and for structures with an increased cross-section size of beams for $\Delta A_c = 40\%$ b) in storey 1, c) in storeys 1-4 and d) in storeys 1-9. Symbols on the top left corners are indicated on figure 5.19.

5.2.2 Enostavne smernice za izvedbo prilagoditev armiranobetonskih okvirnih stavb in njihova uporaba – Faza 1

Na osnovi rezultatov parametrične študije, ki je prikazana v poglavju 5.2.1, smo izpeljali enostavne smernice za prilagajanje armiranobetonskih okvirnih stavb z namenom povečati nosilnost in deformacijsko kapaciteto armiranobetonskih okvirjev. Poiskali smo povezavo med posameznimi parametri odziva konstrukcije in zanje najbolj ustrezne prilagoditve. Pri tem je potrebno omeniti, da stremenske armature elementov v študiji nismo spreminjali, zato ta vpliv na opazovane parametre ni zajet, spreminjanje stremenske armature pa tudi v smernicah ni predvideno.

Povečanje vzdolžne armature stebrov ima ugoden vpliv na deformacijsko kapaciteto stavbe predvsem zaradi tvorbe ugodnejšega plastičnega mehanizma. Ta ukrep tudi nekoliko poveča nosilnost konstrukcije, vendar pri manjših prirastkih deleža armiranja ta vpliv ni bistven. Povečana vzdolžna armatura stebrov zaradi zahtev načrtovanja nosilnosti običajno zahteva tudi povečano stremensko armaturo, vendar v študiji tega nismo upoštevali. Pri povečanju prereza armature v stebrih je potrebno biti pozoren na skoke v togosti, saj lahko pri prevelikih nezveznostih po višini pride do koncentracij napetosti in posledično plastifikacije in poškodb elementov. Zgolj na podlagi pomika na vrhu konstrukcije, ki smo ga opazovali v parametrični študiji, ne moremo sklepati v katerih primerih in v katerih etažah bi bilo potrebno povečati prerez armature stebrov, da bi povečali deformacijsko kapaciteto konstrukcije. Zaradi tega smo si za osnovne stavbe ogledali razporeditev normiranih etažnih pomikov pri mejnem stanju blizu porušitve (slika 5.23). Na podlagi etažnih pomikov in ugodnega vpliva povečanja deleža vzdolžne armature stebrov (slika 5.3) smo sklepali, da ima povečanje deleža armature v stebrih najbolj ugoden vpliv za vse opazovane stavbe, v kolikor ga izvedemo v tistih etažah, v katerih je prekoračena 50 % vrednost največjega normiranega etažnega pomika, ki je na sliki 5.23 označena z rdečo linijo.



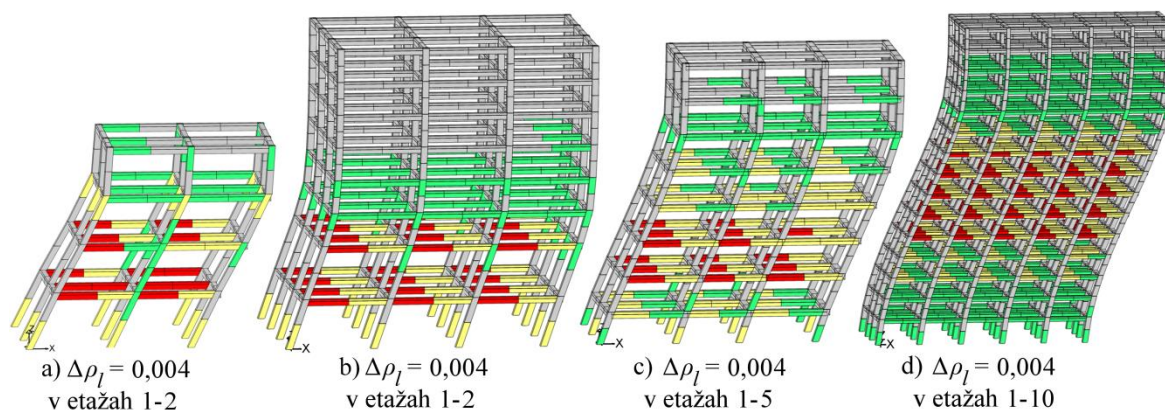
Slika 5.23: Normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve z označeno 50 % vrednostjo največjega pomika za a) 4-etažno, b) nepravilno 8-etažno, c) pravilno 8-etažno in d) 15-etažno stavbo.

Figure 5.23: Storey drifts with the indicated 50 % value of the maximum drift for the a) 4-storey, b) irregular 8-storey, c) regular 8-storey and d) 15-storey buildings.

Vrednost 50 % θ_{max} je prekoračena v prvih dveh etažah za 4-etažno in nepravilno 8-etažno stavbo, v prvih petih etažah pravilne 8-etažne stavbe in prvih desetih etažah 15-etažne stavbe. Pri 4-etažni in obeh 8-etažnih stavbah je pomik naslednje etaže veliko manjši, kar nakazuje na plastifikacijo stebrov v drugi etaži 4-etažne in nepravilne 8-etažne stavbe ter v peti etaži pravilne 8-etažne stavbe, kar lahko preverimo tudi na slikah 5.18a, 5.20a in 5.21a. V etažah s prekoračenim 50 % θ_{max} smo za 0,004 povečali delež vzdolžne armature stebrov in preverili vpliv tega ukrepa na plastični mehanizem (slika 5.24). Pri 4-etažni in pri obeh 8-etažnih stavbah se s tem ukrepom stebri plastificirajo v naslednji višji etaži, za 15-etažno stavbo pa je močneje poškodovanih več gred, kar pomeni večje sipanje energije v duktilnih elementih. S tem se izboljša deformacijska kapaciteta stavbe oz. poveča $D_{t,NC}$ in zmanjša P_C (slika 5.3).

Nosilnost konstrukcije lahko povečamo predvsem s povečanjem prečnega prereza gred. Ta ukrep je ugoden le v primeru, ko prečni prerez povečamo gredam z močno izkoriščeno upogibno nosilnostjo, ki se v vozliščih stikajo z malo izkoriščenimi stebri. Z utrditvijo gred se ugoden učinek principa močnih stebrov in šibkih gred pomanjša in posledično se pomanjša tudi deformacijska kapaciteta sistema. V kolikor torej povečamo prečni prerez gred z namenom povečati nosilnost in zmanjšati verjetnost

porušitve konstrukcije, je potrebna tudi kontrola razmerja močnih stebrov in šibkih gred. Z opazovanjem vpliva povečanja prečnega prereza gred po posameznih etažah (slika 5.19) in izkoriščenosti upogibne nosilnosti gred osnovne konstrukcije (slika 5.25) smo ugotovili, da na odziv stavbe ugodno vpliva povečanje prečnega prereza tistih gred, v katerih je upogibna nosilnost izčrpana oz. je vrednost izkoriščenosti upogibne nosilnosti blizu 1. Na sliki 5.25 je prikazana izkoriščenost upogibne nosilnosti elementov za osnovne konstrukcije vseh štirih stavb pri mejnem stanju blizu porušitve. Legenda za izkoriščenost upogibne nosilnosti se razlikuje za stebre in grede, saj nas v primeru gred zanimajo zgolj tiste z izčrpano upogibno nosilnostjo, pri stebrih pa visoka izkoriščenost upogibne nosilnosti ni zaželena. Na osnovi prikazane izkoriščenosti gred bi se torej v primeru 4-etažne stavbe odločili povečati prerez gred prve etaže (slika 5.25a). Na sliki 5.19a lahko vidimo, da ta ukrep ustreza primeru z najbolj ugodnim vplivom na deformacijsko kapaciteto in verjetnost porušitve. Podobno bi pri nepravilni 8-etažni stavbi povečali prerez gred v prvi etaži (sliki 5.25b in 5.19b), pri pravilni 8-etažni stavbi v prvih štirih etažah (sliki 5.25c in 5.19c) in pri 15-etažni stavbi v prvih devetih etažah (sliki 5.25d in 5.19d).



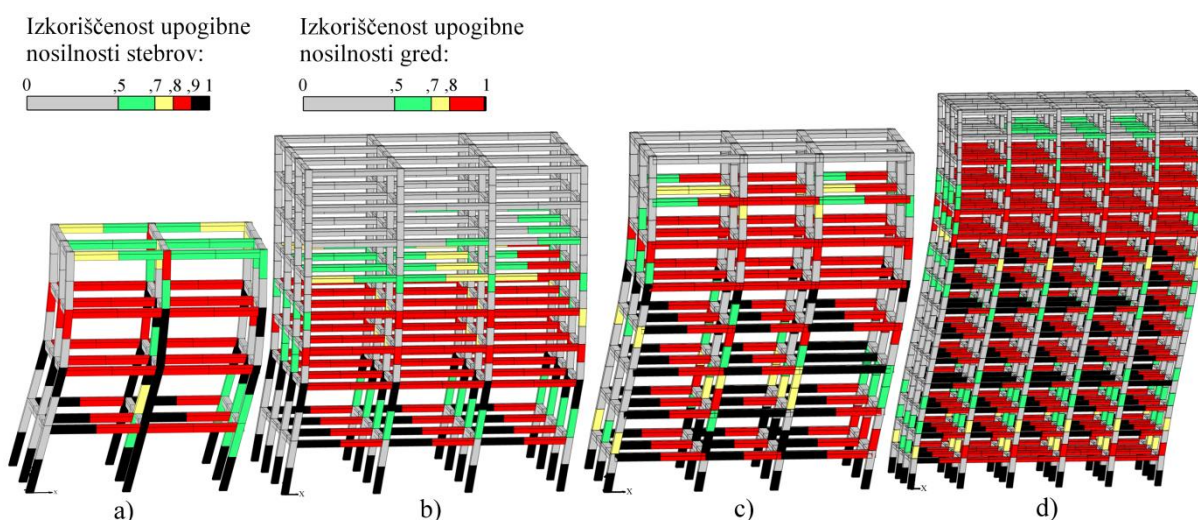
Slika 5.24: Poškodovanost v mejnem stanju blizu porušitve za konstrukcije s povečanim deležem vzdolžnega armiranja stebrov za a) $\Delta\rho_l = 0,004$ v etažah 1-2 4-etažne stavbe, b) $\Delta\rho_l = 0,004$ v etažah 1-2 nepravilne 8-etažne stavbe, c) $\Delta\rho_l = 0,004$ v etažah 1-5 pravilne 8-etažne stavbe in d) $\Delta\rho_l = 0,004$ v etažah 1-10 15-etažne stavbe.

Figure 5.24: Damage at the near collapse limit state for structures with an increased longitudinal reinforcement ratio in columns by a) $\Delta\rho_l = 0,004$ in storeys 1-2 of the 4-storey building, b) $\Delta\rho_l = 0,004$ in storeys 1-2 of the irregular 8-storey building, c) $\Delta\rho_l = 0,004$ in storeys 1-5 of the regular 8-storey building and d) $\Delta\rho_l = 0,004$ in storeys 1-10 of the 15-storey building.

Povečanje vzdolžne armature gred v okvirnih stavbah sicer nekoliko poveča nosilnost stavb, vendar bistveno zmanjša deformacijsko kapaciteto. Pri povečanju vzdolžne armature gred se zato v večini primerov verjetnost porušitve poveča. Primeri, v katerih povečanje prečnega prereza armature gred ugodno vpliva na verjetnost porušitve so redki (slika 5.8) in težko opredeljivi. Zato tega ukrepa pri smernicah za prilagajanje stavb s ciljem zmanjšati verjetnost porušitve nismo vključili.

Deformacijsko kapaciteto in nekoliko tudi nosilnost konstrukcije lahko izboljšamo tudi s povečanjem prečnega prereza stebrov, vendar ima ta ukrep omejen vpliv na odziv konstrukcije. Povečanje prečnega prereza, ki še ugodno vpliva na odziv stavbe, je navzgor omejen, saj lahko preveliko povečanje prereza v določenem številu etaž povzroči velik skok v togosti in zato neugoden plastični mehanizem. Število etaž, v katerih povečanje prečnega prereza stebrov povzroči izboljšanje odziva stavbe, se razlikuje od stavbe do stavbe. Na sliki 5.25 si lahko ogledamo izkoriščenost upogibne

nosilnosti stebrov pri mejnem stanju blizu porušitve za osnovno konstrukcijo. Izkoriščenost upogibne nosilnosti v vrednosti 0,9 je presežena v stebrih prvih treh etaž 4-etažne stavbe, prvih dveh etaž nepravilne 8-etažne stavbe, prvih petih etaž pravilne 8-etažne stavbe in v stebrih prve etaže 15-etažne stavbe. S povečanjem prereza stebrov v teh etažah izboljšamo odziv stavbe, vendar le do neke meje (slika 5.13). Izkoriščenost v vrednosti 0,8 je pri mejnem stanju blizu porušitve presežena v stebrih vseh etaž 4-etažne stavbe, prvih štirih etaž nepravilne 8-etažne stavbe, prvih sedmih etaž pravilne 8-etažne stavbe in v stebrih do dvanajste etaže 15-etažne stavbe (slika 5.25). Za 4-etažno in nepravilno 8-etažno stavbo se odziv pri povečanju prereza stebrov v teh etažah bistveno ne izboljša v primerjavi s primerom, ko bi povečali prerez stebrov v etažah, v katerih izkoriščenost presega vrednost 0,9. Pri pravilni 8-etažni in 15-etažni stavbi pa se odziv bistveno izboljša, v kolikor povečamo prečni prerez stebrov v etažah, v katerih izkoriščenost presega 0,8.



Slika 5.25: Izkoriščenost upogibne nosilnosti stebrov in gred pri mejnem stanju blizu porušitve za začetno konfiguracijo a) 4-etažne, b) nepravilne 8-etažne, c) pravilne 8-etažne in d) 15-etažne stavbe.

Figure 5.25: Utilization of moments of resistance in columns and beams at the near collapse limit state for the initial structural configuration of the a) 4-storey, b) irregular 8-storey, c) regular 8-storey and d) 15-storey structure.

V kolikor je potrebno bistveno zmanjšati verjetnost porušitve, je potrebno uvesti ukrepe za povečanje nosilnosti in duktilnosti stavbe. Včasih je to mogoče doseči le s povečanjem vzdolžne armature stebrov, vendar je v večini primerov potrebno povečati tudi prečni prerez stebrov v povezavi s povečanjem prečnega prereza gred in z upoštevanjem razmerja močnih stebrov in šibkih gred.

Iz rezultatov parametrične študije in na podlagi zgornjih opazovanj smo izpeljali naslednje preproste smernice za prilagajanje stavbe na osnovi potisne analize. Smernice lahko projektantom služijo kot priporočila pri projektiranju v skladu s predlagano metodo. Namen smernic je povečati nosilnosti in deformacijsko kapaciteto armiranobetonskih okvirjev s povečanjem vzdolžne armature elementov in prečnega prereza stebrov. Spreminjanje stremenske armature v smernicah ni predvideno, zato je potrebno ustrezno stremensko armaturo dodatno zagotoviti. Prilagoditve konstrukcije lahko izvedemo z upoštevanjem le ene smernice ali s kombinacijo več smernic hkrati.

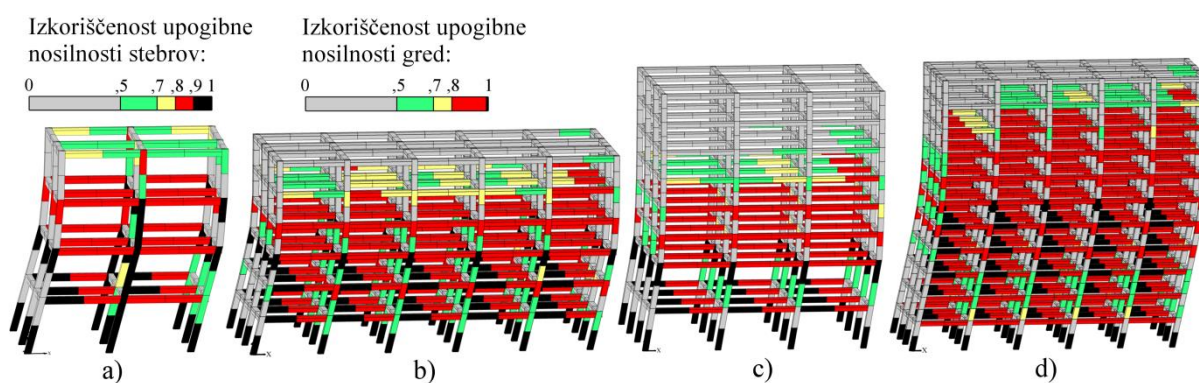
- a) Deformacijsko kapaciteto stavbe lahko izboljšamo s povečanjem vzdolžne armature stebrov v tistih etažah, kjer normirani etažni pomiki presega 50 % največjega normiranega etažnega pomika, kjer kontrolo izvedemo pri mejnem stanju blizu porušitve, ki je določen z 20 % padcem nosilnosti. Pri tem je potrebno preveriti, da delež vzdolžne armature ne presega največje dovoljene vrednosti.
- b) Nosilnost stavbe lahko izboljšamo s povečanjem prečnega prereza tistih gred, v katerih izkoriščenost upogibne nosilnosti, ki je izražena z razmerjem upogibne obremenitve in projektne upogibne nosilnosti prereza, doseže vrednosti blizu 1. Ta popravek lahko zadostuje v primeru nizke izkoriščenosti upogibne nosilnosti stebrov, ki se z opazovanimi gredami stikajo v vozliščih. Pri tem je potrebno zagotoviti, da je upogibna nosilnost stebrov večja od upogibne nosilnosti gred v skladu s principom močnih stebrov in šibkih gred.
- c) Deformacijsko kapaciteto in nosilnost stavbe lahko še dodatno izboljšamo s povečanjem prečnega prereza stebrov z zelo veliko izkoriščenostjo upogibne nosilnosti. Pri tem je potrebno zagotoviti najmanjši predpisan delež vzdolžnega armiranja.

Učinkovitost predlaganih smernic smo preverili na štirih armiranobetonskih okvirih. Poleg 4-etažne stavbe (slika 2.1) in nepravilne 8-etažne stavbe (slika 2.3), ki sta bili obravnavani v prvi fazi parametrične študije, smo dodatno analizirali še 6-etažno stavbo (slika 2.2) in 11-etažno stavbo (slika 2.5), da bi učinkovitosti smernic preverili za širši spekter armiranobetonskih okvirjev. Vse štiri stavbe so bile projektirane v skladu s standardom Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) in se nahajajo v Ljubljani, tj. na območju z zmerno potresno aktivnostjo z referenčnim pospeškom tal $a_{g,R} = 0,25$ g, in sicer na tipu tal B. Vse stavbe so bile projektirane za srednjo stopnjo duktilnosti z izjemo 4-etažne stavbe, za katero je bila upoštevana visoka stopnja duktilnosti.

Vsaka stavba je bila prilagojena dvakrat z namenom, da bi ji povečali nosilnost in deformacijsko kapaciteto. Popravke smo izvedli v skladu z izkoriščenostjo upogibne nosilnosti elementov in etažnimi pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve, ki smo jih dobili s potisno analizo. Mejno stanje blizu porušitve je bilo določeno z 80 % nosilnostjo v padajočem delu potisne krivulje. Potisne krivulje in normirani etažni pomiki so za vse štiri stavbe prikazani na slikah 5.28 do 5.31. Izkoriščenost upogibne nosilnosti elementov je za osnovne štiri stavbe prikazana na sliki 5.26, in sicer kot razmerje med upogibno obremenitvijo in nosilnostjo elementa. Barvni lestvici se za izkoriščenost gred in stebrov razlikujeta, saj nas v primeru gred zanima izkoriščenost blizu 1, v primeru stebrov pa predstavlja izkoriščenost nad 0,9 že visoko stopnjo izkoriščenosti.

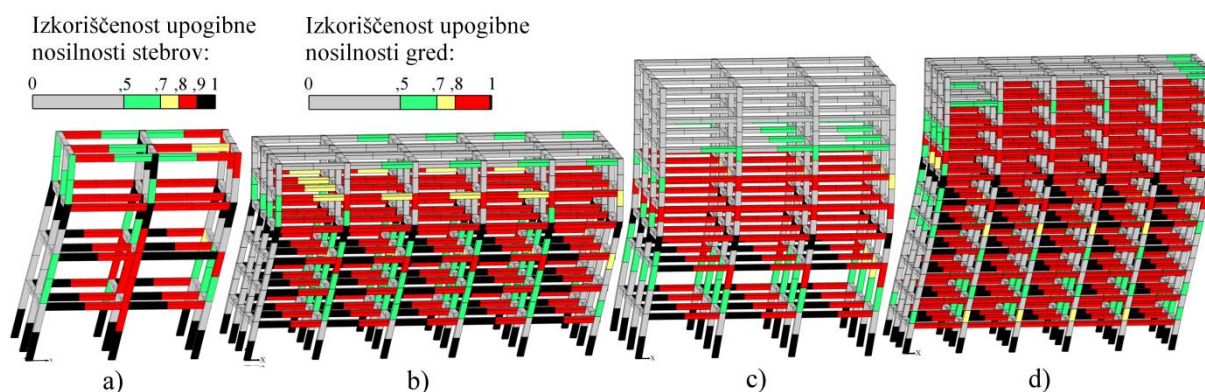
V prvi iteraciji smo v skladu s smernico a) na podlagi etažnih pomikov povečali delež vzdolžne armature izbranih stebrov za 0,004, in sicer v stebrih tistih etaž, v katerih je bila prekoračena 50 % vrednost največjega normiranega etažnega pomika, tj. v prvih dveh etažah 4-etažne in 8-etažne stavbe (sliki 5.28b in 5.30b), v prvih treh etažah 6-etažne stavbe (slika 5.29b) in v prvih šestih etažah 11-etažne stavbe (slika 5.31b). Prečni prerez nekaterih stebrov smo v skladu s smernico c) povečali za 10 %, in sicer v etažah s stebri z visoko izkoriščenostjo upogibne nosilnosti (gl. sliko 5.26). Zaradi izkoriščenosti upogibne nosilnosti blizu 1 v gredah prve etaže 8-etažne stavbe (slika 5.26c) in gredah prvih treh etaž 11-etažne stavbe (slika 5.26d) ter razmeroma nizkega faktorja izkoriščenosti v dotičnih stebrih smo prerez teh gred povečali za 5 % v skladu s smernico b). Pri 4-etažni in 6-etažni stavbi se v

prvi iteraciji nismo odločili za povečavo prereza gred zaradi večje izkoriščenosti dotičnih stebrov. Na podoben način smo izvedli popravke stavb v drugi iteraciji, kjer smo prečni prerez gred povečali za 5 % v prvih dveh etažah 4-etažne stavbe (slika 5.27a) in prvih treh etažah 6-etažne stavbe (slika 5.27b). Opis popravkov v prvi in drugi iteraciji je prikazan v preglednici 5.2 skupaj z nosilnostjo konstrukcije, ki je izražena s celotno prečno silo ob vpetju (BS), in deformacijsko kapaciteto, ki je izražena s pomikom na vrhu stavbe pri mejnem stanju blizu porušitve ($D_{t,NC}$). Vpliv popravkov konstrukcije na potisno krivuljo je prikazan na slikah 5.28a do 5.31a (Faza 1). V prvi iteraciji smo nosilnost stavb povečali do 18 %, v drugi iteraciji pa glede na prvo iteracijo še za do dodatnih 12 %. $D_{t,NC}$ smo v prvi iteraciji povečali do 26 %, v drugi iteraciji pa še dodatno za do 25 % glede na prvo iteracijo.



Slika 5.26: Izkoriščenost upogibne nosilnosti stebrov in gred pri mejnem stanju blizu porušitve za začetno konfiguracijo a) 4-etažne, b) 6-etažne, c) 8-etažne in d) 11-etažne stavbe.

Figure 5.26: Utilization of moments of resistance in columns and beams at the near collapse limit state for the initial structural configuration of the a) 4-storey, b) 6-storey, c) 8-storey and d) 11-storey structure.



Slika 5.27: Izkoriščenost upogibne nosilnosti stebrov in gred pri mejnem stanju blizu porušitve za prvo iteracijo a) 4-etažne, b) 6-etažne, c) 8-etažne in d) 11-etažne stavbe.

Figure 5.27: Utilization of moments of resistance columns and beams at the near collapse limit state for the first iteration of the a) 4-storey, b) 6-storey, c) 8-storey and d) 11-storey structure.

Opazovali smo tudi vpliv prilagoditev konstrukcije na verjetnost porušitve stavbe P_C . Intenziteto potresa smo opredelili s spektralnim pospeškom, ki ustreza prvemu nihajnemu času konstrukcije. Spektralni pospešek, ki povzroči porušitev konstrukcije, smo določili z nelinearno dinamično analizo modela z eno prostostno stopnjo (SDOF) za skupino 40 akceleroگرامov, katerih intenzivnost smo

postopoma povečevali do dinamične nestabilnosti. Skupino akceleroگرامov smo izbrali s pomočjo algoritma, ki so ga predlagali Jayaram in sod. (2011), podobno kot v poglavju 3.5.1. Zaradi enostavnejše izbire akceleroگرامov smo kot ciljni spekter uporabili kar elastični spekter za tip tal B v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005), saj je bil namen analize pokazati le kako predlagane smernice vplivajo na spremembo verjetnosti porušitve in ne določiti točne vrednosti. Mediano spektralnega pospeška pri porušitvi konstrukcije $S_{a,C,50}$ smo ocenili iz 16. percentilne vrednosti ($S_{a,C,16}$) ob predpostavki logaritemsko normalne porazdelitve, saj je nelinearna dinamična analiza SDOF modela bolj natančna pri nižjih vrednostih intenzitete. Na podlagi predhodnih raziskav smo za standardno deviacijo predpostavili vrednost 0,4, saj je bilo pokazano, da je standardna deviacija logaritemsko normalno porazdeljenih spektralnih pospeškov, ki povzročijo porušitev armiranobetonskih okvirjev med 0,3 in 0,5 (Lazar in Dolšek, 2014b). Potresna nevarnost za območje Ljubljane je bila pridobljena s programom EZ-FRISK (2012) (Brozovič, 2014) z uporabo preprostega potresnega modela. Naklon krivulje potresne nevarnosti k smo ocenili s prirejanjem linearne funkcije v logaritemskih koordinatah na območju med 25 % in 125 % vrednosti $S_{a,C,50}$ za vsako različico stavb, in sicer z metodo najmanjših kvadratov. Iz rezultatov v preglednici 5.2 je razvidno, da so prilagoditve v prvi iteraciji zmanjšale potresno tveganje stavb za do 61 %, v drugi iteraciji pa še za dodatnih 50 %.

Preglednica 5.2: Prilagoditve stavb v prvi in drugi iteraciji z uporabo smernic iz prve faze parametrične študije in izbrani globalni parametri (osnovni nihajni čas stavbe T_1 , celotna prečna sila ob vpetju BS in njen prirastek ΔBS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$, 16. percentila spektralnega pospeška pri porušitvi $S_{a,C,16}$, verjetnost porušitve P_C in njen dekrement ΔP_C).

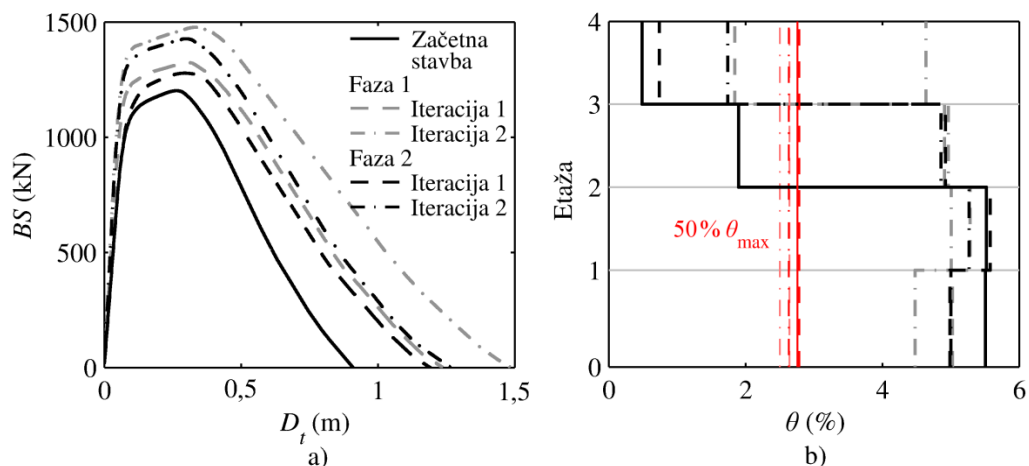
Table 5.2: Adjustments of buildings in the first and second iteration using guidelines from the first phase of the parametric study and selected global parameters (the fundamental period of the structure T_1 , the base shear BS and its increment ΔBS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{t,NC}$, the 16th percentile of the spectral acceleration causing collapse $S_{a,C,16}$, the collapse risk P_C and its decrement ΔP_C).

Stavba	Iter.	Prilagoditve po smernicah			T_1 (s)	BS (kN)	ΔBS (%)	$D_{t,NC}$ (m)	$S_{a,C,16}$ (g)	P_C (10^{-5})	ΔP_C (%)
		a) AsC	b) AcB	c) AcC							
4-etažna	0	/	/	/	0,80	1202	/	0,43	1,52	5,10	/
	1	1-2 0,004	/	1-3 10 %	0,68	1324	10	0,54	2,26	1,97	-61
	2	1-3 0,004	1-2 5 %	1-4 10 %	0,63	1478	12	0,60	2,85	0,99	-50
6-etažna	0	/	/	/	1,00	8734	/	0,52	1,11	5,12	/
	1	1-3 0,004	/	1-2 10 %	0,97	9180	5	0,61	1,37	2,99	-42
	2	1-4 0,004	1-3 5 %	1-4 10 %	0,97	10184	11	0,76	1,71	1,86	-38
8-etažna	0	/	/	/	1,76	3539	/	0,41	0,46	7,60	0
	1	1-2 0,004	1 5 %	1-2 10 %	1,73	3892	10	0,51	0,56	4,98	-34
	2	1-3 0,004	/	1-4 10 %	1,67	4215	8	0,60	0,72	2,97	-40
11-etažna	0	/	/	/	1,55	10058	/	0,84	1,07	2,10	0
	1	1-6 0,004	1-3 5 %	1-8 10 %	1,57	10900	8	1,02	1,37	1,10	-48
	2	1-7 0,004	/	1-7 10 %	1,53	11351	4	1,15	1,54	0,86	-22

AsC 1-n $\Delta\rho_l$: Prirastek deleža vzdolžne armature $\Delta\rho_l$ stebrov v etažah od 1 do n

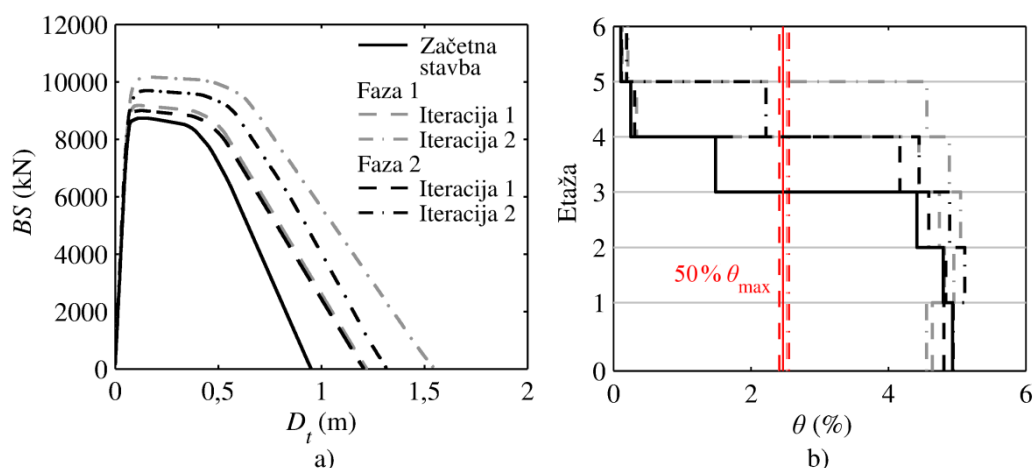
AcC 1-n ΔA_c : Prirastek prečnega prereza ΔA_c stebrov v etažah od 1 do n

AcB 1-n ΔA_c : Prirastek prečnega prereza ΔA_c gred v etažah od 1 do n



Slika 5.28: a) Potisne krivulje in b) normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve za začetno stavbo in dve iteraciji 4-etažne stavbe pri upoštevanju smernic za prilagajanje stavb iz prve in druge faze parametrične študije.

