

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



PODIPLOMSKI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA

DOKTORSKI ŠTUDIJ

Kandidat:

**DANIEL CELAREC, univ. dipl. inž. grad.**

**POTRESNO TVEGANJE IZBRANIH KONSTRUKCIJSKIH  
SISTEMOV Z UPOŠTEVANJEM NEZANESLJIVOSTI**

Doktorska disertacija štev.: 223

**SEISMIC RISK ASSESSMENT OF THE SELECTED  
STRUCTURAL SYSTEMS WITH CONSIDERATION OF  
UNCERTAINTIES**

Doctoral thesis No.: 223

Temo doktorske disertacije je odobrila Komisija za doktorski študij na 8. redni seji,  
8. julija 2010. Za mentorja je bil imenovan doc. dr. Matjaž Dolšek.

Ljubljana, 17. april 2012

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

doc. dr. Matjaž Dolšek,  
akad. prof. dr. Peter Fajfar,  
prof. dr. Goran Turk,  
izr. prof. dr. Vojko Kilar,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 10. redni seji,  
dne 21. aprila 2010.

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

akad. prof. dr. Peter Fajfar,  
prof. dr. Goran Turk,  
izr. prof. dr. Vojko Kilar,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 28. redni seji, dne  
29. februarja 2012.

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

prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik,  
izr. prof. dr. Matjaž Dolšek, mentor,  
akad. prof. dr. Peter Fajfar,  
prof. dr. Goran Turk,  
izr. prof. dr. Vojko Kilar,

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

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



### **Izjava o avtorstvu**

Podpisani Daniel Celarec, univ. dipl. inž. grad., izjavljam, da sem avtor doktorske disertacije z naslovom »Potresno tveganje izbranih konstrukcijskih sistemov z upoštevanjem nezanesljivosti«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici, ter dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 17. april 2012

Daniel Celarec, univ. dipl. inž. grad.

## Bibliografsko-dokumentacijska stran

**UDK:** 624.042.7:624.072.2:699.841(043.3)

**Avtor:** Daniel Celarec

**Mentor:** izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

**Naslov:** Potresno tveganje izbranih konstrukcijskih sistemov z upoštevanjem nezanesljivosti

**Obseg in oprema:** 158 str., 48 sl., 26 pregl., 4 pril.

**Ključne besede:** potresno tveganje, metoda N2, nelinearna statična analiza, parametri potresnega odziva, fizikalne negotovosti, modelne negotovosti, staranje materiala, korozija, kapaciteta konstrukcije, verjetnost prekoračitve mejnega stanja, armiranobetonske okvirne konstrukcije, armiranobetonske okvirne konstrukcije z opečnimi polnili

**Izvleček:** V doktorski disertaciji smo razvili poenostavljeno verjetnostno metodo za oceno potresnega tveganja stavb z upoštevanjem vplivov fizikalnih in modelnih negotovosti ter staranja materiala. Predlagana metoda temelji na splošni analitični metodi za oceno potresnega tveganja, pri čemer se parametri potresnega odziva izračunajo z metodo N2, ki jo uporabimo na stohastičnem modelu. Pri primerih uporabe predlagane metode smo se omejili na armiranobetonske (AB) okvire in okvire s polnili, pri čemer smo raziskovali nezanesljivost določitve potresnega odziva konstrukcije. Prvi sklop ugotovitev se nanaša na rezultate občutljivostne analize. Rezultati kažejo, da imajo negotovosti modela za določitev rotacijske kapacitete stebrov in gred največji vpliv na potresni odziv AB okvirov, medtem ko imajo v primeru okvirov s polnili največji vpliv na potresni odziv mehanske lastnosti opečnih polnil. Drugi sklop ugotovitev se nanaša na rezultate študije vpliva fizikalnih in modelnih negotovosti na parametre potresnega odziva treh AB okvirov. Rezultati te študije kažejo, da fizikalne in modelne negotovosti ne vplivajo le na oceno razpršenosti temveč tudi na oceno mediane parametrov potresnega odziva. Skoraj v vseh primerih se je zaradi upoštevanja fizikalnih in modelnih negotovosti izkazalo, da je ocena mediane pomikov in pospeškov v mejnem stanju blizu porušitve nezanemarljivo manjša v primerjavi s tistimi vrednostmi, ki smo jih določili z običajno deterministično analizo. Dodatno negotovost predstavlja vpliv korozije. Na primeru izbranega AB okvira ter ob upoštevanju poenostavljenega modela korozije smo ugotovili, da korozija povzroči lokalno strižno porušitev izpostavljenih elementov, kar lahko znatno poveča potresno tveganje. Poseben primer negotovosti predstavljajo pomanjkljivosti poenostavljenih nelinearnih modelov. Te vplive smo preučevali na primeru okvira s polnili. Z uporabo predlaganega iterativnega postopka nelinearne statične analize smo pokazali, da potresno tveganje preveč podcenimo, če v nelinearni analizi ne simuliramo strižne porušitve stebrov in vpliva polnila na povečanje prečne sile v stebri.

## Bibliographic and documentalistic information

**UDC:** 624.042.7:624.072.2:699.841(043.3)

**Author:** Daniel Celarec

**Supervisor:** Assoc. Prof. Matjaž Dolšek Ph.D.

**Title:** Seismic risk assessment of the selected structural systems with consideration of uncertainties

**Notes:** 158 pp., 48 fig., 26 tab., 4 app.

**Key words:** seismic risk, N2 method, nonlinear static analysis, seismic response parameters, physical uncertainties, modelling uncertainties, ageing of material, corrosion, structural capacity, probability of exceeding limit state, reinforced concrete frame structures, reinforced concrete frame structures with masonry infills

**Abstract:** A simplified method for the probabilistic seismic performance assessment of buildings with consideration of the effects of physical and modelling uncertainties, taking into account the ageing processes of structural materials, was developed. The proposed method utilizes a general analytical method for estimating the seismic risk, whereas the seismic response parameters are determined by using the N2 method, which is applied to the stochastic structural model. This method was used to study the effects of uncertainties on the seismic performance of reinforced concrete (RC) frames and frames with infills. The first part of the results relates to the sensitivity of the seismic response parameters. The results show that the seismic response of RC frames is most sensitive to the uncertainty associated with the model of the rotation capacities of the plastic hinges in the columns and beams, whereas in the case of the infilled frames, the mechanical characteristics of the infills are the parameters which have the greatest impact on the seismic response of such buildings. The second part of the results refers to the study of the effects of physical and modelling uncertainties on the seismic response parameters, as applied to three RC frames. The results of the study show that these uncertainties affect not only the dispersion, but also the median estimates of the response parameters. In almost all cases their influence contributed to a considerable reduction of the median displacement and the acceleration capacity if the latter are compared to those determined by conventional deterministic analysis. Additional uncertainty arises due to the effects of corrosion. In the case of the selected RC frame, where corrosion has been modelled with simplified models, it has been shown that such corrosion can lead to the shear failure of the exposed columns, which may considerably increase the seismic risk. A particular source of uncertainty is represented by simplified nonlinear models. By using the proposed iterative pushover-based procedure it has been shown that the seismic risk may be significantly underestimated if possible shear failures of the columns and the contribution of the masonry infill to the shear forces in the columns are not properly simulated in a nonlinear analysis.

## Zahvala

Pri raziskovalnem delu mi je pomagalo in me podprlo več ljudi. Hvaležen sem prav vsem, ker pa je težko omeniti vse, se želim posebej zahvaliti tistim, ki so najbolj vplivali na moje delo.

Največja zahvala gre mojemu mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku, ki me je pri delu kritično usmerjal in mi bil vedno pripravljen pomagati. Naučil me je metod verjetnostne analize konstrukcij in potresnega inženirstva ter mi s svojim znanjem in nasveti pomagal pri raziskovalnem delu.

Pomoč pri reševanju verjetnostnih problemov mi je nudil tudi dr. Dimitrios Vamvatsikos, pri razvoju programske opreme pa mi je pomagal dr. Paolo Ricci. Veliko truda so vložili akad. prof. dr. Peter Fajfar, izr. prof. dr. Vojko Kilar in prof. dr. Goran Turk, ki so doktorsko disertacijo pregledali in podali korekture. V začetku študija so mi s svojimi izkušnjami pomagali sodelavci dr. Jaka Dujc, dr. Miha Kramar, dr. Maja Kreslin, dr. Klemen Rejec, dr. Matej Rozman in dr. Zlatko Vidrih ter ostali zaposleni na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

Posebej pa se želim zahvaliti svoji mami. V vseh letih študija me je podpirala in spodbujala, zato se ji za ves trud iskreno zahvaljujem.

Raziskovalno delo, ki sem ga opravil v okviru doktorske disertacije sta omogočila in finančno podprla Javna agencija za raziskovalno dejavnost ter Ministrstvo za visoko šolstvo, znanost in tehnologijo Republike Slovenije.

Vsem najlepša hvala.



# Vsebina

<b>1</b>	<b>Uvod</b>	<b>1</b>
1.1	Tema doktorske disertacije	2
1.2	Pregled stanja na obravnavanem področju	4
1.3	Vsebina doktorske disertacije	8
<b>2</b>	<b>Fizikalne in modelne negotovosti AB okvirov in AB okvirov s polnili</b>	<b>11</b>
2.1	Splošna razvrstitev negotovosti	11
2.1.1	Fenomenološke negotovosti	12
2.1.2	Fizikalne negotovosti	12
2.1.3	Modelne negotovosti	12
2.1.4	Negotovosti zaradi časovno spremenljivih vplivov	13
2.1.5	Statistične negotovosti	13
2.2	Mehanske lastnosti betona	13
2.3	Mehanske lastnosti jekla za armiranje	16
2.4	Dimenzije AB elementov	18
2.5	Nosilnost in karakteristične rotacije AB elementov	20
2.5.1	Nosilnost AB elementov	22
2.5.2	Karakteristične rotacije AB elementov	23
2.6	Mehanske lastnosti zidanih polnil	28
2.6.1	Mehanske lastnosti zidanih polnil	29
2.7	Stalna in koristna obtežba	31
2.8	Delež kritičnega dušenja	33
2.9	Glavne ugotovitve in zaključki	33
<b>3</b>	<b>Poenostavljena nelinearna metoda za oceno potresnega tveganja stavb</b>	<b>35</b>
3.1	Ocena letne frekvence prekoračitve mejnega stanja	36
3.1.1	Analitična ocena srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja	38
3.1.2	Upoštevanje vpliva staranja konstrukcije	42
3.1.3	Upoštevanje časa do začetka degradacije kapacitete	57
3.2	Razširitev metode N2 z upoštevanjem vplivov negotovosti	59
3.2.1	Opis osnovne metode N2 na stohastičnem modelu	61
3.2.2	Določitev skupine $N_{Sim}$ konstrukcijskih modelov	67
3.2.3	Določitev skupine krivulj IN2 in ocena parametrov potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti	70
3.3	Iterativni postopek nelinearne statične analize za približno upoštevanje strižnih porušitev AB elementov	73
3.4	Približna določitev krivulj IDA s spletno aplikacijo	76
<b>4</b>	<b>Vpliv negotovosti na potresno tveganje AB okvirov</b>	<b>81</b>
4.1	Določitev parametrov potresnega odziva trietažne stavbe z upoštevanjem fizikalnih in modelnih negotovosti	81
4.1.1	Matematični model in slučajne spremenljivke	82
4.1.2	Določitev parametrov potresnega odziva	84
4.1.3	Komentar rezultatov in primerjava s sodobnimi konstrukcijami	95
4.2	Ocena potresnega tveganja štirietažne stavbe z upoštevanjem korozije	99



---

4.2.1	Matematični model konstrukcije in modeliranje vplivov korozije	100
4.2.2	Določitev kapacitete pomikov in kapacitete pospeškov	101
4.2.3	Ocena pričakovanega števila prekoračitev mejnega stanja NC	103
4.2.4	Komentar rezultatov in zaključki	107
<b>5</b>	<b>Vpliv negotovosti na potresno tveganje AB okvirov s polnili</b>	<b>109</b>
5.1	Občutljivost parametrov potresnega odziva na fizikalne in modelne negotovosti AB okvirov s polnili	110
5.1.1	Matematični model in slučajne spremenljivke	112
5.1.2	Rezultati analize občutljivosti parametrov potresnega odziva	115
5.1.3	Zaključki	124
5.2	Ocena potresnega tveganja okvira s polnili z upoštevanjem strižnih porušitev stebrov	125
5.2.1	Modeliranje interakcije med polnilom in okvirjem	126
5.2.2	Rezultati nelinearne statične analize in definicija mejnih stanj	130
5.2.3	Ocena srednje letne frekvence prekoračitve mejnih stanj	133
5.2.4	Komentar rezultatov in zaključki	134
<b>6</b>	<b>Zaključek</b>	<b>137</b>
<b>7</b>	<b>Povzetek</b>	<b>143</b>
<b>8</b>	<b>Summary</b>	<b>147</b>
	<b>Viri</b>	
	<b>Priloge</b>	

## Seznam slik

Slika 2.1:	Shematičen prikaz trilinearne ovojnice moment - rotacija v plastičnih členkih AB elementov.	21
Slika 3.1:	Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence $\lambda_{LS}^{ECR}$ z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za $k = 1$ in $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	48
Slika 3.2:	Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence $\lambda_{LS}^{ECR}$ z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za $k = 1.4$ in $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	49
Slika 3.3:	Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence $\lambda_{LS}^{ECR}$ z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za $k = 1.8$ in $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	50
Slika 3.4:	Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence $\lambda_{LS}^{ECR}$ z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za $k = 2.2$ in $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	51
Slika 3.5:	Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence $\lambda_{LS}^{ECR}$ z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za $k = 2.6$ in $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	52
Slika 3.6:	Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence $\lambda_{LS}^{ECR}$ z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za $k = 3$ in $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	53
Slika 3.7:	Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence $\lambda_{LS}^{ECR}$ z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za $k = 3.4$ in $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	54
Slika 3.8:	Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence $\lambda_{LS}^{ECR}$ z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za $k = 3.8$ in $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	55
Slika 3.9:	Glavni koraki razširjene metode IN2.	61
Slika 3.10:	Tipične oblike izračunanih in idealiziranih obtežno-deformacijskih krivulj a) AB okvirov in b) AB okvirov s polnili.	63
Slika 3.11:	Grafična določitev potresne zahteve ekvivalentnega modela SDOF v formatu spektralni pospešek - pomik na vrhu za a) bi-linearen in b) več-linearen diagram kapacitete.	67
Slika 3.12:	Inverzna metoda generiranja vrednosti slučajne spremenljivke $X_j$ .	68
Slika 3.13:	Krivulje IN2 s točkami mejnega stanja blizu porušitve, krivulja mediane pomikov in krivulji, ki ustrezata 16. oz. 84. kvantilu pomikov za skupino konstrukcijskih modelov. Oblika prikazanih krivulj IN2 je značilna za AB okvire.	72
Slika 3.14:	a) Primer ovojnice moment - rotacija za plastični členek AB stebra in b) ovojnice sila - pomik tlačne diagonale polnila. Prikazani sta ovojnice za primer polne nosilnosti stebra in polnila ter modificirani ovojnice zaradi strižne porušitve stebra.	75
Slika 3.15:	Grafikon, ki prikazuje glavne korake iterativnega postopka nelinearne statične analize za oceno potresnega obnašanja AB okvirov ali AB okvirov s polnili.	76
Slika 3.16:	Idealizirana ovojnice sila - pomik, ki se uporablja v spletni aplikaciji za določitev približnih krivulj IDA ( <a href="http://ice4risk.slo-projekt.info/WIDA/ICE4RISK-Instructions.pdf">http://ice4risk.slo-projekt.info/WIDA/ICE4RISK-Instructions.pdf</a> ).	78
Slika 4.1:	Geometrija starejše trietažne AB okvirne konstrukcije in prerezi tipičnih stebrov in gred.	81
Slika 4.2:	Razpršenost karakterističnih rotacij ovojnice moment - rotacija zaradi negotovih empiričnih modelov.	84

Slika 4.3:	a) Obtežno-deformacijska krivulja determinističnega modela konstrukcije in b) določitev kapacitete pospeškov v AD formatu.	86
Slika 4.4:	Tornado diagram za a) pomik na vrhu in b) maksimalni pospešek tal v mejnem stanju blizu porušitve.	88
Slika 4.5:	Plastični mehanizem za mejno stanje blizu porušitve in pripadajoče poškodbe elementov. Slika prikazuje a) osnovni model stavbe in b) model s 16. kvantilom tlačne trdnosti betona. Opomba: legenda v angleškem jeziku je del izpisa programa PBEE toolbox.	89
Slika 4.6:	Vpliv 16. in 84. kvantila tlačne trdnosti betona na osno-upogibno nosilnost stebra C3 v a) prvi in b) drugi etaži.	89
Slika 4.7:	Vpliv števila simulacij na stopnjo korelacije med tlačno trdnostjo betona $f_{cm}$ in trdnostjo jekla $f_y$ , trdnostjo jekla $f_y$ in maso $m$ ter rotacijo stebrov na meji tečenja $\theta_{y,c}$ in mejno rotacijo $\theta_{nc,c}$ .	92
Slika 4.8:	a) Obtežno-deformacijske krivulje in b) krivulje IN2 za skupino 20 konstrukcijskih modelov, ki sestavljajo stohastični model konstrukcije, za tri kvantilne vrednosti ter za deterministični model konstrukcije. Rezultati so prikazani za obremenjevanje v pozitivni $X$ smeri.	93
Slika 4.9:	Geometrija sodobnih AB okvirnih konstrukcij in prerezi stebrov in gred.	95
Slika 4.10:	Primerjava krivulj kumulativne porazdelitve kapacitete pomikov in kapacitete pospeškov. Krivulje so izračunane na podlagi rezultatov metode FOSM ter za šest različnih realizacij metode LHS v primeru a) trietažne starejše konstrukcije, b) trietažne sodobne konstrukcije in c) štirietažne sodobne konstrukcije.	98
Slika 4.11:	Geometrija in tipični prerezi stebrov ravninske okvirne konstrukcije.	99
Slika 4.12:	Trilinearna ovojnica moment - rotacija plastičnega členka stebra C v tretji etaži.	101
Slika 4.13:	Obtežno-deformacijske krivulje intaktne in degradirane konstrukcije zaradi vpliva korozije. V slednjem primeru, je obtežno-deformacijska krivulja prikazana za vsako naslednjo dekada po začetku delovanja korozije.	102
Slika 4.14:	Poškodovanost konstrukcije v mejnem stanju blizu porušitve. Poškodbe so prikazane za: a) intaktno konstrukcijo, brez upoštevanja korozije, ter za degradirano konstrukcijo po b) dvajsetih letih ter c) in d) petdesetih letih po začetku delovanja korozije. Primer c) se nanaša na račun poškodovanosti brez upoštevanja strižne porušitve stebrov, za primer d) pa se strižnih porušitev stebrov upošteva približno. Opomba: legenda v angleškem jeziku je del izpisa programa PBEE toolbox.	103
Slika 4.15:	Kapaciteta pospeškov v mejnem stanju blizu porušitve v odvisnosti od časa. Slika prikazuje izračunane vrednosti ter linearno in potenčno obliko aproksimacijske funkcije v odvisnosti od časa.	104
Slika 4.16:	Krivulja potresne nevarnosti in njena aproksimacija. Na krivulji potresne nevarnosti so označene izračunane vrednosti $a_{g,nc}$ ter intenzitete, ki ustrezajo 225-, 475- in 2475-letni povratni dobi.	105
Slika 4.17:	Pričakovano število prekoračitev mejnega stanja blizu porušitve. Slika prikazuje rezultate numerične integracija enačbe (4.9) ter empirično rešitev z upoštevanjem linearne in potenčne aproksimacije kapacitete pospeškov v času.	107
Slika 5.1:	Geometrija izbranih okvirov s tipičnimi prerezi stebrov in gred.	111
Slika 5.2:	a) Shematičen prikaz štiri-linearne ovojnice sila - pomik tlačnih diagonal, s silami in pomiki, merjenimi v vodoravni smeri, ter b) ovojnice tlačnih diagonal analiziranih okvirov.	113
Slika 5.3:	Obtežno-deformacijske krivulje in točke mejnih stanj DL, SD in NC za osnovne modele okvirov A ÷ D ter za modele, v katerih vrednosti slučajnih spremenljivk $\tau_{cr}$ in $E_w$ (levo) ter $G_w$ in $\theta_{nc,c}$ (desno) pripadajo 16. in 84. kvantilu.	116
Slika 5.4:	Etažni plastični mehanizmi in poškodovanost okvirov A in D. Plastični mehanizmi so prikazani za osnovna modela ter za modela s 16. kvantilom trdnosti polnil.	118

Slika 5.5:	Tornado diagrami za pomike v mejnih stanjih DL, SD in NC za AB okvire A ÷ D. Občutljivost kapacitete pomikov je za vsak AB okvir ter za vsako mejno stanje prikazana za šest najpomembnejših slučajnih spremenljivk.	119
Slika 5.6:	Krivulje IN2 in točke mejnih stanj DL, SD in NC. Rezultati so prikazane za osnovne modele okvirov A ÷ D, ter za modele s 16. oz. 84. kvantilom $\tau_{cr}$ .	121
Slika 5.7:	Krivulje IN2 in točke mejnih stanj DL, SD in NC. Rezultati so prikazane za osnovni model okvira A, ter za modele s 16. oz. 84. kvantilom parametrov $G_w$ , $E_w$ , $\theta_{nc,c}$ in $m$ .	121
Slika 5.8:	Tornado diagrami za kapacitete pospeškov v mejnih stanjih DL, SD in NC za AB okvire A ÷ D. Občutljivost kapacitete pospeškov je za vsak AB okvir ter za vsako mejno stanje prikazana za šest najpomembnejših slučajnih spremenljivk.	123
Slika 5.9:	Geometrija šibkega AB okvira s polnili ter tipični prerezi pripadajočih stebrov.	126
Slika 5.10:	Pogoste oblike modelov opečnih polnili s tlačnimi diagonalami (Vir: Crisafulli, 1997).	128
Slika 5.11:	Obtežno-deformacijski krivulji izračunani z a) nelinearno statično analizo in b) z uporabo predlaganega iterativnega postopka nelinearne statične analize, ki na poenostavljen način omogoča simuliranje strižne porušitve stebrov.	130
Slika 5.12:	Poškodovanost stavbe a) v mejnem stanju LS1 brez in b) z upoštevanjem strižnih porušitev stebrov ter c) v mejnem stanju LS2 brez in d) z upoštevanjem strižnih porušitev stebrov. Opomba: legenda v angleškem jeziku je del izpisa programa PBEE toolbox.	132
Slika 5.13:	Idealizirana ovojnica sila - pomik ekvivalentnega modela SDOF.	134
Slika 5.14:	Krivulje IDA ter maksimalni pospeški tal v mejnih stanjih LS1 in LS2 za a) osnovni in b) modificirani model.	135

## List of figures

Figure 2.1:	Schematic view of the trilinear moment - rotation relationship of a plastic hinge in RC elements.	21
Figure 3.1:	Relative error of the equivalent mean annual frequency $\lambda_{LS}^{ECR}$ calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for $k = 1$ and $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	48
Figure 3.2:	Relative error of the equivalent mean annual frequency $\lambda_{LS}^{ECR}$ calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for $k = 1.4$ and $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	49
Figure 3.3:	Relative error of the equivalent mean annual frequency $\lambda_{LS}^{ECR}$ calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for $k = 1.8$ and $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	50
Figure 3.4:	Relative error of the equivalent mean annual frequency $\lambda_{LS}^{ECR}$ calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for $k = 2.2$ and $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	51
Figure 3.5:	Relative error of the equivalent mean annual frequency $\lambda_{LS}^{ECR}$ calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for $k = 2.6$ and $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	52
Figure 3.6:	Relative error of the equivalent mean annual frequency $\lambda_{LS}^{ECR}$ calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for $k = 3$ and $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	53
Figure 3.7:	Relative error of the equivalent mean annual frequency $\lambda_{LS}^{ECR}$ calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for $k = 3.4$ and $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	54
Figure 3.8:	Relative error of the equivalent mean annual frequency $\lambda_{LS}^{ECR}$ calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for $k = 3.8$ and $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .	55
Figure 3.9:	The main steps of the extended IN2 method.	61
Figure 3.10:	Typical shape for calculated and idealized force-deformation relationship (pushover curve) of a) bare and b) infilled RC frames.	63
Figure 3.11:	Graphic determination of seismic demand of equivalent SDOF model in acceleration - displacement format for a) bi-linear and b) multi-linear capacity diagram.	67
Figure 3.12:	Inverse transformation method for sampling of the random variable $X_j$ .	68
Figure 3.13:	The IN2 curves, showing the near-collapse limit state points, and 16 <sup>th</sup> , 50 <sup>th</sup> and 84 <sup>th</sup> fractiles of IN2 curves for the group of structural models. The presented IN2 curves are typical for the RC frames.	72
Figure 3.14:	a) The example of moment - rotation relationship of the plastic hinge of RC columns and b) force - displacement relationship of the equivalent diagonal strut od masonry infill. Presented are envelopes for columns and infills with full resistance and reduced resistance due the shear failure of the column.	75
Figure 3.15:	Flowchart of the iterative pushover analysis procedure for the seismic performance assessment of RC frames with or without masonry infills.	76
Figure 3.16:	The idealized force - displacement relationship used by web application for prediction of approximate IDA curves( <a href="http://ice4risk.slo-projekt.info/WIDA/ICE4RISK-Instructions.pdf">http://ice4risk.slo-projekt.info/WIDA/ICE4RISK-Instructions.pdf</a> ).	78

Figure 4.1:	Geometry of an older three-storey RC frame structure and the typical cross-sections of the columns and beams.	81
Figure 4.2:	Variations of characteristic rotations of the moment - rotation relationship due to uncertain empirical models.	84
Figure 4.3:	a) The calculated and idealized pushover curve of the deterministic model and b) determination of acceleration capacity in AD format.	86
Figure 4.4:	Tornado diagram for a) displacement and b) acceleration capacity at the near-collapse limit state.	88
Figure 4.5:	The plastic mechanism at the near-collapse limit state and associated damage in structural element. The figure presents a) best-estimated model and b) the model in which the concrete strength has been set to its 16 <sup>th</sup> fractile.	89
Figure 4.6:	Effect of the 16 <sup>th</sup> and 84 <sup>th</sup> fractiles of concrete compressive strength on axial-moment resistance of column C3 in a) the first and b) the second storey.	89
Figure 4.7:	The effect of number of simulations on target correlation between concrete compressive strength $f_{cm}$ and reinforcement yield strength $f_y$ , reinforcement yield strength $f_y$ and mass $m$ , and yield rotation of column $\theta_{y,c}$ and corresponding ultimate rotation $\theta_{nc,c}$ .	92
Figure 4.8:	a) The pushover curve and b) IN2 curves for a group of 20 structural models, showing the near-collapse limit state points. The pushover and IN2 curves are presented for deterministic model and for three selected fractiles. The results are presented for loading in positive X direction only.	93
Figure 4.9:	The geometry of the contemporary RC frame structures and the cross-sections of the columns and beams.	95
Figure 4.10:	Comparison of the fragility curves for the displacement and acceleration capacities, calculated by using FOSM method and 6 different LHS realizations. The fragility curves are plotted for a) the older three-storey building, b) the contemporary three-storey building and c) the contemporary four-storey building.	98
Figure 4.11:	The geometry and typical cross-sections of columns of the plain frame structure.	99
Figure 4.12:	The trilinear moment - rotation relationship for the plastic hinge of the column C in the third storey.	101
Figure 4.13:	The pushover curves for the initial conditions and for the degraded structure due to the effects of corrosion. In latter case, the pushover curves are calculated successively every 10 years after corrosion initiation.	102
Figure 4.14:	The structural damage for the near-collapse limit state. The damage is presented for: a) the initial condition and for the corroded conditions after b) twenty and c) and d) fifty years of the degrading process. The example c) refers to the calculation of damage without consideration of shear failure, whereas in the case d) the shear failure is approximately simulated.	103
Figure 4.15:	The acceleration capacities at the near-collapse limit state over time. The figure illustrates the calculated near-collapse points versus the linear and power-law approximations over time.	104
Figure 4.16:	The seismic hazard curve and its power-law approximation. The calculated $a_{g,nc}$ marked on the hazard curve are compared with those corresponding to the return period of 225, 475 and 2475 years.	105
Figure 4.17:	The expected number of exceedances of the near-collapse limit state over time. The results are presented for the analytical closed-form solution and for the numerical integration of eq. (4.9) based on the linear and power-law approximation of acceleration capacity over time.	107
Figure 5.1:	The geometry of the selected frames and the typical cross-sections of columns and beams.	111

Figure 5.2:	a) The schematic figure of the quadri-linear force - displacement relationship of the diagonal struts, measured in the horizontal direction, and b) the corresponding relationship of the diagonal struts used in the analysis.	113
Figure 5.3:	The pushover curves with highlighted DL, SD and NC limit states for the infilled frames A ÷ D. The pushover curves are presented for the base-case model and for the models, where $\tau_{cr}$ and $E_w$ (on the left), and $\theta_{nc,c}$ and $G_w$ (on the right) were set to their 16 <sup>th</sup> and 84 <sup>th</sup> fractiles.	116
Figure 5.4:	Soft storey mechanisms and the associated damage of frames A and D. The soft storey mechanisms are presented for the base-case model as well as for the variation of $\tau_{cr}$ to its 16 <sup>th</sup> fractile.	118
Figure 5.5:	Tornado diagrams for the top displacements at the DL, SD and NC limit states for the infilled frames A ÷ D. The sensitivity of the top displacement of each frame and for each limit state is presented for the six most important input variables.	119
Figure 5.6:	The IN2 curves with highlighted DL, SD and NC limit states for frames A ÷ D. The results are presented for the base-case models and for the models, where $\tau_{cr}$ was set to their 16 <sup>th</sup> and 84 <sup>th</sup> fractiles.	121
Figure 5.7:	The IN2 curves with highlighted DL, SD and NC limit states for frame A. The results are presented for the base-case model and for the models, where $G_w$ , $E_w$ , $\theta_{nc,c}$ and $m$ were set to 16 <sup>th</sup> and 84 <sup>th</sup> fractiles.	121
Figure 5.8:	Tornado diagrams for the peak ground acceleration at the DL, SD and NC limit states for the infilled frames A ÷ D. The sensitivity of the peak ground accelerations of each frame and for each limit state is presented for the six most important input variables.	123
Figure 5.9:	The geometry of weak RC frame with masonry infills and typical cross-sections of columns.	126
Figure 5.10:	Most commonly used diagonal strut models for masonry infills (Ref.: Crisafulli, 1997).	128
Figure 5.11:	Pushover curves based on a) pushover analysis and b) the iterative pushover procedure, which makes it possible to simulate, approximately, the shear failure of the columns.	130
Figure 5.12:	Damage of building, which corresponds to a) limit state LS1 without and b) with consideration of shear failures of columns, and c) limit state LS2 without and d) with considerations of shear failure of the columns.	132
Figure 5.13:	The idealized force - displacement relationship of the equivalent SDOF model.	134
Figure 5.14:	The IDA curves and limit-state peak ground accelerations for the results based on a) pushover analysis and b) iterative pushover procedure.	135

## Seznam preglednic

Preglednica 2.1:	Koeficient variacije in standardna deviacija tlačne trdnosti betonskih preizkušancev v obliki valja, (Melchers, 1999).	14
Preglednica 2.2:	Statistični podatki in privzeta porazdelitvena funkcija za trdnosti jekla na meji tečenja.	17
Preglednica 2.3:	Povprečna vrednost in standardna deviacija odstopanja dimenzij AB elementov (Ellingwood in sod., 1980).	19
Preglednica 2.4:	Povprečna vrednost in standardna deviacija odstopanja dimenzij AB elementov (Udoeyo in Ugbem, 1995).	20
Preglednica 2.5:	Povprečna vrednost in standardna deviacija odstopanja dimenzij AB elementov (JCSS, 2000).	20
Preglednica 2.6:	Povprečna vrednost in koeficient variacije za razmerje med eksperimentalno in izračunano nosilnostjo AB elementov. Prikazani podatki ustrezajo srednji tlačni trdnosti $f_{cm} = 34$ MPa (Ellingwood in sod., 1980).	23
Preglednica 2.7:	Mediana in koeficient variacije za razmerje med eksperimentalno in izračunano rotacijo, ukrivljenost in efektivno togost AB elementov na meji tečenja armature ter (Fardis in Biskinis, 2003).	25
Preglednica 2.8:	Mediana in koeficient variacije za razmerje med eksperimentalno in izračunano rotacijo AB elementov v mejnem stanju blizu porušitve (Fardis in Biskinis, 2003).	26
Preglednica 2.9:	Standardna deviacija sekantne togosti $EI_y/EI_g$ ter karakterističnih rotacij $\theta_m^{tot}$ , $\theta_m^{pl}$ in $\theta_{pc}$ po Haseltonu (Haselton, 2006).	28
Preglednica 2.10:	Koeficient variacije za izbrane mehanske lastnosti opečnih polnil.	30
Preglednica 2.11:	Podatki o mehanskih lastnostih zidanih polnil iz lehnjaka (Rota in sod., 2010).	30
Preglednica 2.12:	Srednja vrednost in koeficient variacije specifične teže nekaterih gradbenih materialov (JCSS, 2000).	32
Preglednica 2.13:	Srednja vrednost in koeficient variacije običajne in redke koristne obtežbe, ter koeficient variacije notranjih statičnih količin zaradi koristne obtežbe (Ellingwood in sod., 1980).	32
Preglednica 2.14:	Izbrane lastnosti AB elementov in opečnih polnil.	34
Preglednica 3.1:	Shema $N_{Sim}$ generiranih vrednosti $N_{Var}$ slučajnih spremenljivk.	68
Preglednica 4.1:	Statistični podatki izbranih slučajnih spremenljivk.	84
Preglednica 4.2:	Mediana ter 16. in 84. kvantil negotovih vhodnih parametrov modela, nihajni čas modela SDOF ter pripadajoče kapacitete pomikov in kapacitete pospeškov za mejno stanje blizu porušitve.	87
Preglednica 4.3:	Mediana kapacitete pomikov in maksimalni pospešek tal v mejnem stanju blizu porušitve za deterministični model in stohastični model konstrukcije.	94
Preglednica 4.4:	Standardne deviacije pomikov ter kapacitete pomikov in maksimalnega pospeška v mejnem stanju blizu porušitve, izračunane z uporabo metode FOSM in LHS	95
Preglednica 4.5:	Parametri potresnega odziva različnih AB okvirov, izračunani z uporabo metode LHS. Rezultati so prikazani za izbrano (obstoječo) konstrukcijo ter za dve sodobni konstrukciji.	96
Preglednica 4.6:	Kapaciteta pomikov in kapaciteta pospeškov za mejno stanje blizu porušitve. Rezultati so prikazani za začetno stanje brez upoštevanja korozije ( $\Delta t = 0$ let) ter za degradirano konstrukcijo v zaporedju vsakih naslednjih deset let po začetku delovanja korozije ( $\Delta t = 10 - 50$ let).	102



---

Preglednica 4.7:	Pričakovano skupno število prekoračitev $\eta_{nc}$ in srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja NC $\lambda_{nc}$ . Poleg empiričnih vrednosti $\eta_{nc}$ so prikazane tudi vrednosti numerične integracije po enačbi (4.9).	106
Preglednica 5.1:	Statistični podatki izbranih slučajnih spremenljivk. Mmediane slučajnih spremenljivk, ki se nanašajo na sodelujočo širino plošč in karakteristične rotacije plastičnih členkov stebrov in gred, se med posameznimi elementi razlikujejo. Mesta označena s poševnico "/" zato označujejo vrednosti pripadajočih količin, izračunanih s progrmaom PBEE toolbox (Dolšek, 2010).	114
Preglednica 5.2:	Nihajni časi, maksimalne nosilnost in kapacitete pomikov v mejnih stanjih DL, SD in NC osnovnih modelov konstrukcij ter največje in najmanjše variacije zaradi variacij najvplivnejših slučajnih spremenljivk na 16. oz. 84. kvantil.	117
Preglednica 5.3:	Maksimalni pospeški tal osnovnih modelov v mejnih stanjih DL, SD in NC ter največje in najmanjše variacije zaradi variacij najvplivnejših slučajnih spremenljivk.	120
Preglednica 5.4:	Pomiki in maksimalni pospeški tal v mejnih stanjih LS1 in LS2, pripadajoče standardne deviacije ter srednje letne frekvence prekoračitev mejnih stanj za osnovni in modificirani model.	135

## List of tables

Table 2.1:	Coefficient of variation and standard deviation of on-site concrete compressive strength for control cylinders (Melchers, 1999).	14
Table 2.2:	Statistical parameters and adopted probability distribution function for yield strength of steel.	17
Table 2.3:	The mean value and standard deviation for the differences between the nominal and as-built dimensions of RC elements (Ellingwood et al., 1980).	19
Table 2.4:	The mean value and standard deviation for the differences between the nominal and as-built dimensions of RC elements (Udoeyo in Ugbem, 1995).	20
Table 2.5:	The mean value and standard deviation for the differences between the nominal and as-built dimensions of RC elements (JCSS, 2000).	20
Table 2.6:	Mean value and the coefficient of variation for the ratio between the experimentally determined and computed resistance capacity of RC elements. The data are presented for mean concrete strength $f_{cm} = 34$ MPa (Ellingwood et al., 1980).	23
Table 2.7:	The median and the coefficient of variation for the ratio between the experimentally determined and computed yield rotation, yield curvature and effective stiffness of RC elements (Fardis in Biskinis, 2003).	25
Table 2.8:	The median and the coefficient of variation for the ratio between the experimentally determined and computed rotation of RC elements at near-collapse limit state (Fardis in Biskinis, 2003).	26
Table 2.9:	Standard deviation of secant stiffness $EI_y/EI_g$ and characteristic rotations $\theta_m^{tot}$ , $\theta_m^{pl}$ in $\theta_{pc}$ according to Haselton (Haselton, 2006).	28
Table 2.10:	Coefficient of variation for the selected mechanical properties of the masonry infills.	30
Table 2.11:	Data for the mechanical properties of the tuff masonry (Rota et al., 2010).	30
Table 2.12:	The mean value and coefficient of variation for the specific weight of selected building materials (JCSS, 2000)	32
Table 2.13:	The mean value and coefficient of variation for combination and maximum value of live loads and coefficient of variation for live load effects (Ellingwood et al. 1980).	32
Table 2.14:	Selected properties of the RC elements and masonry infills.	34
Table 3.1:	Sampling scheme for $N_{Sim}$ evaluations of $N_{Var}$ random variables.	68
Table 3.2:	The example from the output file <code>results.out</code> with the results of of web application for prediction of approximate IDA curves ( <a href="http://ice4risk.slo-projekt.info/WIDA/ICE4RISK-Instructions.pdf">http://ice4risk.slo-projekt.info/WIDA/ICE4RISK-Instructions.pdf</a> ).	79
Table 4.1:	Statistical data for the selected random variables.	84
Table 4.2:	The median value and the 16 <sup>th</sup> and 84 <sup>th</sup> fractiles of the uncertain parameters, the periods of SDOF model and the corresponding displacement and acceleration capacities at the near-collapse limit state.	87
Table 4.3:	The median capacity in terms of displacement and acceleration at the near-collapse limit state of the deterministic and stochastic structural model.	94
Table 4.4:	Standard deviation of the displacements at given intensity and standard deviations of the displacement and acceleration capacities at the near-collapse limit state, determined by using FOSM or LHS method.	95
Table 4.5:	Seismic response parameters of RC frames by utilizing LHS technique. Results are presneted for selected (existing) structure and for two contemporary structures.	96

Table 4.6:	The displacement and acceleration capacities at near-collapse limit state. The results are presented for the initial condition ( $\Delta t = 0$ years) and for the degraded structure, successively every 10 years after the corrosion initiation ( $\Delta t = 10 - 50$ years).	102
Table 4.7:	The expected number of events $\eta_{nc}$ and the mean annual frequency $\lambda_{nc}$ of exceedance of the near-collapse limit state. Estimated values of $\eta_{nc}$ according are compared to the solution based on the numerical integration of Eq. (4.9).	106
Table 5.1:	The statistical characteristics for the input random variables. Note that the values of the effective slab widths and those of the rotational capacities of the plastic hinges in the columns and beams differ from element to element. The sign "-" therefore means the best-estimated value for the corresponding variable, calculated using the PBEE toolbox (Dolšek, 2010).	114
Table 5.2:	The periods, maximum base shear and top displacements at DL, SD and NC limit states for the base-case models, and their maximum positive and minimum negative variations, which correspond to variations of most influential random variables to their 16th and 84th fractiles.	117
Table 5.3:	Peak ground accelerations at the DL, SD and NC limit states for the base-case models, and their maximum positive and minimum negative variations, which correspond to the variations of most influential random variables to their 16 <sup>th</sup> and 84 <sup>th</sup> fractiles.	120
Table 5.4:	Limit state displacements and peak ground accelerations, corresponding standard deviations and mean annual frequencies of exceeding the LS1 and LS2 for the case if estimated based on the initial and modified model.	135

# 1 Uvod

Potres za človeka predstavlja enega izmed najbolj uničevalnih naravnih pojavov na Zemlji. Izkušnje namreč kažejo, da potresi ne povzročajo le veliko gmotne škode v naravnem in urbanem okolju, temveč v najbolj ogroženih predelih sveta zahtevajo tudi veliko smrtnih žrtev. Močan potres lahko v nekaj trenutkih uniči vse, kar je človek s svojo prizadevnostjo ustvarjal skozi stoletja. Poleg neposredne škode lahko potres povzroči veliko posredno škodo, ki se na prizadetih območjih največkrat kaže kot posledica prekinitve gospodarskih dejavnosti, proizvodnje ali trgovine. Ker z današnjim znanjem še ni možno napovedovati, kdaj se bo zgodil močan potres, je edini učinkovit način, da se zavarujemo pred katastrofalnimi posledicami potresa, gradnja potresnoodpornih objektov.

Medtem, ko je človek v zgodovini gradil pretežno na podlagi izkušenj, je danes gradnja na potresno nevarnih območjih podprta z ustreznimi tehničnimi predpisi, ki poleg varnosti stavb glede na nekatere običajne obtežbe, kot sta na primer gravitacijska in vetrna obtežba, zagotavljajo tudi ustrezno varnost stavb zaradi potresne nevarnosti. Danes se uporabljajo v svetu različni standardi za gradnjo konstrukcij. Na območju držav Evropske Unije se v prakso uvaja standard Evrokod, ki je enoten evropski standard za projektiranje gradbenih konstrukcij. V devetih povezanih enotah združuje standarde za projektiranje različnih konstrukcij. Med njimi standard Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) obravnava projektiranje potresnoodpornih konstrukcij.

Sodobni standardi za gradnjo potresnoodpornih konstrukcij, tako tudi Evrokod 8, temeljijo na načelu, da se konstrukcija lahko močno poškoduje, ne sme pa se porušiti v primeru, če bi se zgodil projektni potres, ki je predpisan za lokacijo, na kateri se nahaja konstrukcija. S takim projektiranjem zavarujemo človeška življenja tudi v primeru zelo močnih potresov in omogočimo ekonomično gradnjo objektov, saj je neupravičeno pričakovati, da bi tako projektirani objekti pri močnem potresu ostali nepoškodovani. Današnje znanje in zmožnosti sodobne tehnologije gradnje nam sicer omogočajo, da zgradimo konstrukcije, ki se tudi med najmočnejšim potresom ne bi poškodovale, vendar takšna gradnja v večini primerov ne bi bila ekonomična, saj je verjetnost, da bi objekt v svoji obratovalni dobi doživel zelo močan potres, razmeroma majhna. Zaradi naštetega je sodobno raziskovanje na področju potresnega inženirstva usmerjeno predvsem k razvoju metod, s katerimi lahko konstrukcije projektiramo na podlagi načrtovanega potresnega obnašanja. Pri tem predstavljajo mejo med varnim in nevarnim območjem odziva mejna stanja obnašanja stavbe. V konvencionalnih metodah za projektiranje in preverjanje potresne odpornosti stavb mejna stanja običajno pripadajo mejnim stanjem nosilnosti in uporabnosti. Lahko pa je mejno stanje definirano tudi bolj splošno. Tako lahko mejno stanje izraža neposredne in posredne poškodbe konstrukcije, pa tudi ekonomske izgube zaradi posledic potresa v predvideni življenjski dobi konstrukcije.

Slučajnost potresne obtežbe in netočnost simulacij potresnega odziva konstrukcij pogojujeta uporabo verjetnostnih principov za oceno potresnega tveganja, ki ga običajno opišemo z verjetnostjo prekoračitve izbranega mejnega stanja obnašanja stavbe v določenem časovnem obdobju. Zato pri analizi potresnega tveganja varnosti konstrukcije ne preverjamo na deterministični način, pri katerem sta obremenitev in odpornost konstrukcije znani, pač pa obremenitev in odpornost obravnavamo kot slučajni spremenljivki, kar je posledica negotovosti pri definiciji potresne obtežbe in nevarnosti ter pri določitvi podatkov o konstrukciji in materialu. Z vpeljavo slučajnih spremenljivk se število računskih analiz, ki jih potrebujemo v analizi potresnega tveganja, znatno poveča. Zato je potrebno v

verjetnostni analizi uporabljati učinkovite in hitre metode računske analize, s katerimi lahko računski čas, ki je potreben za analizo zahtevanega števila simulacij potresnega odziva, čimbolj skrajšamo. Eno takih metod smo razvili v okviru doktorske študije. Metodo, ki smo jo razvili in jo bomo podrobneje opisali v naslednjih poglavjih, smo zasnovali tako, da lahko v analizi približno upoštevamo vplive, ki jih imajo slučajne spremenljivke na oceno mediane in razpršenosti parametrov potresnega odziva, možno pa je upoštevati tudi vpliv morebitnega staranja materiala na varnost konstrukcije. Pri razvoju metode smo se omejili predvsem na potresno analizo z upoštevanjem vplivov negotovosti v podatkih o konstrukciji in materialu, medtem ko vplivov negotovosti v definicij potresne obtežbe nismo neposredno upoštevali. Uporabo predlagane metode za določevanje potresnega tveganja konstrukcij smo prikazali na izbranih primerih armiranobetonskih okvirnih konstrukcij (AB okviri) in armiranobetonskih okvirnih konstrukcij s polnili (AB okviri s polnili).

Preden se posvetimo vsebini doktorske disertacije je potrebno razložiti izrazoslovje, ki ga v disertaciji uporabljamo za opisovanje razpršenosti slučajnih spremenljivk. Izrazoslovje se razlikuje glede na to, ali opisujemo razpršenost vhodnih parametrov, ki jih potrebujemo za modeliranje in analizo konstrukcij, ali razpršenost parametrov potresnega odziva konstrukcij. Kot rečeno, v analizi potresnega tveganja upoštevamo, da vrednosti vhodnih parametrov ne moremo natančno določiti. Zato so vrednosti vhodnih parametrov, ki jih upoštevamo v analizi, negotove količine in predstavljajo le ocene pravih vrednosti. Te negotovosti nadalje vplivajo na razpršenost potresnega odziva konstrukcije, zaradi česar odziva konstrukcije ne moremo natančno izračunati. Pravimo tudi, da je določitev potresnega odziva konstrukcije nezanesljiva, odstopanja izračunanih vrednosti parametrov potresnega odziva od vrednosti parametrov odziva dejanske konstrukcije pa imenujemo nezanesljivosti.

## 1.1 Tema doktorske disertacije

Znana metoda za določevanje potresnega tveganja konstrukcij, ki jo predlagajo Cornell in soavtorji (Cornell 1996, Cornell in Krawinkler 2000, Cornell in sod., 2002), je zasnovana tako, da jo je možno uporabljati pri projektiranju stavb na osnovi kvantificiranega potresnega tveganja. Zato je pomembno, da je metoda računske analize čimbolj enostavna, poleg tega pa mora postopek za ocenjevanje potresnega odziva omogočati tudi upoštevanje različnih negotovosti, ki so prisotne v procesu določevanja potresnega tveganja stavb. Kljub temu, da se v zadnjem času razvijajo številne metode verjetnostne analize, jih ne moremo uporabiti v inženirski praksi, saj so zaradi kompleksnosti uporabne predvsem za raziskovalni namen. V ta namen smo v okviru doktorske disertacije razvili poenostavljeno nelinearno metodo za določevanje potresnega tveganja z upoštevanjem različnih izvorov negotovosti, možno pa je upoštevati tudi vplive staranja materiala v predvideni življenjski dobi konstrukcij. Metoda je splošno uporabna za različne tipe konstrukcijskih sistemov, vendar smo se v okviru doktorske študije pri primerih uporabe metode omejili na izbrane primere AB okvirov in AB okvirov s polnili.

Na potresni odziv gradbenih konstrukcij vpliva mnogo negotovosti, ki jih glede na njihov izvor lahko delimo v dve splošni skupini. V prvo skupino sodijo aleatorične oziroma naključne negotovosti, na katere nimamo vpliva in so slučajnega značaja. To so na primer negotovosti v potresni obtežbi ter negotovosti, ki se nanašajo na karakteristike konstrukcije. V drugo skupino sodijo negotovosti, na katere imamo lahko neposreden vpliv. Predvsem so to negotovosti, ki so povezane z določevanjem parametrov konstrukcijskega modela in jih s skupno besedo imenujemo epistemične ali izkustvene negotovosti. Ker v verjetnostni analizi potresnega odziva stavb ločeno obravnavamo negotovosti v potresni obtežbi ter negotovosti v lastnostih konstrukcije in njenega modela na drugi strani, bomo

slednje imenovali kar fizikalne in modelne negotovosti, medtem, ko bomo s pojmom aleatorične negotovosti mislili na negotovosti zaradi slučajne narave potresne obtežbe.

Nekatere študije (npr. Dolšek, 2009, Vamvatsikos and Fragiadakis, 2010) so pokazale, da imajo fizikalne in modelne negotovosti pri manjših intenzitetah potresne obtežbe razmeroma majhen vpliv na potresni odziv konstrukcij, ki pa se v območju blizu porušitve konstrukcije znatno poveča. Fizikalne in modelne negotovosti v splošnem vplivajo na oceno razpršenosti in srednje vrednosti parametrov potresnega odziva, kar neposredno vpliva na potresno tveganje. Zato smo v doktorski študiji ocenili vpliv negotovosti na potresni odziv izbranih AB okvirov in AB okvirov s polnili, pri čemer smo se omejili predvsem na preučevanje vpliva fizikalnih in modelnih negotovosti.

Na potresno tveganje konstrukcij v njihovi življenjski dobi poleg epistemičnih in aleatoričnih negotovosti vpliva tudi staranje konstrukcij zaradi neugodnih vplivov iz okolja. Staranje konstrukcije povzroča zmanjševanje nosilnosti konstrukcije, kar dodatno povečuje potresno tveganje. Konstrukcije, ki so izpostavljene negativnim zunanjim vplivom, lahko namreč v svoji življenjski dobi doživijo vrsto različnih poškodb. Negativni vplivi iz okolja s časom povzročijo občutno zmanjšanje nosilnosti konstrukcijskih elementov, s tem pa je povezano dodatno vzdrževanje in zagotavljanje zadostne nosilnosti poškodovane konstrukcije, saj želimo doseči, da je tveganje za izgube zaradi potresa še vedno v mejah sprejemljivega tveganja. Zaradi naštetega smo predlagano metodo za ocenjevanje potresnega tveganja definirali na tak način, da je z njo poleg fizikalnih in modelnih negotovosti možno upoštevati tudi neugodne vplive staranja materiala. V primerih uporabe metode smo staranje materiala simulirali le z upoštevanjem korozije armature v stebrih in gredah. Pri tem smo korozijo modelirali poenostavljeno z že razvitimi modeli, ki so na voljo v literaturi in je z njimi možno poenostavljeno modelirati zapletene pojave, povezane s korozijo armiranega betona. Analitično modeliranje pojavov korozije v armiranem betonu je namreč zelo kompleksno, zato moramo pri modeliranju sprejeti vrsto poenostavitev, če želimo določiti vpliv korozije na globalno obnašanje konstrukcije. V doktorski študiji smo sledili obstoječim analizam (npr. Berto in sod., 2009), ki so pokazale, da lahko neugodne učinke korozije v nekaterih primerih modeliramo poenostavljeno tako, da v izpostavljenih elementih upoštevamo le zmanjšanje prereza armaturnih palic. Pri tem smo zanemarili nekatere manj pomembne učinke korozije kot so redukcija maksimalne deformacije v armaturnem jeklu in odpadanje krovnega sloja betona.

Predlagana poenostavljena nelinearna metoda za oceno potresnega tveganja temelji na inkrementalni metodi N2 (IN2) (Fajfar, 2000, Dolšek in Fajfar, 2007). Metoda predstavlja alternativo razširjeni inkrementalni dinamični analizi (IDA) z upoštevanjem fizikalnih in modelnih negotovosti (Dolšek, 2009, Vamvatsikos and Fragiadakis, 2010), vendar je mnogo enostavnejša in jo je možno uporabljati pri projektiranju. Z metodo, ki jo predlagamo, ciljni pomik konstrukcije določamo za različne potresne intenzitete ter za skupino različnih konstrukcijskih modelov, s katerimi simuliramo vplive fizikalnih in modelnih negotovosti. Metoda je sestavljena iz dveh delov. V prvem delu negotove parametre definiramo s slučajnimi spremenljivkami ter sestavimo množico  $N_{sim}$  konstrukcijskih modelov, nato pa za vsak tak konstrukcijski model določimo krivuljo IN2 (Dolšek in Fajfar, 2007), ki predstavlja odnos med intenziteto potresne obtežbe in odzivom konstrukcije. Rezultat razširjene metode IN2 je torej  $N_{sim}$  krivulj IN2, na podlagi katerih lahko ocenimo mediano in razpršenost parametrov potresnega odziva. Za generiranje skupine konstrukcijskih modelov smo uporabili metodo stratificiranega vzorčenja v latinskih hiperkockah ali krajše LHS (sledi iz *Latin Hypercube Sampling*) (McKay in sod., 1979, Vořechovský in Novák, 2003, 2009). Ta metoda je zelo učinkovita, saj zahtevano natančnost

dosežemo z razmeroma majhnim številom simulacij, če jo primerjamo z osnovno metodo Monte Carlo.

Za izvajanje zahtevnih računskih analiz, ki so povezane z določevanjem nelinearnega potresnega odziva konstrukcij, potrebujemo ustrezno programsko orodje, ki omogoča avtomatsko generiranje poljubnega števila konstrukcijskih modelov. Za ta namen smo v doktorski študiji uporabili programski paket PBEE toolbox (Dolšek, 2010), ki je bil razvit na Katedri za konstrukcije in potresno inženirstvo (KKPI, UL FGG) in deluje v kombinaciji s programom za potresne analize OpenSees (McKenna in Fenves, 2007). PBEE toolbox omogoča avtomatsko generiranje vhodnih datotek programa OpenSees, poleg tega pa nudi tudi napredno orodje za obdelavo rezultatov analize v programu Matlab (Mathworks, v2007a). Paket PBEE toolbox se je izkazal kot zelo uporabno orodje, saj z modeliranjem konstrukcij sledi tudi smernicam Evrokoda 8. Osnovno verzijo, ki omogoča modeliranje in analizo AB okvirov, smo razširili na modeliranje in analizo AB okvirov s polnili. V preteklih letih je bilo objavljenih veliko raziskav na področju modeliranja AB okvirov s polnili. Nekatere raziskave je med drugim opravila tudi raziskovalna skupina na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR). Zato novih numeričnih modelov opečnih polnil nismo razvijali. Knjižnico nelinearnih modelov, ki jih ponuja program PBEE toolbox smo dopolnili na osnovi verificiranih modelov opečnih polnil, ki jih je uporabil Dolšek (2002). Pri tem smo se omejili le na makromodele, s katerimi lahko zajamemo globalno obnašanje celotne konstrukcije. Model opečnih polnil smo predstavili z eno ali dvema diagonalama, ki smo jim določili mehanske lastnosti in odražajo karakteristike nelinearnega odziva opečnih polnil. V primerih uporabe smo globalne mehanske lastnosti nadomestnih diagonal določili po postopku, ki ga je uporabil Dolšek (2002). Modeli z eno ali dvema tlačnima diagonalama zanemarijo sodelovanje polnil z okvirom. Zato smo razvili postopek, s katerim lahko z enostavnimi modeli približno upoštevamo interakcijo notranjih sil med polnili in okvirom ter razporeditev notranjih sil med stebri in polnili zaradi strižnih porušitev stebrov. Postopek, ki smo ga razvili, je iterativen in vključuje nelinearno statično analizo ter modifikacijo modela konstrukcije na osnovi rezultatov nelinearne statične analize v primeru strižne porušitve stebrov.

Metodologija, ki jo predlagamo v doktorski študiji, predstavlja poenostavljen verjetnostni pristop za določevanje potresnega obnašanja konstrukcij. Razvoj metode je namenjen uporabi v praktične namene projektiranja, kadar želimo konstrukcije načrtovati na osnovi kontroliranega potresnega odziva. S takim načinom projektiranja in z nadaljnjim razvijanjem verjetnostnih metod za določevanje potresnega tveganja konstrukcij bomo v prihodnosti morda lahko dovolj natančno napovedovali poškodbe med potresom in morebitne finančne izgube, ki nastanejo v predvideni življenjski dobi konstrukcije. Tako se bomo v času načrtovanja konstrukcij lahko odločali med varnostjo konstrukcije in ekonomičnostjo gradnje na osnovi kvantificiranega potresnega tveganja.

## 1.2 Pregled stanja na obravnavanem področju

V preteklem času je bilo že opravljenih nekaj študij, v katerih so raziskovalci z verjetnostnimi metodami ocenjevali potresno tveganje izbranih konstrukcijskih sistemov (Beck in sod., 1999, Porter in Kiremidijan 2001). Z uporabo verjetnostnih metod so določevali poškodovanost konstrukcij in s tem povezane finančne izgube ter jih izrazili v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe. Njihovo delo so kasneje dopolnili Porter in soavtorji (2002), ki so za realno večetažno armiranobetonsko konstrukcijo ocenili predvidene ekonomske izgube zaradi potresnih posledic na izbrani konstrukciji in izvedli občutljivostno analizo. Povzeli so, da na potresno tveganje najbolj vplivajo negotovosti v potresni obtežbi in negotovosti, ki so povezane z določevanjem poškodovanosti konstrukcijskih elementov in s

tem povezanih izgub v izbranem mejnem stanju. Manjši vpliv naj bi imele negotovosti, povezane s karakteristikami konstrukcije in njenega modela. Takim ugotovitvam sledijo tudi izsledki raziskave, ki sta jo opravila Esteva in Ruiz (1989). Ugotovila sta, da lahko negotovosti, povezane z določevanjem dimenzij konstrukcijskih elementov ter mehanskih lastnosti armaturnega jekla in betona, pri določevanju potresnega tveganja armiranobetonskih konstrukcij zanemarimo. Bistveno večji vpliv naj bi imele negotovosti zaradi slučajne narave potresne obtežbe. Drugačne zaključke sta podala Aslani in Miranda (2005). Avtorja sta ugotovila, da lahko pri nižjih jakostih potresov fizikalne in modelne negotovosti sicer zanemarimo, vendar pa se njihov vpliv z naraščanjem jakosti potresne obtežbe povečuje. Povzela sta, da na odziv konstrukcije najbolj vpliva togost in nosilnost konstrukcijskih elementov. Upoštevala sta tudi negotovosti, povezane s določevanjem sodelujoče širine plošč in podajnostji vozlišč med stebri in gredami. Na podlagi vseh teh raziskav lahko zaključimo, da fizikalne in modelne negotovosti sicer nimajo večjega vpliva v elastičnem območju, vendar jih je potrebno upoštevati, če želimo določiti odziv konstrukcij v nelinearnem območju obnašanja. Vpliv fizikalnih in modelnih negotovosti je odvisen tako od vrste konstrukcijskega sistema kot tudi od materiala, iz katerega je konstrukcija zgrajena.

Pomemben izvor negotovosti je povezan z modeli, s katerimi določimo togost, nosilnost in deformabilnost konstrukcijskih elementov. K razvoju nelinearnih modelov sta veliko prispevala Ibarra in Krawinkler (2005). Na osnovi eksperimentalnih analiz sta razvila modele za modeliranje nelinearnega obnašanja jeklenih, lesenih in armiranobetonskih elementov ter z uporabo inkrementalne dinamične analize (Vamvatsikos in Cornell, 2002, 2004) izračunala odziv različnih konstrukcijskih sistemov. Kasneje je njuno delo na področju armiranobetonskih konstrukcij dopolnil Haselton (2006), ki je razvil empirične enačbe za določevanje mejnih rotacij armiranobetonskih elementov. Ugotovil je, da nelinearno obnašanje armiranobetonskih elementov narekujejo predvsem njihova duktilnost in deformacijske lastnosti. Manjši vpliv pa naj bi imeli nekateri ostali parametri, kot so ciklično zmanjševanje maksimalne nosilnosti, togosti itn. Z določevanjem mejnih rotacij armiranobetonskih elementov so se ukvarjali tudi nekateri drugi raziskovalci (Panagiotakos in Fardis, 2001, Fardis in Biskinis, 2003, Peruš in sod., 2006). Študirali so vpliv različnih modelnih parametrov na nelinearno obnašanje armiranobetonskih elementov in razvili postopke za določevanje srednjih vrednosti in razpršenosti karakterističnih rotacij armiranobetonskih elementov.

V doktorski nalogi bomo upoštevali tudi nekatere druge slučajne spremenljivke. Udoeyo in Ugbem (1995) ter Casciata in sodelavci (1990) so raziskovali odstopanja v dimenzijah različnih armiranobetonskih konstrukcijskih elementov realnih stavb. Povzeli so, da so geometrijske nepopolnosti obravnavanih konstrukcijskih sistemov majhne in jih v splošnem lahko zanemarimo. Slednje ugotovitve so skladne tudi z zaključki študije, ki sta jo opravila Mirza in McGregor (1979) in so vključene v smernice za verjetnostno analizo stavb *Probabilistic Model Code* (JCSS, 2000). Podobno, kot v primeru geometrije konstrukcij, so negotovosti prisotne tudi pri določevanju mehanskih lastnosti materiala, iz katerega je konstrukcija zgrajena, le da je tukaj vpliv na potresni odziv konstrukcije večji. Ellingwood in soavtorji (1980), Melchers (1999), Wen in soavtorji (2003) ter Krawinkler (2004) so ugotovili, da kvaliteta materiala lahko bistveno vpliva na potresni odziv armiranobetonskih konstrukcij. Ellingwood in soavtorji (1980) so raziskovali negotovosti povezane z maso konstrukcije, McVerry (1979), Taoko (1981) ter Porter in soavtorji (2002) pa so na podlagi eksperimentov ocenili vpliv negotovosti zaradi deleža kritičnega dušenja. Enotna ugotovitev teh raziskovalcev je, da so negotovosti pri določevanju viskoznega dušenja velike in so odvisne od konstrukcijskega sistema, smeri obremenjevanja in frekvenčne sestave gibanja tal med potresom.



Negotovosti v potresnem inženirstvu v splošnem vplivajo na povišanje potresnega tveganja konstrukcij. V zadnjem času se zato razvijajo metode, s katerimi poskušamo vpliv negotovosti čim bolj natančno izračunati. Najenostavnejša med njimi je metoda FOSM (Haselton, 2006, Lee in Mosalam, 2005), pri kateri odziv konstrukcije približno določimo z linearno funkcijo v odvisnosti od izbranih slučajnih spremenljivk. Metoda FOSM ima veliko prednost, da je enostavna, vendar pri bolj kompliciranih konstrukcijah linearna aproksimacija potresnega odziva konstrukcije ni dovolj natančna (Bradley in Lee, 2010). Poleg tega lahko z metodo FOSM določimo le vpliv negotovosti na oceno razpršenosti parametrov potresnega odziva, medtem ko vpliva negotovosti na oceno mediane parametrov potresnega odziva ne moremo neposredno izračunati. Alternativa metodi FOSM sta metodi SORM (Helton in Davis, 2003), ki uporablja druge stopnje aproksimacije, in kombinirana metoda, ki temelji na kombinaciji metode s ploskvami odziva in metode Monte Carlo (Liel in sod., 2009). Postopek pri tej zadnji metodi poteka tako, da najprej določimo ploskev potresnega odziva stavbe, nato pa z metodo Monte Carlo simuliramo odziv konstrukcije. Prednost metod SORM in kombinirane metode s ploskvami odziva je, da z njima lahko določimo tudi vpliv negotovosti na oceno mediane parametrov potresnega odziva, vendar pa moramo pred tem opraviti obsežno študijo vpliva posameznih slučajnih spremenljivk.

Obnašanje konstrukcije se v zadnjem času ne določa le za izbrano intenziteto potresa, temveč se pogosto uporablja inkrementalna dinamična analiza (IDA), ki sta jo predlagala Vamvatsikos in Cornell (2002). Pri osnovni različici IDA postopamo tako, da potresni odziv konstrukcije izračunamo za več akceleroگرامov za različne jakosti potresne obtežbe. Za vsak akceleroگرام dobimo tako imenovano krivuljo IDA, ki predstavlja odnos med intenziteto potresa in odzivom konstrukcije. Tako lahko z upoštevanjem aleatoričnih ali naključnih negotovosti zaradi slučajne narave potresne obtežbe ocenimo mediano in razpršenost parametrov potresnega odziva konstrukcije. Slaba stran te metode je, da vpliva fizikalnih in modelnih negotovosti ne moremo eksplicitno upoštevati. Metodo je zato razširil Dolšek (2009), pri čemer je uporabil kombinacijo IDA in metode stratificiranega vzorčenja LHS (Vořechovský in Novák 2003, 2009), s katero je določil množico končnega števila konstrukcijskih modelov in poleg aleatoričnih upošteval tudi fizikalne in modelne negotovosti. Verjetnostni pristop, ki ga predlaga Dolšek, se imenuje razširjena IDA in predstavlja osnovo za razvoj poenostavljene nelinearne metode za določevanje potresnega tveganja z upoštevanjem negotovosti, ki smo jo razvili v doktorski študiji.

Poleg nekaterih negotovih količin, s katerimi operiramo v analizi potresnega odziva, moramo pri napovedovanju potresnega tveganja upoštevati tudi možnost staranja konstrukcij. Predhodne raziskave so namreč pokazale, da vpliv staranja najbolj izpostavljenih konstrukcij lahko vodi v občutno zmanjšanje nosilnosti skozi njihovo življenjsko dobo. Na tem področju je bilo v preteklosti največ raziskav opravljenih na premostitvenih objektih (npr. Val in sod., 1998, Estes in Frangopol, 2001), kjer so učinki staranja najhujši, saj je celotna konstrukcija izpostavljena vplivom iz okolja. Choe in soavtorji (2009) ter Kumar in soavtorji (2009) so pokazali, da učinki korozije lahko povzročijo ogromno škodo na konstrukcijah, v nekateri primerih celo porušitev. Podobne zaključke so podali tudi Berto in soavtorji (2009), ki so objavili eno od študij vpliva korozije na potresno odpornost armiranobetonskih okvirnih stavb. Kljub temu, da je pojav korozije in njenih učinkov v armiranem betonu v splošnem zelo dobro raziskan (Val in Stewart, 2009), raziskovalci raziskujejo predvsem kako učinke korozije armiranobetonskih konstrukcij čim bolj matematično opisati. Med drugim so ugotovili, da je učinke korozije armiranobetonskih konstrukcij smiselno modelirati s poenostavljenimi modeli, če želimo zajeti njihov vpliv na globalno obnašanje konstrukcije. Zaradi naštetega smo se odločili, da pri implementaciji predlagane metode za določevanje potresnega tveganja konstrukcij

uporabimo nekatere že razvite poenostavljene modele korozije. Učinke korozije smo sistematično zajeli v konstrukcijskem modelu in ocenili njihov vpliv na potresno obnašanje izbranih AB okvirov.

Splošna metoda za ocenjevanje potresnega obnašanja konstrukcij z uporabo verjetnostnih metod, ki so jo razvili Cornell in soavtorji (Cornell 1996, Cornell in Krawinkler 2000, Cornell in sod., 2002), je sestavljena iz treh neodvisnih analiz: analiza potresne nevarnosti, analiza odziva stavbe pri upoštevanju potresni obtežbi ter analiza izbranega mejnega stanja obnašanja stavbe oziroma analiza izgub. V doktorski disertaciji nismo obravnavali vseh treh sestavnih elementov splošne metode, ampak smo se omejili predvsem na analizo potresnega obnašanja konstrukcij pri potresni obtežbi ter na analizo mejnih stanj obnašanja stavb. Temelje metode, ki jo uporabljamo v disertaciji, je postavil Cornell leta 1996 z analitično metodo za določevanje srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja obnašanja. Izpeljal je specifičen primer splošne metode, pri kateri potresni odziv v izbranem mejnem stanju obnašanja povežemo s potresno intenziteto. To metodo imenujemo metoda na osnovi intenzitete (*intensity-based method*). Po analogiji metode na osnovi intenzitete je Cornell s sodelavci (2002) izpeljal tudi primer analitične metode, v katerem potresni odziv konstrukcije izrazimo s pomiki. Ta druga metoda se imenuje metoda na osnovi pomikov (*displacement-based method*). Obe analitični metodi lahko zapišemo v formatu metode mejnih stanj (npr. Jalayer in Cornell, 2003). Yun in soavtorji (2002) so uporabo predlagane metodologije prikazali na primeru jeklenih okvirnih konstrukcij. Predlagali so tudi vrednosti parametrov, ki nastopijo v metodi mejnih stanj. Torres in Ruiz (2007) sta razširila osnovno verzijo metode na osnovi pomikov ter izpeljala enačbe za oceno srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja z upoštevanjem vplivov staranja materiala. Pri tem sta predpostavila linearno degradacijo nosilnosti konstrukcije v času. Njuno delo sta dopolnila Vamvatsikos in Dolšek (2010), ki sta izpeljala analitično metodo za določevanje ekvivalentne srednje letne frekvence prekoračitve, pri čemer je možno upoštevati degradacijo konstrukcije v času, poleg tega pa je možno upoštevati tudi vpliv diskontne stopnje. Pri izpeljavi enačb sta sledila točnejšim predpostavkam v primerjavi z študijo, ki sta jo opravila Toress in Ruiz (2007), in degradacijo potresne odpornosti aproksimirala s potenčno funkcijo časa, ki ima prednost pred linearno, saj v splošnem omogoča bistveno boljše ujemanje dejanske in aproksimirane potresne odpornosti v odvisnosti od časa.

V zadnjih letih je bilo na Katedri za konstrukcije in potresno inženirstvo (KKPI) opravljenih kar nekaj študij, v katerih so avtorji PEERovo metodologijo za oceno potresnega tveganja aplicirali na različne konstrukcijske sisteme. Dolšek (2002) je metodo na osnovi pomikov apliciral na večetažne AB okvire in okvire s polnili. Pri tem je neposredno upošteval le vplive negotovosti zaradi različnih akceleroگرامov. Razpršenost parametrov potresnega odziva zaradi vpliva fizikalnih in modelnih negotovosti je predpostavil na podlagi vrednosti, ki jih priporoča FEMA (2000). Zevnik (2006) je uporabil oba zgoraj omenjena pristopa ter za tipične armiranobetonske viadukte s škatlastimi prerezi ocenil srednje letne frekvenc prekoračitve izbranih mejnih stanj. Njegovo delo je dopolnil Vidrih (2012), ki je poleg aleatoričnih negotovosti med drugim zajel tudi vpliv fizikalnih in modelnih negotovosti na potresni odziv armiranobetonskih viaduktov. Kramar (2008) je z metodo na osnovi intenzitete izračunal potresno tveganje montažnih armiranobetonskih hal. Negotovosti zaradi potresne obtežbe je zajel s skupino akceleroگرامov, vplive fizikalnih in modelnih negotovosti pa je ocenil z metodo FOSM.

## 1.3 Vsebina doktorske disertacije

Vsebinski del doktorske disertacije je razdeljen na dva dela. Prvi del je teoretičen in vsebuje drugo in tretje poglavje. V drugem poglavju si pripravimo potrebne podatke o negotovih vhodnih parametrih, ki jih potrebujemo za analizo izbranih konstrukcij, v tretjem poglavju pa izpeljemo poenostavljeno nelinearno metodo za oceno potresnega tveganja. Nato sledi drugi del naloge (četrti in peti poglavje), kjer predlagano metodo za oceno potresnega tveganja apliciramo na izbrane primere AB okvirov in AB okvirov s polnili. V poglavjih s primeri med drugim kvantificiramo vpliv korozije armiranega betona in vpliv fizikalnih in modelnih negotovosti na parametre potresnega odziva ter izračunamo potresno tveganje izbranih konstrukcij.

Kot rečeno, v drugem poglavju opišemo negotovosti, ki se pojavljajo pri modeliranju in analizi večetažnih AB okvirov in okvirov s polnili. Negotovosti najprej opišemo na kvalitativen način. Razvrstimo jih glede na njihov izvor in glede na lastnosti parametrov, na katere se navezujejo. Na podlagi literature nato zberemo podatke o negotovih parametrih, ki jih definiramo kot slučajne spremenljivke. Nekatere podatke kasneje (v poglavjih s primeri) tudi uporabimo v analizi potresnega tveganja izbranih konstrukcijskih sistemov. Negotove vhodne parametre opisujemo sistematično po naslednjem vrstnem redu: najprej opišemo negotovosti v materialu, nato preidemo na negotovosti modelov, s katerimi ocenimo togost, nosilnost in deformabilnost stebrov, gred in opečnih polnil, nazadnje pa opišemo negotovosti, ki se bolj navezujejo na določevanje karakteristik konstrukcije, kot so delež kritičnega dušenja in navpična obtežba zaradi gravitacijskih sil. Večina podatkov je pridobljenih iz različnih eksperimentalnih študij. Uporabili smo tudi smernice za verjetnostno analizo konstrukcij *Probabilistic Model Code* (JCSS, 2000), ter dopolnilo k ameriškemu standardu za projektiranje konstrukcij po metodi mejnih stanj nosilnosti (Ellingwood in sod., 1980).

V tretjem poglavju izpeljemo poenostavljeno nelinearno metodo za oceno potresnega tveganja. Metoda temelji na splošni analitičnih metodi za oceno potresnega tveganja, ki so jo izpeljali Cornell in soavtorji (Cornell, 1996, Cornell in Krawinkler, 2000, Cornell in sod., 2002), pri čemer se parametri potresnega odziva določijo z razširjeno metodo IN2. Tretje poglavje razdelimo na štiri podpoglavja. V poglavju 3.1 opišemo obstoječo analitično metodo za oceno srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja obnašanja stavb ter specifični primer analitične metode, ki omogoča upoštevanje vplivov staranja materiala na potresno tveganje konstrukcij. To podpoglavje smo povzeli po Dolšku (2002) in študijah, ki so jih opravili Torres in Ruiz (2007) ter Vamvatsikos in Dolšek (2010).

V poglavju 3.2 izpeljemo razširjeno metodo IN2 za analizo potresnega odziva stavb z upoštevanjem vplivov negotovosti. Najprej opišemo metodo N2 z uporabo na stohastičnem modelu konstrukcije. Nato opišemo metodo LHS (Vořechovský in Novák, 2009) za generiranje vrednosti slučajnih spremenljivk in določitev skupine konstrukcijskih modelov, s katerimi zajamemo vplive fizikalnih in modelnih negotovosti. Sledi opis postopka za določitev skupine krivulj IN2, na podlagi katerih ocenimo mediano in razpršenost parametrov potresnega odziva konstrukcije.

V poglavju 3.3 izpeljemo iterativni postopek nelinearne statične analize, s katero lahko na približen način simuliramo porušitev konstrukcije zaradi fenomenov, ki jih v modelu ne simuliramo neposredno. Ta metoda je namenjena analizi konstrukcij s poenostavljenimi modeli in uporablja zaporedje nelinearnih statičnih analiz ter postopno modifikacijo modela, na podlagi kontrole mejnih stanj določenih količin, ki ji z enostavnimi modeli ne moremo simulirati. Čeprav je metoda splošno zasnovana in se lahko uporablja za vse vrste konstrukcijskih sistemov, v doktorski disertaciji obravnavamo specifični primer iterativnega postopka, s katerim lahko približno upoštevamo vpliv

strižnih porušitev stebrov v AB okvirih in okvirih s polnili. Opisani iterativni postopek nelinearne statične analize z modifikacijo nelinearnega modela konstrukcije predstavlja inovativen pristop k reševanju sicer zapletenih problemov v zvezi z interakcijo strižne in upogibne porušitve AB stebrov in gred.

Razširjena metoda IN2 ne omogoča upoštevanja negotovosti zaradi slučajne narave potresne obtežbe, ki jih sicer lahko zajamemo le z dinamično analizo. V ta namen v poglavju 3.4 opišemo posebno nelinearno metodo za hitro določevanje dinamičnega odziva konstrukcij, pri čemer se potresni odziv izračuna z uporabo spletne aplikacije za določitev približnih krivulj IDA (Dolšek in sod., 2011).

V drugem delu naloge, ki vsebuje četrto in peto poglavje, predlagano metodo za oceno potresnega tveganja apliciramo na izbrane AB okvire in okvire s polnili. Raziskati želimo nekatere temeljne domneve glede vpliva korozije in vpliva fizikalnih ter modelnih negotovosti na oceno potresnega tveganja AB okvirov in okvirov s polnili. Temeljne domneve, ki jih želimo raziskati, se glasijo:

- fizikalne in modelne negotovosti imajo vpliv na oceno razpršenosti in mediane parametrov potresnega odziva stavb,
- vplivi staranja materiala v predvideni življenjski dobi konstrukcije povečujejo potresno tveganje,
- opečna polnila imajo znaten vpliv na potresni odziv AB okvirov s polnili in jih je zato v splošnem potrebno upoštevati pri določitvi potresnega odziva okvirov s polnili.

Vpliv fizikalnih in modelnih negotovosti ter staranja materiala na potresno tveganje AB okvirov analiziramo v četrtem poglavju. Obravnavamo dva ločena primera. V prvem primeru določimo parametre potresnega odziva trietažnega okvira z upoštevanjem vplivov fizikalnih in modelnih negotovosti. Mediano maksimalnega pospeška tal v mejnem stanju blizu porušitve, ki jo ocenimo z razširjeno metodo IN2, verificiramo z rezultati dinamične analize ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo, ki smo jo opravili s spletno aplikacijo za približno določitev krivulj IDA.

V drugem delu četrtega poglavja ocenimo potresno tveganje štirietažne konstrukcije z upoštevanjem vpliva neugodnega delovanja korozije. Upoštevamo zmerno potresno nevarnost in izpostavljenost koroziji. Potresno tveganje, ki ga izrazimo s pričakovanim številom prekoračitev mejnega stanja blizu porušitve, ocenimo za različna časovna obdobja v načrtovani življenjski dobi konstrukcije.

Pomemben del analize negotovosti predstavlja analiza občutljivosti potresnega odziva konstrukcij, ki je namenjena predvsem prepoznavanju najvplivnejših fizikalnih in modelnih parametrov. Zato v petem poglavju naredimo enostavno občutljivostno analizo AB okvirov s polnili na fizikalne in modelne negotovosti. Občutljivostna analiza obsega več zaporednih analiz, pri katerih vsakič upoštevamo 16. ali 84. kvantil ene slučajne spremenljivke, medtem ko za ostale slučajne spremenljivke upoštevamo njihove nominalne vrednosti. Na ta način ocenimo vpliv posameznih slučajnih spremenljivk na globalni odziv konstrukcije in jih razporedimo po njihovi pomembnosti. Rezultati občutljivostne analize so podlaga za nadaljnje raziskovanje z namenom, da se ovrednoti vpliv parametrov na konstrukcijo ali da se zmanjša negotovost, na primer na podlagi rezultatov dodatnih eksperimentalnih raziskav.

V drugem delu petega poglavja analiziramo vpliv strižnih porušitev stebrov na potresni odziv AB okvirov s polnili. Konstrukcijo, ki ni bila projektirana v skladu s potresnoodporno gradnjo, analiziramo z iterativno nelinearno statično analizo. Tako približno izračunamo vpliv strižnih porušitev stebrov na povečanje potresnega tveganja analiziranega AB okvira s polnili.

V šestem poglavju podamo zaključke in glavne ugotovitve doktorske disertacije. Na podlagi rezultatov analiz kvantificiramo vpliv fizikalnih in modelnih negotovosti na oceno mediane in razpršenosti parametrov potresnega odziva AB okvirov. Opredelimo vplive, ki jih ima korozija armiranega betona na potresno tveganje AB okvirov skozi življenjsko obdobje konstrukcij ter ocenimo povečanje potresnega tveganja analiziranega okvira s polnili zaradi upoštevanja strižnih porušitev stebrov. Poudarimo bistvene lastnosti predlagane metodologije za oceno potresnega tveganja konstrukcij, opišemo prednosti in pomanjkljivosti metode ter opredelimo potrebe po nadaljnjih raziskavah.

## **2 Fizikalne in modelne negotovosti AB okvirov in AB okvirov s polnili**

Osnovni spremenljivki, ki ju uporabljamo pri preverjanju varnosti gradbenih objektov, sta obremenitev konstrukcije in njena odpornost. Natančna določitev teh spremenljivk je nemogoča, saj je obremenitev običajno povezana s slučajno obtežbo, odpornost pa je negotova količina zaradi naravne razpršenosti parametrov konstrukcije in materiala. Dodaten izvor negotovosti predstavljajo modeli, ki se uporabljajo za določitev obremenitve in odpornosti objektov. Obremenitev in odpornost zato opišemo z slučajnima spremenljivkama, varnost obravnavanih objektov pa zagotovimo z zadosti majhno verjetnostjo, da obremenitev prekorači odpornost.

Da bi lahko negotovosti sistematično upoštevali v računski analizi, moramo negotove parametre obravnavati kot slučajne spremenljivke, tem pa pripisati ustrezne porazdelitvene zakone. Parametre slučajnih spremenljivk lažje definiramo, če razumemo izvore negotovosti in razloge za njihovo nastajanje. V ta namen bomo najprej podali splošno razvrstitev negotovosti, nato pa bomo podrobneje obravnavali fizikalne in modelne negotovosti, ki se nanašajo na potresno analizo AB okvirov in AB okvirov s polnili.

Osredotočili se bomo predvsem na negotovosti v določitvi podatkov o konstrukciji, navpični obtežbi, materialu izbranih konstrukcijskih sistemov ter na negotovosti, ki so povezane z modeli, s poudarkom na uporabi enostavnih nelinearnih modelov za določevanje togosti, nosilnosti in deformabilnosti konstrukcijskih elementov, ki smo jih uporabili v disertaciji. Aleatoričnih negotovosti, ki so povezane s potresno obtežbo, ne bomo posebej opisovali, saj jih z uporabo metode N2 ne moremo neposredno vrednotiti.

Negotove parametre bomo definirali s slučajnimi spremenljivkami ter opisali osnovne lastnosti porazdelitvenih zakonov, kot sta srednja vrednost in razpršenost slučajnih spremenljivk. Za mero srednje vrednosti bomo največkrat uporabili povprečje ali mediano vzorca, razpršenost pa bomo merili s standardno deviacijo ali s koeficientom variacije.

### **2.1 Splošna razvrstitev negotovosti**

Kot rečeno, negotovosti delimo na aleatorične negotovosti, ki so slučajnega izvora in na katere nimamo vpliva, ter na epistemične oz. izkustvene negotovosti, na katere imamo lahko neposreden vpliv. Aleatorične negotovosti so navadno povezane s slučajnimi procesi, ki se odvijajo v naravi, epistemične negotovosti pa se nanašajo bolj na veljavnost oziroma točnost rezultatov same računske analize. V skupino epistemičnih negotovosti štejemo negotovosti, ki so povezane s pridobivanjem tehničnih podatkov o obtežbi in konstrukciji ter modelne negotovosti. Negotovosti, ki so prisotne v računski analizi stavb, pa je včasih težko opredeliti kot izključno aleatorične ali epistemične negotovosti. Zato za klasifikacijo negotovosti pogosto uporabljamo tudi drugačno terminologijo, s katero bolj opisno opredelimo lastnosti negotovih parametrov. V tem smislu lahko razdelimo negotovosti po naslednjem sistemu: fenomenološke negotovosti zaradi nepredvidljivih pojavov, negotovosti fizikalnih količin oz. fizikalne negotovosti, negotovosti, ki izhajajo iz modelnih

predpostavk oz. modelne negotovosti, negotovosti zaradi človeškega vpliva ter negotovosti v ocenah parametrov porazdelitvenih zakonov slučajnih spremenljivk oz. statistične negotovosti.

### **2.1.1 Fenomenološke negotovosti**

Izmed vseh negotovosti pri projektiranju, graditvi ali pri preverjanju odpornosti konstrukcij so največje negotovosti povezane z opisovanjem nepredvidljivih pojavov in s tem povezanih mejnih stanj konstrukcije. Še posebej je nepredvidljivo opisovanje mejnih stanj pri ekstremnih obremenitvah, kjer lahko nastopi porušitev. Ekstremne obremenitve lahko nastanejo predvsem zaradi slučajnih oz. nepredvidljivih pojavov, kot so potresi, nezgode zaradi eksplozij, požara, trčenje vozil v konstrukcijo in druge ekstremne obtežbe. V skupino fenomenoloških negotovosti sodijo tudi negotovosti, povezane z analizo obnašanja posebnih ali zahtevnih objektov. Jasno je, da so fenomenološke negotovosti v zvezi z nepredvidljivimi pojavi velike in jih je zato težko nepristransko obravnavati.

### **2.1.2 Fizikalne negotovosti**

Z razliko od fenomenoloških negotovosti, ki se nanašajo na kvalitativno opisovanje nepredvidljivih pojavov, ki se lahko dogodijo v življenjski dobi nekega objekta, se fizikalne negotovosti nanašajo na karakteristike izbrane konstrukcije, ki jo želimo analizirati, ter na lastnosti obtežb, ki jih upoštevamo v analizi. Tipične predstavnice negotovih fizikalnih količin so (Melchers, 1999): mehanske karakteristike gradbenega materiala, geometrijske lastnosti konstrukcije in njenih elementov, velikost stalne in koristne obtežbe, intenziteta in dinamične lastnosti potresne obtežbe itn. Fizikalne negotovosti so lahko epistemičnega ali aleatoričnega izvora. Prve se nanašajo predvsem na negotovosti pri pridobivanju podatkov o obtežbi in konstrukciji in nastanejo kot posledica odstopanja podatkov, ki jih upoštevamo v analizi, od dejanskih lastnosti obtežbe in konstrukcije. Po navadi podatke pridobimo na podlagi projektne dokumentacije, bolj zanesljivo pa jih lahko ocenimo z opazovanjem ali meritvami. Kljub večji natančnosti meritev, pa moramo pri eksperimentalnih raziskavah upoštevati tudi negotovosti zaradi nepopolnosti metode merjenja oziroma zaradi napak merilnih inštrumentov. Fizikalne negotovosti so lahko tudi aleatoričnega izvora. Najbolj znan tak primer so negotovosti, ki se nanašajo na dinamične lastnosti potresne obtežbe in nastanejo zaradi slučajne narave potresov. Negotova je tudi določitev navpične spremenljive obtežbe, saj je slučajne narave. Druga vrsta fizikalnih negotovosti aleatoričnega izvora so negotovosti v določitvi karakteristik konstrukcije in materiala zaradi slučajnih vplivov v procesu proizvodnje gradbenega materiala oziroma spremenljivih pogojev pri graditvi objekta.

### **2.1.3 Modelne negotovosti**

Z razliko od fizikalnih negotovosti, ki se nanašajo na vrednosti vhodnih parametrov o obtežbi in konstrukciji, so modelne negotovosti posledica poenostavitve, ki jih opravimo pri modeliranju konstrukcijskega sistema kot celote. Tudi če natančno poznamo obtežbo ter geometrijske in materialne karakteristike konstrukcije, nimamo popolnega računskega modela konstrukcije, s katerim bi lahko točno izračunali odziv konstrukcije na delovanje neke določene obtežbe. Razlog za to leži predvsem v našem pomanjkljivem znanju oziroma v nepopolnem razumevanju nekaterih mehanskih lastnosti konstrukcije. Netočnost rezultatov je še posebej velika, kadar računamo odziv konstrukcije za nelinearno območje mehčanja materiala. Dodatno so poenostavitve povezane z modeliranjem obtežbe. Zato pri modeliranju obtežbe in konstrukcije navadno upoštevamo vrsto predpostavk, kadar želimo na

podlagi upoštevanih določenih lastnosti obtežbe in konstrukcije z računsko analizo ugotoviti odziv konstrukcije. Omeniti velja tudi človeške napake in ostale človeške faktorje, ki lahko pomembno vplivajo na rezultate računске analize. Tega izvora negotovosti ne obravnavamo v doktorski disertaciji, vendar izkušnje kažejo, da ima lahko znaten vpliv na varnost gradbenih objektov. V primeru, če bi na podlagi preteklih spoznanj dovolj dobro ocenili vplive človeških faktorjev, potem bi jih lahko uvrstili v skupino modelnih negotovosti.

#### **2.1.4 Negotovosti zaradi časovno spremenljivih vplivov**

Včasih želimo oceniti obnašanje konstrukcije za neko prihodnje časovno obdobje, na primer, kadar želimo izračunati verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja konstrukcije v predvideni življenjski dobi konstrukcije. V takem primeru je točnost rezultatov analize precej odvisna od informacij o obtežbi in konstrukciji, ki jih imamo v trenutku obravnavanja.

Posebej je pomembna obravnava časovno spremenljivih vplivov in njihovih posledic na konstrukcijo. Taki so na primer škodljivi vplivi iz okolja, ki lahko pri izpostavljenih konstrukcijah povzročijo korozijo armiranega betona. Korozija s časom precej poslabša mehanske lastnosti jekla in betona. Če neugodne vplive korozije upoštevamo v fazi projektiranja, lahko podatke o parametrih korozije in njenih učinkih na armirani beton ocenimo le približno. To pa predstavlja dodatno negotovost v računski analizi. Šele dejanski pojav korozije na konstrukciji in meritve učinkov korozije nam lahko omogočijo bolj natančno upoštevanje parametrov korozije in njenih učinkov na material.

#### **2.1.5 Statistične negotovosti**

Kot rečeno, moramo negotove parametre obravnavati kot slučajne spremenljivke, tem pa pripisati ustrezne porazdelitvene zakone, če želimo negotovosti sistematično zajeti v računski analizi. Porazdelitvene zakone slučajnih spremenljivk navadno numerično opišemo tako, da podamo le nekatere osnovne lastnosti porazdelitvenih zakonov. Najpogosteje uporabljamo moment prvega reda in centralni moment drugega reda, ki predstavljata meri za pričakovano vrednost ter razpršenost slučajne spremenljivke.

Pričakovano vrednost in razpršenost slučajnih spremenljivk navadno ocenimo na podlagi statističnih vzorcev, ki predstavljajo končno množico možnih realizacij posamezne slučajne spremenljivke. Zato je jasno, da imamo običajno na voljo premalo podatkov, da bi na podlagi takih statističnih vzorcev lahko ocenili odstopanje v ocenah pričakovane vrednosti in razpršenosti slučajnih spremenljivk. Govorimo o statističnih negotovostih. Njihov vpliv na rezultate verjetnostne analize lahko preverimo tako, da upoštevamo različne ocene za pričakovano vrednost in razpršenost slučajne spremenljivke. Če ocenimo, da različne ocene teh parametrov pomembno vplivajo na rezultate analize, potem lahko to v verjetnostni analizi upoštevamo tako, da tudi mere za pričakovano vrednost in razpršenost slučajnih spremenljivk obravnavamo kot slučajne spremenljivke.

### **2.2 Mehanske lastnosti betona**

Osnovni vir negotovosti v določitvi mehanskih lastnosti betona predstavljajo slučajni vplivi v proizvodnji betonske mešanice. Pretekle raziskave namreč kažejo (Melchers, 1999), da je koeficient variacije tlačne trdnosti betona, ki se jo izmeri v laboratoriju na betonskih preizkušancih v obliki valja, precej odvisen od stopnje kontrole kvalitete materiala, ki jo zagotavlja proizvajalec. Koeficient



variacije tlačne trdnosti betonskih preizkušancev tako znaša od 0.1 do 0.2. Poleg slučajnih vplivov v procesu proizvodnje betona, pa na tlačno trdnost betona vpliva še vrsta ostalih spremenljivih faktorjev, ki so prisotni v fazi gradnje, in kasneje v času staranja betona. Na gradbišču je pri vgradnji betona in kasnejšem negovanju betona po navadi težko zagotoviti enake pogoje kot v laboratoriju. Zato se lastnosti betona na konstrukciji običajno razlikujejo od vrednosti, ki so izmerjene z laboratorijskimi preiskavami.

Vrednosti za koeficient variacij in standardno deviacijo tlačne trdnosti betona  $f_c$  so za različne stopnje kontrole kvalitete betona prikazane v preglednici 2.1. Za beton s tlačno trdnostjo do 28 MPa je predlagan konstanten koeficient variacije, za višje trdnosti (do 50 MPa) pa je konstantna standardna deviacija. Iz podatkov v tabeli lahko ugotovimo, da se pri betonih s karakteristično tlačno trdnostjo 50 MPa koeficient variacije tlačne trdnosti dobavljenega betona približno razpolovi glede na beton s tlačno trdnostjo 28 MPa. Literatura navaja različne vrste verjetnostnih porazdelitev tlačne trdnosti betona. Ellingwood in soavtorji (1980) navajajo, da se tlačna trdnost betona porazdeljuje normalno, Melchers (1999) prav tako predlaga normalno porazdelitev, razen v primeru zelo nizke stopnje kontrole kvalitete, medtem ko smernice *Probabilistic Model Code* (JCSS, 2000) predlaga logaritemsko normalno porazdelitev.

Preglednica 2.1: Koeficient variacije in standardna deviacija tlačne trdnosti betonskih preizkušancev v obliki valja, (Melchers, 1999).

Table 2.1: Coefficient of variation and standard deviation of on-site concrete compressive strength for control cylinders (Melchers, 1999).

Kontrole kvalitete	Koeficient variacije	Standardna deviacija	Porazdelitev
	$f_{ck} < 28\text{MPa}$	$28\text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50\text{ MPa}$	
visoka	0.10	2.8 MPa	normalna
srednja	0.15	4.2 MPa	normalna
nizka	0.20	5.6 MPa	normalna

Srednjo vrednost tlačne trdnosti vgrajenega betona  $f_{cm}$  lahko ocenimo na več načinov. Najbolj zanesljivo lahko  $f_{cm}$  ugotovimo s preizkusi trdnosti betona na vzorcih odvzetih na konstrukciji, vendar je tak način mogoč le v primeru obstoječih konstrukcij.  $f_{cm}$  se zato pogosto izračuna iz karakteristične tlačne trdnosti betona  $f_{ck}$ . Pri tem lahko v primeru, da nimamo dovolj podatkov v projektni dokumentaciji,  $f_{ck}$  ugotovimo iz predpisov, ki so veljali v času gradnje obravnavane konstrukcije.  $f_{cm}$  nato ocenimo tako, da trdnost betona obravnavamo kot slučajno spremenljivko, ki ji predpišemo ustrezno verjetnostno porazdelitev, ali pa uporabimo enostavne empirične enačbe, ki približno definirajo zvezo med karakteristično in srednjo tlačno trdnostjo betona. Na primer, po Evrokodu 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004) lahko srednjo tlačno trdnost vgrajenega betona, starega 28 dni, približno ocenimo tako, da karakteristični tlačni trdnosti betona prištejemo konstantno vrednost 8 MPa:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}, \quad (2.1)$$

dotatno pa lahko upoštevamo tudi ugodne vplive staranja betona. Evrokod 2 ne navaja mere za razpršenost tlačne trdnosti vgrajenega betona. Koeficient variacije lahko ocenimo z enačbo, ki jo predlagajo Mirza in soavtorji (1979):

$$V_c^2 = V_{cyl}^2 + 0.0084, \quad (2.2)$$

kjer je  $V_{cyl}$  koeficient variacije tlačne trdnosti betonskih preizkušancev, izračunan na podlagi rezultatov laboratorijskih preiskav, konstanta 0.0084 pa predstavlja dodaten prispevek k razpršenosti tlačne trdnosti betona zaradi spremenljivih pogojev pri vgradnji betona in kasneje v času staranja betona. Če v enačbi (2.2) za  $V_{cyl}$  upoštevamo vrednosti iz preglednice 2.1, potem lahko za različne stopnje kontrole kvalitete betona približno ocenimo koeficient variacije tlačne trdnosti betona na konstrukciji. Na primer, za srednjo stopnjo kontrole kvalitete je  $V_c = (0.15^2 + 0.0084)^{1/2} = 0.175$ . Ta vrednost se tudi sicer pogosto uporablja v verjetnostnih analizah potresnega odziva AB stavb (npr. Porter in sod., 2002, Wen in sod., 2003). Na podoben način lahko koeficient variacije tlačne trdnosti betona izračunamo tudi za nizko ali visoko stopnjo kontrole kvalitete. Na primer, v primeru visoke stopnje kontrole je  $V_c = 0.14$ , v primeru nizke stopnje kontrole pa  $V_c = 0.22$ . Podobno vrednost koeficienta variacije tlačne trdnosti betona so predlagali tudi Ellingwood in soavtorji (1980). Na podlagi rezultatov preskusov tlačne trdnosti betona na konstrukcijah je ocenil, da je koeficient variacije tlačne trdnosti betona ne glede na stopnjo kontrole kvalitete betona v povprečju enak  $V_c = 0.21$ .

Srednjo vrednost tlačne trdnosti betona na konstrukciji in pripadajoči koeficient variacije lahko izračunamo tudi z enačbama, ki ju predlagata Bartlett in McGregor (1996):

$$f_{cm} = F_2 \cdot F_1 \cdot f_{ck}, \quad (2.3)$$

$$V_c^2 = V_{F1}^2 + V_{F2}^2, \quad (2.4)$$

kjer je:

- $F_1 \cdot f_{ck}$  srednja vrednost tlačne trdnosti betonskih preizkušancev,
- $F_2$  faktor, ki upošteva vplive staranja betona,
- $V_{F1}$  koeficient variacije tlačne trdnosti betona zaradi slučajnih vplivov v procesu proizvodnje betona,
- $V_{F2}$  koeficient variacije zaradi spremenljivih pogojev pri vgradnji in negovanju betona.

Značilna vrednost faktorja  $F_1$  v primeru monolitne gradnje znaša 1.25, a se v primeru montažne gradnje s prefabriciranimi elementi zmanjša na 1.19. Za beton star 28 dni lahko za faktor  $F_2$  upoštevamo vrednost približno 0.95, ki pa se s časom povečuje. Tako lahko za beton star eno leto za faktor  $F_2$  upoštevamo do 25 % večjo vrednost glede na beton star 28 dni ( $0.95 \cdot 1.25 = 1.19$ ). Bartlett in McGregor (1996) za monolitne AB elemente predlagata  $V_{F1} = 0.10$ , za prefabricirane elemente  $V_{F1} = 0.05$  ter konstanto vrednost  $V_{F1} = 0.14$  ne glede na tip AB elementa. V primeru prefabriciranih AB elementov lahko torej pričakujemo manjšo razpršenost tlačne trdnosti betona, saj lahko v tem primeru proizvodnjo betonske mešanice, betoniranje elementov ter negovanje betona enostavneje kontroliramo. Kljub temu je razlika med koeficienti variacije tlačnih trdnosti betona monolitnih in prefabriciranih elementov, ki jih izračunamo z enačbo (2.4), relativno majhna. Na primer, po enačbi (2.4) koeficient variacije tlačne trdnosti betona monolitnih AB elementov znaša približno  $V_c = 0.17$ , koeficient variacije prefabriciranih AB elementov pa  $V_c = 0.16$ .

Ostale pomembne mehanske lastnosti betona so njegova natezna trdnost  $f_{ct}$ , modul elastičnosti  $E_c$  in mejna tlačna deformacija  $\varepsilon_{cu}$ . Natezna trdnost betona je majhna in znaša le okrog 10 % pripadajoče tlačne trdnosti betona, zato ne prispeva bistveno k nosilnosti AB elementov in jo v poenostavljenih nelinearnih modelih zanemarimo (SIST EN 1998-1, 2005, SIST EN 1992-1-1, 2004). V literaturi

nismo našli statističnih podatkov o modulu elastičnosti in mejni tlačni deformaciji, zato ju navadno ocenimo z empiričnimi enačbami v odvisnosti od tlačne trdnosti betona. Pričakovano vrednost modula elastičnosti  $E_{cm}$  ocenimo z enačbo (SIST EN 1992-1-1, 2004):

$$E_{cm} (GPa) \approx 22 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3}. \quad (2.5)$$

Vpliv razpokanosti AB prerezov lahko poenostavljeno upoštevamo po Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005), ki pravi, da se elastična togost ne določa z upoštevanjem polnega (nerazpokanega) preseka, temveč se za upogibno in strižno začetno togost elementov vzame polovično vrednost ustrezne elastične togosti nerazpokanih elementov. Za mejno deformacijo v betonu s karakteristično tlačno trdnostjo  $f_{ck} \leq 50$  MPa se lahko upošteva vrednost 3.5 %, sicer pa (SIST EN 1992-1-1, 2004):

$$\varepsilon_{cu} (\%) = 2.8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4. \quad (2.6)$$

Ker veljajo zgornje zveze, lahko varianco elastičnega modula in mejne deformacije ocenimo z enačbo za približno določitev drugega momenta funkcije slučajne spremenljivke  $Y = g(X)$  (Benjamin in Cornell, 1970):

$$\text{Var}[Y] = \text{Var}[g(X)] \approx \text{Var}[X] \left[ \left. \frac{dg(X)}{dx} \right|_{m_X} \right]^2. \quad (2.7)$$

Vstavimo v zgornjo enačbo zvezi (2.5) in (2.6), upoštevamo, da je  $\sigma_X = \sqrt{\text{Var}[X]}$  in dobimo naslednji približni enačbi za oceno standardne deviacije elastičnega modula in mejne deformacije betona:

$$\sigma_{E_c} \approx 0.66 \sigma_{f_{cm}} (f_{cm}/10)^{-0.7} \quad (2.8)$$

$$\sigma_{\varepsilon_{cu}} \approx 1.08 \sigma_{f_{cm}} [(98 - f_{cm})/100]^3 \quad (\text{za } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa}). \quad (2.9)$$

Poleg splošne razpršenosti tlačne trdnosti betona je včasih pomembna tudi razpršenost tlačne trdnosti betona med posameznimi elementi konstrukcije. Največkrat se prostorska razpršenost tlačne trdnosti betona upošteva med etažami, ki so betonirane v različnih fazah gradnje, za elemente istih etaž pa se upošteva enaka trdnost (Dymiotis in Kappos, 2001). Podatke o prostorski variaciji tlačne trdnosti betona, ki veljajo za kanadsko prakso, je zbral Melchers (1999). Ugotovil je, da koeficient variacije tlačne trdnosti betona, merjene na različnih koncih posameznega elementa konstrukcije, znaša 0.07, koeficient variacije tlačne trdnosti betona, merjene na skupini elementov, ki so betonirani iz različnih serij betonskih mešanic pa znaša približno 0.13.

## 2.3 Mehanske lastnosti jekla za armiranje

Negotovosti v določitvi mehanskih lastnosti jekla so predvsem posledica spremenljivih mehanskih lastnosti legirnih elementov, ki so v procesu proizvodnje jekla dodani železovi rudi (Melchers, 1999). Legirni elementi vplivajo predvsem na napetostne in deformacijske lastnosti jekla. Zato je tudi negotovosti v določitvi mehanskih lastnosti jekla treba obravnavati ločeno glede na tip oziroma trdnostni razred jekla.

Na osnovi podatkov v preglednici 2.2 lahko ugotovimo trend, da koeficient variacije trdnosti jekla na meji tečenja pada z naraščanjem trdnosti jekla. Za primerjavo vzemimo konstrukcijsko jeklo s srednjo trdnostjo na meji tečenja  $f_y = 220$  MPa. Za to jeklo je po Melchersu koeficient variacije trdnosti jekla na meji tečenja približno  $V_y = 0.10$ , vendar se njegova vrednost razpolovi za jekla s trdnostjo  $f_y = 400$  MPa in več. Podobne vrednosti koeficientov variacije trdnosti jekla na meji tečenja so predlagane v dokumentu *Probabilistic Model Code* (JCSS, 2000). Ta navaja, da je standardna deviacija trdnosti jekla na meji tečenja približno enaka 30 MPa. To pomeni, da lahko za jeklo s trdnostjo na meji tečenja  $f_y = 400$  MPa upoštevamo vrednost koeficienta variacije 0.08, za jeklo z  $f_y = 500$  MPa pa 0.06.

Statistični podatki o trdnosti jeklu, ki so prikazani v preglednici 2.2, veljajo za območja ZDA, Velike Britanije in Švedske. Ker podatki o tipu verjetnostne porazdelitve in koeficienta variacije niso posebej navedeni za jekla za armiranje, lahko podatke v preglednici 2.2 uporabimo za jeklo za armiranje v primeru, če so mehanske lastnosti jekel za armiranje primerljive z lastnostmi konstrukcijskih jekel istega trdnostnega razreda (Mirza in McGregor, 1979).

Pomembna lastnost jekla za armiranje sta tudi modul elastičnosti jekla  $E_s$  in utrditev jekla nad mejo tečenja do deformacije, pri kateri napetost v jeklu doseže svojo maksimalno vrednost  $f_u$ , ki predstavlja trdnost jekla. Modul elastičnosti  $E_s$  ni odvisen od trdnosti jekla in ima srednjo vrednost nekje med 200 in 210 GPa (SIST EN 1992-1-1, 2004, Melchers, 1999, JCSS, 2000) ter koeficient variacije 0.033 (Melchers, 1999). Povprečno deformacijo jekla na meji tečenja  $\varepsilon_y$  lahko približno izračunamo kot kvocient med povprečno napetostjo na meji tečenja in povprečnim elastičnim modulom ( $\varepsilon_y = f_y / E_s$ ). Utrditev jekla po navadi definiramo s togostjo jekla nad mejo tečenja, ki v nategu znaša približno  $E_{su} = 3900$  MPa (Melchers, 1999), trdnost jekla  $f_u$  pa je v povprečju približno 15 do 35 % večja od napetosti na meji tečenja (SIST EN 1992-1-1, 2004).

Preglednica 2.2: Statistični podatki in privzeta porazdelitvena funkcija za trdnosti jekla na meji tečenja.

Table 2.2: Statistical parameters and adopted probability distribution function for yield strength of steel.

Vir	$f_y$ (MPa)	$V_{f_y}$	Porazdelitev
Melchers (1999)	400	0.05	logaritemsko normalna
JCSS (2000)	400	0.08	/
Jalayer in soavtorji (2010)	314	0.08	logaritemsko normalna
Celik in Ellingwood (2010)	345	0.11	logaritemsko normalna
Wen in soavtorji (2003)		$\leq 0.10$	/
Ellingwood (1980)	465 213	0.09 0.12	logaritemsko normalna
Dymiotis in soavtorji (2001)	440	0.06	normalna

Utrditev jekla po meji tečenja nima velikega vpliva na upogibno nosilnost AB stebrov in gred. Raziskave kažejo (Ellingwood in sod., 1980), da pri gredah podcenimo upogibno nosilnost za približno 5 % v primeru, da zanemarimo utrjevanje jekla. Pri stebrih je vpliv utrditve jekla odvisen od nivoja osne sile. Pri majhnih osnih silah ima utrditev jekla zmeren vpliv na upogibno nosilnost stebrov (nekje do 15 %), pri stebrih z večjo osno silo, pa je ta vpliv praktično zanemarljiv. Zaradi naštetega

običajno v poenostavljenih modelih, s katerimi modeliramo nelinearno obnašanje AB elementov, zanemarimo vpliv utrjevanja jekla.

Razlike v trdnosti jekla posameznih armaturnih palic je izredno majhna. Na primer, koeficient variacije trdnosti med posameznimi palicami znaša od 0.04 do 0.07 (Melchers, 1999). Prav tako je zanemarljiv koeficient variacije dimenzij prečnih prerezov posameznih armaturnih palic, ki znaša 0.02 (Melchers, 1999, JCSS, 2000). Za koeficient korelacije med trdnostjo jekla za armiranje  $f_u$  in pripadajočo napetostjo na meji tečenja  $f_y$  lahko upoštevamo vrednost 0.85 (JCSS, 2000).

## 2.4 Dimenzije AB elementov

Dimenzije AB elementov navadno odstopajo od nominalnih vrednosti, ki so predpisane s projektom. Razlogov za to je lahko več. Odstopanja dimenzij AB elementov so lahko posledica netočne gradnje kot posledica človekovih napak, največkrat pa so čisto slučajnega izvora, na primer, nastanejo lahko zaradi krčenja, sušenja ali nabrekanja betona, pa tudi zaradi odstopanja merilnih inštrumentov, ki se uporabljajo pri gradnji. Neodvisne raziskave kažejo (Ellingwood in sod., 1980, Udoeyo in Ugbem, 1995), da so največja odstopanja v dimenzijah značilne za AB elemente, ki potekajo v vodoravni smeri, to so monolitne plošče in grede, manjša odstopanja pa lahko pričakujemo pri stebrih in pri prefabriciranih AB elementih. Odstopanje dimenzij je v splošnem približno enako za elemente z običajno armaturo in za prednapete elemente. Običajno se predpostavi, da oblika prečnega prereza nima bistvenega vpliva na netočnosti pri izvedbi in posledično pri modeliranju oblike prečnega prereza (JCSS, 2000). Ne glede na vrsto elementa, lahko za dimenzije prečnih prerezov predpostavimo, da se porazdeljujejo po normalni porazdelitvi.

Rezultati raziskav, ki so jih opravili Ellingwood in soavtorji (1980) ter Udoeyo in Ugbem (1995) so prikazani v preglednicah 2.3 in 2.4. Prikazani so koeficient variacije za odstopanje dimenzij prečnega prereza  $d$  od srednjih (nominalnih) vrednosti  $d_{nom}$ :

$$\Delta d = d - d_{nom}. \quad (2.10)$$

Največja povprečna razlika med dejanskimi in nominalnimi dimenzijami gred znaša kar 20 mm. Večinoma so dejanske dimenzije gred večje od nominalnih dimenzij, v nekaterih primerih pa so tudi manjše. Po podatkih v preglednici 2.3 dimenzije gred odstopajo v negativni smeri do največ  $-3$  mm. Precej manjša odstopanja dimenzij so značilna za monolitne plošče, kjer so višine plošč v povprečju do največ 5.3 mm večje od nominalnih vrednosti. Najmanjša odstopanja so značilna za stebre. V povprečju so dimenzije dejanskih stebrov večje od nominalnih dimenzij do največ 1.5 mm.

Preglednica 2.3 vsebuje tudi podatke o višini krovnega sloja pri gredah in ploščah. Iz podatkov razberemo, da so razlike med dejanskimi in nominalnimi debelinami krovnega sloja razmeroma visoke in se za posamezno vrsto elementa lahko precej razlikujejo glede na mesto merjenja krovnega sloja. V preglednici 2.4 pomeni efektivna višina prečnega prereza razdaljo od zunanjih robov na tlačni strani AB gred oziroma plošč do mesta natezne armature. Variacije v efektivnih višinah gred so izredno majhne, saj so v povprečju približno 0.68 mm manjše od nominalnih vrednosti. Pripadajoča standardna deviacija pa je razmeroma visoka in znaša približno 8.7 mm. Nasprotno pa efektivna višina plošč v povprečju odstopa od nominalne vrednosti za približno 5.3 mm, pripadajoča standardna deviacija pa je manjša kot pri gredah in znaša 5.5 mm.

V preglednicah 2.3 in 2.4 je razpon povprečnih vrednosti za odstopanje dimenzij in standardnih deviacij, ki se nanašajo na AB elemente istega tipa, kar velika. Zaradi tega je težko le na podlagi podatkov v preglednicah 2.3 in 2.4 razbrati tipične vrednosti, ki bi jih lahko enostavno uporabili v analizi AB stavb. Pomagamo si lahko s smernicami *Probabilistic Model Code* (JCSS, 2000), ki definirajo empirične enačbe, s katerimi lahko približno ocenimo koeficient variacije zunanjih dimenzij, krovnih slojev in efektivne višine AB elementov. Drugače so obravnavani elementi z največjo dimenzijo nad in tisti z dimenzijo pod 1000 mm. Predlagani so različni modeli za določitev debeline krovne sloja betona na zgornjem in na spodnjem delu AB plošč in gred. Empirične enačbe za ocenitev razpršenosti dimenzij AB elementov so izpisane v preglednici 2.5.

Na tem mestu naj omenimo še negotovosti v določitvi efektivne širine plošč. Efektivna širina plošč zajema del monolitne AB stropne plošče, ki sodeluje pri prenašanju obremenitev v AB gredah. Ta del AB stropne plošče moramo zato upoštevati v računu nosilnosti in togosti AB elementov. Efektivno širino plošč lahko izračunamo s postopki, ki jih predlagata standarda Evrokod 2 in Evrokod 8. Pri tem se efektivna širina po Evrokodu 2 uporablja za oceno togosti AB gred, prispevek efektivne širine plošč k nosilnosti AB gred pa izračunamo z Evrokodom 8.

V nekaterih primerih imajo efektivne širine plošč zelo velik vpliv na nosilnost in togost AB gred. Tedaj je efektivno širino plošč smiselno definirati kot slučajno spremenljivko in ji prepisati ustrezno verjetnostno porazdelitev s srednjo vrednostjo in koeficientom variacije. Srednjo vrednost lahko izračunamo z metodami, ki jih predlagajo omenjeni predpisi, za koeficient variacije pa lahko predpostavimo vrednost 0.2 (Ellingwood in sod., 1980, Haselton, 2006).

Preglednica 2.3: Povprečna vrednost in standardna deviacija odstopanja dimenzij AB elementov (Ellingwood in sod., 1980).

Table 2.3: The mean value and standard deviation for the differences between the nominal and as-built dimensions of RC elements (Ellingwood et al., 1980).

Lastnost		$\Delta d$ (mm)	$\sigma_{\Delta d}$ (mm)
Zunanje dimenzije			
višina plošč	EU	+0.8	12
	ZDA	+5.3	6.6
višina gred	EU	-3.0	6.4
	ZDA	+2.0	14
širina gred	EU	+2.5	3.8
širina stebrov	EU	+1.5	6.4
Krovni sloj			
plošče zgoraj	EU	-19	16
	ZDA	-1.0	9.4
plošče spodaj	EU	-3.3	8.6
	ZDA	-4.1	8.9
grede zgoraj	EU	-5.6	13
grede spodaj	EU	+1.5	11
	ZDA	-8.9	6.4

Preglednica 2.4: Povprečna vrednost in standardna deviacija odstopanja dimenzij AB elementov (Udoeyo in Ugbem, 1995).

Table 2.4: The mean value and standard deviation for the differences between the nominal and as-built dimensions of RC elements (Udoeyo in Ugbem, 1995).

Lastnost	$d_{nom}$	$\Delta d$ (mm)	$\sigma_{\Delta d}$ (mm)
Zunanje dimenzije			
širina stebra *	300–830	+0.39	3.69
širina stebra	200–340	+0.79	5.59
višina gred	340–1150	+2.35	6.18
širina gred	230–400	+2.22	6.07
višina plošče	150–180	+4.24	8.10
Efektivna višina prereza – lega armaturnih palic			
grede	410	–0.68	8.72
plošče	130–155	–5.03	5.51

\* širina stebra v smeri obremenjevanja oz. v smeri grede, ki se stika s stebrom.

Preglednica 2.5: Povprečna vrednost in standardna deviacija odstopanja dimenzij AB elementov (JCSS, 2000).

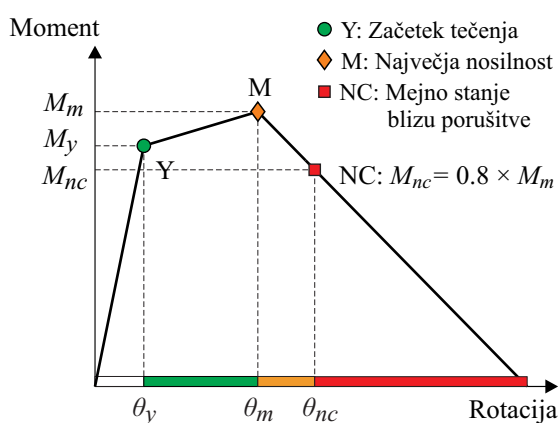
Table 2.5: The mean value and standard deviation for the differences between the nominal and as-built dimensions of RC elements (JCSS, 2000).

Lastnost	$\Delta d$ (mm)	$\sigma_{\Delta d}$ (mm)
Zunanje dimenzije elementov:		
$d_{nom} \leq 1000$ mm	$0.003 d_{nom}$	$4 + 0.006 d_{nom}$
$d_{nom} \geq 1000$ mm	3	10
Debelina krovnega sloja:		
zgornji sloj	5–15	5–15
spodnji sloj	–20–20	5.0
efektivna višina:		
vsi tipi elementov	10	10

## 2.5 Nosilnost in karakteristične rotacije AB elementov

Pogosto za modeliranje AB stebrov in gred uporabljamo linijske končne elemente s koncentrirano plastičnostjo, ki so zasnovani na osnovi tipičnih plastičnih mehanizmov AB okvirnih sistemov ter opisujejo nelinearno obnašanje AB elementov kot celote. Vendar moramo pri takih modelih zveze med nosilnostjo in rotacijo elementov izračunati vnaprej, pred pričetkom računske analize. Praviloma za to uporabljamo poenostavljene empirične izraze, ki so zasnovani na podlagi rezultatov eksperimentalnih raziskav. Pri tem se seveda takoj pojavi vprašanje zanesljivosti z empiričnimi izrazi izračunanih vrednosti, saj lahko z njimi nosilnost in karakteristične rotacije elementov ocenimo le približno. Zaradi tega moramo v analizi potresnega odziva stavb, poleg negotovosti v določitvi materialnih in geometrijskih karakteristik prečnih prerezov upoštevati tudi negotovosti, ki se nanašajo na modele za določitev nosilnosti in karakterističnih rotacij AB elementov.

Materialno nelinearnost v poenostavljenih nelinearnih modelih, ki smo jih uporabili v okviru doktorske disertacije, opišemo v diskretnih točkah, običajno na krajiščih AB stebrov in gred tako, da v teh točkah predpišemo odnos med upogibno nosilnostjo in rotacijo elementa (slika 2.1). V splošnem take ovojnice zajemajo rotacije elementa v elastičnem območju do meje tečenja, plastične rotacije po meji tečenja v območju utrjevanja do največje nosilnosti ter del plastičnih rotacij v območju padanja nosilnosti. V doktorski študiji smo uporabili trilinearno ovojnico moment - rotacija, ki je definirana s tremi točkami. Prva točka (Y) predstavlja začetek tečenja armature ( $\theta_y$  in  $M_y$ ), druga točka (M) predstavlja maksimalno nosilnost ( $\theta_m$  in  $M_m$ ), tretja točka pa mejno stanje blizu porušitve ( $\theta_{nc}$  in  $M_{nc}$ ). Mejno stanje blizu porušitve na nivoju elementa je definirano v skladu s standardom za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3.del: Ocena in prenova stavb (SIST EN 1998-3, 2005), to je pri 80 % maksimalne nosilnosti elementa na padajočem delu ovojnice moment - rotacija.



Slika 2.1: Shematičen prikaz trilinearne ovojnice moment - rotacija v plastičnih členkih AB elementov.

Figure 2.1: Schematic view of the trilinear moment - rotation relationship of a plastic hinge in RC elements.

Ovojnice moment - rotacija pogosto izračunamo s pripravljenimi empiričnimi izrazi, ki pa niso zanesljivi in zato ne dajejo natančnih vrednosti za nosilnost in karakteristične rotacije kar za poljuben AB element. Natančnost empiričnih izrazov za vrednotenje nosilnosti AB elementov je med drugim študiral Ellingwood (Ellingwood in sod., 1980). S pomočjo numeričnih simulacij je izračunal povprečno odstopanje empirično izračunanih nosilnosti od dejanskih vrednosti, pri čemer je empirično nosilnost elementov ocenil z uporabo poenostavljenih enačb, ki jih navaja ameriški standard *Building Code Requirements for Reinforced Concrete* iz leta 1977 (ACI, 1977). Fardis, Panagiotakos in Biskinis (Panagiotakos in Fardis, 2001, Fardis in Biskinis, 2003) ter Haselton (2006), so na podlagi rezultatov eksperimentalnih preiskav pripravili empirične izraze za ocenjevanje nosilnosti, togosti ter karakterističnih rotacij AB elementov, Peruš in soavtorji (2006) pa so razvili neparametrično empirično metodo za oceno rotacije v mejnem stanju blizu porušitve ter izračunali razpršenost z empirično metodo izračunanih rotacij.

Nekatere rezultate omenjenih raziskav smo v doktorski študiji uporabili za modeliranje stohastičnega modela konstrukcije. Zato jih bomo podrobneje obravnavali v naslednjih dveh poglavjih. Poleg statističnih podatkov podajamo tudi empirične izraze za vrednotenje nosilnosti in karakterističnih rotacij AB elementov.



## 2.5.1 Nosilnost AB elementov

Osnovna upogibna nosilnost AB elementov se po ameriškem standardu *Building Code Requirements for Reinforced Concrete* (ACI, 1977) lahko določi z empiričnima enačbama oblike:

$$N = \frac{M}{e} = 0.85 f'_c b (\beta_1 c) + A'_s (f'_s - 0.85 f'_c) - A_s f_s, \quad (2.11)$$

$$M = 0.85 f'_c b (\beta_1 c) (h/2 - \beta_1 c/2) + A'_s (f'_s - 0.85 f'_c) (h/2 - d') + A_s f_s (d - h/2), \quad (2.12)$$

kjer je:

- $e$  ekscentričnost,
- $\beta_1 c$  oddaljenost rezultante tlačnih napetosti v betonu od najbolj tlačnega robu,
- $h$  in  $b$  celotna višina in širina prereza,
- $d$  in  $d'$  višina krovne sloja na natezni oz. na tlačni strani prereza,
- $A_s$  in  $A'_s$  prečni prerez natezne in tlačne armature,
- $f'_c$  največja tlačna napetost v betonu,
- $f'_s$  in  $f_s$  napetost v natezni in tlačni armaturi.

Enačbi (2.11) in (2.12) sta namenjeni dimenzioniranju AB prerezov, zato dajeta le približne (večinoma konservativne) ocene za osno-upogibne nosilnosti. Natančneje lahko nosilnosti AB prerezov izračunamo z numerično integracijo napetosti po prerezu elementa. Vendar tudi numerični pristop navadno ne daje popolnoma pravih vrednosti za nosilnost, predvsem zaradi poenostavitve v konstitutivnih zvezah betona in jekla za armiranje, ki jih upoštevamo v integraciji. Običajno numerična integracija nekoliko podceni osno-upogibno nosilnost prereza, če jo primerjamo z dejansko nosilnostjo, izmerjeno s testi (Melchers, 1999).

Negotovosti v ocenah osno-upogibne nosilnosti po enačbah (2.11) in (2.12) so Ellingwood in soavtorji (1980) preverili z numeričnimi simulacijami. Na podlagi statističnih lastnosti slučajnih spremenljivk, ki nastopajo v enačbah (2.11) in (2.12), so z metodo Monte Carlo najprej generirali statistične vzorce slučajnih spremenljivk. Na podlagi tako dobljenih vzorcev so nato za različne tipe AB elementov sestavili množico prerezov, ter z numerično integracijo napetosti po teh prerezih izračunali njihove osne in upogibne nosilnosti. Na podlagi teh rezultatov so za vsak tip elementa in za vsak prerez v vzorcu ocenili razmerje med numerično nosilnostjo in nosilnostjo  $C_{s/n}$ , izračunano z empiričnimi izrazi ( $s$  izhaja iz *simulation*,  $n$  pa iz *nominal*), ter razmerje med dejansko nosilnostjo prereza, ugotovljeno s testi, in numerično nosilnostjo prereza  $C_{t/s}$  ( $t$  izhaja iz *test*). Celoten vpliv negotovosti empiričnih enačb so izrazili s kvocientom med dejansko nosilnostjo prereza  $R_t$  in nosilnostjo, ocenjeno z empiričnimi izrazi  $R_n$ :

$$R_t/R_n = C_{s/n} \cdot C_{t/s}. \quad (2.13)$$

Pravilnost rezultatov numerične integracije napetosti po prečnih prerezih AB elementov je odvisna od predpostavk, ki se jih upošteva v integraciji. Ellingwood in soavtorji so vseh računih upoštevali Bernoullijevo predpostavko, da prečni prerezi AB elementov po deformiranju ostanejo ravni. Za beton so privzeli odnos med napetostmi in deformacijami, ki ga predlaga Hognestad (glej Park and Pauley, 1975), za armaturno jeklo pa so upoštevali linearno elastičen - idealno plastičen odnos.

Povprečna vrednost razmerja  $R_t/R_n$  predstavlja povprečen odklon empirično določene nosilnosti od točne vrednosti. Vrednost povprečnega odklona je odvisna od predpostavk, ki jih upoštevamo v modelu za izračun nosilnosti elementov. Ker je težko oceniti za koliko v povprečju empirična nosilnost odstopa od dejanske nosilnosti elementov, odklonov  $R_t/R_n$  običajno ne računamo in jih tudi ne upoštevamo v analizi nosilnosti prerezov. Približno bi lahko povprečno vrednost razmerja  $R_t/R_n$  in pripadajočo razpršenost ugotovili na podlagi podatkov v preglednici 2.6. Vidimo, da v večini primerov empirični izrazi v standardu *Building Code Requirements for Reinforced Concrete* (ACI, 1977) dajejo konservativne ocene za osno in upogibno nosilnost AB prerezov. Koeficienti variacije z empiričnimi enačbami ocenjenih nosilnosti niso preveliki in se gibljejo med 0.08 in 0.17.

Preglednica 2.6: Povprečna vrednost in koeficient variacije za razmerje med eksperimentalno in izračunano nosilnostjo AB elementov. Prikazani podatki ustrezajo srednji tlačni trdnosti  $f_{cm} = 34$  MPa (Ellingwood in sod., 1980).

Table 2.6: Mean value and the coefficient of variation for the ratio between the experimentally determined and computed resistance capacity of RC elements. The data are presented for mean concrete strength  $f_{cm} = 34$  MPa (Ellingwood et al., 1980).

Obremenitev	Tip elementa	$\bar{R}_t / R_n$	$V_R$
upogibna	plošče	1.12–1.22	0.15
upogibna	grede	1.05–1.16	0.08–0.14
osno-upogibna	kratki stebri, porušitev v tlaku	0.95	0.14
osno-upogibna	kratki stebri, porušitev v nategu	1.05	0.12
osna	vitki stebri, porušitev v tlaku	1.10	0.17
osna	vitki stebri, porušitev v nategu	0.95	0.12

## 2.5.2 Karakteristične rotacije AB elementov

Fardis in soavtorji (Panagiotakos in Fardis, 2001, Fardis in Biskinis, 2003) so zbrali obsežno bazo rezultatov eksperimentalnih raziskav nelinearnega obnašanja AB elementov. Baza vsebuje rezultate več kot 1000 testov, od katerih je približno 700 stebrov pravokotnega prereza, ostalo pa so grede in stene pravokotnega ali prereza oblike T ter stene, sestavljene iz več pravokotnih presekov. Na podlagi te baze so z regresijskimi analizami razvili empirične izraze za izračun nosilnosti na meji tečenja, rotacije na meji tečenja in rotacije v mejnem stanju blizu porušitve, ter ocenili odstopanje rotacij, določenih po predlaganem modelu, v primerjavi s tistimi vrednostmi, ki so bile izmerjene z eksperimenti. Pri tem sta bili nosilnost in rotacija elementa na meji tečenja izmerjeni s testi. Tečenje je bilo definirano z deformacijo na meji tečenja jekla za armiranje  $\varepsilon_y$  oziroma z deformacijo v betonu  $\varepsilon_c = 0.9f_c / E_c$ , mejna rotacija blizu porušitve je ustrezala 80 % maksimalne nosilnosti elementa na padajočem delu ovojnice. Empirične izraze in podatke o razpršenosti, s katerimi ocenimo nosilnost in rotacije, so podali za različne skupine elementov iz baze podatkov, ki se razlikujejo po obliki prerezov, pa tudi glede na delež in postavitev vzdolžne in prečne armature, nivo osne sile, dinamične lastnosti obremenjevanja (ciklično ali monotono obremenjevanje) ter tip porušitve (upogibna porušitev, kombinacija upogibne in strižne porušitve, porušitev z ali brez zdrsa armature).