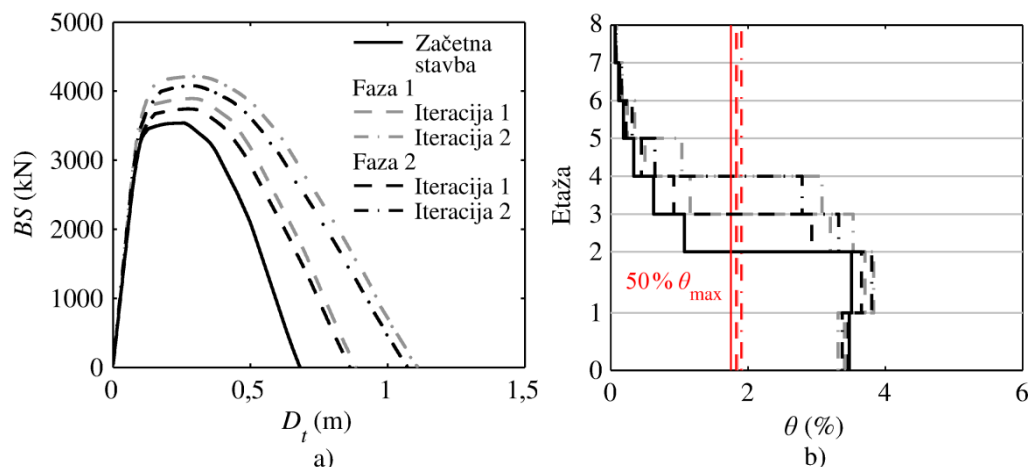
Figure 5.28: a) Pushover curves and b) storey drifts associated with the near-collapse limit state for the initial and two adjusted configurations of the 4-storey structure considering guidelines for structural adjustment from the first and second phase of the parametric study.



Slika 5.29: a) Potisne krivulje in b) normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve za začetno stavbo in dve iteraciji 6-etažne stavbe pri upoštevanju smernic za prilagajanje stavb iz prve in druge faze parametrične študije.

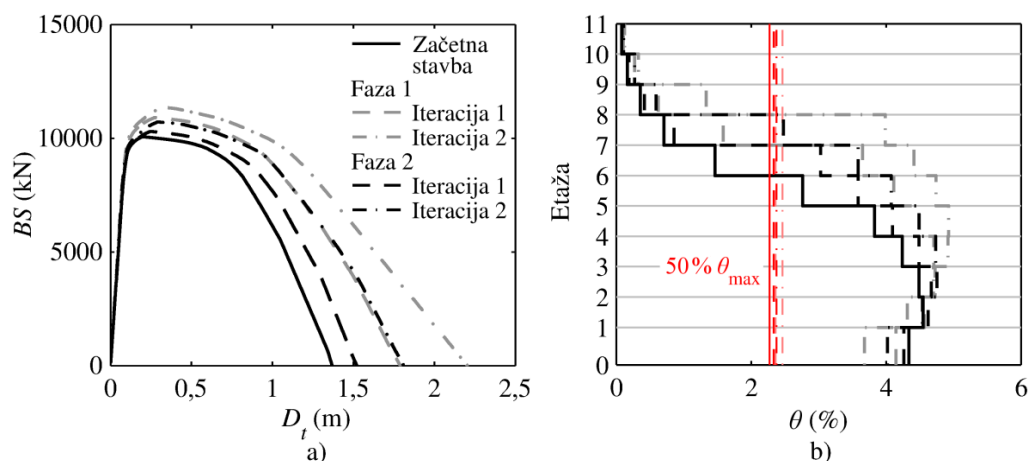
Figure 5.29: a) Pushover curves and b) storey drifts associated with the near-collapse limit state for the initial and two adjusted configurations of the 6-storey structure considering guidelines for structural adjustment from the first and second phase of the parametric study.

Na podlagi rezultatov, ki smo jih dobili s poenostavljeno metodo analize, se zdijo predlagane smernice za prilagajanje konstrukcije primerne. Vendar pa uporabljena metoda analize podaja nenatančne rezultate, v kolikor je analizirana stavba zelo visoka, nepravilna po višini ali tlorisu. Zaradi načina prilagajanja, ki izhaja iz rezultatov potisne analize, so modificirane stavbe z vsako iteracijo po višini bolj nepravilne. Posledično lahko vpliv višjih nihajnih oblik pri odzivu konstrukcije prevlada, kar pomeni, da je ocena potresnega tveganja na osnovi potisne analize preveč nenatančna in so lahko zato rezultati prve faze študije zavajajoči. Da bi preverili verodostojnost rezultatov dobljenih s potisno analizo in učinkovitost smernic za prilagajanje stavb, smo vse različice stavb analizirali tudi z nelinearno dinamično analizo na celotnem modelu stavbe (MDOF).



Slika 5.30: a) Potisne krivulje in b) normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve za začetno stavbo in dve iteraciji 8-etažne stavbe pri upoštevanju smernic za prilagajanje stavb iz prve in druge faze parametrične študije.

Figure 5.30: a) Pushover curves and b) storey drifts associated with the near-collapse limit state for the initial and two adjusted configurations of the 8-storey structure considering guidelines for structural adjustment from the first and second phase of the parametric study.

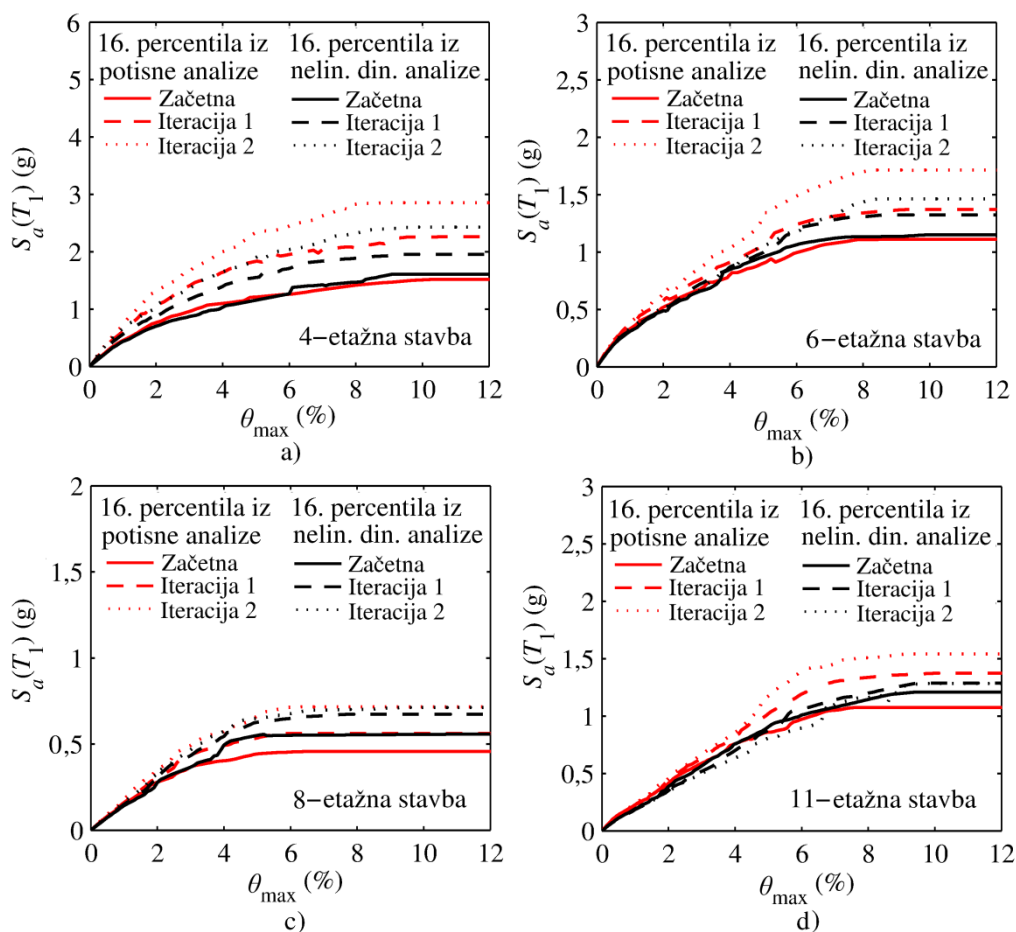


Slika 5.31: a) Potisne krivulje in b) normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve za začetno stavbo in dve iteraciji 11-etažne stavbe pri upoštevanju smernic za prilagajanje stavb iz prve in druge faze parametrične študije.

Figure 5.31: a) Pushover curves and b) storey drifts associated with the near-collapse limit state for the initial and two adjusted configurations of the 11-storey structure considering guidelines for structural adjustment from the first and second phase of the parametric study.

Na sliki 5.32 je prikazana primerjava 16. percentile spektralnega pospeška v odvisnosti od največjega normiranega etažnega pomika. 16. percentilo smo dobili na osnovi potisne analize in modela z eno prostostno stopnjo (SDOF) ter z nelinearno dinamično analizo modela z več prostostnimi stopnjami (MDOF). Kapaciteta, ki je ocenjena na osnovi potisne analize, je v vsaki iteraciji večja. Ta trend je manjši pri rezultatih nelinearne dinamične analize MDOF modela. Poleg tega pa metoda na osnovi potisne analize podaja vedno manj natančne rezultate pri postopnem prilagajanju stavbe z upoštevanjem smernic iz prve faze študije. Razlika med rezultati analize na SDOF in MDOF modelu je posledica mehanizmov, ki ustrezajo višjim nihajnim oblikam konstrukcije, ki se tvorijo pri kar nekaj akcelorogramih, in jih analiza na SDOF modelu ne zazna. Posledično je lahko kontrola tveganja na

osnovi potisne analize preveč nenatančna, v kolikor uporabljamo take smernice za prilagajanje konstrukcije, ki ne upoštevajo višjih nihajnih oblik.



Slika 5.32: 16. percentila spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času v odvisnosti od največjega normiranega etažnega pomika kot rezultat analize na osnovi potisne analize in nelinearne dinamične analize a) 4-etažne, b) 6-etažne, c) 8-etažne in d) 11-etažne stavbe. Rezultati ustrezajo modificiranim stavbam pri uporabi smernic iz prve faze parametrične študije.

Figure 5.32: The 16th percentile of the spectral acceleration corresponding to the first vibration period as a function of the maximum storey drift obtained by the pushover-based method and nonlinear dynamic analysis of the a) 4-storey, b) 6-storey, c) 8-storey and d) 11-storey structure. Results correspond to adjusted structures when applying guidelines from the first phase of the study.

5.2.3 Enostavne smernice za izvedbo prilagoditev armiranobetonskih okvirnih stavb in njihova uporaba – Faza 2

Cilj druge faze parametrične študije je bil spremeniti smernice za prilagajanje stavb iz prve faze tako, da, da ne spreminjajo bistveno pravilnosti stavbe po višini. Smernici b) in c) smo zato popravili tako, da prerez elementov povečujemo po celotni višini stavbe enakomerno in ne le v izbranih etažah. Povečanje prereza vzdolžne armature stebrov v skladu s smernico a) iz prve faze pa na enakomernost stavbe po višini nima velikega vpliva, v kolikor razlike v armaturi stebrov posameznih etaž niso prevelike in ne povzročajo prevelikih skokov togosti. Nove predlagane smernice za prilagajanje armiranobetonskih okvirjev z namenom zmanjšati potresno tveganje so naslednje:

- a) Deformacijsko kapaciteto stavbe lahko izboljšamo s povečanjem vzdolžne armature stebrov v tistih etažah, kjer normirani etažni pomiki presega 50 % največjega normiranega etažnega pomika, kjer kontrolo izvedemo pri mejnem stanju blizu porušitve, ki je določen z 20 % padcem nosilnosti. Pri tem je potrebno preveriti, da delež vzdolžne armature ne presega največje dovoljene vrednosti.
- b) Nosilnost stavbe lahko izboljšamo s povečanjem prečnega prereza gred po celotni višini stavbe, kadar je potrebno bistveno povečati nosilnost konstrukcije. Pri tem je potrebno zagotoviti, da je upogibna nosilnost stebrov večja od upogibne nosilnosti gred v skladu s principom močnih stebrov in šibkih gred.
- c) Deformacijsko kapaciteto in nosilnost stavbe lahko še dodatno izboljšamo s povečanjem prečnega prereza stebrov po celotni višini konstrukcije, v kolikor imajo stebri visoko izkoriščeno upogibno nosilnost. Pri tem je potrebno zagotoviti najmanjši predpisan delež vzdolžnega armiranja.

Z uporabo teh končnih smernic se predpostavlja, da se občutljivost modificirane stavbe na tvorbo plastičnih mehanizmov, ki ustrezajo višjim nihajnim oblikam, bistveno ne razlikuje od tiste, ki ustreza začetni stavbi. Posledično se natančnost metod na osnovi potisne analize ne more bistveno razlikovati od bolj natančne nelinearne dinamične analize tudi za večkrat popravljene stavbe, v kolikor ima začetna stavba manjše število etaž in je pravilna po višini in tlorisu. Da bi preverili učinkovitost končnih smernic za prilagajanje armiranobetonskih okvirjev, smo štiri osnovne stavbe, ki smo jih uporabili tudi za kontrolo smernic v prvi fazi, modificirali še z uporabo smernic iz druge faze študije. Pri tem ciljno tveganje ni bilo izbrano, za vsako stavbo pa smo izvedli le dve iteraciji. Za vsako stavbo so bile prilagoditve izvedene v dveh iteracijah (gl. preglednico 5.3). V prvi iteraciji je bila stavba popravljena le z uporabo smernice a). Prirastek deleža vzdolžne armature izbranih stebrov je bil enak kot v prvi fazi, saj so bili izvedeni na osnovi etažni pomikov določenih za enako osnovno stavbo. Kot je bilo pričakovati ima ta ukrep omejen vpliv na nosilnost stavbe in deformacijsko kapaciteto (gl. fazo 2, iteracijo 1 na slikah 5.28a do 5.31a). V drugi iteraciji smo za prilagajanje stavb upoštevali smernici a) in c), z izjemo 4-etažne stavbe, pri kateri smo upoštevali vse tri smernice (gl. preglednico 5.3). V splošnem bi lahko povečali prerez gred tudi pri ostalih stavbah, vendar bi to zaradi zagotovitve ustreznega razmerja nosilnosti stebrov in gred zahtevalo obsežne dodatne prilagoditve stebrov. V kolikor pa bi se izkazalo, da ukrep ni zadoščal za doseganje ciljne zanesljivosti stavb, bi bilo v naslednji iteraciji najverjetneje potrebno upoštevati tudi smernico b) in povečati dimenzije prečnih prerezov gred.

Z uporabo smernic iz druge faze študije je bilo ugotovljeno, da je njihov vpliv na potisno krivuljo manjši v primerjavi s smernicami iz prve faze. Povečanje nosilnosti, ki je izražena s celotno prečno silo ob vpetju stavbe BS , je v prvi iteraciji zelo nizko, saj smo uporabili le smernico a), ki nima bistvenega vpliva na nosilnost, poveča pa deformacijsko kapaciteto. Pomik na vrhu stavbe pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$ se je v prvi iteraciji povečal za 12 do 20 %. Ocenjena verjetnost porušitve se je v prvi iteraciji zmanjšala za 23 do 39 % zaradi povečane deformacijske kapacitete, ki je posledica ugodnejšega plastičnega mehanizma. V drugi iteraciji smo poleg smernice a) uporabili še smernici b) in c). BS se je s tem dodatno povečala za 4 do 12 %, $D_{t,NC}$ pa za 4 do 18 % v primerjavi s prvo iteracijo. V drugi iteraciji se je verjetnost porušitve še dodatno znižala za 27 do 54 %.

Preglednica 5.3: Prilagoditve stavb v prvi in drugi iteraciji z uporabo smernic iz druge faze parametrične študije in izbrani globalni parametri (osnovni nihajni čas stavbe T_1 , celotna prečna sila ob vpetju BS in njen prirastek ΔBS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{i,NC}$, 16. percentila spektralnega pospeška pri porušitvi $S_{a,C,16}$, verjetnost porušitve P_C in njen dekrement ΔP_C).

Table 5.3: Adjustments of buildings in the first and second iteration using guidelines from the second phase of the parametric study and selected global parameters (the fundamental period of the structure T_1 , the base shear BS and its increment ΔBS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{i,NC}$, the 16th percentile of the spectral acceleration causing collapse $S_{a,C,16}$, the collapse risk P_C and its decrement ΔP_C).

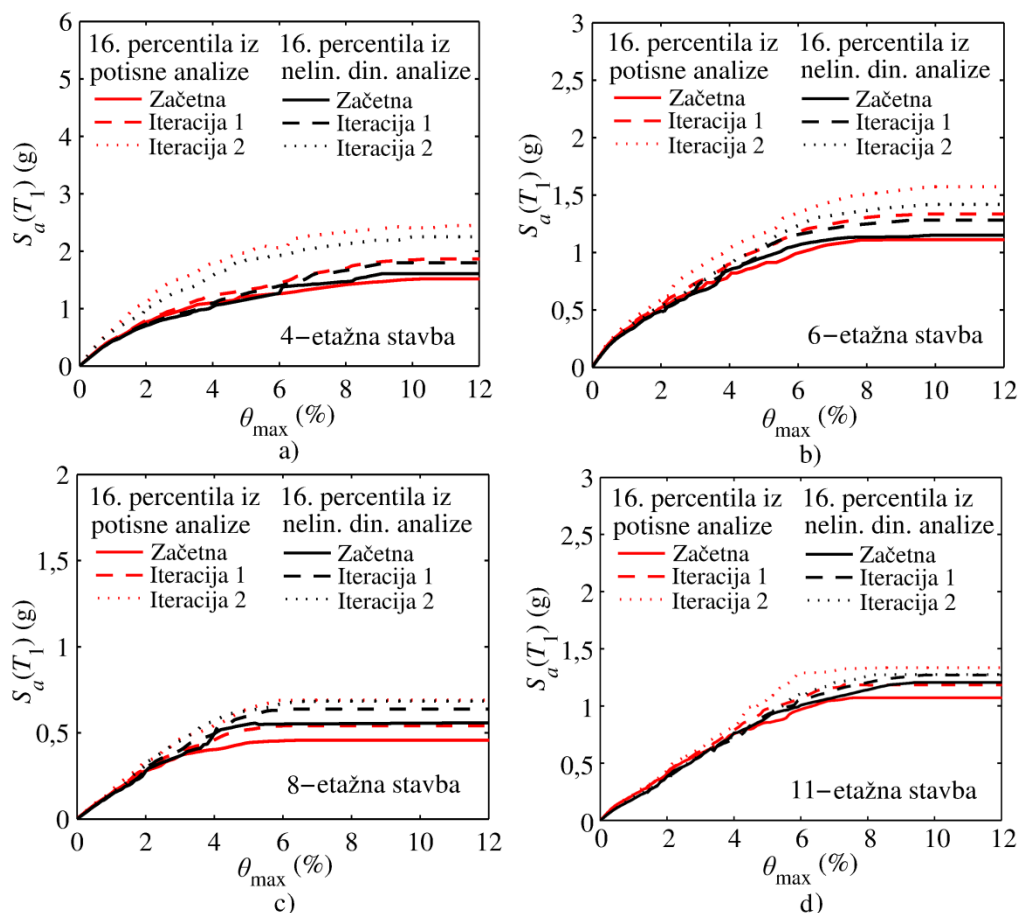
Stavba	Iter.	Prilagoditve po smernicah			T_1 (s)	BS (kN)	ΔBS (%)	$D_{i,NC}$ (m)	$S_{a,C,16}$ (g)	P_C (10^{-5})	ΔP_C (%)
		a) AsC	b) AcB	c) AcC							
4-etažna	0	/	/	/	0,80	1202	/	0,43	1,52	5,10	/
	1	1-2 0,004	/	/	0,80	1278	6	0,51	1,87	3,23	-37
	2	1-3 0,002	5 %	10 %	0,66	1427	12	0,53	2,46	1,55	-54
6-etažna	0	/	/	/	1,00	8734	/	0,52	1,11	5,12	/
	1	1-3 0,004	/	/	1,00	9000	3	0,60	1,34	3,10	-39
	2	1-4 0,004	/	10 %	0,95	9698	8	0,69	1,57	2,27	-27
8-etažna	0	/	/	/	1,76	3539	/	0,41	0,46	7,60	0
	1	1-2 0,004	/	/	1,76	3743	6	0,49	0,54	5,37	-29
	2	1-3 0,004	/	10 %	1,70	4077	9	0,58	0,69	3,16	-41
11-etažna	0	/	/	/	1,55	10058	/	0,84	1,07	2,11	0
	1	1-6 0,004	/	/	1,55	10292	2	0,94	1,19	1,63	-23
	2	1-7 0,002	/	10 %	1,52	10708	4	1,04	1,34	1,15	-29

AsC 1-n $\Delta\rho_i$: Prirastek deleža vzdolžne armature $\Delta\rho_i$ stebrov v vseh etažah

AcC 1-n ΔA_c : Prirastek prečnega prereza ΔA_c stebrov v vseh etažah

AcB 1-n ΔA_c : Prirastek prečnega prereza ΔA_c gred v vseh etažah

Da bi preverili ali uporaba končnih smernic za prilagajanje okvirjev na osnovi potisne analize bistveno ne vpliva na natančnost rezultatov, smo vse različice stavb analizirali še z nelinearno dinamično analizo. Rezultati so predstavljeni na sliki 5.33 s 16. percentilo spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času $S_a(T_1)$ v odvisnosti od največjega normiranega etažnega pomika θ_{max} . Primerjava 16. percentile $S_a(T_1)$ pri porušitvi konstrukcije $S_{a,C,16}$ in ocenjene verjetnost porušitve P_C , ki je bila pridobljena na osnovi potisne in nelinearne dinamične analize, je za drugo iteracijo objektov iz prve faze in druge faze prikazana v preglednici 5.4. Večje razlike je med vrednostmi, ki smo jih dobili s potisno analizo in nelinearno dinamično analizo, je mogoče opaziti za smernice iz prve faze, medtem ko daje metoda na osnovi potisne analize dober približek bolj natančne nelinearne dinamične analize v primeru uporabe smernic iz druge faze. Večja kapaciteta objektov, ki ustreza rezultatom potisne analize v prvi fazi (slika 5.32), je posledica zanemaritve mehanizmov, ki ustrezajo višjim nihajnim oblikam, ki pa so bolj verjetni v stavbi, ki je po višini nezvezna. V drugi fazi (slika 5.33), kjer odziv stavb pretežno ustreza prvi nihajni obliki, pa razlike med rezultati dobljenimi s potisno in nelinearno dinamično analizo niso tako velike. Rezultati pridobljeni z nelinearno dinamično analizo za prvo fazo in drugo fazo se le malo razlikujejo (preglednica 5.3). Odziv stavbe je torej pri dinamični analizi podoben, v kolikor za prilagajanje konstrukcije uporabimo smernice iz prve ali druge faze. Razlikuje se predvsem odziv, ki ga napove dinamična analiza SDOF modela na osnovi potisne analize. V kolikor torej upoštevamo smernice iz druge faze, se rezultati na SDOF in MDOF modelu bolje ujemajo. Posledično je v postopku projektiranja na nivoju zanesljivosti 3 (slika 5.1) potrebnih manj dodatnih iteracij. Pri primerih projektiranja z uporabo predlagane metode v poglavju 6 smo zato uporabili smernice iz druge faze.



Slika 5.33: 16. percentila spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času v odvisnosti od največjega normiranega etažnega pomika kot rezultat analize na osnovi potisne analize in nelinearne dinamične analize a) 4-etažne, b) 6-etažne, c) 8-etažne in d) 11-etažne stavbe. Rezultati ustrezajo modificiranim stavbam pri uporabi smernic iz druge faze parametrične študije.

Figure 5.33: The 16th percentile of the spectral acceleration corresponding to the first vibration period as a function of the maximum storey drift obtained by the pushover-based method and nonlinear dynamic analysis of the a) 4-storey, b) 6-storey, c) 8-storey and d) 11-storey structure. Results correspond to adjusted structures when applying guidelines from the second phase of the study.

Preglednica 5.4: Primerjava 16. percentile spektralnega pospeška pri poružitvi konstrukcije ($S_{a,c,16}$) in verjetnosti poružitve (P_C) druge iteracije stavb določenih z metodo na osnovi potisne analize in z nelinearno dinamično analizo ter standardna deviacija logaritmov spektralnega pospeška pri poružitvi ($\beta_{Sa,c}$).

Table 5.4: Comparison of the 16th percentile of the spectral acceleration causing collapse ($S_{a,c,16}$) and collapse probability (P_C) for the second iteration of buildings obtained with pushover-based analysis and nonlinear dynamic analysis and the standard deviation of logarithms of the spectral acceleration causing collapse ($\beta_{Sa,c}$).

Stavba	Faza 1					Faza 2				
	Potisna analiza		Nelinearna dinamična analiza			Potisna analiza		Nelinearna dinamična analiza		
	$S_{a,c,16}$ (g)	P_C (10^{-5})	$S_{a,c,16}$ (g)	$\beta_{Sa,c}$	P_C (10^{-5})	$S_{a,c,16}$ (g)	P_C (10^{-5})	$S_{a,c,16}$ (g)	$\beta_{Sa,c}$	P_C (10^{-5})
4-storey	2,85	0,99	2,43	0,35	1,56	2,46	1,55	2,25	0,38	1,88
6-etažna	1,71	1,86	1,46	0,35	2,84	1,57	2,27	1,42	0,40	2,66
8-etažna	0,72	2,97	0,71	0,41	2,72	0,69	3,16	0,68	0,45	3,10
11-storey	1,54	0,86	1,28	0,31	1,55	1,34	1,15	1,28	0,29	1,34

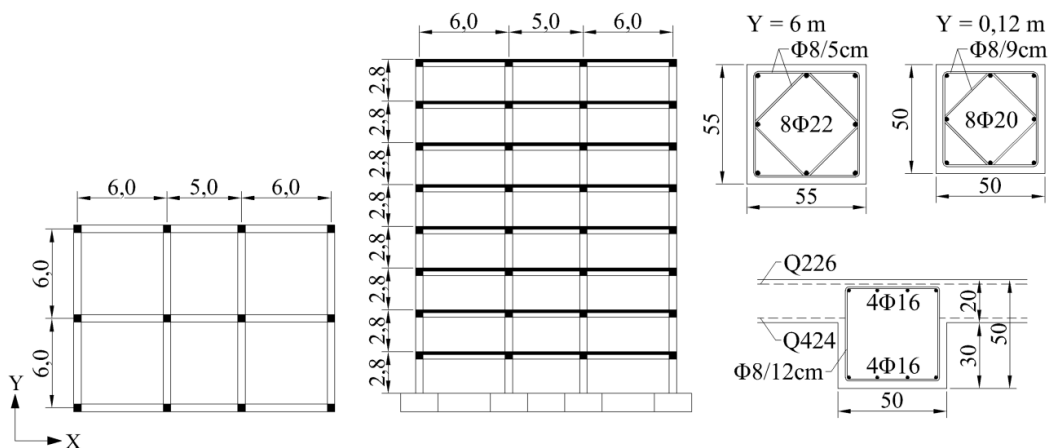
6 PRIMERA PROJEKTIRANJA ARMIRANOBETONSKIH OKVIRNIH STAVB NA CILJNO VERJETNOST PORUŠITVE

Uporaba predlaganega postopka projektiranja na ciljno verjetnost porušitve je prikazana s pomočjo 8-etažne in 15-etažne armiranobetonske okvirne stavbe. Na podlagi študije v poglavju 4 smo za ciljno verjetnost porušitve zaradi potresne obtežbe v dobi enega leta izbrali vrednosti $1 \cdot 10^{-5}$ (0,05 % v 50 letih). Osnovna geometrija stavbe je enaka kot pri pravilni 8-etažni stavbi in 15-etažni stavbi, ki sta predstavljeni v poglavju 2.1 (sliki 2.4 in 2.6). Začetno konstrukcijo smo določili v skladu z nivojem zanesljivosti 0 (preglednica 5.1), in sicer tako, da smo upoštevali vpliv vertikalne obtežbe v skladu z Evrokodom 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005) in minimalne zahteve Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Upoštevali smo torej največje dovoljene normirane osne sile v stebrih, ki ne smejo preseči 0,65 pri projektiranju v skladu s srednjo stopnjo duktilnosti, ter zahteve o minimalni vzdolžni in stremenski armaturi v elementih. Potrebno togost začetne stavbe pa smo zagotovili s kontrolo etažnih pomikov in ustreznim povečanjem prečnega prereza elementov. Način izbire začetnih dimenzij je za 8-etažno in 15-etažno stavbo podrobneje opisan v poglavjih 6.1.1 in 6.2.1. Zaradi enostavnosti je bila analiza omejena na X smer, ciljno potresno tveganje pa je izraženo zgolj s ciljno verjetnostjo porušitve. Verjetnost porušitve smo ocenili s pomočjo enačbe (3.14), ki upošteva neomejeno območje intenzitete. Da bi pokazali ali upoštevanje mej intenzitete vpliva na postopek projektiranja, smo naknadno uporabili še enačbo (3.38), ki upošteva spodnjo mejo intenzitete, in enačbo (3.41), ki upošteva še zgornjo mejo intenzitete. Projektno vrednost intenzitete potresa smo določili s povratno dobo 100.000 let, največjo vrednost zgornje meje pa s pomočjo modelov pojemanja potresa. Stavbi, ki sta bili projektirani po predlaganem postopku, smo nato primerjali s stavbama, ki sta bili projektirani po Evrokodu 8 (Poglavje 2.1). Za vse analize je bil uporabljen poenostavljeni nelinearni model, ki je podrobneje opisan v poglavju 2.2. Iterativno prilagajanje konstrukcije smo vršili na nivoju zanesljivosti 2B, tj. na osnovi potresne analize, in z uporabo smernic predlaganih v poglavju 5.2.3. Pri prilagajanju konstrukcije se nismo osredotočali na zaokroževanje dimenzij prečnih prerezov in premera armaturnih palic tako, da bi bile vrednosti primerne za izvedbo. V praksi bi bilo za izbiro končnih dimenzij potrebno upoštevati primerno zaokrožene dimenzije prečnih prerezov in dobavljive premere armaturnih palic. Za oceno potresnega tveganja stavbe smo intenziteto potresa pri porušitvi konstrukcije določili s pomočjo nelinearne dinamične analize ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo. Alternativno bi lahko uporabili metodo, ki sta jo predlagala Brozovič in Dolšek (2013), ki predvideva uporabo večjega števila modelov z eno prostostno stopnjo, s katerimi na približen način zajamemo vpliv različnih mehanizmov porušitve (Lazar in Dolšek, 2013a; Lazar in Dolšek 2013b). Odziv končne stavbe smo preverili še v skladu z nivojem zanesljivosti 3A z nelinearno dinamično analizo. Za končno stavbo smo naknadno izvedli kontrolo etažnih pomikov in dimenzionirali stremensko armaturo v skladu z Evrokodom 8, saj uporabljeni poenostavljeni nelinearni model ne simulira nelinearnega strižnega obnašanja. Stremensko armaturo smo za končno stavbo le malo spremenili, kar minimalno vpliva na mejno rotacijo v plastičnih členkih in posledično na odziv konstrukcije.