Predlagana je naslednja empirična enačba za izračun srednje vrednosti rotacije na meji tečenja AB stebrov in gred s pravokotnim prerezom (podobno enačbo vsebuje tudi standard Evrokod 8-3):

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_s}{3} + 0.00275 + a_{sl} \frac{\varepsilon_y}{(d - d')} \frac{0.2d_b f_y}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (2.14)$$

kjer je:

- $\varphi_y$  ukrivljenost na mestu največjega upogibnega momenta,
- $L_s$  razdalja od mesta največjega momenta do prevojne točke,
- $a_{sl}$  koeficient, ki ima v primeru izvleka armature vrednost  $a_{sl} = 1$ , sicer  $a_{sl} = 0$ ,
- $\varepsilon_y$  deformacija natezne armature na meji tečenja,
- $d$  in  $d'$  razdalja do natezne oziroma tlačne armature,
- $d_b$  povprečni premer natezne armature,
- $f_y$  srednja natezna trdnost jekla na meji tečenja,
- $f_{cm}$  srednja tlačna trdnost betona.

Posamezni členi v enačbi (2.14) pomenijo prispevke k rotaciji na meji tečenja zaradi upogibnih in strižnih deformacij ter zaradi vpliva izvleka armature in so podrobneje razloženi drugje (npr. Fardis in Biskinis, 2003, SIST EN 1998-3, 2005). Podobne enačbe, kot je enačba (2.14), navajajo Fardis in soavtorji tudi za stebre krožnega prereza ter za stene poljubnih oblik.

V preglednici 2.7 je za različne AB elemente v bazi podatkov prikazano odstopanje med rotacijami  $\theta_{y,test}$ , ki so bile za različne skupine elementov izmerjene med preizkusi, in izračunanimi rotacijami na meji tečenja  $\theta_{y,en.2.14}$ , ki so jih Fardis in soavtorji za elemente v bazi izračunali z enačbo (2.14). Pri tem je odstopanje izračunanih rotacij od dejanskih vrednosti izraženo s kvocientom  $\theta_{y,test}/\theta_{y,en.2.14}$ . Vidimo lahko, da se mediana kvocienta  $\theta_{y,test}/\theta_{y,en.2.14}$  giblje med 0.995 in 1, kar pomeni, da rotacije na meji tečenja, izračunane z enačbo (2.14), le malo precenijo dejanske vrednosti, ki so izmerjene s eksperimenti. Kljub temu, da je enačba (2.14) sprejemljiva za ocenjevanje rotacij na meji tečenja, pa podatki v zadnjem stolpcu preglednice 2.7 izkazujejo razmeroma velike koeficiente variacije kvocienta  $\theta_{y,test}/\theta_{y,en.2.14}$ . Ti se gibljejo med 0.30 in 0.40.

Preglednica 2.7 prikazuje tudi statistične podatke o ukrivljenostih na meji tečenja  $\varphi_y$  in o efektivnih togostih AB stebrov in gred  $EI_{eff}$ . Ukrivljenost  $\varphi_y$  je izračunana z numerično integracijo napetosti po prerezu, na podlagi krivulje moment - ukrivljenost, medtem ko je sekantna togost  $EI_{eff}$  izračunana z enačbo:

$$EI_{eff} = \frac{M_y L_s}{3\theta_y}. \quad (2.15)$$

Fardis in soavtorji so poleg enačb za določitev rotacije na meji tečenja razvili tudi empirične enačbe za določitev rotacije v mejnem stanju blizu porušitve. Mejno rotacijo lahko v splošnem izračunamo na dva načina. Ena možnost je, da mejno rotacijo izračunamo na podlagi ukrivljenosti najbolj obremenjenega dela elementa in dolžine dela elementa, na katerem se element plastificira. Druga možnost je, da ocenimo mejno rotacijo AB elementa z enačbami, ki zajemajo elastični in plastični del deformiranega elementa. V nadaljevanju bomo obravnavali drugo možnost.

Preglednica 2.7: Mediana in koeficient variacije za razmerje med eksperimentalno in inračunano rotacijo, ukrivljenost in efektivno togost AB elementov na meji tečenja armature ter (Fardis in Biskinis, 2003).

Table 2.7: The median and the coefficient of variation for the ratio between the experimentally determined and computed yield rotation, yield curvature and effective stiffness of RC elements (Fardis in Biskinis, 2003).

Količina	Skupina testov AB stebrov in gred	Vrsta porušitve glede na zdrs armature	Mediana	Koeficient variacije
$\theta_{y,test} / \theta_{y,en.2.14}$	pravokotni prerezi stebrov in gred	brez zdrsa armature	1.00	0.30
		z zdrsom armature	0.995	0.40
		ne glede na zdrs	0.995	0.39
$\varphi_{y,test} / \varphi_{y,num}$	pravokotni prerezi stebrov in gred	brez zdrsa armature	1.275	0.29
		z zdrsom armature	1.06	0.38
		ne glede na zdrs	1.205	0.33
$(EI_{eff})_{test} / (EI_{eff})_{num}$	pravokotni prerezi stebrov in gred	/	1.10	0.41
	krožni prerezi stebrov	/	1.07	0.31

Fardis in soavtorji so rotacijo stebrov in gred v mejnem stanju blizu porušitve  $\theta_y$  definirali z rotacijo, ki pripada 20% zmanjšanju maksimalne nosilnosti elementa na padajoči veji ovojnice. Odziv elementa v tem območju deformacij je močno odvisen od dinamičnih lastnosti obremenjevanja. Mejna rotacija se navadno razlikuje glede na to, ali je element izpostavljen monotonemu ali cikličnemu obremenjevanju. Glede tega so Fardis in soavtorji razvili enoten izraz za mejno rotacijo blizu porušitve, vendar se posamezni členi empirične formulacije razlikujejo glede na tip obremenjevanja. Enačbe, ki so jih razvili Fardis in soavtorji, so danes vključene v standard Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). Podani sta naslednji empirični enačbi za mejno rotacijo AB stebrov in gred pri duktilni porušitvi (SIST EN 1998-3, 2005):

$$\theta_{nc}^{tot} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^\nu) \cdot \left[ \frac{\max(0,01, \omega')}{\max(0,01, \omega)} f_c \right]^{0,225} \cdot \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{\left( \alpha_{\rho_{sx}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100\rho_d}), \quad (2.16)$$

$$\theta_{nc}^{pl} = \theta_{nc} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 \cdot (0,25^\nu) \cdot \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,30} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{\left( \alpha_{\rho_{sx}} \frac{f_{yw}}{f_{cm}} \right)} \cdot (1,275^{100\rho_d}), \quad (2.17)$$

pri čemer enačba (2.16) izraža celotno rotacijo elementa v mejnem stanju blizu porušitve, enačba (2.17) pa se nanaša le na plastični del mejne rotacije. V zgornji enačbi je:

- $\gamma_{el}$  parameter, ki ima vrednost 1 za sekundarne seizmične elemente, in vrednost 1.5 v primeru primarnih elementov.
- $a_{st}$  konstanta, odvisna od tipa armaturnega jekla,
- $a_{cy}$  konstanta, ki ima za ciklično obremenjevanje vrednost  $a_{cy} = 1$ , sicer  $a_{cy} = 0$ ,
- $a_{sl}$  konstanta, ki ima v primeru zdrsa armature vrednost  $a_{sl} = 1$ , sicer  $a_{sl} = 0$ ,
- $a_{wall}$  konstanta, ki ima za stene vrednost  $a_{wall} = 1$ , sicer  $a_{wall} = 0$ ,
- $\nu = P / b h f_{cm}$  nivo osne sile,
- $\omega$  in  $\omega'$  mehanski delež vzdolžne natezne oz. tlačne armature,

- $f_{cm}$  in  $f_{yw}$  srednja tlačna trdnost betona in srednja trdnost jekla na meji tečenja (MPa),
- $L_s$  in  $h$  strižni razpon elementa in globina AB prereza v smeri obremenjevanja,
- $\rho_s$  in  $\rho_d$  mehanski delež stremen oz. diagonalne armature,
- $\alpha$  faktor objetja betona določen z enačbo:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0b_0}\right),$$

kjer sta  $b_0$  in  $h_0$  širina in globina objetega dela betonskega jedra,  $b_i$  je razdalja med posameznimi objetimi vzdolžnimi armaturnimi palicami,  $s_h$  pa je razdalja med stremen.

Za pravokotne prečne prereze AB stebrov in gred je v preglednici 2.8 prikazana mediana razmerja med eksperimentalno določenimi rotacijami  $\theta_{nc,test}^{tot}$  in  $\theta_{nc,test}^{pl}$  in rotacijami  $\theta_{nc,en.2.16}^{tot}$  in  $\theta_{nc,en.2.17}^{pl}$ , ki so izračunane z enačbama (2.16) in (2.17). Razvidno je, da lahko z enačbama (2.16) in (2.17) razmeroma dobro napovemo mejno rotacijo preiskovanih stebrov in gred v primeru, da so konstrukcijski detajli elementov zasnovani v skladu s pravili za potresnoodporno gradnjo. Večja odstopanja so značilna za elemente s slabimi detajli, kjer izračunana rotacija prekorači dejansko mejno rotacijo za približno 17 %. Koeficient variacije mejnih rotacij ni toliko odvisen od vrste elementa. Koeficient variacije razmerja  $\theta_{nc,test}^{tot} / \theta_{nc,en.2.16}^{tot}$  oz.  $\theta_{nc,test}^{pl} / \theta_{nc,en.2.17}^{pl}$  se giblje v primeru cikličnega obremenjevanja med 0.34 in 0.40. Večji koeficient variacije, z vrednostjo približno 0.55, je značilen za elemente pri monotonem obremenjevanju.

Preglednica 2.8: Mediana in koeficient variacije za razmerje med eksperimentalno in izračunano rotacijo AB elementov v mejnem stanju blizu porušitve (Fardis in Biskinis, 2003).

Table 2.8: The median and the coefficient of variation for the ratio between the experimentally determined and computed rotation of RC elements at near-collapse limit state (Fardis in Biskinis, 2003).

Spremenljivka	Skupina testov	Tip obremenitve	Mediana	Koeficient variacije
$\theta_{nc,test}^{tot} / \theta_{nc,en.2.16}^{tot}$	pravokotni prerezi stebrov in gred, (dobri detajli)	ciklična	0.995	0.39
	pravokotni prerezi stebrov in gred, (slabi detajli)	monotona	1.005	0.55
	pravokotni prerezi stebrov in gred, (slabi detajli)	ciklična	0.835	0.35
$\theta_{nc,test}^{pl} / \theta_{nc,en.2.17}^{pl}$	pravokotni prerezi stebrov in gred, (dobri detajli)	ciklična	1.00	0.40
	pravokotni prerezi stebrov in gred, (slabi detajli)	monotona	1.025	0.54
	pravokotni prerezi stebrov in gred, (slabi detajli)	ciklična	0.865	0.34

Metodo za določitev srednje vrednosti rotacij AB elementov pri maksimalni nosilnosti  $\theta_m$  v mejnem stanju blizu porušitve so na osnovi eksperimentalne baze podatkov in metode CAE (*Conditional Average Estimator*) predlagali tudi Peruš, Poljanšek in Fajfar (2006). Predpostavili so, da so rotacije odvisne od srednje tlačne trdnosti betona  $f_{cm}$ , nivoja osne sile  $\nu = P / b h f_{cm}$ , faktorja učinkovitosti objetja betonskega jedra, ki je pomnožen z indeksom objetja  $\alpha \cdot \rho_s^* = \alpha \rho_s f_{yw} / f_{cm}$ , ter kvocientom med strižnim razponom in globino AB prereza v smeri obremenjevanja  $L_s / h$ . Metoda CAE je zasnovana tako, da se lahko uporabi katerokoli podatkovno bazo. Peruš, Poljanšek in Fajfar (2006) so za določitev  $\theta_m$  in  $\theta_{nc}$  uporabili bazi, ki predstavljata podskupini Fardisove in PEERove podatkovne baze (Haselton, 2006). Iz obeh krovnih podatkovnih baz so izbrali eksperimente s cikličnim

obremenjevanjem in upogibno porušitvijo AB elementov. Na podlagi analize skupine izbranih AB stebrov in gred iz Fardisove in PEERove baze so izračunali pripadajoče mejne rotacije in izračunane vrednosti primerjali z vrednostmi izmerjenimi z eksperimenti. Razpršenost z metodo CAE izračunanih mejnih rotacij AB elementov so izrazili s koeficientom variacije, ki v povprečju znaša med 0.20 in 0.50.

Z enačbami (2.16) in (2.17) lahko približno izračunamo karakteristični rotaciji  $\theta_y$  in  $\theta_{nc}$ , ki predstavljata skupaj s pripadajočima upogibnima momentoma  $M_y$  in  $M_{nc}$  začetek tečenja (Y) in mejno stanje blizu porušitve (NC), (glej sliko 2.1). Vendar le s poznavanjem rotacij in upogibnih momentov v točkah na meji tečenja in v mejnem stanju blizu porušitve ovojnice ne moremo enolično določiti. Za popolno določitev ovojnice moment - rotacija moramo imeti še podatek o maksimalni nosilnosti  $M_m$  in pripadajoči rotaciji  $\theta_m$  (točka M v sliki 2.1). S Fardisovimi enačbami ne moremo oceniti rotacije  $\theta_m$ . V tem primeru rotacijo  $\theta_m$  približno ocenimo tako, da predpostavimo razmerje med rotacijo pri popolni porušitvi in rotacijo pri maksimalni nosilnosti  $\theta_u/\theta_m$ . Dolšek (2010) navaja vrednosti za razmerje  $\theta_u/\theta_m$  med 3 in 4.

Alternativo Fardisovim empiričnim enačbam in metodi CAE za določitev karakterističnih rotacij  $\theta_y$ ,  $\theta_m$  in  $\theta_{nc}$  predstavljajo enačbe za določitev rotacij pri maksimalni nosilnosti,  $\theta_m^{tot}$  (celotni del) in  $\theta_m^{pl}$  (plastični del), ter plastičnih rotacij v območju padanja nosilnosti  $\theta_{pc}$ , ki jih je na osnovi PEERove podatkovne baze razvil Haselton (2006).

PEERova podatkovna baza obsega rezultate eksperimentalnih raziskav različnih AB stebrov pri monotonem in cikličnem obremenjevanju. Baza obsega 306 stebrov s pravokotnimi prerezi in 177 stebrov s krožnimi prerezi. Baza vsebuje podatke o geometriji in armaturi stebrov, podatke o poteku obremenjevanja, časovne zapise odziva stebrov v formatu sila - pomik in podatke o porušitvi stebrov. Iz celotne podatkovne baze je Haselton izbral skupino 255 stebrov, od katerih se je 220 stebrov porušilo po upogibu, 35 pa se jih je porušilo deloma po strigu deloma po upogibu. Haselton je empirične enačbe za določitev nosilnosti in karakterističnih rotacij podal za pravokotne in krožne prereze AB stebrov, s simetrično vzdolžno armaturo.

Bistvena prednost Haseltonovih enačb pred Fardisovimi enačbami je, da lahko izračunamo parametre, ki vplivajo na obnašanje AB elementov v območju padanja nosilnosti, medtem ko moramo, če uporabljamo Fardisove enačbe, negativno togost AB elementov izračunati na podlagi predpostavljenega razmerja med rotacijo pri popolni porušitvi in rotacijo pri maksimalni nosilnosti.

Ker Haseltonove enačbe ne upoštevajo neugodnih vplivov ciklične degradacije histereznega obnašanja AB elementov, Haseltonovih enačb za določevanje karakterističnih rotacij v disertaciji nismo uporabili. Le za primerjavo s Fardisovimi enačbami podajamo v spodnji preglednici nekaj vrednosti koeficientov variacij karakterističnih rotacij  $\theta_m^{tot}$ ,  $\theta_m^{pl}$  in  $\theta_{pc}$ , ki bi jih morali upoštevati v primeru, če bi rotacije določevali empiričnimi enačbami po Haseltonu.

Preglednica 2.9: Standardna deviacija sekantne togosti  $EI_y/EI_g$  ter karakterističnih rotacij  $\theta_m^{tot}$ ,  $\theta_m^{pl}$  in  $\theta_{pc}$  po Haseltonu (Haselton, 2006).

Table 2.9: Standard deviation of secant stiffness  $EI_y/EI_g$  and characteristic rotations  $\theta_m^{tot}$ ,  $\theta_m^{pl}$  in  $\theta_{pc}$  according to Haselton (Haselton, 2006).

Spremenljivka	$EI_y / EI_g$	$\theta_m^{tot}$	$\theta_m^{pl}$	$\theta_{pc}$
standardna deviacija naravnih logaritmov $\sigma_{ln}$	0.28	0.45	0.54	0.72

## 2.6 Mehanske lastnosti zidanih polnil

V uvodnem delu tega poglavja smo poudarili, da so zidana polnila kompoziten material, ki ga navadno sestavljajo zidaki in malta, včasih pa sta zaradi ojačitvenih razlogov dodana tudi armaturno jeklo in polnilni beton. Podobno, kot so armiranobetonski elementi sestavljeni iz betona in armature, so tudi zidana polnila sestavljena iz različnih materialnih komponent, kjer ima vsaka komponenta svojevrstne mehanske lastnosti. Seveda ni nujno, da je zidano polnilo vedno sestavljeno iz vseh štirih materialov. V primeru, da so polnila sestavljena samo iz zidakov in malte, govorimo o nearmiranih zidanih polnilih. V nasprotnem primeru, kadar so polnila ojačana z armaturnim jeklom in polnilnim betonom, pa govorimo o povezanih ali armiranih zidanih polnilih (Tomažević, 2009). Obravnavali bomo le prvi tip zidanih polnil, to so nearmirana oz. navadna zidana polnila.

Negotovosti v določitvi mehanskih lastnosti navadnih zidanih polnil so odvisne od razpršenosti mehanskih lastnosti posameznih materialnih komponent, npr. zidakov in malte. Kljub temu je o tem v literaturi na voljo razmeroma malo podatkov. Zaradi podobne sestave malte in betona bi morda lahko predpostavili, da je razpršenost mehanskih lastnosti malte približno enakega velikostnega reda kot pri betonu ali večja, saj se je malta v zgodovini, včasih pa tudi v današnjih časih, pogosto pripravljala kar na gradbišču, in ne v kontroliranih pogojih, kot beton. Nekaj več statističnih podatkov je na voljo za zidake. Za koeficiente variacije trdnosti opečnih zidakov lahko upoštevamo vrednosti, ki so jih z eksperimentalnimi preiskavami izračunali Calvi in sodelavci (2004). Preiskovali so trdnosti opečnih zidakov dimenzij 245/115/245 mm z bruto prostorninskim deležem odprtin 60 %. Ugotovili so, da koeficient variacije tlačne trdnosti preiskovanih zidakov vzporedno z odprtinami zidakov znaša približno 0.12, koeficient variacije tlačne trdnosti zidakov pravokotno na odprtine pa 0.16. Omeniti je potrebno, da se zidaki, ki so jih preiskovali Calvi in sodelavci, glede na votlavost uvrščajo po merilih Evrokoda 6 (SIST EN, 2006) med opečne votlake z visokim deležem odprtin (Evrokod 6, preglednica 3.1). Pri takih zidakih je razpršenost tlačne trdnosti bolj kot pri manj votlih zidakih odvisna od razpršenosti debeline reber votlaka. Zato je pri zidakih z manjšim deležem odprtin pričakovati manjšo varianco tlačne trdnosti.

Zidana polnila predstavljajo kompleksne konstrukcijske elemente, katerih nelinearno obnašanje je zelo težko simulirati le na osnovi poznavanja mehanskih lastnosti zidakov in malte. Zato pri preverjanju obnašanja zidanih polnil med delovanjem potresne ali katere druge zunanje obtežbe namesto mehanskih lastnosti posameznih sestavnih materialov raje upoštevamo mehanske lastnosti zidanih polnil kot homogenega konstrukcijskega materiala. Zidana polnila kot konstrukcijski material lahko obravnavamo kot zidovje. Zato lahko mehanske lastnosti zidanih polnil opišemo v skladu s pravili standarda Evrokod 6 za projektiranje zidanih konstrukcij (2006). To pomeni, da lahko mehanske

lastnosti zidanih polnil opišemo z naslednjimi količinami: tlačna trdnost  $f_{w,c}$ , natezna trdnost  $f_{w,t}$ , strižna trdnost  $\tau_w$ , elastični modul  $E_w$  in strižni modul  $G_w$ .

Da bi dobili zanesljive vrednosti, se mehanske lastnosti zidanih polnil pogosto določajo s preizkusi. Glede na smer obremenitve zidovja ločimo tlačno trdnost polnil pravokotno na naležno površino zidakov (vzporedno z odprtini) in tlačno trdnost zidovja vzporedno z naležno površino zidakov (pravokotno na odprtine). Natezna trdnost zidovja je definirana kot glavna natezna napetost pri doseženi največji strižni obremenitvi zidnega polnila, pri čemer nastane poševno usmerjena razpoka, ki lahko deloma poteka po regah med posameznimi zidaki, deloma pa razpokajo zidaki. Strižna trdnost zidanega polnila je definirana na podlagi prestrižnega porušnega mehanizma, pri čemer nastane razpoka, ki poteka pretežno po regah v vodoravni smeri. Elastični in strižni modul polnil se določita na podlagi zvez med napetostmi in deformacijami, izmerjenih med tlačno in strižno preiskavo zidanega polnila.

### 2.6.1 Mehanske lastnosti zidanih polnil

V literaturi je na voljo veliko eksperimentalnih študij in empiričnih metod za ugotavljanje mehanskih lastnosti zidov in zidanih polnil. Obsežen pregled teh metod je pripravil Tomaževič (1999). Vendar pa pretekle raziskave večinoma vsebujejo le podatke za vrednotenje pričakovanih vrednosti mehanskih lastnosti določenega zidu ali polnila, manj pa je statističnih podatkov, na podlagi katerih bi lahko ocenili razpršenost z empiričnimi izrazi izračunanih mehanskih količin.

Obsežno preiskavo mehanskih lastnosti zidanih polnil so opravili Calvi in sodelavci (2004), ki so poleg posameznih zidakov testirali tudi vzorce zidanih polnil dimenzij 800/800/120 mm. Rezultati so prikazani v preglednici 2.10. Za preiskovana zidana polnila je koeficient variacije tlačne trdnosti vzporedno z odprtini enak 0.18. Koeficienti variacije natezne in strižne trdnosti so višji od koeficientov variacije tlačne trdnosti in znašajo približno 0.25. To je pričakovan rezultat, saj lahko pri strižni porušitvi posameznih preiskovanih vzorcev zidanih polnil poševna razpoka vzdolž tlačne diagonale zidanega polnila poteka po regah med posameznimi zidaki, deloma pa lahko razpokajo tudi zidaki. Ker je največja strižna oz. natezna trdnost polnil odvisna tako od trdnosti malte kot zidakov, je tudi razpršenost v izmerjeni strižni in natezni trdnosti polnil pričakovano večja. Po podatkih v preglednici 2.10 pripadata največji vrednosti koeficienta variacije modulu elastičnosti in strižnemu modulu polnil. Koeficient variacije modula elastičnosti vzporedno z odprtini zidakov za zidana polnila, ki so jih preizkusili Calvi in sodelavci, znaša 0.47, koeficient variacije strižnega modula pa je nekoliko manjši in znaša 0.36.

Preglednica 2.10 vsebuje tudi rezultate nekaterih ostalih eksperimentalnih raziskav. Na primer, Rossetto in Elnashai (2005) sta zbrala rezultate eksperimentalnih preiskav različnih gradbenih materialov, ki so se v preteklosti v evropskih državah v drugi polovici 20. stoletja uporabljali za zidana polnila in zidovje. Na podlagi teh rezultatov sta ocenila, da lahko za tlačno trdnost zidanih polnil, merjene vzporedno z odprtini zidakov, predpostavimo logaritemsko normalno verjetnostno porazdelitev s koeficientom variacije 0.20. Koeficienti variacije elastičnega in strižnega modula zidanih polnil navaja italijanski standard (Circ. M.LL.PP 617, 2009). Standard priporoča, da za koeficienta variacije elastičnega in strižnega modula zidanih polnil upoštevamo enako vrednosti 0.40. Faella in sodelavci (1991) so z eksperimentalnimi raziskavami ugotovili podatke o mehanskih lastnostih lehnjaka, razmeroma porozne karbonatne kamnine, ki se je na jugu Italije v sredini 20. stoletja pogosto uporabljal za gradnjo zidanih stavb. Merili so tlačno in strižno trdnost zidanih polnil iz



lehnjaka z dimenzijami 125/130/50 cm. Rezultate teh raziskav so zbrali Rota in soavtorji (2010) in so prikazani v preglednici 2.11.

Dyimiotis in sodelavci (2001) so predlagali postopek, s katerim lahko nelinearno obnašanje polnil približno opišemo z dvema neodvisnima slučajnima spremenljivkama. Ena slučajna spremenljivka predstavlja maksimalno trdnost polnila, druga slučajna spremenljivka pa predstavlja pripadajoče deformacije ter energijo, ki jo je polnilo pri dani nosilnosti sposobno sipati pri monotonem obremenjevanju. Dyimiotis in sodelavci navajajo, da lahko za maksimalno trdnost polnila predpostavimo logaritemsko normalno verjetnostno porazdelitev s koeficientom variacije 0.26. Pri tem se lahko upošteva popolna linearna povezanost med maksimalno trdnostjo in trdnostjo na točki razpokanja. To pomeni, da lahko upoštevamo, da je koeficient korelacije med maksimalno trdnostjo in trdnostjo na točki razpokanja zidanih polnil skoraj enak 1. Za slučajno spremenljivko, ki predstavlja energijo sipanja polnil Dyimiotis in sodelavci predlagajo logaritemsko normalno verjetnostno porazdelitev s koeficientom variacije 0.19.

Preglednica 2.10: Koeficient variacije za izbrane mehanske lastnosti opečnih polnil.

Table 2.10: Coefficient of variation for the selected mechanical properties of the masonry infills.

Obremenitev	Simbol	Koeficient variacije	Vir
Vzporedno z odprtini:			
• Tlačna trdnost	$f_w$	0.18	Calvi (2004)
	$f_w$	0.20	Rossetto in Elnashai (2005)
• Elastični modul	$E_w$	0.47	Calvi (2004)
	$E_w$	0.40	Circ. M.LL.PP 617 (2009)
Pravokotno na odprtine:			
• Tlačna trdnost	$f_w$	0.38	Calvi (2004)
• Elastični modul	$E_w$	0.43	Calvi (2004)
Diagonalna obremenitev:			
• Natezna trdnost	$f_{wt}$	0.25	Calvi (2004)
• Strižna trdnost	$\tau_{w0}$	0.25	Calvi (2004)
• Strižni modul	$G_w$	0.36	Calvi (2004)
	$G_w$	0.40	Circ. M.LL.PP 617 (2009)

Preglednica 2.11: Podatki o mehanskih lastnostih zidanih polnil iz lehnjaka (Rota in sod., 2010).

Table 2.11: Data for the mechanical properties of the tuff masonry (Rota et al., 2010).

Spremenljivka	Simbol	Povprečna vrednost (MPa)	Standardna deviacija (MPa)	Koeficient variacije
Vzporedno z odprtini				
• Tlačna trdnost	$f_w$	1.95	0.375	0.19
• Elastični modul	$E_w$	1620	135	0.08
Obremenitev diagonalno				
• Strižna trdnost	$\tau_{w0}$	0.153	0.024	0.16
• Strižni modul	$G_w$	625	62.5	0.10
• Negativna togost	$\beta$	0.30	0.05	0.17

V literaturi ni na voljo dovolj podatkov o prostorski razpršenosti mehanskih lastnosti zidanih polnil. Zato Dymiotis in sodelavci (2001) predlagajo, da se ta vpliv preprosto zanemari. To predpostavko pa lahko le delno opravičimo. Kljub temu, da so zidaki navadno proizvedeni v kontroliranih pogojih, in se zaradi tega mehanske lastnosti posameznih zidakov naj ne bi pretirano razlikovale, se mehanske lastnosti polnil kot celote znotraj posamezne konstrukcije lahko razlikujejo predvsem zaradi spremenljive kvalitete malte. Rosetto in Elnashai (2005) ocenjujeta, da je koeficient korelacije med trdnostjo posameznih polnil približno enak 0.70. V literaturi nismo našli podatkov o prostorski razpršenosti ostalih mehanskih lastnosti zidanih polnil.

## 2.7 Stalna in koristna obtežba

Poznamo tri izvore negotovosti v določitvi učinkov vplivov zaradi stalne in koristne obtežbe. Osnovni izvor predstavlja naravna razpršenost stalne in koristne obtežbe. Drugi vir za negotovosti so poenostavitve, ki jih upoštevamo pri modeliranju obtežbe, kadar prostorsko in časovno spremenljivo navpično obtežbo v etažah modeliramo kot ekvivalentno statično in enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo. Tretji vir negotovosti pa izhaja iz modelnih poenostavitev, ki jih upoštevamo pri modeliranju konstrukcije in imajo manjši ali večji vpliv na izračunane vrednosti notranjih statičnih količin. Negotovosti zaradi modelnih poenostavitev so predvsem posledica: analize prostorskih konstrukcijskih sistemov z ravninskimi modeli, neupoštevanja podajnosti vozlišč, neupoštevanja podajnosti temeljnih tal, itn.

Ob predpostavki, da trije izvori negotovosti nastopijo neodvisno, lahko notranje statične količine in pripadajoči koeficient variacije ocenimo z naslednjimi enačbami (Ellingwood in sod., 1980):

$$Q = c B A, \quad (2.18)$$

$$V_Q \approx (V_A^2 + V_B^2 + V_c^2)^{1/2}, \quad (2.19)$$

kjer je  $A$  nominalna vrednost navpične obtežbe,  $B$  in  $c$  sta faktorja vpliva modelnih poenostavitev pri modeliranju obtežbe in konstrukcije,  $V_A$ ,  $V_B$  in  $V_c$  pa so posamezni prispevki k celotnemu koeficientu variacije notranjih statičnih količin zaradi spremenljivosti obtežbe ter zaradi vpliva modelnih poenostavitev pri modeliranju obtežbe in konstrukcije. V izrazu (2.19) smo zanemarili kvadratne člene, ki izhajajo iz definicije koeficienta variacije produkta neodvisnih slučajnih spremenljivk.

Del negotovosti v določitvi stalne obtežbe je gotovo posledica razpršenosti specifične teže osnovnih gradbenih materialov. Vendar pa je razpršenost specifične teže gradbenih materialov navadno izredno majhna (glej preglednico 2.12). Raziskovalci so enotnega mišljenja, da so negotovosti v stalni obtežbi na konstrukciji bolj kot s specifično težo povezane z dodatno opremo na konstrukciji, kot so predelne stene, strojne inštalacije itn. Ellingwood in sodelavci (1980) so na podlagi preteklih raziskav ugotovili, da nominalna stalna obtežba  $D_n$ , izračunana na podlagi specifičnih tež posameznih materialov, nekoliko podceni povprečno stalno obtežbo na konstrukciji. Dejansko to pomeni, da v povprečju stalna obtežba na konstrukciji prekorači nominalno vrednost do 5 %. Koeficient variacije ekvivalentne stalne obtežbe  $V_{ekv} = (V_{A_D}^2 + V_B^2)^{1/2}$  se giblje med 0.06 in 0.09, koeficient variacije notranjih statičnih količin zaradi stalne obtežbe  $V_D$  pa je pričakovano višji in znaša do 0.10. Za stalno obtežbo na konstrukciji Ellingwood in sodelavci ocenjujejo, da se porazdeljuje po normalni verjetnostni porazdelitvi.

Običajno je prostorska razpršenost specifične teže konstrukcijskih elementov zanemarljiva. Smernice za verjetnostno analizo *Probabilistic Model Code* (JCSS, 2000) določajo, da se za prostorsko variacijo specifične teže lahko vzame vrednost  $V_{\gamma_s} \cdot \rho_m$ , kjer je  $V_{\gamma_s}$  koeficient variacije specifične teže materiala iz preglednice 2.12, za  $\rho_m$  pa se lahko vzame vrednost 0.70.

Statistične lastnosti koristne obtežbe na konstrukcijah so prikazane v preglednici 2.13. Prikazani so podatki, ki veljajo za ZDA in države na območju Evrope. V preglednici sta glede se na namen uporabe stavb ločeni običajna koristna obtežba  $L_0$ , ki bolj ali manj konstantno deluje na konstrukcijo, ter obtežba zaradi redkih, vendar predvidenih dogodkov, ki se lahko pojavijo v predvideni življenjski dobi objekta  $L_{max}$ . Med slednje štejemo povečano koncentracijo ljudi ali kopičenje opreme. Izračunane so povprečne vrednosti običajne in redke koristne obtežbe, te pa so izražene z deleži nominalnih vrednosti  $L_n$ , ki so podane v standardih. Izpisani so koeficienti variacije dejanske koristne obtežbe na konstrukciji  $V_{A_L}$  ter koeficient variacije notranjih statičnih količin zaradi vpliva koristne obtežbe  $V_L$ . Posamezne vrednosti koeficientov variacije koristne obtežbe se razlikujejo glede na vplivno površino obtežbe  $A_I$ . Jasno je, da velikost koeficienta variacije pada z večanjem vplivne površine.

Preglednica 2.12: Srednja vrednost in koeficient variacije specifične teže nekaterih gradbenih materialov (JCSS, 2000).

Table 2.12: The mean value and coefficient of variation for the specific weight of selected building materials (JCSS, 2000).

Material	Srednja vrednost $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	Koeficient variacije $V_{\gamma_s}$
Jeklo	77	< 0.01
Beton		
- betoni običajne trdnosti	24	0.04
- betoni visoka trdnosti	24–26	0.03
- betoni iz lahkega agregata	< 21	0.04–0.08
- porozni betoni	16–19	0.05–0.10
- betoni iz težkega agregata	< 46	0.01–0.02
Zidovje	/	≈ 0.05

Preglednica 2.13: Srednja vrednost in koeficient variacije običajne in redke koristne obtežbe, ter koeficient variacije notranjih statičnih količin zaradi koristne obtežbe (Ellingwood in sod., 1980).

Table 2.13: The mean value and coefficient of variation for combination and maximum value of live loads and coefficient of variation for live load effects (Ellingwood et al., 1980).

Količina	$A_I \approx 18.6 \text{ m}^2$	$A_I \approx 93 \text{ m}^2$	$A_I \approx 465 \text{ m}^2$	$A_I \approx 929 \text{ m}^2$
$L_0 / L_n$	0.15–0.24	/	/	/
$V_{A_0}$	0.59–0.89	0.20–0.55	0.20–0.46	0.18–0.45
$V_{L_0}$	0.8	0.5	0.45	0.4
$L_{max} / L_n$	1.18–1.38	/	/	/
$V_{A_{max}}$	0.14–0.23	0.13–0.18	0.10–0.16	0.09–0.16
$V_{L_{max}}$	0.25	0.25	0.25	0.25

Za običajno koristno obtežbo na konstrukciji lahko predpostavimo verjetnostno porazdelitev gama, za redko koristno obtežbo pa verjetnostno porazdelitev ekstremnih vrednosti tipa I. V literaturi nismo našli podatkov o parametrih verjetnostnih porazdelitev običajne in redke koristne obtežbe.

## 2.8 Delež kritičnega dušenja

Viskozno dušenje ima znaten vpliv na potresni odziv gradbenih konstrukcij, zato pri modeliranju dušenja uporabljamo različne modele, s katerimi želimo viskozno dušenje čim bolj natančno opisati. Negotovosti, ki se pojavijo pri modeliranju viskoznega dušenja, v splošnem delimo na modelne in fizikalne, vendar bomo obravnavali le negotovosti, ki se odražajo v določitvi deleža kritičnega dušenja.

Za tipične armiranobetonske konstrukcije delež kritičnega dušenja znaša nekje od 3 do 5 %, v nekaterih primerih, ko konstrukcija preide v nelinearno območje, pa ta vrednost naraste tudi na 10 % (Fajfar, 1984). Odstopanja v vrednostih za kritično dušenje so torej velika in so odvisna od konstrukcijskega sistema, smeri obremenjevanja in frekvenčne sestave gibanja tal med potresom. McVerry (1979) in Hart in Vasdevan (1975) so na podlagi eksperimentov ugotovili, da delež kritičnega dušenja AB konstrukcij, ki se deformirajo izrazito v nelinearno območje, v povprečju znaša med 5 in 10 %, v nekaterih primerih pa tudi do 15 %. Koefficient variacije kritičnega dušenja AB konstrukcij je med 0.30 in 0.40 (McVerry, 1979). Podobna vrednost koeficienta variacije velja tudi za jeklene okvirne konstrukcije, le da je tukaj v povprečju delež kritičnega dušenja nekaj manjši in znaša od 4 do 10 % (Taoko, 1981).

## 2.9 Glavne ugotovitve in zaključki

Na podlagi podatkov, ki smo jih uspeli pridobiti v literaturi, je težko natančno oceniti parametre verjetnostnih porazdelitev slučajnih spremenljivk. Kljub temu lahko podamo glede slučajnih spremenljivk, ki smo jih opisali, nekatere splošne ugotovitve. Prvi sklop ugotovitev se nanaša na skupino slučajnih spremenljivk, ki se nanašajo na material. Ugotovili smo, da ima najmanjši koeficient variacije trdnost jekla (0.05–0.10), sledi trdnost betona (0.10–0.20), največji koeficient variacije pa je značilen z mehanske karakteristike polnil (0.25–0.55). Druga skupina slučajnih spremenljivk se nanaša na modele, s katerimi izračunamo togost, nosilnost in deformabilnost konstrukcijskih elementov. Na podlagi pridobljenih podatkov lahko povemo, da so empirične enačbe za določitev nosilnosti v splošnem natančnejše od enačb za določitev karakterističnih rotacij AB elementov. Razmerje med dejansko in izračunano upogibno nosilnostjo AB elementov  $\bar{R}_t/R_n$  tako v povprečju znaša 1.05–1.16, medtem ko je razmerje med dejanskimi in izračunanimi rotacijami v mejnem stanju blizu porušitve ocenjeno na 0.855–1.095. Tudi koeficienti variacije mejnih rotacij so razmeroma veliki in znašajo 0.35–0.55. Izbrani statistični podatki ter vrste verjetnostnih porazdelitev slučajnih spremenljivk so prikazani v preglednici 2.14.

Poleg splošne razpršenosti je včasih pomembna tudi razpršenost slučajnih spremenljivk med posameznimi elementi konstrukcije. Podatke o prostorski razpršenosti lahko strnemo z naslednjimi ugotovitvami:

- Koeficient variacije tlačne trdnosti betona različnih elementov znaša 0.07, koeficient variacije tlačne trdnosti betona, merjene na skupini elementov, ki so betonirani iz različnih serij betonskih mešaníc pa znaša približno 0.13 Melchers (1999).
- Koeficient korelacije trdnosti posameznih polnil je približno 0.07 (Rosetto in Elnashai, 2005).
- Koeficient variacije trdnosti različnih armaturnih palíc znaša 0.04 do 0.07 (Melchers, 1999), koeficient variacije prečnih prerezov pa je 0.02 (Melchers, 1999, JCSS, 2000).
- Koeficient korelacije med trdnostjo jekla za armiranje  $f_u$  in pripadajočo napetostjo na meji tečenja  $f_y$  je približno 0.85 (JCSS, 2000).
- Prostorska variacija specifične teže je enaka  $V_{\gamma_s} \cdot \rho_m$ , kjer je  $V_{\gamma_s}$  koeficient variacije specifične teže materiala (glej preglednico 2.12), za  $\rho_m$  pa se lahko vzame vrednost 0.70 (JCSS, 2000).

Preglednica 2.14: Izbrane lastnosti AB elementov in opečnih polnil.

Table 2.14: Selected properties of the RC elements and masonry infills.

Spremenljivka	Srednja vrednost	Koeficient variacije	Tip porazdelitve
$f_{cm}$	/	0.10–0.20	Normalna
$f_y$	/	0.05–0.10	Log. normalna
$\Delta d$			
zunanje mere	< 3 mm	3.30	} Normalna
krovni sloj	< 20 mm	0.25	
$\bar{R}_t/R_n$ : upogib	1.05–1.16	0.08–0.14	Log. Normalna
$\theta_{nc,t}/\theta_{nc,n}$			
dobri detajli	1.025–1.095	0.39–0.55	} Log. normalna
slabi detajli	0.855	0.35	
$\tau_w$	/	0.25–0.30	} Log. normalna
$E_w$	/	0.40–0.47	
$G_w$	/	0.36–0.40	
$\alpha$	/	0.20	
$Q$	/	0.10	Normalna
$v$	5–10 %	0.30–0.40	Ni podatka

### 3 Poenostavljena nelinearna metoda za oceno potresnega tveganja stavb

Metoda za oceno potresnega tveganja stavb, ki so jo razvili Cornell in soavtorji (Cornell 1996, Cornell in Krawinkler 2000, Cornell in soavtorji, 2002), se uporablja za oceno varnosti konstrukcij zaradi potresne nevarnosti, pri čemer se odločitev ali je konstrukcija dovolj varna, sprejme na podlagi srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja obnašanja. Primer mejnih stanj, s katerim se pogosto srečujemo sta mejni stanji nosilnosti in uporabnosti, lahko pa je mejno stanje definirano tudi bolj splošno. Izraža lahko poškodovanost konstrukcije, pa tudi posledične ekonomske izgube zaradi potresnih posledic v predvideni življenjski dobi konstrukcije. Osrednji del metode predstavlja računski analiza, s katero se izračuna odziv konstrukcije na potresno obtežbo in oceni odpornost za izbrana mejna stanja. Ker je metoda za oceno potresnega tveganja stavb izpeljana z namenom, da bi se uporabljala pri projektiranju, je pri tem zelo pomembno, da je metoda računske analize učinkovita in ob enem enostavna za uporabo. Ena možnost je, da potresni odziv konstrukcije ocenimo z nelinearno dinamično analizo. Zaradi njene kompleksnosti je uporaba dinamične analize še vedno precej omejena. Še večji problem nastopi v primeru, ko parametre potresnega odziva določamo z upoštevanjem negotovosti, saj je potrebno število simulacij v tem primeru bistveno večje kot sicer. Zaradi tega smo parametre potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti določili z uporabo metode N2 (Fajfar, 2000), ki je metoda za poenostavljeno nelinearno analizo konstrukcij pri delovanju potresne obtežbe. Pri tem smo osnovno različico metode N2 razširili, tako da lahko v račun zajamemo tudi vplive fizikalnih in modelnih negotovosti na potresni odziv analizirane stavbe.

Metoda N2 uporablja nelinearno statično analizo modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami, medtem ko se obremenitev in odziv konstrukcije določita z neelastičnimi spektri, ki so definirani na osnovi odziva ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo. Velika prednost obstoječe metode N2 je, da je razmeroma enostavna, pa tudi natančnost rezultatov je običajno zadovoljiva, v kolikor pri analiziranih konstrukcijah prevladuje vpliv ene same nihajne oblike. Vendar lahko z vidika fizikalnih in modelnih negotovosti z obstoječo metodo N2 potresni odziv konstrukcije določimo izključno deterministično. Zato smo metodo posplošili tako, da odziv konstrukcije ne računamo le za osnovni konstrukcijski model, ki je definiran z nominalnimi mehanskimi, modelnimi in geometrijskimi lastnostmi konstrukcije, pač pa odziv izračunamo za skupino konstrukcijskih modelov, s katerimi zajamemo vplive fizikalnih in modelnih negotovosti pri določitvi parametrov potresnega odziva. Skupino modelov pripravimo na podlagi vzorca slučajnega vektorja, ki ga generiramo z metodo stratificiranega vzorčenja v latinskih hiperkockah (LHS) (Vořechovský in Novák, 2009). Odziv konstrukcijskih modelov pri tem ne določamo le za izbrano intenziteto temveč pri različnih intenzitetah do mejnega stanja blizu porušitve konstrukcije. Predlagano metodo zato imenujemo razširjena inkrementalna metoda N2 oz. razširjena metoda IN2. Na podlagi rezultatov analiz, ki jih izvedemo za skupino konstrukcijskih modelov, lahko kvantificiramo vplive fizikalnih in modelnih negotovosti na oceno mediane in razpršenosti parametrov potresnega odziva.

Določevanje vplivov fizikalnih in modelnih negotovosti zahteva številne simulacije, ki so možne z uporabo poenostavljenih nelinearnih modelov stavb. Z enostavnimi modeli sorazmerno dobro opišemo upogibno obnašanje konstrukcijskih elementov, ne moremo pa neposredno simulirati porušitev, ki nastanejo zaradi strižnih porušitev elementov. Prav tako ne moremo z enostavnimi modeli zadovoljivo

modelirati AB okvirov s polnili, saj ne moremo upoštevati interakcije med opečnimi polnili in stebri. V literaturi so na voljo različni nelinearni modeli, s katerimi lahko razmeroma natančno modeliramo te pojave, vendar je uporaba takih modelov pogosto omejena zaradi kompleksnosti numeričnih algoritmov, ki v primeru velikih konstrukcijskih sistemov odpovedo tudi zaradi predpostavk, ki se uporabljajo v teoretično bolj točnih modelih. Komplicirani nelinearni modeli dodatno zahtevajo veliko računskega časa. Zato smo razvili postopek, s katerim približno upoštevamo interakcijo notranjih sil med različnimi elementi armiranobetonskega okvira ter simuliramo strižno porušitev stebrov. Postopek temelji na iterativni nelinearni statični analizi in na kontroli mejnih stanj za količine, ki se v poenostavljenem nelinearnem modelu obravnavajo elastično ali fenomenološko neprimerno. Na podlagi rezultatov zaporednih nelinearnih statičnih analiz postopoma popravljamo začetni konstrukcijski model tako, da z enostavnimi modeli približno simuliramo učinke vplivov, ki jih sicer s takimi modeli ne bi mogli neposredno modelirati. S sekvenco večkrat ponovljene nelinearne statične analize in modifikacije modela lahko tako približno izračunamo nelinearen odziv konstrukcije z upoštevanjem vplivov strižnih porušitev stebrov.

V nadaljevanju bomo najprej opisali metodo za oceno srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja. Najprej bomo obravnavali analitično metodo, ki jo je izpeljal Cornell s soavtorji (1996, 2000, 2002), dodatno pa bomo opisali še metodo za določevanje potresnega tveganja z upoštevanjem vplivov staranja stavb. Ta del bomo povzeli po študiji, ki sta jo opravila Vamvatsikos in Dolšek (2010). V primeru staranja konstrukcij bomo tveganje izrazili z ekvivalentno srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja. V drugem podpoglavju bomo izpeljali razširjeno metodo IN2, v tretjem podpoglavju pa bomo opisali iterativni postopek nelinearne statične analize za približno določitev potresnega odziva z upoštevanjem vplivov strižnih porušitev stebrov.

Pri metodi N2 se odziv konstrukcije določi na podlagi neelastičnih spektrov odziva ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo. Točnejšo alternativo predstavlja nelinearna dinamična analiza. Ker je splošna dinamična analiza konstrukcij, s katero lahko najbolj natančno ocenimo odziv konstrukcije, računsko precej zahtevna, se ob pogoju, da pri analiziranih konstrukcijah prevladuje vpliv ene nihajne oblike, za določitev odziva konstrukcije lahko uporabi nelinearna dinamična analiza ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo. V ta namen bomo v zadnjem, četrtem podpoglavju opisali še nelinearno metodo za hitro določevanje dinamičnega odziva konstrukcij. Pri tem se skupina konstrukcijskih modelov, s katerimi simuliramo vplive fizikalnih in modelnih negotovosti, prav tako kot pri razširjeni metodi IN2, določi z metodo LHS, rezultati dinamične analize pa se dobijo z uporabo spletne aplikacije za določitev približnih krivulj IDA (Dolšek in sod., 2011, Klinc in sod., 2011).

### 3.1 Ocena letne frekvence prekoračitve mejnega stanja

V splošnem srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja  $\lambda_{LS}$  izračunamo kot produkt srednje letne frekvence pojava kakršnegakoli potresa na določenem območju  $\lambda_e$  in verjetnosti, da je poškodovanost konstrukcije zaradi učinkov potresa večja od dovoljene poškodovanosti konstrukcije v izbranem mejnem stanju, oziroma, da potresna zahteva  $D$  preseže kapaciteto  $C$  :

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

Potresna zahteva  $D$  pri tem pomeni odziv konstrukcije, pri neki določeni potresni intenziteti in jo lahko opišemo z različnimi količinami, najpogosteje pa s pomiki, medetažnimi pomiki, rotacijami

elementov itd. Kapaciteta konstrukcije  $C$  na drugi strani predstavlja mejno vrednost potresne zahteve in je odvisna od izbranega mejnega stanja ter določa mejo med sprejemljivim in nesprejemljivim obnašanjem konstrukcije. Srednjo letno frekvenco pojava potresa  $\lambda_e$  določijo seizmologi. Naloga inženirjev je, da čimbolj natančno izračunajo poškodovanost oziroma odziv konstrukcije pri različnih potresnih intenzitetah. Določevanje srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}$  po enačbi (3.1) je izredno zahtevna naloga, saj moramo odziv konstrukcije in njeno poškodovanost preveriti za vse možne magnitude potresa, oddaljenosti od preloma in različne vrste gibanja tal. Problem se poenostavi, če upoštevamo dejstvo, da sta potresna zahteva in kapaciteta konstrukcije v večini primerov neodvisni od magnitude in oddaljenosti od preloma, jakost potresa pa izrazimo s potresno intenziteto, npr. z maksimalnim spektralnim pospeškom ali maksimalnim pospeškom tal. Običajno je vpliv različnih magnitud potresa in razdalj do preloma že zajet v krivulji potresne nevarnosti  $H_s(s)$ , ki nam pove, kolikšna je srednja letna frekvenca pojava potresa z intenziteto, ki je večja ali enaka od vrednosti  $s$ . Zaradi naštetega lahko zapišemo:

$$\lambda_{LS} = \int P[C < D(s) | S = s] \cdot |dH_s(s)|, \quad (3.2)$$

pri čemer prvi člen predstavlja pogojno verjetnost prekoračitve mejnega stanja pri neki določeni potresni intenziteti  $s$ , drugi člen pa pomeni srednjo letno frekvenco nastopa potresa s tako intenziteto. Absolutna vrednost diferenciala konvencionalne funkcije potresne nevarnosti  $dH_s(s)$  je potrebna, saj je funkcija potresne nevarnosti monotono padajoča funkcija, njen odvod pa negativen. Odziv konstrukcije v odvisnosti od potresne intenzitete  $D(s)$  ter konstrukcijsko kapaciteto  $C$  v izbranem mejnem stanju običajno določimo s parametrično analizo, pri čemer je treba upoštevati vpliv različnih negotovosti na odziv konstrukcije. Čeprav v splošnem obstaja korelacija med odzivom konstrukcije in njeno kapaciteto, pa običajno v računu srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}$  po enačbi (3.2) predpostavimo, da sta  $D(s)$  in  $C$  neodvisni slučajni spremenljivki. Kot bomo videli kasneje, nam prav slednja predpostavka omogoči, da integral v enačbi (3.2) lahko analitično izračunamo.

Integral v enačbi (3.2) bomo analitično izračunali v naslednjem podpoglavju, sedaj pa si pogloblje pogledimo pomen izraza frekvenca prekoračitve mejnega stanja obnašanja  $\lambda_{LS}$ . Matematično gledano, srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja, določena z enačbo (3.2), ni enaka verjetnosti, da bo konstrukcija v obdobju enega leta zaradi posledic potresa doživela poškodbe, ki bodo večje od dovoljenih poškodb v izbranem mejnem stanju. Izračunana vrednost srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}$  je le približno enaka letni verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v primeru, če je verjetnost prekoračitve mejnega stanja majhna, npr. manjša od  $10^{-2}$ . Pri tej vrednosti za verjetnost je odstopanje med srednjo letno frekvenco in izračunano verjetnostjo prekoračitve manjše od 5 promilov. Zaradi tega in zaradi dejstva, da pri preverjanju varnosti konstrukcij običajno upoštevamo mejna stanja konstrukcije, ki so povezana z resnimi poškodbami in imajo zato majhno verjetnost nastanka, izraz srednja letna frekvenca pogosto nadomestimo kar z izrazom letna verjetnost prekoračitve mejnega stanja.

Če želimo natančno izračunati verjetnost prekoračitve mejnega stanja za obdobje enega leta, moramo najprej število prekoračitev definirati kot slučajno spremenljivko, tej pa pripisati ustrezen porazdelitveni zakon. Izkaže se, da lahko število prekoračitev mejnega stanja obnašanja stavbe zaradi posledic pojava potresa smatramo kot slučajno spremenljivko, porazdeljeno po Poissonovi verjetnostni porazdelitvi. V primeru, da je pričakovano število prekoračitev mejnega stanja na enoto časa  $\nu$  konstanta, potem proces opazovanja števila prekoračitev v nekem določenem obdobju imenujemo homogeni Poissonov proces, verjetnost, da bo mejno stanje v tem obdobju prekoračeno natančno  $n$ -krat, pa je enaka:



$$P(n) = \frac{(\nu \cdot \Delta t)^n}{n!} \cdot e^{-(\nu \cdot \Delta t)}, \quad (3.3)$$

kjer je  $\Delta t$  dolžina obravnavanega časovnega obdobja. Če sedaj v enačbi (3.3) za parameter  $\nu$  upoštevamo srednjo letno frekvenco  $\lambda_{LS}$ , in če upoštevamo, da je verjetnost pojava enkratne ali večkratne prekoračitve mejnega stanja v obdobju enega leta enaka  $P(n \geq 1) = 1 - P(0)$ , kjer pomeni  $P(0)$  verjetnost, da prekoračitve ni, potem je verjetnost, da bo konstrukcija v enem letu prešla v izbrano mejno stanje enaka:

$$P_{LS} = 1 - \frac{(\lambda_{LS} \cdot 1)^0}{0!} \cdot e^{-\lambda_{LS}} = 1 - e^{-\lambda_{LS}}. \quad (3.4)$$

Jasno je, da bo mejno stanje po enačbi (3.4) gotovo prekoračeno le v posebnem primeru, ko  $\lambda_{LS} \rightarrow \infty$ , srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja pa je enaka izračunani verjetnosti samo, če je  $\lambda_{LS} = 0$ , saj je  $P_{LS}$  monotono naraščajoča funkcija na območju  $\lambda_{LS} \in [0, \infty]$  in je:

$$\lim_{\lambda_{LS} \rightarrow \infty} (1 - e^{-\lambda_{LS}}) = 1 \quad \text{in} \quad \lim_{\lambda_{LS} \rightarrow 0} (1 - e^{-\lambda_{LS}}) = 0.$$

### 3.1.1 Analitična ocena srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja

Srednjo letno frekvenco  $\lambda_{LS}$  v enačbi (3.2), lahko izračunamo na dva načina, ki se med seboj razlikujeta glede na to, kako izrazimo potresno zahtevo oz. kapaciteto konstrukcije. Ena možnost je, da potresno zahtevo in kapaciteto konstrukcije izrazimo s parametrom, s katerim merimo odziv konstrukcije, npr. s pomikom. V tem primeru verjetnost  $P[D(s) > C | S = s]$ , ki nastopa v enačbi (3.2) in pomeni verjetnost, da je mejno stanje prekoračeno pri intenziteti  $s$ , izrazimo kot verjetnost, da pri tej intenziteti doseženi pomik konstrukcije  $D(s)$  prekorači pripadajoči mejni pomik oz. kapaciteto pomikov  $C$ . Mejni pomik konstrukcije ni odvisen od intenzitete potresne obtežbe in doseženega pomika konstrukcije pri dani potresni obtežbi. Zato lahko na podlagi zakona o popolni verjetnosti dogodka prvi člen v enačbi (3.2) razbijemo na dva dela. Verjetnost  $P[D(s) > C | S = s]$  tako zapišemo kot osnovni problem zanesljivosti konstrukcij:

$$P[C < D(s) | S = s] = \int_{-\infty}^{\infty} F_C(x) \cdot f_{D|S}(x|s) dx, \quad (3.5)$$

kjer je  $F_C$  porazdelitvena funkcija mejnega pomika,  $f_{D|S}(x|s)$  pa je gostota pogojne verjetnostne porazdelitve pomika pri dani intenziteti potresne obtežbe. Če sedaj zgornji izraz vstavimo v izraz (3.2) in pri tem upoštevamo še, da je gostota pogojne verjetnostne porazdelitve  $f_{D|S}(x|s)$ , pomnožena s prirastkom pomika  $dx$ , enaka diferencialu pripadajoče porazdelitvene funkcije, ta pa je enak absolutni vrednosti diferenciala komplementarne porazdelitvene funkcije  $|dG_{D|S}(x|s)|$ , potem lahko izpeljemo naslednjo splošno enačbo za oceno srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja:

$$\lambda_{LS} = \iint F_C(x) \cdot |G_{D|S}(x|s)| \cdot |dH_S(s)|. \quad (3.6)$$

Absolutna vrednost diferenciala  $dG_{D|S}(x|s)$  je potrebna saj je  $G_{D|S}(x|s)$  padajoča funkcija, njen odvod pa negativen.

Druga možnost je, da potresni odziv in kapaciteto konstrukcije povežemo z intenziteto potresa. V tem primeru je verjetnost  $P[C < D(s) | S = s]$ , da pri neki določeni intenziteti potresa nastopi izbrano mejno stanje, enaka verjetnosti, da intenziteta potresa  $S$  prekorači mejno potresno intenziteto  $S_C$ , ki je potrebna, da konstrukcija preide v izbrano mejno stanje. Verjetnost  $P[D(s) > C | S = s]$  zapišemo tako, da namesto  $D$  in  $C$  pišemo  $S$  in  $S_C$ . Verjetnost, da potresna intenziteta prekorači mejno vrednost, izrazimo s porazdelitveno funkcijo mejne intenzitete v izbranem mejnem stanju obnašanja  $F_{S_C}(s)$ :

$$P[S_C < S | S = s] = \int_{-\infty}^s f_{S_C}(s) ds = F_{S_C}(s). \quad (3.7)$$

Če zgornji izraz vstavimo v enačbo (3.2), dobimo drugo obliko enačbe za oceno srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja:

$$\lambda_{LS} = \int F_{S_C}(s) \cdot |dH_S(s)|. \quad (3.8)$$

Izraza (3.6) in (3.8) predstavljata osnovna dva izraza, s katerima lahko izračunamo srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja  $\lambda_{LS}$ . Kot že rečeno, izhajamo pri enačbi (3.6) iz parametrov, ki opisujejo odziv konstrukcije (omenili smo že pomike, lahko pa izberemo tudi katerikoli drug parameter potresnega odziva konstrukcije, npr. rotacije elementov itd.). Kot bomo videli v nadaljevanju, nas v enačbi (3.6) zanima odziv analizirane stavbe pri različnih intenzitetah potresne obtežbe  $D(s)$ . Povsem drugače je v primeru enačbe (3.8), kjer potrebujemo le slučajno spremenljivko, ki izraža mejno potresno intenziteto. Tako v tuji kot tudi v domači literaturi (glej Cornell in sod., 2002, Jalayer in Cornell, 2003, Zevnik 2006, Kramar 2008, Vamvatsikos in Dolšek, 2010,) se je v zadnjih letih uveljavilo, da imenujemo metodo za določevanje frekvence  $\lambda_{LS}$  po enačbi (3.6) metoda na osnovi pomikov, metodo po enačbi (3.8) pa imenujemo metoda na osnovi intenzitete. Čeprav je metoda na osnovi pomikov navadno bolj zapletena od metode na osnovi intenzitete, imenujemo metodo na osnovi pomikov tudi direktna metoda (Jalayer, 2003), metodo na osnovi intenzitete pa indirektna metoda (Shome in sod., 1998).

Teoretično dajeta izraza v enačbah (3.6) in (3.8) enake rezultate, vendar ju lahko v dani obliki le numerično izračunamo. Bolj prikladno je, če za izračun  $\lambda_{LS}$  uporabljamo izpeljane analitične izraze. V ta namen je treba upoštevati vrsto predpostavk o osnovnih spremenljivkah v enačbah (3.6) in (3.8). Od pravilnosti teh predpostavk je odvisna natančnost izpeljanih analitičnih izrazov.

Opišimo najprej osnovne predpostavke in postopek izpeljave analitične enačbe za oceno frekvence  $\lambda_{LS}$  po metodi na osnovi pomikov. V ta namen se vrnimo k enačbi (3.2). Integral v enačbi (3.2) lahko izračunamo analitično po metodi pomikov, če predpostavimo obliko funkcije potresne nevarnosti in mediane pomikov konstrukcije v odvisnosti od potresne intenzitete z naslednjima enačbama:

$$H_S(s) = k_0 \cdot s^{-k}, \quad (3.9)$$

$$\tilde{D}(s) = a \cdot s^b. \quad (3.10)$$

Dodatno še predpostavimo, da sta slučajni spremenljivki  $D(s)$  in  $C$ , ki predstavljata pomik v odvisnosti od potresne intenzitete in kapaciteto pomika konstrukcije, porazdeljeni logaritemsko

normalno. Če pri tem upoštevamo še, da je zveza  $y = \ln(x)$  monotona funkcija in da je porazdelitvena funkcija potresne nevarnosti enaka  $1 - H_s(s)$ , lahko enačbo (3.2) preuredimo

$$\lambda_{LS} = \int P[\ln(D) - \ln(C) > 0 | S = s] \cdot \left( -\frac{dH_s(s)}{ds} \right) ds,$$

uporabimo integracijo po delih in dobimo:

$$P_{LS} = \int_0^{+\infty} \frac{d}{ds} (P[\ln(D) - \ln(C) > 0 | S = s]) \cdot H_s(s) ds. \quad (3.11)$$

Če sedaj v zgornji integral uvedemo novo slučajno spremenljivko

$$Z(s) = \ln(D(s)) - \ln(C),$$

ugotovimo, da je porazdeljena normalno (sledi iz predpostavke, da sta  $D(s)$  in  $C$  porazdeljeni logaritemsko normalno, iz definicije logaritemsko normalne porazdelitve ter iz pravila vsote dveh normalno porazdeljenih slučajnih spremenljivk). Ker smo predpostavili, da sta  $D(s)$  in  $C$  neodvisni slučajni spremenljivki, lahko izračunamo srednjo vrednost in varianco slučajne spremenljivke  $Z(s)$  z naslednjimi enačbami:

$$E[Z(s)] = \ln(\tilde{D}(s)) - \ln(\tilde{C}) = \ln(as^b) - \ln(\tilde{C}), \quad (3.12)$$

$$\sigma_Z^2 = \beta_{DR}^2 + \beta_{CR}^2, \quad (3.13)$$

kjer je  $\tilde{D}(s)$  mediana pomika konstrukcije,  $\tilde{C}$  mediana kapacitete pomika v izbranem mejnem stanju,  $\beta_{DR}$  in  $\beta_{CR}$  pa pripadajoči standardni deviaciji naravnih logaritmov zaradi aleatoričnih negotovosti (za lažjo notacijo bomo v nadaljevanju  $\beta_{DR}$  in  $\beta_{CR}$  krajše imenovali standardna deviacija). Za varianco slučajne spremenljivke,  $\sigma_Z^2$ , predpostavimo, da ni odvisna od intenzitete  $s$ . Ker je slučajna spremenljivka  $Z(s)$  porazdeljena normalno s parametri, določenimi v izrazih (3.12) in (3.13), lahko upoštevamo v enačbi (3.11) lastnosti funkcije verjetnostne porazdelitve normalno porazdeljene slučajne spremenljivke  $Z(s)$ . To nam omogoči, da integral v enačbi (3.11) v nekaj korakih prevedemo v integral, ki ga lahko analitično izračunamo. Dobimo relativno preprost izraz za oceno srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja po metodi pomikov, ki se izrazi kar s funkcijo potresne nevarnosti v točki, ki sovпада s potresno intenziteto pri kapaciteti pomikov v izbranem mejnem stanju, pomnoženo s korekcijskim faktorjem, ki je odvisen od funkcije potresne nevarnosti, funkcije mediane pomikov v odvisnosti od intenzitete ter od variance slučajne spremenljivke  $Z(s)$ :

$$\lambda_{LS} = H(s_C) \cdot C_f, \quad (3.14)$$

kjer sta  $C_f$  in  $H(s_C)$  enaka:

$$C_f = e^{\frac{k^2}{2b^2}(\beta_{DR}^2 + \beta_{CR}^2)}, \quad (3.15)$$

$$H(s_C) = k_0 \left( \tilde{C}/a \right)^{-k/b}. \quad (3.16)$$

V zgornjih izpeljavah so upoštevani le vplivi aleatoričnih negotovosti, ki izhajajo iz slučajne narave potresne obtežbe. Pri tem se predpostavlja, da znamo pri dani potresni obtežbi natančno določiti potresno zahtevo in kapaciteto konstrukcije. Vendar je jasno, da je določitev potresnih zahtev in kapacitete konstrukcije nezanesljiva tudi zaradi vpliva fizikalnih in modelnih negotovosti, ki jih je prav tako potrebno upoštevati pri določevanju srednje letne frekvenca  $\lambda_{LS}$ . Na  $\lambda_{LS}$  vplivajo tudi negotovosti, ki izhajajo iz potresne nevarnosti, vendar ta vpliv upoštevamo le na poenostavljen način in sicer tako, da namesto mediane krivulje potresne nevarnosti upoštevamo na primer srednjo vrednost potresne nevarnosti.

Ker želimo v analizo vpeljati fizikalne in modelne negotovosti, predpostavimo, da sta parameter  $a$ , ki določa naklon krivulje mediane pomikov v odvisnosti od potresne intenzitete (enačba 3.10), ter mediana kapacitete pomikov v izbranem mejnem stanju  $\tilde{C}$  slučajni spremenljivki, ki sta porazdeljeni logaritemsko normalno. Ker je parameter  $a$  slučajna spremenljivka, je tudi mediana pomika v odvisnosti od potresne intenzitete slučajna spremenljivka, ki jo opišemo z mediano mediane pomikov, pri čemer za lažjo notacijo ohranimo oznako  $\tilde{D}(s)$ , ter s standardno deviacijo  $\beta_{DU}$ . Na podoben način opišemo slučajno spremenljivo, ki predstavlja mediano kapacitete pomikov, z mediano  $\tilde{C}$  ter s standardno deviacijo  $\beta_{CU}$ . Na podlagi pravil logaritemsko normalno porazdeljene slučajne spremenljivke se da pokazati, da je ob gornjih predpostavkah tudi srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja  $\lambda_{LS}$  slučajna spremenljivka, porazdeljena po logaritemski normalni porazdelitvi (glej Dolšek, 2002). Mediana srednje letne frekvenca z upoštevanjem vplivov fizikalnih in modelnih negotovosti se glasi:

$$\tilde{\lambda}_{LS} = k_0 \left( \tilde{C}/a \right)^{-k/b} \cdot e^{\frac{k^2}{2b^2}(\beta_{CR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{CU}^2 + \beta_{DU}^2)}. \quad (3.17)$$

Vpliv negotovosti v potresni nevarnosti na določevanje srednje letne frekvenca se približno zajame tako, da namesto mediane krivulje potresne nevarnosti  $\tilde{H}(s)$  v zgornji enačbi upoštevamo srednjo vrednost potresne nevarnosti  $\bar{H}(s)$ . Predpostavimo, da je parameter  $k$ , s katerim definiramo funkcijo potresne nevarnosti v enačbi (3.9), logaritemsko normalna slučajna spremenljivka s standardno deviacijo  $\beta_H$ , in dobimo naslednji izraz za srednjo vrednost srednje letne frekvenca prekoračitve mejnega stanja  $\bar{\lambda}_{LS}$ :

$$\bar{\lambda}_{LS} = k_0 \left( \tilde{C}/a \right)^{-k/b} \cdot e^{\frac{1}{2}(\beta_H^2)} \cdot e^{\frac{k^2}{2b^2}(\beta_{CR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{CU}^2 + \beta_{DU}^2)}. \quad (3.18)$$

Analogno zgornjim izpeljavam se da izpeljati tudi analitično enačbo za oceno srednje letne frekvenca  $\lambda_{LS}$  po metodi intenzitete. Če upoštevamo analitično obliko funkcije potresne nevarnosti po enačbi (3.9) in še upoštevamo, da je slučajna spremenljivka, ki predstavlja mejno potresno intenziteto za izbrano mejno stanje, porazdeljena logaritemsko normalno, potem lahko izpeljemo naslednji izraz za oceno srednje letne frekvenca  $\lambda_{LS}$  (Cornell, 1996):

$$\lambda_{LS} = H(\tilde{S}_C) \cdot e^{\frac{k^2}{2}(\beta_{Sc}^2)}, \quad (3.19)$$

oziroma z upoštevanjem fizikalnih in modelnih negotovosti še srednjo vrednost srednje letne frekvenca  $\bar{\lambda}_{LS}$ :

$$\bar{\lambda}_{LS} = \bar{H}(\tilde{S}_C) \cdot e^{\frac{1}{2}(\beta_{\tilde{H}}^2)} \cdot e^{\frac{k^2}{2}(\beta_{Sc}^2 + \beta_{ScU}^2)}. \quad (3.20)$$

Zgornja dva izraza sta podobna izrazoma (3.14) in (3.18), s to razliko, da se parametri, ki predstavljajo mediano kapacitete konstrukcije  $\tilde{S}_C$  ter standardni deviaciji  $\beta_{S_C,R}$  in  $\beta_{S_C,U}$  zaradi vpliva negotovosti v potresni obtežbi ter fizikalnih in modelnih negotovosti, nanašajo na slučajno spremenljivko, ki predstavlja mejno potresno intenziteto  $S_C$ .

V teoriji dajeta obe opisani metodi enake vrednosti srednje letne frekvenco prekoračitve izbranega mejnega stanja  $\lambda_{LS}$ . Kljub temu je za praktično uporabo bolj prikladna metoda na osnovi intenzitete. Za to obstajajo predvsem trije razlogi. Prvi razlog za to je, da pri metodi intenzitete ni potrebno predpostaviti analitične oblike funkcije mediane pomikov v odvisnosti od potresne intenzitete. Namesto določevanja potresnega odziva konstrukcije za različne intenzitete potresne obtežbe, lahko potresni odziv konstrukcije določimo na ožjem območju potresne intenzitete, na primer na območju, ki ustreza izbranemu mejnemu stanju obnašanja stavbe. Potresno intenziteto, ki ustreza izbranemu mejnemu stanju obnašanja stavbe, lahko ocenimo z bisekcijo. S tem znatno zmanjšamo zahtevano število računskih analiz, ki jih potrebujemo za oceno odziva v izbranem mejnem stanju. Drugi razlog je, da pri metodi intenzitete ne potrebujemo predpostavke o neodvisnosti slučajnih spremenljivk, ki se nanašata na mediano pomikov pri dani intenziteti in kapaciteto pomikov. Morebitna korelacija med mediano pomikov in kapaciteto pomikov ter kolikšen vpliv ima ta korelacija na izračunano srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja, je pri metodi intenzitete avtomatično zajeta v račun. Tretji, morda najpomembnejši razlog, pride v poštev v primeru mejnega stanja v območju globalne nestabilnosti. V tem območju je določevanje potresnega odziva konstrukcije s stališča numerične analize zahtevno, saj lahko že majhna sprememba v intenziteti potresne obtežbe precej poveča pomike konstrukcije. V območju globalne porušitve konstrukcije je vprašljiva tudi natančnost rezultatov analize zaradi vpliva numeričnih napak. V primeru metode pomikov to pomeni dodaten vir negotovosti, ki ga je izredno težko vrednotiti.

Po drugi strani ima metoda na osnovi intenzitete pomanjkljivost, saj njena uporaba ni mogoča v primeru, kadar želimo potresno tveganje konstrukcije v izbranem mejnem stanju obnašanja izraziti s finančnimi izgubami zaradi poškodovanosti konstrukcije. Pri metodi na osnovi intenzitete lahko analiziramo izključno mejna stanja, ki se nanašajo na obnašanje konstrukcije, kot so na primer mejna stanja nosilnosti ali uporabnosti konstrukcije ali katero drugo mejno stanje, ki je vezano na odziv konstrukcije. Če bi želeli mejno stanje definirati v smislu finančnih izgub zaradi posledic potresa, bi morali zato uporabiti metodo pomikov, ki nam omogoča, da povežemo odziv konstrukcije s poškodbami, te pa s finančnimi izgubami, ki nastanejo zaradi poškodb oziroma so potrebne za vzdrževanje ali obnovo poškodovane konstrukcije.

### 3.1.2 Upoštevanje vpliva staranja konstrukcije

Z enačbami (3.14–3.20) za oceno srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}$  lahko približno ocenimo verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja konstrukcije za dobo enega leta. Pogosto pa imamo primer, ko želimo preveriti varnost konstrukcije za daljše časovno obdobje, posebej še, kadar je analizirana konstrukcija izpostavljena negativnim vremenskim vplivom in se odpornost konstrukcije s časom postopoma zmanjšuje. Osnovo za oceno verjetnosti prekoračitve mejnega stanja za poljubno izbrano časovno obdobje predstavlja pričakovano skupno število prekoračitev mejnega stanja v tem obdobju. Ob predpostavki, da se razmere s časom ne spreminjajo, sta kapaciteta konstrukcije in srednja letna frekvenca  $\lambda_{LS}$  neodvisni od časa, pričakovano skupno število prekoračitev mejnega stanja v nekem določenem obdobju pa je kar enako srednji letni frekvenci  $\lambda_{LS}$  pomnoženi z dolžino analiziranega časovnega obdobja  $\Delta t$ . Da je skupno število prekoračitev mejnega stanja v analiziranem časovnem

obdobju kar linearna funkcija časa pa ne velja, če v problem zajamemo vplive staranja materiala, saj frekvenca prekoračitve izbranega mejnega stanja na enoto časa v tem primeru ni več konstanta, pač pa se z zmanjševanjem odpornosti konstrukcije sčasoma povečuje. V takem primeru ne moremo sklepati o pričakovanem skupnem številu prekoračitev kar na podlagi srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja za intaktno konstrukcijo in dolžine izbranega časovnega obdobja. Opisani problem predstavlja tipičen primer nehomogenega Poissonovega procesa, kar nam preprečuje neposredno uporabo izraza (3.4) za oceno verjetnosti prekoračitve mejnega stanja  $P_{LS}$ . Upoštevati je potrebno, da je srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja funkcija časa, ki pa jo lahko izrazimo z ekvivalentno srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja za neko določeno časovno obdobje.

Izpeljavo enačb za oceno ekvivalentne srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja z upoštevanjem staranja materiala bomo povzeli po študiji, ki sta jo opravila Vamvatsikos in Dolšek (2010). Izhajamo iz enačbe za določitev pričakovane vrednosti investicije, ki je potrebna za vzdrževanje konstrukcije zaradi neugodnega vpliva staranja. Naj bo  $Q$  investicija v času  $\tau > 0$ , ki je potrebna za popravilo konstrukcije, da se prepreči prekoračitev izbranega mejnega stanja obnašanja stavbe, in naj bo  $\alpha$  diskontna stopnja, ki nam omogoča izračun sedanje vrednosti prihodnjih investicij. Če upoštevamo, da je pričakovana investicija v sedanjem času, ki je potrebna, da se prepreči prekoračitev izbranega mejnega stanja v času  $\tau$ , približno enaka produktu sedanje vrednosti investicije v času  $\tau$   $Qe^{-\alpha\tau}$  in verjetnosti prekoračitve izbranega mejnega stanja obnašanja stavbe zaradi potresa v času  $\tau$   $\lambda_{LS}(\tau) \cdot d\tau$  potem je celotna pričakovana vrednost začetne investicije v času  $\tau = 0$ , da se prepreči prekoračitev mejnega stanja kadarkoli v dobi uporabnosti konstrukcije, enaka:

$$Q_{tot} = \int_0^{\Delta t} \lambda_{LS}(\tau) Q e^{-\alpha\tau} d\tau. \quad (3.21)$$

Enačbo (3.21) lahko zapišemo še drugače, če upoštevamo ekvivalentno srednjo letno frekvenco prekoračitve izbranega mejnega stanja obnašanja,  $\lambda_{LS}^{ECR}$ :

$$Q_{tot} = \int_0^{\Delta t} \lambda_{LS}^{ECR} Q e^{-\alpha\tau} d\tau. \quad (3.22)$$

V zgornji integral uvedemo substitucijo

$$u = -\alpha \tau,$$

združimo enačbi (3.21) in (3.22) in krajšamo konstanti  $Q$ . Dobimo:

$$\int_0^{-\alpha \Delta t} \lambda_{LS}^{ECR} e^u (-\alpha)^{-1} du = \int_0^{\Delta t} \lambda_{LS}(\tau) e^{-\alpha\tau} d\tau. \quad (3.23)$$

Če sedaj levo stran zgornje enačbe integriramo glede na spremenljivko  $u$ , potem lahko izrazimo za izbrano časovno obdobje ekvivalentno srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja:

$$\lambda_{LS}^{ECR} = \frac{\alpha}{1 - e^{-\alpha \Delta t}} \int_0^{\Delta t} \lambda_{LS}(\tau) e^{-\alpha\tau} d\tau. \quad (3.24)$$

Ekvivalentna srednja letna frekvenca  $\lambda_{LS}^{ECR}$  ima po definiciji konstantno vrednost na celotnem časovnem intervalu  $\Delta t$ . Vendar pa  $\lambda_{LS}^{ECR}$  ne predstavlja nujno povprečne frekvence prekoračitve. Vzemimo, da je diskontna stopnja pozitivna,  $\alpha > 0$ , kar je običajna predpostavka, kadar investiramo na dolgi rok. Potem je ekvivalentna srednja letna frekvenca  $\lambda_{LS}^{ECR}$ , izračunana z enačbo (3.24), manjša od pripadajoče povprečne vrednosti na časovnem intervalu  $\Delta t$ . V nasprotnem primeru, če  $\alpha < 0$ , pa je ekvivalentna srednja letna frekvenca večja od povprečne vrednosti. Ekvivalentna srednja letna frekvenca je enaka povprečni vrednosti le v primeru, če  $\alpha = 0$ .

Sedaj želimo izpeljati empirični izraz za določevanje ekvivalentne srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}^{ECR}$ . V ta namen moramo najprej za izbrano mejno stanje izraziti konstrukcijsko kapaciteto kot funkcijo časa. Vzemimo najprej, da kapaciteto konstrukcije izrazimo z mejno potresno intenziteto. Predpostavimo še, da se degradacija konstrukcije začne v času  $\tau = 0$ , in da lahko postopno zmanjševanje mejne potresne intenzitete zaradi vplivov staranja opišemo s poljubno potenčno funkcijo v času. Potem je:

$$\tilde{S}_{C|\tau} = \tilde{S}_C^0 - \gamma \tau^\delta = \tilde{S}_C^0 \cdot \left(1 - \gamma \cdot \tau^\delta / \tilde{S}_C^0\right), \quad (3.25)$$

kjer je  $\tilde{S}_C^0$  mejna potresna intenziteta v času  $\tau = 0$ , in sta  $\gamma$  in  $\delta$  parametra potenčne funkcije. Nadalje upoštevajmo, da je določevanje kapacitete konstrukcije v času  $\tau > 0$  povezano z dodatnim virom negotovosti. To pomeni, da varianca mejne potresne intenzitete ni konstantna na celotnem analiziranem časovnem intervalu, pač pa se s časom povečuje. Če predpostavimo, da varianca narašča linearno s časom, potem lahko zapišemo:

$$\beta_{S_{cRU}|\tau}^2 = \beta_{S_{cR}|\tau}^2 + \beta_{S_{cU}|\tau}^2 = \left(\beta_{S_{cR}}^2 + \beta_{S_{cU}}^2\right) + c_\beta \cdot \tau, \quad (3.26)$$

kjer je  $c_\beta$  parameter linearne funkcije variance v odvisnosti od časa, in  $\beta_{S_{cR}}$  in  $\beta_{S_{cU}}$  standardni deviaciji logaritmov mejne potresne intenzitete zaradi vpliva negotovosti v potresni obtežbi ter vpliva fizikalnih in modelnih negotovosti v času  $\tau = 0$ . Združimo enačbi (3.25) in (3.26) v enačbo (3.19) in izrazimo srednjo letno frekvenco prekoračitve, izračunano po metodi intenzitete, v odvisnosti od časa:

$$\begin{aligned} \lambda_{LS}(\tau) &= H\left(\tilde{S}_{C|\tau}\right) \cdot e^{\frac{k^2}{2}(\beta_{S_{cRU}|\tau}^2)} \\ &= k_0 \left(\tilde{S}_C^0 \cdot \left(1 - \gamma \cdot \tau^\delta / \tilde{S}_C^0\right)\right)^{-k} \cdot e^{\frac{k^2}{2}(\beta_{S_{cR}}^2 + c_\beta \tau)} \\ &= \lambda_{LS}^0 \left(1 - \gamma \cdot \tau^\delta / \tilde{S}_C^0\right)^{-k} \cdot e^{\frac{k^2}{2}(c_\beta \tau)}, \end{aligned} \quad (3.27)$$

kjer je

$$\lambda_{LS}^0 = k_0 \cdot \left(\tilde{S}_C^0\right)^{-k} \cdot e^{\frac{k^2}{2}(\beta_{S_{cR}}^2)}. \quad (3.28)$$

Sedaj enačbo (3.27) vstavimo v enačbo (3.24) in dobimo analitični izraz, s katerim se izraža ekvivalentna srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja:

$$\lambda_{LS}^{ECR} = \frac{\alpha \lambda_{LS}^0}{1 - e^{-\alpha \Delta t}} \int_0^{\Delta t} \left(1 - \gamma \cdot \tau^\delta / \tilde{S}_C^0\right)^{-k} \cdot e^{\frac{k^2}{2}(c_\beta \tau) - \alpha \tau} d\tau. \quad (3.29)$$

Zgornjega integrala v dani obliki ni mogoče analitično izračunati. Zaradi posebne oblike prvega člena integranda se lahko zgodi taka kombinacija parametrov  $\gamma$  in  $\delta$ , da ne obstoja realna rešitev integrala. Realna rešitev integrala v enačbi (3.29) je možna le v primeru, če velja, da je:

$$\gamma \cdot \tau^\delta < \tilde{S}_C^0. \quad (3.30)$$

in, če je vrednost parametra  $k$  celo število. Slednje lahko pokažemo tako, da razvijemo prvi člen integranda v enačbi (3.29) v izraz oblike:

$$I = \int (1 - \gamma \cdot \tau^\delta / \tilde{S}_C^0)^{-k} d\tau = \int \tau^m \cdot (b + a\tau^n)^c d\tau, \quad (3.31)$$

pri čemer je:

$$m = 0, b = 1, a = -\frac{\gamma}{\tilde{S}_C^0}, n = \delta \text{ in } c = -k. \quad (3.32)$$

Dokazano je, da obstaja analitična rešitev integrala v enačbi (3.31) le v primeru, če velja (Bronštejn in Smedjajev, 1984):

$$\frac{a+1}{b} + c \in \mathbb{Z}, \frac{a+1}{b} \in \mathbb{Z} \text{ in } c \in \mathbb{Z}.$$

Če sedaj primerjamo zgornje pogoje z vrednostmi parametrov  $m$ ,  $b$ ,  $a$ ,  $n$  in  $c$ , ki ustrezajo pogojem (3.32), potem ugotovimo, da lahko izraz za oceno ekvivalentne srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja v enačbi (3.29) analitično izračunamo le v primeru, kadar velja, da je:

$$k \in \mathbb{Z}.$$

V splošnem ima lahko parameter  $k$ , ki določa obliko funkcije potresne nevarnosti, katerokoli pozitivno in realno vrednosti. Zaradi naštetega želimo izraz pod integralom v enačbi (3.29) poenostaviti tako, da je možno rešitev integrala izraziti s funkcijami na območju  $k \in (0, \infty)$ , ki jih lahko analitično integriramo. V ta namen prvi člen integranda v enačbi (3.29) nadomestimo z eksponentno funkcijo oblike:

$$e^{\phi\tau} \approx (1 - \gamma \cdot \tau^\delta / \tilde{S}_C^0)^{-k}, \quad (3.33)$$

pripadajoči parameter  $\phi$  pa določimo tako, da vrednost eksponentne funkcije točno ustreza potenčnemu izrazu na desni strani enačbe v dveh točkah na integracijskem intervalu  $\tau \in [0, \Delta t]$ . Če izberemo točki  $\tau = 0$  in  $\tau = \rho \cdot \Delta t$ , kjer je  $0 < \rho \leq 1$ , ter preuredimo enačbo (3.33) tako, da izrazimo parameter  $\phi$ , potem dobimo, da je:

$$\phi = -\frac{k}{\rho \cdot \Delta t} \cdot \ln \left( 1 - \gamma (\rho \cdot \Delta t)^\delta / \tilde{S}_C^0 \right). \quad (3.34)$$

Če sedaj združimo enačbi (3.33) in (3.34) ter ju vstavimo v enačbo (3.29), lahko izraz za oceno ekvivalentne srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja zapišemo z integralom:



$$\lambda_{LS}^{ECR} = \frac{\alpha \lambda_{LS}^0}{1 - e^{-\alpha \Delta t}} \int_0^{\Delta t} e^{(\phi' - \alpha)\tau} d\tau, \quad (3.35)$$

kjer  $\phi' = \phi + k^2 c_\beta / 2$  predstavlja stopnjo degradacije konstrukcije v času. Sedaj uvedemo substitucijo  $v = (\phi' - \alpha)\tau$  ter pretvorimo izraz v enačbi (3.35) v izraz:

$$\lambda_{LS}^{ECR} = \lambda_{LS}^0 \frac{\alpha}{-(\alpha - \phi')} \cdot \frac{1}{1 - e^{-\alpha \Delta t}} \int_0^{-(\alpha - \phi')\Delta t} e^v dv.$$

Zgornji izraz še integriramo in dobimo:

$$\lambda_{LS}^{ECR} = \lambda_{LS}^0 \frac{\alpha}{\alpha - \phi'} \cdot \frac{1 - e^{-(\alpha - \phi')\Delta t}}{1 - e^{-\alpha \Delta t}}. \quad (3.36)$$

Enačba (3.36) predstavlja v primerjavi z enačbo (3.29) poenostavljen analitičen izraz, s katerim lahko približno ocenimo ekvivalentno srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja  $\lambda_{LS}^{ECR}$ .

Natančnost poenostavljene enačbe (3.36) smo ocenili z računalniškimi simulacijami. V ta namen smo parametre, ki nastopajo v enačbi (3.29) ali v enačbi (3.36), sistematično generirali ter po obeh enačbah izračunali ekvivalentno srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja za več deset tisoč simulacij. Numerično izračunane vrednosti  $\lambda_{LS}^{ECR}$  (enačba (3.29)) smo označili z  $\lambda_{LS,num}^{ECR}$ , približne vrednosti pa z  $\lambda_{LS,en.3.36}^{ECR}$  (enačba (3.36)) ter izračunali relativno napako zaradi približne analitične rešitve:

$$N = \frac{\lambda_{LS,en.3.36}^{ECR} - \lambda_{LS,num}^{ECR}}{\lambda_{LS,num}^{ECR}}. \quad (3.37)$$

Napako smo izračunali pri diskretno izbranih vrednostih parametrov  $k$  in  $\rho$ , pri čemer je  $k \in [1, 1.4, 1.8, \dots, 3.8]$ , in je  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ , medtem ko so bili parametri  $\Delta t$ ,  $\tilde{S}_C$ ,  $\delta$ ,  $c_\beta$  in  $\alpha$ , ki tudi nastopajo v enačbah (3.29) in (3.36), naključno generirani ob predpostavki, da se porazdeljujejo z enakomerno verjetnostno porazdelitvijo. Za vsako kombinacijo diskretnih vrednosti parametrov  $k$  in  $\rho$  smo izračunali po 500 simulacij, skupno torej 24 tisoč simulacij. Pri tem zavzemajo naključno generirani parametri  $\Delta t$ ,  $\tilde{S}_C$ ,  $\delta$ ,  $c_\beta$  in  $\alpha$  naslednje vrednosti:

- dolžina časovnega intervala:  $\Delta t \in [1, 50]$  let,
- mejna potresna intenziteta (mejni maksimalni pospešek tal) pri času  $t = 0$ :  $a_{gC} \in [0.05, 1]$  g,
- parameter  $\delta$ , ki definira upadanje mejne potresne intenzitete kot funkcijo časa:  $\delta \in [0.5, 2]$ ,
- parameter linearne funkcije variance v odvisnosti od časa:  $c_\beta \in [0, -0.05]$  in
- diskontna stopnja:  $\alpha \in [0, 0.05]$ .

Parameter  $\gamma$  smo izračunali na podlagi predpostavljene interpolacijske funkcije mejnega pospeška tal v odvisnosti od časa:

$$\gamma = (\tilde{a}_{gC}^0 - \tilde{a}_{gC}^{\Delta t}) / (\Delta t)^\delta, \quad (3.38)$$

kjer je  $\tilde{a}_{gC}^{\Delta t}$  mejni pospešek tal za konstrukcijo ob koncu časovnega intervala  $\Delta t$ . Vrednosti parametra  $\tilde{S}_C^{\Delta t}$  smo naključno generirali na intervalu  $\tilde{a}_{gC}^{\Delta t} \in [0.7, 1]$ .

Rezultati primerjalne analize so prikazani na slikah 3.1–3.8. Prikazane so relativne napake poenostavljene enačbe (3.36) v odvisnosti od parametra  $\delta$  ter za različne diskretne vrednosti parametrov  $k$  in  $\rho$ . Na podlagi rezultatov lahko ugotovimo, da z enačbo (3.36) ocenjena vrednost  $\lambda_{LS}^{ECR}$  v splošnem ne odstopa od točne vrednosti za več kot 5 %, v primeru, da za parameter  $\rho$  izberemo vrednost na območju  $\rho \in [0.6, 0.8]$ , in če degradacija konstrukcije ni premočna. S parametrično študijo je bilo nadalje ugotovljeno, da je pogoj, da je odstopanje rezultatov manjše od 5 %, izpolnjen, če stopnja degradacije konstrukcije ni večja od mejne vrednosti, ki bi v obdobju petdesetih let povzročila zmanjšanje kapacitete konstrukcije za več kot 30 %, in če parameter  $\delta$ , s katerim simuliramo potenčno rast oziroma upad degradacije v času, zasede vrednosti na intervalu  $\delta \in [0.75, 1.5]$ .

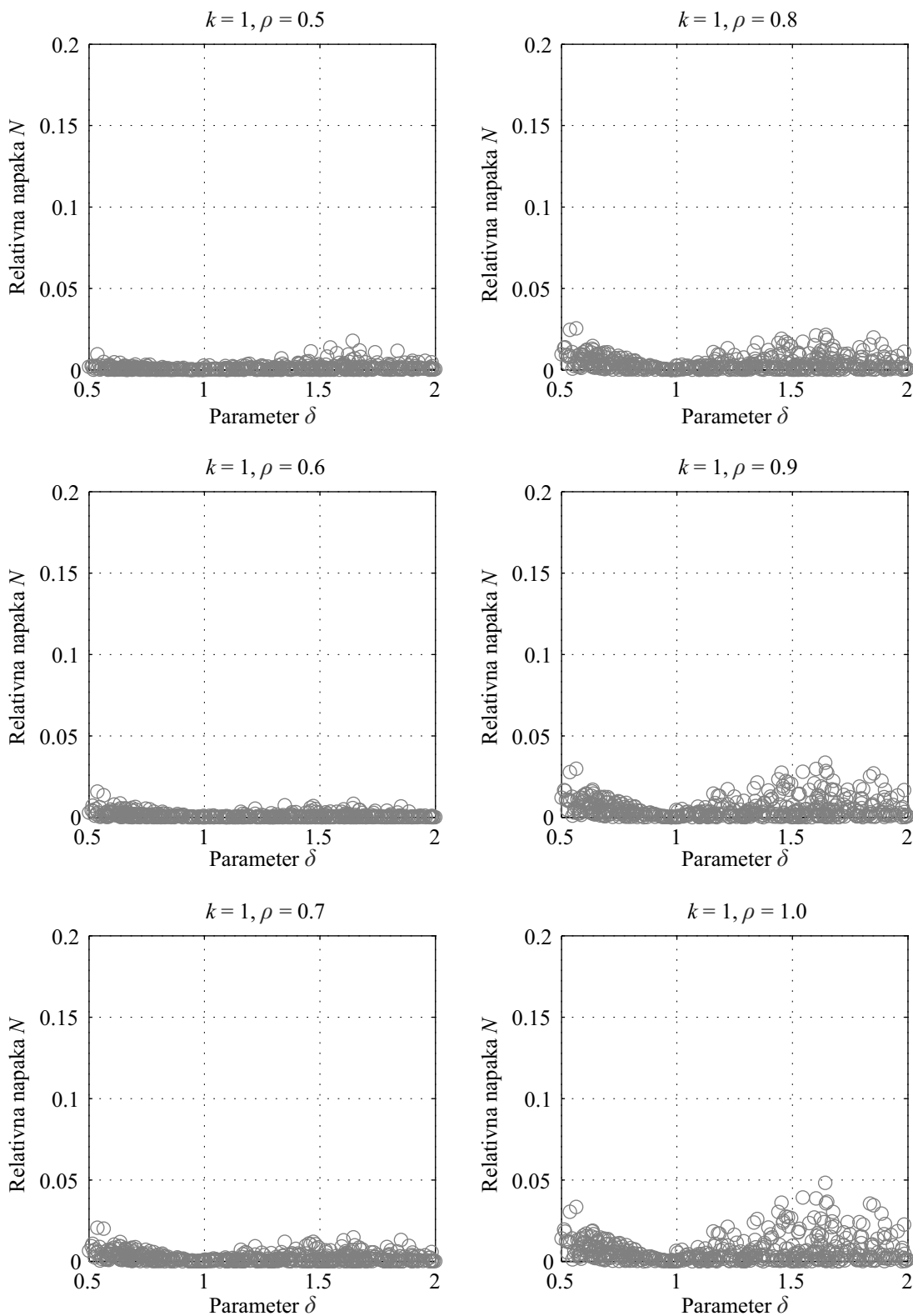
Omejitve enačbe (3.36) so tudi v skladu z eno od važnejših predpostavk, na podlagi katere je bila enačba (3.36) izpeljana. To je predpostavka, ki pravi, da degradacija kapacitete v času ne sme biti prevelika, če želimo na celotnem časovnem intervalu upoštevati konstantno vrednost parametra krivulje potresne nevarnosti  $k$ . Parameter  $k$  v primeru upoštevanja vplivov staranja določimo tako, da aproksimiramo krivuljo potresne nevarnosti. To storimo tako, da se predpostavljena oblika funkcije potresne nevarnosti najboljše ujemo z dejansko krivuljo potresne nevarnosti na širšem območju intenzitete, ki pripada mediani mejnega pospeška tal v času  $\tau = 0$ . Analize so pokazale (Dolšek, 2008a), da je za približno določitev krivulje potresne nevarnosti najprimerneje izbrati interval  $[0.25 \cdot \tilde{a}_{gC}^{\Delta t}, 1.25 \cdot \tilde{a}_{gC}^0]$ , kjer pomeni  $\tilde{a}_{gC}^0$  mejni pospešek tal v začetnem času ( $\tau = 0$ ),  $\tilde{a}_{gC}^{\Delta t}$  pa je mejni pospešek tal ob koncu časovnega intervala  $\Delta t$ .

Na podlagi enačbe (3.36) lahko izpeljemo tudi izraz za oceno povprečne srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja, ki predstavlja poseben primer, ko  $\alpha = 0$ . S programom *Mathematica* izračunamo limito:

$$\lambda_{LS}^{AVG} = \lim_{\alpha \rightarrow 0} \left( \frac{\alpha}{\alpha - \phi'} \cdot \frac{1 - e^{-(\alpha - \phi')\Delta t}}{1 - e^{-\alpha \Delta t}} \right) \quad (3.39)$$

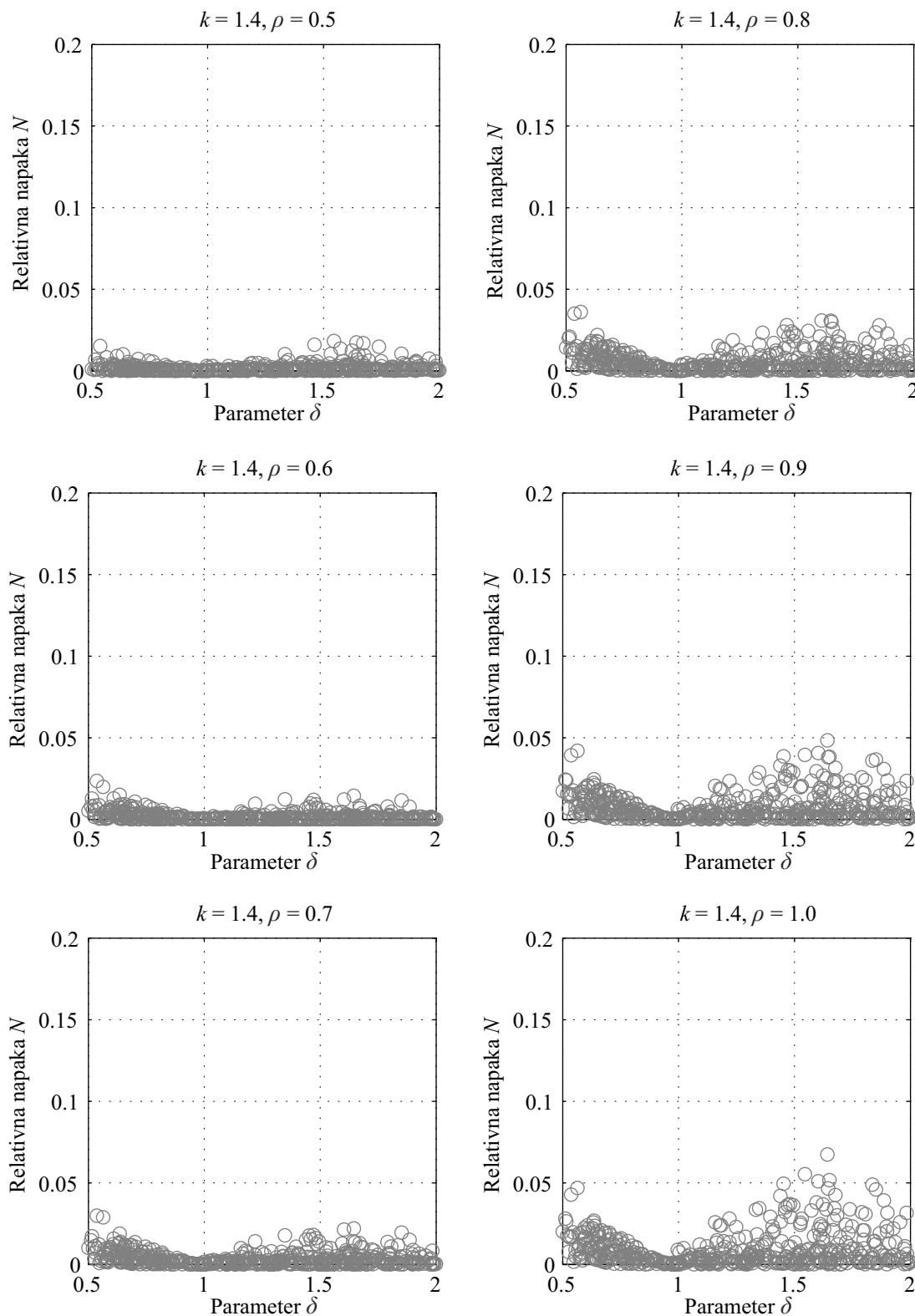
in dobimo izraz za povprečno srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja  $\lambda_{LS}^{AVG}$ , ki se glede na izraz za ekvivalentno srednjo frekvenco  $\lambda_{LS}^{ECR}$  poenostavi, saj se izraža le s srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja za konstrukcijo brez upoštevanja vplivov staranja, pomnoženo s faktorjem, ki je odvisen od parametrov staranja konstrukcije:

$$\lambda_{LS}^{AVG} = \lambda_{LS}^0 \cdot \frac{e^{\phi' \Delta t} - 1}{\phi' \Delta t}. \quad (3.40)$$



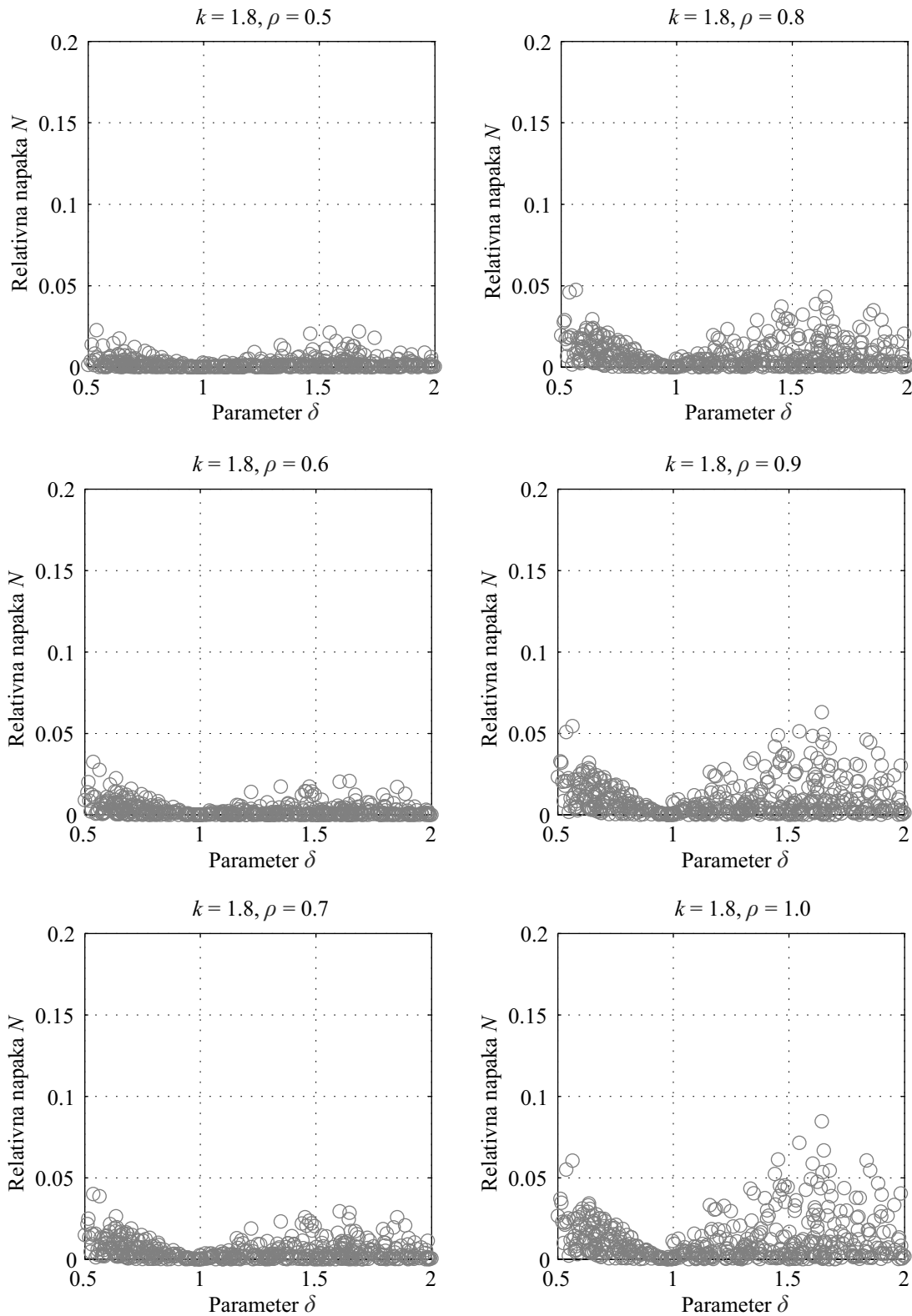
Slika 3.1: Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}^{ECR}$  z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za  $k=1$  in  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .

Figure 3.1: Relative error of the equivalent mean annual frequency  $\lambda_{LS}^{ECR}$  calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for  $k=1$  and  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .



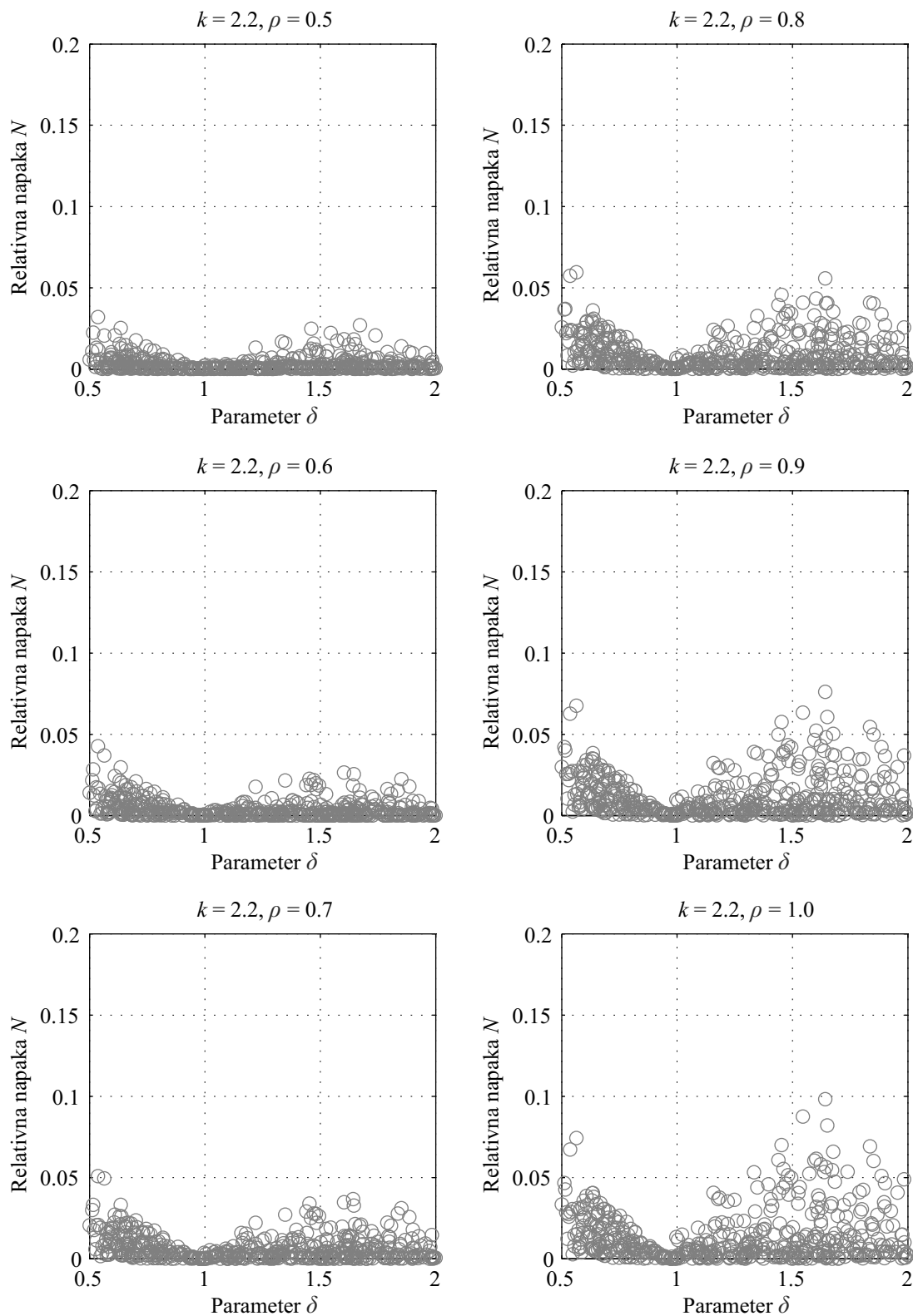
Slika 3.2: Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}^{ECR}$  z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za  $k = 1.4$  in  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .

Figure 3.2: Relative error of the equivalent mean annual frequency  $\lambda_{LS}^{ECR}$  calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for  $k = 1.4$  and  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .



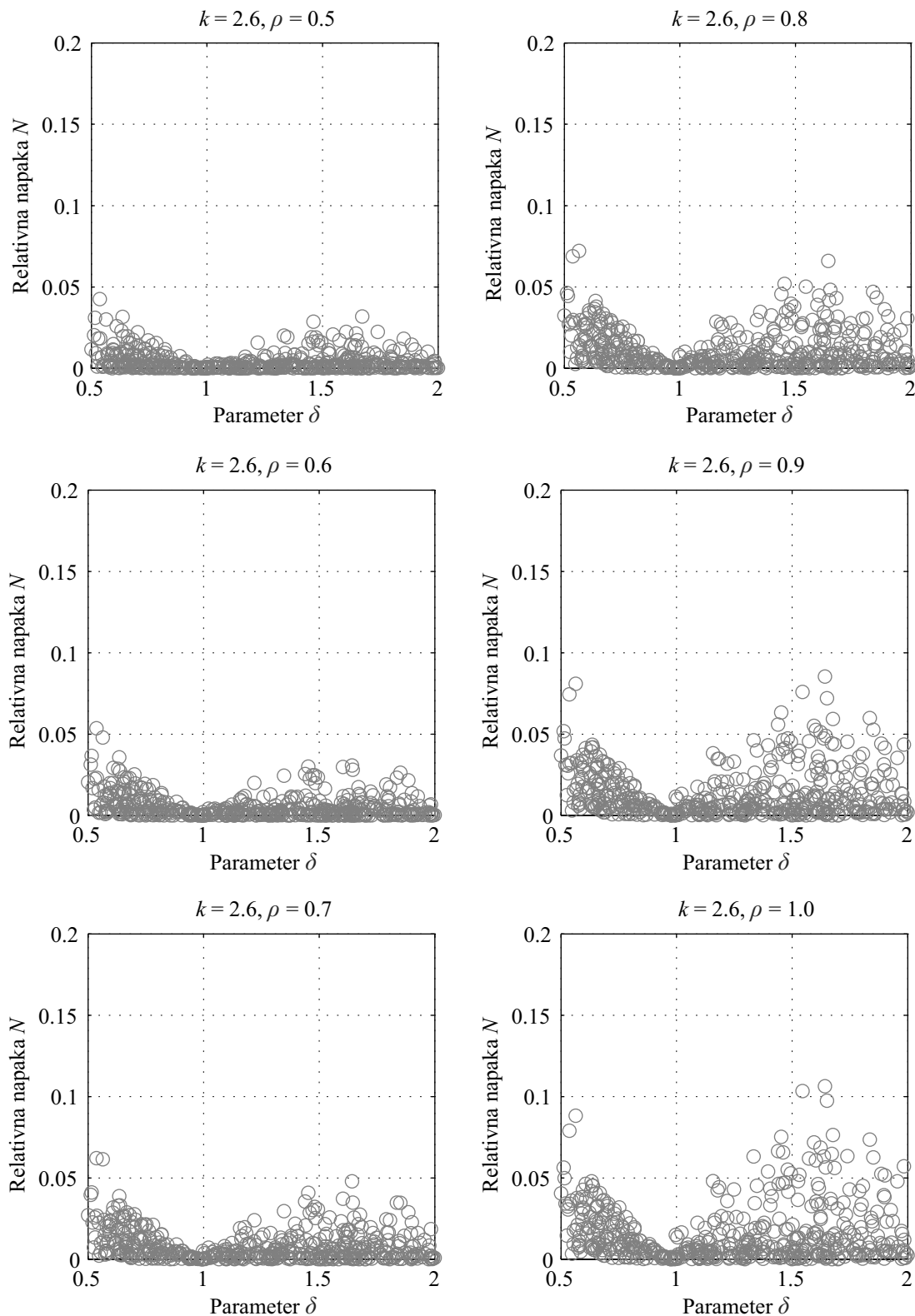
Slika 3.3: Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}^{ECR}$  z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za  $k = 1.8$  in  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .

Figure 3.3: Relative error of the equivalent mean annual frequency  $\lambda_{LS}^{ECR}$  calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for  $k = 1.8$  and  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .



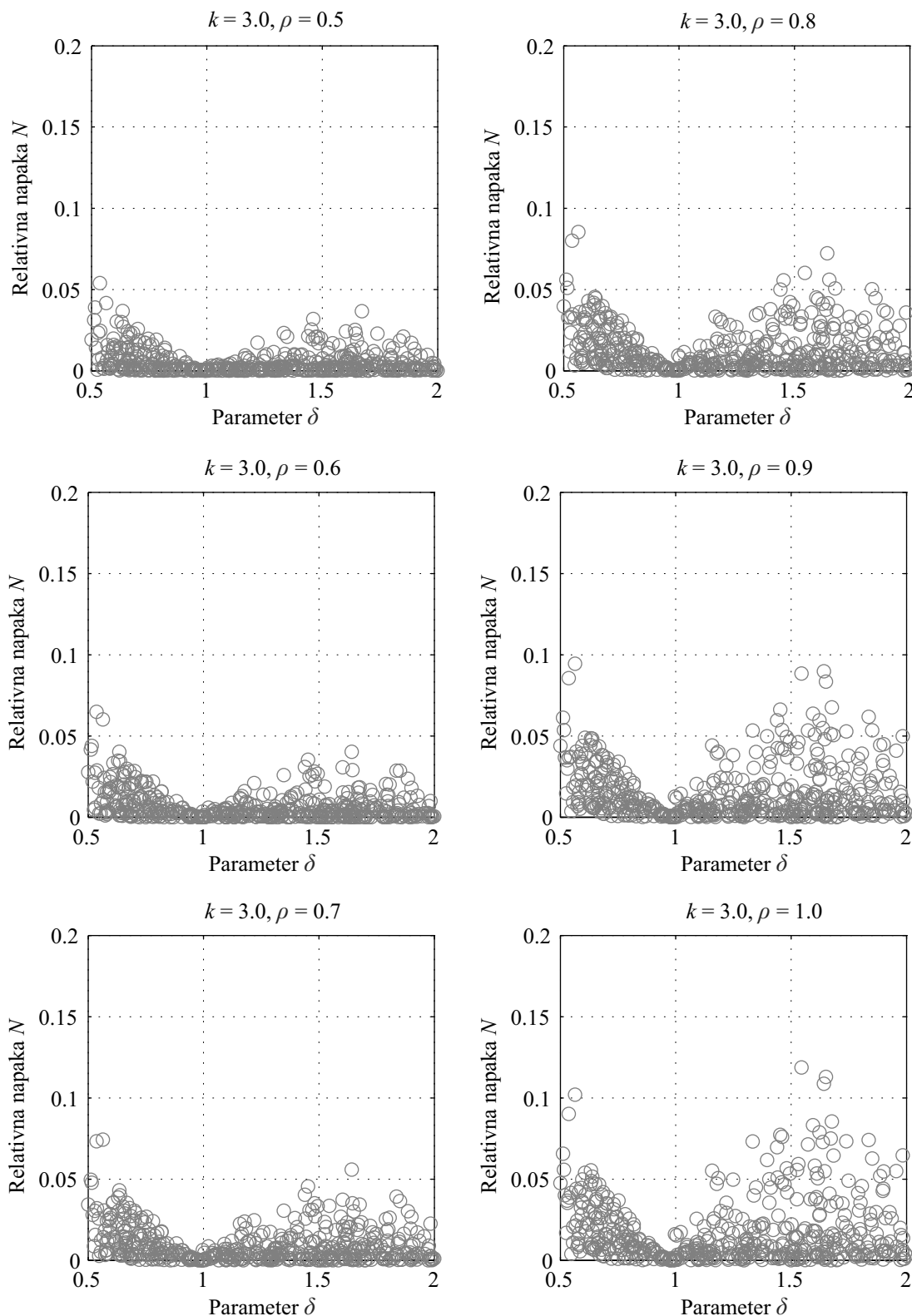
Slika 3.4: Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}^{ECR}$  z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za  $k = 2.2$  in  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .

Figure 3.4: Relative error of the equivalent mean annual frequency  $\lambda_{LS}^{ECR}$  calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for  $k = 2.2$  and  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .



Slika 3.5: Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}^{ECR}$  z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za  $k = 2.6$  in  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .

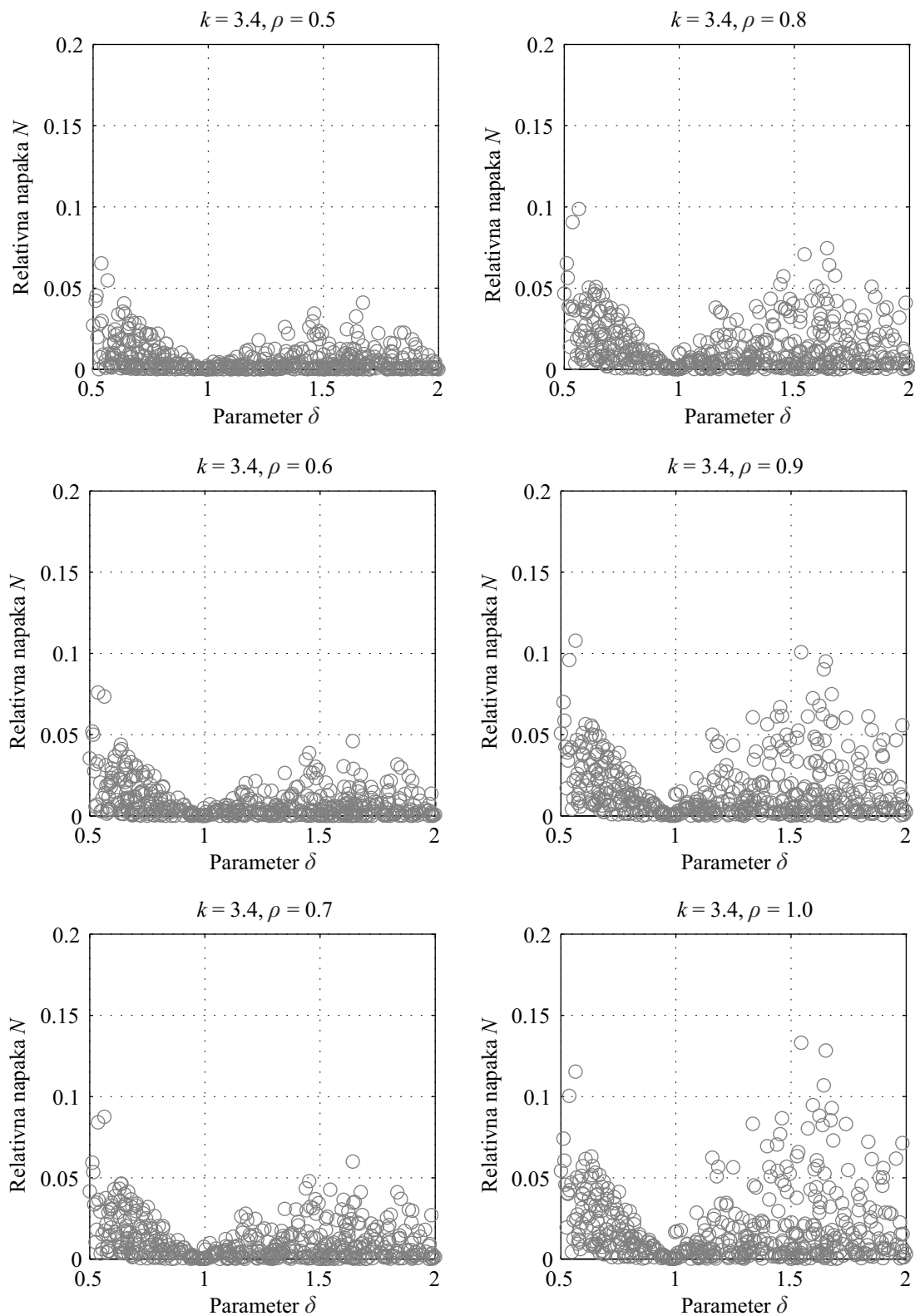
Figure 3.5: Relative error of the equivalent mean annual frequency  $\lambda_{LS}^{ECR}$  calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for  $k = 2.6$  and  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .



Slika 3.6: Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}^{ECR}$  z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za  $k = 3$  in  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .

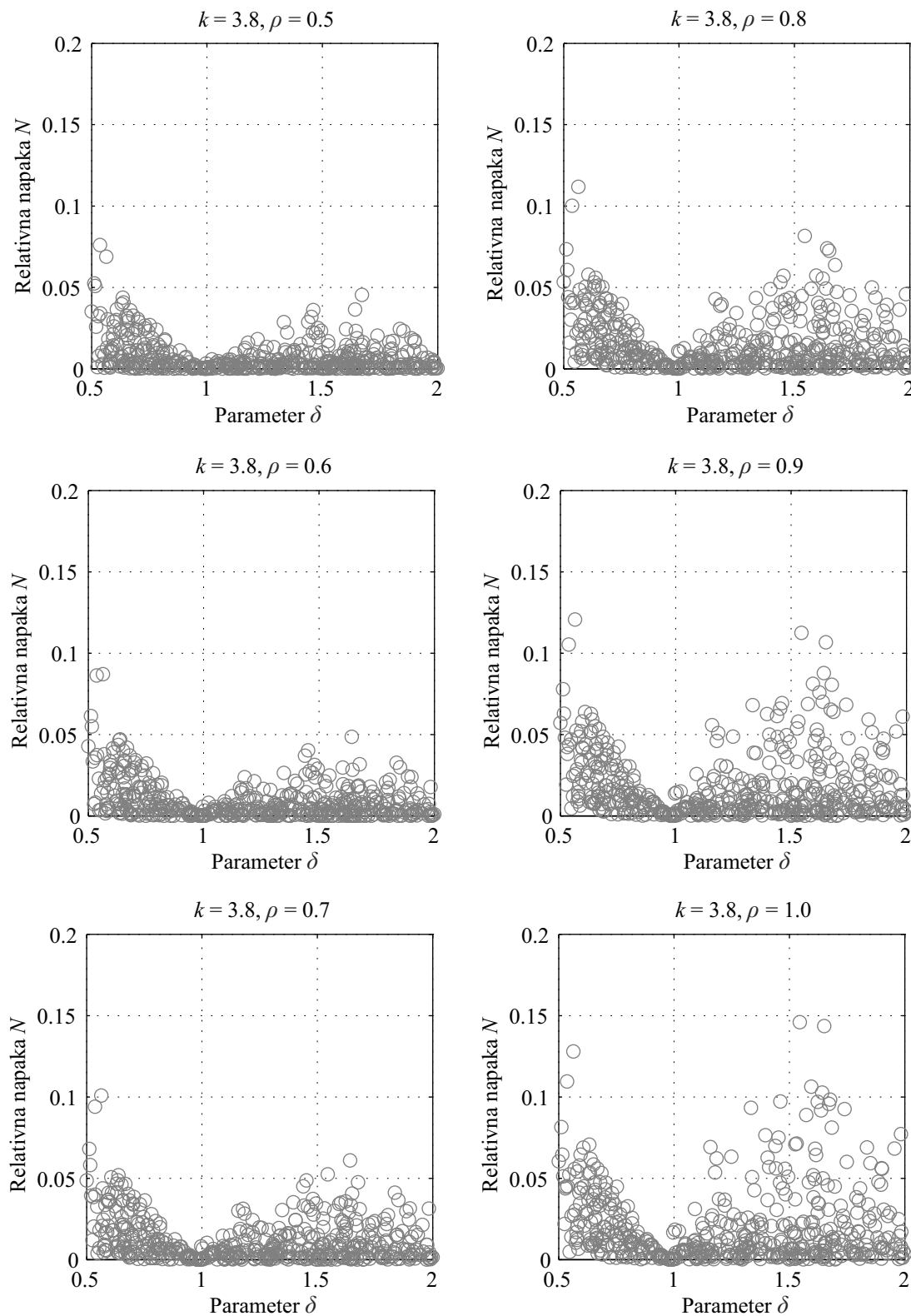
Figure 3.6: Relative error of the equivalent mean annual frequency  $\lambda_{LS}^{ECR}$  calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for  $k = 3$  and  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .





Slika 3.7: Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}^{ECR}$  z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za  $k = 3.4$  in  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .

Figure 3.7: Relative error of the equivalent mean annual frequency  $\lambda_{LS}^{ECR}$  calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for  $k = 3.4$  and  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .



Slika 3.8: Relativna napaka pri določitvi ekvivalentne srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}^{ECR}$  z enačbo (3.36) glede na »točno« vrednost, ki je izračunana z numerično integracijo enačbe (3.29), za  $k = 3.8$  in  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .

Figure 3.8: Relative error of the equivalent mean annual frequency  $\lambda_{LS}^{ECR}$  calculated according to the Eq. (3.36) with respect to the »exact« value, calculated by numerical integration of the Eq. (3.29), for  $k = 3.8$  and  $\rho \in [0.5, 0.6, \dots, 1]$ .

Izpeljemo lahko tudi poseben primer ekvivalentne srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}^{AVG}$ , pri katerem upoštevamo linearno degradacijo konstrukcijske kapacitete s časom, in pri katerem zanemarimo dodaten vir negotovosti zaradi časovno spremenljivih vplivov. To storimo tako, da v enačbi (3.25), ki definira zmanjševanje mejne potresne intenzitete s poljubno potenčno funkcijo v času, upoštevamo  $\delta = 1$ , v enačbi (3.26), ki definira varianco mejne potresne intenzitete kot linearno funkcijo časa, pa upoštevamo  $c_\beta = 0$ . Če to upoštevamo v izpeljavah enačb (3.25) do (3.36) ter v enačbah (3.39) in (3.40), dobimo naslednjo enačbo za oceno povprečne srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja (glej Torres in Ruiz, 2007):

$$\lambda_{LS}^{AVG} = \lambda_{LS}^0 \cdot \frac{\tilde{S}_C^0}{\gamma \cdot \Delta t (k-1)} \cdot \left[ \left( 1 - \gamma \cdot \Delta t / \tilde{S}_C^0 \right)^{1-k} - 1 \right]. \quad (3.41)$$

Do sedaj smo enačbe za oceno ekvivalentne in povprečne srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja izpeljali na osnovi metode intenzitete, pri čemer smo kapaciteto konstrukcije izrazili z mejno potresno intenziteto. Povsem analogno lahko enačbe za  $\lambda_{LS}^{ECR}$  in  $\lambda_{LS}^{AVG}$  izpeljemo tudi za metodo na osnovi pomikov. Za ta namen predpostavimo kapaciteto pomikov kot funkcijo časa. Tudi v tem primeru za mediano kapacitete konstrukcije upoštevamo potenčno funkcijo v času:

$$\tilde{C}_\tau = \tilde{C}_0 - \gamma \tau^\delta = \tilde{C}_0 \cdot \left( 1 - \gamma \cdot \tau^\delta / \tilde{C}_0 \right), \quad (3.42)$$

pri čemer je  $\tilde{C}_\tau$  mediana kapacitete pomikov v odvisnosti od časa in je  $\tilde{C}_0$  mediana kapacitete pomikov pri času  $\tau = 0$ . Nadalje upoštevamo, da varianca kapacitete pomikov narašča linearno s časom:

$$\beta_{CRU|\tau}^2 = \beta_{CR|\tau}^2 + \beta_{CU|\tau}^2 = \left( \beta_{CR}^2 + \beta_{CU}^2 \right) + c_{\beta,C} \cdot \tau, \quad (3.43)$$

kjer sta  $\beta_{CR}$  in  $\beta_{CU}$  sta standardni deviaciji logaritmov kapacitete pomikov zaradi vpliva negotovosti v potresni obtežbi ter vpliva fizikalnih in modelnih negotovosti v času  $\tau = 0$ . V zgornji enačbi lahko upoštevamo tudi razpršenost v potresni zahtevi. V tem primeru lahko zapišemo:

$$\begin{aligned} \beta_{CD,RU|\tau}^2 &= \beta_{CR|\tau}^2 + \beta_{CU|\tau}^2 + \beta_{DR|\tau}^2 + \beta_{DU|\tau}^2 \\ &= \left( \beta_{CR}^2 + \beta_{CU}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{DU}^2 \right) + c_{\beta,CD} \cdot \tau. \end{aligned} \quad (3.44)$$

Če sedaj izpeljemo na podlagi predpostavk v enačbah (3.42) in (3.44) izraz za oceno ekvivalentne srednje letne frekvence po metodi na osnovi pomikov, pri čemer na posameznih mestih izpeljave sledimo postopku, ki smo ga opisali za primer metode na osnovi intenzitete, potem dobimo izraz za  $\lambda_{LS}^{ECR}$ , ki je enak izrazu po metodi na osnovi intenzitete (enačba (3.36)), le konstantni členi se spremenijo, kot sledi:

$$\lambda_{LS}^0 = k_0 \cdot \left( \tilde{C}_0 / a \right)^{\frac{k}{b}} \cdot e^{\frac{k^2}{2b^2} (\beta_{CD,RU}^2)}, \quad (3.45)$$

$$\phi = -\frac{k}{b\rho\Delta t} \cdot \ln \left( 1 - \gamma \left( \rho \cdot \Delta t \right)^\delta / \tilde{C}_0 \right)^{-k}, \quad (3.46)$$

$$\phi' = \phi + \frac{k^2 c_\beta}{2b^2}. \quad (3.47)$$

Podobno, kot smo to storili za metodo na osnovi intenzitete, lahko izpeljemo tudi izraz za oceno povprečne letne frekvence po metodi na osnovi pomikov. Izračunamo limito izraza (3.36), ko  $\alpha \rightarrow 0$  ob upoštevanju izrazov v enačbah (3.45) do (3.47), in dobimo naslednji izraz za  $\lambda_{LS}^{AVG}$  po metodi na osnovi pomikov:

$$\lambda_{LS}^{AVG} = \lambda_{LS}^0 \cdot \frac{\tilde{C}_0}{\gamma \cdot \Delta t \left(\frac{k}{b} - 1\right)} \cdot \left[ \left(1 - \gamma \cdot \Delta t / \tilde{C}_0\right)^{1 - \frac{k}{b}} - 1 \right]. \quad (3.48)$$

### 3.1.3 Upoštevanje časa do začetka degradacije kapacitete

V prejšnjem podpoglavju smo izpeljali enačbe za oceno ekvivalentne in povprečne srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja obnašanja stavbe, pri čemer smo predpostavili, da degradacija kapacitete zaradi staranja konstrukcije nastopi takoj po izgradnji konstrukcije, to je v času  $\tau = 0$ . Takih primerov je pri gradbenih konstrukcijah kar nekaj. Primer sta utrujanje materiala zaradi ponavljajoče obtežbe in korozija izpostavljenih in neustrezno zaščitenih jeklenih konstrukcij. Po drugi strani pa imamo veliko primerov, pri katerih učinki staranja materiala na konstrukcijo nastopijo šele določeno obdobje po izgradnji konstrukcije. Tipičen tak primer predstavlja korozija armiranobetonskih konstrukcij. Pri koroziji armiranobetonskih konstrukcij je potreben določen začetni čas, da koncentracija kloridov ali ogljikovega dioksida na armaturi doseže kritično raven. Čas do začetka procesa korozije armiranobetonskih konstrukcij, v katerem agresivne snovi prodrejo iz okolja v betonsko matrico in se nakopičijo v okolici armature, imenujemo čas do začetka korozije oziroma čas do začetka degradacije kapacitete konstrukcije in ga označimo s  $t_i$ .