6.1 8-etažna stavba

6.1.1 Opis stavbe, potresna nevarnost in izbira akcelerogramov

Prečni prerez in tloris 8-etažne poslovne stavbe je prikazan na sliki 6.1. Začetna konstrukcija je bila določena z upoštevanjem vpliva vertikalne obtežbe v skladu z Evrokodom 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005) in minimalnih zahtev Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005) (Žižmond, 2014). Upoštevan je bil beton trdnostnega razreda C30/37 in jeklo S500 razreda C. Višina vseh etaž znaša 2,8 m, debelina plošče pa je 20 cm. Prečni prerez gred znaša 50/50 cm. Stebri imajo pri Y koordinati 0 m in 12 m prečni prerez dimenzij 50/50 cm, pri Y koordinati 6 m pa 55/55 cm (gl. sliko 6.1). Prečni prerezi elementov so enaki kot za konstrukcijo projektirano po Evrokodu 8 (Zupančič, 2011), z izjemo stebrov pri Y koordinati 6 m, katerih prerez je bil zaradi omejitve etažnih pomikov, ki so bili izračunani v skladu s točko 4.4.3.2 v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005), povečan iz 50/50 cm na 55/55 cm (Žižmond, 2014). Vzdolžna armatura stebrov je bila določena iz pogoja po minimalnem deležu vzdolžnega armiranja, ki znaša 0,01 v skladu s točko 5.4.3.2.2(1) v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Vzdolžna armatura stebrov znaša $8\phi 20$ pri Y koordinati 0 m in 12 m ter $8\phi 22$ pri Y koordinati 6 m. Vzdolžna armatura gred je bila določena z upoštevanjem vpliva vertikalne obtežbe v skladu z Evrokodom 2 in najmanjše ter največje vrednosti deleža armature v skladu s točkama 5.4.3.1.2(4) in 5.4.3.1.2(5) Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Spodnja in zgornja vzdolžna armatura gred znaša $4\phi 16$. Stremenska armatura elementov je bila določena z upoštevanjem vertikalne obtežbe v skladu z Evrokodom 2 in najmanjšega razmika stremen, ki ga določata točka 5.4.3.2.1(6) (SIST EN 1998-1, 2005) za grede in točka 5.4.3.2.2(11) (SIST EN 1998-1, 2005) za stebre. Celotna masa stavbe in prvi nihajni čas v obravnavani smeri sta 2338 t in 1,2 s.

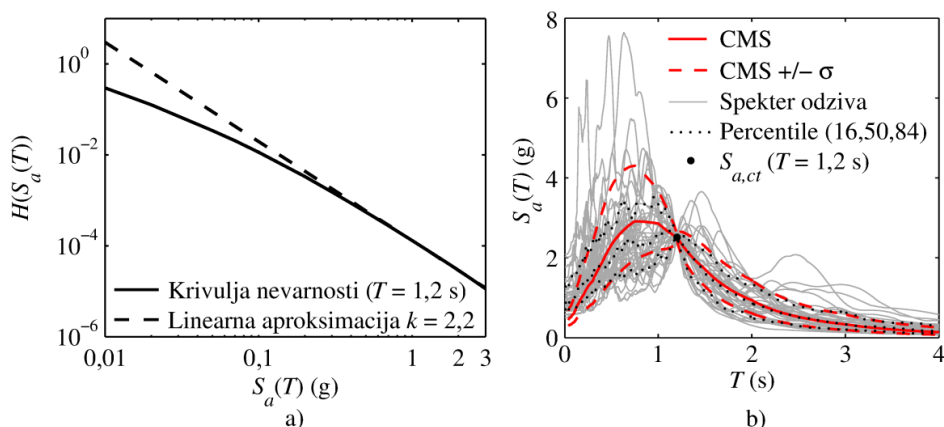


Slika 6.1: Tloris in prečni prerez 8-etažne stavbe ter prečni prerez tipične grede in stebrov ob vpetju pri koordinatah $Y = 6$ m in $Y = 0$ ter 12 m.

Figure 6.1: Plan and elevation view of the 8-storey structure and the cross-section of a typical beam and column at the base of columns corresponding to $Y = 6$ m and $Y = 0$ and 12 m.

Objekt se nahaja v Ljubljani na tleh tipa C, kjer referenčni pospešek tal za povratno dobo 475 let znaša 0,25 g. Krivulja potresne nevarnosti za območje Ljubljane (slika 6.2a) je bila določena s pomočjo programa EZ-FRISK (2012) na osnovi poenostavljenega seizmičnega modela (Brozovič, 2014). Krivulja nevarnosti ustreza spektralnemu pospešku pri prvem nihajnem času konstrukcije 1,2 s. Stavbo

smo prilagajali na osnovi potisne analize, zaradi česar smo za oceno verjetnosti porušitve stavbe uporabili enostavno enačbo (3.14). Naklon krivulje nevarnosti k v logaritemskih koordinatah je bil ocenjen s prirejanjem linearne funkcije na območju med 25 % in 125 % mediane spektralnega pospeška pri porušitvi stavbe po metodi najmanjših kvadratov. Ocenjene vrednosti k so bile za vse iteracije stavbe med 2,2 in 2,4.



Slika 6.2: a) Krivulja potresne nevarnosti za spektralni pospešek, ki ustreza prvemu nihajnemu času $S_a(T_1=1,2s)$ z linearno aproksimacijo funkcije potresne nevarnosti v primeru začetne konfiguracije stavbe in b) ciljni spekter odziva in spektri posameznih izbranih akcelerogramov normirani na $S_{a,ct}(T_1=1,2s)$.

Figure 6.2: a) The hazard curve for spectral acceleration corresponding to the first vibration period $S_a(T_1=1,2s)$ with the approximated linear seismic hazard function in the case of the initial structural configuration and b) the target spectrum and the spectra for each of the selected ground-motion records conditioned to $S_{a,ct}(T_1=1,2s)$.

Za oceno verjetnosti porušitve smo za vsako iteracijo stavbe na ekvivalentnem modelu z eno prostostno stopnjo (SDOF) izvršili nelinearno dinamično analizo. Uporabili smo 40 akcelerogramov (preglednica 6.1), ki smo jih izbrali s pomočjo algoritma, ki so ga predlagali Jayaram in sod. (2011). Algoritem na osnovi podane srednje vrednosti ciljnega spektra odziva in njegove standardne deviacije izbere skupino akcelerogramov iz baze potresov NGA (Chiou in sod., 2008) s pomočjo Monte Carlo simulacije. Srednja vrednost ciljnega spektra odziva (slika 6.2b) je bila ocenjena na osnovi metode pogojnega spektra (Baker, 2011a) in normirana na karakteristično vrednost intenzitete pri porušitvi stavbe $S_{a,ct}$. Za določitev ciljnega potresnega scenarija je bilo uporabljeno pravilo pojemanja potresa, ki sta ga predlagala Sabetta in Pugliese (1996), s katerim smo določili ε enak 2,0, magnitudo 7,3 in razdaljo od izvora 19,2 km. Karakteristična vrednost intenzitete pri porušitvi $S_{a,ct}$, na katero je bil normiran ciljni spekter odziva, je bila določena na osnovi ciljne verjetnosti porušitve 10^{-5} in v skladu z metodologijo, ki sta jo predlagala Brozovič in Dolšek (2014). Iz ciljne verjetnosti porušitve in funkcije potresne nevarnosti smo določili ciljno funkcijo ranljivosti. Pri tem smo predpostavili, da je spektralni pospešek pri porušitvi stavbe logaritemsko normalno porazdeljen s standardno deviacijo 0,4. Karakteristično vrednost intenzitete pri porušitvi $S_{a,ct}$ smo nato določili kot 16. percentilno vrednost v funkciji ranljivosti stavbe.

Preglednica 6.1: Skupina akcelrogramov, ki so bili izbrani za 8-etažno stavbo.

Table 6.1: Set of ground-motion records selected for the 8-storey structure.

Št.	Št. v NGA bazi	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R (km)
1	3307	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY086	E	6,3	71,7
2	1457	Chi-Chi, Taiwan	1999	TAP097	W	7,6	148,8
3	1120	Kobe, Japan	1995	Takatori	000	6,9	13,1
4	1320	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA016	W	7,6	133,0
5	335	Coalinga-01	1983	Parkfield – Fault Zone 10	090	6,4	41,4
6	780	Loma Prieta	1989	Larkspur Ferry Terminal (FF)	270	6,9	114,9
7	783	Loma Prieta	1989	Oakland – Outer Harbor Wharf	270	6,9	94,0
8	508	Taiwan SMART1(40)	1986	SMART1 M07	W	6,3	67,2
9	342	Coalinga-01	1983	Parkfield – Fault Zone 3	090	6,4	47,9
10	3510	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU139	E	6,3	48,1
11	1334	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA044	W	7,6	130,6
12	732	Loma Prieta	1989	APEEL 2 – Redwood City	133	6,9	63,5
13	3467	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	TCU065	N	6,3	38,6
14	1108	Kobe, Japan	1995	Kobe University	000	6,9	25,4
15	1337	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA049	E	7,6	138,7
16	1054	Northridge-01	1994	Pardee – SCE	L	6,7	25,7
17	758	Loma Prieta	1989	Emeryville – 6363 Christie	350	6,9	96,5
18	777	Loma Prieta	1989	Hollister City Hall	180	6,9	47,9
19	1231	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY080	E	7,6	31,7
20	1327	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA035	E	7,6	144,4
21	506	Taiwan SMART1(40)	1986	SMART1 I07	EW	6,3	68,0
22	343	Coalinga-01	1983	Parkfield – Fault Zone 4	090	6,4	44,8
23	1166	Kocaeli, Turkey	1999	Iznik	090	7,5	39,8
24	978	Northridge-01	1994	Hollywood – Willoughby Ave	180	6,7	21,8
25	1412	Chi-Chi, Taiwan	1999	TAP006	N	7,6	155,1
26	1517	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU084	E	7,6	8,9
27	1411	Chi-Chi, Taiwan	1999	TAP005	N	7,6	156,3
28	1628	St Elias, Alaska	1979	Icy Bay	090	7,5	74,8
29	3259	Chi-Chi Taiwan-06	1999	CHY015	N	6,3	84,2
30	758	Loma Prieta	1989	Emeryville – 6363 Christie	260	6,9	96,5
31	1361	Chi-Chi, Taiwan	1999	KAU020	N	7,6	109,4
32	503	Taiwan SMART1(40)	1986	SMART1 C00	EW	6,3	68,2
33	3274	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY035	E	6,3	58,3
34	1119	Kobe, Japan	1995	Takarazuka	090	6,9	38,6
35	1419	Chi-Chi, Taiwan	1999	TAP017	N	7,6	148,2
36	1454	Chi-Chi, Taiwan	1999	TAP090	E	7,6	155,6
37	2495	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	CHY080	N	6,2	29,5
38	510	Taiwan SMART1(40)	1986	SMART1 O07	EW	6,3	66,2
39	338	Coalinga-01	1983	Parkfield – Fault Zone 14	000	6,4	38,5
40	780	Loma Prieta	1989	Larkspur Ferry Terminal (FF)	360	6,9	114,9

Za vse iteracije stavbe smo uporabili enako skupino akcelrogramov, saj se je nihajni čas med iteracijami minimalno spreminjal. Pri določitvi potresnega tveganja na osnovi potisne analize (nivo zanesljivosti 2B v preglednici 5.1) smo uporabili celotno skupino štiridesetih akcelrogramov. Za kontrolo potresnega tveganja končne iteracije na osnovi nelinearne dinamične analize (nivo zanesljivosti 3A v preglednici 5.1) pa smo v skladu s postopkom, ki sta ga predlagala Brozovič in Dolšek (2014), izbrali zgolj sedem karakterističnih akcelrogramov (gl. preglednico 6.1), ki smo jih določili na osnovi dinamične analize ekvivalentnega SDOF modela končne konstrukcije. Za vsak akcelrogram smo določili spektralni pospešek pri porušitvi konstrukcije $S_{a,C}$ in poiskali vrednost 16. percentile celotne skupine $S_{a,C}$. Prvi karakteristični akcelrogram je tisti, ki ekvivalentno konstrukcijo poruši pri spektralnem pospešku, ki je najbližji 16. percentilni vrednosti celotne skupine $S_{a,C}$.

Preostalih šest karakterističnih akceleroگرامov pa predstavljajo trije akceleroگرامi, ki konstrukcijo porušijo pri prvih treh vrednostih nižjih od 16. percentile $S_{a,C}$ in trije akceleroگرامi, ki konstrukcijo porušijo pri prvih treh vrednostih višjih od 16. percentile $S_{a,C}$. Za izbranih sedem karakterističnih akceleroگرامov normiranih na $S_{a,cr}$ smo na modelu celotne konstrukcije izvedli nelinearno dinamično analizo. V kolikor več kot polovica karakterističnih akceleroگرامov, tj. vsaj štiri od sedmih, poruši konstrukcijo, je ciljna verjetnost porušitve presežena. V kolikor pa trije ali manj akceleroگرامov poruši konstrukcijo, lahko smatramo, da je verjetnost porušitve manjša od ciljne verjetnosti porušitve.

6.1.2 Postopek projektiranja stavbe z upoštevanjem enačbe za oceno potresnega tveganja na osnovi neomejenega integracijskega območja

Mejni pospešek začetne konstrukcije smo ocenili z uporabo metode, ki temelji na potisni analizi (nivo 1B v preglednici 5.1). Potisno krivuljo smo idealizirali s štirilinerarnim odnosom med celotno prečno silo ob vpetju in pomikom na vrhu konstrukcije (slika 6.3a) in določili ekvivalentni model z eno prostostno stopnjo (SDOF) po postopku, ki ga je opisal Fajfar (2000). Pri tem smo za ekvivalentni SDOF model upoštevali togost enako začetni togosti v potisni krivulji. Spektralni pospešek pri porušitvi konstrukcije smo določili z nelinearno dinamično analizo SDOF modela z uporabo skupine 40 akceleroگرامov (slika 6.2b), pri čemer smo intenziteto posameznega akcelerograma večali do porušitve. Metode, ki temeljijo na potisni analizi, pravilneje napovejo obnašanje stavbe pri nižjih intenzitetah. Zaradi tega smo mediano spektralnega pospeška pri porušitvi stavbe $S_{a,C,50}$ določili iz 16. percentile ob predpostavki, da je pospešek pri porušitvi logaritemsko normalno porazdeljen s standardno deviacijo logaritmov mejnih pospeškov 0,4. Vrednost 0,4 predstavlja približno povprečno vrednost standardne deviacije za logaritemsko normalno porazdeljene spektralne pospeške pri porušitvi armiranobetonskih okvirnih stavb (Lazar in Dolšek, 2014a). Ocenjena verjetnost porušitve za posamezno iteracijo je prikazana v preglednici 6.2. Verjetnost porušitve začetne konstrukcije 8-etažne stavbe je bila ocenjena na $3,1 \cdot 10^{-5}$, kar presega zastavljeno ciljno verjetnost porušitve $1 \cdot 10^{-5}$. Konstrukcijo smo zato ustrezno prilagodili. Za posamezno iteracijo so izvedene prilagoditve prikazane v preglednici 6.2, kjer je prikazana tudi nosilnost stavbe, ki je izražena s celotno prečno silo ob vpetju BS , in njen prirastek ΔBS , pomik na vrhu stavbe pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$, 16. percentila spektralnega pospeška pri porušitvi konstrukcije $S_{a,C,16}$ ter verjetnost porušitve P_C in dekrement verjetnosti porušitve ΔP_C , ki je izražen kot odstotek vrednosti P_C iz prejšnje iteracije.

Začetna konstrukcija 8-etažne stavbe je bila izjemoma določena brez upoštevanja enačbe (4.29) v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005), ki določa zahtevano razmerje nosilnosti stebrov in gred za preprečitev plastičnega mehanizma v mehki etaži. Zato smo se v prvi iteraciji odločili izpolniti ta pogoj. Delež vzdolžne armature stebrov ρ_l smo v ta namen povečali za $\Delta\rho_l = 0,002$, prečni prerez stebrov pa za 10 %. S tem ukrepom se je $S_{a,C,16}$ povečal za 20 % oz. faktor 1,2, verjetnost porušitve P_C pa znižala za 34 % oz. faktor 1,5 (gl. preglednico 6.2), kar pa ni zadoščalo za doseganje ciljne verjetnosti porušitve.

V naslednjih iteracijah smo stavbo prilagodili v skladu s smernicami predlaganimi v poglavju 5.2.3. Na podlagi opazovanja normiranih etažnih pomikov iz prve iteracije v mejnem stanju blizu porušitve (slika 6.3b), smo v drugi iteraciji povečali delež vzdolžne armature stebrov v prvih petih etažah za

$\Delta\rho_l = 0,004$ glede na predhodno iteracijo. S tem ukrepom se je $S_{a,C,16}$ dodatno povečal za 19 %, P_C pa zmanjšala za 33 %. Na podlagi opazovanja odziva smo ugotovili, da povečanje armature stebrov v skladu s smernico a) (Poglavje 5.2.3) ne bi zadoščalo, v kolikor bi želeli samo s tem ukrepom doseči ciljno verjetnost porušitve. Zato smo v tretji iteraciji uporabili vse tri smernice. Delež vzdolžne armature stebrov smo povečali za $\Delta\rho_l = 0,004$, prečni prerez stebrov za 10 %, prečni prerez gred pa za 5 % glede na prejšnjo iteracijo. Verjetnost porušitve se je s tem ukrepom zmanjšala le za 16 % in je še vedno presegala ciljno vrednost. V naslednji iteraciji smo se zato odločili za povečanje deformacijske kapacitete sistema. To smo dosegli s povečanjem deleža vzdolžne armature stebrov v prvih šestih etažah za $\Delta\rho_l = 0,004$ v skladu z razporeditvijo normiranih etažnih pomikov (slika 6.3b). Ocenjena P_C je za četrto iteracijo znašala $9,3 \cdot 10^{-6}$ in je izpolnila zastavljen pogoj za ciljno potresno tveganje. Na slikah 6.4a in 6.4b je prikazana primerjava plastičnega mehanizma oz. poškodovanosti elementov za začetno in končno iteracijo stavbe pri mejnem stanju blizu porušitve. Vidimo lahko, da se je plastični mehanizem bistveno izboljšal, poškodovanost elementov pa je bolj enakomerna za končno iteracijo.

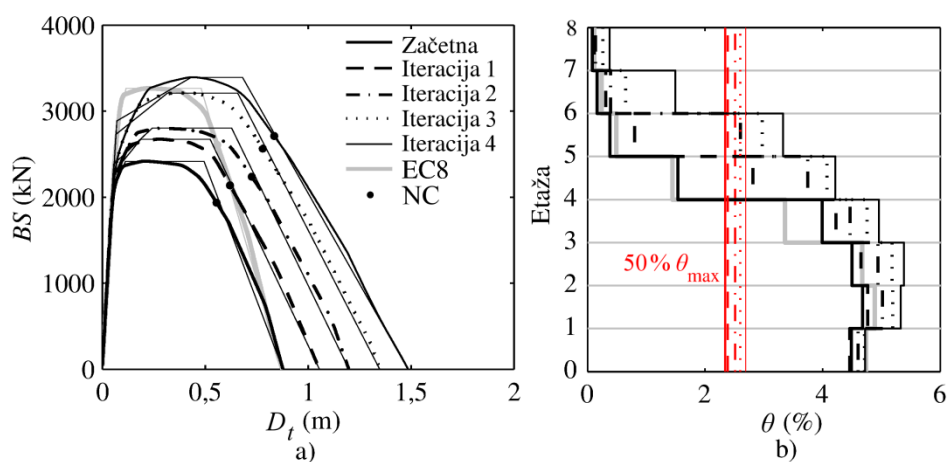
Preglednica 6.2: Prilagoditve 8-etažne stavbe z uporabo smernic iz druge faze parametrične študije in izbrani globalni parametri (celotna prečna sila ob vpetju BS in njen prirastek ΔBS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$, 16. percentila spektralnega pospeška pri porušitvi $S_{a,C,16}$, verjetnost porušitve P_C in njen dekrement ΔP_C) ter rezultat analize četrte iteracije z nelinearno dinamično analizo in primerjava s stavbo projektirano po Evrokodu 8.

Table 6.2: Adjustments of the 8-storey building using guidelines from the second phase of the parametric study and selected global parameters (the base shear BS and its increment ΔBS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{t,NC}$, the 16th percentile of the spectral acceleration causing collapse $S_{a,C,16}$, the collapse risk P_C and its decrement ΔP_C), nonlinear dynamic analysis results for the fourth iteration and comparison with the building designed according to Eurocode 8.

Iteracija	Prilagoditve po smernicah			BS (kN)	ΔBS (%)	$D_{t,NC}$ (m)	$S_{a,C,16}$ (g)	P_C ($\cdot 10^{-5}$)	ΔP_C (%)
	a) AsC	b) AcB	c) AcC						
Začetna	/	/	/	2417	/	0,56	1,56	3,06	/
1	1-8 0,002	/	10 %	2674	11	0,62	1,87	2,02	-34
2	1-5 0,004	/	/	2801	5	0,73	2,22	1,36	-33
3	1-8 0,004	5 %	10 %	3210	15	0,78	2,38	1,14	-16
4	1-6 0,004	/	/	3392	6	0,84	2,60	0,93	-18
4 - IDA							2,45	0,96	
EC8				3264	/	0,56	1,59	2,92	/
AsC 1-x $\Delta\rho_l$:	Prirastek deleža vzdolžne armature $\Delta\rho_l$ stebrov v vseh etažah								
AcC ΔA_c :	Prirastek prečnega prereza ΔA_c stebrov v vseh etažah								
AcB ΔA_c :	Prirastek prečnega prereza ΔA_c gred v vseh etažah								

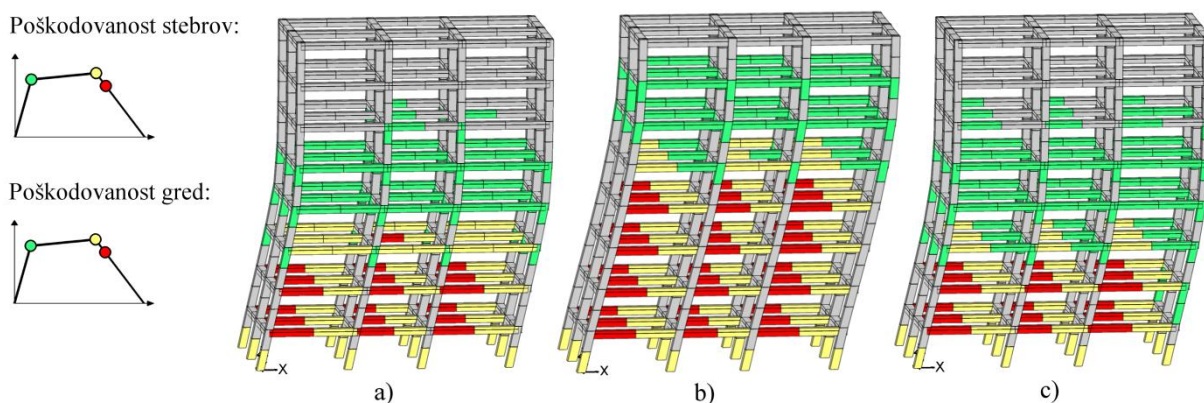
Prerez stebrov smo od začetne do četrte iteracije v celoti povečali za približno 20 %, oz. iz 2500 cm^2 (50/50 cm) in 3025 cm^2 (55/55 cm) na 3025 cm^2 (55/55 cm) in 3721 cm^2 (61/61 cm). Pri tem se zavedamo, da je v praksi steber dimenzij 61/61 cm težko izvedljiv, vendar smo za potrebe prikaza uporabe postopka projektiranja ohranili dimenzije, ki smo jih pridobili s povečanjem prečnega prereza stebrov s korakom, ki je enak 10 % predhodnega prečnega prereza stebra. Delež vzdolžne armature v stebrih začetne konstrukcije znaša 0,01 in je enak minimalnemu zahtevanemu deležu armature v stebrih. V stebrih pri koordinati $Y = 0 \text{ m}$ in 12 m je vzdolžna armatura stebrov začetne konstrukcije $8\phi 20$, pri koordinati $Y = 6 \text{ m}$ pa $8\phi 22$. Z iterativnim prilagajanjem konstrukcije smo v prvih petih etažah delež vzdolžne armature v celoti povečali na 0,02, tj. $12\phi 26$ v stebrih pri koordinati $Y = 0 \text{ m}$ in 12 m ter $12\phi 29$ v stebrih pri koordinati $Y = 6 \text{ m}$. V šesti etaži smo delež armature povečali na 0,017, tj. $12\phi 23$ v stebrih pri koordinati $Y = 0 \text{ m}$ in 12 m ter $12\phi 26$ v stebrih pri koordinati $Y = 6 \text{ m}$. V sedmi

in osmi etaži smo delež vzdolžne armature stebrov pri koordinati $Y = 0$ m in 12 m povečali na 0,014, tj. $12\phi 21$, za stebre pri koordinati $Y = 6$ m pa na 0,013, tj. $12\phi 23$. Pri tem je delež vzdolžne armature za končno stavbo izračunan glede na povečani prečni prerez stebrov. Celotno vzdolžno armaturo stebrov stavbe smo iz $0,7 \text{ m}^3$ oz. $5,8 \text{ t}$ povečali na $1,6 \text{ m}^3$ oz. $13,0 \text{ t}$, tj. za faktor 2,3. Velikost prečnega prereza gred smo povečali za 5 %, tj. iz 2500 cm^2 na 2625 cm^2 . Prečni prerezi tipičnih gred in stebrov končne konstrukcije so prikazani na sliki 6.7. Prvi nihajni čas stavbe je za začetno in končno konfiguracijo približno enak, celotna prečna sila ob vpetju pa se je povečala za 40 %. 16. percentila spektralnega pospeška pri porušitvi stavbe se je povečala za faktor 1,7 oz. 67 %, medtem ko se je verjetnost porušitve zmanjšala za faktor 3,3 oz. na 31 % začetne vrednosti.



Slika 6.3: a) Potisne krivulje in pripadajoče idealizacije za vse iteracije 8-etažne stavbe in stavbo projektirano po Evrokodu 8 (EC8) z označenim mejnim stanjem blizu porušitve (NC) in b) pripadajoči normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve dobljeni s potisno analizo.

Figure 6.3: a) Pushover curves and corresponding idealizations for all variants of the 8-storey building and the building designed according to Eurocode 8 (EC8) with the marked near collapse limit state (NC) and b) the corresponding near-collapse storey drifts obtained from pushover analysis.



Slika 6.4: Poškodovanost elementov na deformirani obliki konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve za a) začetno stavbo in b) četrto iteracijo 8-etažne stavbe projektirane po predlaganem postopku ter c) 8-etažno stavbo projektirane po Evrokodu 8.

Figure 6.4: Damage in elements presented on the deformed shape of the structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and b) the final iteration of the 8-storey building designed according to the proposed procedure with c) the 8-storey building designed according to Eurocode 8 provisions.

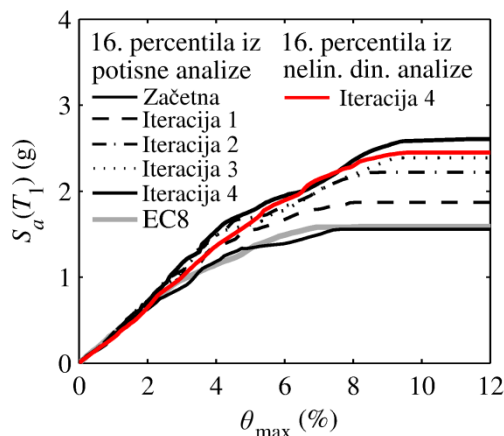
V preglednici 6.2 ter na slikah 6.3 in 6.4 lahko primerjamo končno iteracijo stavbe s stavbo projektirano po Evrokodu 8 (oznaka EC8). Razvidno je, da ima stavba projektirana v skladu s predlaganim postopkom le za 4 % večjo BS , vendar za 50 % večji $D_{t,NC}$ in 64 % večji $S_{a,C,16}$. Verjetnost porušitve je za četrto iteracijo 8-etažne stavbe več kot 3-krat manjša od verjetnosti porušitve stavbe projektirane po Evrokodu 8. Na slikah 6.4b in 6.4c lahko primerjamo plastični mehanizem za obe stavbi. Plastična mehanizma začetne stavbe (slika 6.4a) in stavbe projektirane po Evrokodu 8 (slika 6.4c) se le malo razlikujeta. Plastični mehanizem je ugodnejši pri stavbi, ki je bila projektirana po predlaganem postopku (slika 6.4b).

Ker je bila verjetnost porušitve v iterativnem postopku ocenjena s poenostavljenim pristopom na osnovi potisne analize, smo zanesljivost rezultatov za zadnjo iteracijo preverili z nelinearno dinamično analizo. Uporabili smo nedavno predlagano metodo 3R (Brozovič in Dolšek, 2014), ki omogoča odločitve glede potresnega tveganja na osnovi nelinearne dinamične analize, ki jo izvedemo le za karakteristične akceleroگرامe (nivo zanesljivosti 3A v preglednici 5.1). Pri tem smo upoštevali 7 karakterističnih akceleroگرامov normiranih na karakteristično vrednost ciljne intenzitete $S_{a,ct}$ (preglednica 6.1). Ker je manj kot 50 % akceleroگرامov (3 od 7) povzročilo porušitev, konstrukcija izpolnjuje zastavljen pogoj ciljne verjetnosti porušitve.

Za primerjavo smo verjetnost porušitve dodatno ocenili še na osnovi inkrementalne dinamične analize (IDA) s celotno skupino 40 akceleroگرامov (slika 6.2b) (nivo zanesljivosti 3C v preglednici 5.1). Zaradi uporabe bolj natančne metode analize smo verjetnost porušitve ocenili z numerično integracijo enačbe (3.8), pri čemer smo upoštevali nelinearno krivuljo potresne nevarnosti (slika 6.2a) in empirično funkcijo ranljivosti pridobljeno z IDA. Verjetnost porušitve je bila tako ocenjena na $9,6 \cdot 10^{-6}$, kar je praktično enako ciljni verjetnosti porušitve. 16. percentila spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času v odvisnosti od največjega normiranega etažnega pomika je za vse iteracije 8-etažne stavbe prikazana na sliki 6.5. Za zadnjo iteracijo stavbe je poleg 16. percentile, ki smo jo dobili na osnovi potisne analize, prikazana tudi 16. percentila, ki smo jo dobili na osnovi nelinearne dinamične analize. Krivulji se dobro ujemata.

V postopku projektiranja so bili upoštevani zgolj mehanizmi porušitve, ki jih lahko simulira uporabljeni enostavni računski model stavbe. Pri tem smo upoštevali omejitve standarda Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) glede minimalne in maksimalne vzdolžne armature v gredah in stebrih po točkah 5.4.3.1.2 in 5.4.3.2.2, zahtevo po maksimalni normirani osni sili v elementih po točki 5.4.3.2.1 in zahtevano razmerje upogibne nosilnosti gred in stebrov po točki 4.4.2.3 (SIST EN 1998-1, 2005). Stremensko armaturo začetne stavbe smo določili v skladu z Evrokodom 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005) ob upoštevanju minimalnih zahtev Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Ker uporabljeni računski model ne upošteva porušitve v strigu, smo v nadaljevanju za zadnjo iteracijo preverili in ustrezno popravili stremensko armaturo elementov, in sicer v skladu z Evrokodom 8 in z uporabo modalne analize. Praviloma bi morali stremensko armaturo preveriti in popraviti v vsaki iteraciji postopka, saj vpliva na duktilnost elementov in mejno rotacijo v plastičnih členkih. Ker pa izvedene prilagoditve zahtevajo le manjše spremembe stremenske armature, ki imajo na mejno rotacijo plastičnih členkov omejen vpliv, smo se odločili kontrolo narediti le za končno stavbo. Predlagani postopek projektiranja upošteva le mejno stanje porušitve stavbe in zaenkrat ne predvideva kontrole etažnih pomikov. Za

zadnjo iteracijo smo zato izvedli kontrolo etažnih pomikov v skladu s točko 4.4.3.2 Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Alternativno bi lahko pomike konstrukcije določili na primer na osnovi pričakovanih letnih izgub, vendar kontrola pomikov na osnovi potresnega tveganja presega okvire doktorske disertacije.



Slika 6.5: 16. percentila spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času kot funkcija največjega normiranega etažnega pomika pridobljena s potisno analizo za vse iteracije 8-etažne stavbe in stavbo projektirano po Evrokodu 8 ter 16. percentila pridobljena z nelinearno elastično analizo za končno iteracijo 8-etažne stavbe.

Figure 6.5: The 16th percentile of the spectral acceleration corresponding to the first vibration period as a function of the maximum storey drift obtained by the pushover-based method for all variants of the 8-storey building and the building designed according to Eurocode 8 provisions together with the 16th percentile obtained with nonlinear dynamic analysis for the final variant of the 8-storey structure.

Etažne pomike stavbe in prečne sile v elementih smo določili z modalno analizo stavbe, ki smo jo izvedli s programom ETABS (2005). Upoštevali smo razpokane prereze elementov in toge diafragme na nivoju etaž. Maso smo modelirali v masnem središču posamezne etaže. Lastno in stalno obtežbo smo upoštevali kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo $9,2 \text{ kN/m}^2$, koristno obtežbo, ki za poslovne prostore znaša 3 kN/m^2 , pa smo določili iz preglednice 6.2 standarda Evrokod 1 (SIST EN 1991-1-1, 2004). Potresno obtežbo smo določili na podlagi projektnega spektra pospeškov, pri čemer smo upoštevali faktor obnašanja 3,9 in tip tal C.

V skladu z Evrokodom 8 (SIST EN1998-1, 2005) morajo biti etažni pomiki manjši od dovoljenjih. Velikost pomikov smo preverili za potresno kombinacijo $E_x + E_y \pm M_{ai}$, kjer sta E_x in E_y potresna vpliva v smeri osi X in Y in M_{ai} je torzijski moment, s katerim zajamemo vpliv naključne torzije. Pomike zaradi potresnega vpliva smo določili v skladu s točko 4.3.4 Evrokoda 8 (SIST EN1998-1, 2005):

$$d_s = q_d d_e, \quad (6.1)$$

kjer je d_s pomik točke zaradi potresnega vpliva, q_d je faktor obnašanja in d_e je pomik točke določen linearno analizo pri potresni obtežni kombinaciji. Kontrolo pomikov smo izvedli po točki 4.4.3.2 v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005):

$$vd_r \leq \alpha h, \quad (6.2)$$

kjer je d_r etažni pomik, ki ga določimo kot razliko pomikov v posamezni etaži. v je redukcijski faktor, ki upošteva krajšo povratno dobo potresa in je za običajne stavbe enak 0,5, h je višina etaže in α je faktor, ki je odvisen od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov. V skladu z virom podatkov o obravnavani stavbi (Zupančič, 2011) smo za 8-etažno stavbo upoštevali faktor $\alpha = 0,01$. Kontrola pomikov merodajne točke je prikazana v preglednici 6.3. Pomiki so v vseh etažah manjši od dovoljenih.

Preglednica 6.3: Kontrola etažnih pomikov za 8-etažno stavbo.

Table 6.3: Interstorey drift check for the 8-storey structure.

Etaža	$d_{e,X}$ (cm)	$d_{e,Y}$ (cm)	$d_{s,X}$ (cm)	$d_{s,Y}$ (cm)	$d_{r,X}$ (cm)	$d_{r,Y}$ (cm)	$vd_{r,X}$ (cm)	$vd_{r,Y}$ (cm)	αh (cm)
8	4,20	4,55	0,19	0,22	0,76	0,86	0,38	0,43	2,80
7	4,00	4,33	0,33	0,37	1,29	1,43	0,64	0,71	2,80
6	3,67	3,96	0,46	0,50	1,79	1,96	0,89	0,98	2,80
5	3,21	3,46	0,57	0,62	2,23	2,43	1,11	1,21	2,80
4	2,64	2,83	0,67	0,72	2,59	2,82	1,30	1,40	2,80
3	1,98	2,11	0,74	0,82	2,87	3,22	1,43	1,54	2,80
2	1,24	1,29	0,75	0,77	2,92	3,00	1,46	1,55	2,80
1	0,49	0,52	0,49	0,52	1,93	2,01	0,96	1,00	2,80

Potrebno stremensko armaturo elementov smo določili na osnovi prečnih sil dobljenih iz ovojnice različnih obtežnih kombinacij in prečnih sil, ki smo jih določili z metodo načrtovanja nosilnosti. V skladu z metodo načrtovanja nosilnosti smo prečne sile v gredi določili iz pogoja ravnotežja pri največjim negativnim in pozitivnim momentom $M_{i,d}$, ki smo ju izračunali po naslednji enačbi (enačba (5.8) v SIST EN 1998-1, 2005):

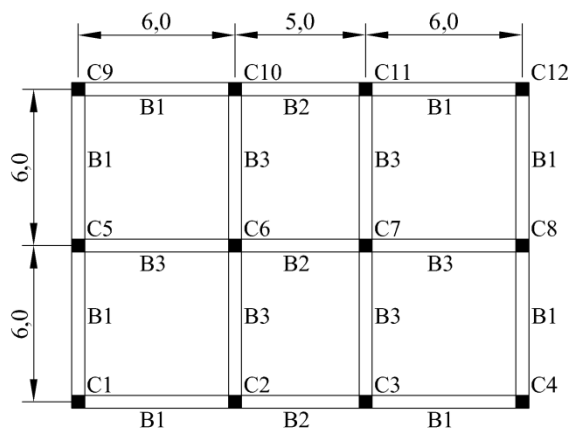
$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}} \right). \quad (6.3)$$

γ_{Rd} je faktor, ki upošteva različne vire dodatne nosilnosti in je enak 1 pri projektiranju na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). $M_{Rb,i}$ je projektna vrednost upogibne nosilnosti prečke, ΣM_{Rc} in ΣM_{Rb} pa sta vsoti projektnih upogibnih nosilnosti v vozlišču stikajočih se stebrov (angl. column, oznaka c) in gred (angl. beam, oznaka b). Ker je bil pri vsaki iteraciji uporabljen pogoj načrtovanja nosilnosti po enačbi (4.29) v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005), za vsa vozlišča velja:

$$\min \left(1, \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}} \geq 1,3 \right) = 1 \quad (6.4)$$

in je $M_{i,d}$ kar enak upogibni nosilnosti prečke. Iz upogibnih momentov $M_{i,d}$ smo določili prečno silo V_{CD} , kateri smo prišteli še prečno silo, ki je določena z navidezno stalno vertikalno obtežbo na gredi, ki smo jo obravnavali kot prostoležeči nosilec $V_{G+0,3Q}$. Vse grede v stavbi imajo enake prečne prezeze in enako vzdolžno armaturo. Njihova upogibna nosilnost se razlikuje le zaradi različnih sodelujočih

širin pasnice b_{eff} in posledično sodelujoče armature plošče. Prečne sile v gredah se zato razlikujejo le med gredami z različnimi sodelujočimi širinami. Grede različnih sodelujočih širin smo označili z B1, B2 in B3 (slika 6.6). Pri računu prečnih sil V_{Ed} , ki je prikazan v preglednici 6.4, zaradi simetrije stavbe ni bilo potrebno upoštevati obeh smeri obtežbe.



Slika 6.6: Oznake stebrov in gred 8-etažne stavbe.

Figure 6.6: Labels of columns and beams of the 8-storey building.

Preglednica 6.4: Prečne sile v gredah 8-etažne stavbe določene v skladu s pravilom načrtovanja nosilnosti.

Table 6.4: Shear forces in beams of the 8-storey structure determined in accordance with the capacity design rule.

Gred	b_{eff} (m)	$M_{1,d}$ (kNm)	$M_{2,d}$ (kNm)	l_b (m)	V_{CD} (kN)	$V_{G+0,3Q}$ (kN)	V_{Ed} (kN)
B1	1,65	230,5	166,0	5,5	72,1	45,5	117,6
B2	1,50	224,2	165,5	4,5	86,6	75,6	162,2
B3	1,70	232,7	166,4	5,5	72,6	90,9	163,5

V preglednici 6.5 so prikazane prečne sile določene z načrtovanjem nosilnosti V_{Ed} in iz ovojnice obtežnih kombinacij V_{ovoj} , strižna odpornost prereza $V_{Rd,c}$, ki smo jo določili po enačbi (6.2) v Evrokodu 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005), in največja prečna sila v elementu, ki je določena z drobljenjem tlačnih diagonal $V_{Rd,max}$, ki smo jo izračunali po enačbi (6.9) v Evrokodu 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005). Ker je v vseh primerih prečna sila večja od strižne odpornosti, je bilo potrebno prečno silo v celoti prevzeti s stremensko armaturo. Izbrali smo 2-strižno streme $\phi 8$ in za vse grede določili potreben razmik stremen, ki je prikazan v preglednici 6.5 in izračunan po naslednji enačbi:

$$s_{h,potr} = \frac{A_{sw} \cdot 0,9d \cdot f_{ywd}}{V_{Ed}}, \quad (6.5)$$

kjer je $s_{h,potr}$ potreben razmik stremen, A_{sw} prevez stremenske armature, ki v našem primeru znaša $1,0 \text{ cm}^2$, d je statična višina prereza, f_{ywd} je projektna natezna trdnost stremenskega jekla in znaša $43,5 \text{ kN/cm}^2$, V_{Ed} pa je merodajna strižna sila v prerezu. V kritičnih območjih, tj. na dolžini $l_{cr} = h_w = 53 \text{ cm}$ od stebra, je bilo potrebno uporabiti zaprta stremena s premerom najmanj 6 mm in razmikom stremen največ:

$$s_h \leq \min \left\{ \frac{h_w}{4} = 13,3 \text{ cm}; 24d_{bw} = 19,2 \text{ cm}; 22,5 \text{ cm}; 8d_{bl} = 12,8 \text{ cm} \right\} = 12,8 \text{ cm}, \quad (6.6)$$

kjer je h_w višina grede, d_{bw} premer stremen in d_{bl} premer najtanjše vzdolžne palice. Prvotna in popravljena stremenska armatura v kritičnem območju gred je prikazana v preglednici 6.5. Začetna stremenska armatura je zadoščala za prevzem prečne sile v gredah z oznako B1, za grede z oznako B2 in B3 pa je bilo stremensko armaturo potrebno popraviti. Za grede z oznako B2 smo izbrali 2-strižno streme $\phi 8/10$ cm, za grede z oznako B3 pa 2-strižno streme $\phi 8/9$ cm. Prečni prerezi tipičnih gred so prikazani na sliki 6.7.

Preglednica 6.5: Prečna sila določena z načrtovanjem nosilnosti V_{Ed} in iz ovojnice obtežnih kombinacij V_{ovoj} , strižna odpornost prereza $V_{Rd,c}$, največja prečna sila v elementu $V_{Rd,max}$ in prvotna ter popravljena stremenska armatura za grede 8-etažne stavbe.

Table 6.5: Shear force determined with the capacity design rule V_{Ed} and from the envelope of load combinations V_{ovoj} , shear resistance $V_{Rd,c}$, the maximum shear force $V_{Rd,max}$ and the initial and corrected stirrups for beams of the 8-storey building.

Gred	V_{Ed} (kN)	V_{ovoj} (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	$s_{h,potr}$ (cm)	Prvotna stremenska armatura	Popravljena stremenska armatura
B1	117,6	150,4	116,1		12,6	2-strižno $\phi 8/12$ cm	2-strižno $\phi 8/12$ cm
B2	162,2	185,9	115,3	1140,5	10,2	2-strižno $\phi 8/11$ cm	2-strižno $\phi 8/10$ cm
B3	163,5	191,1	116,8		9,9	2-strižno $\phi 8/11$ cm	2-strižno $\phi 8/9$ cm

Prečne sile v stebrih smo določili v skladu s členom 5.4.2.3 Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005), tj. za ravnotežno stanje, ko v krajiščih delujejo momenti $M_{i,d}$, ki ustrezajo stanju pri formiranju plastičnih členkov za pozitivno in negativno smer potresne obremenitve. Upošteva se, da se plastični členki formirajo v krajiščih gred, ki se stikajo s stebrom v vozlišču. Momente $M_{i,d}$ smo določili po naslednji enačbi (enačba (5.9) v SIST EN 1998-1, 2005):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right). \quad (6.7)$$

Pri projektiranju na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) ima γ_{Rd} vrednost 1,1. $M_{Rc,i}$ je projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra pri ustrezni osni sili in je enaka za spodnje in zgornje vozlišče. Zaradi simetrije smo prečne sile izračunali le za stebre C1, C2, C5 in C6 (slika 6.6). Izračun prečnih sil je za steber C2 v drugi etaži prikazan v preglednici 6.6.

V preglednici 6.7 so zbrane prečne sile določene z načrtovanjem nosilnosti V_{CD} in z ovojnico iz analize V_{ovoj} , nosilnost prereza brez stremenske armature $V_{Rd,c}$ ter prvotna stremenska armatura v kritičnem območju za stebre C1, C2, C5 in C6. Izven kritičnega območja zadošča minimalna stremenska armatura po določilih Evrokoda 2. Največji dovoljen razmik je:

$$\text{C1, C2: } s_h \leq \min \{ 12d_{bl} = 25,2 \text{ cm}; b_c = 55 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm}, \quad (6.8)$$

$$\text{C5, C6: } s_h \leq \min \{ 12d_{bl} = 27,6 \text{ cm}; b_c = 61 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \} = 27,6 \text{ cm}. \quad (6.9)$$

Izbrali smo $(2+\sqrt{2})$ -strižno streme $\phi 6/25$ cm. V prerezih, kjer je strižna odpornost elementa brez stremenske armature $V_{Rd,c}$ večja od prečne sile, zadostuje minimalna stremenska armatura. Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) določa minimalni premer stremenske armature 6 mm, največjo razdaljo med palicami, ki so podprte s stremeni, pa 20 cm. Po členu 5.4.3.2.2(11) (SIST EN 1998-1, 2005) smo izračunali največji dovoljen razmik stremen v kritičnih območjih:

$$C1, C2: s_h \leq \min \left\{ \frac{b_0}{2} = 24,5 \text{ cm}; 17,5 \text{ cm}; 8d_{bl} = 16,8 \text{ cm} \right\} = 16,8 \text{ cm}, \quad (6.10)$$

$$C5, C6: s_h \leq \min \left\{ \frac{b_0}{2} = 24,5 \text{ cm}; 17,5 \text{ cm}; 8d_{bl} = 18,4 \text{ cm} \right\} = 17,5 \text{ cm}, \quad (6.11)$$

kjer je b_0 najmanjša dimenzija betonskega jedra in d_{bl} najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic. Dolžino kritičnega območja l_{cr} od obeh krajišč stebra smo določili po členu 5.4.3.2.2(4) Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005):

$$C1, C2: l_{cr} = \max \left\{ h_c = 55 \text{ cm}; \frac{l_{cl}}{6} = 38 \text{ cm}; 45 \text{ cm} \right\} = 55 \text{ cm}, \quad (6.12)$$

$$C5, C6: l_{cr} = \max \left\{ h_c = 61 \text{ cm}; \frac{l_{cl}}{6} = 38 \text{ cm}; 45 \text{ cm} \right\} = 61 \text{ cm}, \quad (6.13)$$

kjer je h_c večja dimenzija prečnega prereza stebra in l_{cl} svetla višina stebra.

Preglednica 6.6: Prečne sile v stebri C2 v drugi etaži 8-etažne stavbe določene v skladu s pravilom načrtovanja nosilnosti.

Table 6.6: Shear forces in column C2 in the second storey of the 8-storey structure determined in accordance with the capacity design rule.

Smer obtežbe	Vozlišče	$M_{Rc,i}$ (kNm)	ΣM_{Rc} (kNm)	ΣM_{Rb} (kNm)	min $(1, \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc})$	M_i (kNm)	V_{CD} (kN)	$V_{CD,max}$ (kN)
+X	Spodaj	790,9	1592,5	396,1	0,25	216,4	192,6	192,6
	Zgoraj		1559,9	396,1	0,25	220,9		
-X	Spodaj	789,0	1589,6	390,2	0,25	213,0	189,7	
	Zgoraj		1556,5	390,2	0,25	217,6		
+Y	Spodaj	804,0	1618,6	166,4	0,10	90,9	80,7	
	Zgoraj		1594,0	166,4	0,10	92,3		
-Y	Spodaj	803,2	1616,9	232,7	0,14	127,1	112,9	
	Zgoraj		1591,8	232,7	0,15	129,2		

V preglednici 6.7 je prikazana tudi prvotna in popravljena stremenska armatura stebrov. Obstoječa stremenska armatura v stebrih, v katerih zadošča minimalna stremenska armatura, ustreza naštetim pogojem. Za preostale stebre, katerih prečna sila presega strižno nosilnost prereza, smo potrebno stremensko armaturo določili po enačbi (6.5), pri čemer smo izbrali $(2+\sqrt{2})$ -strižno streme $\phi 8$. Prvotna armatura je zadoščala le za steber C1 v osmi etaži in steber C6 v prvi etaži.

Preglednica 6.7: Prečna sila določena z načrtovanjem nosilnosti V_{Ed} in iz ovojnice obtežnih kombinacij V_{ovoj} , strižna odpornost prereza $V_{Rd,c}$, največja prečna sila v elementu $V_{Rd,max}$ in prvotna ter popravljena stremenska armatura za stebre 8-etažne stavbe.

Table 6.7: Shear force determined in accordance with the capacity design rule V_{Ed} and from the envelope of load combinations V_{ovoj} , shear resistance $V_{Rd,c}$, the maximum shear force $V_{Rd,max}$ and the initial and corrected stirrups for columns of the 8-storey building.

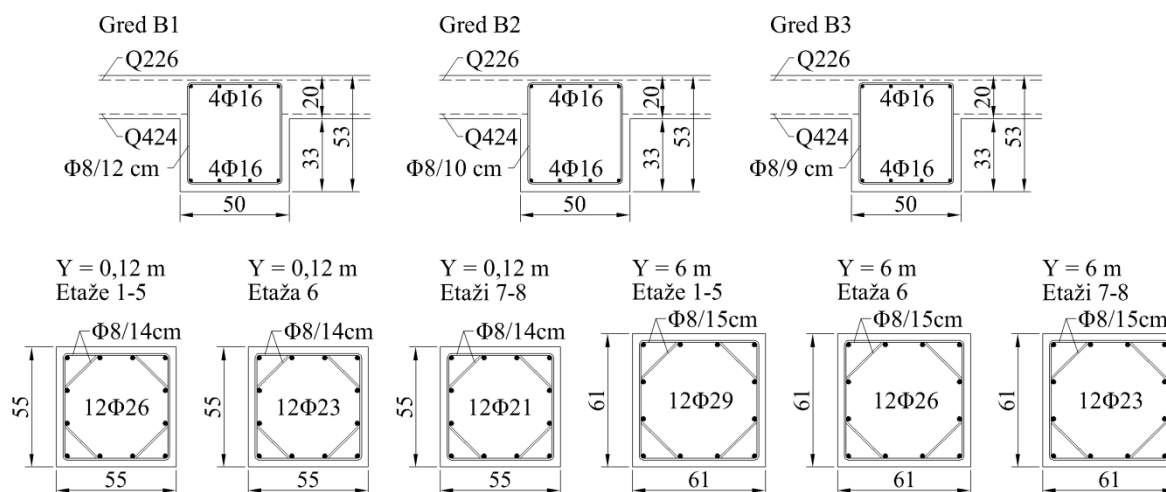
Steber	Etaža	V_{Ed} (kN)	V_{ovoj} (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	Prvotna stremena v kritičnem območju	Popravljena stremena v kritičnem območju
C1	8	165,8	73,4	185,7	1306,8	2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	7	107,9	86,4	204,9		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	6	111,2	109,2	215,9		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	5	117,0	125,4	228,8		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	4	111,7	139,4	254,8		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	3	111,7	150,6	282,0		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	2	111,8	161,2	310,0		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	1	439,9	162,7	313,8		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/7,5 cm
	vpetje					2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/12 cm
C2	8	284,2	114,3	194,1	1306,8	2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/11,5 cm
	7	186,5	101,5	219,4		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	6	191,0	133,9	234,8		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	5	200,6	162,2	250,8		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	4	192,1	186,6	278,7		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	3	192,0	206,0	307,1		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	2	192,6	220,8	313,8		2+√2–strižno φ8/14 cm	2+√2–strižno φ8/14 cm
	1	485,1	192,9	313,8		2+√2–strižno φ8/9 cm	2+√2–strižno φ8/6,5 cm
	vpetje					2+√2–strižno φ8/9 cm	2+√2–strižno φ8/9 cm
C5	8	284,9	141,1	190,4	1623,3	2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/13 cm
	7	184,1	112,8	212,2		2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/15 cm
	6	194,5	153,1	221,8		2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/15 cm
	5	200,0	185,9	231,4		2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/15 cm
	4	192,3	213,8	254,7		2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/15 cm
	3	192,2	236,4	278,3		2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/15 cm
	2	192,2	253,7	302,1		2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/15 cm
	1	628,3	247,8	307,8		2+√2–strižno φ8/9 cm	2+√2–strižno φ8/5,5 cm
	vpetje					2+√2–strižno φ8/9 cm	2+√2–strižno φ8/9 cm
C6	8	285,6	76,9	206,9	1623,3	2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/13 cm
	7	186,6	111,0	242,9		2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/15 cm
	6	195,6	150,2	266,8		2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/15 cm
	5	200,3	180,7	290,4		2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/15 cm
	4	194,2	207,4	307,8		2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/15 cm
	3	193,6	229,1	307,8		2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/15 cm
	2	193,6	249,1	307,8		2+√2–strižno φ8/15 cm	2+√2–strižno φ8/15 cm
	1	652,6	236,4	307,8		2+√2–strižno φ8/5 cm	2+√2–strižno φ8/5 cm
	vpetje					2+√2–strižno φ8/5 cm	2+√2–strižno φ8/5 cm

Stremensko armaturo za objetje betonskega jedra smo za stebre ob vpetju preverili po členu 5.4.3.2.2(8) v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Zadostno objetje je zagotovljeno, če je izpolnjen naslednji pogoj:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}V_d\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035, \quad (6.14)$$

kjer je α faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra, ω_{wd} mehanski volumski delež zaprtih stremen, μ_{ϕ} zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost, V_d normirana projektna osna sila, $\varepsilon_{sy,d}$

projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo, b_c širina celega betonskega prereza in b_0 širina objetega jedra. Prvotna stremenska armatura ob vpetju zadošča za vse stebre, razen steber C1, kjer smo razmik stremen iz 14 cm zmanjšali na 12 cm. Prečni prerezi tipičnih stebrov so prikazani na sliki 6.7.



Slika 6.7: Prečni prerezi tipičnih gred in stebrov končne iteracije 8-etažne stavbe.

Figure 6.7: Cross-sections of typical beams and columns of the final iteration of the 8-storey structure.

6.1.3 Postopek projektiranja stavbe z upoštevanjem enačbe za oceno potresnega tveganja na osnovi omejenega integracijskega območja

V poglavju 6.1.2 smo na primeru 8-etažne stavbe prikazali predlagan postopek projektiranja. Pri tem smo za določitev potresnega tveganja uporabili enačbo (3.14), ki upošteva neomejeno območje intenzitete potresa in zato pod določenimi pogoji podaja konservativne rezultate. V nadaljevanju smo potresno tveganje za posamezne iteracije stavbe ocenili še z enačbama (3.39) in (3.41), ki upoštevata spodnjo in zgornjo mejo intenzitete potresa.

Spodnjo mejo spektralnega pospeška $S_{a,1}$ smo za posamezno iteracijo približno določili kot minimalno vrednost spektralnega pospeška, ki poruši konstrukcijo pri nelinearni dinamični analizi SDOF modela. Vrednosti $S_{a,1}$ so prikazane v preglednici 6.8. S pomočjo enačbe (3.33) smo določili mejno vrednost za spodnjo mejo spektralnega pospeška $S_{a,1,T}$, ki je prav tako prikazana v preglednici 6.8. Pri tem smo za spodaj odrezano logaritemsko normalno porazdelitev predpostavili vrednost standardne deviacije $\beta_{S_{a,C}} = 0,4$, mediano spektralnega pospeška pri porušitvi konstrukcije $S_{a,C,50}$ pa smo določili iz 16. percentile $S_{a,C,16}$ (preglednica 6.2). Praviloma bi morali za uporabo enačb (3.39) in (3.41) skupini spektralnemu pospešku, ki poruši konstrukcijo, prirediti spodaj odrezano logaritemsko normalno porazdelitev, katere parametri se v splošnem razlikujejo od parametrov logaritemsko normalne porazdelitve. V primeru, ko je intenziteta potresa izražena s spektralnim pospeškom, pa se standardna deviacija in mediana logaritemsko normalne in spodaj odrezane logaritemsko normalne porazdelitve minimalno razlikujeta (Lazar in Dolšek, 2014a).

Za začetno iteracijo, kjer je $S_{a,1} < S_{a,1,T}$, pričakujemo zanemarljiv vpliv spodnje meje intenzitete na verjetnost porušitve. Pri ostalih iteracijah, kjer velja $S_{a,1} > S_{a,1,T}$, pa pričakujemo nekoliko večji vpliv spodnje meje intenzitete potresa na ocenjeno verjetnost porušitve. V preglednici 6.8 sta prikazani verjetnosti porušitve izračunani z enačbama (3.14) in (3.39), P_C in $P_{C,S_{a1}}$. Prikazano je tudi njuno razmerje $\Delta P_{C,S_{a1}} = P_{C,S_{a1}}/P_C$ z vrednostmi med 96 % ali 98 %. Vpliv spodnje meje spektralnega pospeška na potresno tveganje je za obravnavan primer 8-etažne stavbe zanemarljiv. Uporaba enačbe (3.39) v postopku projektiranja obravnavane 8-etažne stavbe torej ne bi vplivala na samo obliko konstrukcije, saj bi bila ciljna verjetnost porušitve dosežena v isti iteraciji kot pri uporabi enačbe (3.14).

Preglednica 6.8: Spodnja meja spektralnega pospeška $S_{a,1}$, mejna vrednost za spodnjo mejo $S_{a,1,T}$, verjetnost porušitve P_C , verjetnost porušitve z upoštevanjem spodnje meje spektralnega pospeška $P_{C,S_{a1}}$ ter njuno razmerje $\Delta P_{C,S_{a1}} = P_{C,S_{a1}}/P_C$ za 8-etažno stavbo.

Table 6.8: The lower bound of spectral acceleration $S_{a,1}$, the threshold value of the lower bound $S_{a,1,T}$, the collapse probability P_C , the collapse probability taking into account the lower bound of spectral acceleration $P_{C,S_{a1}}$ and their ratio $\Delta P_{C,S_{a1}} = P_{C,S_{a1}}/P_C$ for the 8-storey building.

Iteracija	$S_{a,1}$ (g)	$S_{a,1,T}$ (g)	P_C ($\cdot 10^{-5}$)	$P_{C,S_{a1}}$ ($\cdot 10^{-5}$)	$\Delta P_{C,S_{a1}}$ (%)
Začetna	0,72	0,74	3,06	3,01	98
1	0,99	0,88	2,02	1,94	96
2	1,13	1,03	1,36	1,32	97
3	1,23	1,11	1,14	1,12	98
4	1,34	1,20	0,93	0,90	97

Za določitev zgornje meje spektralnega pospeška $S_{a,2}$ smo uporabili modele pojemanja potresa, ki so najbolj primerni za uporabo na območju Ljubljane. Pri analizi potresne nevarnosti Slovenije je bil uporabljen model pojemanja intenzitete potresa, ki sta ga predlagala Sabetta in Pugliese (1996). Zato bi bilo pri oceni zgornje meje spektralnega pospeška smiselno uporabiti prav ta model. Zaradi številnih novejših registriranih potresov pa je baza potresnih zapisov, ki je bila uporabljena pri izpeljavi modela pojemanja Sabetta-Pugliese, nekoliko zastarela. V ta namen smo dodatno upoštevali še model pojemanja intenzitete potresa, ki so ga predlagali Bindi in sod. (2011). Le ta namreč predstavlja nadgradnjo modela Sabetta-Pugliese in upošteva dopolnjeno italijansko bazo potresov ITACA. Za primerjavo pa smo uporabili še model pojemanja potresa, ki sta ga predlagala Akkar in Bommer (2010), saj temelji na evropski bazi potresov in je zato primerna za uporabo na območju Slovenije. Kot omenjeno v poglavju 3.5.3, se pri uporabi modelov pojemanja intenzitete potresa pojavi vprašanje o primerni določitvi upoštevanih parametrov, in sicer magnitude M , razdalje od preloma R in števila upoštevanih standardnih deviacij ε . Po istem premisleku kot v poglavju 3.5.3 smo upoštevali magnitudi 6,5 in 7,0, razdalji od preloma 0 km in 5 km ter intenziteto določili za vrednosti ε 2 in 3 (preglednica 6.9). Vrednosti $S_{a,2}$ v preglednici 6.9 so v območju med 1,39 g in 8,95 g. Najmanjše vrednosti zgornje meje določa magnituda 6,5, razdalja od preloma 5 km in 2 standardni deviaciji od mediane, največjo pa magnituda 7,0, razdalja 0 km in 3 standardne deviacije od mediane. Največje vrednosti $S_{a,2}$ v splošnem podaja model, ki so ga predlagali Bindi in sod., pri katerem pa je opaziti najmanjše vrednosti mediane spektralnega pospeška. Dodatno smo upoštevali še izbrano projektno vrednost zgornje meje spektralnega pospeška, ki smo jo določili s 100.000 letno povratno dobo potresa. V skladu s potresno nevarnostjo na območju Ljubljane (slika 6.2a), znaša projektna vrednost zgornje meje spektralnega pospeška 3,16 g.

Preglednica 6.9: Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in dveh oddaljenosti od preloma (0 in 5 km) za 8-etažno stavbo.

Table 6.9: The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and two source-to-site distances (0 and 5 km) for the 8-storey building.

R_{jb} (km)	GMPE	$M = 6,5$				$M = 7,0$			
		\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)	\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)
0	Sabetta in Pugliese	0,71	0,24	2,18	3,84	1,39	0,24	4,28	7,51
	Bindi in sod.	0,45	0,37	2,42	5,62	0,71	0,37	3,85	8,95
	Akkar in Bommer	0,51	0,32	2,25	4,72	0,73	0,32	3,22	6,75
5	Sabetta in Pugliese	0,45	0,24	1,39	2,44	0,88	0,24	2,72	4,77
	Bindi in sod.	0,33	0,37	1,77	4,11	0,54	0,37	2,91	6,77
	Akkar in Bommer	0,37	0,32	1,64	3,44	0,54	0,32	2,38	5,00

S pomočjo enačbe (3.34) smo za posamezno iteracijo določili mejno vrednost za zgornjo mejo spektralnega pospeška $S_{a,2,T}$, ki je prikazana v preglednici 6.10. Razvidno je, da se mejna vrednost z vsako iteracijo dviguje, kar pomeni, da se vpliv zgornje meje na potresno tveganje z vsako iteracijo zvišuje. Razlog je v povišani vrednosti spektralnih pospeškov pri porušitvi konstrukcije, zaradi česar se vrh razčlenitve potresnega tveganja (poglavje 3.2) pomika v desno, višje intenzitete pa imajo zato na tveganje večji vpliv. Zgornja meja spektralnega pospeška se s posamezno iteracijo ne spreminja, saj je vezana zgolj na upoštevan potresni scenarij, lokacijo stavbe in osnovni nihajni čas stavbe, ki pa ostaja pri vsaki iteraciji približno enak. V preglednici 6.10 je prikazana tudi verjetnost porušitve izračunana po enačbi (3.41), kjer smo upoštevali spodnjo mejo spektralnega pospeška, ki je prikazana v preglednici 6.8, in projektno vrednost zgornje meje spektralnega pospeška 3,16 g. Projektna vrednost zgornje meje ima pri prvi iteraciji zanemarljiv vpliv na tveganje, saj je le nekoliko nižja od mejne vrednosti $S_{a,2,T} = 3,65$ g. Nasprotno pa ima zgornja meja velik vpliv na tveganje pri četrti iteraciji, saj je precej manjša od mejne vrednosti zgornje meje. Ciljna verjetnost porušitve $1 \cdot 10^{-5}$ je ob upoštevanju projektne vrednosti zgornje meje spektralnega pospeška dosežena že v tretji iteraciji, kjer velja $P_{C,Sa12} = 0,81 \cdot 10^{-5}$. V kolikor bi torej v postopku projektiranja 8-etažne stavbe potresno tveganje določili na osnovi enačbe (3.41) in projektne vrednosti zgornje meje spektralnega pospeška, bi končno stavbo dosegli že v tretji iteraciji.