Sedaj želimo izpeljati enačbo za oceno  $\lambda_{LS}^{ECR}$  z upoštevanjem časa do začetka degradacije kapacitete  $t_i$ . Enačbo izpeljemo tako, da sledimo enakemu postopku, ki smo ga opisali že pri izpeljavi ekvivalentne srednje letne frekvence  $\lambda_{LS}^{ECR}$  brez upoštevanja časa do začetka degradacije kapacitete, pri čemer vse parametre, ki so funkcije časa  $\tau$  pretvorimo v funkcije časovne spremenljivke  $\tau' = \tau - t_i$ . Pri tem upoštevamo, da veljajo funkcije spremenljivke  $\tau' = \tau - t_i$  le na definicijskem območju  $\tau' \in [0, \Delta t - t_i]$ , medtem, ko veljajo na območju  $\tau' \leq 0$  konstantne vrednosti funkcij, izračunane v času  $\tau' = 0$  oz. pri  $\tau = t_i$ . Enačbo (3.24), ki predstavlja splošno enačbo za oceno ekvivalentne srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja, integriramo ločeno na območjih  $[0, t_i]$  in  $[t_i, \Delta t]$ . Če na območju  $[0, t_i]$  upoštevamo za srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja konstantno vrednost  $\lambda_{LS}^0$ , ki pripada konstrukciji v času  $\tau = 0$ , potem velja, da je:

$$\lambda_{LS}^{ECR} = \frac{\alpha}{1 - e^{-\alpha \Delta t}} \left( \int_0^{t_i} \lambda_{LS}^0 e^{-\alpha \tau} d\tau + \int_0^{\Delta t - t_i} \lambda_{LS}(\tau') e^{-\alpha \tau'} d\tau' \right). \quad (3.49)$$

Zgornjo enačbo lahko zapišemo še drugače, če na mesto drugega člena v enačbi vstavimo izpeljani izraz v enačbi (3.35):

$$\lambda_{LS}^{ECR} = \frac{\alpha \lambda_{LS}^0}{1 - e^{-\alpha \Delta t}} \left( \int_0^{t_i} e^{-\alpha \tau} d\tau + \int_0^{\Delta t - t_i} e^{(\phi'_i - \alpha)(\tau - t_i)} d\tau \right), \quad (3.50)$$

kjer sta

$$\phi' = -\frac{k}{\rho \cdot \Delta t_i} \cdot \ln\left(1 - \gamma \left(\rho \cdot \Delta t_i\right)^\delta / \tilde{S}_C^0\right) + \frac{k^2 c_\beta}{2}, \quad \Delta t_i = \Delta t - t_i. \quad (3.51)$$

Izraz v enačbi (3.50) integriramo s programom *Mathematica* (Wolfram Research, 2011) in dobimo naslednjo enačbo za oceno ekvivalentne srednje letne frekvence po metodi na osnovi intenzitete z upoštevanjem časa do začetka degradacije kapacitete konstrukcije:

$$\lambda_{LS}^{ECR} = \frac{\lambda_{LS}^0}{1 - e^{-\alpha \Delta t}} \left\{ 1 - e^{-\alpha t_i} + \frac{\alpha e^{-\alpha t_i}}{\alpha - \phi'} \left[ 1 - e^{-(\alpha - \phi') \Delta t_i} \right] \right\}. \quad (3.52)$$

S podobnim razmišljanjem se da izpeljati tudi izraz za povprečno srednjo letno frekvenco  $\lambda_{LS}^{AVG}$ . Če je  $\tilde{S}_{C|\tau}$  potenčna funkcija časa (enačba (3.25)) in je  $\sigma_{\tilde{S}_{C|\tau}}^2$  linearna funkcija časa (enačba (3.26)), potem velja na območju  $\tau > t_i$ , da je:

$$\lambda_{LS}^{AVG} = \lambda_{LS}^0 \cdot \left[ \frac{t_i}{\Delta t} + \frac{e^{\phi' \Delta t_i} - 1}{\phi' \Delta t} \right], \quad (3.53)$$

v primeru, da je  $\tilde{S}_{C|\tau}$  linearna funkcija časa ( $\delta = 1$ ) in je  $\sigma_{\tilde{S}_{C|\tau}}^2$  konstanta, pa je:

$$\lambda_{LS}^{AVG} = \lambda_{LS}^0 \cdot \left\{ \frac{t_i}{\Delta t} + \frac{\tilde{S}_C^0}{\gamma \cdot \Delta t (k-1)} \cdot \left[ \left( 1 - \gamma \cdot \Delta t_i / \tilde{S}_C^0 \right)^{1-k} - 1 \right] \right\}. \quad (3.54)$$

V primeru metode na osnovi pomikov je izraz za  $\lambda_{LS}^{ECR}$  enak izrazu (3.49), le konstantni členi se spremenijo, kot to definirajo enačbe (3.45) do (3.47), s tem, da v enačbah (3.45) do (3.47) zamenjamo parameter  $\Delta t$  s parametrom  $\Delta t_i$ . Prav tako velja, da je v primeru, če je mediana kapacitete pomikov v odvisnosti od časa  $\tilde{C}_\tau$  potenčna funkcija časa, in je varianca  $\sigma_{\tilde{C}_\tau}^2$  linearna funkcija časa, izraz za oceno povprečne srednje letne frekvence po metode na osnovi pomikov enak izrazu (3.54) za metodo na osnovi intenzitete. V primeru, da je  $\tilde{C}_\tau$  linearna funkcija časa in je  $\sigma_{\tilde{C}_\tau}^2$  konstanta v času velja naslednji izraz za  $\lambda_{LS}^{AVG}$ :

$$\lambda_{LS}^{AVG} = \lambda_{LS}^0 \cdot \left\{ \frac{t_i}{\Delta t} + \frac{\tilde{C}_0}{\gamma \cdot \Delta t \left(\frac{k}{b} - 1\right)} \cdot \left[ \left( 1 - \gamma \cdot \Delta t_i / \tilde{C}_0 \right)^{1-\frac{k}{b}} - 1 \right] \right\}. \quad (3.55)$$

## 3.2 Razširitev metode N2 z upoštevanjem vplivov negotovosti

Pri izpeljavi izrazov za oceno srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja smo obravnavali potresno zahtevo in kapaciteto kot slučajni spremenljivki ter ju opisali z logaritemsko normalno porazdelitveno funkcijo. V splošnem je določitev parametrov porazdelitvene funkcije potresne zahteve in kapacitete kompleksno. V tem podpoglavju bomo izpeljali poenostavljeno nelinearno metodo, s katero lahko te parametre sorazmerno enostavno določimo. Izhodišče je osnovna metoda N2, ki jo uporabimo na stohastičnem modelu konstrukcije. Pri tem v račun zajamemo izključno negotovosti, ki so povezane z določevanjem mehanskih, modelnih in geometrijskih lastnosti konstrukcije in njenega modela, medtem ko vplive slučajnih negotovosti v potresni obtežbi na parametre potresnega odziva stavbe ne upoštevamo. Tisti parametri modela, ki so najbolj negotovi, so definirani s slučajnimi spremenljivkami. Slučajne spremenljivke upoštevamo v konstrukcijskem modelu tako, da z metodo LHS generiramo njihove vrednosti, na podlagi katerih sestavimo skupino  $N_{Sim}$  konstrukcijskih modelov, ki predstavljajo skupaj stohastični model konstrukcije. Potresnega odziva tako ne računamo le za deterministični model, kot v primeru osnovne metode N2, pač pa izračunamo potresni odziv za skupino  $N_{Sim}$  konstrukcijskih modelov, s katerimi zajamemo zelene negotovosti. Na podlagi rezultatov analize skupine konstrukcijskih modelov nato ocenimo mediano in razpršenost parametrov potresnega odziva stavbe.

Pri izpeljavi metode za določevanje potresnega odziva z upoštevanjem vplivov negotovosti smo sledili splošni metodologiji za analizo negotovosti. Po splošni teoriji odziv konstrukcije izrazimo kot funkcijo slučajnih spremenljivk:

$$Y = g(\mathbf{X}), \quad (3.56)$$

kjer je z  $\mathbf{X}$  vektor slučajnih spremenljivk  $\mathbf{X} = \{X_1, X_2, \dots, X_{N_{Var}}\}$ , ki ima za svoje komponente  $N_{Var}$  slučajnih spremenljivk, s katerimi opišemo fizikalne in modelne negotovosti, funkcija  $g$  simbolično predstavlja izbrano računsko analizo oziroma metodo analize,  $Y$  pa je rezultat funkcije  $g$  oziroma izračunani odziv konstrukcije. Ker so parametri  $X_1, X_2, \dots, X_{N_{Var}}$  slučajne spremenljivke, je tudi rezultat funkcije  $g$  oziroma izračunani odziv konstrukcije  $Y$  slučajna spremenljivka, ki lahko zavzame različne vrednosti. Pričakovano vrednost  $E[Y]$  in varianco  $V[Y]$  slučajne spremenljivke  $Y$  določimo z enačbami za določitev momenta prvega reda in centralnega momenta drugega reda zvezne slučajne spremenljivke:

$$E[y] = \int g(\mathbf{x}) \cdot f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x}, \quad (3.57)$$

$$V[y] = \int (E[y] - g(\mathbf{x}))^2 \cdot f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x}, \quad (3.58)$$

kjer je  $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$  gostota verjetnostne porazdelitve slučajnega vektorja  $\mathbf{X}$ .

V splošnem je določevanje pričakovane vrednosti  $E[Y]$  in variance  $V[Y]$  slučajne spremenljivke  $Y$  po enačbah (3.57) in (3.58) zahtevna naloga, saj bi morali natančno poznati analitično obliko gostote verjetnostne porazdelitve slučajnega vektorja  $\mathbf{X}$ .  $E[Y]$  in  $V[Y]$  zato numerično izračunamo na podlagi vzorca slučajnega vektorja  $\mathbf{X}$ . V ta namen s simulacijami generiramo vzorec slučajnega vektorja:

$$\mathbf{x}_i = \{x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{iN_{var}}\}, \quad i = 1, 2, \dots, N_{sim}, \quad (3.59)$$

kjer vrednosti  $x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{iN_{var}}$  predstavljajo vrednosti slučajnih spremenljivk  $X_1, X_2, \dots, X_{N_{var}}$  pri  $i$ -ti simulaciji, in je  $N_{Sim}$  skupno število simulacij. Pričakovano vrednost in varianco slučajne spremenljivke  $Y$  lahko nato ocenimo z enačbami:

$$E[Y] = \frac{1}{N_{Sim}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{Sim}} g(\mathbf{x}_i), \quad (3.60)$$

$$V[Y] = \frac{1}{N_{Sim}} \cdot \sum_{i=1}^{N_{Sim}} (E[Y] - g(\mathbf{x}_i))^2, \quad (3.61)$$

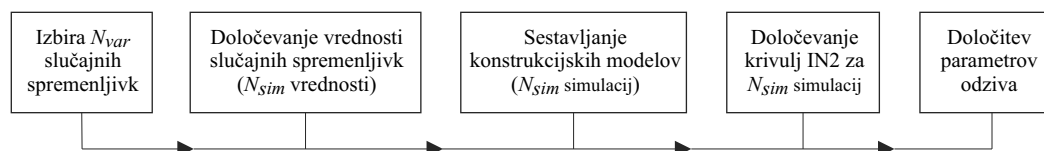
kjer pomeni  $g(\mathbf{x}_i)$  odziv konstrukcije pri  $i$ -ti simulaciji slučajnega vektorja  $\mathbf{X}$ , pri kateri zasedejo slučajne spremenljivke  $X_1, X_2, \dots, X_{N_{var}}$  ravno vrednosti  $\mathbf{x}_i = \{x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{iN_{var}}\}$ .

Z enačbama (3.60) in (3.61) lahko le približno ocenimo pričakovano vrednost  $E[Y]$  in varianco  $V[Y]$  slučajne spremenljivke  $Y$ , saj enačbi izražata oceni za pričakovano vrednost in varianco, ki ju določimo na podlagi generiranega statističnega vzorca slučajnega vektorja  $\mathbf{X}$ , ki pa ne predstavlja nujno povsem natančno verjetnostnega prostora upoštevanih slučajnih spremenljivk. Dejansko sta pričakovana vrednost in varianca v enačbah (3.60) in (3.61) slučajni spremenljivki, saj dajo lahko v splošnem različni vzorci slučajnega vektorja  $\mathbf{X}$  različne vrednosti za  $E[Y]$  in  $V[Y]$ . Dokazati se da (Benjamin in Cornell, 1979), da enačba (3.60) predstavlja nepristransko oceno za pričakovano vrednost slučajne spremenljivke  $Y$ . Nepristransko oceno za varianco slučajne spremenljivke  $Y$  lahko izračunamo z enačbo:

$$V[Y] = \frac{1}{N_{Sim} - 1} \cdot \sum_{i=1}^{N_{Sim}} (E[Y] - g(\mathbf{x}_i))^2. \quad (3.62)$$

V našem primeru funkcija  $g$  v enačbah (3.57–3.62) simbolično predstavlja metodo N2, ki jo uporabimo pri različnih intenzitetah potresne obtežbe in tako določimo ciljni pomik konstrukcije v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe. Tako imenovano inkrementalno metodo N2 oz. metodo IN2 sta na determinističnem modelu uporabila Dolšek in Fajfar (2007). Zato imenujemo celoten postopek analize po enačbah (3.57–3.62) razširjena metoda IN2. Ta je razdeljena na dva dela, skupno pa metodo sestavlja pet korakov (glej graf na sliki 3.9). V prvem delu je treba najbolj negotove parametre najprej definirati kot slučajne spremenljivke. Nato na podlagi izbranih slučajnih spremenljivk generiramo  $N_{Sim}$  vektorjev  $\mathbf{x}_i = \{x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{iN_{var}}\}$ , pri čemer uporabimo metodo vzorčenja v latinskih hiperkockah (LHS). Prvi opis metode LHS, ki smo ga našli v literaturi izhaja iz leta 1979 (McKay in sod., 1979). V doktorski študiji uporabljamo verzijo, ki sta jo za reševanje inženirskih problemov predlagala Vořechovský in Novák (2003, 2009). Metoda LHS je izredno učinkovita, saj je najmanjše zahtevano število simulacij, pri katerem še dosežemo zahtevano natančnost rezultatov, mnogo manjše kot pri običajni metodi Monte Carlo. V tretjem koraku generiramo skupino  $N_{Sim}$  konstrukcijskih modelov, pri čemer nam vsaka simulacija slučajnega vektorja  $\mathbf{x}_i = \{x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{iN_{var}}\}$ ,  $i = 1, 2, \dots, N_{Sim}$ , služi za generiranje enega modela. V četrtem koraku je treba za vsak model iz skupine  $N_{Sim}$  konstrukcijskih modelov z izračunati potresni odziv konstrukcije. Pri tem potresnega odziva konstrukcijskih modelov ne računamo le za neko določeno potresno intenziteto, pač pa za vsak konstrukcijski model iz skupine modelov izračunamo odziv

konstrukcije pri različnih intenzitetah potresa. Delni rezultat razširjene metode IN2 je torej skupina t.i. krivulj IN2, ki predstavljajo odnose med intenziteto potresne obtežbe in odzivom konstrukcije (glej Dolšek in Fajfar, 2007). Na podlagi skupine krivulj IN2 ter z uporabo enačb (3.57–3.58) ter (3.60–3.62) nato ocenimo mediano in razpršenost konstrukcijske kapacitete za izbrano mejno stanje. Ocenimo lahko tudi mediano skupine krivulj IN2, ki ponazarja pričakovan odziv konstrukcije oziroma potresno zahtevo v odvisnosti od potresne intenzitete, ali ocenimo razpršenost v potresni zahtevi pri različnih intenzitetah. Osnovni koraki razširjene metode IN2 so prikazani na sliki 3.9.



Slika 3.9: Glavni koraki razširjene metode IN2.

Figure 3.9: The main steps of the extended IN2 method.

### 3.2.1 Opis osnovne metode N2 na stohastičnem modelu

Glavni koraki osnovne N2 metode (Fajfar, 2000) so:

- nelinearna statična analiza modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (model MDOF),
- pretvorba MDOF modela na ekvivalenten model z eno prostostno stopnjo (model SDOF),
- določitev potresnih zahtev modela SDOF z neelastičnimi spektri odziva in
- prevedba potresnega odziva iz modela SDOF na model MDOF.

**Nelinearna statična analiza modela z več prostostnimi stopnjami (MDOF).** Z nelinearno statično analizo izračunamo obtežno-deformacijsko krivuljo, ki predstavlja odnos med celotno obtežbo konstrukcije v horizontalni smeri in karakterističnim pomikom. Običajno se karakteristični pomik izbere na vrhu konstrukcije. Pri nelinearni statični analizi konstrukcije uporabimo razporeditev vodoravnih sil po višini konstrukcije, ki je enaka produktu etažnih mas in normiranih pomikov konstrukcije pri izbrani deformacijski obliki (Fajfar, 2000):

$$P_i(\mathbf{X}) = m_i(\mathbf{X}) \cdot \phi_i(\mathbf{X}); \quad i = 1, \dots, N_s \quad (3.63)$$

kjer je  $N_s$  število etaž konstrukcije,  $i$  indeks posamezno etažo in  $\mathbf{X}$  vektor slučajnih spremenljivk, s katerim modeliramo fizikalne in modelne negotovosti. Standardi večinoma predpisujejo uporabo dveh razporeditev sil. Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) na primer predpisuje konstantno porazdelitev sil po višini in porazdelitev v skladu s prvo nihajno obliko konstrukcije.

Praviloma je treba nelinearno statično analizo izvesti v pozitivni in negativni smeri obeh pravokotnih osi konstrukcije. Na tak način za konstrukcijo določimo po štiri obtežne-deformacijske krivulje, ki se med seboj razlikujejo glede na smer opravljene nelinearne statične analize. Tipični obliki obtežno-deformacijskih krivulj AB okvirov in AB okvirov s polnili prikazuje slika 3.10.

**Pretvorba na model z eno prostostno stopnjo (SDOF).** Osnova za določitev modela SDOF predstavlja idealizacija obtežne-deformacijske krivulje z odsekoma linearnimi črtami tako, da se idealiziran odnos med silo in pomikom čim bolj prilega dejanski obtežni-deformacijski krivulji.



Glede na to ali analiziramo AB okvire ali AB okvire s polnili, ločimo dva različna tipa idealizacije. V primeru AB okvirov uporabimo enostavno bilinearno oziroma idealno elasto-plastično obliko idealizacije, kjer elastičnemu območju z ekvivalentno elastično togostjo sledi območje plastifikacije brez utrditve (slika 3.10a). V tem primeru je idealizacija določena s točko  $T_1(D_y, F_y)$ , ki obenem predstavlja mejo elastičnosti idealiziranega sistema in največjo silo, ki jo lahko idealizirani sistem prevzame. Ker je idealna elasto-plastična idealizacije razmeroma enostavna, z njo ne moremo zajeti redukcije nosilnosti AB okvirov s polnili, saj so polnila običajno krhka in degradirajo pri bistveno manjšem pomiku kot okviri. Zaradi tega je potrebno obtežno-deformacijsko krivuljo AB okvirov s polnili idealizirati z več-linearno obliko. Smiselna je razdelitev obtežne-deformacijske krivulje na štiri območja, kot to predlagata Dolšek in Fajfar (Dolšek, 2002, Dolšek in Fajfar, 2004, Dolšek in Fajfar, 2005), (glej sliko 3.10b). Prvo in drugo območje obtežne-deformacijske krivulje, kjer konstrukcija preide iz elastičnega v neelastično območje, idealiziramo z bilinearno obliko. Ti dve območji sta definirani s točkama  $T_1(D_y, F_y)$  in  $T_2(D_s, F_s)$ . Sili v točkah  $T_1$  in  $T_2$  predstavljata maksimalno silo, ki jo prevzame idealiziran sistem, pripadajoča pomika pa predstavljata mejo elastičnosti in mejo upadanja nosilnosti zaradi prekoračene nosilnosti polnil. Tretje območje idealizacije pripada območju upadanja nosilnosti idealiziranega sistema in je navzgor omejeno s točko  $T_3(D_u, F_u)$ . Pomik v točki  $T_3$  je enak pomiku, pri katerem vsa polnila v kritični etaži povsem izgubijo nosilnost, sila v točki  $T_3$  pa je enaka preostali nosilnosti AB okvira brez polnil. Ko vsa polnila odpovedo nosi samo še okvirni sistem. To zadnje območje lahko idealiziramo z vodoravno črto brez utrditve. Tipični obliki dejanskih in idealiziranih obtežnih-deformacijskih krivulj sta za AB okvire in AB okvire s polnili prikazani na slikah 3.10a in 3.10b.

Na osnovi idealiziranega odnosa med prečno silo ob vpetju in pomikom na vrhu konstrukcije določimo karakteristike ekvivalentnega modela SDOF. Gre za klasično prevedbo karakteristik modela MDOF na karakteristike modela SDOF. To naredimo tako, da delimo sile in pomike na idealizirani ovojnici s faktorjem transformacije  $\Gamma(\mathbf{X})$  (Fajfar, 2000):

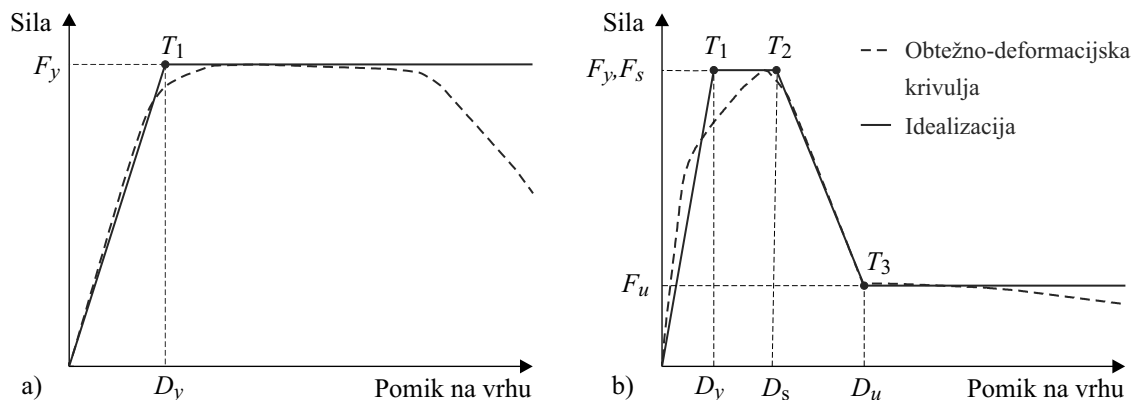
$$F^*(\mathbf{X}) = \frac{F(\mathbf{X})}{\Gamma(\mathbf{X})}, \quad D^*(\mathbf{X}) = \frac{D(\mathbf{X})}{\Gamma(\mathbf{X})}, \quad (3.64)$$

pri čemer je faktor  $\Gamma(\mathbf{X})$  odvisen od predpostavljenega približka za deformacijsko obliko  $\phi(\mathbf{X})$  in od vektorja etažnih mas  $m(\mathbf{X})$ :

$$\Gamma(\mathbf{X}) = \frac{m^*(\mathbf{X})}{\sum m_i(\mathbf{X}) \cdot \phi_i^2(\mathbf{X})}; \quad m^*(\mathbf{X}) = \sum m_i(\mathbf{X}) \cdot \phi_i(\mathbf{X}), \quad (3.65)$$

kjer je z  $m^*(\mathbf{X})$  označena masa ekvivalentnega modela SDOF. Dobimo idealizirani odnos med silo in pomikom, ki je po obliki enak idealiziranemu odnosu med prečno silo ob vpetju in pomikom na vrhu modela MDOF, le merilo je spremenjeno sorazmerno s faktorjem transformacije  $\Gamma(\mathbf{X})$ . Ohrani se tudi začetni nihajni čas, ki ga za model SDOF izračunamo z enačbo:

$$T(\mathbf{X}) = 2\pi \sqrt{\frac{m^*(\mathbf{X}) \cdot D_y^*(\mathbf{X})}{F_y^*(\mathbf{X})}}. \quad (3.66)$$



Slika 3.10: Tipične oblike izračunanih in idealiziranih obtežno-deformacijskih krivulj a) AB okvirov in b) AB okvirov s polnili.

Figure 3.10: Typical shape for calculated and idealized force-deformation relationship (pushover curve) of a) bare and b) infilled RC frames.

**Določitev potresnih zahtev modela SDOF z neelastičnimi spektri odziva.** Potresno zahtevo modela SDOF določimo tako, da idealizirani odnos primerjamo z zahtevami potresa, ki so definirane z neelastičnimi spektri odziva. Spektri odziva so definirani v formatu spektralni pospešek - spektralni pomik. V ta namen je treba predhodno sile  $F^*(\mathbf{X})$  na idealiziranem odnosu še deliti z ekvivalentno maso. Nastali diagram v formatu spektralni pospešek - spektralni pomik imenujemo diagram kapacitete (Fajfar, 2000):

$$S_a(\mathbf{X}) = \frac{F^*(\mathbf{X})}{m^*(\mathbf{X})}. \quad (3.67)$$

Potresne zahteve neelastičnega sistema v N2 metodi ne določamo iz elastičnega spektra odziva, pač pa uporabljamo enačbo, s katero lahko za neelastični sistem določimo iz elastičnega spektra neelastični spekter odziva. Pri izpeljavi enačbe za neelastični spekter izhajamo iz zveze med elastičnim spektrom pomikov in spektrom pospeškov:

$$S_{de}(\mathbf{X}) = \frac{T^2(\mathbf{X})}{4\pi^2} \cdot S_{ae}(\mathbf{X}), \quad (3.68)$$

kjer pomeni  $T(\mathbf{X})$  začetni nihajni čas idealiziranega sistema z eno prostostno stopnjo,  $S_{ae}(\mathbf{X})$  pa je elastični spektralni pospešek izračunan pri času  $T(\mathbf{X})$ . Z zgornjo enačbo lahko izračunamo spektralni pomik modela SDOF le v primeru, če se sistem obnaša elastično, oziroma, če je elastični spektralni pospešek sistema pri dani potresni obtežbi manjši ali enak od spektralnega pospeška  $S_{ay}(\mathbf{X}) = F_y^*(\mathbf{X})/m^*(\mathbf{X})$ , pri katerem neelastični sistem doseže točko tečenja. Zato izračunamo neelastični spektralni pomik modela SDOF tako, da spektralni pomik na meji tečenja, ki ga izračunamo z enačbo:

$$S_{dy}(\mathbf{X}) = \frac{T^2(\mathbf{X})}{4\pi^2} \cdot S_{ay}(\mathbf{X}), \quad (3.69)$$

pomnožimo s faktorjem potrebne duktilnosti  $\mu(\mathbf{X})$ , ki odraža potresne zahteve v nelinearnem območju odziva modela SDOF. Če to storimo, dobimo naslednjo enačbo za določitev neelastičnega spektralnega pomika:

$$S_d(\mathbf{X}) = \mu(\mathbf{X}) \cdot \frac{T^2(\mathbf{X})}{4\pi^2} \cdot S_{ay}(\mathbf{X}). \quad (3.70)$$

Ker želimo neelastični spektralni pomik izraziti v odvisnosti od elastičnega spektralnega pospeška  $S_{ae}(\mathbf{X})$  definiramo redukcijski faktor  $R_\mu(\mathbf{X})$  kot razmerje med elastičnim spektralnim pospeškom in spektralnim pospeškom neelastičnega sistema na meji elastičnosti:

$$R_\mu(\mathbf{X}) = \frac{S_{ae}(\mathbf{X})}{S_{ay}(\mathbf{X})}. \quad (3.71)$$

Če sedaj zgornjo enačbo upoštevamo v enačbi (3.70) lahko izpeljemo naslednjo splošno enačbo za določitev ciljnega pomika sistema z eno prostostno stopnjo:

$$S_d(\mathbf{X}) = \frac{\mu(\mathbf{X})}{R_\mu(\mathbf{X})} \cdot \frac{T^2(\mathbf{X})}{4\pi^2} \cdot S_{ae}(\mathbf{X}). \quad (3.72)$$

V zgornji enačbi predstavljajo neelastične spektre odziva zveze med redukcijskim faktorjem  $R_\mu(\mathbf{X})$ , duktilnostjo  $\mu(\mathbf{X})$  in začetnim nihajnim časom idealiziranega sistema  $T(\mathbf{X})$ . Tako imenovani  $R_\mu - \mu - T$  odnosi, ki se danes uporabljajo v obstoječi metodi N2 (glej Fajfar, 2000, Dolšek, 2002, Dolšek in Fajfar, 2004), so bili razviti na podlagi rezultatov obsežnih parametričnih študij nelinearnega dinamičnega odziva ekvivalentnih sistemov z eno prostostno stopnjo. Pri tem so bili v parametričnih analizah spreminjani različni parametri, ki se nanašajo na obliko idealiziranega odnosa med silo in pomikom in imajo lahko pomemben vpliv na nelinearen odziv konstrukcije. Upoštevane so bile tudi negotovosti v določitvi potresne obtežbe (različni akcelerogrami). Obstoječi  $R_\mu - \mu - T$  odnosi predstavljajo zveze med elastičnim in neelastičnim spektrom odziva in se glede na negotovosti zaradi potresne obtežbe uporabljajo za določevanje povprečnega potresnega odziva stavb.

Glede na obliko odnosa med silo in pomikom neelastičnega sistema ločimo dve vrsti  $R_\mu - \mu - T$  odnosov. V primeru AB okvirov, katerih nelinearno obnašanje lahko ponazorimo z bilinearno elasto-plastično ovojnico sila - pomik na vrhu, se duktilnost pri danem začetnem času izrazi v odvisnosti od faktorja redukcije z naslednjimi empiričnimi zvezami (Fajfar, 2000):

$$\mu(\mathbf{X}) = \begin{cases} (R_\mu(\mathbf{X}) - 1) \cdot \frac{T_C}{T(\mathbf{X})} + 1 & \dots \quad T(\mathbf{X}) < T_C \\ R_\mu(\mathbf{X}) & \dots \quad T(\mathbf{X}) \geq T_C, \end{cases} \quad (3.73)$$

kjer je  $T_C$  karakteristični nihajni čas, ki je običajno definiran na meji med konstantnim spektralnim pospeškom in konstantno spektralno hitrostjo v elastičnem spektru. V primeru, da  $T(\mathbf{X}) \geq T_C$ , velja, da je redukcijski faktor neelastičnega sistema po vrednosti enak duktilnosti. Če to upoštevamo v enačbi (3.72) za določitev neelastičnega spektra pomikov, potem lahko izpeljemo pravilo, da je pomik

neelastičnega sistema s srednje dolgim ali dolgim nihajnim časom enak pomiku elastičnega sistema z enakim nihajnim časom.

Določitev potresnega odziva modela SDOF z neelastičnimi spektri za dano potresno intenziteto prikažemo na kvalitativen način tako, da na isto sliko v formatu spektralni pospešek - pomik na vrhu narišemo elastični in neelastični spekter odziva ter diagram kapacitete (glej sliko 3.11a). V tej sliki določa elastični odziv sistema spekter po Evrokodu 8, neelastični odziv pa določa neelastični spekter, ki ga izračunamo z enačbami (3.71) do (3.73). Radialna linija elastičnega dela idealiziranega diagrama kapacitete predstavlja začetni nihajni čas  $T(\mathbf{X})$ . Presečišče te radialne linije in elastičnega spektra odziva predstavlja na ordinati diagrama elastični spektralni pospešek  $S_{ae}(\mathbf{X})$ , ki bi ga morala konstrukcija prenesti, če bi se obnašala elastično, na abscisi pa predstavlja to presečišče pripadajoči elastični pomik  $S_{de}(\mathbf{X})$  modela SDOF. Ker se konstrukcija ne obnaša elastično, predstavlja največji spektralni pospešek konstrukcije spektralni pospešek na meji elastičnosti  $S_{ay}(\mathbf{X})$ , pomik neelastičnega sistema  $S_d(\mathbf{X})$  pa je enak pomiku na presečišču neelastičnega spektra odziva in vodoravne linije, ki ustreza spektralnemu pospešku na meji elastičnosti. V primeru AB okvirov s srednje dolgim ali dolgim nihajnim časom je pomik neelastičnega sistema  $S_d(\mathbf{X})$  enak elastičnemu pomiku  $S_{de}(\mathbf{X})$ .

V primeru sistemov z upadanjem nosilnosti obliko  $R_\mu - \mu - T$  odnosov prav tako razdelimo glede na začetni nihajni čas idealiziranega sistema, poleg tega pa se na posameznih območjih  $R_\mu - \mu - T$  odnosi takih sistemov razlikujejo tudi glede na zahtevano duktilnost neelastičnega sistema. Duktilnost pri danem začetnem času se izrazi v odvisnosti od faktorja redukcije z enačbo (Dolšek, 2002, Dolšek in Fajfar, 2004):

$$\mu(\mathbf{X}) = \frac{1}{c(\mathbf{X})} \cdot (R(\mathbf{X}) - R_0(\mathbf{X})) + \mu_0(\mathbf{X}), \quad (3.74)$$

pri čemer je parameter  $c(\mathbf{X})$  določen z zvezami:

$$c(\mathbf{X}) = \begin{cases} 0.7 \cdot (T(\mathbf{X})/T_C) & \dots R(\mathbf{X}) \leq R_s(\mathbf{X}), & T(\mathbf{X}) \leq T_C \\ 0.7 + 0.3\Delta T(\mathbf{X}) & \dots R(\mathbf{X}) \leq R_s(\mathbf{X}), & T_C < T(\mathbf{X}) \leq T_D^*(\mathbf{X}) \\ 0.7\sqrt{r_u(\mathbf{X})}(T(\mathbf{X})/T_C)^{1/\sqrt{r_u(\mathbf{X})}} & \dots R(\mathbf{X}) > R_s(\mathbf{X}), & T(\mathbf{X}) \leq T_C \\ 0.7\sqrt{r_u(\mathbf{X})}(1 - \Delta T(\mathbf{X})) + \Delta T(\mathbf{X}) & \dots R(\mathbf{X}) > R_s(\mathbf{X}), & T_C < T(\mathbf{X}) \leq T_D^*(\mathbf{X}) \\ 1 & \dots & T(\mathbf{X}) > T_D^*(\mathbf{X}) \end{cases} \quad (3.75)$$

in so  $R_s(\mathbf{X})$ ,  $T_D^*(\mathbf{X})$  in  $\Delta T(\mathbf{X})$  enaki:

$$T_D^*(\mathbf{X}) = T_D \sqrt{2 - r_u(\mathbf{X})}, \quad \Delta T(\mathbf{X}) = \frac{T(\mathbf{X}) - T_C}{T_D \sqrt{2 - r_u(\mathbf{X})} - T_C}, \quad (3.76)$$

$$R_s(\mathbf{X}) = \begin{cases} 0.7(T(\mathbf{X})/T_C)(\mu_s(\mathbf{X})-1)+1 & \dots & T(\mathbf{X}) \leq T_C \\ (0.7+0.3\Delta T(\mathbf{X}))(\mu_s(\mathbf{X})-1)+1 & \dots & T_C < T(\mathbf{X}) \leq T_D^*(\mathbf{X}) \\ \mu_s(\mathbf{X}) & \dots & T(\mathbf{X}) > T_D^*(\mathbf{X}), \end{cases} \quad (3.77)$$

parametra  $\mu_0(\mathbf{X})$  in  $R_0(\mathbf{X})$  pa sta definirana z enačbama:

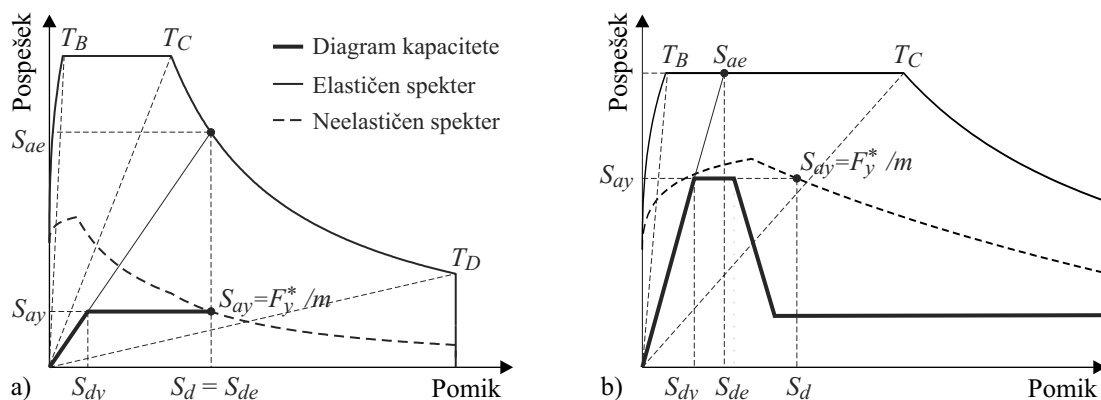
$$\mu_0(\mathbf{X}) = \begin{cases} 1 & \dots & R(\mathbf{X}) \leq R_s(\mathbf{X}) \\ \mu_s(\mathbf{X}) & \dots & R(\mathbf{X}) > R_s(\mathbf{X}), \end{cases} \quad (3.78)$$

$$R_0(\mathbf{X}) = \begin{cases} 1 & \dots & R(\mathbf{X}) \leq R_s(\mathbf{X}) \\ R_s(\mathbf{X}) & \dots & R(\mathbf{X}) > R_s(\mathbf{X}). \end{cases} \quad (3.79)$$

Mejne vrednosti duktilnosti in redukcijskega faktorja v zgornjih enačbah se nanašajo na pomike in sile na idealizirani ovojnici obtežne-deformacijske krivulje (glej sliko 3.10b). Pri tem  $\mu_s(\mathbf{X})$  in  $R_s(\mathbf{X})$  pomenita duktilnost in redukcijski faktor na meji upadanja nosilnosti,  $r_u(\mathbf{X})$  je razmerje med preostalo nosilnostjo idealiziranega sistema po odpovedi polnil (točka  $T_3$ ) in maksimalno nosilnostjo sistema (točka  $T_2$ ),  $T_D$  pa je karakteristični nihajni čas, definiran na meji med konstantno spektralno hitrostjo in konstantnim spektralnim pomikom v elastičnem spektru odziva. Tudi v tem primeru lahko določitev odziva neelastičnega sistema shematično ponazorimo v formatu spektralni pospešek - spektralni pomik. Za ta namen smo narisali na sliki 3.11b primer diagrama spektralni pospešek - spektralni pomik, v katerem primerjamo tipični diagram kapacitete za poljuben AB okvir s polnili s potresnimi zahtevami. Slika prikazuje štiri-linearen diagram kapacitete idealiziranega neelastičnega sistema z upadanjem nosilnosti ter elastični in neelastični spekter odziva, ki ga lahko izračunamo z enačbami (3.71) in (3.72) ter (3.74) do (3.79). Elastični odziv sistema pri dani intenziteti potresne obtežbe predstavlja, enako kot pri bilinearnemu elasto-plastičnemu diagramu kapacitete, vrednost v elastičnem spektru odziva, neelastični odziv pa predstavlja stičišče neelastičnega spektra in bilinearne lomljene črte, ki ponazarja odnos med spektralnim pospeškom in pomikom neelastičnega sistema. Slika 3.11b prikazuje splošen primer določitve potresne zahteve modela SDOF poljubnega AB okvira s polnili, pri čemer pa ne velja pravilo enakosti elastičnih in neelastičnih pomikov. Pravilo enakih pomikov velja v primeru, če  $r_u(\mathbf{X}) = 1$  in  $T(\mathbf{X}) > T_D$  ali kadar  $T(\mathbf{X}) > T_D^*(\mathbf{X})$ .

**Prevedba potresnega odziva na model MDOF.** Potem, ko z neelastičnimi spektri pri dani potresni intenziteti izračunamo potresno zahtevo modela SDOF, je potrebno izračunani pomik še pretvoriti na model MDOF. To storimo tako, da spektralni pomik pomnožimo s faktorjem za transformacijo  $\Gamma(\mathbf{X})$ :

$$D(\mathbf{X}) = \Gamma(\mathbf{X}) \cdot S_d(\mathbf{X}). \quad (3.80)$$



Slika 3.11: Grafična določitev potresne zahteve ekvivalentnega modela SDOF v formatu spektralni pospešek - pomik na vrhu za a) bi-linearen in b) več-linearen diagram kapacitete.

Figure 3.11: Graphic determination of seismic demand of equivalent SDOF model in acceleration - displacement format for a) bi-linear and b) multi-linear capacity diagram.

### 3.2.2 Določitev skupine $N_{Sim}$ konstrukcijskih modelov

Točna določitev ciljnega pomika z enačbami (3.71–3.80) ni možna zaradi uvedbe slučajnih spremenljivk. Zato so potrebne simulacije. Slednje izvajamo z metodo LHS, pri čemer moramo najprej generirati vrednosti slučajnih spremenljivk, na podlagi katerih nato sestavimo skupino konstrukcijskih modelov. S to skupino konstrukcijskih modelov, ki jo imenujemo kar stohastični model konstrukcije, približno določimo vplive slučajnih spremenljivk, s katerimi smo modelirali fizikalne in modelne negotovosti.

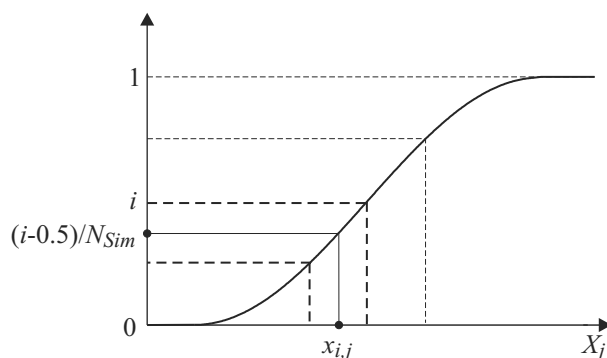
V postopku določevanja konstrukcijskih modelov je potrebno najprej poiskati glavne vire fizikalnih in modelnih negotovosti. Izbrane negotove parametre definiramo z  $N_{Var}$  slučajnimi spremenljivkami  $X_1, X_2, \dots, X_{N_{Var}}$ , njihove vrednosti pa določimo z metodo LHS. To je posebna metoda za stratificirano slučajno vzorčenje in uporablja inverzne funkcije verjetnostnih porazdelitev slučajnih spremenljivk. Generiranje slučajnih spremenljivk temelji na vzorcu enakomerno porazdeljene slučajne spremenljivke  $U$  s porazdelitveno funkcijo  $F_U(u) = u$  za  $0 \leq u \leq 1$ , in uporablja v osnovni različici enakomerno razdelitev intervala  $(0,1)$ . To pomeni, da pri metodi LHS razdelimo definicijsko območje vsake slučajne spremenljivke na  $N_{Sim}$  podobmočij (stratumov). Iz vsakega izmed  $N_{Sim}$  stratumov izberemo po eno vrednost slučajne spremenljivke, običajno v težišču izbranega podobmočja, lahko pa jo izberemo tudi naključno v skladu s porazdelitveno funkcijo slučajne spremenljivke. Takšno generiranje vrednosti slučajnih spremenljivk je enostavno, obenem pa ohranja v svoji zasnovi elemente slučajnosti, saj je v vzorcu posamezne slučajne spremenljivke enakomerno zastopano celotno njeno definicijsko območje. Zato je metoda LHS v primerjavi z običajno metodo Monte Carlo precej bolj učinkovita, saj zahteva občutno manj simulacij.

Postopek določevanja vrednosti slučajnih spremenljivk po metodi LHS je naslednji. Najprej je potrebno za vsako izmed  $N_{Var}$  slučajnih spremenljivk določiti  $N_{Sim}$  vrednosti. To storimo po naslednjem pravilu:

$$x_{ij} = F_j^{-1}(p_{ij}) = F_j^{-1}\left(\frac{i-0.5}{N_{Sim}}\right), \quad i = 1, \dots, N_{Sim}, \quad j = 1, \dots, N_{Var}, \quad (3.81)$$

kjer je  $x_{ij}$   $i$ -ta vrednost  $j$ -te slučajne spremenljivke  $X_j$ ,  $p_{ij}$  je izbrana vrednost na intervalu  $(0, 1)$ , ki ustreza  $i$ -ti vrednosti slučajne spremenljivke  $X_j$  in predstavlja verjetnost, da slučajna spremenljivka  $X_j$  zasede vrednost, ki je manjša ali enaka  $x_{ij}$ ,  $F_j^{-1}$  pa je inverzna funkcija porazdelitvene funkcije  $F_j$  slučajne spremenljivke  $X_j$ , izračunana pri vrednosti  $p_{ij}$ . Vrednosti  $p_{ij}$  predstavljajo  $N_{Sim}$  točk na intervalu od  $0.5/N_{Sim}$  do  $1 - 0.5/N_{Sim}$ . Opisani postopek generiranja vrednosti slučajnih spremenljivk je grafično prikazan na sliki 3.12, vzorec slučajnih spremenljivk, ki ga generiramo z metodo LHS, pa je prikazana v preglednici 3.1.

Pri generiranju vrednosti slučajnih spremenljivk z enačbo (3.81) lahko vnesemo med posamezne slučajne spremenljivke neželeno soodvisnost. Namesto predpisane stopnje korelacije med dvema slučajnima spremenljivkama, npr. s faktorjem 0, kadar sta slučajni spremenljivki neodvisni, je koeficient korelacije  $k_{cor}$ , ki ga izračunamo na podlagi vrednosti slučajnih spremenljivk, enak 1, kadar sta funkciji verjetnostnih porazdelitev obeh slučajnih spremenljivk istega tipa, in približno 1, če se tipa porazdelitev razlikujeta. Vrednosti  $x_{ij}$ , ki jih določimo z enačbo (3.81), zato niso primerne za določitev skupine konstrukcijskih modelov, saj se generirana korelacijska matrika  $S$ , ki jo izračunamo na podlagi generiranega vzorca slučajnih spremenljivk, ne sklada s ciljno korelacijsko matriko  $K$  v mejah zahtevane natančnosti. Odstopanje med korelacijskima matrikama  $S$  in  $K$  zmanjšamo s slučajno permutacijo elementov  $x_{ij}$ . Za ta namen smo uporabili algoritem za optimizacijo, ki se imenuje simulirano ohlajanje (*Simulated Annealing*). Metoda je bila prvič uporabljena v začetku 80-ih let (Kirkpatrick in sod., 1983).



Slika 3.12: Inverzna metoda generiranja vrednosti slučajne spremenljivke  $X_j$ .

Figure 3.12: Inverse transformation method for sampling of the random variable  $X_j$ .

Preglednica 3.1: Shema  $N_{Sim}$  generiranih vrednosti  $N_{Var}$  slučajnih spremenljivk.

Table 3.1: Sampling scheme for  $N_{Sim}$  evaluations of  $N_{Var}$  random variables.

Simulacija	Slučajna spremenljivka			
	$X_1$	$X_2$	...	$X_{N_{Var}}$
1	$x_{11}$	$x_{12}$	...	$x_{1N_{Var}}$
2	$x_{21}$	$x_{22}$	...	$x_{2N_{Var}}$
...	...	...	...	...
$N_{Sim}$	$x_{N_{Sim}1}$	$x_{N_{Sim}2}$	...	$x_{N_{Sim}N_{Var}}$

Za namen optimizacije korelacijske matrike po metodi simuliranega ohlajanja definiramo normo  $E$ , ki predstavlja mero za odstopanje med generirano in ciljno korelacijsko matriko:

$$E = \frac{2}{N_{var}(N_{var} - 1)} \sqrt{\sum_{i=1}^{N_{var}-1} \sum_{j=i+1}^{N_{var}} (S_{ij} - K_{ij})^2}. \quad (3.82)$$

V zgornjem izrazu predstavljajo  $S_{ij}$  in  $K_{ij}$  vrednosti generiranih in ciljnih korelacijskih koeficientov med slučajnima spremenljivkama  $X_i$  in  $X_j$ . V normo  $E$  so zajeta odstopanja med korelacijami vseh možnih parov slučajnih spremenljivk. Ker je normirana glede na celotno število parov slučajnih spremenljivk, predstavlja norma  $E$  sprejemljivo mero za merjenje odstopanja med generirano in ciljno korelacijsko matriko tudi v primeru, kadar obravnavamo večje število slučajnih spremenljivk. Začetna vrednost norme  $E$  je običajno razmeroma velika. Zato začetno vrednost norme  $E$  minimiziramo s slučajnimi permutacijami elementov  $x_{ij}$  matrike v preglednici 3.1. V vsakem koraku iteracije naključno izberemo dve vrstici v slučajni matriki, npr.  $\mathbf{x}_i = \{x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{iN_{var}}\}$ ,  $i = m, n$ , v katerih zamenjamo vrednosti naključno izbrane slučajne spremenljivke  $x_{mj}$  in  $x_{nj}$ , ter preverimo z normo  $E$  ali da nova razporeditev vrednosti slučajnih spremenljivk boljše ujemanje korelacijskih matrik ali ne. V primeru, da je vrednost norme  $E$  v koraku  $k+1$  manjša od predhodne vrednosti,  $E_{k+1} < E_k$ , se tako dobljeni vzorec slučajnih spremenljivk upošteva kot izhodišče v naslednji iteraciji. V nasprotnem primeru, kadar  $E_{k+1} > E_k$ , pa se nova permutacija slučajnega vzorca sprejme kot ugodna rešitev, če ima slučajna spremenljivka:

$$Z = e^{-\Delta E/T} - R \quad (3.83)$$

pozitivno vrednost, kjer je  $\Delta E$  razlika med normo  $E_{k+1}$  in  $E_k$ ,  $T$  je tako imenovana temperatura,  $R$  pa je enakomerno porazdeljena slučajna spremenljivka na intervalu  $(0,1)$ . Parameter, ki predstavlja temperaturo  $T$  v enačbi (3.83), se uporablja po analogiji tehnologije v metalurgiji za postopno ohlajanje kovin, po čemer je metoda tudi dobila ime (*Simulated Annealing*). Začetno vrednost parametra  $T$  v nizu ponovljenih iteracij določimo pri največji možni vrednosti norme  $E_{max}$  ter na podlagi dejstva, da je pri visokih vrednostih  $T$  vrednost izraza  $e^{-\Delta E/T}$  blizu 1.  $E_{max}$  lahko enostavno izračunamo na podlagi dejstva, da so vrednosti koeficientov korelacije v korelacijskih matrikah  $S$  in  $K$  vedno med  $-1$  in  $1$ . To storimo tako, da v enačbi (3.82) upoštevamo za koeficient korelacije  $S_{ij}$  vrednosti 1, če je pripadajoči korelacijski koeficient  $K_{ij}$  pozitiven, oziroma vrednosti  $-1$ , če je koeficient  $K_{ij}$  negativen.

V primeru majhne ali srednje stopnje korelacije med slučajnimi spremenljivkami običajno za začetno vrednost parametra  $T$  predpostavimo vrednost  $T_0 = 50 / N_{sim}$  (Vořechovský in Novák, 2009). Po določenem številu ponovljenih iteracij v optimizacijskem postopku znižamo začetno predpostavljeno vrednost  $T_0$  za določen faktor, ki ima običajno vrednost 0.95. Proces optimizacije norme  $E$  izvajamo toliko časa, dokler parameter  $T$  ne doseže dovolj nizke vrednosti (npr.  $10^{-5}$ ) oziroma dokler ni odstopanje med generirano in ciljno korelacijsko matriko v mejah sprejemljive natančnosti. Optimalno število ponovljenih iteracij  $N_{opt}$  v postopku optimizacije norme  $E$  med dvema zaporednima vrednostma parametra  $T$  je odvisno od velikosti vzorca slučajnih spremenljivk. Priporočeno število iteracij pri določeni vrednosti  $T$  je  $N_{opt} = N_{sim} \cdot N_{var}$ . Na primer, če imamo 10 slučajnih spremenljivk in je število simulacij enako 100, potem je  $N_{opt} = 100 \cdot 10 = 1000$ .



Rezultat opisanega optimizacijskega postopka je vzorec slučajnih spremenljivk. Ta vzorec je matrika ki jo sestavlja  $N_{Sim}$  vektorjev  $\mathbf{x}_i = \{x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{iN_{var}}\}$ ,  $i = 1, 2, \dots, N_{Sim}$ , in ima korelacijsko matriko  $S$ , ki se ujema v mejah zahtevane natančnosti s ciljno korelacijsko matriko  $K$ . Na podlagi tako dobljenih vektorjev  $\mathbf{x}_i = \{x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{iN_{var}}\}$  na koncu sestavimo skupino  $N_{Sim}$  konstrukcijskih modelov, ki predstavljajo stohastični model konstrukcije.

### 3.2.3 Določitev skupine krivulj IN2 in ocena parametrov potresnega odziva z upoštevanjem negotovosti

V drugem delu moramo za vsak model iz skupine  $N_{Sim}$  konstrukcijskih modelov izračunati krivuljo IN2. Slednje predstavljajo odnos med intenziteto potresne obtežbe in odzivom konstrukcije, pri čemer intenziteto potresne obtežbe izrazimo z elastičnim spektralnim pospeškom ali z maksimalnim pospeškom tal. Odziv konstrukcije merimo s poljubnim parametrom potresnega odziva, npr. s pomikom na vrhu konstrukcije, lahko pa izberemo tudi največji etažni pomik. Krivulje IN2 določimo tako, da izračunamo odziv (ciljni pomik) za skupino  $N_{Sim}$  konstrukcijskih modelov ter za različne intenzitete potresne obtežbe vse do največje intenzitete, pri kateri konstrukcija preide v mejno stanje blizu porušitve. Za pomike, večje od pomika v mejnem stanju blizu porušitve, so krivulje IN2 vodoravne črte. Pretekle raziskave so pokazale, da lahko tako razmeroma dobro ocenimo nelinearno obnašanje konstrukcij v primeru, da odziv konstrukcije ni v območju globalne porušitve (glej Vamvatsikos in Dolšek, 2010). Odziva konstrukcije v območju globalne porušitve z metodo N2 ne znamo izračunati, saj z neelastičnimi spektri odziva ne moremo ustrezno zajeti območja padanja nosilnosti. Zaradi tega običajno definiramo mejno stanje blizu porušitve s pomikom, ki ustreza 80% nosilnosti konstrukcije na padajoči veji obtežno-deformacijske krivulje (glej sliko 2.1).

Tipične krivulje IN2, ki so značilne za AB okvire, so na kvalitativen način prikazane na sliki 3.13. Slika prikazuje krivulje IN2 in točke mejnih stanj blizu porušitev za skupino konstrukcijskih modelov ter 16., 50. in 84. kvantil pomikov v odvisnosti od potresne intenzitete. Prikazan je primer krivulj IN2 za okvir s srednjim ali dolgim osnovnim nihajnim časom,  $T(\mathbf{X}) \geq T_C$ . Ker v tem primeru velja pravilo enakosti pomikov, je zveza med elastičnim spektralnim pospeškom in pripadajočim pomikom linearna. Krivulje IN2 predstavljajo poševne ravne črte vse do točke v mejnem stanju blizu porušitve, kjer postanejo vodoravne črte. V primeru, da  $T(\mathbf{X}) \geq T_C$  so krivulje točno določene s točko v mejnem stanju blizu porušitve. Zato jih v takem primeru enostavno izračunamo tako, da izračunamo za vsak model točko v mejnem stanju blizu porušitve, odziv konstrukcije pri intenzitetah nižjih od intenzitete v mejnem stanju blizu porušitve pa enostavno določimo tako, da potegnemo ravne črte iz izhodišča koordinatnega sistema do točk, ki ponazarjajo mejna stanja blizu porušitve. Točke mejnega stanja blizu porušitve izračunamo tako, da posamezne modele iz skupine modelov izračunamo pri pomikih, ki ustrezajo 80% nosilnosti konstrukcije na padajoči veji obtežno-deformacijske krivulje, pripadajočo potresno intenziteto. Za ta namen moramo  $R_\mu - \mu - T$  odnose v enačbah (3.73–3.79) preurediti tako, da za dani začetni nihajni čas idealiziranega sistema  $T(\mathbf{X})$  izrazimo faktor redukcije  $R(\mathbf{X})$  v odvisnosti od duktilnosti  $\mu(\mathbf{X})$ . Za sistem z bilinearno elasto-plastično ovojnico sila - pomik velja:

$$R_\mu(\mathbf{X}) = \begin{cases} (\mu(\mathbf{X}) - 1) \cdot \frac{T(\mathbf{X})}{T_C} + 1 & \dots & T(\mathbf{X}) < T_C, \\ \mu(\mathbf{X}) & \dots & T(\mathbf{X}) \geq T_C, \end{cases} \quad (3.84)$$

za sistem z upadanjem nosilnosti, ki ga opišemo z več-linearno ovojnico, pa:

$$R_{\mu}(\mathbf{X}) = c(\mathbf{X}) \cdot (\mu(\mathbf{X}) - \mu_0(\mathbf{X})) + R_0(\mathbf{X}), \quad (3.85)$$

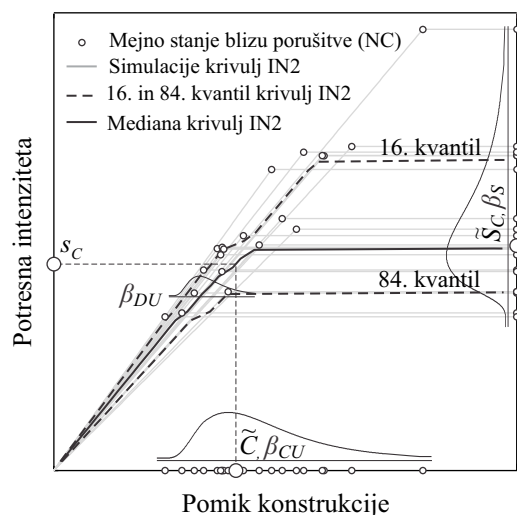
pri čemer v enačbah (3.81–3.85) zamenjamo intervala  $R(\mathbf{X}) \leq R_s(\mathbf{X})$  in  $R(\mathbf{X}) > R_s(\mathbf{X})$  z intervaloma  $\mu(\mathbf{X}) \leq \mu_s(\mathbf{X})$  in  $\mu(\mathbf{X}) > \mu_s(\mathbf{X})$ .

Na podlagi skupine krivulj IN2 lahko kvantificiramo vplive fizikalnih in modelnih negotovosti na oceno mediane in razpršenosti parametrov potresnega odziva. Te parametre potrebujemo, če želimo oceniti potresno tveganje konstrukcije. Čeprav moramo pri določevanju potresnega tveganja kvantificirati tudi razpršenost potresnega odziva zaradi vplivov negotovosti v potresni obtežbi, pa slednjih parametrov s krivuljami IN2 ne moremo kvantificirati in jih moramo predpostaviti. Zato bomo opisali le postopek, s katerim ocenimo mediano in razpršenost parametrov potresnega odziva zaradi vplivov fizikalnih in modelnih negotovosti.

Parametre potresnega odziva lahko izračunamo na dva načina, odvisno od tega, katero izmed dveh analitičnih metod izberemo za oceno srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja konstrukcije. V primeru, da izberemo metodo na osnovi pomikov (enačbe (3.14–3.18)), potem pričakovan odziv konstrukcije ocenimo na podlagi mediane skupine krivulj IN2, ki ponazarja zvezo med potresno intenziteto in mediano pomikov konstrukcije. Mediano krivulje IN2 določimo tako, da pri različnih intenzitetah potresne obtežbe izračunamo ciljne pomike za skupino konstrukcijskih modelov ter ocenimo mediane pomikov  $\tilde{D}(s)$ , ki jih povežemo v krivuljo (glej sliko 3.13). Mediano kapacitete pomikov  $\tilde{C}$  v izbranem mejnem stanju ter pripadajočo standardno deviacijo  $\beta_{CU}$  nato ocenimo na podlagi pomikov skupine konstrukcijskih modelov v izbranem mejnem stanju. Na sliki 3.13 je mediana krivulje IN2 narisana s črno odebeljeno črto, mediana kapacitete pomikov  $\tilde{C}$  pa je označena z črno-belim krogcem na mediani krivulje IN2.

V splošnem se vpliv fizikalnih in modelnih negotovosti z naraščanjem jakosti potresne obtežbe povečuje (Aslani in Miranda, 2005, Dolšek, 2009). To pomeni, da je razpršenost pomikov pri nizkih intenzitetah zanemarljiva, vendar narašča z večanjem potresne intenzitete. Zato standardne deviacije  $\beta_{DU}$  ne računamo za celoten odziv konstrukcije, pač pa predpostavimo konstantno vrednost. To je tudi ena od predpostavk, ki smo jih upoštevali pri izpeljavi analitične enačbe za oceno srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja.  $\beta_{DU}$  običajno ocenimo na podlagi pomikov, izračunanih pri intenziteti, ki približno ustreza kapaciteti konstrukcije.

V primeru, kadar za oceno srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja uporabimo metodo na osnovi intenzitete, povežemo potresno zahtevo in kapaciteto konstrukcije s potresno intenziteto. V tem primeru ni potrebno določiti mediane krivulje IN2. Potrebno je oceniti le mejno potresno intenziteto, pri kateri konstrukcije preide v izbrano mejno stanje obnašanja. Mediano mejne intenzitete  $\tilde{S}_C$  ter pripadajočo standardno deviacijo  $\beta_{SCU}$  ocenimo iz vzorca mejnih potresnih intenzitet za  $N_{Sim}$  simulacij.



Slika 3.13: Krivulje IN2 s točkami mejnega stanja blizu porušitve, krivulja mediane pomikov in krivulji, ki ustrežeta 16. oz. 84. kvantilu pomikov za skupino konstrukcijskih modelov. Oblika prikazanih krivulj IN2 je značilna za AB okvire.

Figure 3.13: The IN2 curves, showing the near-collapse limit state points, and 16<sup>th</sup>, 50<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles of IN2 curves for the group of structural models. The presented IN2 curves are typical for the RC frames.