Verjetnost porušitve $P_{C,Sa12}$ smo z uporabo enačbe (3.41) ocenili še z upoštevanjem minimalnih in maksimalnih vrednosti zgornje meje spektralnega pospeška, ki smo jih določili s tremi modeli pojemanja intenzitete potresa (preglednica 6.9). Verjetnost porušitve posamezne iteracije 8-etažne stavbe je za minimalne vrednosti zgornje meje podana v preglednici 6.11, za maksimalne vrednosti pa v preglednici 6.12. Prikazano je tudi razmerje verjetnosti $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$. Vidimo lahko, da se vpliv zgornje meje po iteracijah povečuje. Pri minimalni vrednosti zgornje meje (preglednica 6.11) znaša razmerje $\Delta P_{C,Sa12}$ za začetno konstrukcijo med 32 % (Sabetta in Pugliese) in 56 % (Bindi in sod.), za končno konstrukcijo pa med 1 % (Sabetta in Pugliese) in 11 % (Bindi in sod.). Ciljna verjetnost porušitve $1 \cdot 10^{-5}$ bi bila v postopku projektiranja dosežena že za začetno konstrukcijo, v kolikor bi upoštevali spodnjo mejo spektralnega pospeška in najmanjše ocenjene zgornje meje spektralnega pospeška po modelu pojemanja potresa, ki sta ga predlagala Sabetta in Pugliese (1996). Pri zadnji iteraciji, kjer je najmanjša vrednost zgornje meje $S_{a,2,\min}$ (preglednica 6.11) le malo večja od spodnje meje intenzitete S_{a1} (preglednica 6.8), je upoštevano območje intenzitete potresa pri oceni

tveganja z uporabo enačbe (3.41) majhno in je zato tudi ocenjena verjetnost porušitve zelo nizka. Vpliv največjih ocenjenih vrednosti zgornje meje pospeška $S_{a,2}$ na verjetnost porušitve $P_{C,Sa12}$ je praktično zanemarljiv (preglednica 6.12), saj zgornja meja v glavnem presega mejno vrednost $S_{a,2,T}$ (preglednica 6.10). Vrednosti $\Delta P_{C,Sa12}$ v preglednici 6.12 so primerljive z vrednostmi $\Delta P_{C,Sa1}$ v preglednici 6.8, saj na verjetnost porušitve v tem primeru vpliva le spodnja meja intenzitete.

Iz rezultatov navedenih v preglednicah 6.10 do 6.12 je razvidno, da ima način določitve zgornje meje intenzitete velik vpliv na verjetnost porušitve. Posledično ima določitev zgornje meje velik vpliv tudi na končno konstrukcijo, v kolikor v predlaganem postopku projektiranja za oceno verjetnosti porušitve uporabimo enačbo (3.41).

Preglednica 6.10: Projektna vrednost zgornje meje spektralnega pospeška $S_{a,2}$, mejna vrednost za zgornjo mejo $S_{a,2,T}$, verjetnost porušitve P_C , verjetnost porušitve z upoštevanjem spodnje in zgornje meje spektralnega pospeška $P_{C,Sa12}$ ter njuno razmerje $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ za 8-etažno stavbo.

Table 6.10: The design value of the upper bound of spectral acceleration $S_{a,2}$, the threshold value of the upper bound $S_{a,2,T}$, the collapse probability P_C , the collapse probability taking into account the lower and upper bounds of spectral acceleration $P_{C,Sa12}$ and their ratio $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ for the 8-storey building.

Iteracija	$S_{a,2}$ (g)	$S_{a,2,T}$ (g)	P_C ($\cdot 10^{-5}$)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-5}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)
Začetna		3,65	3,06	2,85	93
1		4,35	2,02	1,71	85
2	3,16	5,12	1,36	1,03	76
3		5,48	1,14	0,81	71
4		5,95	0,93	0,58	63

Preglednica 6.11: Minimalna zgornja meja $S_{a,2,min}$ določena s tremi modeli pojemanja intenzitete potresa ter pripadajoča verjetnost porušitve $P_{C,Sa12}$ in razmerje $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ za 8-etažno stavbo.

Table 6.11: The minimum upper bound $S_{a,2,min}$ estimated with three attenuation models and the corresponding collapse probability $P_{C,Sa12}$ and the ratio $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ for the 8-storey building.

Iteracija	Sabetta in Pugliese			Bindi in sod.			Akkar in Bommer		
	$S_{a,2,min}$ (g)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-6}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)	$S_{a,2,min}$ (g)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-5}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)	$S_{a,2,min}$ (g)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-5}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)
Začetna		9,84	32		1,71	56		1,48	48
1		3,11	15		0,73	36		0,58	29
2	1,39	0,94	7	1,77	0,30	22	1,64	0,22	16
3		0,59	5		0,21	18		0,12	13
4		0,13	1		0,11	11		0,02	7

Preglednica 6.12: Maksimalna zgornja meja $S_{a,2,max}$ določena s tremi modeli pojemanja intenzitete potresa ter pripadajoča verjetnost porušitve $P_{C,Sa12}$ in razmerje $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ za 8-etažno stavbo.

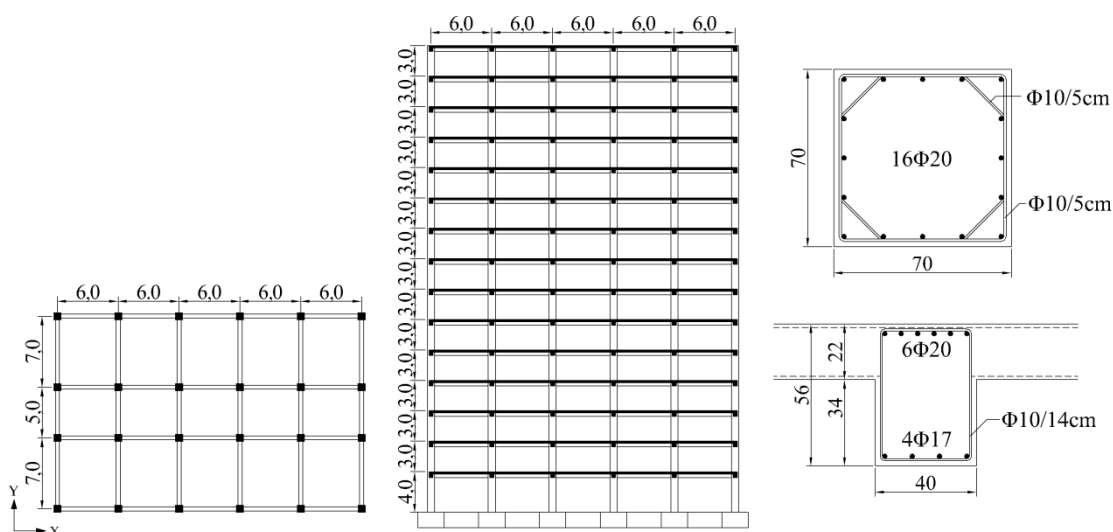
Table 6.12: The maximum upper bound $S_{a,2,max}$ estimated with three attenuation models and the corresponding collapse probability $P_{C,Sa12}$ and the ratio $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ for the 8-storey building.

Iteracija	Sabetta in Pugliese			Bindi in sod.			Akkar in Bommer		
	$S_{a,2,max}$ (g)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-5}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)	$S_{a,2,max}$ (g)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-5}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)	$S_{a,2,max}$ (g)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-5}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)
Začetna		3,01	98		3,01	98		3,01	98
1		1,94	96		1,94	96		1,94	96
2	7,51	1,31	97	8,95	1,32	97	6,75	1,31	96
3		1,11	97		1,11	98		1,11	97
4		0,89	96		0,89	97		0,89	96

6.2 15-etažna stavba

6.2.1 Opis stavbe, potresna nevarnost in izbira akcelerogramov

Prečni prerez in tloris 15-etažne stanovanjske stavbe je prikazan na sliki 6.8. Upoštevali smo beton trdnostnega razreda C30/37 in jeklo S500 razreda C. Višina prve etaže znaša 4 m, višina preostalih etaž pa je 3 m. Debelina armiranobetonske plošče je 22 cm in je enaka kot pri stavbi projektirani v skladu z Evrokodom 8 (Jan, 2010). Prečni prerez stebrov smo določili po točki 5.4.3.2.1(3) Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005), ki omejuje vrednost normirane osne sile na 0,65. Največja osna sila v stebriu prve etaže je pri potresni projektni kombinaciji znašala 6135 kN. Minimalni prečni prerez stebra zato znaša 4720 cm², izbrali pa smo steber dimenzij 70/70 cm. Vzdolžno armaturo stebrov 16 ϕ 20 smo določili v skladu s točko 5.4.3.2.2(1) v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005), ki določa minimalni delež vzdolžne armature 0,01. Prečni prerez gred dimenzij 40/56 cm je bil določen na osnovi zahtevane togosti za omejitev etažnih pomikov v skladu s točko 4.4.3.2 v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Stremenska armatura elementov je bila določena z upoštevanjem vertikalne obtežbe v skladu z Evrokodom 2 in najmanjšega razmika stremen določenega s točkama 5.4.3.2.1(6) (SIST EN 1998-1, 2005) za grede in 5.4.3.2.2(11) (SIST EN 1998-1, 2005) za stebre. Celotna masa stavbe in prvi nihajni čas v obravnavani smeri sta 10736 t in 2,2 s.



Slika 6.8: Tloris in prečni prerez 15-etažne stavbe ter prečni prerez tipične grede in stebra ob vpetju.

Figure 6.8: Plan view and elevation of the 15-storey structure and cross-sections of a typical beam and column at the base of columns.

Stanovanjski objekt se nahaja v Ljubljani na tleh tipa B, kjer referenčni pospešek tal za povratno dobo 475 let znaša 0,25 g. Krivulja potresne nevarnosti za območje Ljubljane, ki je bila določena s pomočjo programa EZ-FRISK (2012) na osnovi enostavnega seizmičnega modela (Brozovič, 2014), je prikazana na sliki 6.9a. Krivulja nevarnosti ustreza spektralnemu pospešku pri prvem nihajnem času konstrukcije 2,2 s. Naklon krivulje nevarnosti k v logaritemskih koordinatah je bil ocenjen s prirejanjem linearne funkcije na območju med 25 % in 125 % mediane spektralnega pospeška pri

poružitvi stavbe po metodi najmanjših kvadratov. Ocenjena vrednost k za osnovno konstrukcijo znaša 2,1, za preostale iteracije pa 2,2.

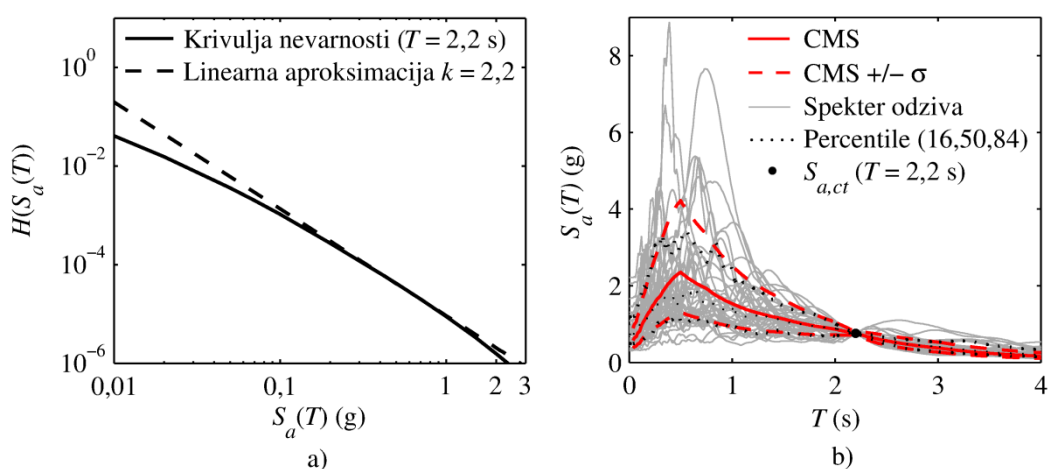
Preglednica 6.13: Skupina akcelorogramov, ki so bili izbrani za 15-etažno stavbo.

Table 6.13: Set of ground-motion records selected for the 15-storey structure.

Št.	Št. v NGA bazi	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	M	R (km)
1	1106	Kobe, Japan	1995	KJMA	090	6,9	18,3
2	569	San Salvador	1986	Geotech Investig Center	180	5,8	9,5
3	1534	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU107	E	7,6	37,7
4	759	Loma Prieta	1989	Foster City – APEEL 1	090	6,9	64,0
5	2734	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY074	N	6,2	10,1
6	1628	St Elias, Alaska	1979	Icy Bay	180	7,5	74,8
7	1506	Chi-Chi, Taiwan	1999	CU070	N	7,6	47,9
8	776	Loma Prieta	1989	Hollister – South & Pine	000	6,9	48,2
9	1106	Kobe, Japan	1995	KJMA	000	6,9	18,3
10	1517	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU084	E	7,6	8,9
11	1044	Northridge-01	1994	Newhall – Fire Sta	360	6,7	20,3
12	808	Loma Prieta	1989	Treasure Island	090	6,9	97,4
13	1120	Kobe, Japan	1995	Takatori	000	6,9	13,1
14	1535	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU109	E	7,6	36,4
15	1498	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU059	N	7,6	53,4
16	1048	Northridge-01	1994	Northridge – 17645 Saticoy St	180	6,7	3,4
17	723	Superstition Hills-02	1987	Parachute Test Site	225	6,5	16,0
18	3548	Loma Prieta	1989	Los Gatos – Lexington Dam	000	6,9	20,4
19	1158	Kocaeli, Turkey	1999	Duzce	270	7,5	98,2
20	777	Loma Prieta	1989	Hollister City Hall	180	6,9	47,9
21	1045	Northridge-01	1994	Newhall – W Pico Canyon Rd.	316	6,7	21,6
22	959	Northridge-01	1994	Canoga Park – Topanga Can	196	6,7	4,9
23	738	Loma Prieta	1989	Alameda Naval Air Stn Hangar	270	6,9	90,8
24	1495	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU055	E	7,6	35,9
25	1120	Kobe, Japan	1995	Takatori	090	6,9	13,1
26	963	Northridge-01	1994	Castaic – Old Ridge Route	360	6,7	40,7
27	803	Loma Prieta	1989	Saratofa – W Valley Coll.	000	6,9	27,1
28	1246	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY104	W	7,6	41,4
29	1295	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA049	N	7,6	76,8
30	1141	Dinar, Turkey	1995	Dinar	090	6,4	0,4
31	1182	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY006	W	7,6	40,5
32	1462	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU	N	7,6	36,2
33	778	Loma Prieta	1989	Hillister Diff. Array	165	6,9	45,1
34	527	N. Palm Springs	1986	Morongo Valley	135	6,1	6,3
35	1104	Kobe, Japan	1995	Fukushima	090	6,9	43,6
36	20	Northern Calif-03	1954	Ferndale City Hall	044	6,5	30,8
37	1054	Northridge-01	1994	Pardee – SCE	T	6,7	25,7
38	1110	Kobe, Japan	1995	Morigawachi	000	6,9	52,2
39	1108	Kobe, Japan	1995	Kobe University	000	6,9	25,4
40	1187	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY015	N	7,6	69,5

Verjetnost poružitve smo za vsako iteracijo stavbe ocenili na enak način kot za 8-etažno stavbo, in sicer na osnovi potisne analize (nivo zanesljivosti 2B v preglednici 5.1). Uporabili smo skupino 40 akcelorogramov, ki smo jih izbrali s pomočjo algoritma, ki so ga predlagali Jayaram in sod. (2011) (preglednica 6.13). Srednja vrednost ciljnega spektra odziva (slika 6.9b) je bila ocenjena z metodo pogojnega spektra (Baker, 2011a) in normirana na karakteristično vrednost intenzitete pri poružitvi stavbe $S_{a,cr}$. Ciljni potresni scenarij je bil določen z modelom pojevanja intenzitete potresa, ki sta ga

predlagala Sabetta in Pugliese (1996), in ustreza ε enakemu 2,0, magnitudi 7,3 in razdalji od izvora 19,6 km. Zaradi enostavnosti smo enako skupino akceleroگرامov uporabili za vse iteracije stavbe, saj se je nihajni čas med iteracijami minimalno spreminjal. Celotno skupino akceleroگرامov smo uporabili pri določitvi potresnega tveganja na osnovi potisne analize (nivo 2B v preglednici 5.1), medtem ko smo za kontrolo potresnega tveganja na osnovi nelinearne dinamične analize (nivo 3A v preglednici 5.1) izbrali zgolj sedem karakterističnih akceleroگرامov, ki so označeni v preglednici 6.13. Postopek izbire karakterističnih akceleroگرامov je opisan v poglavju 6.1.1. Za izbranih sedem karakterističnih akceleroگرامov, ki smo jih normirali na karakteristično vrednost intenzitete pri porušitvi stavbe $S_{a,ct}$, smo na modelu celotne konstrukcije izvedli nelinearno dinamično analizo. Ciljno tveganje je bilo za končno iteracijo doseženo, v kolikor je prišlo do porušitve konstrukcije pri treh ali manj akceleroگرامih.



Slika 6.9: a) Krivulja potresne nevarnosti za spektralni pospešek, ki ustreza prvemu nihajnemu času $S_a(T_1=2,2s)$ z linearno aproksimacijo funkcije potresne nevarnosti v primeru začetne konfiguracije stavbe in b) ciljni spekter odziva in spektri posameznih izbranih akceleroگرامov normirani na $S_{a,ct}(T_1=2,2s)$.

Figure 6.9: a) The hazard curve for spectral acceleration corresponding to the first vibration period $S_a(T_1=2,2s)$ with the approximated linear seismic hazard function in the case of the initial structural configuration and b) the target spectrum and the spectra for each of the selected ground-motion records conditioned to $S_{a,ct}(T_1=2,2s)$.

6.2.2 Postopek projektiranja stavbe z upoštevanjem enačbe za oceno potresnega tveganja na osnovi neomejenega integracijskega območja

Postopek projektiranja je za 15-etažno stavbo potekal podobno kot za 8-etažno stavbo (poglavje 6.1.2). Verjetnost porušitve začetne konstrukcije je bila ocenjena na $2,3 \cdot 10^{-5}$, kar presega zastavljena ciljno verjetnost porušitve $1 \cdot 10^{-5}$. Konstrukcijo smo zato ustrezno modificirali v skladu s smernicami iz poglavja 5.2.3. Za posamezno iteracijo so izvedene prilagoditve prikazane v preglednici 6.14, kjer je prikazana tudi nosilnost stavbe, ki je izražena s celotno prečno silo ob vpetju BS , in njen prirastek ΔBS , pomik na vrhu stavbe pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$, 16. percentila spektralnega pospeška pri porušitvi konstrukcije $S_{a,C,16}$ ter verjetnost porušitve P_C in dekrement verjetnosti porušitve ΔP_C , ki je izražen kot odstotek vrednosti P_C iz predhodne iteracije.

Na podlagi normiranih etažnih pomikov v mejnem stanju blizu porušitve začetne konstrukcije (slika 6.10b) smo v prvi iteraciji povečali delež vzdolžne armature stebrov v prvih osmih etažah za

$\Delta\rho_l = 0,004$. S tem ukrepom se je $S_{a,C,16}$ povečala za 23 %, P_C pa zmanjšala za 37 %. V drugi iteraciji smo na podlagi etažnih pomikov ponovno povečali delež armiranja stebrov v prvih osmih etažah in dodatno povečali še prečni prerez vseh stebrov za 10 %, saj so bili stebri v prvih desetih etažah močno izkoriščeni (> 80 %). S tem se je $S_{a,C,16}$ dodatno povečala za 12 %, P_C pa zmanjšala za 21 %. V tretji iteraciji smo v skladu z etažnimi pomiki druge iteracije dodatno povečali prerez vzdolžne armature stebrov v prvih devetih etažah. Verjetnost porušitve je za tretjo iteracijo znašala 10^{-5} . Na nivoju zanesljivosti projektiranja 2 (slika 5.1) smo s tretjo iteracijo torej dosegli ciljno verjetnost porušitve.

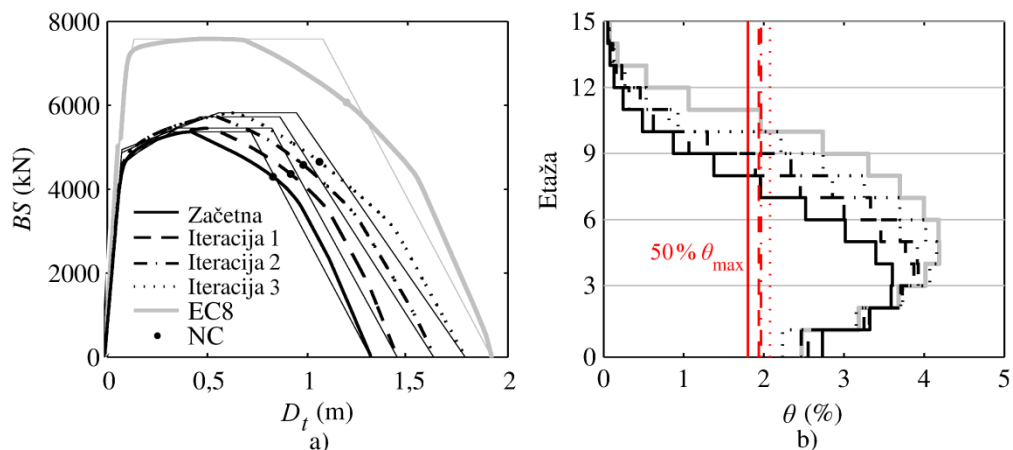
Preglednica 6.14: Prilagoditve 15-etažne stavbe z uporabo smernic iz druge faze parametrične študije in izbrani globalni parametri (celotna prečna sila ob vpetju BS in njen prirastek ΔBS , pomik na vrhu pri mejnem stanju blizu porušitve $D_{t,NC}$, 16. percentila spektralnega pospeška pri porušitvi $S_{a,C,16}$, verjetnost porušitve P_C in njen dekrement ΔP_C) ter rezultat analize tretje iteracije z nelinearno dinamično analizo in primerjava s stavbo projektirano po Evrokodu 8.

Table 6.14: Adjustments of the 15-storey building using guidelines from the second phase of the parametric study and selected global parameters (the base shear BS and its increment ΔBS , the top displacement corresponding to the near collapse limit state $D_{t,NC}$, the 16th percentile of the spectral acceleration causing collapse $S_{a,C,16}$, the collapse risk P_C and its decrement ΔP_C), nonlinear dynamic analysis results for the third iteration and comparison with the building designed according to Eurocode 8.

Iteracija	Prilagoditve po smernicah			BS (kN)	ΔBS (%)	$D_{t,NC}$ (m)	$S_{a,C,16}$ (g)	P_C ($\cdot 10^{-5}$)	ΔP_C (%)
	a) AsC	b) AcB	c) AcC						
Začetna	/	/	/	5366	/	0,42	0,53	2,26	/
1	1-8 0,4 %	/	/	5455	1,6	0,42	0,65	1,42	-37
2	1-8 0,2 %	/	10 %	5727	5,0	0,42	0,73	1,12	-21
3	1-9 0,4 %	/	/	5818	1,6	0,41	0,76	1,00	-10
3 - IDA							0,73	1,00	
EC8				7581	/	0,42	0,98	1,13	/
AsC 1-x $\Delta\rho_l$:	Prirastek deleža vzdolžne armature $\Delta\rho_l$ stebrov v vseh etažah								
AcC ΔA_c :	Prirastek prečnega prereza ΔA_c stebrov v vseh etažah								
AcB ΔA_c :	Prirastek prečnega prereza ΔA_c gred v vseh etažah								

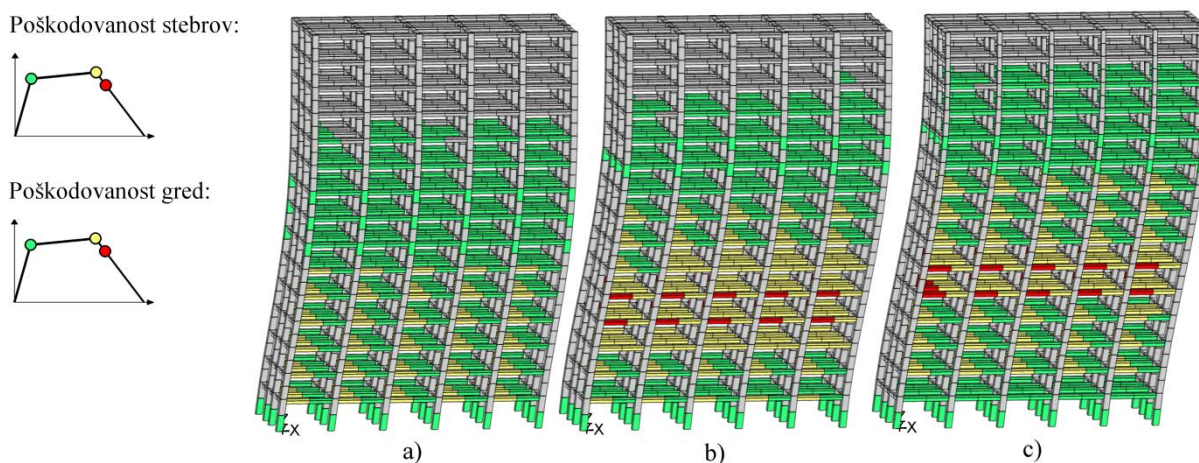
Prerez stebrov smo od začetne do tretje iteracije v celoti povečali za 10 %, tj. iz 4900 cm^2 ($70/70 \text{ cm}$) na 5329 cm^2 ($73/73 \text{ cm}$). Delež vzdolžne armature stebrov začetne konstrukcije, ki znaša 0,01 ($16\phi 20$), smo povečali na 0,02 ($16\phi 29$) v prvih osmih etažah in na 0,015 ($16\phi 25$) v deveti etaži. Zaradi povečanega prečnega prereza stebrov in upoštevanje zahteve po minimalnem deležu vzdolžne armature 0,01 v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005) smo v deseti do petnajsti etaži vzdolžno armaturo iz $16\phi 20$ povečali na $16\phi 21$. Celotno vzdolžno armaturo stebrov stavbe smo iz $3,6 \text{ m}^3$ oz. 28,2 t povečali na $9,3 \text{ m}^3$ oz. 73,9 t, tj. za faktor 2,6. Velikosti prečnega prereza gred nismo spreminjali. Prečni prerezi tipičnih gred in stebrov so prikazani na sliki 6.14. Prvi nihajni čas končne konfiguracije je približno enak nihajnemu času začetne konfiguracije. Celotna prečna sila ob vpetju se je od začetne do tretje iteracije povečala zgolj za 8 % oz. za faktor 1,1, predvsem na račun povečanja prečnega prereza stebrov. $S_{a,C,16}$ se je povečala za 43 % oz. za faktor 1,4, verjetnost porušitve pa se je od začetne stavbe do končne iteracije zmanjšala za 56 % oz. za faktor 2,3.

Na slikah 6.11a in 6.11b je za začetno in končno iteracijo stavbe prikazana primerjava plastičnega mehanizma, ki je ponazorjen s poškodovanostjo elementov na območju plastičnih členkov pri mejnem stanju blizu porušitve. Vidimo lahko, da se je plastični mehanizem s prilagoditvijo stavbe nekoliko izboljšal, poškodovanost elementov pa je bolj enakomerna pri končni iteraciji.



Slika 6.10: a) Potisne krivulje in pripadajoče idealizacije za vse iteracije 15-etažne stavbe in stavbo projektirano po Evrokodu 8 (EC8) z označenim mejnim stanjem blizu porušitve (NC) in b) pripadajoči normirani etažni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve dobljeni s potisno analizo.

Figure 6.10: a) Pushover curves and corresponding idealizations for all variants of the 15-storey building and the building designed according to Eurocode 8 (EC8) with the marked near collapse limit state (NC) and b) the corresponding near-collapse storey drifts obtained from pushover analysis.



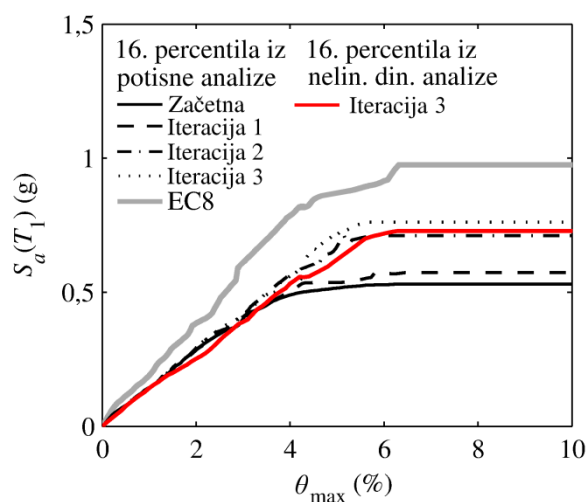
Slika 6.11: Poškodovanost elementov na deformirani obliki konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve za a) začetno stavbo in b) tretjo iteracijo 15-etažne stavbe projektirane po predlaganem postopku ter c) 15-etažno stavbo projektirane po Evrokodu 8.

Figure 6.11: Damage in elements presented on the deformed shape of the structure at the near collapse limit state for a) the initial structure and b) the third iteration of the 15-storey building designed according to the proposed procedure with c) the 15-storey building designed according to Eurocode 8 provisions.

Stavbo, ki je bila projektirana po predlaganem postopku, lahko v preglednici 6.14 ter na slikah 6.10 in 6.11 primerjamo s stavbo, ki je bila projektirana po Evrokodu 8 (oznaka EC8). Razvidno je, da ima stavba, ki je bila projektirana v skladu s predlaganim postopkom, za faktor 1,3 manjšo BS. Razlog so predvsem veliko manjši prerezi gred (56/40 cm) v primerjavi s stavbo, ki je bila projektirana po Evrokodu 8 (60/55 cm). Pomik na vrhu stavbe pri mejnem stanju blizu porušitve je za obe stavbi približno enak, plastični mehanizem pa je zelo podoben za obe stavbi (sliki 6.11b in 6.11c). $S_{a,c,16}$ je za faktor 1,3 večja v primeru stavbe projektirane po Evrokodu 8. Kljub temu pa je verjetnost porušitve za tretjo iteracijo stavbe, ki je bila projektirana po predlaganem postopku, 1,1-krat manjša kot za stavbo projektirano po Evrokodu 8. Vzrok je v različnih krivuljah potresne nevarnosti zaradi različnih

vrednosti prvega nihajnega časa konstrukcij, ki za stavbo projektirano v skladu s predlagano metodo znaša 2,2 s, za stavbo projektirano po Evrokodu 8 pa 1,9 s. Posledično je, kljub večji razliki v $S_{a,C,16}$, potresna nevarnost pri mediani intenzitete, ki povzroči porušitev konstrukcije, približno enaka.

Ker je bila verjetnost porušitve v iterativnem postopku ocenjena s poenostavljenim pristopom na osnovi potisne analize (nivo zanesljivosti 2B v preglednici 5.1), smo zanesljivost rezultatov za zadnjo iteracijo preverili z nelinearno dinamično analizo z uporabo nedavno predlagane metode 3R (Brozovič in Dolšek, 2014), ki ustreza nivoju zanesljivosti 3A (preglednica 5.1). Več podrobnosti o metodi je podanih v poglavju 6.1.1. Štirje od sedmih karakterističnih akcelerogramov, ki so prikazani v preglednici 6.13, so povzročili porušitev. Sklepali bi lahko, da konstrukcija ne izpolnjuje zahteve po ciljni verjetnosti porušitve. Ker pa je uporabljena metoda približna in je število akcelerogramov, ki povzroči porušitev stavbe, ravno na meji, smo verjetnost porušitve dodatno ocenili še z numerično integracijo enačbe (3.8). Pri tem smo upoštevali krivuljo potresne nevarnosti (slika 6.9a) in empirično funkcijo ranljivosti, ki smo jo dobili z inkrementalno dinamično analizo s celotno skupino 40 akcelerogramov (slika 6.9b). Verjetnost porušitve je bila tako ocenjena na $1 \cdot 10^{-5}$ in je enaka ciljni verjetnosti porušitve. 16. percentila spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času v odvisnosti od največjega normiranega etažnega pomika je za vse variante 15-etažne stavbe prikazana na sliki 6.12. 16. percentila pridobljena na osnovi potisne analize se za tretjo iteracijo stavbe dobro ujema s 16. percentilo pridobljeno z nelinearno dinamično analizo.



Slika 6.12: 16. percentila spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času kot funkcija največjega normiranega etažnega pomika pridobljena s potisno analizo za vse iteracije 15-etažne stavbe in stavbo projektirano po Evrokodu 8 ter 16. percentila pridobljena z nelinearno elastično analizo za končno iteracijo 15-etažne stavbe.

Figure 6.12: The 16th percentile of the spectral acceleration corresponding to the first vibration period as a function of the maximum storey drift obtained by the pushover-based method for all variants of the 15-storey building and the building designed according to Eurocode 8 provisions together with the 16th percentile obtained with nonlinear dynamic analysis for the final variant of the 15-storey structure.

Podobno kot za 8-etažno stavbo, smo za zadnjo iteracijo 15-etažne stavbe dimenzionirali stremensko armaturo in preverili etažne pomike v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Obremenitve in deformacije elementov smo določili z modalno analizo stavbe v programu ETABS (2005). Lastno in stalno obtežbo smo upoštevali kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo, ki znaša v prvi

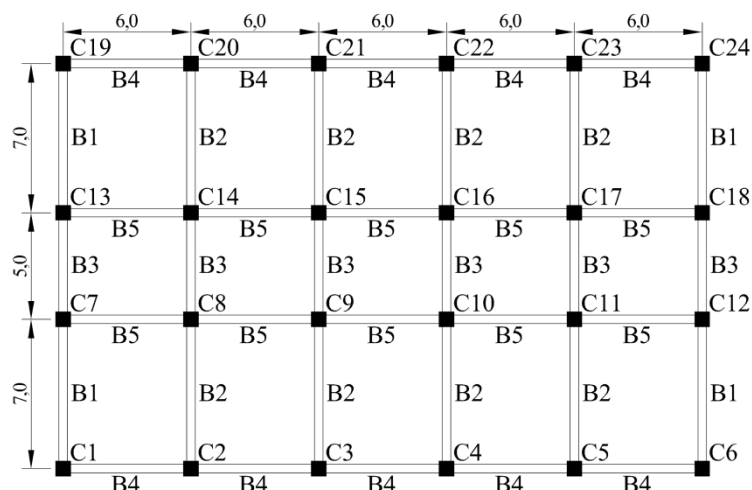
etaži $10,9 \text{ kN/m}^2$, v drugi do štirinajsti etaži $10,7 \text{ kN/m}^2$ in za vrhno etažo $12,3 \text{ kN/m}^2$. Koristno obtežbo, ki za stanovanjske površine znaša $2,8 \text{ kN/m}^2$, za streho pa $0,4 \text{ kN/m}^2$, smo določili iz preglednice 6.2 standarda Evrokod 1 (SIST EN 1991-1-1, 2004) in dodatno upoštevali še porazdeljeno obtežbo predelnih sten $0,8 \text{ kN/m}^2$. Pri tem smo upoštevali obtežbe, ki jih je določil Jan (2010) za 15-etažno stavbo projektirano po Evrokodu 8, pri lastni obtežbi pa smo dodali še obtežbo zaradi spremenjenih dimenzij elementov stavbe v skladu s postopkom projektiranja na osnovi ciljne verjetnosti porušitve. Potresno obtežbo smo določili na podlagi projektnega spektra pospeškov, pri čemer smo upoštevali faktor obnašanja 3,9 in tip tal B. Kontrola etažnih pomikov v skladu z enačbo (6.2) je prikazana v preglednici 6.15. V skladu z virom podatkov o obravnavani stavbi (Jan, 2010), smo za 15-etažno stavbo upoštevali faktor $\alpha = 0,0075$, ki velja za duktilne nekonstrukcijske elemente. Kontrola etažnih pomikov se za stavbo projektirano na osnovi ciljne verjetnosti porušitve izide v vseh etažah.

Preglednica 6.15: Kontrola etažnih pomikov za 15-etažno stavbo.

Table 6.15: Interstorey drift check for the 15-storey structure.

Etaža	$d_{e,X}$ (cm)	$d_{e,Y}$ (cm)	$d_{s,X}$ (cm)	$d_{s,Y}$ (cm)	$d_{r,X}$ (cm)	$d_{r,Y}$ (cm)	$vd_{r,X}$ (cm)	$vd_{r,Y}$ (cm)	ah (cm)
15	7,47	8,78	0,13	0,16	0,49	0,63	0,25	0,31	2,25
14	7,34	8,62	0,19	0,24	0,76	0,93	0,39	0,46	2,25
13	7,14	8,39	0,26	0,32	1,02	1,24	0,51	0,62	2,25
12	6,88	8,07	0,33	0,39	1,27	1,53	0,64	0,77	2,25
11	6,56	7,68	0,39	0,46	1,50	1,80	0,75	0,90	2,25
10	6,17	7,21	0,44	0,53	1,72	2,06	0,86	1,03	2,25
9	5,73	6,69	0,49	0,59	1,92	2,29	0,96	1,14	2,25
8	5,24	6,10	0,54	0,64	2,10	2,50	1,05	1,24	2,25
7	4,70	5,46	0,58	0,69	2,28	2,70	1,14	1,34	2,25
6	4,11	4,76	0,63	0,74	2,44	2,89	1,22	1,45	2,25
5	3,49	4,02	0,67	0,78	2,60	3,06	1,30	1,53	2,25
4	2,82	3,24	0,70	0,82	2,74	3,20	1,37	1,60	2,25
3	2,12	2,42	0,73	0,84	2,83	3,29	1,42	1,64	2,25
2	1,39	1,57	0,72	0,82	2,80	3,22	1,40	1,61	2,25
1	0,67	0,75	0,67	0,75	2,63	2,92	1,31	1,46	3,00

Prečne sile v gredi smo določili po enakem postopku kot za 8-etažno stavbo (gl. poglavje 6.1.2). Vse grede v stavbi imajo enake prečne prereze in enako vzdolžno armaturo, razlikuje se le njihova upogibna nosilnost zaradi različnih sodelujočih širin pasnice b_{eff} . Ker se obtežba minimalno razlikuje, smo za merodajen primer izbrali grede z največjimi obremenitvami. Prečne sile v gredah se zato razlikujejo le med gredami z različnimi sodelujočimi širinami, ki smo jih označili z B1 do B5 (slika 6.13). Zaradi simetrije prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti ni bilo potrebno računati za obe smeri obtežbe. Izračun prečnih sil je prikazan v preglednici 6.16.



Slika 6.13: Oznake stebrov in gred 15-etažne stavbe.

Figure 6.13: Labels of columns and beams of the 15-storey building.

Preglednica 6.16: Prečne sile v gredah 15-etažne stavbe določene v skladu s pravilom načrtovanja nosilnosti.

Table 6.16: Shear forces in beams of the 15-storey structure determined in accordance with the capacity design rule.

Gred	b_{eff} (m)	$M_{1,d}$ (kNm)	$M_{2,d}$ (kNm)	l_b (m)	V_{CD} (kN)	$V_{G+0,3Q}$ (kN)	V_{Ed} (kN)
B1	1,70	382,7	198,9	6,27	92,8	64,6	157,4
B2	1,80	383,0	199,4	62,7	92,9	129,2	222,1
B3	1,40	282,9	197,6	4,27	135,9	92,3	228,2
B4	1,56	383,1	198,4	5,27	110,4	64,6	175,0
B5	1,60	382,6	198,6	5,27	110,3	110,7	221,0

V preglednici 6.17 so prikazane prečne sile določene z načrtovanjem nosilnosti V_{Ed} in iz ovojnice obtežnih kombinacij V_{ovoj} , strižna odpornost prereza $V_{Rd,c}$, ki smo jo določili po enačbi (6.2) v Evrokodu 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005), ter največja prečna sila v elementu, ki je določena z drobljenjem tlačnih diagonal $V_{Rd,max}$ in smo jo izračunali po enačbi (6.9) v Evrokodu 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005). Ker je v vseh primerih merodajna prečna sila večja od strižne odpornosti prereza brez stremenske armature, smo prečno silo v celoti prevzeli s stremensko armaturo. Izbrali smo 2-strižno streme $\phi 10$ in za vse grede določili potreben razmik stremen, ki je prikazan v preglednici 6.17 in izračunan po enačbi (6.5). V kritičnih območjih, tj. na dolžini $l_{cr} = h_w = 56$ cm od stebra, je bilo potrebno uporabiti zaprta stremena s premerom najmanj 6 mm in razmikom stremen največ:

$$s_h \leq \min \left\{ \frac{h_w}{4} = 14 \text{ cm}; 24d_{bw} = 24 \text{ cm}; 22,5 \text{ cm}; 8d_{bl} = 13,6 \text{ cm} \right\} = 13,6 \text{ cm}, \quad (6.15)$$

kjer je h_w višina grede, d_{bw} premer stremen in d_{bl} premer najtanjše vzdolžne palice. Stremenska armatura gred začetne konstrukcije je bila $\phi 10/14$ cm in bi zadostovala za grede z oznako B1, B4 in B5, vendar ne izpolnjuje pogoja (6.15). V gredah B1, B3, B4 in B5 smo izbrali 2-strižno streme $\phi 10/13,5$ cm, v gredi B2 pa 2-strižno streme $\phi 10/12$ cm. Prečni prerezi tipičnih gred so prikazani na sliki 6.14.

Preglednica 6.17: Prečna sila določena z načrtovanjem nosilnosti V_{Ed} in iz ovojnice obtežnih kombinacij V_{ovoj} , strižna odpornost prereza $V_{Rd,c}$, največja prečna sila v elementu $V_{Rd,max}$ in prvotna ter popravljena stremenska armatura za grede 15-etažne stavbe.

Table 6.17: Shear force determined in accordance with the capacity design rule V_{Ed} and from the envelope of load combinations V_{ovoj} , shear resistance $V_{Rd,c}$, the maximum shear force $V_{Rd,max}$ and the initial and corrected stirrups for beams of the 15-storey building.

Gred	V_{Ed} (kN)	V_{ovoj} (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)	s_{potr} (cm)	Prvotna stremenska armatura	Popravljena stremenska armatura
B1	157,4	170,8	120,5		18,3	2-strižno $\phi 10/14$ cm	2-strižno $\phi 10/13,5$ cm
B2	222,1	254,4	120,5		12,3	2-strižno $\phi 10/14$ cm	2-strižno $\phi 10/12$ cm
B3	228,2	226,2	120,5	969,4	13,7	2-strižno $\phi 10/14$ cm	2-strižno $\phi 10/13,5$ cm
B4	175,0	212,1	120,5		14,8	2-strižno $\phi 10/14$ cm	2-strižno $\phi 10/13,5$ cm
B5	221,0	203,3	120,5		14,2	2-strižno $\phi 10/14$ cm	2-strižno $\phi 10/13,5$ cm

Prečne sile v stebrih smo določili v skladu s členom 5.4.2.3 Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005), momente $M_{i,d}$ pa po enačbi (6.7). Zaradi simetrije smo prečne sile izračunali le za stebre C1 do C3 in C7 do C9 (slika 6.13). Izračun prečnih sil je za stebel C8 v drugi etaži prikazan v preglednici 6.18. V preglednicah 6.19 in 6.20 so zbrane prečne sile določene z načrtovanjem nosilnosti V_{CD} in z ovojnico iz analize V_{ovoj} , nosilnost prereza brez stremenske armature $V_{RD,c}$ ter prvotna stremenska armatura v kritičnem območju za stebra C2 in C8. Izven kritičnega območja zadošča minimalna stremenska armatura po določilih Evrokoda 2. Največji dovoljen razmik je:

$$s_h \leq \min\{12d_{bl} = 25,2 \text{ cm}; b_c = 73 \text{ cm}; 30 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm} . \quad (6.16)$$

Izbrali smo $(2+\sqrt{2})$ -strižno streme $\phi 6/25$ cm. V prerezih, kjer je strižna odpornost elementa brez stremenske armature $V_{Rd,c}$ večja od prečne sile, zadostuje v prerezu minimalna stremenska armatura. Evrokod 8 (SIST EN1998-1, 2005) določa minimalni premer stremenske armature 6 mm, največjo razdaljo med palicami, ki so podprte s stremeni, pa 20 cm. Po členu 5.4.3.2.2(11) (SIST EN 1998-1, 2005) smo izračunali največji dovoljen razmik stremen v kritičnih območjih:

$$s_h \leq \min\left\{\frac{b_0}{2} = 33 \text{ cm}; 17,5 \text{ cm}; 8d_{bl} = 16,8 \text{ cm}\right\} = 16,8 \text{ cm} , \quad (6.17)$$

kjer je b_0 najmanjša dimenzija betonskega jedra in d_{bl} najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic. Dolžino kritičnega območja l_{cr} od obeh krajišč stebra smo določili po členu 5.4.3.2.2(4) Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005):

$$\text{Etaža 1: } l_{cr} = \max\left\{h_c = 73 \text{ cm}; \frac{l_{cl}}{6} = 57 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\right\} = 73 \text{ cm} , \quad (6.18)$$

$$\text{Etaže 2-15: } l_{cr} = \max\left\{h_c = 73 \text{ cm}; \frac{l_{cl}}{6} = 39 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\right\} = 73 \text{ cm} , \quad (6.19)$$

kjer je h_c večja dimenzija prečnega prereza stebra in l_{cl} svetla višina stebra.

Preglednica 6.18: Prečne sile v stebri C8 v drugi etaži 15-etažne stavbe določene v skladu s pravilom načrtovanja nosilnosti.

Table 6.18: Shear forces in column C8 in the second storey of the 15-storey structure determined in accordance with the capacity design rule.

Smer obtežbe	Vozlišče	$M_{Rc,i}$ (kNm)	ΣM_{Rc} (kNm)	ΣM_{Rb} (kNm)	min (1, $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$)	M_i (kNm)	V_{CD} (kN)	$V_{CD,max}$ (kN)
+X	spodaj	1880,4	3711,0	581,2	0,16	323,9	262,0	262,2
	zgoraj		3813,0	581,2	0,15	315,3		
-X	spodaj	1888,9	3729,2	581,2	0,16	323,8	262,2	
	zgoraj		3821,1	581,2	0,15	316,0		
+Y	spodaj	1850,8	3647,6	580,5	0,16	324,0	261,8	
	zgoraj		3753,9	580,5	0,15	314,8		
-Y	spodaj	1859,4	3665,9	580,5	0,16	323,9	261,8	
	zgoraj		3769,8	580,5	0,15	314,9		

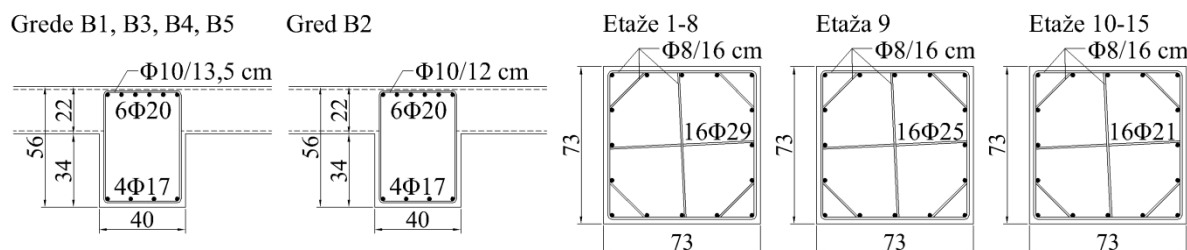
Prvotna in popravljena strižna armatura stebrov je prikazana v preglednicah 6.19 in 6.20 za stebra C2 in C8. Stremenska armatura stebrov C1, C3 in C7 je enaka kot za steber C2, stremenska armatura stebra C9 pa je enaka kot za steber C8.

Preglednica 6.19: Prečna sila določena z načrtovanjem nosilnosti V_{Ed} in iz ovojnice obtežnih kombinacij V_{ovoj} , strižna odpornost prereza $V_{Rd,c}$, največja prečna sila v elementu $V_{Rd,max}$ ter prvotna in popravljena stremenska armatura za steber C2 15-etažne stavbe.Table 6.19: Shear force determined in accordance with the capacity design rule V_{Ed} and from the envelope of load combinations V_{ovoj} , shear resistance $V_{Rd,c}$, the maximum shear force $V_{Rd,max}$ and the initial and corrected stirrups for column C2 of the 15-storey building.

Steber	Etaža	V_{CD} (kN)	V_{ovoj} (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	Prvotna stremena v kritičnem območju	Popravljena stremena v kritičnem območju
C2	15	387,9	192,2	266,9	2358,9	2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/15$ cm
	14	262,8	124,8	303,0		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	13	262,5	138,1	339,2		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	12	263,2	144,7	377,1		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	11	262,6	153,3	414,5		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	10	250,0	159,9	389,7		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	9	264,3	171,3	518,4		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	8	274,4	182,1	582,5		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	7	262,4	192,0	582,5		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	6	262,2	201,4	582,5		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	5	262,2	209,9	582,5		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	4	262,5	218,0	582,5		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	3	262,8	224,4	582,5		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	2	262,2	234,1	582,5		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 8/16$ cm
	1	707,4	210,0	582,5		2+√2–strižno $\phi 8/16$ cm	3+√2–strižno $\phi 10/13$ cm
vpetje					2+√2–strižno $\phi 10/5$ cm	3+√2–strižno $\phi 10/5$ cm	

Prvotna stremenska armatura ne zadošča za stebre končne konstrukcije. V skladu s točko 5.4.3.2.2(11) Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005) je namreč največja razdalja med s stremeni ali prečnimi vezmi podprtimi palicami 20 cm. V prerezu je zato v obeh smereh potrebna dodatna prečna vez. V stebrih, kjer je strižna odpornost prereza brez stremenske armature večja od merodajne prečne sile, zadošča minimalna armatura, in sicer (3+√2)-strižno streme $\phi 8/16$ cm. Za stebre v prvi in petnajsti etaži, v katerih prečna sila presega strižno nosilnost prereza, smo potrebno stremensko armaturo določili po enačbi (6.5), pri čemer smo izbrali (3+√2)-strižno streme. Za vse stebre smo v prvi etaži uporabili

($3+\sqrt{2}$)-strižno streme $\phi 10/13$ cm, v petnajsti etaži pa $\phi 8/15$. V skladu s členom 5.4.3.2.2(8) v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005) smo za stebre ob vpetju določili stremensko armaturo za objetje betonskega jedra. Za stebre C1 do C3 in steber C7 je za objetje zadoščalo ($3+\sqrt{2}$)-strižno streme $\phi 10/5$ cm, za stebra C8 in C9 pa ($3+\sqrt{2}$)-strižno streme $\phi 10/4$ cm. Prečni prerezi tipičnih stebrov so prikazani na sliki 6.14.



Slika 6.14: Prečni prerezi tipičnih gred in stebrov končne iteracije 15-etažne stavbe.

Figure 6.14: Cross-sections of typical beams and columns of the final iteration of the 15-storey structure.

Preglednica 6.20: Prečna sila določena z načrtovanjem nosilnosti V_{Ed} in iz ovojnice obtežnih kombinacij V_{ovoj} , strižna odpornost prereza $V_{Rd,c}$, največja prečna sila v elementu $V_{Rd,max}$ ter prvotna in popravljena stremenska armatura za steber C8 15-etažne stavbe.

Table 6.20: Shear force determined in accordance with the capacity design rule V_{Ed} and from the envelope of load combinations V_{ovoj} , shear resistance $V_{Rd,c}$, the maximum shear force $V_{Rd,max}$ and the initial and corrected stirrups for column C8 of the 15-storey building.

Steber	Etaža	V_{CD} (kN)	V_{ovoj} (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	Prvotna stremena v kritičnem območju	Popravljena stremena v kritičnem območju
C8	15	385,8	82,4	287,9	2358,9	$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/15$ cm
	14	263,0	93,0	342,0		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	13	263,6	124,0	396,7		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	12	262,4	144,9	451,7		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	11	263,6	164,3	400,4		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	10	251,4	181,4	527,4		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	9	263,5	197,3	555,7		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	8	273,2	212,4	582,5		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	7	262,5	226,5	582,5		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	6	262,1	240,0	582,5		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	5	262,8	252,9	582,5		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	4	262,8	267,0	582,5		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	3	263,9	274,5	582,5		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	2	262,2	296,9	582,5		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm
	1	680,2	231,4	582,5		$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 8/16$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 10/13$ cm
	vpetje				$2+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 10/5$ cm	$3+\sqrt{2}$ -strižno $\phi 10/4$ cm	

6.2.3 Postopek projektiranja stavbe z upoštevanjem enačbe za oceno potresnega tveganja na osnovi omejenega integracijskega območja

V poglavju 6.2.2 smo v postopku projektiranja 15-etažne stavbe za oceno potresnega tveganja uporabili enačbo (3.14), ki upošteva neomejeno območje intenzitete potresa. V nadaljevanju smo potresno tveganje za posamezne iteracije stavbe ocenili še z enačbama (3.39) in (3.41), ki upoštevata spodnjo in zgornjo mejo intenzitete potresa.

Spodnjo mejo spektralnega pospeška $S_{a,1}$ smo za posamezno iteracijo približno določili kot minimalno vrednost spektralnega pospeška, ki v skladu z inkrementalno dinamično analizo SDOF modela povzroči porušitev konstrukcije. Vrednosti $S_{a,1}$ so prikazane v preglednici 6.21. S pomočjo enačbe (3.33) smo določili mejno vrednost za spodnjo mejo spektralnega pospeška $S_{a,1,T}$, ki je prav tako prikazan v preglednici 6.21. Pri tem smo za spodaj odrezano logaritemsko normalno porazdelitev predpostavili vrednost standardne deviacije $\beta_{Sa,C} = 0,4$. Mediano spektralnega pospeška pri poružitvi konstrukcije $S_{a,C,50}$ smo po podobnem razmisleku kot za 8-etažno stavbo (poglavje 6.1.3) določili iz 16. percentile $S_{a,C,16}$ (preglednica 6.14). Za vse iteracije velja $S_{a,1} < S_{a,1,T}$, zato pričakujemo zanemarljiv vpliv spodnje meje intenzitete na verjetnost poružitve. V preglednici 6.21 sta prikazani verjetnosti poružitve izračunani z enačbama (3.14) in (3.39), P_C in $P_{C,Sa1}$, ter njuno razmerje $\Delta P_{C,Sa1} = P_{C,Sa1}/P_C$. Za vse iteracije je razmerje $\Delta P_{C,Sa1}$ enako 99 %. Uporaba enačbe (3.39) pri projektiranju obravnavane 15-etažne stavbe torej ne bi vplivala na končno iteracijo stavbe.

Preglednica 6.21: Spodnja meja spektralnega pospeška $S_{a,1}$, mejna vrednost za spodnjo mejo $S_{a,1,T}$, verjetnost poružitve P_C , verjetnost poružitve z upoštevanjem spodnje meje spektralnega pospeška $P_{C,Sa1}$ ter njuno razmerje $\Delta P_{C,Sa1} = P_{C,Sa1}/P_C$ za 15-etažno stavbo.

Table 6.21: The lower bound of spectral acceleration $S_{a,1}$, the threshold value of the lower bound $S_{a,1,T}$, the collapse probability P_C , the collapse probability taking into account the lower bound of spectral acceleration $P_{C,Sa1}$ and their ratio $\Delta P_{C,Sa1} = P_{C,Sa1}/P_C$ for the 15-storey building.

Iteracija	$S_{a,1}$ (g)	$S_{a,1,T}$ (g)	P_C ($\cdot 10^{-5}$)	$P_{C,Sa1}$ ($\cdot 10^{-5}$)	$\Delta P_{C,Sa1}$ (%)
Začetna	0,23	0,26	2,26	2,17	99
1	0,25	0,31	1,42	1,40	99
2	0,30	0,34	1,12	1,09	99
3	0,34	0,36	1,00	0,96	99

Zgornjo mejo spektralnega pospeška smo določili z uporabo modelov pojemanja potresa na enak način kot za 8-etažno stavbo (poglavje 6.1.3). V preglednici 6.22 so prikazane vrednosti zgornje meje spektralnega pospeška, ki smo jih določili s tremi modeli pojemanja potresa za dve vrednosti magnitude, 6,5 in 7,0, dve vrednosti razdalje od preloma, 0 km in 5 km, ter dve vrednosti parametra ε , in sicer 2 in 3. Prikazana standardna deviacija σ med posameznimi modeli ni primerljiva, saj velja za različne mere za intenziteto potresa. V primeru modela Sabetta in Pugliese gre za standardno deviacijo desetiškega logaritma spektralne psevdo hitrosti, pri modelu Bindi in sod. desetiškega logaritma spektralnega pospeška in pri Akkar in Bommer za desetiški logaritem spektralnega psevdo pospeška. Vrednosti $S_{a,2}$ v preglednici 6.22 so v območju med 0,35 g in 3,82 g. Model, ki sta ga predlagala Sabetta in Pugliese (1996), določa največje vrednosti mediane spektralnega pospeška. V splošnem ta model podaja tudi največje vrednosti zgornje meje spektralnega pospeška, kar je razlika v primerjavi z 8-etažno stavbo, kjer je največje vrednosti zgornje meje spektralnega pospeška v splošnem določal model, ki so ga predlagali Bindi in sod. (2011). Najnižje vrednosti mediane spektralnega pospeška in zgornje meje spektralnega pospeška podaja model, ki so ga predlagali Akkar in Bommer (2010).

Dodatno smo za zgornjo mejo spektralnega pospeška upoštevali še projektno vrednost, ki smo jo definirali s potresom s 100.000 letno povratno dobo. Iz krivulje potresne nevarnosti na območju Ljubljane (slika 6.9a) smo določili projektno vrednost zgornje meje spektralnega pospeška 0,96 g. Projektna vrednost zgornje meje je za 15-etažno stavbo veliko nižja kot za 8-etažno stavbo, za katero

je znašala 3,16 g. Razlog je v veliki razliki prvega nihajnega časa stavb in zato različnih krivulj potresne nevarnosti.

Preglednica 6.22: Mediana \tilde{S}_a dobljena s tremi različnimi modeli pojemanja, standardna deviacija σ in ocenjena zgornja meja $S_{a,2}$ na osnovi 2σ in 3σ nad mediano, dveh nivojev magnitude (6,5 in 7,0) in dveh oddaljenosti od preloma (0 in 5 km) za 15-etažno stavbo.

Table 6.22: The median \tilde{S}_a based on the three different attenuation relationships, the standard deviation σ and the estimated upper bound $S_{a,2}$ based on 2σ and 3σ above the median, two levels of magnitude (6,5 and 7,0) and two source-to-site distances (0 and 5 km) for the 15-storey building.

R_{jb} (km)	GMPE	$M = 6,5$				$M = 7,0$			
		\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)	\tilde{S}_a (g)	σ	$S_{a,2,2\sigma}$ (g)	$S_{a,2,3\sigma}$ (g)
0	Sabetta in Pugliese	0,22	0,30	0,89	1,79	0,47	0,30	1,90	3,82
	Bindi in sod.	0,12	0,37	0,67	1,58	0,20	0,37	1,10	2,58
	Akkar in Bommer	0,09	0,33	0,43	0,92	0,15	0,33	0,72	1,54
5	Sabetta in Pugliese	0,11	0,30	0,45	0,91	0,24	0,30	0,96	1,94
	Bindi in sod.	0,09	0,37	0,49	1,15	0,15	0,37	0,83	1,95
	Akkar in Bommer	0,08	0,33	0,35	0,75	0,13	0,33	0,59	1,27

S pomočjo enačbe (3.34) smo za posamezno iteracijo določili mejno vrednost za zgornjo mejo spektralnega pospeška $S_{a,2,T}$, ki je prikazan v preglednici 6.23. Kot pri 8-etažni stavbi (preglednica 6.8), se mejna vrednost zgornje meje z vsako iteracijo dviguje, kar pomeni, da se vpliv zgornje meje na potresno tveganje z vsako iteracijo zvišuje. Projektna vrednost zgornje meje spektralnega pospeška 0,96 g, ki je določena s povratno dobo 100.000, je za vse iteracije nižja od mejne vrednosti (preglednica 6.23). Zaradi tega pričakujemo pri vseh iteracijah znaten vpliv upoštevanje zgornje meje na verjetnost porušitve. V preglednici 6.23 je prikazana verjetnost porušitve določena z enačbama (3.14) in (3.41), P_C in $P_{C,Sa12}$, kjer smo upoštevali spodnjo mejo spektralnega pospeška, ki je prikazana v preglednici 6.22, in projektno vrednost zgornje meje spektralnega pospeška 0,96 g. V tem primeru bi bila ciljna verjetnost porušitve 10^{-5} dosežena že v drugi iteraciji, kjer znaša $P_{C,Sa12} = 0,78 \cdot 10^{-5}$. Končna stavba bi se torej razlikovala od končne stavbe določene v poglavju 6.2.2.

Preglednica 6.23: Projektna vrednost zgornje meje spektralnega pospeška $S_{a,2}$, mejna vrednost za zgornjo mejo $S_{a,2,T}$, verjetnost porušitve P_C , verjetnost porušitve z upoštevanjem spodnje in zgornje meje spektralnega pospeška $P_{C,Sa12}$ ter njuno razmerje $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ za 15-etažno stavbo.

Table 6.23: The design value of the upper bound of spectral acceleration $S_{a,2}$, the threshold value of the upper bound $S_{a,2,T}$, the collapse probability P_C , the collapse probability taking into account the lower and upper bounds of spectral acceleration $P_{C,Sa12}$ and their ratio $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ for the 15-storey building.

Iteracija	$S_{a,2}$ (g)	$S_{a,2,T}$ (g)	P_C ($\cdot 10^{-5}$)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-5}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)
Začetna		1,25	2,26	1,97	90
1	0,96	1,52	1,42	1,12	80
2		1,69	1,12	0,78	71
3		1,78	1,00	0,64	66

V preglednicah 6.24 in 6.25 je prikazana verjetnost porušitve posamezne iteracije 15-etažne stavbe $P_{C,Sa12}$, ki smo jo določili z enačbo (3.41), ter razmerje verjetnosti porušitve $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$. Za zgornjo mejo spektralnega pospeška je v preglednici 6.24 upoštevana minimalna vrednost zgornje meje, ki smo jih določili s tremi modeli pojemanja intenzitete potresa (preglednica 6.22), v preglednici

6.25 pa maksimalna vrednost zgornje meje intenzitete. Ker so vse minimalne vrednosti zgornje meje precej manjše od mejne vrednosti $S_{a,2,T}$ (preglednica 6.23), pričakujemo velik vpliv zgornje meje spektralnega pospeška na verjetnost porušitve. Maksimalne vrednosti zgornje meje, ki jih določata modela Sabetta in Pugliese (1996) in Bindi in sod. (2011), so večje od $S_{a,2,T}$, zato pričakujemo zanemarljiv vpliv na verjetnost porušitve. Pri maksimalni zgornji meji spektralnega pospeška, ki ga določata Akkar in Bommer (2010), pa pričakujemo znaten vpliv na verjetnost porušitve, saj velja $S_{a,2} < S_{a,2,T}$.

Pri minimalni vrednosti zgornje meje znaša delež verjetnosti porušitve $\Delta P_{C,Sa12}$ začetne konstrukcije 11 % do 35 % (preglednica 6.24). Ciljna verjetnost porušitve 10^{-5} bi z upoštevanjo spodnje mejo in najmanjšo ocenjeno zgornjo mejo spektralnega pospeška bila dosežena že v prvi iteraciji, ne glede na upoštevan model pojemanja intenzitete potresa. Prilagoditve stavbe torej ne bi bile potrebne. Pri zadnji iteraciji, kjer je zgornja meja $S_{a,2,\min}$ le malo večja od spodnje meje intenzitete $S_{a,1}$ (preglednica 6.21), je ocenjena verjetnost porušitve zelo majhna. Vpliv maksimalne vrednosti zgornje meje spektralnega pospeška $S_{a,2,\max}$ na verjetnost porušitve je praktično zanemarljiv, saj zgornja meja v glavnem presega mejno vrednost $S_{a,2,T}$. Izjemo predstavlja največja zgornja meja, ki je bila ocenjena z modelom, ki sta ga predlagala Akkar in Bommer (2010). Kljub temu je njen vpliv na verjetnost porušitve premajhen, da bi vplivala na potek projektiranja in končno stavbo, saj je ciljna verjetnost porušitve dosežena v tretji iteraciji, tako kot v primeru, če zgornje meje pospeška ne bi upoštevali.

Preglednica 6.24: Minimalna zgornja meja $S_{a,2,\min}$ določena s tremi modeli pojemanja intenzitete potresa ter pripadajoča verjetnost porušitve $P_{C,Sa12}$ in razmerje $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ za 15-etažno stavbo.