Zapišimo sedaj enačbe, s katerimi lahko na podlagi statističnega vzorca ocenimo parametre porazdelitve slučajne spremenljivke. V statistiki ločimo dva tipa ocen: točkovno in intervalno oceno. Tu bomo obravnavali le točkovne ocene, in sicer metodo momentov in metodo največjega verjetja. Za ta namen definirajmo slučajno spremenljivko  $Y$ , ki predstavlja izbran parameter potresnega odziva (npr. pomik v odvisnosti od intenzitete, kapaciteta pomikov) ali mejno potresno intenziteto. Po metodi momentov mediano in standardno deviacijo naravnih logaritmov ocenimo na podlagi zveze med srednjo vrednostjo in mediano ter na podlagi zveze med varianco in standardno deviacijo naravnih logaritmov:

$$\tilde{Y} = E[Y] \cdot e^{-0.5 \cdot \beta_Y^2} \quad (3.86)$$

$$\beta_{\ln Y}^2 = \log\left(\frac{V[Y]^2}{E[Y]^2} + 1\right). \quad (3.87)$$

kjer sta  $E[Y]$  in  $V[Y]$  iz vzorca izračunani oceni za pričakovano vrednost in varianco slučajne spremenljivke  $Y$  (glej enačbe (3.60–3.62)).

Pri metodi največjega verjetja postopoma drugače. Mediano in standardno deviacijo naravnih logaritmov ocenimo neposredno iz statističnega vzorca, pri čemer v enačbah (3.60–3.62) upoštevamo namesto dejanskih vrednosti naravne logaritme slučajne spremenljivke  $Y$ :

$$\tilde{Y} = e^{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \log(y_i)}, \quad (3.88)$$

$$\beta_Y^2 = \frac{1}{N-1} \cdot \sum_{i=1}^N (\log(y_i) - E[\log(Y)])^2, \quad (3.89)$$

kjer je  $N$  število vrednosti v vzorcu (npr.  $N = N_{Sim}$ ). Z zgornjima enačbama lahko parametre verjetnostne porazdelitve ocenimo le v primeru, če vzorec, na podlagi katerega ocenimo pričakovano

vrednost  $E[Y]$  in varianco  $V[Y]$ , dobro predstavlja celotno populacijo slučajne spremenljivke. V našem primeru to ni vedno tako. Na primer, v mejnem stanju blizu porušitve (slika 3.13) je razpršenost potresnega odziva običajno razmeroma velika, natančnost ocene za standardno deviacijo  $\beta_{DU}$  pri intenziteti, ki pripada kapaciteti konstrukcije, pa vprašljiva, saj je večina konstrukcijskih modelov pri tej intenziteti že porušeni. V takih in podobnih primerih lahko  $\beta_{DU}$  le približno izračunamo. Ena možnost je, da  $\beta_{DU}$  približno izračunamo iz razlike med 84. in 16. kvantila:

$$\beta_{DU} \approx \frac{1}{2} \cdot \left[ \log\left(\frac{y_{50}}{y_{16}}\right) + \log\left(\frac{y_{84}}{y_{50}}\right) \right], \quad (3.90)$$

kjer je  $y_{16}$  16.,  $y_{50}$  50. in  $y_{84}$  84. »šteti« kvantil vzorca količine, za katero določamo parametre logaritemsko normalne porazdeljene slučajne spremenljivke.

### 3.3 Iterativni postopek nelinearne statične analize za približno upoštevanje strižnih porušitev AB elementov

Ocenjevanje obnašanja stavb pri delovanju potresne obtežbe zahteva določitev odziva v nelinearnem območju obnašanja. To je navadno zahtevna naloga, saj izbira ustreznega nelinearnega modela in metode za analizo vedno zahteva uravnoteženje med zahtevano natančnostjo in učinkovitostjo izbranega modela ter metode analize. Zaradi tega se za modeliranje potresnega odziva konstrukcij pogosto uporabljajo preprosti nelinearni modeli, s katerimi lahko razmeroma dobro simuliramo predvsem globalni odziv konstrukcije. Prednost enostavnih modelov je, da so numerično stabilni. To nam omogoči, da z njimi lahko modeliramo v nelinearnem območju obnašanja tudi večje in morda bolj komplicirane konstrukcijske sisteme. Na primer, AB okvire pogosto modeliramo z linijskimi končnimi elementi s koncentrirano plastičnostjo v vozliščih, poleg tega pri AB okvirih s polnili uporabljamo tlačne diagonale opečnih polnil, ki so z AB okvirjem povezane preko vozlišč med stebri in gredami. Pri tem uporabljamo pri AB okvirih s polnili največkrat enojne tlačne diagonale, kadar je cilj analize dobiti globalen odziv konstrukcije. Taki nelinearni modeli imajo veliko prednosti. Na primer, so učinkoviti in enostavni za uporabo, poleg tega enojne tlačne diagonale opečnih polnil ne zahtevajo dodatnega števila končnih elementov za modeliranje AB okvira. Kljub njihovi uporabnosti pa imajo enostavni modeli, s katerimi modeliramo AB okvire in AB okvire s polnili pomanjkljivosti. Na primer, z elementi s koncentrirano plastičnostjo za modeliranje stebrov in gred ter z enojnimi tlačnimi diagonalami opečnih polnil ne moremo neposredno simulirati interakcije med polnili in okvirom. Običajno so linijski elementi s koncentrirano plastičnostjo pripravljene za modeliranje upogibnega obnašanja AB stebrov in gred, pri čemer se zanemari interakcija med strižno silo in upogibnim momentom. Zato s takimi modeli ne moremo neposredno simulirati morebitnih strižnih porušitev AB elementov.

Točnejšo alternativo enostavnim nelinearnim modelom predstavljajo, na primer, elementi z več navpičnimi in horizontalnimi vzmetmi za modeliranje AB elementov (Yavari in sod., 2009) ter lupinasti končni elementi za modeliranje opečnih polnil (Combescure in Pegon, 2000, D'Ayala in sod., 2009). Za modeliranje opečnih polnil lahko uporabimo tudi modele z več tlačnimi diagonalami v vsaki smeri (Crisafulli in sod., 2000). S takimi modeli načeloma lahko neposredno zajamemo v račun interakcijo med polnilom in okvirjem ali modeliramo nelinearno strižno obnašanje AB stebrov in gred. Vendar je uporaba takih modelov še vedno dokaj omejena, predvsem kadar želimo simulirati potresni odziv velikih sistemov (glej Haselton in sod., 2009). Zaradi tega se danes za analizo še vedno dosti

uporabljajo enostavni nelinearni modeli, pri čemer se mejna stanja za količine, ki se v poenostavljenem nelinearnem modelu obravnavajo elastično ali fenomenološko neprimerno, preverijo z naknadno obdelavo rezultatov analize (Liel in sod., 2011). Če na podlagi rezultatov analize identificiramo porušitev katerega izmed elementov, katerega obnašanja ne moremo simulirati z enostavnimi nelinearnimi modeli, lahko na podlagi tega podamo konservativno oceno za nosilnost analiziranega konstrukcijskega sistema.

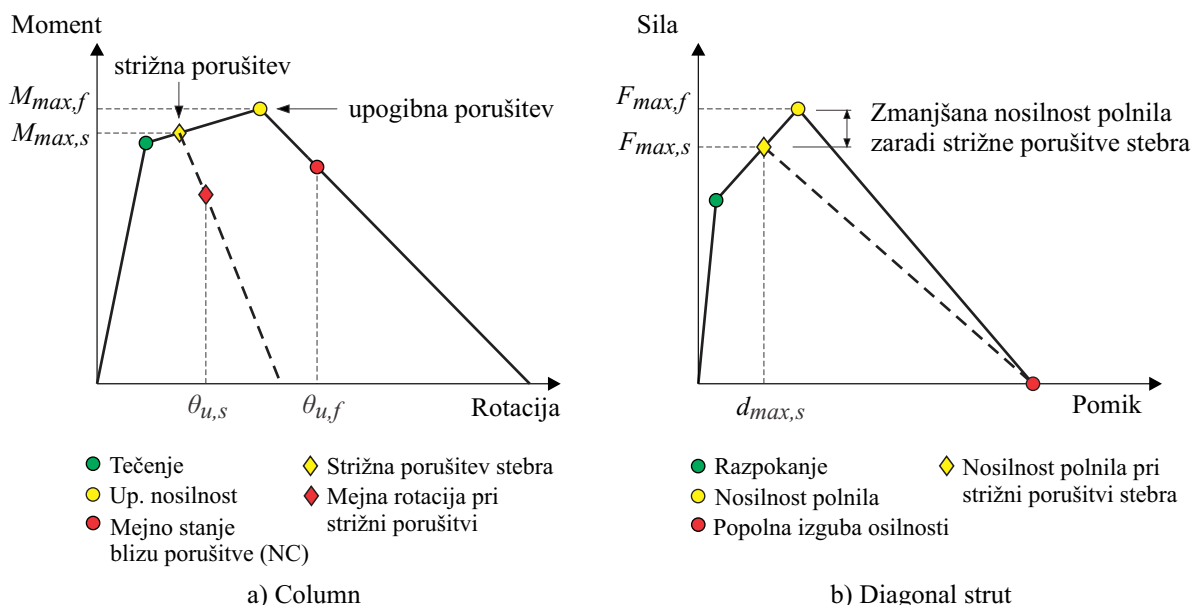
Pomanjkljivost opisanega pristopa je, da v analizi ne upoštevamo prerazporeditve notranjih sil med elementi. Da bi izboljšali zmogljivost nelinearnih metod, ki uporabljajo enostavne modele, smo razvili nelinearno metodo, pri kateri na podlagi rezultatov zaporednih nelinearnih analiz postopoma popravljamo začetni konstrukcijski model, tako da z enostavnimi modeli približno simuliramo učinke vplivov, ki jih sicer ne moremo neposredno simulirati. V doktorski disertaciji smo metodo uporabili za analizo odziva AB okvirov in AB okvirov s polnili z upoštevanjem strižnih porušitev stebrov. Po definiciji zahteva iterativni postopek nelinearne analize več kot eno ponovljeno nelinearno analizo. V vsaki iteraciji moramo po končani nelinearni analizi pregledati rezultate analize in v primeru, da identificiramo strižno porušitev stebra, ustrezno popraviti model. Popravljeni model nato uporabimo za analizo v naslednji iteraciji. Postopek ponavljanja nelinearnih analiz in modifikacije modela izvajamo vse dokler v modelu konstrukcije približno ne zajamemo vseh strižnih porušitev stebrov, ki jih neposredno z enostavnimi modeli ne bi mogli simulirati.

Ker v splošnem potrebujemo več nelinearnih analiz, je praktično, da namesto točne nelinearne dinamične analize za analizo AB okvirov in AB okvirov s polnili uporabimo nelinearno statično analizo. Za to obstaja več razlogov. Na primer, v primeru, da na odziv analizirane konstrukcije vpliva pretežno ena nihajna oblika, lahko z nelinearno statično analizo navadno dovolj natančno ocenimo globalen odziv konstrukcije in poškodovanost elementov (glej Krawinkler in Seneviratna, 1998). V to skupino spadajo tudi AB okviri in AB okviri s polnili. Pri AB okvirih s polnili se običajno tvori etažni porušni mehanizem v eni ali preko več etaž. Tak mehanizem obnašanja se da lepo simulirati z nelinearno statično analizo. Poleg tega je nelinearna statična analiza računsko mnogo preprostejša od dinamične analize. Zaradi tega predstavlja iterativna nelinearna metoda na osnovi nelinearne statične analize primerno orodje za praktično uporabo, posebej še v primeru, če je iterativni postopek analize avtomatiziran.

Iterativni postopek nelinearne statične analize lahko apliciramo na katerikoli konstrukcijski sistem. V nadaljevanju se bomo osredotočili na analizo AB okvirov in AB okvirov s polnili. Opisali bomo postopek, pri katerem na podlagi rezultatov nelinearne statične analize v primeru strižne porušitve stebra modificiramo ovojnico moment - rotacija AB stebra, pri čemer strižne sile v stebri, ki nastanejo zaradi interakcije s polnilom, izračunamo približno. Ker porušitev AB stebra lahko vpliva tudi na obnašanje sosednjega polnila popravimo tudi ovojnico sila - pomik opečnega polnila. Modificirane ovojnice predstavljajo model za nadaljnjo analizo stavbe v naslednji iteraciji.

Zamislimo si, da smo opravili nelinearno statično analizo AB okvira ali AB okvira s polnili. Po končani analizi preverimo ali je v katerem od stebrov strižna sila  $V_D$  prekoračila pripadajočo strižno nosilnost elementa  $V_C$ . Primer, ko strižna sila v nekem stebri prekorači njegovo strižno nosilnost, definiramo kot strižno porušitev stebra. V primeru, da strižna porušitev nastopi pred upogibno porušitvijo, ovojnico moment - rotacija ustrezno modificiramo, saj so ovojnice moment - rotacija v osnovi pripravljene za modeliranje upogibnega obnašanja stebrov. Konservativno lahko predpostavimo, da se od trenutka, ko nastopi strižna porušitev stebra, upogibni moment v elementu, ne more več povečevati, pač pa se s povečevanjem deformacij upogibni moment postopoma zmanjšuje.

Za največjo upogibno nosilnost strižno porušenega stebra upoštevamo kar vrednost  $M_{max,s}$ , ki ustreza vrednosti upogibnega momenta v trenutku strižne porušitve stebra. Upadanje nosilnosti strižno porušenega stebra modeliramo z negativno togostjo, ki ustreza 80% nosilnosti elementa na padajoči veji ovojnice moment - rotacija ter mejni rotacijski kapaciteti  $\theta_{nc,s}$  pri strižni porušitvi. Strižno nosilnost in mejno rotacijsko kapaciteto strižno porušenega elementa lahko izračunamo z empiričnimi enačbami, ki so na voljo v literaturi (npr. Panagiotakos in Fardis, 2001, Zhu in sod., 2007). Primer ovojnice moment - rotacija in modifikacija ovojnice v primeru strižne porušitve AB elementa prikazuje slika 3.14a.



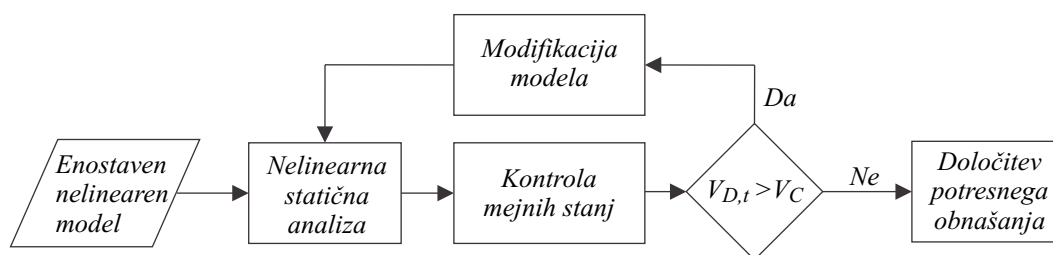
Slika 3.14: a) Primer ovojnice moment - rotacija za plastični členek AB stebra in b) ovojnice sila - pomik tlačne diagonale polnila. Prikazani sta ovojnice za primer polne nosilnosti stebra in polnila ter modificirani ovojnice zaradi strižne porušitve stebra.

Figure 3.14: a) The example of moment - rotation relationship of the plastic hinge of RC columns and b) force - displacement relationship of the equivalent diagonal strut of masonry infill. Presented are envelopes for columns and infills with full resistance and reduced resistance due the shear failure of the column.

V primeru, da se strižno poruši steber v AB okviru s polnili, ima lahko to vpliv tudi na nosilnost sosednjega polnila, ki ga porušeni steber obdaja. Nosilnost opečnih polnil navadno izračunamo na podlagi predpostavljenega plastičnega mehanizma, ko se v polnilu tvori tlačna diagonala, ki poteka med dvema diagonalno nasprotnima vozliščema AB okvira. Tlačna diagonala se lahko tvori, če je polnilo dovolj močno, da pred tem ne pride do prestriga polnila vzdolž ene ali več naležnih reg, in če je steber, ki obdaja polnilo, dovolj nosilen, da lahko daje oporo tlačni diagonali. Ker pritisk opečnega polnila na steber povzroča dodatne prečne sile, se lahko zgodi, da se steber, na katerega polnilo nalega, strižno poruši še preden doseže polnilo največjo nosilnost. V takem primeru porušeni steber ne nudi več dovolj močne opore polnilu, zaradi česar se predpostavlja, da polnilo ne bo moglo razviti svoje polne nosilnosti, ki bi jo sicer razvilo v primeru, če se steber ne bi predčasno porušil. Zato v takem primeru, podobno kot v primeru ovojnice moment - rotacija AB stebra, korigiramo nosilnost polnil. Obnašanje opečnega polnila potem, ko se poruši steber, je z enostavnimi modeli težko natančno simulirati. Na sliki 3.14b je prikazana ena izmed poenostavljenih možnosti, pri kateri konservativno predpostavimo, da je največja nosilnost polnila  $F_{max,s}$  dosežena v trenutku strižne porušitve stebra, ohrani pa se deformacijska kapacitete pri popolni izgubi nosilnosti.

Zgoraj opisani postopek predstavlja postopek, pri katerem na podlagi rezultatov predhodne nelinearne statične analize modificiramo model konstrukcije v primeru, da ugotovimo strižno porušitev stebra. Število vseh ponovljenih nelinearnih statičnih analiz in modifikacij konstrukcijskega modela, ki jih potrebujemo, da opišemo nelinearno obnašanje analizirane konstrukcije, je enako številu vseh strižnih porušitev stebrov. Celoten postopek iterativne nelinearne statične analize je naslednji. Najprej je potrebno izvesti nelinearno statično analizo za osnovni model konstrukcije, ki ne zajema vplivov morebitnih strižnih porušitev AB stebrov. Nato preverimo na osnovi rezultatov analize, ali je v katerem izmed stebrov strižna sila  $V_D$  prekoračila pripadajočo strižno nosilnost  $V_C$ . Pri tem izračunamo strižne sile v stebrih na podlagi rezultatov nelinearne statične analize, strižno nosilnosti pa ocenimo z empiričnimi enačbami. V primeru, da v nobenem stebri strižna sila ne preseže njegove strižne nosilnosti,  $V_{D,i} < V_{C,i}$ ,  $i = 1, 2, \dots, N_c$  ( $N_c$  pomeni število vseh stebrov), potem lahko rezultate nelinearne statične analize osnovnega modela nadalje uporabimo za vrednotenje odziva stavbe na potresno obtežbo. V nasprotnem primeru, kadar vsaj v enem stebri strižna sila prekorači strižno nosilnost stebra,  $V_D \geq V_C$ , moramo model tega stebra prilagoditi, kot smo opisali zgoraj. V primeru AB okvira s polnili poleg modela strižno porušenega stebra prilagodimo tudi model sosednjega polnila. Nelinearno statično analizo in modifikacijo modela ponavljamo toliko časa, dokler ne zajamemo v model vseh možnih strižnih porušitev stebrov. Pri tem prilagodimo v vsaki ponovljeni iteraciji model tistega stebra, katerega strižna porušitev ustreza najmanjšemu pomiku konstrukcije. Samo na tak način lahko v celoti opišemo nelinearno obnašanje konstrukcije z upoštevanjem vplivov strižnih porušitev stebrov. Graf, ki prikazuje osnovne korake iterativnega postopka nelinearne statične analize, je prikazan na sliki 3.15.

Opisani postopek smo za namene naših študij avtomatizirali in vgradili v program PBEE toolbox (Dolšek, 2010), ki se uporablja za nelinearno modeliranje in analizo AB okvirov in AB okvirov s polnili v povezavi s programom OpenSees (McKenna in sod., 2007). Algoritem, ki smo ga vgradili, uporablja za modeliranje polnil enojne tlačne diagonale za simuliranje nelinearnega odziva polnil, ki jih je v program PBEE toolbox vgradil Ricci (2011).



Slika 3.15: Grafikon, ki prikazuje glavne korake iterativnega postopka nelinearne statične analize za oceno potresnega obnašanja AB okvirov ali AB okvirov s polnili.

Figure 3.15: Flowchart of the iterative pushover analysis procedure for the seismic performance assessment of RC frames with or without masonry infills.

### 3.4 Približna določitev krivulj IDA s spletno aplikacijo

V poenostavljeni nelinearni metodi za oceno potresnega tveganja stavb uporabljamo za določitev parametrov potresnega odziva konstrukcij razširjeno metodo IN2. Ta uporablja nelinearne spektre odziva ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo in ima bistveno prednost pred nelinearno dinamiko, da je enostavna. Zato jo lahko uporabimo tudi v praktične namene, kjer potrebujemo hitre in učinkovite metode analize. Vendar lahko z razširjeno metodo IN2 upoštevamo le vplive fizikalnih in

modelnih negotovosti na potresni odziv, zanemarimo pa vplive negotovosti v določitvi potresne obtežbe. Zato moramo razpršenosti parametrov potresnega odziva konstrukcije zaradi slučajne narave potresne obtežbe predpostaviti oziroma izračunati z dinamično analizo. V splošnem lahko za to uporabimo razširjeno nelinearno dinamično analizo, v kateri vpliv negotovosti zaradi potresne obtežbe upoštevamo s skupino akcelerogramov, vpliv fizikalnih in modelnih negotovosti pa zajamemo s skupino modelov konstrukcije (Dolšek, 2009). Ker je razširjena nelinearna dinamična analiza konstrukcij precej zahtevna, lahko pri sistemih, pri katerih prevladuje ena nihajna oblika, dinamični odziv konstrukcije določimo na osnovi dinamične analize ekvivalentnega modela SDOF. Takšna analiza je bistveno bolj enostavna kot splošna dinamična analiza. Na osnovi dinamične analize modela SDOF lahko kvantificiramo tipične vrednosti za razpršenost potresnega odziva zaradi vplivov negotovosti v določitvi potresne obtežbe ter fizikalnih in modelnih negotovosti, te vrednosti pa lahko nadalje enostavno uporabimo v poenostavljeni nelinearni metodi za oceno potresnega tveganja stavb.

Opisali bomo posebno nelinearno metodo za hitro določevanje dinamičnega odziva konstrukcij, ki temelji na nelinearni dinamični analizi modela SDOF, pri čemer se rezultati dinamične analize ovrednotijo s spletno aplikacijo za približno določitev krivulj IDA (Dolšek, 2010, Peruš in sod., 2011, Dolšek in sod., 2011). Jedro spletne aplikacije predstavlja izračunana baza dinamičnega odziva ekvivalentnih modelov SDOF. Baza dinamičnega odziva je izračunana pri diskretnih vrednostih vhodnih parametrov, medtem, ko se krivulje IDA danega modela SDOF približno izračunajo z interpolacijo krivulj ekvivalentnih modelov v bazi.

Krivulje IDA ekvivalentnih modelov v bazi odziva so izračunane za skupino 30 akcelerogramov (Vamvatsikos in Cornell, 2006) pri diskretno izbranih vhodnih parametrih sistema z eno prostostno stopnjo. Ti parametri se nanašajo na začetni nihajni čas, ovojnico sila - pomik, histerezno obnašanje ter dušenje, čeprav bi lahko v splošnem primeru za vhodne podatke uporabili tudi katere druge parametre modela SDOF. Trenutna verzija spletne aplikacije je namenjena za analizo AB okvirov, vendar je zasnovana tako, da jo lahko razširimo na poljuben konstrukcijski sistem.

Čeprav je baza dinamičnega odziva izračunana pri diskretnih vrednostih vhodnih parametrov, lahko s spletno aplikacijo približno določimo krivulje IDA za poljuben AB okvir. To storimo s pomočjo multi-linearne interpolacije. Ker je določitev krivulje IDA danega modela SDOF odvisna od  $n$  vhodnih parametrov, uporabljamo  $n$ -dimenzionalno linearno interpolacijo, pri čemer se uporabi znotraj obsega vrednosti vsakega posameznega vhodnega parametra eno-dimenzionalna linearna interpolacija. Krivulje IDA modela SDOF danega AB okvira približno izračunamo z  $n$ -dimenzionalno linearno interpolacijo znotraj skupine  $2^n$  krivulj IDA, ki ustrezajo izračunanim krivuljam v bazi odziva in so izbrane tako, da vrednosti vhodnih parametrov modela SDOF danega AB okvira ustrezajo sosednjim vrednostim vhodnih parametrov ekvivalentnih modelov v bazi. Postopek multi-linearne interpolacije je podrobneje opisan v (Peruš in sod., 2011).

Kor rečeno, je spletna aplikacija za približno določitev krivulj IDA namenjena za analizo dinamičnega odziva AB okvirov. Zato je baza dinamičnega odziva izračunana s trilinearimi in štirilinearimi ovojnicami sila - pomik (glej sliko 3.16), s katerimi lahko v večini primerov dovolj natančno opišemo katerokoli obtežno-deformacijsko krivuljo AB okvira. V nadaljevanju bomo opisali le štiri-linearne ovojnice sila - pomik. Štiri-linearne ovojnice sila - pomik je v normirani obliki podana z naslednjimi parametri:

$$r_v = \frac{F_1}{F_2}, \quad r_h = \frac{u_1}{u_2}, \quad \mu_u = \frac{u_3}{u_2}, \quad \alpha = -\frac{k_{pc}}{k_i}, \quad (3.91)$$



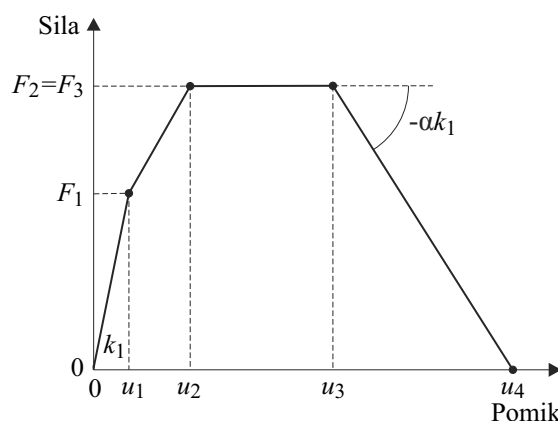
kjer točki  $(u_1, F_1)$  in  $(u_2, F_2)$  predstavljata prvo in drugo karakteristično točko na idealizirani ovojnicu sila - pomik in v primeru regularnih konstrukcij približno predstavljata začetek razpokaneja betona in tečenje armature v stebrih. Pomik  $u_3$  je pomik, pri katerem idealiziran sistem začne izgubljati nosilnost,  $k_i$  in  $k_{pc}$  pa sta začetna in post-kritična (negativna) togost idealiziranega sistema. Pomen zgornjih parametrov je razložen na sliki idealizirane ovojnice, ki se pojavi ob vsakokratnem zagonu spletne aplikacije (<http://ice4risk.slo-projekt.info/WIDA/>). Dodatna dva parametra, ki opisujeta model SDOF sta začetni nihajni čas  $T_1$  in delež kritičnega dušenja  $\xi$ . Uporabljena so Takeda histerezna pravila (Takeda in sod., 1970) za simulacijo cikličnega odziva v nelinearnem območju obnašanja.

Baza dinamičnega odziva modelov SDOF je izračunana s programom OpenSees (McKenna in Fenves, 2007). Pri tem sta bili pri vseh ekvivalentnih modelih v bazi, ki imajo diskretne vrednosti parametrov  $r_v$ ,  $r_h$ ,  $\mu_u$ ,  $\alpha$ ,  $T_1$  in  $\xi$ , predpostavljeni konstantni vrednosti za maso  $m$  in nosilnost  $F_2$ , in sicer  $m = 100 \text{ t}$  in  $F_2 = 0.1 \cdot m \cdot g$ , kjer je  $g$  gravitacijski pospešek ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ). Vsak ekvivalenten model v bazi je enolično določen z vrednostmi parametrov  $r_v$ ,  $r_h$ ,  $\mu_u$ ,  $\alpha$ ,  $T_1$  in  $\xi$  ter s pomikom  $u_2$ , ki ga lahko izračunamo z enačbo (Dolšek in sod., 2011):

$$u_2 = \frac{u_1}{r_h} = \frac{F_2}{k_i} \cdot \frac{r_v}{r_h} = \frac{T_1^2}{4\pi^2} \cdot \frac{F_2 \cdot r_v}{m \cdot r_h} = \frac{T_1^2 g}{40\pi^2} \cdot \frac{r_v}{r_h}, \quad (3.92)$$

medtem, ko je koeficient dušenja določen z enačbo (Dolšek in sod., 2011):

$$c = \frac{4\pi\xi}{T_1}. \quad (3.93)$$



Slika 3.16: Idealizirana ovojnicu sila - pomik, ki se uporablja v spletni aplikaciji za določitev približnih krivulj IDA (<http://ice4risk.slo-projekt.info/WIDA/ICE4RISK-Instructions.pdf>).

Figure 3.16: The idealized force - displacement relationship used by web application for prediction of approximate IDA curves (<http://ice4risk.slo-projekt.info/WIDA/ICE4RISK-Instructions.pdf>).

Spletna aplikacija vrne pri danih vrednostih vhodnih parametrov približne krivulje IDA analizirane konstrukcije. Krivulje IDA lahko izpišemo za pomik modela SDOF ali za pomik konstrukcije (MDOF). Prav tako lahko izbiramo med rezultati v treh različnih formatih: maksimalni pospešek tal - pomik na vrhu,  $a_g - u$ , spektralni pospešek - pomik na vrhu,  $S_{ae}(T_1) - u$ , ter redukcijski faktor - duktilnost  $R - \mu$ , kjer je  $\mu = u / u_2$  in je  $R = S_{ae}(T_1) / S_{ay}$ ,  $S_{ay} = F_2 / m$ .

Rezultati spletne aplikacije so se shranijo v podatkovno datoteko `results.out`. Datoteka z rezultati vsebuje 34 tabel. Od tega ena tabela pripada podatkom o ovojnici modela SDOF, ostalih 33 tabel pa vsebuje rezultate dinamičnega odziva (krivulje IDA) analizirane konstrukcije. Od 33 tabel z rezultati 30 tabel pripada krivuljam IDA za 30 različnih akcelerogramov, ostale 3 tabele pa vsebujejo rezultate za 50. kvantil (mediano) ter 16. in 84. kvantil krivulj IDA. Vsako izmed 33 tabel sestavlja 100 vrstic z numeričnih podatkov (glej preglednico 3.2). Vsaka vrstica v tabeli vsebuje zaporedno številko integracijskega koraka ter vrednosti za pomik in pripadajoči elastični spektralni pospešek, pomik in pripadajoči maksimalni pospešek tal ter duktilnost in redukcijski faktor.

Preglednica 3.2: Primer tabele datoteke `results.out` z rezultati spletne aplikacije za določitev približnih krivulj IDA (<http://ice4risk.slo-projekt.info/WIDA/ICE4RISK-Instructions.pdf>).

Table 3.2: The example from the output file `results.out` with the results of of web application for prediction of approximate IDA curves (<http://ice4risk.slo-projekt.info/WIDA/ICE4RISK-Instructions.pdf>).

Zap. št.	$u$	$S_{ae}(T_1)$	$u$	$a_g$	$\mu$	$R$
1	0.00000	0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.000
2	0.00150	0.008	0.00150	0.006	0.25000	0.500
3	0.00300	0.015	0.00300	0.013	0.50000	0.750
...	...	...	...	...	...	...
100	0.05400	0.115	0.05400	0.074	9.00000	3.773



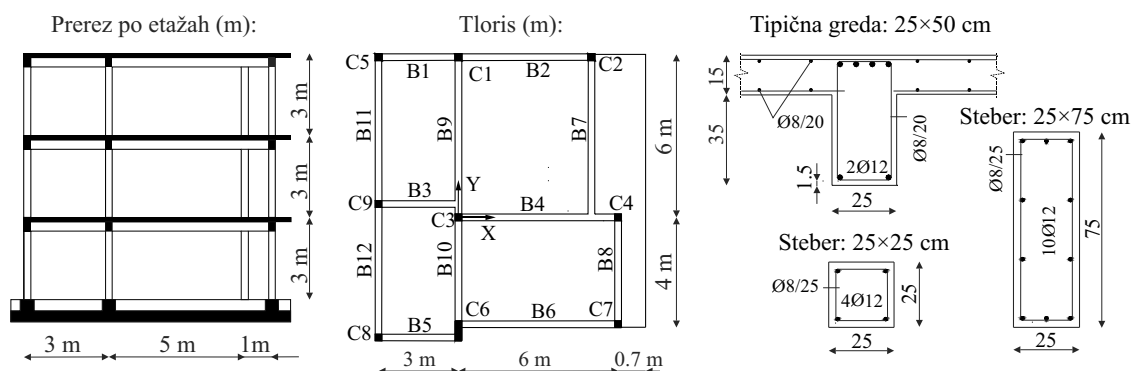
## 4 Vpliv negotovosti na potresno tveganje AB okvirov

Predlagano metodologijo za analizo stavb in oceno potresnega tveganja bomo v tem poglavju ponazorili na izbranih armiranobetonskih okvirnih konstrukcijah. Obravnavamo dva ločena primera. V prvem primeru obravnavamo trietažno stavbo, za katero smo izračunali parametre potresnega odziva z upoštevanjem vplivov fizikalnih in modelnih negotovosti. Del rezultatov tega dela študije predstavljajo ocene za standardno deviacijo pomikov pri izbrani potresni intenziteti ter pomikov in maksimalnih pospeškov tal v mejnem stanju blizu porušitve. Ocene za standardne deviacije iz prvega primera nato uporabimo za oceno potresnega tveganja štirietažne stavbe, ki je izpostavljena koroziji. V tem drugem primeru fizikalnih in modelnih negotovosti ne zajamemo eksplicitno. Zato uporabimo deterministični model konstrukcije, edino negotovost pa predstavlja določitev vpliva korozije na nosilnost in deformacijsko kapaciteto stavbe.

Vse analize, ki jih bomo opisali, smo opravili s programoma PBEE toolbox (Dolšek, 2010) in OpenSees (McKenna in Fenves, 2007).

### 4.1 Določitev parametrov potresnega odziva trietažne stavbe z upoštevanjem fizikalnih in modelnih negotovosti

Parametre potresnega odziva z upoštevanjem fizikalnih in modelnih negotovosti smo določili za trietažno AB okvirno konstrukcijo, ki je tipična predstavnica starejše projektivne prakse v Grčiji in je brez večje potresne odpornosti. Konstrukcija ne vsebuje polnil. Bila je projektirana na grški univerzi v Patrasu (Fardis, 2002), kasneje pa pseudo-dinamično preizkušena v laboratoriju ELSA v Ispri in analizirana v predhodnih študijah (Fajfar in sod., 2006, Rozman in Fajfar, 2009). Geometrija konstrukcije in tipični prerezi stebrov in gred so prikazani na sliki 4.1. Konstrukcija je nesimetrična v tlorisu in ima tlorisne dimenzije 9.7/10 m. Višina vseh etaž je 3 m. Prerezi stebrov in gred so pravokotne oblike in se ne spreminjajo z etažami. Prav tako višina monolitne AB plošče vseh etažah znaša 15 cm.



Slika 4.1: Geometrija starejše trietažne AB okvirne konstrukcije in prerezi tipičnih stebrov in gred.

Figure 4.1: Geometry of an older three-storey RC frame structure and the typical cross-sections of the columns and beams.

Materialne lastnosti konstrukcije ter podatke, ki se nanašajo na gravitacijski obtežbo, smo povzeli iz projektne dokumentacije (Fardis, 2002). Srednja tlačna trdnost uporabljenega betona je 26.9 MPa, trdnost armaturnega jekla na meji tečenja pa znaša 459 MPa. Masa konstrukcije in masni vztrajnostni moment za prvi dve etaži znašata 65.5 t in 1196 tm<sup>2</sup>, za tretjo etažo pa 64.1 t in 1254 tm<sup>2</sup>.

#### 4.1.1 Matematični model in slučajne spremenljivke

**Matematični model konstrukcije.** Konstrukcijo smo modelirali z linijskimi končnimi elementi in z rotacijskimi plastičnimi členki v vsakem vozlišču. Ker je model enostaven, se pojavljajo nekatere dodatne negotovosti, po drugi strani pa je model dovolj natančen za določitev globalnega odziva AB okvirov (glej Fajfar in sod., 2006, Dolšek in Fajfar 2007, Dolšek, 2010). Nekatere predpostavke modela so:

- Pri modeliranju stavbe smo upoštevali težiščne osi stebrov in gred, razen v primeru gred B5 in B6 (glej sliko 4.1). Slednje smo ekscentrično spojili s stebrom C6.
- Na nivojih etaž smo upoštevali toge diafragme. To predpostavko opravičujejo monolitne AB stropne plošče. Celotno maso in masni vztrajnostni moment konstrukcije smo upoštevali v centru mas.
- Elastične rotacije stebrov in gred smo upoštevali na nivoju linijskih končnih elementov, neelastične rotacije pa smo zajeli s plastičnimi členki. V plastičnih členkih smo upoštevali le upogibno nelinearnost armiranobetonskih elementov.
- Rotacijske plastične členke smo opisali s trilinearnimi ovojnici moment - rotacija (slika 2.1). Karakteristične rotacije plastičnih členkov smo izračunali ob predpostavki ničelne točke upogibnih momentov na sredini višine oz. dolžine stebrov in gred. Plastične členke v gredah smo definirali le za glavno upogibno os (rotacija pravokotno na ravnino plošče), medtem ko smo pri stebrih definirali v vsakem vozlišču stebra po dva neodvisna plastična členka za upogib v obeh pravokotnih smereh stebrov. Obnašanje elementov v območju padanja nosilnosti elementov smo simulirali z linearno negativno togostjo.
- Za določitev upogibne nosilnosti stebrov smo upoštevali le osne sile v stebrih zaradi težnostnih sil. Osne sile v gredah smo zanemarili.
- Efektivne širine plošč smo približno izračunali po metodi, ki jo predlaga Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004). Ničelno točko upogibnih momentov smo predpostavili na sredini dolžine gred. V računu upogibne nosilnosti gred smo poleg armature v gredah upoštevali armaturo v plošči na razdalji efektivne širine plošče.
- Koristno in stalno navpično obtežbo smo modelirali z enakomerno porazdeljeno linijsko obtežbo gred in s koncentrirano navpično obtežbo na vrhu stebrov.

Upogibna momenta v točki tečenja  $M_y$  in v točki maksimalne nosilnosti  $M_m$  smo izračunali numerično, na podlagi krivulje moment - ukrivljenost. Za sovisnost med napetostmi in deformacijami jekla smo prevzeli idealizirani elasto-plastični diagram z utrditvijo, za beton pa smo upoštevali parabolično obliko diagrama za nelinearno analizo konstrukcij, ki je predpisan z Evrokodom 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004). Krivulje moment - ukrivljenost AB elementov smo izračunali do deformacij, ki ustrezajo mejnim deformacijam v betonu ali v armaturi. Za mejno deformacijo v betonu smo upoštevali tlačno deformacijo  $\varepsilon_{cu} = -3.5 \text{ ‰}$ , v jeklu pa deformacijo  $\varepsilon_{su} = 10 \text{ ‰}$ . V primeru duktilne porušitve smo upogibni moment na meji tečenja  $M_y$  izračunali iz krivulje moment - ukrivljenost pri deformaciji, ki ustreza tečenju armature  $\varepsilon_{sy} = f_y / E_s$ . V redkih primerih, kadar se je prerez porušil preden je armatura (krhka porušitev po betonu) dosegla mejo tečenja, pa smo moment na meji tečenja približno ocenili na podlagi enakosti energij, ki smo jih izračunali iz dejanske in idealizirane krivulje

moment - ukrivljenost. Upogibni moment pri največji nosilnosti  $M_m$  smo izračunali neposredno iz krivulje moment - ukrivljenost.

Rotacije armiranobetonskih elementov zaradi elastičnih deformacij smo upoštevali na nivoju linijskega končnega elementa, plastični del rotacij, ki nastane zaradi razpokanosti betona in tečenja armature, pa smo upoštevali v rotacijskih plastičnih členkih. To pomeni, da smo za upogibno togost linijskega končnega elementa upoštevali togost nerazpokanih armiranobetonskih elementov, vpliv razpokanosti pa smo približno upoštevali tako, da smo upoštevali dodatno podajnost v rotacijskih členkih zaradi elastičnih deformacij. Na ta način smo dobili linijski končni element z rotacijskimi plastičnimi členki v vozliščih, ki ima kot celota približno polovico začetne togosti elastičnega nerazpokanega armiranobetonskega elementa. To je tudi v skladu z priporočilom Evrokoda 8, ki pravi, da lahko v poenostavljenih modelih vpliv razpokanosti elementov enostavno upoštevamo tako, da namesto polnih togosti upoštevamo polovične upogibne togosti pripadajočih nerazpokanih elementov. Rotacije plastičnih členkov na meji tečenja smo izračunali tako, da smo iz enačbe (2.12) izrazili  $\theta_y$  :

$$\theta_y = \frac{M_y L_s}{3EI_c},$$

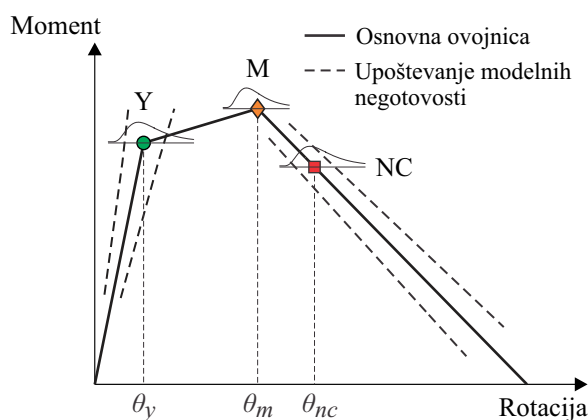
kjer je  $L_s$  strižni razpon (v našem primeru smo predpostavili polovico dolžine elementa),  $E$  elastični modul in  $I_c$  vztrajnostni moment nerazpokanega AB prereza. Rotacijo plastičnih členkov v mejnem stanju blizu porušitve  $\theta_{nc,c}$  ki pripada 20 % zmanjšanju maksimalne nosilnosti na padajočem delu ovojnice, smo izračunali po CAE metodi (Peruš in sod., 2006), medtem ko smo mejno rotacijo v gredah  $\theta_{nc,b}$  izračunali s Fardisovo enačbo (enačba 2.13). Ker smo želeli dobiti dejanske srednje vrednosti rotacij, smo za parameter  $\gamma_{el}$  v enačbi (2.13) upoštevali vrednost 1. Grede smo definirali kot elemente brez ustreznih detajlov za visoko potresno odpornost, zato smo mejne rotacije gred  $\theta_{nc,b}$ , izračunane z enačbo (2.13), reducirali s faktorjem 0.825. Padajoči del trilinearne ovojnice za členke v gredah smo določili ob predpostavki, da je razmerje med rotacijo pri popolni porušitvi in rotacijo v točki največje nosilnosti enako  $\theta_{u,b}/\theta_{m,b} = 3.5$  (Dolšek, 2010).

**Slučajne spremenljivke.** Nekateri parametri modela so precej negotovi. Zato smo deterministični model konstrukcije dopolnili s slučajnimi spremenljivkami. S slučajnimi spremenljivkami smo opisali tlačno trdnost betona, trdnost jekla na meji tečenja, maso konstrukcije, efektivno širino plošč ter karakteristične rotacije plastičnih členkov stebrov in gred na meji tečenja in v mejnem stanju blizu porušitve.

Slučajne spremenljivke, ki se nanašajo na karakteristične rotacije stebrov in gred zajemajo zgolj negotovosti zaradi netočnih empiričnih enačb za določitev teh rotacij. To pomeni, da pri danih podatkih o konstrukciji najprej z empiričnimi enačbami izračunamo osnovne ovojnice plastičnih členkov, dodatno pa upoštevamo še razpršenosti rotacij zaradi nezanesljivosti empiričnih enačb (slika 4.2).

Za večino slučajnih spremenljivk smo upoštevali, da so medsebojno neodvisne. Izjema so karakteristične rotacije. Predpostavili smo popolno korelacijo med rotacijo pri maksimalni nosilnosti in rotacijo v mejnem stanju blizu porušitve, ter delno soodvisnost med rotacijo na meji tečenja in rotacijo v mejnem stanju blizu porušitve. Za slednji dve smo predpostavili faktor korelacije 0.5. Statistične podatke slučajnih spremenljivk smo prevzeli iz podatkov v literaturi, ki smo jo navedli v poglavju 2. Statistični podatki so prikazani v preglednici 4.1

Razpršenosti negotovih količin med različnimi konstrukcijskimi elementi nismo upoštevali. To pomeni, da smo predpostavili popolno prostorsko korelacijo izbranih slučajnih spremenljivk.



Slika 4.2: Razpršenost karakterističnih rotacij ovojnice moment - rotacija zaradi negotovih empiričnih modelov.

Figure 4.2: Variations of characteristic rotations of the moment - rotation relationship due to uncertain empirical models.

Preglednica 4.1: Statistični podatki izbranih slučajnih spremenljivk.

Table 4.1: Statistical data for the selected random variables.

Spremenljivka	Oznaka	Koeficient variacije	Verjetnostna porazdelitev	Vir
trdnost betona	$f_{cm}$	0.20	normalna	Melchers (1999)
trdnost jekla	$f_y$	0.05	log. normalna	JCSS (2000)
masa konstrukcije	$m$	0.10	normalna	Ellingwood in sod. (1980)
ef. širina plošč	$b_{eff}$	0.20	normalna	Haselton (2006)
rotacija na meji tečenja:				
stebri	$\theta_{y,c}$	0.36	log. normalna	Panagiotakos and Fardis (2001)
grede	$\theta_{y,b}$	0.36	log. normalna	Panagiotakos and Fardis (2001)
mejna rotacija:				
stebri	$\theta_{nc,c}$	0.40	log. normalna	Peruš in sod. (2006)
grede	$\theta_{nc,b}$	0.60	log. normalna	Panagiotakos and Fardis (2001)

#### 4.1.2 Določitev parametrov potresnega odziva

Za izbrano trietažno konstrukcijo smo izračunali parametre potresnega odziva. To smo najprej storili za deterministični model. Nato smo izvedli enostavno občutljivostno analizo, v kateri nas je zanimal posamični vpliv slučajnih spremenljivk na kapaciteto konstrukcije za mejno stanje blizu porušitve. Parametre potresnega odziva bomo izrazili s pomikom na vrhu in maksimalnim pospeškom tal. Zato pomik in pospešek tal za mejno stanje blizu porušitve imenujemo kapaciteta pomikov oz. pospeškov. Namen občutljivostne analize je bil ugotoviti, katere slučajne spremenljivke so v danem primeru najpomembnejše za odziv izbrane konstrukcije. Poleg tega smo na podlagi občutljivostne analize

izračunali parcialne odvode funkcije mejnega stanja blizu porušitve. Te odvode smo nato uporabili v metodi FOSM za približno določitev standardnih deviacij kapacitete pomikov in pospeškov. Na koncu smo parametre potresnega odziva izračunali z razširjeno metodo IN2 oz. z upoštevanjem LHS, ki predstavlja ključni del študije. Vrednotili smo vpliv izbranih slučajnih spremenljivk na potresni odziv konstrukcije pri različnih intenzitetah potresne obtežbe, ocenili smo standardno deviacijo pomikov pri dani potresni intenziteti ter standardno deviacijo kapacitete pomikov in pospeškov tal. Evidentirali smo parametre, ki vplivajo na oceno mediane kapacitete stohastičnega modela stavbe.

Potresno obtežbo smo definirali z elastičnim spektrom pospeškov v skladu z Evrokodom 8 za tip tal *C*. Faktor zemljine zato znaša  $S = 1.15$ , karakteristični nihajni časi v spektru pospeškov pa so  $T_B = 0.2$  s,  $T_C = 0.6$  s in  $T_D = 2.0$  s.

Konstrukcijo smo analizirali v pozitivni *X* smeri, ki za obravnavano konstrukcijo pomeni šibko smer. Kapaciteto pomikov konstrukcije smo določili v mejnem stanju blizu upogibne porušitve. Slednje je na nivoju posameznega elementa definirano v skladu s predpisom Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) z mejno rotacijo v plastičnem členku in ustreza 20 % padcu maksimalne upogibne nosilnosti na padajoči veji ovojnice moment - rotacija. Mejno stanje blizu upogibne porušitve na nivoju konstrukcije v standardu ni definirano, zato smo prevzeli, da mejno stanje blizu porušitve konstrukcije nastopi, ko nosilnost konstrukcije na padajočem delu obtežno-deformacijske krivulje doseže vrednost, ki je enaka 80 % maksimalne nosilnosti konstrukcije.

**Analiza z uporabo determinističnega modela.** Opisali bomo postopek osnovne metode N2 (Fajfar, 2000), s katero smo ocenili kapaciteto pomikov in kapaciteto pospeškov.

V prvem koraku smo opravili nelinearno statično analizo. Rezultat predstavlja obtežna-deformacijska krivulja, ki prikazuje odnos med celotno prečno silo  $F_b$  v smeri *X* in pripadajočim pomikom na vrhu zgornje etaže  $D_t$  (slika 4.3a). Maksimalna nosilnost v pozitivni smeri *X* je dosežena pri pomiku 0.05 m in znaša  $F_{b,max} = 263$  kN. S povečevanjem pomikov nosilnosti konstrukcije postopoma pada in doseže 20 % padec pri pomiku  $D_{t,nc} = 0.13$  m.

V naslednjem koraku smo idealizirali obtežno-deformacijsko krivuljo, kot je opisano v poglavju 3.2.1 (glej sliko 4.3a). Rezultat idealizacije sta sila na meji tečenja in pripadajoči pomik za idealizirani sistem:  $F_y = 263$  kN in  $D_y = 0.03$  m. Nato smo določili karakteristike ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo (model SDOF). To smo storili tako, da smo karakteristike modela z več prostostnimi stopnjami (model MDOF) delili s faktorjem transformacije  $\Gamma$  (enačba 3.65):

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} = 1.25; \quad m^* = \sum m_i \cdot \phi_i = 136 \text{ t}.$$

Točka tečenja modela SDOF je tako določena s silo in pomikom:

$$F_y^* = \frac{263 \text{ kN}}{1.25} = 210 \text{ kN}, \quad D_y^* = \frac{0.031 \text{ m}}{1.25} = 0.025 \text{ m},$$

točka v mejnem stanju blizu porušitve modela SDOF pa s pomikom:



$$D_{nc}^* = \frac{0.130 \text{ m}}{1.25} = 0.104 \text{ m}.$$

Nihajni čas modela SDOF znaša (enačba 3.66):

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} = 0.80 \text{ s}$$

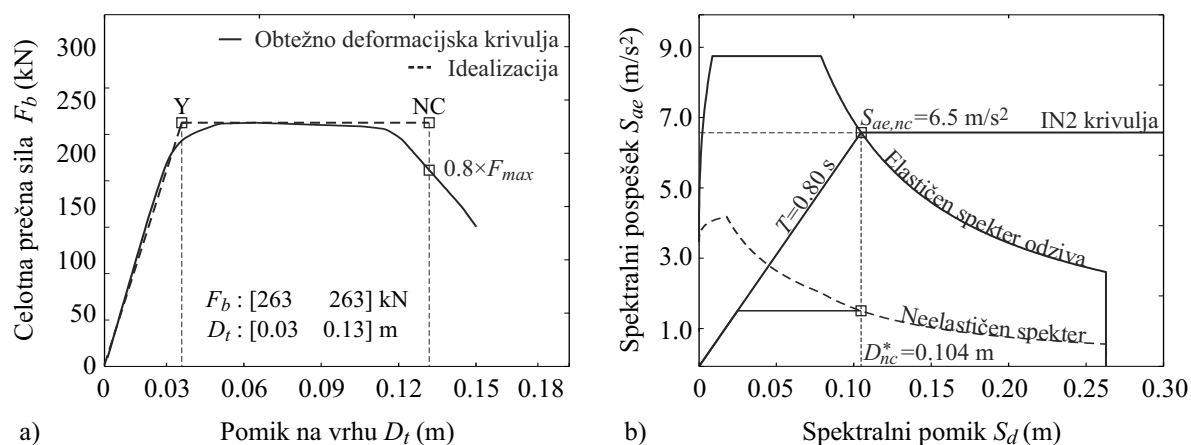
in je večji od karakterističnega časa  $T_C$  (0.6 s), ki predstavlja mejo območja konstantnih pospeškov in območja konstantnih hitrosti v elastičnem spektru pospeškov. Pri določitvi kapacitete pospeškov smo zato upoštevali pravilo enakosti elastičnih in neelastičnih pomikov (glej sliko 4.3b). Iz enačbe (3.68) sledi, da je elastični spektralni pospešek v mejnem stanju blizu porušitve enak:

$$S_{ae} = \frac{4 \pi^2}{T^2} \cdot D_{nc}^* = 6.5 \text{ m/s}^2 = 0.66 \text{ g},$$

maksimalni pospešek tal pa izračunamo iz elastičnega spektra pospeškov za tip tal C (SIST EN 1998, 2005):

$$a_{g,nc} = \frac{S_{ae,nc}}{\eta \cdot 2.5} \cdot \frac{T}{T_C} = 3.47 \text{ m/s}^2 = 0.35 \text{ g}.$$

Ker v našem primeru velja pravilo enakosti pomikov ( $T > T_C$ ), je zveza med elastičnim spektralnim pospeškom in pripadajočim pomikom linearna. V tem primeru krivuljo IN2 enostavno določimo tako, da predpostavimo ravno črte iz izhodišča AD formata do točke v mejnem stanju blizu porušitve. Za pomike, večje od pomika v mejnem stanju blizu porušitve konservativno predpostavimo vodoravno črto.



Slika 4.3: a) Obtežno-deformacijska krivulja determinističnega modela konstrukcije in b) določitev kapacitete pospeškov v AD formatu.

Figure 4.3: a) The calculated and idealized pushover curve of the deterministic model and b) determination of acceleration capacity in AD format.

**Občutljivostna analiza.** Potem, ko smo analizirali deterministični model, smo kapaciteto pomikov in kapaciteto pospeškov izračunali za 16 različnih konstrukcijskih modelov, v katerih smo spreminjali

vrednosti negotovih vhodnih parametrov. V vsakem konstrukcijskem modelu smo upoštevali 16. oz. 84. kvantil enega parametra, medtem ko smo za vse ostale negotove parametre upoštevali njihove nominalne vrednosti. Na ta način smo približno ocenili občutljivost kapacitete stavbe na variacije posameznih negotovih vhodnih parametrov modela.

Vrednosti, ki pripadajo 84. in 16. kvantiom negotovih vhodnih parametrov modela so izpisane v preglednici 4.2. Preglednica vsebuje tudi nihajne čase pripadajočih modelov SDOF ter vrednosti pomikov  $D_{nc}$  in maksimalnih pospeškov tal  $a_{g,nc}$  v mejnem stanju blizu porušitve za 16 modelov. Vidimo, so vsi nihajni časi večji od karakterističnega nihajnega časa  $T_C$  (0.6 s). Pri vseh modelih smo zato za določitev kapaciteta pospeškov  $a_{g,nc}$  upoštevali pravilo enakosti elastičnih in neelastičnih pomikov.

Preglednica 4.2: Mediana ter 16. in 84. kvantil negotovih vhodnih parametrov modela, nihajni čas modela SDOF ter pripadajoče kapacitete pomikov in kapacitete pospeškov za mejno stanje blizu porušitve.

Table 4.2: The median value and the 16<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles of the uncertain parameters, the periods of SDOF model and the corresponding displacement and acceleration capacities at the near-collapse limit state.

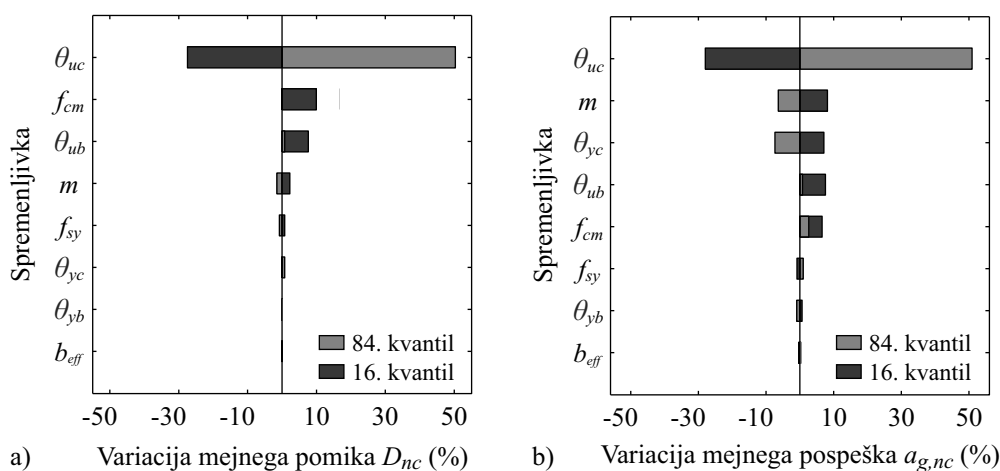
Spremenljivka	Mediana	Kvantil		Nihajni čas $T$ (s)	Kapaciteta pomikov	Kapaciteta pospeškov
					$D_{nc}$ (m)	$a_{g,nc}$ (g)
$f_{cm}$	26.9 MPa	16.	21.5 MPa	0.82	0.144	0.376
		84.	32.3 MPa	0.78	0.131	0.362
$f_y$	459 MPa	16.	437 MPa	0.80	0.130	0.350
		84.	483 MPa	0.79	0.132	0.356
$m$	65.5 t, 64.4 t	16.	59.0 t, 58.0 t	0.75	0.134	0.382
		84.	72.1 t, 70.8 t	0.84	0.129	0.330
$b_{eff}$	1 × izračunana	16.	0.8	0.80	0.131	0.352
		84.	1.2	0.80	0.131	0.354
$\theta_{y,c}$	1 × izračunana	16.	0.71	0.74	0.131	0.378
		84.	1.42	0.87	0.132	0.327
$\theta_{y,b}$	1 × izračunana	16.	0.71	0.79	0.131	0.355
		84.	1.42	0.80	0.131	0.349
$\theta_{nc,c}$	1 × izračunana	16.	0.68	0.80	0.095	0.254
		84.	1.47	0.80	0.197	0.532
$\theta_{nc,b}$	1 × izračunana	16.	0.57	0.80	0.141	0.380
		84.	1.74	0.80	0.132	0.356
Kapaciteta determinističnega modela:					0.130	0.350

Občutljivost kapacitete pomikov in kapacitete pospeškov na variacije posameznih negotovih parametrov smo ocenili z naslednjo enačbo:

$$\Delta y = \frac{y_{i,j} - y_o}{y_o}, \quad (4.1)$$

kjer je  $y_o$  kapaciteta osnovnega modela,  $y_{i,j}$  je vrednost kapacitete konstrukcijskega modela, v katerem je upoštevan  $j$ -ti kvantil (16. ali 84. kvantil)  $i$ -tega parametra,  $\Delta y$  pa je variacija kapacitete glede na kapaciteto determinističnega modela.

Občutljivost kapacitete konstrukcije na variacije posameznih negotovih vhodnih parametrov je grafično prikazana na sliki 4.4. Prikazani so stolpični diagrami z vodoravnimi stolpci, ki za vsako variacijo slučajne spremenljivke (na 16. oz. 84. kvantil) prikazujejo pripadajočo variacijo kapacitete pomikov  $\Delta D_{nc}$  oziroma kapacitete pospeškov  $\Delta a_{g,nc}$ . Vodoravni stolpci, ki pripadajo posameznim slučajnim spremenljivkam, so razporejeni v padajočem vrstnem redu glede na velikost variacij  $\Delta D_{nc}$  in  $\Delta a_{g,nc}$ . Taki diagrami se pogosto uporabljajo v občutljivostnih analizah in jih zaradi njihove posebne oblike imenujemo Tornado diagrami (npr. Barbato in sod., 2010, Porter in sod., 2002).



Slika 4.4: Tornado diagram za a) pomik na vrhu in b) maksimalni pospešek tal v mejnem stanju blizu porušitve.

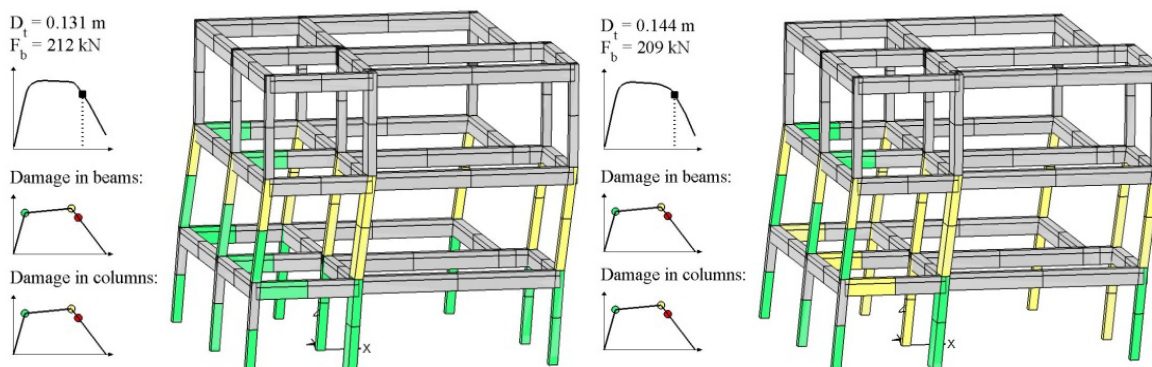
Figure 4.4: Tornado diagram for a) displacement and b) acceleration capacity at the near-collapse limit state.

Rezultati v preglednici 4.2 in Tornado diagrami na sliki 4.4 kažejo, da ima rotacijska kapaciteta stebrov največji vpliv na kapaciteto konstrukcije. Variacija pomika in maksimalnega pospeška v mejnem stanju blizu porušitve znaša v primeru 16. kvantila rotacijske kapacitete stebrov približno  $-30\%$ , v primeru 84. kvantila pa  $+50\%$ . Velik vpliv rotacijske kapacitete stebrov na kapaciteto konstrukcije je pričakovan, saj analizirana konstrukcija ni bila projektirana v skladu s principi potresnoodporne gradnje in se zaradi tega poškodbe koncentrirajo predvsem v stebrih (glej sliko 4.5a).

Zmeren vpliv na kapaciteto konstrukcije imajo masa konstrukcije  $m$ , rotacija stebrov na meji tečenja  $\theta_{y,c}$ , mejna rotacija v gredah  $\theta_{nc,b}$  in trdnost betona  $f_{cm}$ , medtem ko je vpliv ostalih slučajnih spremenljivk na kapaciteto konstrukcije je zanemarljiv.

Posebno zanimiv je vpliv trdnosti betona na nosilnosti stebrov, ki v našem primeru pada z zmanjševanjem osne tlačne sile (glej sliko 4.6). Zmanjšanje trdnosti betona ima zato največji vpliv v prvi etaži, kjer so tlačne sile v stebrih največje. V prvi etaži nosilnost in rotacijska kapaciteta stebrov padeta za približno  $2-3\%$ , medtem ko se v zgornjih dveh etažah ta vpliv postopoma zmanjšuje ( $1$  do  $1.5\%$  v drugi etaži in  $1\%$  v tretji etaži). Zaradi nastale razlike upogibnih nosilnosti stebrov v prvi etaži v primerjavi z zgornjima etažama se ob zmanjšanju tlačne trdnosti betona najprej izčrpa nosilnost v prvi etaži, šele nato v drugi. Etažni plastični mehanizem druge etaže, ki je tipičen za osnovni (deterministični) model (slika 4.5a), se zato spremeni v bolj ugoden mehanizem, pri katerem so poškodbe enakomerno razporejene preko prvih dveh etaž (slika 4.5b). Zaradi tega kapaciteta stavbe

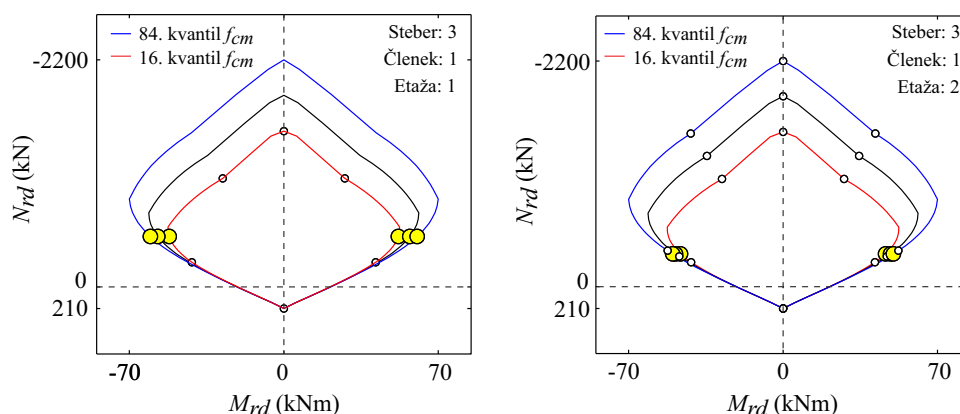
naraste za približno 7 do 10 % v primeru, da namesto nominalne vrednosti tlačne trdnosti betona (26.9 MPa) upoštevamo 16. kvantil (21.5 MPa). Naj poudarimo, da je opisani pojav zelo specifičen. V splošnem ima zmanjšanje trdnosti betona neugoden vpliv na potresno obnašanje armiranobetonskih stavb, in obratno.



Slika 4.5: Plastični mehanizem za mejno stanje blizu porušitve in pripadajoče poškodbe elementov. Slika prikazuje a) osnovni model stavbe in b) model s 16. kvantom tlačne trdnosti betona. Opomba: legenda v angleškem jeziku je del izpisa programa PBEE toolbox.

Figure 4.5: The plastic mechanism at the near-collapse limit state and associated damage in structural element. The figure presents a) best-estimated model and b) the model in which the concrete strength has been set to its 16<sup>th</sup> fractile.

Vpliv tlačne trdnosti betona na osno-upogibno nosilnost stebrov prikazujemo na sliki 4.6. Prikazani so interakcijski diagrami osno-upogibne nosilnosti za prerez stebra C3 v prvi in drugi etaži. Za vsako etažo so prikazani trije interakcijski diagrami, in sicer za nominalno (srednjo) tlačno trdnost betona (26.9 MPa) ter za zmanjšano (16. kvantil) in povečano (84. kvantil) tlačne trdnosti betona (21.5 MPa, 32.3 MPa). Diagrami jasno kažejo, da v območju natega ter za tlačne sile v območju 0 do 250 kN upogibna nosilnost obravnavanega stebra praktično ni odvisna od trdnosti betona. Za tlačne sile nad 250 kN pa se vpliv trdnosti betona postopoma povečuje vse do točke B, pri kateri je dosežena največja upogibna nosilnosti prereza AB stebra.



Slika 4.6: Vpliv 16. in 84. kvantila tlačne trdnosti betona na osno-upogibno nosilnost stebra C3 v a) prvi in b) drugi etaži.

Figure 4.6: Effect of the 16<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles of concrete compressive strength on axial-moment resistance of column C3 in a) the first and b) the second storey.

**Določitev variance kapacitete stavbe z metodo FOSM.** V tem razdelku bomo z metodo prvega reda drugega momenta oz. FOSM (First-Order-Second-Moment) ocenili varianco kapacitete pomikov in kapacitete pospeškov. Metoda FOSM je metoda za približno določitev pričakovane vrednosti in variance slučajnih spremenljivk, ki so funkcije večjega števila slučajnih spremenljivk. Pri metodi FOSM, postopamo tako, da varianco slučajne spremenljivke, zapišemo v obliki Taylorjeve vrsto okoli nominalnih vrednosti osnovnih slučajnih spremenljivk, pri čemer upoštevamo le linearne člene. Uporaba metode FOSM je zato pogosto omejena, saj je metoda točna le v primeru, kadar parametre potresnega odziva lahko opišemo z linearno funkcijo negotovih vhodnih parametrov modela.

V enačbah za oceno srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja obnašanja stavbe (glej enačbe (3.17–3.20)) potrebujemo ocene za standardno deviacijo naravnih logaritmov potresne zahteve in kapacitete. Metodo FOSM zato formuliramo v logaritemskem merilu. Linearna aproksimacija variance kapacitete v logaritemskem merilu znaša (Benjamin in Cornell, 1970, Ibarra in Krawinkler, 2005):

$$\sigma_{\ln C}^2 \approx \sum_{i=1}^{N_{\text{var}}} \sum_{j=1}^{N_{\text{var}}} \frac{\partial f}{\partial \ln x_i} \bigg|_{m_{\ln X}} \frac{\partial f}{\partial \ln x_j} \bigg|_{m_{\ln X}} \cdot \rho_{\ln X_i \ln X_j} \cdot \sigma_{\ln X_i} \sigma_{\ln X_j} \quad (4.2)$$

Prva dva člena v zgornji enačbi predstavljata prispevek k varianci  $\sigma_{\ln C}^2$  zaradi vpliva razpršenosti slučajnih spremenljivk  $\ln X_i$  in  $\ln X_j$  ( $i, j = 1, 2, \dots, N_{\text{var}}$ ), zadnja dva člena pa predstavljata prispevek zaradi vpliva korelacije med slučajnimi spremenljivkami. V zgornji enačbi je:

- $\ln X_i$  slučajna spremenljivka, ki predstavlja naravni logaritem slučajne spremenljivke  $X_i$ ,
- $f$  funkcija, ki predstavlja zvezo med naravnim logaritem kapacitete stavbe,  $\ln C$ , in slučajnimi spremenljivkami  $\ln X_i$ ,  $i = 1, \dots, N_{\text{var}}$ ,
- $m_{\ln X} = (m_{\ln X_1}, m_{\ln X_2}, \dots, m_{\ln X_{N_{\text{var}}}})$  je vektor srednjih vrednosti slučajnih spremenljivk  $\ln X_i$ ,
- $\partial f / \partial \ln x_i \big|_{m_{\ln X}}$  in  $\partial f / \partial \ln x_j \big|_{m_{\ln X}}$  sta parcialna odvoda funkcije  $f$  po slučajnih spremenljivkah  $\ln X_i$  oz.  $\ln X_j$ , izračunana v točki  $m_{\ln X}$ ,
- $\rho_{\ln X_i \ln X_j}$  koeficient korelacije slučajnih spremenljivk  $\ln X_i$  in  $\ln X_j$ ,
- $\sigma_{\ln X_i}$  in  $\sigma_{\ln X_j}$  standardna deviacija naravnih logaritmov slučajnih spremenljivk  $X_i$  in  $X_j$ .

Opozoriti je potrebno, da se koeficienti korelacije  $\rho_{\ln X_i \ln X_j}$  v enačbi (4.2) nanašajo na logaritme slučajnih spremenljivk  $\ln X_i$  in  $\ln X_j$  in se zato v splošnem razlikujejo od koeficientov korelacije  $\rho_{X_i X_j}$ . Razlika med koeficienti korelacije  $\rho_{\ln X_i \ln X_j}$  in  $\rho_{X_i X_j}$  je odvisna od parametrov verjetnostne porazdelitve slučajnih spremenljivk  $\ln X_i$  in  $\ln X_j$ . Ker lahko koeficiente korelacije slučajnih spremenljivk, ki jih uporabljamo v potresni analizi stavb, le približno izračunamo, smo to razliko zanemarili.

Razvijmo sedaj enačbo, s katero smo izračunali varianco  $\sigma_{\ln C}^2$ . Za ta namen vstavimo v enačbo (4.2) slučajne spremenljivke iz preglednice 4.1 ter upoštevamo delno korelacijo (s faktorjem 0.5) karakterističnih rotacij na meji tečenja,  $\theta_{y,b}$  in  $\theta_{y,c}$ , in mejnimi rotacijami blizu porušitve  $\theta_{nc,b}$  in  $\theta_{nc,c}$ , za ostale slučajne spremenljivke pa upoštevamo, da so neodvisne med seboj. Enačba (4.2) v razviti obliki se glasi:

$$\begin{aligned} \sigma_{\ln C}^2 \approx & \left(\frac{\partial f}{\partial \ln f_{cm}}\right)^2 \sigma_{\ln f_{cm}}^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \ln f_{sy}}\right)^2 \sigma_{\ln f_{sy}}^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \ln m}\right)^2 \sigma_{\ln m}^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \ln b_{eff}}\right)^2 \sigma_{\ln b_{eff}}^2 + \\ & + \left(\frac{\partial f}{\partial \ln \theta_{yb}}\right)^2 \sigma_{\ln \theta_{yb}}^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \ln \theta_{yc}}\right)^2 \sigma_{\ln \theta_{yc}}^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \ln \theta_{ub}}\right)^2 \sigma_{\ln \theta_{ub}}^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \ln \theta_{uc}}\right)^2 \sigma_{\ln \theta_{uc}}^2 + \\ & + 2\left(\frac{\partial f}{\partial \ln \theta_{yb}} \cdot \frac{\partial f}{\partial \ln \theta_{ub}}\right) \cdot 0.5 \cdot \sigma_{\ln \theta_{yb}} \sigma_{\ln \theta_{ub}} + 2\left(\frac{\partial f}{\partial \ln \theta_{yc}} \cdot \frac{\partial f}{\partial \ln \theta_{uc}}\right) \cdot 0.5 \cdot \sigma_{\ln \theta_{yc}} \sigma_{\ln \theta_{uc}} \end{aligned} \quad (4.3)$$

Prvih osem členov zgornje enačbi predstavlja prispevek k varianci  $\sigma_{\ln C}^2$  zaradi vpliva razpršenosti slučajnih spremenljivk, zadnja dva člena pa predstavljata prispevka zaradi vpliva korelacije med slučajnimi spremenljivkami  $\theta_{y,b}$  in  $\theta_{nc,b}$  ter  $\theta_{y,c}$  in  $\theta_{nc,c}$ . Za izračun variance  $\sigma_{\ln C}^2$  torej potrebujemo osem parcialnih odvodov po posameznih slučajnih spremenljivkah. Te odvode smo približno izračunali z metodo končnih diferenc. Ibarra in Krawinkler (2005) sta najboljše rezultate dobila s simetrično formulo, pri čemer sta za diferenco izbrala standardno deviacijo naravnih logaritmov:

$$\left.\frac{\partial f}{\partial \ln X_i}\right|_{m_{\ln X_i}} \approx \frac{\ln(C_{i1}) - \ln(C_{i2})}{2 \cdot \sigma_{\ln X_i}}, \quad (4.4)$$

kjer sta  $C_{i1}$  oz.  $C_{i2}$  kapaciteti stavbe (v smislu pomikov ali maksimalnih pospeškov tal), izračunani pri odklonih slučajne spremenljivke  $X_i$ :

$$x_{i1} = \exp(m_{\ln X_i} - \sigma_{\ln X_i}) = \tilde{m}_{X_i} \cdot \exp(-\sigma_{\ln X_i}), \quad (4.5)$$

oz.

$$x_{i2} = \exp(m_{\ln X_i} + \sigma_{\ln X_i}) = \tilde{m}_{X_i} \cdot \exp(\sigma_{\ln X_i}), \quad (4.6)$$

kjer je  $\tilde{m}_{X_i}$  mediana,  $x_{i1}$  oz.  $x_{i2}$  pa 16. oz. 84. kvantil slučajne spremenljivke  $X_i$ . Vrednosti za kapaciteto pomikov in kapaciteto pospeškov, izračunane pri odklonih slučajnih spremenljivk na 16. oz. 84. kvantil, smo že izračunali v občutljivostni analizi in so prikazane v preglednici 4.2.

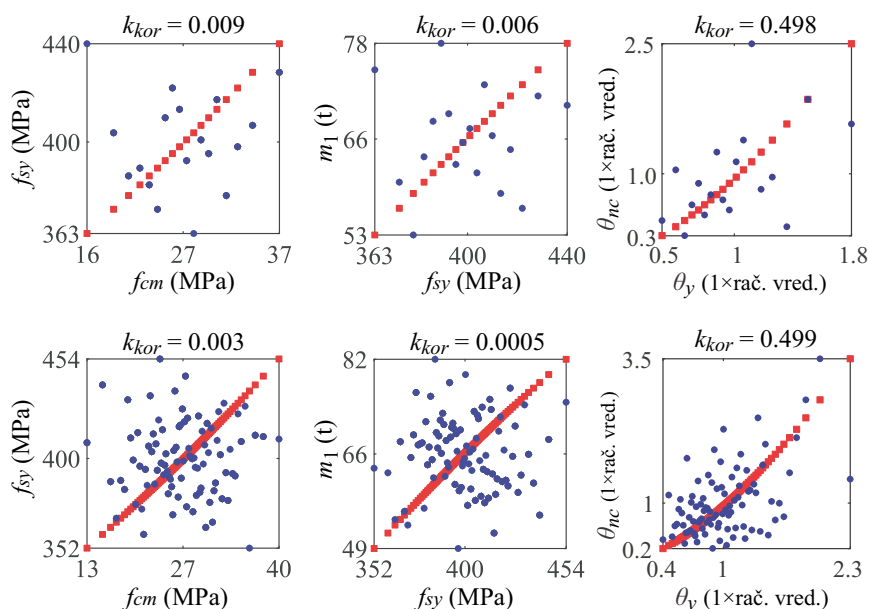
Čeprav lahko parcialne odvode v enačbi (4.4) uporabimo tudi za mero občutljivosti kapacitete stavbe, smo jih uporabili izključno za določitev variance (4.3). Standardno deviacijo logaritmov kapacitete pomikov  $\beta_{CU}$  in kapacitete pospeškov  $\beta_{agCU}$  smo nato izračunali kot kvadratna korena pripadajočih varianc  $\sigma_{\ln D_{nc}}^2$  oz.  $\sigma_{\ln D_{nc}}^2$ . Dobili smo naslednji vrednosti:  $\beta_{CU} = 0.37$  in  $\beta_{agCU} = 0.35$ .

Z metodo FOSM smo ocenili standardni deviaciji, ki se nanašata na kapaciteto pomikov in kapaciteto pospeškov. Težje pa je oceniti standardno deviacijo  $\beta_{DU}$ , ki se nanaša na pomike pri potresni intenziteti, ki ustreza mejnemu stanju blizu porušitve. V tem območju je natančnost ocene  $\beta_{DU}$  vprašljiva, če eden ali več konstrukcijskih modelov, v katerih upoštevamo 16. ali 84. kvantil izbranega negotovega vhodnega parametra, preseže pomike v mejnem stanju blizu porušitve. Prispevki k oceni  $\beta_{DU}$  tistih negotovih parametrov, ki povzročijo porušitev konstrukcijskih modelov, so zato nerealno visoki, standardne deviacija  $\beta_{DU}$  pa je precenjena. Prav tako z metodo FOSM ne moremo zajeti vpliva negotovosti na oceno mediane kapacitete. Manjkajoče parametre zato določimo z razširjeno metodo IN2, ki uporablja metodo LHS.

**Analiza negotovosti z uporabo metode LHS.** Natančnost rezultatov metode LHS je odvisna od števila simulacij. Z večanjem števila simulacij dobimo točnejše rezultate, po drugi strani pa to podaljša računski čas, ki ga potrebujemo za generiranje in analizo konstrukcijskih modelov. Da bi čim bolj

skrajšali računski čas, moramo izbrati najmanjše smiselno število simulacij, ki še vodi k rezultatom zahtevane natančnosti.

Pretekle analize so pokazale, da lahko dosežemo zahtevno natančnost že, če je število simulacij približno enako ali večje od dvakratnika števila slučajnih spremenljivk (Dolšek, 2009). To se je pokazalo tudi v našem primeru. Naredili smo več analiz, v katerih smo postopoma povečevali število simulacij. Rezultati analiz se niso razlikovali za več kot 6 %, če je število simulacij preseglo dvakratnik števila slučajnih spremenljivk. V tem primeru je tudi odstopanje med koeficienti generirane in ciljne korelacijske matrike zadovoljivo majhno. Na primer, odstopanje koeficientov generirane in ciljne korelacijske matrike vzorca z 20 simulacijami znaša največ 0.01, v primeru vzorca s 100 simulacijami pa največ 0.003 (glej sliko 4.7). Ker je to razmeroma majhno odstopanje, smo se odločili, da v nadaljevanju opišemo primer z 20 simulacijami, kar v našem primeru znaša štiri simulacije več od dvakratnika števila izbranih slučajnih spremenljivk ( $2 \cdot N_{Var} = 16$ ).



Slika 4.7: Vpliv števila simulacij na stopnjo korelacije med tlačno trdnostjo betona  $f_{cm}$  in trdnostjo jekla  $f_y$ , trdnostjo jekla  $f_y$  in maso  $m$  ter rotacijo stebrov na meji tečenja  $\theta_{y,c}$  in mejno rotacijo  $\theta_{nc,c}$ .

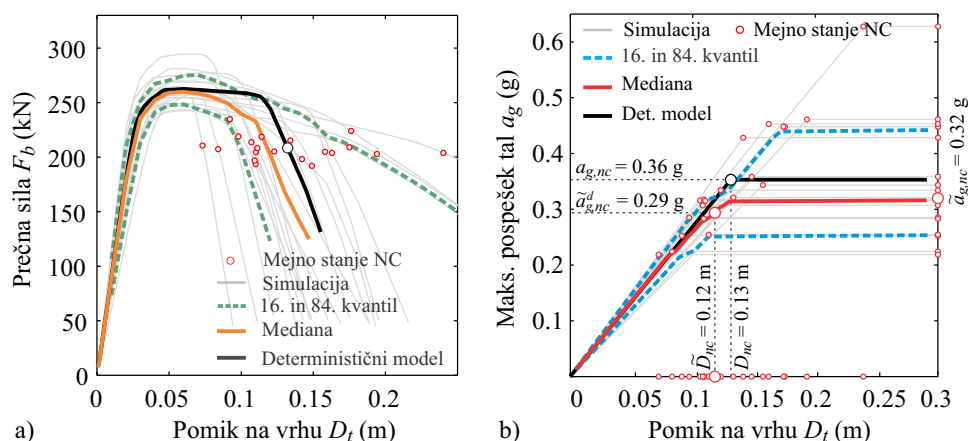
Figure 4.7: The effect of number of simulations on target correlation between concrete compressive strength  $f_{cm}$  and reinforcement yield strength  $f_y$ , reinforcement yield strength  $f_y$  and mass  $m$ , and yield rotation of column  $\theta_{y,c}$  and corresponding ultimate rotation  $\theta_{nc,c}$ .

Na podlagi generiranega vzorca slučajnih spremenljivk smo zgradili 20 konstrukcijskih modelov stavbe, ki zajemajo vplive fizikalnih in modelnih negotovosti. Za vsak model iz skupine modelov smo nato opravili nelinearno statično analizo stavbe v kritični smeri X in izračunali pripadajočo krivuljo IN2. Delni rezultat tako predstavlja skupina 20 obtežno-deformacijskih krivulj in 20 krivulj IN2 ter pripadajoči parametri potresnega odziva v mejnem stanju blizu porušitve, ki jih v našem primeru izrazimo s pomiki na vrhu v smeri X, ( $D_{nc,j}$ ,  $j=1,2,\dots,20$ ), ter z maksimalnimi pospeški tal, ( $a_{g,nc,j}$ ,  $j=1,2,\dots,20$ ), (glej sliko 4.8).

Na podlagi vzorcev 20 vrednosti  $D_{nc,j}$  in  $a_{g,nc,j}$  smo ocenili mediano pomikov v mejnem stanju blizu porušitve  $\tilde{D}_{nc}$  ter mediano maksimalnega pospeška tal  $\tilde{a}_{g,nc}$ . Mediano pospeška  $\tilde{a}_{g,nc}$  na primer potrebujemo za oceno frekvence prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve  $\lambda_{nc}$ , če uporabimo

metodo na osnovi intenzitete (glej poglavje 3.11, enačba (3.19)). V nasprotnem primeru, kadar za oceno  $\lambda_{nc}$  uporabimo metodo na osnovi pomikov (enačba (3.14)), pa maksimalni pospešek tal, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve, določimo na presečišču mediane kapacitete pomikov  $\tilde{D}_{nc}$  in mediane krivulje IN2, ki predstavlja mediano pomikov stavbe pri dani potresni intenziteti  $\tilde{D}|a_g$ . Tako določeno vrednost maksimalnega pospeška tal smo označili z  $\tilde{a}_{g,nc}^d$  (indeks  $d$  se nanaša na *displacement*).

Obtežno-deformacijske krivulje in krivulje IN2 skupine 20 modelov so prikazane na sliki 4.8. Poleg krivulj, ki prikazujejo odziv posameznih modelov stavbe, so izrisane krivulje, ki prikazujejo 16., 50. in 84. kvantil celotne prečne sile za dani pomik (slika 4.8a) ter 16., 50. in 84. kvantil pomika na vrhu pri dani potresni intenziteti (slika 4.8b). Krivulji, ki predstavljata 50. kvantil celotne prečne sile oz. pomika stavbe z drugo besedo imenujemo tudi mediana obtežno-deformacijske krivulje oz. mediana krivulje IN2. Ti dve krivulji ponazarjata pričakovan odziv konstrukcije ob upoštevanju vplivov negotovosti. Zaradi tega ju je smiselno primerjati s krivuljami odziva determinističnega modela. Za ta namen prikazujemo na slikah 4.8a in 4.8b tudi obtežno-deformacijsko krivuljo in krivuljo IN2 determinističnega modela stavbe (črni odebeljeni črti).



Slika 4.8: a) Obtežno-deformacijske krivulje in b) krivulje IN2 za skupino 20 konstrukcijskih modelov, ki sestavljajo stohastični model konstrukcije, za tri kvantilne vrednosti ter za deterministični model konstrukcije. Rezultati so prikazani za obremenjevanje v pozitivni  $X$  smeri.

Figure 4.8: a) The pushover curve and b) IN2 curves for a group of 20 structural models, showing the near-collapse limit state points. The pushover and IN2 curves are presented for deterministic model and for three selected fractiles. The results are presented for loading in positive  $X$  direction only.

Iz slike 4.8a je razvidno, da imajo fizikalne in modelne negotovosti zanemarljiv vpliv na togost in nosilnost stavbe, močno pa vplivajo na deformacijsko kapaciteto v padajočem delu obtežno-deformacijskih krivulj. Razpršenost parametrov potresnega odziva je zato velika, posebej še v mejnem stanja blizu porušitve. Kapaciteta pomikov posameznih modelov iz skupine modelov se giblje med 7 in 25 cm.

Za izbrano konstrukcijo je značilna redukcija mediane kapacitete stavbe v primeru, da upoštevamo vplive negotovosti. Mediana pomikov znaša  $\tilde{D}_{nc} = 12$  cm, kar je približno 8 % manj od vrednosti  $D_{nc}$  determinističnega modela stavbe (preglednica 4.3). Mediana maksimalnega pospeška tal v mejnem stanju blizu porušitve, ki smo jo izračunali s statistiko vzorca  $(a_{g,nc,j}, j=1,2,\dots,20)$ , znaša  $\tilde{a}_{g,nc} = 0.31$  g, vrednost  $\tilde{a}_{g,nc}^d$  na presečišču  $\tilde{D}_{nc}$  in mediane krivulje IN2 pa je  $\tilde{a}_{g,nc}^d = 0.28$  g. Razlika vrednosti  $\tilde{a}_{g,nc}$  in  $\tilde{a}_{g,nc}^d$  izhaja iz določitve mediane krivulje IN2 v območju velikih pomikov. Ker so v



območju mediane kapacitete stavbe nekateri modeli iz skupine konstrukcijskih modelov že porušeni, ima to za posledico manjši naklon mediane krivulje IN2, kar pomeni večje pomike pri dani potresni intenziteti. Zaradi tega je maksimalni pospešek tal  $\tilde{a}_{g,nc}^d$  na presečišču  $\tilde{D}_{nc}$  in mediane krivulje IN2, manjši v primerjavi z mediano  $\tilde{a}_{g,nc}$ . Redukcija maksimalnih pospeškov tal  $\tilde{a}_{g,nc}$  in  $\tilde{a}_{g,nc}^d$  v primerjavi z deterministično vrednostjo znaša približno 11 in 19 % (preglednica 4.3).

Preglednica 4.3: Mediana kapacitete pomikov in maksimalni pospešek tal v mejnem stanju blizu porušitve za deterministični model in stohastični model konstrukcije.

Table 4.3: The median capacity in terms of displacement and acceleration at the near-collapse limit state of the deterministic and stochastic structural model.

	$\tilde{D}_{nc}$ (m)	$\Delta\tilde{D}_{nc}$	$\tilde{a}_{g,nc}$ (g)	$\Delta\tilde{a}_{g,nc}$	$\tilde{a}_{g,nc}^d$ (g)	$\Delta\tilde{a}_{g,nc}^d$
Deterministični model (D)	0.13	/	0.35	/	0.35	/
Stohastični Model (U)	0.12	-8 %	0.31	-11 %	0.28	19 %

$\Delta = (U - D) / D$ , U: Negotovosti upoštevane, D: Deterministični model

Standardne deviacije parametrov potresnega odziva smo enostavno ocenili kot povprečje vrednosti  $\beta_{16} = \ln(y_{50}/y_{16})$  in  $\beta_{84} = \ln(y_{84}/y_{50})$ , kjer  $y_{16}$ ,  $y_{50}$  in  $y_{84}$  predstavljajo 16., 50. in 84. šteti kvantil izbranega parametra odziva (glej enačbo 3.90). Poleg standardnih deviacij, ki se nanašata na kapaciteto pomikov  $\beta_{CU}$  in kapaciteto pospeškov  $\beta_{agCU}$ , ki smo ju izračunali iz vzorca  $(a_{g,nc,j}, D_{nc,j})$ , smo ocenili standardno deviacijo pomikov  $\beta_{DU}$ . Tukaj imamo dve možnosti. Ena možnost je, da bi  $\beta_{DU}$  določili iz 16. in 84. kvantila krivulj IN2, ki bi jih približno določili v obliki potenčnih funkcij:

$$D_{16} = a_1 \cdot s^{b_1}, D_{84} = a_2 \cdot s^{b_2}$$

kjer je  $D_{16}$  in  $D_{84}$  16. oz. 84. kvantil krivulje IN2,  $a_1$ ,  $a_2$  ter  $b_1$  in  $b_2$  pa so parametri potenčnih funkcij (glej Dolšek, 2009). Ker je definicijsko območje krivulj  $D_{16}$  in  $D_{84}$  neomejeno na intervalu  $a_g \in (-\infty, \infty)$ , lahko 16. in 84. kvantil pomikov približno določimo pri katerikoli potresni intenziteti. V tem primeru bi lahko z enačbo (3.90) standardno deviacijo  $\beta_{DU}$  ocenili tudi pri intenziteti v mejnem stanju blizu porušitve. Opisani postopek je razmeroma zahteven obenem pa daje zelo visoke vrednosti  $\beta_{DU}$ , ki so včasih lahko precej konservativne. Vrednosti  $\beta_{DU}$  namreč potrebujemo za oceno potresnega tveganja po metodi na osnovi pomikov, kjer se predpostavi konstantna vrednost  $\beta_{DU}$  na celotnem območju integracije. Zato smo se odločili, da  $\beta_{DU}$  enostavno ocenimo pri intenziteti, kjer 84. kvantil krivulje IN2 postane vodoravna črta (glej sliki 3.13 in 4.8b). Izračunane vrednosti standardnih deviacij so prikazane v preglednici 4.4.

Najmanjša vrednost je značilna za pomike in znaša  $\beta_{DU} = 0.13$ . Ostali dve vrednosti, ki pripadata kapaciteti pomikov in maksimalnemu pospešku tal v mejnem stanju blizu porušitve, sta pričakovano večji in znašata  $\beta_{CU} = 0.30$  in  $\beta_{agCU} = 0.29$ . Naj poudarimo še to, da smo podobni vrednosti  $\beta_{CU}$  in  $\beta_{agCU}$  izračunali tudi z metodo FOSM.

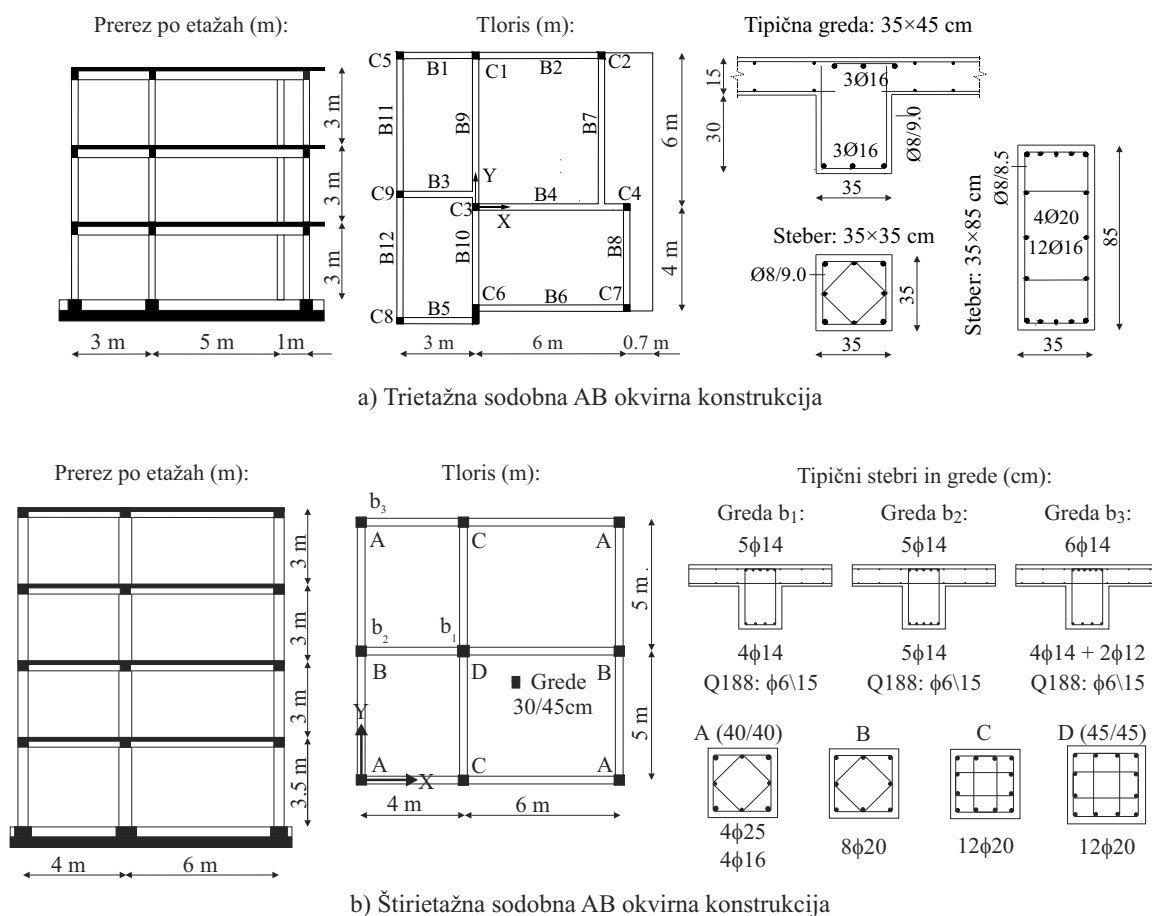
Preglednica 4.4: Standardne deviacije pomikov ter kapacitete pomikov in maksimalnega pospeška v mejnem stanju blizu porušitve, izračunane z uporabo metode FOSM in LHS

Table 4.4: Standard deviation of the displacements at given intensity and standard deviations of the displacement and acceleration capacities at the near-collapse limit state, determined by using FOSM or LHS method.

Metoda	$\beta_{DU}$	$\beta_{CU}$	$\beta_{S_{CU}}$
LHS	0.13	0.30	0.29
FOSM	/	0.37	0.35

### 4.1.3 Komentar rezultatov in primerjava s sodobnimi konstrukcijami

Zaradi specifičnih lastnosti posameznih konstrukcij ne moremo kar podlagi ene konstrukcije sklepati kakšen vpliv imajo v splošnem fizikalne in modelne negotovosti na potresni odziv AB okvirnih konstrukcij. Da bi lahko podali bolj splošne zaključke, bomo v tem razdelku odziv obstoječe trietažne konstrukcije, ki smo jo obravnavali do sedaj, primerjali z odzivom dveh sodobnih konstrukcij (ena trietažna in ena štirietažna AB okvirna konstrukcija), ki sta po svoji zasnovi podobni obstoječi konstrukciji, razlikujeta pa se v geometriji in seizmičnih detajlih (glej sliko 4.9). Obe sodobni konstrukciji sta bili projektirani v skladu s predpisom za gradnjo potresnoodpornih konstrukcij Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005).



Slika 4.9: Geometrija sodobnih AB okvirnih konstrukcij in prerezi stebrov in gred.

Figure 4.9: The geometry of the contemporary RC frame structures and the cross-sections of the columns and beams.

Oglejmo si najprej rezultate občutljivostne analize sodobnih konstrukcij. Ker sta sodobni stavbi projektirani po principu načrtovanja nosilnosti, pri čemer so nosilnosti duktilnih gred projektirane tako, da delujejo kot varovalke stebrom, se poškodbe koncentrirajo predvsem v gredah ter v prerezih stebrov ob vpetju stavbe. Rotacijska kapaciteta gred  $\theta_{nc,b}$  ima zato močan vpliv na kapaciteto sodobnih stavb in je zato celo pomembnejša od rotacijske kapacitete stebrov  $\theta_{nc,c}$ . Za tri analizirane konstrukcije je torej značilen močan vpliv rotacijske kapacitete stebrov ali gred, kateri elementi so pomembnejši pa je odvisno od oblike plastičnega mehanizma stavbe v mejnem stanju blizu porušitve. Rotacijske kapacitete elementov imajo v primerjavi z ostalimi negotovimi parametri močan vpliv tudi zaradi visokih koeficientov variacije, ki za stebre znaša  $V_{\theta_{nc,c}} = 0.4$  in za grede  $V_{\theta_{nc,c}} = 0.6$ .

Rezultati v preglednici 4.5 kažejo, da se razpršenost parametrov potresnega odziva ne razlikuje bistveno glede na načina projektiranja analiziranih konstrukcij. Zato je za izbrane tri konstrukcije smiselno izračunati povprečne vrednosti standardnih deviacij, ki jih lahko nato uporabimo za oceno potresnega tveganja za skupino podobnih konstrukcij. Povprečna standardna deviacij pomikov pri potresni intenziteti, pri kateri 84. kvantil krivulje IN2 postane vodoravna znaša  $\beta_{DU} = 0.11$ , povprečni standardni deviaciji za kapaciteto pomikov in kapaciteto pospeškov pa  $\beta_{CU} = 0.32$  in  $\beta_{agCU} = 0.28$ . Primerjava z rezultati dinamične verjetnostne analize (Dolšek, 2008b), kjer so bile poleg fizikalnih in modelnih negotovosti upoštevane negotovosti v določitvi potresne obtežbe, pokaže, da vrednosti za standardne deviacije zaradi vpliva fizikalnih in modelnih negotovosti, izračunane z dinamično analizo, v povprečju presegajo vrednosti v preglednici 4.5 za približno 10 %. Rezultati obeh metod sicer niso neposredno primerljivi, saj na rezultate dinamične analize močno vpliva skupina izbranih akceleroگرامov, poleg tega mejno stanje v predhodni študiji ustreza globalni nestabilnosti konstrukcije. Standardne deviacije zaradi vpliva fizikalnih in modelnih negotovosti, ki so bile določene z dinamično analizo, pravzaprav predstavljajo povprečne vrednosti, izračunane z uporabo različnih akceleroگرامov.

Preglednica 4.5: Parametri potresnega odziva različnih AB okvirov, izračunani z uporabo metode LHS. Rezultati so prikazani za izbrano (obstoječo) konstrukcijo ter za dve sodobni konstrukciji.

Table 4.5: Seismic response parameters of RC frames by utilizing LHS technique. Results are presented for selected (existing) structure and for two contemporary structures.

Primer		Obstoječa 3-etažna konstrukcija	Sodobna 3-etažna konstrukcija	Sodobna 4-etažna konstrukcija
$D_{nc} (m)$	D	0.13	0.39	0.47
$\tilde{D}_{nc} (m)$	U	0.12	0.36	0.47
	(U - D) / D	-8 %	-8 %	0 %
$a_{g,nc} (g)$	D	0.35	1.35	1.35
$\tilde{a}_{g,nc} (g)$	U	0.31	1.15	1.28
	(U - D) / D	-11 %	-15 %	-5 %
$\tilde{a}_{g,nc}^d (g)$	U	0.28	1.12	1.19
	(U - D) / D	-19 %	-17 %	-12 %
$\beta_{DU}$	U	0.13	0.10	0.11
$\beta_{CU}$	U	0.30	0.33	0.34
$\beta_{agCU}$	U	0.29	0.27	0.28
(U - D) / D, U: Negotovosti upoštevane, D: Deterministični model				

Tako kot v primeru starejše konstrukcije, je tudi za sodobni dve konstrukciji značilno, da fizikalne in modelne negotovosti vplivajo na oceno mediane kapacitete (preglednica 4.5). Skoraj v vseh primerih je prišlo do redukcije mediane kapacitete pomikov in kapacitete pospeškov, če smo upoštevali vplive negotovosti. Za analizirane tri konstrukcije to pomeni, da lahko v primeru, da v analizi zanemarimo vplive negotovosti, podcenimo pomike stavbe in s tem potresno tveganje. Pri tem se je potrebno zavedati, da je opisani pojav zelo specifičen in ga zato ne smemo posploševati. V splošnem ni nujno, da je mediana kapacitete stavb precenjena, če zanemarimo vpliv fizikalnih in modelnih negotovosti, saj je vpliv slednjih odvisen od konstrukcijskega sistema, modela konstrukcije, slučajnih spremenljivk, definicije mejnih stanj itn. Celik in Ellingwood (2010) sta na primer pokazala, da je kapaciteta determinističnega modela vedno znotraj 95% intervala zaupanja parametrov potresnega odziva.

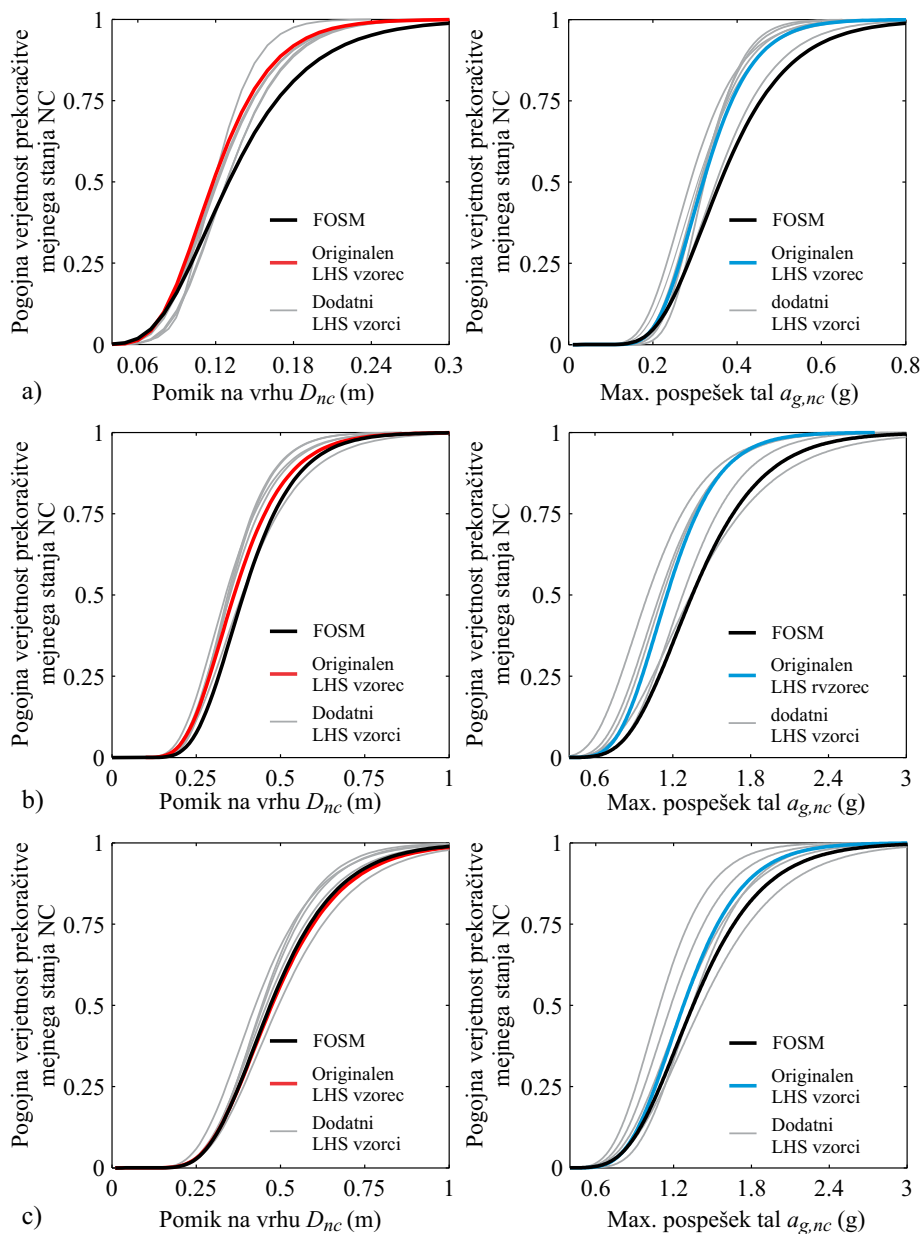
Potrebno je tudi poudariti, da algoritem za optimizacijo korelacijske matrike (Simulirano ohlajanje (Vořechovský in Novák, 2009)) ne da enolične rešitve. To smo preverili tako, da smo generirali pet dodatnih vzorcev slučajnih spremenljivk. Za vsak posamezen vzorec smo nato izračunali krivulje kumulativnih porazdelitev kapacitete pomikov in kapacitete pospeškov ter jih primerjali s krivuljami determinističnega modela (slika 4.10). V tem zadnjem primeru smo krivulje kumulativnih porazdelitev izračunali na podlagi standardne deviacije kapacitete, ki smo jo ocenili z metodo FOSM. Čeprav bi za popolno ponazoritev vpliva optimizacijskega procesa potrebovali mnogo več realizacij metode LHS, se da na podlagi rezultatov na sliki 4.10 za izbrane stavbe ugotoviti jasen vpliv fizikalnih in modelnih negotovosti na zmanjšanje ocene mediane kapacitete pomikov in pospeškov.

Naj navedemo še nekaj bistvenih značilnosti oz. pomanjkljivosti razširjene metode IN2. Glavna pomanjkljivost je, da lahko neposredno upoštevamo le vplive fizikalnih in modelnih negotovosti na potresni odziv, ne moremo pa zajeti negotovosti v določitvi potresne obtežbe. Standardno deviacijo parametrov potresnega odziva zaradi različnih akceleroogramov moramo zato predpostaviti na osnovi rezultatov dinamičnih analiz. Druga možnost je, da odziv konstrukcije določimo z dinamično analizo ekvivalentnega modela SDOF. Poseben primer predstavlja metoda, pri kateri se rezultati dinamične analize ovrednotijo s spletno aplikacijo za približno določitev krivulj IDA (Dolšek, 2010, Peruš in sod., 2011, Dolšek in sod., 2011), vpliv fizikalnih in modelnih negotovosti pa zajamemo s skupino modelov konstrukcije. Rezultati analize kažejo, da lahko na tak način dosežemo razmeroma dobro ujemanje med rezultati razširjene metode IN2 in dinamične analize ekvivalentnega modela SDOF, če kapaciteto konstrukcije izrazimo z mejno potresno intenziteto. Primer analize sodobne trietažne konstrukcije s spletno aplikacijo je prikazan v prilogi A.

Ostale omejitve razširjene metode IN2 se nanašajo na poenostavljeno nelinearno metodo za analizo konstrukcij pri potresni obtežbi ter na matematični model konstrukcije in omejeno število slučajnih spremenljivk. Na primer, v matematičnem modelu stavbe, ki smo jo analizirali, predstavljajo rotacijski plastični členki stebrov in gred edini vir nelinearnosti. Na ta način zanemarimo morebitne neugodne vplive zaradi podajnosti vozlišč ali strižnih porušitev stebrov, kar je še posebej pomembno v primeru starejših konstrukcij, brez ustreznih seizmičnih detajlov. Naslednja predpostavka, ki smo jo upoštevali in ima lahko tudi velik vpliv na končne rezultate, je predpostavka o popolni prostorski korelaciji slučajnih spremenljivk. Popolno korelacijo smo predpostavili na podlagi rezultatov številnih raziskav v svetu (npr. Liel in sod., 2009, Celik in Ellingwood, 2010, Barbato in sod., 2010) in predstavlja kompromis med zahtevanim številom simulacij in natančnostjo rezultatov analize. Na primer, predpostavka o popolni prostorski korelaciji bistveno zmanjša zahtevano število simulacij, vendar ob enem to poveča razpršenost parametrov potresnega odziva stavbe (Val in sod., 1997). Kljub temu smo ob predpostavki popolne prostorske korelacije v nekaterih primerih tudi na nevarni strani, saj

zanemarimo vplive morebitnih etažnih mehanizmov, ki bi lahko v primeru delne prostorske korelacije slučajnih spremenljivk nastali kot posledica razlikovanja v nosilnosti posameznih etaž konstrukcije. Slednje se lahko zgodi v primeru delne korelacije tlačne trdnosti betona med etažami konstrukcije.

Kljub naštetim omejitvam, je razširjena metoda IN2 dovolj natančna za enostavne konstrukcije, sicer pa v kombinaciji s točnejšimi metodami lahko služi predvsem za preliminarne analize stavb. Njena bistvena prednost pred ostalimi metodami za analizo negotovosti je, da lahko zajame vse pomembne fenomene negotovosti in njihovih vplivov na potresni odziv konstrukcij, obenem pa je dovolj hitra in računsko ne preveč zahtevna.



Slika 4.10: Primerjava krivulj kumulativne porazdelitve kapacitete pomikov in kapacitete pospeškov. Krivulje so izračunane na podlagi rezultatov metode FOSM ter za šest različnih realizacij metode LHS v primeru a) trietažne starejše konstrukcije, b) trietažne sodobne konstrukcije in c) štirietažne sodobne konstrukcije.

Figure 4.10: Comparison of the fragility curves for the displacement and acceleration capacities, calculated by using FOSM method and 6 different LHS realizations. The fragility curves are plotted for a) the older three-storey building, b) the contemporary three-storey building and c) the contemporary four-storey building.

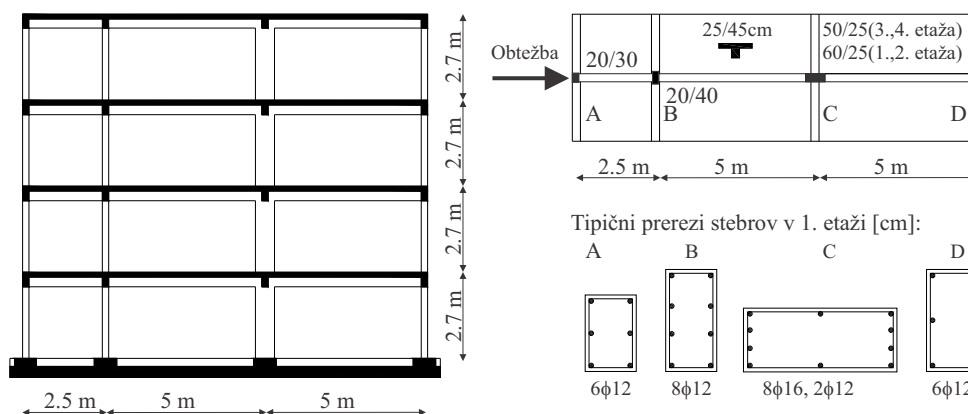
## 4.2 Ocena potresnega tveganja štirietažne stavbe z upoštevanjem korozije

Fizikalne in modelne negotovosti, ki smo jih obravnavali do sedaj niso edini vir negotovosti, ki ga je potrebno upoštevati v analizi AB konstrukcij. Dodatno negotovost v oceni potresnega odziva predstavlja korozija, ki lahko pri izpostavljenih konstrukcijah povzroči različne poškodbe in zmanjša nosilnosti konstrukcijskih elementov in konstrukcije ter tako vpliva na povečanje potresnega tveganja. V tem poglavju bomo zato na primeru izbrane konstrukcije ponazorili postopek za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem vplivov neugodnega delovanja korozije.

Analizirali smo štirietažen ravninski okvir, ki ponazarja tipično projektantsko prakso na območju sredozemskih držav izpred 40 do 50 let (Carvalho in Coelho, 2001) in je brez večje potresne odpornosti. Geometrija konstrukcije in tipični prerezi stebrov so prikazani na sliki 4.11. Srednja tlačna trdnost uporabljenega betona je 16 MPa, trdnost armaturnega jekla pa znaša 343.4 MPa. Masa konstrukcije za prve tri etaže znaša 46 t, za četrto etažo pa 40 t (Carvalho in Coelho, 2001).

Upoštevali smo zmerno potresno nevarnost, tipično za JV del Republike Slovenije (Dolšek in Fajfar, 2008a), ter sočasen vpliv korozije zaradi karbonizacije betona (Somerville in sod., 1992). Cilj je bil oceniti povečanje potresnega tveganja, ki ga opišemo s frekvenco prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve (NC) v 50 letih. Maksimalni pospešek tal v mejnem stanju NC (kapaciteto pospeškov) smo določili z osnovno metodo N2 (Fajfar, 2000). Vplivov fizikalnih in modelnih negotovosti v analizi nismo upoštevali. Za oceno potresnega tveganja smo zato predpostavili vrednosti za standardno deviacijo kapacitete pospeškov.

Da bi ocenili zmanjšanje kapacitete konstrukcije v času, smo konstrukcijo glede na njeno starost analizirali v različnih časih v obdobju  $t \in [t_0, t_0 + \Delta t]$ , kjer je  $t_0$  čas, pri katerem se prvič pojavi korozija na konstrukciji ( $t_0 = 0$ ),  $\Delta t$  pa je dolžina obravnavanega časovnega obdobja. Ker smo izbrali  $\Delta t = 50$  let, smo razdelili celoten časovni interval na 5 dekad. Konstrukcijo smo tako analizirali v času  $t_0 = 0$  ter ob koncu vsake naslednje deкаде, to je 10, 20, 30, 40 in 50 let po začetku delovanja korozije.



Slika 4.11: Geometrija in tipični prerezi stebrov ravninske okvirne konstrukcije.

Figure 4.11: The geometry and typical cross-sections of columns of the plain frame structure.

## 4.2.1 Matematični model konstrukcije in modeliranje vplivov korozije

Konstrukcijo smo modelirali z linijskimi končnimi elementi z rotacijskimi plastičnimi členki v vsakem vozlišču. Ovojnice, ki predstavljajo zvezo med momentom in rotacijo plastičnih členkov, smo modelirali s trilinearnimi ovojnici, z ekvivalentno začetno togostjo, ki smo jih opisali že v poglavju 4.1. Upogibne momente na meji tečenja in maksimalne momente stebrov in gred smo izračunali z analizami prereзов, pripadajoče rotacije pa smo določili s CAE metodo (Peruš in sod., 2006) oz. z empirično enačbo po Evrokodu 8-3.

Nelinearno obnašanje konstrukcijskih elementov smo modelirali le z rotacijskimi plastičnimi členki, približno pa smo upoštevali vpliv strižnih porušitev elementov. To smo storili tako, da smo v primeru prekoračitve strižne nosilnosti pred upogibno porušitvijo ovojnice moment - rotacija ustrezno modificirali. Konservativno smo za največjo upogibno nosilnost strižno porušenega stebra upoštevali kar vrednost, ki ustreza vrednosti upogibnega momenta v trenutku strižne porušitve stebra, negativno togost pa smo predpostavili na osnovi originalne ovojnice moment - rotacija. Empirična enačba, s katero smo ocenili strižne nosilnosti stebrov se glasi (SIST EN 1998-3, 2005):

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[ \frac{h-c}{2L_s} \min(P, 0.55A_c f_{cm}) + \dots \right. \\ \left. 0.16 \left( 1 - 0.095 \min \left( 5, \mu_{\theta}^{pl} \right) \right) \max(0.5, 100\omega) \left( 1 - 0.16 \min \left( 5, \frac{L_s}{h} \right) \right) \sqrt{f_{cm} A_c + V_w} \right], \quad (4.7)$$

kjer je

$$V_w = \omega' \cdot b \cdot z \cdot f_{yw},$$

ter  $\gamma_{el}$  parameter, ki ima za primarne seizmične elemente vrednost 1.15, sicer 1.0 (v našem primeru smo upoštevali  $\gamma_{el} = 1$ ),  $h$  in  $b$  dimenziji prečnega prereza, vzporedno in pravokotno na smer obremenjevanja elementa,  $c$  globina tlačne cone,  $z$  ročica notranjih sil v prerezu ( $\approx 0.8 \cdot h$ ),  $P$  tlačna osna sila,  $L_s$  strižni razpon,  $A_c$  ploščina prečnega prereza,  $f_{cm}$  srednja tlačna trdnost betona,  $f_{yw}$  srednja trdnost na meji prečne armature  $\rho_{tot}$  in  $\rho_s$  delež vzdolžne armature,  $V_w$  pa prispevek prečne armature k strižni odpornosti elementa.

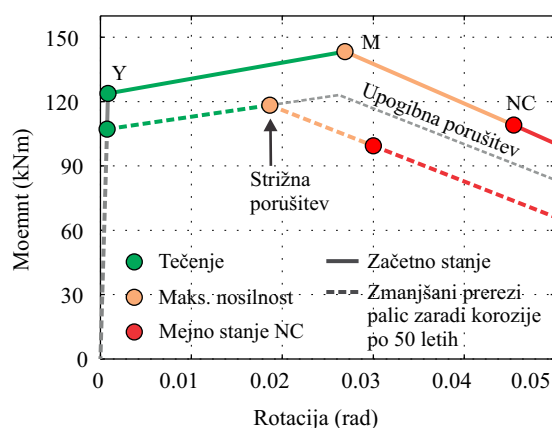
Primer ovojnice plastičnega članka stebra C v tretji etaži je prikazan na sliki 4.12. Ovojnica je prikazana za stanje v času  $t = 0$  (s polnimi prerezi armaturnim palic) ter za steber po petdesetih letih delovanja korozije (izmenično prekinjena črta). Strižna nosilnost stebra je prekoračena pri rotaciji 0.019 rad. Zato se za rotacije, večje od 0.019 rad, upošteva padanje nosilnosti.

Pri določitvi ovojnic moment - rotacija smo upoštevali vplive korozije. V splošnem je to zahtevna naloga, saj je korozija prostorsko razporejena po konstrukciji, poleg tega pa so za korozijo značilni pojavi kot so lokalizacija korozije, odpadanje krovnega sloja, izvlek armature itn. Kljub temu, da obstajajo nekateri zelo natančni modeli za modeliranje odpadanja krovnega sloja betona in zmanjšanja maksimalne sprijemne napetosti med armaturo in betonom (Vu in Stewart, 2000), pa v svetu ni enotnega modela, s katerim bi lahko izračunali vplive korozije na globalno obnašanje konstrukcije. Zato smo korozijo modelirali na poenostavljen način tako, da smo v izpostavljenih elementih upoštevali le zmanjšanje prereza armaturnih palic vzdolžne in prečne armature, medtem, ko smo ostale učinke korozije zanemarili. Ker je pri starih konstrukcijah s slabim betonom pogost pojav

karbonizacije betona, smo predpostavili, da je korozija v enakomerno razporejena po vsej dolžini armaturnih palic. Premer armaturne palice  $D_{rb}$  v času  $t$ , ki ima v začetnem času  $t_0$  premer  $D_b$ , izračunamo z enačbo (Pantazopolou in Papoulia, 2001):

$$D_{rb} = D_b - 0.023 \cdot i_{corr} \cdot t \text{ (mm)}, \quad (4.8)$$

kjer je  $i_{corr}$  srednji letni korozijski tok na enoto površine armaturne palice ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) in ima v primeru karbonizacije betona vrednosti med 0.2 do 2  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  (Somerville in sod., 1992). V naši študiji smo predpostavili zmerno jakost korozije. Zato smo upoštevali vrednost  $i_{corr} = 2.0 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ .



Slika 4.12: Trilinearna ovojnica moment - rotacija plastičnega členka stebra C v tretji etaži.

Figure 4.12: The trilinear moment - rotation relationship for the plastic hinge of the column C in the third storey.

## 4.2.2 Določitev kapacitete pomikov in kapacitete pospeškov

Da bi določili kapaciteto konstrukcije v mejnem stanju blizu porušitve kot funkcijo časa, smo pripravili šest različnih modelov ( $M_{10}$ ,  $M_{20}$ ,  $M_{30}$ ,  $M_{40}$  in  $M_{50}$ ), ki pripadajo intaktni konstrukciji pri času  $t = 0$ , ter degradirani konstrukciji za čas 10, 20, 30, 40 in 50 let po začetku delovanja korozije. Kapaciteto konstrukcije smo izračunali z osnovno metodo N2 (Fajfar, 2000), pri čemer smo upoštevali elastični spekter pospeškov za tip tal C. Kapaciteto smo izrazili s pomikom na vrhu  $D_{nc}$  in z maksimalnim pospeškom tal, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve  $a_{g,nc}$ .

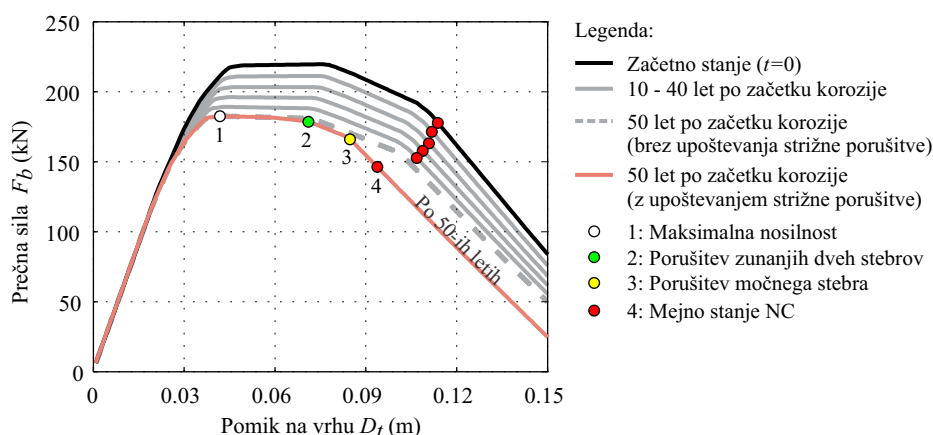
Oglejmo si rezultate nelinearne statične analize (slika 4.13). Korozija armature zmanjšuje prereze armaturnih palic. Čim dlje, ko deluje korozija, večji je njen vpliv na upogibno in strižno nosilnost konstrukcijskih elementov. Zato se postopoma zmanjšuje nosilnost in duktilnost stavbe. Največji vpliv je opaziti v zadnji dekadi. Zaradi močne korozije prečne in vzdolžne armature pride v modelu  $M_{50}$  do strižne porušitve stebrov A, C in D, kar povzroči znatno zmanjšanje duktilnosti konstrukcije. Kapaciteta pomikov intaktne konstrukcije znaša  $D_{nc} = 11 \text{ cm}$  in se zmanjša po petdesetih letih za 17.5 %.

Kot rečeno, smo strižne porušitve stebrov približno modelirali tako, da smo ustrezno zmanjšali pripadajoče upogibne nosilnosti. Ker ne znamo vnaprej določiti, kateri stebri so kritični in pri katerih rotacijah so bodo strižno porušili, smo morali nelinearno statično analizo modela  $M_{50}$  izvesti dvakrat. Najprej smo analizirali model z ustrezno zmanjšanimi prerezi armature ter s polno razpoložljivo



upogibno nosilnostjo stebrov. Nato smo za kritične stebre s prekoračeno strižno nosilnostjo v tretji etaži reducirali upogibne nosilnosti, kot je opisano v razdelku 4.2.1, ter popravljeni model konstrukcije ponovno analizirali. Ker v tem zadnjem primeru strižna nosilnosti ni bila prekoračena v nobenem od ostalih stebrov ali gred, predstavljajo rezultati druge analize končni rezultat. Čeprav so se strižno porušili le trije stebri, je to prispevalo k znatnemu zmanjšanju globalne duktilnosti konstrukcije, kar je posledica etažnega plastičnega mehanizma v tretji etaži (slika 4.14).

Izračunane vrednosti za kapaciteto pomikov in pospeškov tal so prikazane v preglednici 4.6. Kapaciteta pospeškov tal za intaktno konstrukcijo znaša  $a_{g,nc} = 0.32 \text{ g}$  in se v dobi petdesetih let postopoma zmanjšuje. Zaradi pravila enakosti elastičnih in neelastičnih pomikov ( $T = 0.85 \text{ s} > T_C$ ) je zmanjšanje kapacitete pospeškov sorazmerna redukciji kapacitete pomikov in znaša približno 17.5 % primerjavi s začetno vrednostjo v času  $t = 0$ .



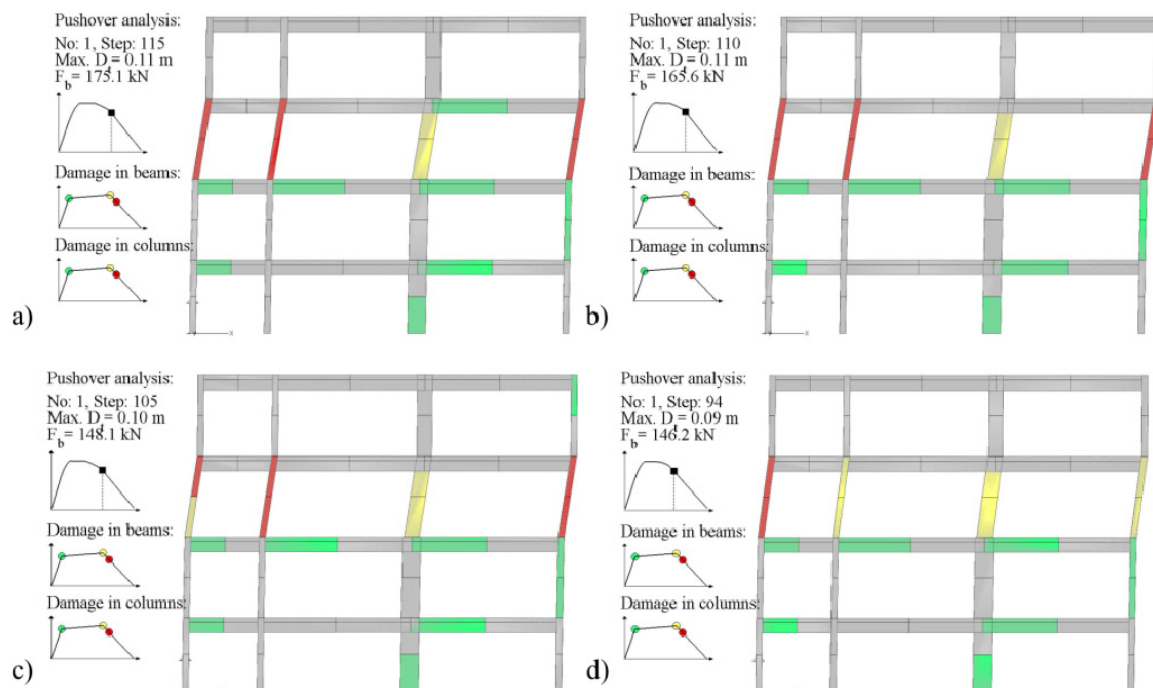
Slika 4.13: Obtežno-deformacijske krivulje intaktne in degradirane konstrukcije zaradi vpliva korozije. V slednjem primeru, je obtežno-deformacijska krivulja prikazana za vsako naslednjo dekada po začetku delovanja korozije.

Figure 4.13: The pushover curves for the initial conditions and for the degraded structure due to the effects of corrosion. In latter case, the pushover curves are calculated successively every 10 years after corrosion initiation.

Preglednica 4.6: Kapaciteta pomikov in kapaciteta pospeškov za mejno stanje blizu porušitve. Rezultati so prikazani za začetno stanje brez upoštevanja korozije ( $\Delta t = 0$  let) ter za degradirano konstrukcijo v zaporedju vsakih naslednjih deset let po začetku delovanja korozije ( $\Delta t = 10 - 50$  let).

Table 4.6: The displacement and acceleration capacities at near-collapse limit state. The results are presented for the initial condition ( $\Delta t = 0$  years) and for the degraded structure, successively every 10 years after the corrosion initiation ( $\Delta t = 10 - 50$  years).

Stanje	$\Delta T$ (let)	$D_{nc}$ (m)	$a_{g,nc}$ (g)
Začetno	0	0.114	0.321
Korozija	10	0.112	0.316
	20	0.111	0.313
	30	0.109	0.308
	40	0.107	0.302
	50	0.094	0.265
$(x_{50} - x_0) / x_0$ :		-17.5 %	-17.5 %



Slika 4.14: Poškodovanost konstrukcije v mejnem stanju blizu porušitve. Poškodbe so prikazane za: a) intaktno konstrukcijo, brez upoštevanja korozije, ter za degradirano konstrukcijo po b) dvajsetih letih ter c) in d) petdesetih letih po začetku delovanja korozije. Primer c) se nanaša na račun poškodovanosti brez upoštevanja strižne porušitve stebrov, za primer d) pa se strižnih porušitev stebrov upošteva približno. Opomba: legenda v angleškem jeziku je del izpisa programa PBEE toolbox.