Table 6.24: The minimum upper bound $S_{a,2,\min}$ estimated with three attenuation models and the corresponding collapse probability $P_{C,Sa12}$ and the ratio $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ for the 15-storey building.

Iteracija	Sabetta in Pugliese			Bindi in sod.			Akkar in Bommer		
	$S_{a,2,\min}$ (g)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-6}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)	$S_{a,2,\min}$ (g)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-6}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)	$S_{a,2,\min}$ (g)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-6}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)
Začetna		6,08	28		7,77	35		2,31	11
1	0,45	2,00	14	0,49	2,77	20	0,35	0,59	4,1
2		0,94	8,5		1,39	13		0,18	1,7
3		0,59	6,0		0,93	10		0,04	0,4

Preglednica 6.25: Maksimalna zgornja meja $S_{a,2,\max}$ določena s tremi modeli pojemanja intenzitete potresa ter pripadajoča verjetnost porušitve $P_{C,Sa12}$ in razmerje $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ za 15-etažno stavbo.

Table 6.25: The maximum upper bound $S_{a,2,\max}$ estimated with three attenuation models and the corresponding collapse probability $P_{C,Sa12}$ and the ratio $\Delta P_{C,Sa12} = P_{C,Sa12}/P_C$ for the 15-storey building.

Iteracija	Sabetta in Pugliese			Bindi in sod.			Akkar in Bommer		
	$S_{a,2,\max}$ (g)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-5}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)	$S_{a,2,\max}$ (g)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-5}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)	$S_{a,2,\max}$ (g)	$P_{C,Sa12}$ ($\cdot 10^{-5}$)	$\Delta P_{C,Sa12}$ (%)
Začetna		2,17	99		2,17	99		2,16	98
1	3,82	0,40	99	2,58	1,40	99	1,54	1,37	97
2		1,09	99		1,09	99		1,04	95
3		0,96	99		0,96	99		0,91	94

7 ZAKLJUČKI

V doktorski disertaciji smo predlagali nov postopek za projektiranje stavb na potresnih območjih. Varnost stavbe, ki je definirana s ciljnim potresnim tveganjem, dosežemo z iterativnim prilagajanjem stavbe, pri čemer uporabimo nelinearne metode analize. Predlagan postopek je možno aplicirati na različne vrste stavb in pri tem upoštevati različna mejna stanja poškodovanosti, vendar smo se v disertaciji omejili na armiranobetonske okvirne stavbe in mejno stanje porušitve stavbe. Za armiranobetonske okvirne stavbe smo predlagali tri enostavne smernice, ki lahko projektantu pomagajo pri iterativnem prilagajanju stavbe z namenom doseči ciljno verjetnost porušitve. V iterativnem delu predlaganega postopka projektiranja je predvidena uporaba enostavne enačbe za oceno potresnega tveganja. Obstoječa enačba zaradi upoštevanih predpostavk poda le približek dejanskega tveganja. Nove enačbe, ki so izpeljane v disertaciji, pa omogočajo natančnejšo določitev tveganja, saj upoštevajo zgolj intenzitete, ki dejansko prispevajo k potresnemu tveganju. Dodatno je omogočen tudi drugačen način komunikacije tveganja, kjer je potresno tveganje pogojeno s projektno vrednostjo zgornje meje intenzitete potresa, ki je povezana z majhno verjetnostjo pojava potresa. V nadaljevanju so podane glavne ugotovitve disertacije, izvorni prispevki k znanosti in možnosti za nadaljnje raziskave ter pomanjkljivosti predlaganega postopka.

7.1 Glavne ugotovitve

Pri potresnoodpornem projektiranju stavb v skladu z Evrokod standardi naj bi bila zahtevana zanesljivost konstrukcije zagotovljena s predpisanim postopkom projektiranja, ki ne zahteva eksplicitne kontrole zanesljivosti stavbe. V disertaciji smo zato predlagali metodo projektiranja stavb na potresnih območjih, ki temelji na ciljnim potresnim tveganju. Glavna prednost predlaganega iterativnega postopka je prav vključitev eksplicitne kontrole zanesljivosti v postopek projektiranja stavb. S tem je pri določitvi ciljnega tveganja za projektiran objekt mogoče vključiti več interesnih skupin, kar predstavlja veliko prednost, saj je sprejemljivo tveganje subjektivne narave in je lahko različno za posameznika, družbo ali specifične interesne skupine. Te ugotovitve potrjujejo prvo hipotezo disertacije, ki je povezana z večjo informiranostjo in omogočeno eksplicitno kontrolo potresne varnosti pri predlagani metodi v primerjavi s potresnoodpornim projektiranjem v skladu z Evrokod standardi. Ocenjujemo, da lahko predlagani postopek predstavlja osnovo za novo generacijo standardov vsaj za projektiranje pomembnejših objektov, saj je postopek računsko učinkovit, v kolikor se uporablja ustrezno strojno in programsko opremo.

Zaradi uporabe nelinearnih metod analize pri oceni potresnega tveganja ter prilagajanja konstrukcije v več iteracijah, imamo tekom predlaganega postopka projektiranja tudi boljši vpogled v obnašanje konstrukcije med potresi. V skladu z veljavnimi standardi se za potresnoodporno projektiranje stavb namreč najpogosteje uporablja linearne metode analize, s katerimi se predvsem za nepravilne konstrukcije ne da opisati nelinearnega obnašanja stavbe pri mejnih stanjih, ki so povezana z veliki poškodbami. Z uporabo nelinearnih metod analize pa lahko približno ocenimo poškodovanost stavbe pri potresni obtežbi. Na podlagi odziva stavbe lahko nato konstrukcijo tudi ustrezno popravimo. Kako spremeniti konstrukcijo, da izboljšamo njen odziv, ni trivialen problem, saj se vsaka stavba, ki je izpostavljena nekemu potresu, lahko odzove popolnoma drugače. V disertaciji smo to težavo poskušali rešiti z razvojem enostavnih smernic, katere lahko projektantu pomagajo pri prilagajanju konstrukcije.

Zaradi časovne zahtevnosti take študije smo se v okviru disertacije omejili zgolj na armiranobetonske okvirne stavbe. Na podoben način bi bilo možno izvesti parametrične študije vpliva posameznih vrst prilagoditev na odziv konstrukcije tudi za druge vrste stavb.

Parametrična študija armiranobetonskih okvirnih stavb je med drugim pokazala, da lahko deformacijsko kapaciteto stavbe povečamo s povečanjem vzdolžne armature stebrov v etažah z velikimi etažnimi zamiki. Nosilnost stavbe lahko izboljšamo s povečanjem prečnega prereza gred z močno izkoriščeno upogibno nosilnostjo, ki se v vozliščih stikajo z malo izkoriščenimi stebri. Deformacijsko kapaciteto in nosilnost stavbe pa lahko nekoliko izboljšamo tudi s povečanjem prečnega prereza stebrov. Dodatno so rezultati študije nazorno pokazali vpliv nepravilnosti po višini na ocenjeno tveganje. Nepravilna 8-etažna stavba ima namreč znatno višjo verjetnost porušitve od preostalih pravih stavb, saj zaradi pojava mehke etaže večina akcelrogramov stavbo poruši pri nižjih intenzitetah potresa.

Za prilagajanje armiranobetonskih okvirov smo na podlagi potisne analize predlagali tri preproste smernice, ki lahko projektantu pomagajo pri izboljšanju duktilnosti in nosilnosti stavbe. V skladu s smernicami lahko projektant na osnovi odziva stavbe, ki ga določi s potisno analizo, povečuje prečni prerez elementov in vzdolžno armaturo stebrov. Na podlagi obravnavanih primerov stavb smo ugotovili, da je pri tem najbolj ugodno zagotoviti enakomerno togost po višini stavbe, kar pomeni da prečne prereze elementov povečujemo enakomerno po celotni višini stavbe. V nasprotnem primeru se je izkazalo, da se lahko odziv stavbe poslabša, približne metode za določitev potresnega odziva stavbe, ki zanemarijo vpliv višjih nihajnih oblik, pa tega ne zaznajo. S takim načinom prilagajanja stavbe ima projektant neposreden vpliv na oblikovanje konstrukcije, saj postopek ni avtomatiziran in zato omogoča boljše razumevanje povezave med prilagoditvijo konstrukcije in njenim odzivom. Povečevanje dimenzij elementov v skladu s predlaganimi smernicami za prilagajanje konstrukcije pa lahko vodi tudi v slabo razporejeno izkoriščenost elementov končne konstrukcije, zaradi česar bi bilo smiselno v postopek projektiranja uvesti optimizacijo konstrukcije.

Učinkovitost predlaganega postopka projektiranja je odvisna prav od smernic, ki se uporabljajo za prilagajanje konstrukcije ter od izkušenosti projektanta in njegovega poznavanja odziva stavb na potresno obtežbo. Poleg tega na časovno učinkovitost postopka vpliva tudi vrsta uporabljene metode analize. Nelinearne metode analize, ki so potrebne v povezavi z oceno potresnega tveganja, so lahko namreč računsko in časovno zahtevne. Predlagani postopek zato omogoča izbiro želenega zaporedja uporabljenih metod analize, s čimer izberemo želeno zanesljivost projektiranja in temu primerno računsko zahtevnost. Tako lahko v iterativnem delu projektiranja uporabimo poenostavljene metode manjše zanesljivosti, končno stavbo pa nato preverimo na osnovi bolj natančne metode analize. Za nizke stavbe, ki so pravilne po višini in v tlorisu, lahko za ustrezno natančnost zadostujejo že poenostavljene metode analize. Za nepravilne in visoke stavbe ter za stavbe višje pomembnosti pa je končno stavbo zaželeno dodatno preveriti z bolj natančnimi metodami analize, kot sta npr. 3R metoda in inkrementalna dinamična analiza.

Uporabo predlaganega postopka smo prikazali na primeru 8-etažne in 15-etažne armiranobetonske okvirne stavbe. Izhajali smo iz začetne konstrukcije, ki smo jo določili na osnovi minimalnih zahtev

Evrokoda 8. Tak način določitve začetnih dimenzij poda le grob približek končne konstrukcije, ki smo jo dobili po štirih iteracijah pri 8-etažni stavbi in po zgolj treh iteracijah 15-etažne stavbe. Pri tem smo za potrebe prilagajanja konstrukcije uporabili potisno analizo, za oceno potresnega tveganja pa potisno analizo v kombinaciji z nelinearno dinamično analizo modela z eno prostostno stopnjo. Potresno tveganje ter zanesljivost projektiranja smo za zadnjo iteracijo preverili s pomočjo 3R metode, ki omogoča kontrolo ustreznosti tveganja na osnovi manjšega števila dinamičnih analiz stavbe. Odločili smo se za kontrolo potresnega tveganja na osnovi sedmih nelinearnih dinamičnih analiz stavbe.

Ustreznost predlaganega postopka projektiranja je večinoma omejena s sposobnostjo uporabljenega nelinearnega modela za simuliranje različnih načinov porušitve. V kolikor se uporabljajo poenostavljeni nelinearni modeli, je zato potrebno dodatno preveriti še nesimulirane načine porušitve. Tak pristop ni računsko prezahteven tudi za običajne stavbe, pod pogojem, da se uporabljajo ustrezna programska orodja. Predlagan postopek projektiranja zaenkrat ne zagotavlja, da bo končna stavba optimalna z vidika izkoriščenosti, saj ne predvideva postopka optimizacije stavbe. Do ciljnega potresnega tveganja lahko po predlaganem postopku pridemo z različnimi možnimi rešitvami. Vsak inženir lahko namreč določi različne začetne konstrukcije in prilagoditve izvede po svoji presoji, saj predlagane smernice za prilagajanje konstrukcije ne določajo s kakšnim korakom naj bi povečali posamezne parametre v vsaki iteraciji. Poleg tega pa začetna konstrukcija, ki temelji na minimalnih zahtevah Evrokoda 8, ne predstavlja nujno najbolj idealne zasnove. Ne glede na to je rezultat predlagane metode projektiranja objekt, za katerega velja, da je verjetnost porušitve manjša od ciljne verjetnosti porušitve.

V predlaganem postopku projektiranja je predvidena večkratna ocena potresnega tveganja. Pri tem smo upoštevali le aleatorne negotovosti, ki so povezane s potresno obtežbo, epistemične negotovosti, ki so povezane z določitvijo modela in odziva stavbe, pa smo zanemarili. V povezavi z manj natančno potisno analizo je smiselno uporabiti poenostavljeno enačbo za določitev potresnega tveganja, ki pa zaradi številnih poenostavitev podaja približne vrednosti tveganja. Poleg predpostavk o porazdelitvi intenzitete potresa in aproksimaciji potresne nevarnosti, k nenatančnosti prispeva tudi integracija po celotnem območju intenzitete, ki je bila uporabljena pri izpeljavi obstoječe enačbe za oceno potresnega tveganja. V disertaciji smo namreč pokazali, da imajo konstrukcije projektirane na potresno obtežbo določeno kapaciteto, ki predstavlja spodnjo mejo intenzitete pri porušitvi. Potresi, ki imajo intenziteto nižjo od te vrednosti, stavbe ne morejo porušiti. Zaradi značilnosti terena in tektonskega režima pa je intenziteta fizikalno omejena tudi navzgor. V tem primeru lahko zgornjo mejo intenzitete interpretiramo kot dejansko zgornjo mejo intenzitete. Možno pa je uvesti tudi projektno vrednost zgornje meje, ki jo na primer določimo z izbrano povratno dobo potresa. V disertaciji smo pokazali, da imata lahko spodnja in/ali zgornja meja intenzitete pomemben vpliv na potresno tveganje in posledično na projektirano konstrukcijo.

Vpliv mej intenzitete lahko ocenimo z enostavnimi enačbami, ki smo jih predlagali v disertaciji. Za šest obravnavanih okvirnih stavb, ki so bile projektirane v skladu z Evrokodom 8, se je izkazalo, da je vpliv mej intenzitete lahko nezanemarljiv. Upoštevana spodnja intenzitete potresa lahko verjetnost porušitve zmanjša tudi za 58 % v primeru pospeška tal in za 13 % v primeru spektralnega pospeška. Zgornja meja intenzitete potresa, na primer določena s 100.000 letno povratno dobo, pa lahko

verjetnost porušitve zniža tudi za 16 % v primeru pospeška tal in za 28 % v primeru spektralnega pospeška. To potrjuje drugo hipotezo disertacije, saj je iz ocene vpliva mej intenzitete razvidno, da podaja enačba, ki temelji na neomejenem integracijskem območju, precenjene vrednosti. Nadalje smo izpeljali dve novi enačbi za oceno potresnega tveganja, ki vključujeta spodnjo mejo intenzitete oz. spodnjo in zgornjo mejo intenzitete. Novi enačbi temeljita na predpostavki linearne aproksimacije funkcije potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah in spodaj odrezane logaritemsko normalne porazdelitve intenzitete pri izbranem mejnem stanju. Predlagani enačbi za oceno potresnega tveganja smo dodatno izpeljali tudi z upoštevanjem aproksimacije funkcije potresne nevarnosti s polinomom drugega reda. Zgornjo mejo intenzitete potresa smo upoštevali tako, da smo navzgor omejili integracijo enačbe tveganja. Tak pristop sicer ni popolnoma skladen z analizo potresne nevarnosti, saj zgornja meja intenzitete potresa ne vpliva le na ocenjeno potresno tveganje, temveč tudi na funkcijo potresne nevarnosti. Praviloma bi morali zgornjo mejo intenzitete potresa upoštevati že pri verjetnostni analizi potresne nevarnosti na obravnavani lokaciji, vendar tako podrobna analiza ni vedno možna v praksi, predvsem za običajne stavbe. Funkcijo potresne nevarnosti, ki bi bila določena z upoštevanjem zgornje meje intenzitete potresa, bi morali za izpeljavo analitične enačbe tveganja ponovno aproksimirati, saj enačba tveganja v zaključeni obliki temelji na predpostavki, da lahko potresno nevarnost aproksimiramo z linearno ali polinomsko funkcijo. Pri tem bi lahko dejstvo, da je verjetnost intenzitet potresa večjih od zgornje meje intenzitete enaka nič, upoštevali tako, da bi imela funkcija potresne nevarnosti pri teh intenzitetah vrednost enako nič, kar pa ponovno privede do integracije enačbe tveganja do zgornje meje intenzitete potresa. Iz računa potresnega tveganja lahko z upoštevanjem mej intenzitete potresa izključimo tiste intenzitete, ki ne doprinesejo k potresnemu tveganju in se tako bolje približamo dejanski vrednosti potresnega tveganja.

Novi enačbi za izračun potresnega tveganja predstavljata produkt že obstoječe enačbe tveganja, ki upošteva celotno območje intenzitete, ter novega korekcijskega faktorja. Analiza korekcijskega faktorja, ki zajema vpliv mej intenzitete na tveganje, je pokazala, da povečanje naklona funkcije potresne nevarnosti in standardne deviacije logaritemsko normalno porazdeljene intenzitete potresa povečuje vpliv spodnje meje in zmanjšuje vpliv zgornje meje intenzitete na ocenjeno potresno tveganje. Posledično je vpliv spodnje in zgornje meje intenzitete različno velik pri različnih merah za intenziteto potresa. Pri spektralnem pospešku je namreč v splošnem opaziti manjše vrednosti standardne deviacije logaritmov intenzitete pri izbranem mejnem stanju, kar pomeni, da bo pri spektralnem pospešku vpliv spodnje meje manjši, vpliv zgornje meje pa večji, kot če bi za mero intenzitete upoštevali pospešek tal.

Spodnjo mejo intenzitete lahko za posamezno stavbo enostavno ocenimo na podlagi rezultatov dinamične analize. V primeru, da rezultatov dinamične analize nimamo, pa lahko za stavbe projektirane v skladu z Evrokodom 8 za spodnjo mejo pri porušitvi stavbe predpostavimo kar projektno vrednost pospeška tal, ki predstavlja dober približek spodnje meje intenzitete potresa. Pri določitvi zgornje meje intenzitete potresa pa je možnosti več. Zgornjo mejo lahko namreč določimo kot dejansko vrednost, tj. fizikalno največjo možno intenziteto potresa na obravnavanem območju. Druga možnost pa je definirati projektno vrednost zgornje meje intenzitete potresa. Dejansko zgornjo mejo intenzitete se praviloma določi v fazi analize potresne nevarnosti na obravnavanem območju, vendar je taka analiza zelo zahtevna in za večino objektov zato neizvedljiva v fazi projektiranja. V

kolikor največje pričakovane intenzitete ni možno določiti na podlagi rezultatov analize potresne nevarnosti, jo lahko ocenimo s pomočjo modelov pojemanja potresa. V tem primeru mora biti uporabljen model pojemanja potresa skladen z analizo potresne nevarnosti. Pogosto se pri oceni zgornje meje s pomočjo atenuacijskih pravil srečamo z več parametri, katerih vrednosti močno vplivajo na ocenjeno mejo, njihova izbira pa žal ni vedno trivialna. Za zgornjo mejo intenzitete bi lahko uporabili tudi največje zabeležene vrednosti intenzitete na obravnavanem območju, vendar je težko trditi, da se v prihodnosti ne bo pojavil potres s še večjo intenziteto. Pri projektiranju na ciljno potresno tveganje je nesmiselno upoštevati tako velike vrednosti intenzitete, pri katerih je nemogoče z zadovoljivo natančnostjo določiti potresno nevarnost in posledično potresno tveganje. Zaradi tega je smiselno uvesti projektno vrednost zgornje meje, ki bi bila lahko predpisana za projektiranje na ciljno potresno tveganje. Projektna vrednost zgornje meje je v splošnem nižja od največje možne intenzitete na opazovanem območju. Opredelimo jo lahko na primer z izbiro največje upoštevane povratne dobe potresa, zgornjo mejo pa nato določimo na osnovi analize potresne nevarnosti. V tem primeru bi bilo ocenjeno potresno tveganje pogojeno s projektno vrednostjo zgornje meje intenzitete potresa. Za močnejše potrese, ki so na obravnavani lokaciji še vedno možni, pa bi bilo potrebno obravnavati izven okvirov verjetnostne analize, saj teh potresov ni možno zanesljivo napovedati.

7.2 Izvirni prispevki k znanosti

Z doktorsko disertacijo smo prispevali predvsem k boljšemu razumevanju potresnega tveganja in k razvoju projektiranja stavb na potresno obtežbo. V nadaljevanju podajamo nekaj izvirnih prispevkov doktorske disertacije.

- Izpeljali smo enačbe, s katerimi lahko določimo vpliv intenzitete potresa na potresno tveganje.
- Izpeljali smo enačbo, ki določa intenziteto potresa z največjim vplivom na potresno tveganje.
- Izpeljali smo enačbi za določitev potresnega tveganja z upoštevanjem fizikalno sprejemljivih vrednosti mej intenzitete potresa, in sicer enačbo, ki upošteva zgolj spodnjo mejo in enačbo, ki upošteva tako spodnjo kot zgornjo mejo intenzitete.
- Izboljšali smo razumevanje razmerja med sprejemljivo verjetnostjo porušitve in verjetnostjo porušitve, ki jo zagotavlja projektiranje v skladu s standardom Evrokod 8.
- Predlagali smo poenostavljeno metodo za projektiranje stavb na potresnih območjih, pri kateri je varnost definirana s sprejemljivim tveganjem za mejno stanje pri porušitvi stavbe.
- Predlagali smo enostavne smernice za prilagajanje armiranobetonskih okvirnih stavb z namenom povečati globalno duktilnost in nosilnost in s tem zmanjšati verjetnost porušitve stavbe. S tem smo prispevali k boljšemu razumevanju vpliva različnih vrst prilagoditev na odziv konstrukcije pri potresni obtežbi.
- Izboljšali smo razumevanje projektiranja objektov na potresnih območjih.

7.3 Možnosti nadaljnjega raziskovanja

Predlagan postopek projektiranja je v splošnem možno uporabiti za različne tipe stavb in različne vrste materialov. Pri tem se spremenijo način modeliranja stavb, upoštevani mehanizmi porušitve ter način prilagajanja konstrukcijskih elementov z namenom doseči ciljno potresno tveganje. Pri odločanju o

ustreznih prilagoditvah stavbe si lahko pomagamo z enostavnimi smernicami. Razvoj takih smernic je zahtevna naloga, saj je potrebno dobro poznati obnašanje stavbe in konstrukcijskih elementov pri potresni obtežbi ter vpliv različnih vrst prilagoditev konstrukcije na njen odziv. Odziv konstrukcije pa se razlikuje pri različnih tipih stavb. V okviru doktorske disertacije smo se pri razvoju smernic za prilagajanje stavb zato omejili zgolj na razmeroma pravilne armiranobetonske okvirne konstrukcije. Podobne smernice bi bilo smiselno razviti tudi za armiranobetonske stenaste in mešane konstrukcije, ki so v grajenem okolju bolj pogoste kot čiste okvirne konstrukcije. Za jeklene stavbe pa bi bilo, poleg smernic za prilagajanje stavb, možno uporabiti tudi avtomatizirane postopke projektiranja, saj so zaradi enostavnejšega prilagajanja prečnih prerezov računsko in časovno manj zahtevni kot za armiranobetonske stavbe. Poleg tega bi v študiji lahko zajeli tudi nepravilne stavbe, saj smo se zaenkrat omejili le na razmeroma pravilne stavbe po višini in tlorisu.

V disertaciji smo predlagali več načinov za določitev začetne konstrukcije, in sicer na osnovi izkušenj ali z uporabo standardov, kjer lahko upoštevamo vse zahteve standarda za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij ali zgolj minimalne zahteve standarda. Pri dveh primerih armiranobetonskih okvirnih stavb, na katerih smo prikazali uporabo predlaganega postopka, smo začetno konstrukcijo določili na osnovi vertikalne obtežbe v skladu s standardom Evrokod 2 in dodatno upoštevali minimalne zahteve standarda za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, Evrokoda 8. Izbrani način določitve začetne konstrukcije pa ni nujno najboljši za doseganje optimalnih rezultatov s predlagano metodo projektiranja. Napačno izbrana začetna konstrukcija lahko namreč vodi v neoptimalne rezultate z vidika izkoriščenosti elementov in lahko zahteva veliko število iteracij za doseganje ciljne verjetnosti porušitve (Krawinkler in sod., 2006). Izbiri začetne konstrukcije bi bilo zato smiselno posvetiti še dodatne raziskave. Začetna konstrukcija, ki bi bila določena na osnovi vseh zahtev standarda za projektiranje potresnoodpornih stavb, bi lahko predstavljala veliko boljši približek končni konstrukciji, zaradi česar bi se število potrebnih iteracij bistveno zmanjšalo. Možno pa bi bilo začetno konstrukcijo določiti na osnovi potresnega tveganja, kjer nivo potresne obremenitve izhaja iz sprejemljivega potresnega tveganja.

Povečevanje dimenzij elementov v skladu s predlaganimi smernicami za prilagajanje konstrukcije lahko vodi v slabo razporejeno izkoriščenost elementov končne konstrukcije. Smiselno bi bilo zato v postopek projektiranja uvesti postopek optimizacije stavbe, ki bi ga lahko izvedli za končno konstrukcijo ali ga vgradili v iterativni del projektiranja, kjer bi ob prilagajanju stavbe zagotavljali tudi optimalno izkoriščenost elementov. Poleg tega povečanje prečnega prereza stebrov ni nujno vedno mogoče, saj so lahko dimenzije elementov navzgor omeje iz arhitekturnih razlogov.

Pri razvoju smernic za prilagajanje konstrukcije smo se omejili le na povečevanje vzdolžne armature stebrov in prečnega prereza elementov. Stremenske armature, ki vpliva na duktilnost elementov in mejno rotacijo v plastičnih členkih ter posledično na odziv stavbe, nismo spreminjali. Zaradi tega bi bilo smiselno v parametrično študijo kot opazovan parameter vključiti tudi stremensko armaturo ter jo preveriti in ustrezno popraviti v vsaki iteraciji predlaganega postopka projektiranja in ne le za končno stavbo. Smiselno bi bilo raziskati tudi možnosti za prerazporejanje armature elementov, pri čemer bi omejili dodatne stroške za zagotavljanje varnosti pred poružitvijo stavb in omogočili bolj optimalno razporeditev materiala.

Uporabljeni nelinearni model stavb učinkovito zajame nelinearno obnašanje, vendar je precej poenostavljen. Največja pomanjkljivost takega modela je zanemaritev krhkih mehanizmov porušitve. Zaradi tega je potrebno dodatno preveriti ali je za zanemarjene mehanizme porušitve, na primer porušitev v strigu in porušitev vozlišč, v stavbi zagotovljena ustrezna nosilnost. Poleg tega smo zaradi predpostavke o polnem vpetju zanemarili interakcijo med konstrukcijo in zemljino, kar vpliva na dobljene rezultate. Zaradi upoštevanje konstantne osne sile v stebrih, smo zanemarili tudi vpliv nivoja osne sile na upogibno nosilnost stebrov. V nadaljnjih raziskavah bi bilo zato smiselno uporabiti bolj natančen model konstrukcije, s katerim bi lahko povečali natančnost analize in ocenjenega potresnega tveganja ter posledično same metode projektiranja.

Projektiranje stavb po predlaganem postopku temelji na ciljnem potresnem tveganju. Za ciljno potresno tveganje bi lahko določili tveganje, ki je sprejemljivo za investitorja, strokovnjake ali družbo. Ker je sprejemljivo tveganje subjektivne narave, se te vrednosti lahko med seboj precej razlikujejo. V kolikor pa udeleženci nimajo dobrega občutka kaj je pri potresni obtežbi sprejemljivo tveganje, so lahko te vrednosti pogosto tudi neprimerne in pri projektiranju na ciljno tveganje zato težko dosegljive. Zato bi bilo smiselno določiti ali celo predpisati mejne ali referenčne vrednosti sprejemljivega potresnega tveganja, ki bi bile primerne za ciljne vrednosti tveganja v postopku projektiranja stavb.

V doktorski disertaciji smo se pri projektiranju na ciljno potresno tveganje omejili na mejno stanje pri porušitvi stavbe. Mejno stanje je namreč obravnavalo že več raziskovalcev in je zato v literaturi možno najti kar nekaj predlaganih vrednosti sprejemljive verjetnosti porušitve, ki lahko služijo kot referenčne vrednosti. Za preostala mejna stanja pa bi bilo vrednosti sprejemljivega tveganja potrebno še raziskati. Na osnovi potresnega tveganja bi bilo smiselno definirati tudi mejno stanje uporabnosti, ki je povezano predvsem s poškodbami nekonstrukcijskih elementov. Sprejemljivo tveganje bi v tem primeru lahko definirali na osnovi pričakovanih izgub ali stroškov povezanih s prenovno.

V disertaciji smo izpeljali enačbo za oceno potresnega tveganja, ki poleg spodnje meje upošteva tudi zgornjo mejo intenzitete potresa. Za stavbe zelo velike pomembnosti, na primer jedrske elektrarne, je pri oceni potresnega tveganja za zgornjo mejo tehtno upoštevati največjo možno intenziteto potresa na obravnavani lokaciji. Praviloma jo določijo seizmologi z analizo potresne nevarnosti, vendar določitev te vrednosti predstavlja velik izziv. Pri določitvi zgornje meje intenzitete s pomočjo modelov pojemanja potresa gre zgolj za približno oceno, ob tem pa se srečujemo s težavami pri izbiri ustreznih parametrov, ki določajo najhujši možen scenarij. Zaradi tega bi bilo potrebno večjo pozornost posvetiti analizi potresne nevarnosti in določitvi zgornje meje intenzitete potresa.

8 POVZETEK

Potresnoodporno projektiranje stavb v skladu z veljavnimi standardi ne predvideva eksplicitne kontrole potresnega tveganja. Posledično ni jasnih informacij o verjetnosti izgube življenja in verjetnosti porušitve objekta zaradi potencialnih potresov. Glavni cilj doktorske disertacije je zato vključitev potresnega tveganja v postopek projektiranja, kar predstavlja nov pristop, ki omogoča eksplicitno kontrolo zanesljivosti, ki jo lahko izrazimo s potresnim tveganjem oz. verjetnostjo prekoračitve izbranega mejnega stanja.

Za oceno potresnega tveganja se pogosto uporablja enostavna enačba v zaključeni obliki, saj omogoča vpogled na vpliv posameznih parametrov na potresno tveganje. Izpeljava enačbe v zaključeni obliki je mogoča le na osnovi več predpostavk, ki vplivajo na natančnost ocenjenega tveganja. Poleg predpostavk o linearni funkciji potresne nevarnosti in logaritemsko normalni porazdelitvi intenzitete pri prekoračitvi izbranega mejnega stanja, se upošteva tudi predpostavka o neomejenem območju integracije enačbe tveganja. Vsaka intenziteta potresa na območju od nič do neskončno zato prispeva k ocenjeni verjetnosti prekoračitve izbranega mejnega stanja, kar lahko privede do precenjenih vrednosti tveganja, saj nedvomno obstajata fizikalno opredeljena spodnja in zgornja meja intenzitete potresa. V doktorski disertaciji smo predstavili različne možnosti za določitev mej intenzitete in pri tem upoštevali dve značilni meri za intenziteto potresa, pospešek tal in spektralni pospešek pri prvem nihajnem času konstrukcije. Spodnjo mejo intenzitete, ki je povezana s kapaciteto obravnavane stavbe, lahko približno ocenimo na podlagi rezultatov dinamične analize. Pri določitvi zgornje meje intenzitete je možnosti več, saj jo lahko interpretiramo kot dejansko vrednost, tj. fizikalno največjo možno intenziteto potresa na obravnavanem območju, ali kot izbrano projektno vrednost, ki je v splošnem nižja od največje možne intenzitete. Opredelimo jo lahko na primer z izbiro največje upoštewane povratne dobe potresa. Dejansko zgornjo mejo intenzitete bi praviloma določili v fazi analize potresne nevarnosti na obravnavanem območju, vendar jo lahko približno ocenimo tudi s pomočjo modelov pojemanja potresa.

V disertaciji smo preučevali vpliv spodnje in zgornje meje intenzitete na potresno tveganje. Pri obravnavanih stavbah, ki so bile projektirane v skladu z Evrokodom 8, se je izkazalo, da je vpliv mej intenzitete lahko nezanemarljiv, saj lahko na primer spodnja meja pospeška tal verjetnost porušitve zmanjša tudi za 58 %, zgornja meja pa za 39 %. Zaradi tega smo izpeljali dve novi enačbi za oceno potresnega tveganja v zaključeni obliki. Prva enačba upošteva le vpliv spodnje meje intenzitete, druga pa vpliv spodnje in zgornje meje intenzitete potresa. Pri izpeljavi enačb smo upoštevali spodaj odrezano logaritemsko normalno porazdelitev, pri kateri je verjetnost, da bo intenziteta manjša od spodnje meje, enaka nič. Zgornjo mejo intenzitete smo upoštevali tako, da smo enačbo tveganja integrirali do zgornje meje intenzitete potresa. Novi enačbi za izračun potresnega tveganja predstavljata produkt enačbe tveganja, ki upošteva celotno območje intenzitete potresa, ter novega korekcijskega faktorja. Analiza korekcijskega faktorja je pokazala, da povečanje naklona krivulje potresne nevarnosti in standardne deviacije logaritmiranih vrednosti intenzitete potresa pri izbranem mejnem stanju povečuje vpliv spodnje meje in zmanjšuje vpliv zgornje meje intenzitete potresa na ocenjeno potresno tveganje. Pri spektralnem pospešku, pri katerem so vrednosti standardne deviacije v splošnem nižje kot pri pospešku tal, je torej vpliv spodnje meje manjši, vpliv zgornje meje pa večji kot

pri pospešku tal. Pravilnost izpeljanih enačb smo preverili s pomočjo Monte Carlo simulacij, njihovo uporabo pa prikazali na skupini armiranobetonskih okvirnih stavb, pri čemer smo vrednosti potresnega tveganja ocenili za primer mejnega stanja pri porušitvi stavbe.

Glavni cilj doktorske disertacije je bil predlagati postopek projektiranja na osnovi ciljnega potresnega tveganja, kjer smo se omejili na mejno stanje pri porušitvi stavbe ter na armiranobetonske okvirne stavbe. Pri tem moramo izhajati iz sprejemljive vrednosti potresnega tveganja, ki jo lahko uporabimo kot ciljno verjetnost porušitve v predlaganem postopku. Pogosto udeleženci v postopku projektiranja nimajo dobrega občutka o primernih vrednostih sprejemljivega tveganja, njihovo dožemanje tveganja pa je lahko različno, saj je ta subjektivne narave. V disertaciji smo zato opisali nekaj modelov za določitev sprejemljive verjetnosti porušitve in njihovo uporabo prikazali na skupini armiranobetonskih okvirnih stavb. Dobljene vrednosti se razlikujejo predvsem po upoštevanem številu izpostavljenih ljudi, namembnosti stavbe in posledicah porušitve. Poleg opisanih modelov smo povzeli še nekaj vrednosti sprejemljive verjetnosti porušitve, ki so bile v literaturi predlagane prav za potresno obtežbo. Groba ocena približne povprečne vrednosti sprejemljive vrednosti predlagane v literaturi je $1 \cdot 10^{-5}$ in je v splošnem mnogo višja od vrednosti, ki smo jih za primere stavb določili po različnih modelih za sprejemljivo verjetnost porušitve. Večina teh modelov namreč ne temelji na potresni obtežbi in zato podaja vrednosti, ki so za projektiranje na osnovi potresnega tveganja prestroge in težko dosegljive.

Prvi korak v postopku projektiranja je izbira ciljnega potresnega tveganja. V tem koraku lahko vključimo več interesnih skupin, ki na ta način vplivajo na projektirano stavbo. Nato določimo začetno konstrukcijo. Smiselno je izbrati začetno konstrukcijo, ki bo čim bližje končni konstrukciji. Lahko jo določimo na podlagi izkušenj ali z uporabo standardov, pri čemer lahko upoštevamo zahteve standarda v celoti ali zgolj minimalne zahteve. Za začetno konstrukcijo ocenimo potresno tveganje na osnovi nelinearnih metod analize in ga primerjamo s ciljnim tveganjem. V kolikor je potresno tveganje večje od ciljnega, so potrebne prilagoditve konstrukcije. Za prilagojeno konstrukcijo ponovno preverimo potresno tveganje in postopek ponavljamo dokler ne dosežemo ciljnega tveganja. Predlagan postopek je torej iterativen in zaradi uporabe nelinearne analize lahko postane računsko in časovno prezahteven za uporabo v praksi. Z namenom zmanjšati računsko zahtevnost postopka, smo uvedli stopnjevanje zanesljivosti projektiranja ter predlagali enostavne smernice za prilagajanje konstrukcije, s katerimi lahko končno konstrukcijo dosežemo z manjšim številom iteracij. Stopnjevanje zanesljivosti za posamezne korake postopka projektiranja predvideva uporabo metod analize različnih stopenj zanesljivosti in posledično računske zahtevnosti. Na primer, v disertaciji smo začetne konstrukcije določili na osnovi izkušenj, minimalnih pogojev dimenzij, ali s projektiranjem na osnovi elastične analize. V iterativnem delu postopka smo za oceno potresne odpornosti objekta uporabili poenostavljene nelinearne metode analize, v zadnjem koraku pa smo zanesljivosti končne stavbe kontrolirali z bolj zanesljivo metodo analize, ki temelji na nelinearni dinamični analizi celotne stavbe. Na ta način lahko za stavbe različnih pomembnosti prilagajamo zanesljivost in računsko zahtevnost postopka projektiranja. Smernice za prilagajanje konstrukcije smo razvili na osnovi obsežne parametrične študije o vplivu posameznih prilagoditev na odziv stavbe. Namesto uporabe avtomatiziranih postopkov, ki lahko zahtevajo veliko število iteracij, konstrukcijo projektant prilagaja sam na osnovi odziva stavbe dobljenega s potisno analizo. Cilj smernic je znižati verjetnost porušitve stavbe z izboljšanjem deformacijske kapacitete in nosilnosti konstrukcije. Parametrična študija je

pokazala, da lahko deformacijsko kapaciteto konstrukcije izboljšamo predvsem s primernim povečanjem vzdolžne armature stebrov na osnovi opazovanja etažnih pomikov stavbe, nosilnost stavbe pa s povečanjem prečnega prereza močno izkoriščenih elementov. Uporabo predlaganih smernic smo prikazali na štirih armiranobetonskih okvirnih stavbah, ki so bile projektirane v skladu s standardom Evrokod 8. Zaradi obsežnosti parametrične študije, ki je potrebna za razvoj takih smernic, smo se omejili na armiranobetonske okvirne stavbe, vendar je podobne smernice možno razviti tudi za druge konstrukcijske sisteme in druge tipe materialov.

Uporabo predlaganega postopka projektiranja smo prikazali na dveh primerih armiranobetonskih okvirnih stavb. Začetni stavbi smo določili na osnovi zahtev Evrokoda 2 in minimalnih zahtev Evrokoda 8. Na ta način dobljeni stavbi predstavljata le grob približek končnih stavb. Za določitev odziva in oceno potresnega tveganja stavb smo v postopku prilagajanja konstrukcije uporabili poenostavljeno nelinearno metodo analize. Potresno tveganje ter zanesljivost projektiranja smo za končni iteraciji preverili s pomočjo 3R metode, ki omogoča kontrolo verjetnosti porušitve z majhnim številom nelinearnih dinamičnih analiz stavbe (npr. s sedmimi analizami). Ob uporabi ustreznega programskega orodja tak pristop tudi za običajne stavbe računsko ni prezahteven. Zanesljivost rezultata 3R analize smo dodatno preverili še z inkrementalno dinamično analizo celotne stavbe. Zaradi uporabe enostavnega nelinearnega modela stavbe, ki ne upošteva strižne porušitve, smo za končno stavbo preverili in ponovno dimenzionirali stremensko armaturo. Ciljna verjetnost porušitve 8-etažne stavbe je bila dosežena po štirih iteracijah, 15-etažne stavbe pa po treh iteracijah. V kolikor smo potresno tveganje določili z upoštevanjem spodnje in zgornje meje intenzitete potresa, smo lahko končno stavbo dosegli z manj prilagoditvami oz. z manjšimi dimenzijami elementov in manj armature. Pokazali smo, da način določitve zgornje meje močno vpliva na ocenjeno potresno tveganje in posledično na število iteracij, ki je potrebno, da dosežemo zastavljeno ciljno tveganje. Upoštevanje projektne vrednosti zgornje meje spektralnega pospeška, ki je ustrezala povratni dobi 100.000 let (3,2 g pri 8-etažni in 1,0 g pri 15-etažni stavbi), je povzročilo pomanjšanje verjetnosti porušitve za faktor do 1,6. Pri minimalni ocenjeni vrednosti zgornje meje spektralnega pospeška, ki smo jo ocenili z modeli pojemanja potresa (1,4 g pri 8-etažni in 0,4 g pri 15-etažni stavbi), pa se je verjetnost porušitve zmanjšala za faktor tudi do 250. Najbolj konservativno izbrana zgornja meja (9,0 g pri 8-etažni in 3,8 g pri 15-etažni stavbi) na verjetnost porušitve in postopek projektiranja ni imela vpliva.

Glavna prednost predlaganega iterativnega postopka je vključitev eksplicitne kontrole zanesljivosti v postopek projektiranja stavb. Z uporabo tega postopka bi odpravili neskladje med Evrokodom 0, ki podaja osnove za projektiranje konstrukcij in izhaja iz ciljne zanesljivosti, in Evrokodom 8, ki ne temelji na zagotavljanju ciljne zanesljivosti, ter izboljšali zanesljivost projektiranja. Pri določitvi ciljnega tveganja lahko vključimo investitorja, ki ima na ta način možnost vpliva na višino investicije in izgube v primeru potresa, poleg tega pa je informiran o dejanskem tveganju za izgube zaradi potresov. Dodatno pa metoda z zajemom vseh potresov, ki so možni na obravnavani lokaciji, odpravi tudi pomanjkljivost Evrokoda 8, ki pri projektiranju stavb upošteva le projektni potres. Predlagana metoda ima tudi nekaj pomanjkljivosti, ki bi jih lahko odpravili z nadaljnjimi raziskavami. Neprimerna začetna konstrukcija in uporaba smernic lahko namreč vodita v neoptimalno izkoriščeno končno konstrukcijo. Dodatno smo v disertaciji za vse analize uporabili poenostavljene nelinearne modele, epistemične negotovosti pa smo zanemarili, kar lahko vpliva na zanesljivost rezultatov.

9 SUMMARY

The seismic design of buildings, as prescribed by current standards, does not require an explicit check of seismic risk. Thus no clear information is available about the probability of the loss of human lives, and the probability that a building might collapse in an actual earthquake. The main goal of the doctoral dissertation was, therefore, to incorporate information regarding seismic risk into the design process.

A simple closed-form equation is often used for seismic risk estimation, since it offers a clear insight into the impact of each parameter affecting seismic risk. However, such an equation can be derived only by taking into account certain assumptions, which have an impact on the accuracy of the results obtained. In addition to the assumptions regarding a linear function of seismic hazard and a lognormal distribution of limit-state intensities, it is assumed that the risk equation should be integrated over the entire range of ground-motion intensity. The last-mentioned assumption can lead to overestimated values of the seismic risk, since physically defined lower and upper bounds of the ground-motion intensity definitely do exist. In the dissertation various methods for assessing ground-motion intensity bounds were investigated. Two different intensity measures were taken into account, the peak ground acceleration and the spectral acceleration corresponding to the first period of the structure. The lower bound of ground-motion intensity is related to the building's load-bearing capacity and can be approximately estimated by means of nonlinear dynamic analysis. However, there are several ways in which the upper bound of ground-motion intensity can be estimated, since it can be interpreted either as a true upper bound of ground-motion intensity, i.e. the largest physically possible ground-motion intensity at an observed location, or as a design value, which is generally lower than the true upper ground-motion bound. The design value of the upper bound of ground-motion intensity can be determined, for example, on the basis of a long earthquake return period. The true upper bound ground-motion intensity should ideally be estimated within the scope of seismic hazard analysis, but it can be roughly estimated by means of ground motion prediction equations.

In the dissertation the impact of ground-motion intensity bounds on seismic risk was studied. For several observed buildings designed according to Eurocode 8 provisions it was realized that this impact is not always negligible, since taking into account, for example, the lower or the upper bound of the peak ground acceleration can reduce the probability of collapse for up to 58 % or 39 %, respectively. Therefore two new closed-form equations for seismic risk estimation were derived. The first equation takes into account only the impact of the lower ground-motion intensity bound, whereas the second equation takes into account both the lower and the upper ground-motion intensity bounds. When deriving these equations a lower bound truncated lognormal distribution is assumed, since the probability that a limit-state intensity is smaller than the lower ground-motion intensity bound is equal to zero. The upper bound ground-motion intensity was incorporated by defining it as the upper limit of integration of the risk equation. These two new equations are given in the format of a product of the risk equation, which does not take into account ground-motion intensity bounds, and a correction factor. An analysis of the correction factor revealed that an increase in the slope of the hazard curve or in the standard deviation of the logarithms of the limit-state intensities increases the impact of the lower bound and decreases the impact of the upper bound of ground-motion intensity on seismic risk.

Thus, in the case of the spectral acceleration which is associated with lower values of the standard deviations, the impact of the lower bound is smaller and the impact of the upper bound is larger than for the peak ground acceleration. The validity of the derived equations was verified by Monte Carlo simulations, and their use was demonstrated on a set of reinforced concrete frames, where only the collapse limit state was taken into account.

The main goal of the doctoral dissertation was to propose a risk-based design procedure, which would be limited to the collapse limit state and to reinforced concrete frame structures. For this purpose the designer has to be familiar with tolerable values of risk, which can be set as the target for design. Different interest groups participating in the design of a building are frequently unaware of what constitutes a tolerable risk and their perception may vary, since the concept of a tolerable risk is subjective by definition. Some models for the estimation of a tolerable collapse probability have therefore been presented, and their use demonstrated on a set of reinforced concrete frames. The estimated values differ mainly due to the number of people exposed, the intended use of the building, and the consequences of failure. Additionally, some values of tolerable collapse probability, which have been proposed as being apposite for seismic actions, have been listed. A rough estimate of the average value of a proposed tolerable collapse probability is $1 \cdot 10^{-5}$. This value is, however, in general larger than the values estimated with the presented models, which do not take into account seismic actions and therefore result in too strict and difficult to achieve values for risk-based design.

The first step of the proposed procedure consists of the selection of the target risk. Stakeholders can participate in this step and thus have some influence on the design of the structure. Next, an initial structure has to be defined. It is reasonable to choose an initial design which is as close to the final design as possible. This can be done based on experience or by means of standards, where all the standard provisions or just the minimum requirements are taken into account. The seismic risk of the initial structure has to be estimated by using nonlinear methods of analysis. If the estimated risk is higher than the target risk, some structural adjustments have to be made. For the adjusted structure the seismic risk has to be re-estimated, and these two steps have to be repeated until the target risk is reached. The proposed procedure is iterative and can become computationally excessively demanding and time consuming for it to be used in practice. In order to reduce the computational effort of the process, differentiation of the reliability of design was introduced. Additionally, simple guidelines for structural adjustment were proposed in order to achieve the final design with a smaller number of iterations. Differentiation regarding the reliability of the design allows the use of different methods of analysis having diverse levels of reliability in the various steps of the proposed design procedure. For example, in the dissertation the initial structures were defined based on experience and minimum dimension requirements, or defined on the basis of linear elastic analysis. In the iterative part of the procedure simplified nonlinear methods of analysis were used to estimate the seismic risk, and for the final iteration the reliability of the design was checked using a more accurate method of analysis, which is based on nonlinear dynamic analysis of the entire structure. In this way the reliability and complexity of the design procedure can be adjusted taking into account the importance of the building. Guidelines for the adjustment of reinforced concrete frames were derived on the basis of an extensive parametric study of the impact of different types of adjustments on the performance of the structure. Instead of using automated procedures, which sometimes need a large number of iterations, the

designer adjusts the structure based on its performance, which is obtained by pushover analysis. The aim of the guidelines is to reduce the probability of collapse by improving the strength and deformation capacity of the building. The results of the parametric study revealed that the deformation capacity of a building can be improved by appropriately increasing the longitudinal reinforcement of its columns on the basis of estimated storey drifts, and that its strength can be improved by increasing the cross-sections of elements whose load-bearing capacity is almost completely utilized. Due to the complexity of the parametric study, which needs to be performed in order to define such guidelines, the doctoral dissertation focused only on reinforced concrete frames. However, similar guidelines could be proposed for other types of structures and other materials. The use of the proposed guidelines was demonstrated on four concrete frame structures that had been designed according to the Eurocode 8 provisions.

The use of the proposed design procedure was demonstrated on two examples of reinforced concrete frame buildings. The initial structures, which represented only a rough approximation of the final buildings, were defined using the Eurocode 2 provisions and the minimum requirements of Eurocode 8. In the iterative part of the design procedure, the performance and seismic risk of the investigated buildings were determined by means of a simplified nonlinear method of analysis. The reliability of the design procedure and the seismic risk of the final structure were verified with the 3R method, which allows seismic risk verification with a few nonlinear dynamic analyses of the entire structure (e.g. with seven analyses). By using appropriate software tools, such an approach can be computationally effective even in the case of buildings of normal importance. The reliability of the 3R method was additionally checked by using incremental dynamic analysis. Due to the use of a simple structural model, which does not take into account shear failure, the shear reinforcement of the final iteration was additionally checked and designed. The target collapse probability was reached after four iterations for an 8-storey structure, and after three iterations for a 15-storey structure. However, when seismic risk was estimated by taking into account the lower and upper bounds of the ground-motion intensity, the final structures were attained with fewer modifications, i.e. with smaller cross-sections and less reinforcement of the structural elements. The method used to estimate the upper bound of ground-motion intensity has a great effect on the estimated risk and subsequently on the number of iterations needed to reach the target risk. When the design value of the upper bound of the spectral acceleration, corresponding to a 100.000 year return period (3,2 g for the 8-storeyed building, and 1,0 g for the 15-storeyed building) was taken into account, the probability of collapse was reduced by a factor of up to 1,6. By applying the lowest value of the upper bound of spectral acceleration, which was obtained with the ground motion prediction equations (1,4 g for the 8-storeyed building and 0,4 g for the 15-storeyed building), the probability of collapse was reduced by a factor of up to 250. The most conservatively selected upper bound (9,0 g for the 8-storeyed building, and 3,8 g for the 15-storeyed building), did not, however, have an impact on the probability of collapse or on the design procedure.

The main advantage of the proposed design procedure is the provision of an explicit check of the reliability of a structure. The use of this procedure improves the reliability of design and eliminates the inconsistency between Eurocode 0, which prescribes the basics of design and is based on target reliability, and Eurocode 8, which is not based on target reliability. Stakeholders could participate in

the determination of target risk, and thus be able to have some influence on the level of investment in the building's structure, in addition to being informed about the actual risk of losses due to earthquakes. An additional advantage of the proposed procedure in comparison with Eurocode 8, which takes into account only the design earthquake, is the consideration of all ground motions that are possible at the observed location. However, the proposed design method has some shortcomings, which could be eliminated with further research. An inappropriate initial structure and the use of the proposed guidelines may lead to a solution which still fulfils the performance objective, but is not optimal. Additionally, in the dissertation a simplified nonlinear model was used for all analyses and effects of epistemic uncertainties were neglected, which can have some impact on the reliability of results.

VIRI

Akkar, S., Bommer, J.J. 2010. Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV, and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the Middle East. *Seismological Research Letters* 81, 2: 195-206.

Ambraseys, N.N., Douglas, J., Sigbjörnsson, R., Berge-Thierry, C., Suhadolc, P., Costa, G., Smit, P.M. 2004. Dissemination of European Strong-Motion Data, vol.2, using Strong-Motion Datascape Navigator, CD-ROM collection, Engineering and Physical Sciences Research Council, United Kingdom.

ASCE/SEI 7-05 2006. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.

Aslani, H., Miranda, E. 2005. Probability-based seismic response analysis. *Engineering Structures* 27, 8: 1151-1163.

Azarbakht, A., Dolšek, M. 2011. Progressive Incremental Dynamic Analysis for First-Mode Dominated Structures. *Journal of Structural Engineering* 137, 3: 445-455.

Baker, J.W. 2011a. Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection. *Journal of Structural Engineering* 137, 3: 322-331.

Baker, J.W. 2011b. Seismic hazard assessment for Ljubljana using EZ-FRISK. Julij 2011. Osebna komunikacija.

Baker, J.W. 2008. An Introduction to Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA). White paper, Version 1.3: str. 44-46.

Besednjak, D. 2012. Uporaba programa SAP2000 za projektiranje armiranobetonskih okvirov po standard Evrokod 8. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 85 f.

Beyer, K., Bommer, J.J. 2006. Relationships between Median Values and between Aleatory Variabilities for Different Definitions of the Horizontal Component of Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America* 96: 1512-1522.

Bhattacharya, B., Basu, R., Ma, K. 2001. Developing target reliability for novel structures: the case of the Mobile Offshore Base. *Marine structures* 14: 37-58.

Bindi, D., Pacor, F., Luzi, L., Puglia, R., Massa, M., Ameri, G., Paolucci, R. 2011. Ground motion prediction equations derived from the Italian strong motion database. *Bulletin of Earthquake Engineering* 9, 6: 1899-1920.

- Bindi, D., Luzi, L., Massa, M., Pacor, F. 2010. Horizontal and vertical ground motion prediction equations derived from the Italian Accelerometric Archive (ITACA). *Bulletin of Earthquake Engineering* 8, 5: 1209-1230.
- Bommer, J.J., Abrahamson, N.A., Strasser, F.O., Pecker, A., Bard, P.-Y., Bungum, H., Cotton, F., Fäh, D., Sabetta, F., Scherbaum, F., Studer, J. 2004. The challenge of defining upper bounds on earthquake ground motions. *Seismological Research Letters* 75, 2: 82-95.
- Boore, D.M., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. 2006. Orientation-independent measures of ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America* 96: 1502–1511.
- Bradley, B.A., Cubrinovski, M. 2011. Near-source strong ground motions observed in the 22 February 2011 Christchurch earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 44, 4: 181-194.
- Bradley, B.A., Dhakal, R.P. 2008. Error estimation of closed-form solution for annual rate of structural collapse. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 37, 15: 1721–1737.
- Brozovič, M. 2014. Določitev krivulje potresne nevarnosti za območje Ljubljane z uporabo programa EZ-FRISK. 21. Oktober 2014. Osebna komunikacija.
- Brozovič, M., Dolšek, M. 2014. Selection of few ground motions for decision-making associated with no-collapse requirement. V: *Proceedings of the 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, August 24-29, 2014.*
- Brozovič, M., Dolšek, M. 2013. Envelope-based pushover analysis procedure for the approximate seismic response analysis of buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 43, 1: 77-96.
- Chiou, B.S.J., Darragh, R.B., Gregor, N.J., Silva, W.J. 2008. NGA project strong-motion database. *Earthquake Spectra* 24, 1: 23-44.
- Cornell C.A., Krawinkler H., 2000. Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment. *PEER Center News* 4, 1: 1-3.
- Cornell, C.A. 1996. Calculating building seismic performance reliability: a basis for multi-level design norms. V: *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996. (Paper No. 2122).*
- Dolšek, M. 2010. Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8, 6: 1309-1329.

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

Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 220 f.

Douglas, J., Ulrich, T., Nugulescu, C. 2013. Risk-targeted seismic design maps for mainland France. *Natural Hazards* 65: 1999-2013.

Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H., Lignos D. G. 2013. An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 42, 1: 25-41.

ETABS Nonlinear Version 9.7.4, 2005. Berkeley, CA, Computers and Structures, Inc.

EZ-FRISK Software for Earthquake Ground Motion Estimation, version 7.62, 2012. Risk Engineering, Inc., Louisville, Colorado, USA.

Fajfar, P., Polič, M., Klinc, R. 2014. Zaznavanje potresne ogroženosti pri strokovnjakih in nestrokovnjakih. *Gradbeni vestnik* 63: 111-118.

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

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

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

Federal Emergency Management Agency (FEMA) 2012. Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1 – Methodology. Prepared by the Applied Technology Council. Washington, D.C., FEMA Publication P-58-1: 278 str.

Federal Emergency Management Agency (FEMA) 2009. Quantification of Building Seismic Performance Factors. Prepared by the Applied Technology Council. Washington, D.C., FEMA Publication P695: 421 str.

Fragiadakis, M., Lagaros, N.D. 2011. An overview to structural seismic design optimisation frameworks. *Computers and structures* 89, 11-12: 1155-1165.

Fragiadakis, M., Papadrakakis, M. 2008. Performance-based optimum seismic design of reinforced concrete structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 37, 6: 825-844.

- Hajirasouliha, I., Asadi, P., Pilakoutas, K. 2012. An efficient performance-based seismic design method for reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 41, 4: 663-679.
- Haselton, C.B., Fry, A., Baker, J.W., Hamburger, R.O., Whittaker, A.S., Stewart, J.P., Elwood, K.J., Luco, N., Hooper, J.D., Charney, F.A., Zimmerman, R.B., Pekelnicky, R.G. 2012. Response-History Analysis for the Design of New Buildings: A Fully Revised Chapter 16 Methodology Proposed for the 2015 NEHRP Provisions and the ASCE/SEI 7-16 Standard. V: Proceedings of the 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, 21-25 July 2014.
- Helm, P. 1996. Integrated Risk Management for Natural and Technological Disasters. *Tephra* 15, 1: 5-19.
- Housner, G.W. 1965. Intensity of ground shaking near the causative fault. V: Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, Auckland 1: 81-94.
- ISO 2394:1998(E) – General principles on reliability for structures.
- Jaiswal, K.S., Wald, D.J. 2010. Development of a semi-empirical loss model within the USGS Prompt Assessment of Global Earthquakes for Response (PAGER) System. V: Proceedings of the 9th US and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering: Reaching Beyond Borders, Toronto, 25-29 July 2010.
- Jalayer, F. 2003. Direct probabilistic seismic analysis: Implementing non-linear dynamic assessments. Doctoral Dissertation. Stanford, Stanford University, Department of Civil and Environmental Engineering: 272 f.
- Jan, M. 2010. Vpliv opečnih polnil na obnašanje armiranobetonskih okvirov. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 114 f.
- 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 1: Basis of Design.
- Kennedy, R.P. 2011. Performance-goal based (risk informed) approach for establishing the SSE site specific response spectrum for future nuclear power plants. *Nuclear Engineering and Design* 241, 3: 648-656.
- Kosič, M. Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira po standardu Evrokod 8. 15. December 2010. Osebna komunikacija.

Krawinkler, H., Zareian, F., Medina, R. A., Ibarra, L. F. 2006. Decision support for conceptual performance-based design. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 35, 1: 115-133.

Kreslin, M., Fajfar, P. 2012. The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bulletin of Earthquake Engineering* 10, 2: 695-715.

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

Kwak, H.-G., Kim, J. 2009. An integrated genetic algorithm complemented with direct search for optimum design of RC frames. *Computer-Aided Design* 41, 7: 490-500.

Labbé, P.B. 2010. PSHA outputs versus historical seismicity: Example of France. V: Proceedings of the 14th European Conference on earthquake engineering. Ohrid, Republic of Macedonia, 2010.

Lagaros, N.D., Bakas, N., Papadrakakis, M. 2009. Optimum Design Approaches for Improving the Seismic Performance of 3D RC Buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 13, 3: 345-363.

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2003. Probabilistic Seismic Hazard Assessment Methodology for Distributed Seismicity. *Bulletin of the Seismological Society of America* 93, 6: 2502-2515.

Lazar, N., Dolšek, M. 2014a. A closed form solution for seismic risk assessment incorporating intensity bounds. *Engineering structures* 87, 1: 78-89.

Lazar, N., Dolšek, M. 2014b. Incorporating intensity bounds for assessing the seismic safety of structures: Does it matter? *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 43, 5: 717-738.

Lazar, N., Dolšek, M. 2014c. Effect of intensity bounds on the seismic safety of structures. V: Proceedings of the 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Anchorage, 21-25 July 2014.

Lazar, N., Dolšek, M. 2013a. Risk-based seismic design of buildings using an efficient pushover analysis procedure. V: Proceedings of the 11th International Conference on Structural Safety & Reliability. New York, 16-20 June 2013.

Lazar, N., Dolšek, M. 2013b. Application of the risk-based seismic design procedure to a reinforced concrete frame building. V: Papadrakakis, M. (ur.), Papadopoulos, V. (ur.), Plevris, V. (ur.). Proceedings of the 4th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering Held in Kos Island, Greece, 12-14 June 2013. Greece, National Technical University of Athens, School of Civil Engineering, Institute of Structural Analysis and Antiseismic Research: p. 655-668.

- Lazar, N., Dolšek, M. 2012. Risk-based seismic design – An alternative to current standards for earthquake-resistant design of buildings. V: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, 24-28 September 2012.
- Liu, M., Wen, Y.K., Burns, S.A. 2004. Life cycle cost oriented seismic design optimization of steel moment frame structures with risk-taking preference. *Engineering Structures* 26, 10: 1207-1421.
- Luco, N., Ellingwood, B.R., Hamburger, R.O., Hooper, J.D., Kimball, J.K., Kircher, C.A. 2007. Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States. Structural Engineers Association of California convention. Squaw Creek, California, 2007.
- Mathematica, Version 8.0, 2010. Champaign, IL, Wolfram Research, Inc.
- Matlab, Version 7.9.0, 2010. Natick, Massachusetts, The MathWorks Inc.
- McGarr, A. 1982. Upper bounds on near-source peak ground motion based on a model of inhomogeneous faulting. *Bulletin of the Seismological Society of America* 72: 1825-1841.
- McGuire, R.K. 2004. Seismic hazard and risk analysis. Earthquake Engineering Research Institute, EERI Publication No. MNO-10.
- Melchers, R.E. 1999. *Structural Reliability Analysis and Prediction*, Second Edition. Chichester, John Wiley & Sons: str. 15-19, 52-55.
- Negro, P. 1997. Experimental assessment of the global cyclic damage of framed R/C structures. *Journal of Earthquake Engineering* 1, 3: 543–562.
- Negro, P., Pinto, A.V., Verzeletti, G., Magonette, G.E. 1996. PsD Test on Four-Story R/C Building Designed According to Eurocodes. *Journal of Structural Engineering* 122, 12: 1409-1417.
- PEER. 2007. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center. Univ. of California, Berkeley, CA, (dostopno na: <http://opensees.berkeley.edu/>)
- Peruš, I., Fajfar, P. 2010. Ground-motion prediction by a non-parametric approach. *Earthquake engineering and structural dynamics* 39, 12: 1395-1416.
- 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.
- Pinto, P., Giannini, R., Franchin, P. 2005. *Seismic reliability analysis of structures*. IUSS Press, Pavia, Italy.

Rojas, H.A., Foley, C., Pezeshk, S. 2011. Risk-Based Seismic Design for Optimal Structural and Nonstructural System Performance. *Earthquake Spectra* 27, 3: 857-880.

Sabetta, F., Pugliese, A. 1996. Estimation of Response Spectra and Simulation of Nonstationary Earthquake Ground Motions. *Bulletin of Seismological Society of America* 86, 2: 337-352.

SIST EN 1990: 2004 – Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1991-1-1: 2004 – Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

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

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

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

Strasser, F.O., Bommer, J.J., Abrahamson, N.A. 2004. The need for upper bounds on seismic ground motion. V: *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 3361, August 2004.

Šket Motnikar, B., Lapajne, J. 2004. Revised PSHA for NPP Krško – Annex A.1.2 The influence of truncation limit in attenuation models, PSR-NEK-2.7.2-Rev.1.

Takewaki, I., Murakami, S., Fujita, K., Yoshitomi, S., Tsuji, M. 2011. The 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake and response of high-rise buildings under long-period ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 31, 11: 1511-1528.

Vamvatsikos, D. 2013. Derivation of new SAC/FEMA performance evaluation solutions with second-order hazard approximation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 42, 8: 1171-1188.

Vamvatsikos, D., Dolšek, M. 2010. Equivalent constant rates for performance-based seismic assessment of ageing structures. *Structural Safety* 33, 1: 8-18.

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

Wen, J. K. 2000. Reliability and performance-based design. *Structural Safety* 23, 4: 407-428.

Zupančič, M. 2011. Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira za srednjo stopnjo duktilnosti. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 102 f.

Žižmond, J. Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira v skladu z minimalnimi zahtevami Evrokoda 8. 12. Avgust 2014. Osebna komunikacija.