Figure 4.14: The structural damage for the near-collapse limit state. The damage is presented for: a) the initial condition and for the corroded conditions after b) twenty and c) and d) fifty years of the degrading process. The example c) refers to the calculation of damage without consideration of shear failure, whereas in the case d) the shear failure is approximately simulated.

### 4.2.3 Ocena pričakovanega števila prekoračitev mejnega stanja NC

Potresno tveganje stavbe smo izračunali po metodi na osnovi intenzitete. Za različna obdobja znotraj petdesetih let smo določili srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja NC, ter pričakovano skupno število prekoračitev  $\eta_{nc}$ .

$\eta_{nc}$  smo izračunali na dva načina, in sicer numerično, z integracijo izraza:

$$\eta_{nc}(t_0, \Delta t) = \int_{t_0}^{t_0 + \Delta t} \int_0^{+\infty} P(a_{gC}(\tau) < s) |dH(a_g)| d\tau, \quad (4.9)$$

kjer je  $a_g$  maksimalni pospešek tal in  $a_{gC}$  kapaciteta maskimalnega pospeška tal, ter analitično, tako da smo pomnožili povprečno vrednost srednje letne frekvence  $\lambda_{nc}^{avg}$  z dolžino izbranega časovnega intervala  $\Delta t$ . Pri tem smo  $\lambda_{nc}^{avg}$  izračunali analitično z enačbo (3.40):

$$\lambda_{nc}^{avg} = \lambda_{nc}^0 \cdot \frac{e^{\phi' \Delta t} - 1}{\phi' \Delta t},$$

kjer je  $\lambda_{nc}^0$  srednje letna frekvenca prekoračitve intaktne konstrukcije (glej enačbo (3.28)):

$$\lambda_{nc}^0 = H(a_{g,nc}^0) \cdot e^{\frac{k^2}{2(\beta_{ogcrr})}},$$

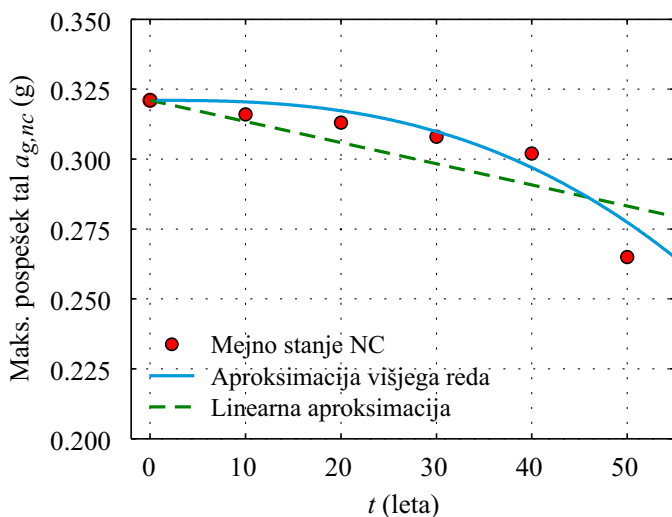
$\phi'$  pa je faktor, ki zajema vpliv staranja konstrukcije zaradi neugodnega delovanja korozije v obdobju  $\Delta t$  (enačba (3.34)):

$$\phi' = -\frac{k}{\rho \cdot \Delta t} \cdot \ln\left(1 - \gamma (\rho \cdot \Delta t)^\delta / a_{g,nc}^0\right) + k^2 c_\beta / 2.$$

Analitična vrednost  $\eta_{nc}$  se razlikuje od numerične predvsem v tem, da moramo za rešitev zgornjih enačb predpostaviti analitično obliko kapacitete pospeškov v odvisnosti od časa ter krivulje potresne nevarnosti, medtem ko upoštevamo v integralu (4.9) izračunane vrednosti kapacitete pospeškov in dejansko krivuljo potresne nevarnosti na območju na katerem se nahaja konstrukcija. Kapaciteto pospeškov v času smo zato aproksimirali z analitično funkcijo (3.25):

$$a_{g,nc}(t) = a_{g,nc}^0 - \gamma t^\delta.$$

Pri tem smo upoštevali dve različni obliki funkcije  $a_{g,nc}(t)$ , in sicer linearno in potenčno. V primeru linearne oblike je  $\delta = 1$ , parameter  $\gamma$ , ki smo ga določili po metodi najmanjših kvadratov glede na izračunane vrednosti  $a_{g,nc}$ , pa znaša  $\gamma = 7.56 \cdot 10^{-4}$ . Takšna aproksimacija razen na območju proti koncu intervala  $t = [0, 50]$  precej podceni izračunane vrednosti kapacitete pospeškov (slika 4.15). Zato boljšo rešitev predstavlja potenčna oblika. Parametra  $\gamma$  in  $\delta$  v tem primeru znašata  $\delta = 2.62$  in  $\gamma = 0.155 \cdot 10^{-5}$ .



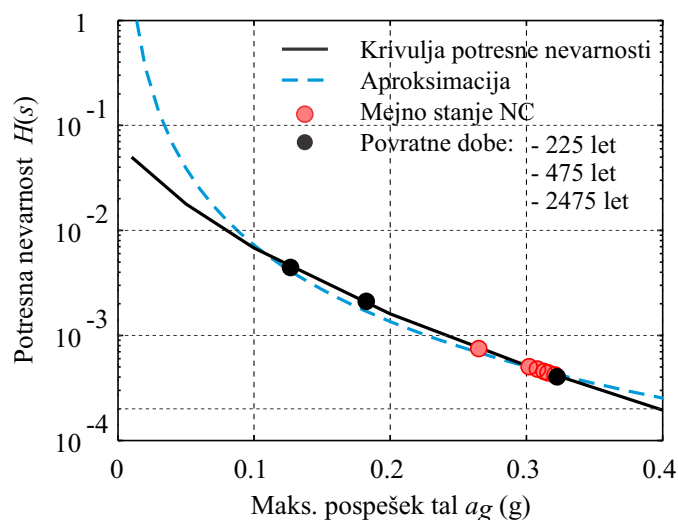
Slika 4.15: Kapaciteta pospeškov v mejnem stanju blizu porušitve v odvisnosti od časa. Slika prikazuje izračunane vrednosti ter linearno in potenčno obliko aproksimacijske funkcije v odvisnosti od časa.

Figure 4.15: The acceleration capacities at the near-collapse limit state over time. The figure illustrates the calculated near-collapse points versus the linear and power-law approximations over time.

Upoštevali smo krivuljo potresne nevarnosti za JV del Republike Slovenije (glej Dolšek in Fajfar, 2008a) (slika 4.16), ki smo jo v skladu z enačbo (3.9) aproksimirali s funkcijo

$$H(a_{g,nc}) = k_0 \cdot a_{g,nc}^{-k}$$

na intervalu  $[0.25 \cdot a_{g,nc}^{\Delta t}, 1.25 \cdot a_{g,nc}^0]$ , kjer je  $a_{g,nc}^{\Delta t}$  kapaciteta pospeškov za degradirano konstrukcijo v času  $t_0 + \Delta t$ . Potrebno je poudariti, da za oceno  $\lambda_{nc}^{avg}$  potrebujemo zgolj parameter  $k$ , s katerim izračunamo faktorja  $\phi'$  in  $\exp\left(\frac{k^2}{2} \cdot \beta_{agCRU}^2\right)$ , medtem ko vrednost  $H(a_{g,nc}^0)$  določimo neposredno iz krivulje potresne nevarnosti. Na ta način deloma zmanjšamo napako, ki jo storimo z aproksimacijo krivulje potresne nevarnosti. Parameter  $k$  smo določili z metodo najmanjših kvadratov in znaša 2.42.



Slika 4.16: Krivulja potresne nevarnosti in njena aproksimacija. Na krivulji potresne nevarnosti so označene izračunane vrednosti  $a_{g,nc}$  ter intenzitete, ki ustrezajo 225-, 475- in 2475-letni povratni dobi.

Figure 4.16: The seismic hazard curve and its power-law approximation. The calculated  $a_{g,nc}$  marked on the hazard curve are compared with those corresponding to the return period of 225, 475 and 2475 years.

Za standardno deviacijo kapacitete pospeškov smo predpostavili vrednosti  $\beta_{agCU} = 0.28$  in  $\beta_{agCR} = 0.64$ , ki sta bili izračunani v predhodni študiji z dinamično verjetnostno analizo (Dolšek, 2009). Podobno vrednost za  $\beta_{agCU}$  smo za primer trietažne AB konstrukcije izračunali z razširjeno metodo IN2 (glej poglavje 4.1). Predpostavili smo konstantne vrednosti  $\beta_{agCU}$  in  $\beta_{agCR}$  v času. Zato smo za določitev faktorja  $\phi'$  upoštevali  $c_\beta = 0$ .

Srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja  $\lambda_{nc}$  in pričakovano skupno število prekoračitev  $\eta_{nc}$  so izpisane v preglednici 4.7. Vrednosti  $\lambda_{nc}$  in  $\eta_{nc}$  so izračunane za intaktno konstrukcijo za obdobje 50. let, ter za degradirano konstrukcijo v različnih obdobjih znotraj obdobja 50 let. Poleg tega razpredelnica 4.6 loči numerične vrednosti  $\eta_{nc}$  in dve vrsti analitičnih rešitev, ki upoštevata linearno in potenčno aproksimacijo  $a_{g,nc}(t)$ .

Oglejmo si najprej numerično rešitev, ki v našem primeru predstavlja najbolj točen rezultat. Rezultati kažejo, da se pričakovano skupno število prekoračitev mejnega stanja NC v petdesetih letih poveča za približno 7.5 %, če na konstrukcijo deluje korozija. V tem primeru je pričakovati, da bo konstrukcija v petdesetih letih prešla v mejo stanje NC približno  $8.56 \cdot 10^{-2}$ -krat. Nekoliko višje vrednosti  $\eta_{nc}$  dajejo

analitične rešitve. V primeru linearne aproksimacije  $a_{g,nc}(t)$  pričakovano skupno število prekoračitev znaša  $11.8 \cdot 10^{-2}$  v primeru potenčne aproksimacije pa  $10.8 \cdot 10^{-2}$ .

Preglednica 4.7: Pričakovano skupno število prekoračitev  $\eta_{nc}$  in srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja NC  $\lambda_{nc}$ . Poleg empiričnih vrednosti  $\eta_{nc}$  so prikazane tudi vrednosti numerične integracije po enačbi (4.9).

Table 4.7: The expected number of events  $\eta_{nc}$  and the mean annual frequency  $\lambda_{nc}$  of exceedance of the near-collapse limit state. Estimated values of  $\eta_{nc}$  according are compared to the solution based on the numerical integration of Eq. (4.9).

Stanje	Čas $\Delta t$ (leta)	Pričakovano število prekoračitev MS NC $\eta_{nc} (10^{-2})$			$\lambda_{nc} (10^{-2})$
		Numerična rešitev	Aproksimacija višjega reda	Linearna aproksimacija	
Degradirana konstrukcija	1	0.16	0.20	0.20	0.20
	10	1.62	2.02	2.08	0.21
	20	3.27	4.06	4.28	0.22
	30	4.97	6.16	6.62	0.23
	40	6.72	8.37	9.11	0.25
	50	8.56	10.8	11.8	0.36
Brez korozije	50	7.96	10.1	10.1	0.20
	$*(x_{deg,50} - x_{nodeg,50}) / x_{nodeg,50}$	7.5 %	6.9 %	16.8 %	80 %

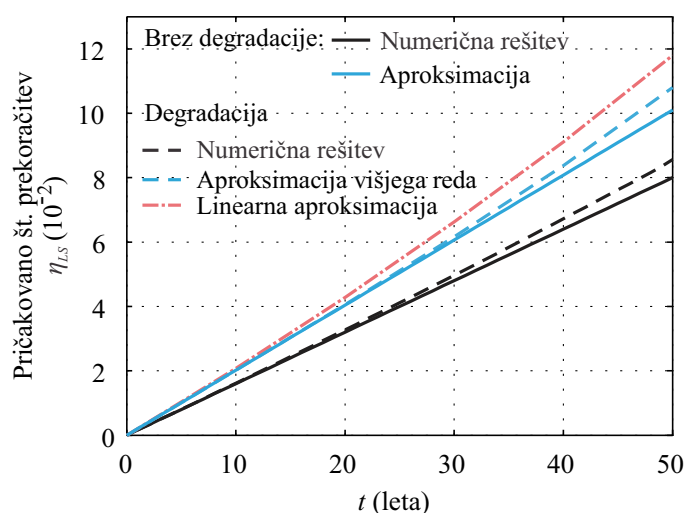
$x_{deg,50}$  in  $x_{nodeg,50}$  se nanašata na stanje po 50 letu z in brez upoštevanja neugodnega delovanja korozije.

Bolj nazoren vpogled dobimo, če rezultate grafično predstavimo. Na sliki 4.17 smo na vodoravni osi označili čas v letih, na navpični osi pa pričakovano skupno število prekoračitev mejnega stanja NC. Vidimo lahko, da analitična rešitev v primerjavi z numerično preceni vrednosti  $\eta_{nc}$  za približno 26 %, če kapaciteto pospeškov v času aproksimiramo s potenčno funkcijo. Vendar tako veliko odstopanje analitične in numerične rešitve ne izhaja le iz aproksimacije kapacitete pospeškov, pač pa je predvsem posledica aproksimacije funkcije potresne nevarnosti, ki smo jo upoštevali v analitični rešitvi. Dodatne analize so namreč pokazale, skoraj popolno ujemanje analitične in numerične rešitve, če smo v integralu v enačbi (4.9) namesto dejanske krivulje potresne nevarnosti upoštevali njeno aproksimacijo v obliki  $H(a_{g,nc}) = k_0 \cdot a_{g,nc}^{-k}$ . Ne glede na to, pa analitična rešitev s potenčno aproksimacijo  $a_{g,nc}(t)$  zadovoljivo dobo oceni povečanje potresnega tveganja zaradi korozije. Kar pa ne velja za analitično rešitev z linearno aproksimacijo  $a_{g,nc}(t)$ , saj ta slabo zajame izrazito nelinearen vpliv korozije na izračunano kapaciteto pospeškov.

Če upoštevamo le rezultate numerične rešitve in analitične rešitve s potenčno aproksimacijo  $a_{g,nc}(t)$ , je povečanje pričakovanega števila prekoračitev mejnega stanja NC v petdesetih letih majhno in znaša 6.9 do 7.5 %. To je posledica tega, da se velik del redukcije kapacitete zgodi šele v 48. letu delovanja korozije. V pretežnem delu integracijskega intervala se zato upoštevajo nižje vrednosti potresne nevarnosti zaradi višje kapacitete pospeškov (glej sliko 4.16), razen v zadnjih dveh letih, ko kapaciteta pospeškov zaradi strižnih porušitev kritičnih stebrov pade na 0.265 g. Pričakovano število prekoračitev  $\eta_{nc}$  v petdesetih letih zajema prekoračitve mejnega stanja NC na celotnem obravnavanem območju. Povečanje  $\eta_{nc}$  za 6.9 do 7.5 % zaradi vpliva korozije zato ni proporcionalno povečanju srednje letne frekvence  $\lambda_{nc}$  v petdesetem letu delovanja korozije, ki je za 80% večja v primerjavi z srednjo letno frekvenco pri času  $t = 0$ .

Zaradi naštetega ima korozija večji vpliv, če potresno tveganje ocenimo za obdobje naslednjih petdeset let, kar je običajno v primeru podaljšanja uporabne dobe stavbe. Predpostavimo, da nadaljnje delovanje korozije vpliva na dodatno zmanjšanje kapacitete pospeškov. Zato lahko spodnjo mejo pričakovanega števila prekoračitev v naslednjih petdesetih letih ocenimo, če upoštevamo srednjo letno frekvenco  $\lambda_{nc}$  kar v petdesetem letu po začetku korozije ( $\lambda_{nc} = 0.36 \times 10^{-2}$ ). V tem primeru ima korozija znaten vpliv, saj se pričakovano skupno število prekoračitev v naslednjih petdesetih letih poveča kar za 67 % in znaša:  $\eta_{nc} = 0.0036 \cdot 50 = 0.18$ .

Na tem mestu naj še enkrat poudarimo, da je v obravnavanem primeru točnost rezultatov analitične rešitve predvsem odvisna od načina kako aproksimiramo krivuljo potresne nevarnosti. Poleg oblike analitične funkcije je pomembno predvsem območje, na katerem aproksimiramo krivuljo. Na primer, natančnost rezultatov analitične metode lahko bistveno izboljšamo, če za zgornjo mejo aproksimacije namesto  $1.25 \cdot a_{g,nc}^0$  izberemo  $1.0 \cdot a_{g,nc}^0$ . V tem primeru znaša skupno število prekoračitev mejnega stanja NC  $\eta_{nc} = 8.51 \cdot 10^{-2}$ , kar je le 0.5 % več od točnejše numerične vrednosti.



Slika 4.17: Pričakovano število prekoračitev mejnega stanja blizu porušitve. Slika prikazuje rezultate numerične integracije enačbe (4.9) ter empirično rešitev z upoštevanjem linearne in potenčne aproksimacije kapacitete pospeškov v času.

Figure 4.17: The expected number of exceedances of the near-collapse limit state over time. The results are presented for the analytical closed-form solution and for the numerical integration of eq. (4.9) based on the linear and power-law approximation of acceleration capacity over time.

#### 4.2.4 Komentar rezultatov in zaključki

Glavna poenostavitev, ki smo jo upoštevali v analizi, se nanaša na model korozije. Analitično modeliranje pojavov korozije v armiranem betonu je namreč zelo kompleksno, zato moramo pri modeliranju sprejeti vrsto poenostavitev, če želimo izračunati globalni odziv. V našem primeru, smo korozijo modelirali tako, da smo v izpostavljenih elementih upoštevali le zmanjšanje prereza armaturnih palic zaradi predpostavljenega zmerne korozijskega toka. Privzet model je po eni strani konservativen, saj v izpostavljenih elementih upoštevamo enakomerno korozijo. Po drugi strani pa smo zanemarili nekatere druge učinke korozije, kot so odpadanje betona, zdrs armature in zmanjšanje duktilnosti armature, ki dodatno zmanjšujejo nosilnost elementov in s tem povečajo potresno tveganje.

Na podlagi analize štirietažne konstrukcije smo ugotovili, da ima korozija vpliv na povečanje potresnega tveganja. Čeprav povečanje pričakovanega števila prekoračitev mejnega stanja NC v petdesetih letih ni veliko (7 %), se je pokazalo, da lahko korozija privede do lokalnih (strižnih) porušitev stebrov. To znatno poveča potresno tveganje na letni ravni. V obravnavanem primeru, se je izkazalo, da se srednja letna frekvenca prekoračitve ob koncu petdesetletnega obdobja poveča za 80 %, če upoštevamo vplive korozije.

Vpliv korozije na potresni odziv smo preverili tudi za starejšo trietažno konstrukcijo iz poglavja o fizikalnih in modelnih negotovostih (glej priložen članek v prilogi C). V tem primeru smo potresno tveganje ocenili z uporabo metod na osnovi pomikov in intenzitete. Rezultati kažejo, da obe metodi dajeta podobne rezultate ob pogoju, če ustrezno izberemo standardne deviacije parametrov odziva. Ugotovili smo zmeren vpliv korozije na potresno tveganje za mejno stanje blizu porušitve. Pričakovano število prekoračitev mejnega stanja upogibne porušitve, kot tudi srednja letna frekvenca, se povečata za 7 do 9 %, če upoštevamo neugodno delovanje korozije. Več podrobnosti o rezultatih analize starejše trietažne stavbe je podanih v članku v prilogi C.

## 5 Vpliv negotovosti na potresno tveganje AB okvirov s polnili

Modeliranje odziva AB okvirov s polnili pri potresni obtežbi je povezano s številnimi negotovostmi in še vedno slabo raziskano. Zelo malo je modelov, s katerimi bi lahko na nivoju konstrukcije upoštevali vse fenomene, ki se pojavijo na takih stavbah med potresi. Modeliranje AB okvirov s polnili je še posebej težavno v nelinearnem območju in zato precej negotovo. Kljub temu se potresni odziv AB okvirov s polnili še vedno pogosto določa deterministično, saj je analiza AB okvira s polnili že sama po sebi težavna, poleg tega pa analiza stohastičnega modela zahteva veliko število simulacij, ki so računsko zahtevne. Pomemben del v analizi negotovosti, zato predstavlja analiza občutljivosti, ki je namenjena predvsem prepoznavanju tistih parametrov, ki imajo največji vpliv na potresni odziv. Ti parametri so nato lahko predmet nadaljnjega raziskovanja z namenom, da se ovrednoti vpliv na konstrukcijo, ali da se na podlagi dodatnih teoretičnih ali eksperimentalnih raziskav poskuša zmanjšati negotovosti v določitvi tistih vhodne parametrov modela, ki imajo največji vpliv na parametre potresnega odziva.

Prvi primer, ki je prikazan v tem poglavju, zato obsega določitev občutljivosti parametrov potresnega odziva izbranih AB okvirov s polnili na fizikalne in modelne negotovosti. Parametre potresnega odziva, ki smo jih določili v mejnem stanju omejenih (DL) in pomembnih poškodb (SD) ter v mejnem stanju blizu porušitve (NC), smo izračunali z metodo N2 (Fajfar, 2000, Dolšek in Fajfar, 2004) ter z uporabo nelinearnega modela konstrukcije z rotacijskimi plastičnimi členki in enojnimi tlačnimi diagonalami. Tako model kot analiza sta poenostavljena, kar omogoča analizo številnih primerov na realnih konstrukcijah. Neupoštevanje vpliva polnila na povečanje strižne obremenitve stebra se lahko pokaže kot največja pomanjkljivost uporabljenega modela. To smo pokazali tudi v drugem primeru tega poglavja. Kljub temu, da je metoda N2 enostavna, smatramo da je dovolj natančna za občutljivostno analizo, saj smo za določitev ciljnega pomika uporabili posebne neelastične spektre odziva, poleg tega pa se pri AB polnilih pogosto tvorijo plastični mehanizmi v eni ali preko več spodnjih etaž, kar precej dobro ustreza mehanizmu porušitve, ki jih določimo z nelinearno statično analizo.

Model, ki smo ga uporabili v prvem primeru, je zadosten za določitev globalnih parametrov potresnega odziva stavbe, če imajo armiranobetonski elementi dovolj visoko strižno odpornost, da se ne porušijo preden odpovedo polnila. Za modeliranje in analizo šibkih AB okvirov z močnimi polnili pa potrebujemo model, ki omogoča interakcijo med polnili in stebrom okvira ter simulira strižne porušitve armiranobetonskih elementov. Ta fenomen porušitve smo približno upoštevali v okviru drugega primera, kjer določimo potresno tveganje štirietažne stavbe. Uporabili smo iterativen postopek nelinearne statične analize iz poglavja 3.3. Za izbrano konstrukcijo smo ocenili povečanje potresnega tveganja zaradi vpliva strižnih porušitev stebrov.



## 5.1 Občutljivost parametrov potresnega odziva na fizikalne in modelne negotovosti AB okvirov s polnili

Občutljivostno analizo smo opravili za štiri različne AB okvire s polnili. Okvir A je ravninski in brez večje potresne odpornosti. Zasnova okvira A je enaka zasnovi okvira iz poglavja 4.2, s tem, da ima v etažah in po višini enakomerno razporejena opečna polnila (glej sliko 5.1a).

Okvir B je prostorski okvir z zasnovo sodobne konstrukcije iz poglavja 4.1. Ta okvir je z razliko od okvira A projektiran v skladu s standardom za potresnoodporno gradnjo (SIST EN 1998-1, 2004) kot konstrukcija z visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Okvir B je simetričen v analizirani smeri. Zunanja okvira v simetrični smeri zapolnjujejo polnila, ki so enakomerno razporejena po višini konstrukcije (slika 5.1b).

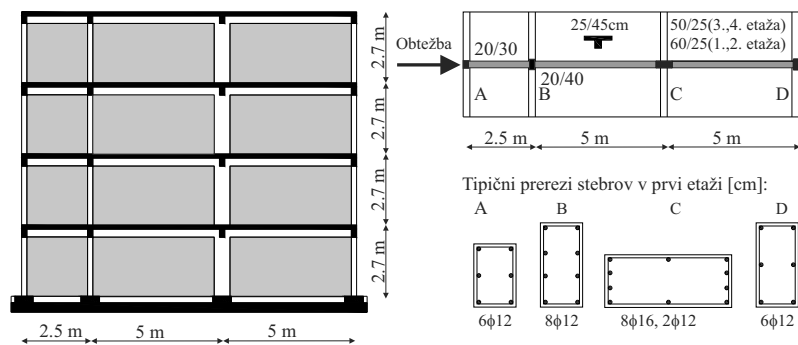
Tretja konstrukcija, ki smo jo analizirali, je starejša AB konstrukcija, projektirana v skladu s predpisi, ki so veljali v Italiji med leti 1950 in 1980 (RDL 2229, 1939). Konstrukcija je dvojno-simetrična in ima polnila v zunanjih okvirih, ki so enakomerno razporejena po višini konstrukcije (slika 5.1c). Ker smo konstrukcije analizirali za posamezne smeri obremenjevanja, smo tretjo konstrukcijo analizirali v vzdolžni (X) in prečni (Y) smeri. Vzdolžno in prečno smer konstrukcije bomo zato obravnavali kot dva ločena primera (okvira C in D).

Materialne karakteristike okvirov A in B smo privzeli na podlagi podatkov iz dokumentacije eksperimentalnih preiskav (Fardis, 1996, Carvalho in Coelho, 2001, Calvi in Santini, 1994). Srednja tlačna trdnosti betona in srednja natezna trdnost jekla na meji tečenja znašata 16 MPa in 343 MPa. Vsa polnila so debeline 12 cm. Njihova trdnost na meji razpokanja znaša 0.575 MPa, strižni modul pa je 1.171 GPa (Coelho, 1999).

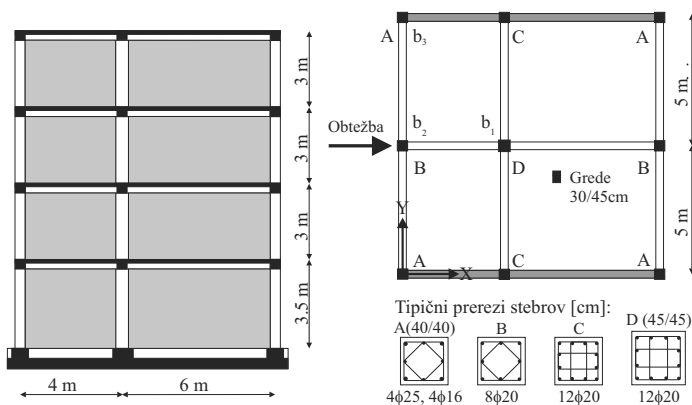
Trdnost betona in jekla za okvir B znašata 42 in 580 MPa. Debelina polnil tega okvira je enaka 19 cm in ima trdnost na meji razpokanja 0.28 MPa ter strižni modul 1.24 GPa (Calvi in Santini, 1994).

Karakteristike betona in jekla za armiranje okvirov C in D smo ocenili na podlagi podatkov eksperimentalnih raziskav vgrajenega materiala, ki so ga v Italiji uporabljali v obdobju med leti 1950 in 1980 (glej Verderame in sod., 2001, 2010). Povprečna srednja tlačna trdnost betona iz tega obdobja znaša 25 MPa, trdnost jekla na meji tečenja pa 370 MPa, zato smo slednji vrednosti uporabili v tej študiji. Za opečna polnila okvirov C in D smo prevzeli karakteristike okvira B.

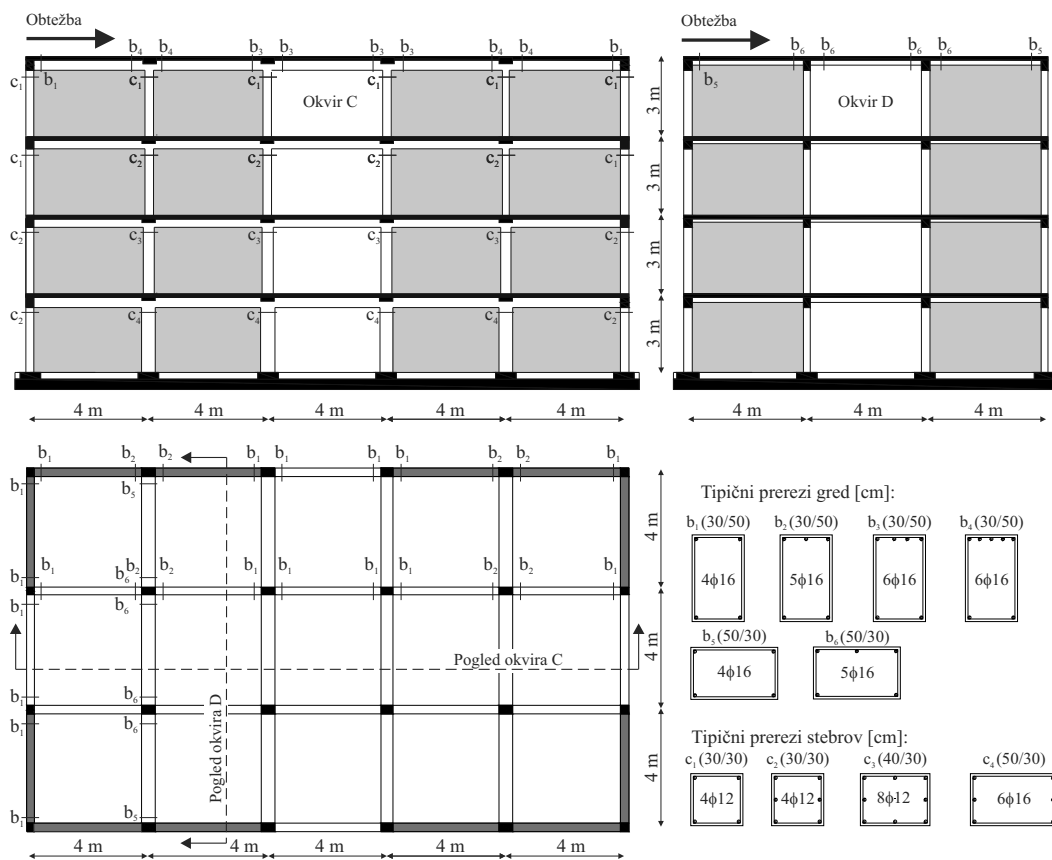
Elastični modul polnil smo ocenili na podlagi priporočil italijanskega predpisa (Circ. M.LL.PP. 617, 2009). V vseh primerih smo tako privzeli vrednosti, ki so za faktor 10/3 večje od pripadajočih vrednosti strižnega modula.



a) Okvir A: Štirietažen ravninski okvir.



b) Okvir B: Štirietažen prostorski okvir s simetričnim tlorisom.



c) Štirietažna konstrukcija z nesimetričnim tlorisom (okvira C in D).

Slika 5.1: Geometrija izbranih okvirov s tipičnimi prerezi stebrov in gred.

Figure 5.1: The geometry of the selected frames and the typical cross-sections of columns and beams.

### 5.1.1 Matematični model in slučajne spremenljivke

Uporabili smo enostaven nelinearni model. Stebre in grede smo modelirali z linijskimi končnimi elementi z rotacijskimi plastičnimi členki, posamezno opečno polnilo pa z dvema diagonalama, ki sta nosilni samo v tlaku. Na podlagi rezultatov eksperimentalnih raziskav (npr. Fardis, 1996, Carvalho in Coelho, 2001) smo predpostavili, da imajo stebri in grede izbranih okvirov zadostno strižno nosilnost in da upogibna porušitev nastopi pred strižno porušitvijo. Čeprav je model preprost, se v svetu pogosto uporablja za določitev globalnega odziva AB okvirov s polnili (npr. Klinger in Bertero, 1976, Panagiotakos in Fardis, 1996, Rodrigues in sod., 2010), saj je numerično stabilen in računsko nezahteven. Ker z diagonalo, ki poteka med vozlišči stebrov in gred, ne moremo pravilno simulirati lokalnih vplivov na stebre zaradi interakcije s polnili, se je potrebno zavedati, da z enostavnimi modeli lahko precenimo nosilnost in duktilnost okvirov s polnili.

Rotacijske plastične členke smo že opisali v poglavju z AB okviri (glej četrto poglavje). V nadaljevanju bomo zato opisali model polnil, ki je bil za namen te študije vgrajen v program PBEE toolbox (glej Dolšek, 2010, Ricci, 2010).

**Določitev ovojnica sila - pomik tlačnih diagonal.** Nelinearno obnašanje tlačnih diagonal smo opisali z ovojnicami sila - pomik, in sicer po postopku, ki ga predlagajo Fardis in soavtorji (Panagiotakos in Fardis, 1996, Fardis, 1996). Ovojnico sila - pomik razdelimo na štiri območja, ki jih opišemo z odsekoma ravnimi črtami (glej sliko 5.1). Prva veja ovojnice pripada elastičnemu odzivu polnil z začetno togostjo in nosilnostjo na meji razpokanja:

$$K_{el} = \frac{G_w A_w}{h_w}, \quad (5.1)$$

$$F_{cr} = \tau_{cr} A_w, \quad (5.2)$$

kjer je  $A_w$  ploščina preseka polnila v vodoravni smeri,  $G_w$  strižni modul,  $h_w$  višina polnila in  $\tau_{cr}$  trdnost na meji razpokanja. Druga veja ovojnice pripada območju razpokanja do maksimalne nosilnosti. Maksimalno nosilnost smo približno ocenili z enačbo (Fardis, 1996):

$$F_{max} = 1.30 \cdot F_{cr}, \quad (5.3)$$

pripadajoči pomik pa smo izračunali na podlagi sekantne togosti:

$$K_{sec} = \frac{E_w b_w t_w}{\sqrt{t_w^2 + h_w^2}} \cos^2 \varphi, \quad (5.4)$$

kjer je  $b_w$  predpostavljena širina tlačne diagonale v polnilu (Mainstone, 1971):

$$b_w = 0.175 (\lambda_h h_w)^{-0.4} d_w, \quad (5.5)$$

in  $\lambda_h$  parameter, ki upošteva vpliv togosti sodelujočega AB okvira na širino diagonale  $b_w$ :

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin(2\varphi)}{4E_c I_c h_w}} \quad (5.6)$$

Ostali parametri v enačbah (5.4–5.6) so:

- $E_w$  in  $E_c$  elastična modula opečnih polnil in AB okvira,
- $I_c$  vztrajnostni moment prerezov stebrov,
- $\theta = \text{atan}(h_w/l_w)$  naklon tlačne diagonale,
- $l_w$  in  $h_w$  dolžina in višina polnila,
- $d_w = \sqrt{l_w^2 + h_w^2}$  dolžino diagonale.

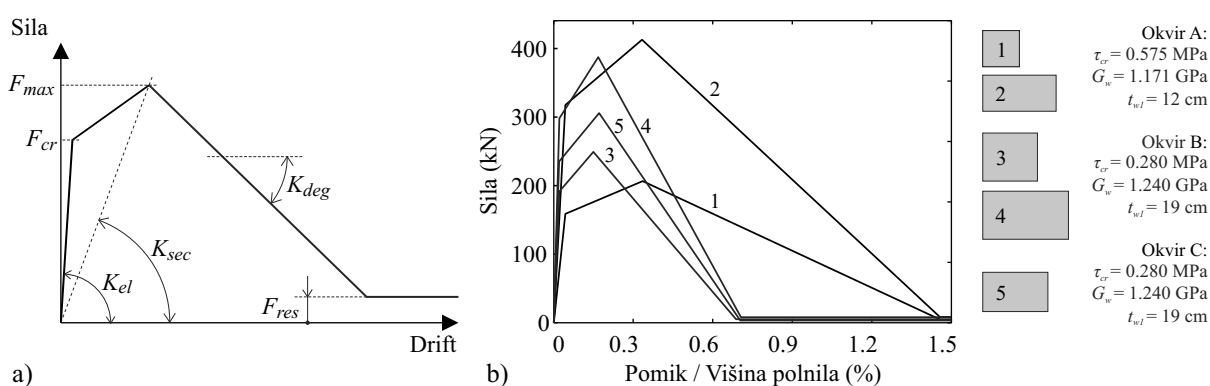
Tretja veja ovojnice sila - pomik pripada območju mehčanja. Predpostavljena je linearna negativna togost vse do minimalne preostale nosilnosti. Negativna togost je povezana z elastično togostjo preko parametra  $\alpha$ :

$$K_{deg} = -\alpha K_{el} \quad (5.7)$$

Parameter  $\alpha$  smo določili na podlagi podatkov, ki jih navajata Panagiotakos in Fardis (1996). Na podlagi omejenega števila eksperimentov sta ugotovila, da se vrednosti  $\alpha$  gibljejo med 0.005 do 0.1, pri čemer manjša vrednost pripada duktilni porušitvi (z diagonalnimi razpokami po regah in zidakih), večja vrednost pa pripada krhki porušitvi (z diagonalnimi razpokami izključno po zidakih). V študiji smo predpostavili kombinirani mehanizem porušitve. Zato smo za  $\alpha$  upoštevali povprečje zgoraj navedenih vrednosti  $\alpha \approx 0.05$ .

Zadnja veja ovojnice predstavlja območje porušitve. Čeprav je v tem območju diagonala že porušena, ima polnilo še vedno neko minimalno preostalo nosilnost v primeru, da ne pade iz svoje ravnine. Konservativno smo predpostavili, da je preostala nosilnost enaka 2% maksimalne nosilnosti polnila.

Nekatere tipične ovojnice tlačnih diagonal analiziranih okvirov so prikazane na sliki 5.2b. Prikazane ovojnice so transformirane v sile in pomike, merjene v vodoravni smeri.



Slika 5.2: a) Shematičen prikaz štiri-linearne ovojnice sila - pomik tlačnih diagonal, s silami in pomiki, merjenimi v vodoravni smeri, ter b) ovojnice tlačnih diagonal analiziranih okvirov.

Figure 5.2: a) The schematic figure of the quadri-linear force - displacement relationship of the diagonal struts, measured in the horizontal direction, and b) the corresponding relationship of the diagonal struts used in the analysis.

**Slučajne spremenljivke.** V občutljivostni analizi smo upoštevali fizikalne in modelne negotovosti, ki se nanašajo na: maso konstrukcije, trdnosti betona in jekla, efektivno širino plošč, parametre ovojnici plastičnih členkov stebrov in gred ter parametre, s katerimi opišemo karakteristike polnil, kot so trdnost na meji razpokanja, elastični in strižni modul ter negativna togost polnil. Karakteristike negotovih parametrov so izpisane v preglednici 5.1.

Za večino negotovih parametrov smo predpostavili, da se porazdeljujejo po logaritemsko normalni porazdelitvi, kar je pogosta predpostavka tudi v nekaterih drugih študijah v svetu (glej preglednico 5.1). Največji koeficient variacije pripada karakterističnim rotacijam plastičnih členkov ter trdnosti na meji razpokanja in elastičnemu in strižnemu modulu polnil, saj ti parametri sodijo med najbolj negotove. Visoka negotovost je povezana tudi z določevanjem negativne togosti polnil. Zato je v splošnem koeficient variacije parametra  $\alpha$  višji od 0.2, ki smo jo privzeli na podlagi rezultatov eksperimentalnih raziskav (glej Rota in sod., 2010).

Preglednica 5.1: Statistični podatki izbranih slučajnih spremenljivk. Mmediane slučajnih spremenljivk, ki se nanašajo na sodelujočo širino plošč in karakteristične rotacije plastičnih členkov stebrov in gred, se med posameznimi elementi razlikujejo. Mesta označena s poševnico "/" zato označujejo vrednosti pripadajočih količin, izračunanih s progrmaom PBEE toolbox (Dolšek, 2010).

Table 5.1: The statistical characteristics for the input random variables. Note that the values of the effective slab widths and those of the rotational capacities of the plastic hinges in the columns and beams differ from element to element. The sign "-" therefore means the best-estimated value for the corresponding variable, calculated using the PBEE toolbox (Dolšek, 2010).

Spremenljivka		Mediana			Statistični podatki		Vir
		Okvir A	Okvir B	Okvira C in D	Koef. var.	Porazdelitev	
Trdnost betona	$f_{cm}$	16 MPa	42 MPa	25 MPa	0.20	Normalna	Verderame in sod. (2001)
Trdnost jekla	$f_{sy}$	343 MPa	580 MPa	370 MPa	0.05	Log. Normalna	Ellingwood in sod. (1980)
Masa							
1. etaža		46 t	97 t	173 t			
2. etaža		46 t	95 t	173 t			
3. etaža	$m$	46 t	95 t	173 t	0.10	Normal	Ellingwood in sod. (1980)
4. etaža		40 t	88 t	173 t			
Ef. širina plošč	$b_{eff}$	/	/	/	0.20	Normal	Haselton (2006)
Začetna togost:							
stebri	$\theta_{yc}$	/	/	/	0.36	Log. normalna	Panagiotakos in Fardis (2001)
grede	$\theta_{yb}$	/	/	/	0.36	Log. normalna	
Mejna rotacija:							
stebri	$\theta_{uc}$	/	/	/	0.40	Log. normalna	Peruš in sod. (2006)
grede	$\theta_{ub}$	/	/	/	0.60	Log. normalna	Panagiotakos in Fardis (2001)
Opečna polnila:							
trdnost	$\tau_{cr}$	0.58 MPa	0.28 MPa	0.28 MPa	0.30	Log. normalna	Dymiotis in Kappos (2001)
strižni modul	$G_w$	1.17 GPa	1.24 GPa	1.24 GPa	0.40	Log. normalna	Calvi in sod. (2004)
elastični modul	$E_w$	3.90 GPa	4.13 GPa	4.13 GPa	0.40	Log. normalna	Calvi in sod. (2004)
parameter negativne togosti	$\alpha$	0.05	0.05	0.05	0.20	Log. normalna	Rota in sod. (2010)

Za večino negotovih parametrov smo predpostavili, da so medsebojno neodvisni, razen za karakteristični rotaciji stebrov in gred na meji tečenja in v mejnem stanju blizu porušitve. Za ti dve rotaciji smo predpostavili korelacijski koeficient 0.5. Klub temu nekatere slučajne spremenljivke vplivajo na več mehanskih količin. Na primer, trdnosti jekla in betona ter sodelujoča širina plošč vplivajo na togost, nosilnost in na rotacijsko kapaciteto plastičnih členkov stebrov in gred. Podobno velja tudi za polnila, kje smo upoštevali popolno korelacijo nosilnosti na meji razpokanja in maksimalne nosilnosti (glej enačbo (5.3)).

Za parametre, ki pripadajo posameznemu tipu konstrukcijskih elementov, smo upoštevali popolno prostorsko korelacijo. Slednja predpostavka v splošnem ni realna. Zato se je potrebno zavedati, da so mere občutljivosti parametrov potresnega odziva nekoliko konservativne. Več o prostorski korelaciji je napisanega v poglavju 4.1.4.

### 5.1.2 Rezultati analize občutljivosti parametrov potresnega odziva

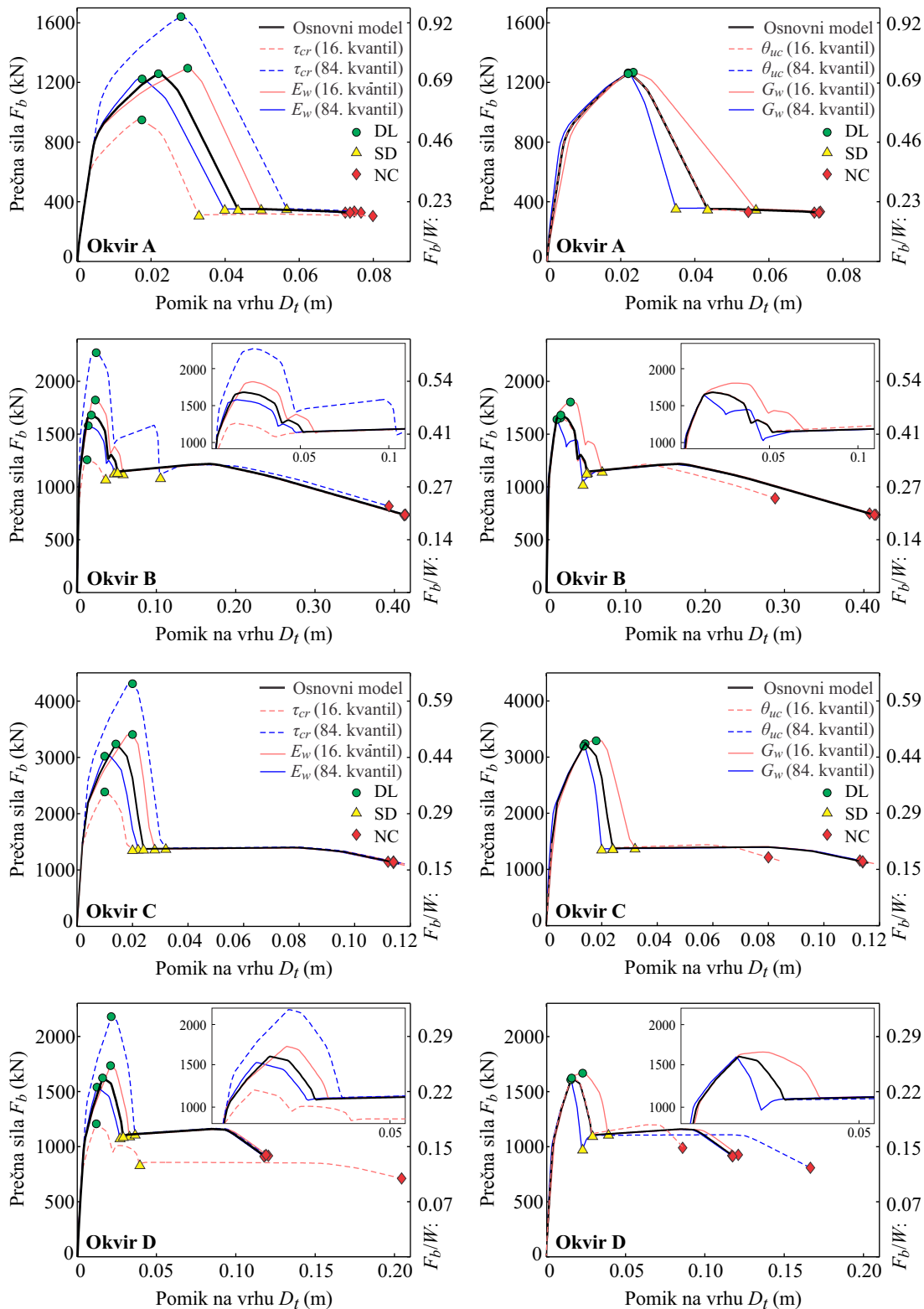
V nelinearni statični analizi smo upoštevali razporeditev vodoravnih sil po višini konstrukcije v skladu s prvo nihajno obliko v pozitivnih smereh, označene na sliki 5.1. Potresno obtežbo smo definirali z elastičnim spektrom pospeškov v skladu z Evrokodom 8 za tip tal B. Faktor tal znaša  $S = 1.20$ , karakteristični nihajni časi v spektru pospeškov pa so  $T_B = 0.15$  s,  $T_C = 0.50$  s in  $T_D = 2.0$  s.

Parametre potresnega odziva smo določili za mejna stanja omejenih (DL) in pomembnih poškodb (SD) ter za mejno stanje blizu porušitve (NC). Predpostavili smo, da je mejno stanje DL prekoračeno pri pomiku, pri katerem polnila dosežejo maksimalno nosilnost. Mejno stanje pomembnih poškodb SD smo definirali s pomikom, pri katerem odpovejo polnila v kritični etaži, za mejno stanje NC pa smo predpostavili, da je prekoračeno, ko rotacija v enem od stebrov doseže mejno rotacijo.

Občutljivost kapacitete pomikov in kapacitete pospeškov v mejnih stanjih DL, SD in NC smo izračunali enako kot v poglavju o vplivu negotovosti na odziv AB okvirov (poglavje 4.2). Za vsako konstrukcijo smo tako poleg osnovnega modela analizirali 24 različnih modelov (skupno 96), v katerih smo spreminjali vrednosti posameznih slučajnih spremenljivk na 16. oz. 84. kvantil, medtem ko smo za vse ostale slučajne spremenljivke upoštevali njihove nominalne vrednosti. Občutljivost parametrov potresnega odziva smo nato ocenili z enačbo (4.1).

**Rezultati nelinearne statične analize.** Za razumevanje vpliva fizikalnih in modelnih negotovosti na potresni odziv AB okvirov, je potrebno najprej poznati otežne-deformacijske krivulje osnovnih modelov. Zaradi velike togosti in nosilnosti polnil imajo AB okviri relativno visoko nosilnost, ki je v danih primerih v povprečju kar dvakrat večja od nosilnosti čistih okvirov (slika 5.3). Ker so opečna polnila ob enem zelo tog in krhek element, je maksimalna nosilnost AB okvirov dosežena pri razmeroma majhnih pomikih. S povečevanjem pomikov se polnila pričnejo drobiti. Zato nosilnost po doseženi maksimalni nosilnosti pada dokler se v kritični etaži ne poruši zadnje polnilo. Nato nosi le še AB okvir.

Da polnila pomembno vplivajo na potresno obnašanje AB okvirov so potrdili tudi rezultati občutljivostne analize. Za izbrane konstrukcije velja, da imajo mehanske lastnosti polnil  $\tau_{cr}$ ,  $G_w$  in  $E_w$  od vseh izbranih slučajnih spremenljivk največji vpliv na togost, nosilnost in kapaciteto pomikov v mejnih stanjih DL in SD. V redkih primerih lahko trdnost polnil vpliva tudi na obliko plastičnega mehanizma v mejnem stanju NC. V vseh ostalih primerih ima na kapaciteto pomikov v mejnem stanju NC največji vpliv mejna rotacija stebrov  $\theta_{nc,c}$ .



Slika 5.3: Obtežno-deformacijske krivulje in točke mejnih stanj DL, SD in NC za osnovne modele okvirov A ÷ D ter za modele, v katerih vrednosti slučajnih spremenljivk  $\tau_{cr}$  in  $E_w$  (levo) ter  $G_w$  in  $\theta_{nc,c}$  (desno) pripadajo 16. in 84. kvantilu.

Figure 5.3: The pushover curves with highlighted DL, SD and NC limit states for the infilled frames A ÷ D. The pushover curves are presented for the base-case model and for the models, where  $\tau_{cr}$  and  $E_w$  (on the left), and  $\theta_{nc,c}$  and  $G_w$  (on the right) were set to their 16<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles.

Zaradi naštetega bomo podrobneje obravnavali le vplive slučajnih spremenljivk  $\tau_{cr}$ ,  $G_w$ ,  $E_w$  in  $\theta_{nc,c}$ . Vpliv teh spremenljivk na obliko obtežnih-deformacijskih krivulj je prikazan na sliki 5.3, medtem ko so nihajni časi, maksimalne nosilnosti in kapacitete pomikov osnovnih modelov ter največje in najmanjše variacije teh količin v odvisnosti od variacij slučajnih spremenljivk izpisane v preglednici 5.2.

Rezultati kažejo, da trdnost polnil  $\tau_{cr}$  obenem vpliva na maksimalno nosilnost konstrukcije in na kapaciteto pomikov v mejnih stanjih DL in SD. To izhaja iz modela opečnih polnil, saj so pomiki polnil linearno povezani s trdnostjo polnil preko sekantne togosti  $K_{sec}$ . Zato je razumljivo, da glede na obravnavane konstrukcije modeli z večjo trdnostjo polnil dosežejo mejna stanja DL in SD pri pomikih, ki so v povprečju do 28 % večji od pomikov osnovnih modelov. Velja obratno, če trdnost polnil zmanjšamo, se te isti pomiki zmanjšajo v povprečju za približno 17 %. Izjema je le konstrukcija D. Pri tej konstrukciji je za osnovni model značilen etažni plastični mehanizem v drugi etaži (slika 5.4b), medtem ko se pri modelu z manjšo trdnostjo polnila porušijo v obeh spodnjih etažah. Poveča se duktilnost, s tem pa tudi pomiki v mejnih stanjih DL in SD (za 36 oz. 74 %). Trdnost opečnih polnil vpliva tudi na plastični mehanizem okvira A. Pri tem okviru se etažni plastični mehanizem, ki je za osnovni model značilen v prvi etaži, tvori v drugi etaži, če zmanjšamo trdnost polnil na 16. kvantil (slika 5.4a).

Preglednica 5.2: Nihajni časi, maksimalne nosilnosti in kapacitete pomikov v mejnih stanjih DL, SD in NC osnovnih modelov konstrukcij ter največje in najmanjše variacije zaradi variacij najvplivnejših slučajnih spremenljivk na 16. oz. 84. kvantil.

Table 5.2: The periods, maximum base shear and top displacements at DL, SD and NC limit states for the base-case models, and their maximum positive and minimum negative variations, which correspond to variations of most influential random variables to their 16th and 84th fractiles.

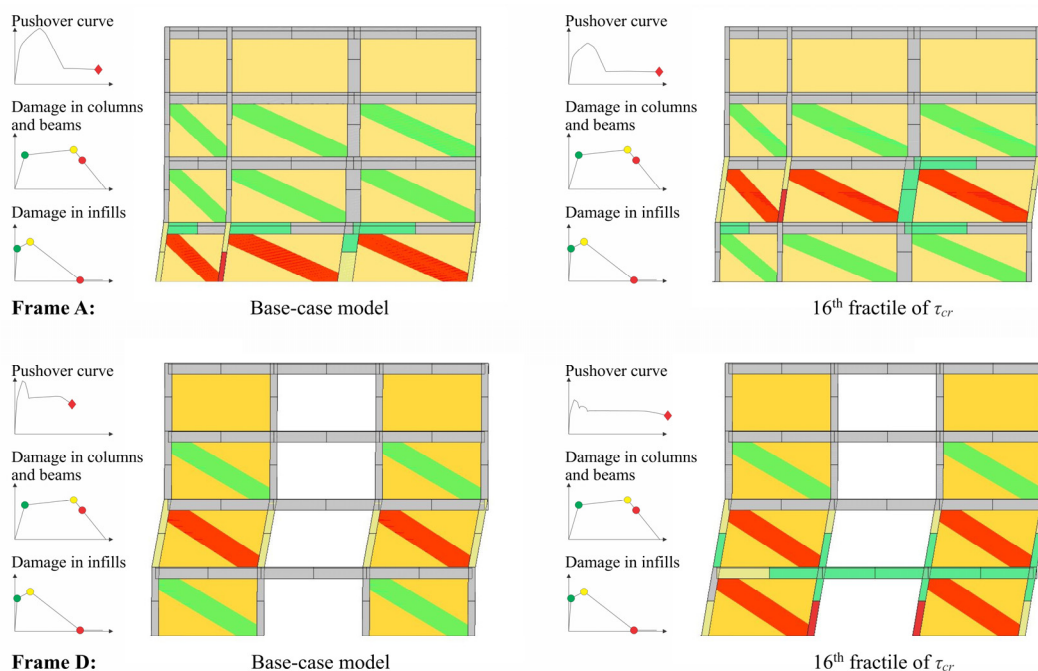
Okvir	Nihajna doba $T_1$ (s)	Maks. nosilnost $F_{b,max}$ (kN)	Kapaciteta pomikov $D_{t,LS}$ (cm)		
			DL	SD	NC
A	0.12	1260	2.2	4.4	7.4
B	0.13	1671	1.8	5.2	41.0
C	0.16	3240	1.4	2.4	11.2
D	0.27	1623	1.6	2.9	11.8
Minimum					
	$\Delta T_1$ (%)	$\Delta F_{b,max}$ (%)	$\Delta D_{t,DL}$ (%)	$\Delta D_{t,SD}$ (%)	$\Delta D_{t,NC}$ (%)
A	-12 $G_w^{84}$	-25 $\tau_{cr}^{16}$	-21 $\tau_{cr}^{16}$	-24 $\tau_{cr}^{16}$	-26 $\theta_{uc}^{16}$
B	-11 $G_w^{84}$	-25 $\tau_{cr}^{16}$	-28 $G_w^{84}$	-29 $\tau_{cr}^{16}$	-30 $\theta_{uc}^{16}$
C	-12 $G_w^{84}$	-26 $\tau_{cr}^{16}$	-29 $E_w^{84}$	-17 $G_w^{84}$	-29 $\theta_{uc}^{16}$
D	-9 $G_w^{84}$	-26 $\tau_{cr}^{16}$	-25 $\tau_{cr}^{16}$	-21 $G_w^{84}$	-28 $\theta_{uc}^{16}$
Maksimum					
	$\Delta T_1$ (%)	$\Delta F_{b,max}$ (%)	$\Delta D_{t,DL}$ (%)	$\Delta D_{t,SD}$ (%)	$\Delta D_{t,NC}$ (%)
A	15 $G_w^{16}$	30 $\tau_{cr}^{84}$	36 $E_w^{16}$	30 $\tau_{cr}^{84}$	38 $\theta_{uc}^{84}$
B	13 $G_w^{16}$	35 $\tau_{cr}^{84}$	66 $G_w^{16}$	102 $\tau_{cr}^{84}$	44 $\theta_{uc}^{84}$
C	14 $G_w^{16}$	33 $\tau_{cr}^{84}$	43 $E_w^{16}$	33 $G_w^{16}$	43 $\theta_{uc}^{84}$
D	11 $G_w^{16}$	34 $\tau_{cr}^{84}$	44 $G_w^{16}$	36 $\tau_{cr}^{16}$	74 $\tau_{cr}^{16}$



Pomiki v mejnih stanjih DL in SD se manjšajo z večanjem strižnega modula opečnih polnil  $G_w$ . Na primer, upoštevanje 16. kvantila  $G_w$  vpliva na povečanje pomikov konstrukcije za +30 %, v nasprotnem primeru, če  $G_w$  povečamo (na 84. kvantil), pa se pomiki zmanjšajo za 12 %. Podoben vpliv na pomike konstrukcije ima tudi modul elastičnosti  $E_w$ . To ni posledica le vpliva  $G_w$  in  $E_w$  na togost konstrukcije, marveč tudi posledica različne razporeditve poškodovanosti po višini konstrukcije. Za razumevanje tega pojava vzemimo primer, da  $G_w$  zmanjšamo na 16. kvantil. V tem primeru so obremenitve in s tem poškodbe polnil enakomernejše razporejene po višini konstrukcije zaradi ugodnejšega razmerja med togostmi opečnih polnil in okvira. Zaradi enakomernejših obremenitev polnil se nosilnost kritične etaže izčrpa pri večjih pomikih. Če je pri tem okvir še vedno v elastičnem območju, kjer celokupna prečna sila ob vpetju okvira narašča s prirastki pomikov, se ob tem poveča tudi maksimalna nosilnost konstrukcije (slika 5.3, okviri B, C, D).

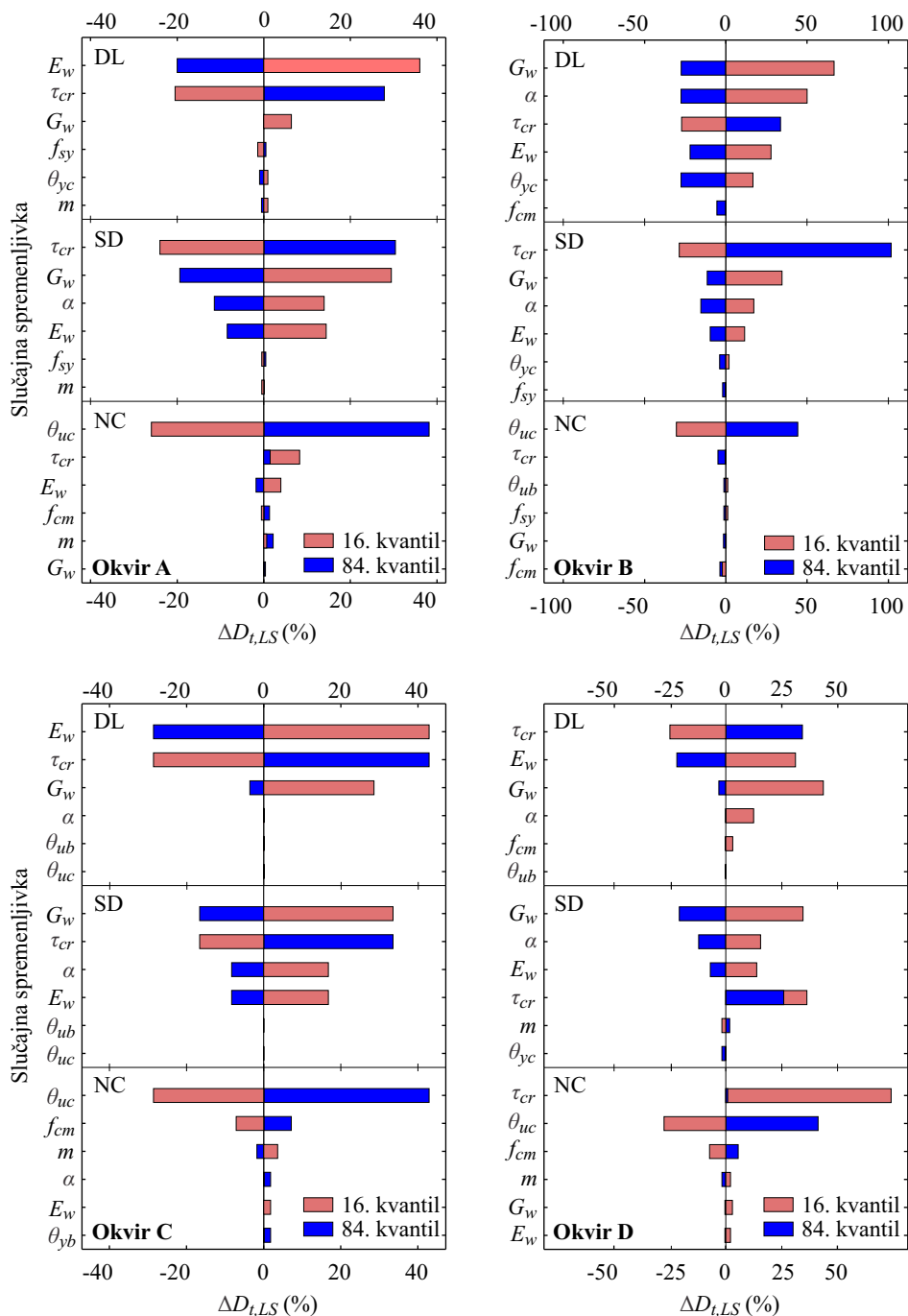
Potem, ko se polnila porušijo, je nelinearno obnašanje konstrukcij odvisno od nosilnosti in deformabilnosti AB okvirov. Kot rečeno smo v tej študiji predpostavili, da imajo stebri in grede zadostno strižno odpornost, da se med obremenjevanjem strižna nosilnost ne izčrpa. Zato imajo mejne rotacije blizu upogibne porušitve stebrov močan vpliv na kapaciteto pomikov v mejnem stanju blizu porušitve (NC), bistveno manjši vpliv pa majo mejne rotacije gred. Na primer, kapaciteta pomikov v mejnem stanju NC se zmanjša za 26 % in poveča za 38 %, če namesto izračunanih (nominalnih) vrednosti mejnih rotacij stebrov upoštevamo vrednosti, ki pripadajo 16. oz. 84. kvantilu.

Ostale slučajne spremenljivke imajo zmeren oz. zanemarljiv vpliv na togost, nosilnost in deformabilnost izbranih AB okvirov, kar se lepo vidi na Tornado diagramih na sliki 5.5. Tornado diagrami prikazujejo občutljivost kapacitete pomikov v mejnih stanjih DL, SD in NC na variacije šest najpomembnejših spremenljivk.



Slika 5.4: Etažni plastični mehanizmi in poškodovanost okvirov A in D. Plastični mehanizmi so prikazani za osnovna modela ter za modela s 16. kvantom trdnosti polnil.

Figure 5.4: Soft storey mechanisms and the associated damage of frames A and D. The soft storey mechanisms are presented for the base-case model as well as for the variation of  $\tau_{cr}$  to its 16<sup>th</sup> fractile.



Slika 5.5: Tornado diagrami za pomike v mejnih stanjih DL, SD in NC za AB okvire A ÷ D. Občutljivost kapacitete pomikov je za vsak AB okvir ter za vsako mejno stanje prikazana za šest najpomembnejših slučajnih spremenljivk.

Figure 5.5: Tornado diagrams for the top displacements at the DL, SD and NC limit states for the infilled frames A ÷ D. The sensitivity of the top displacement of each frame and for each limit state is presented for the six most important input variables.

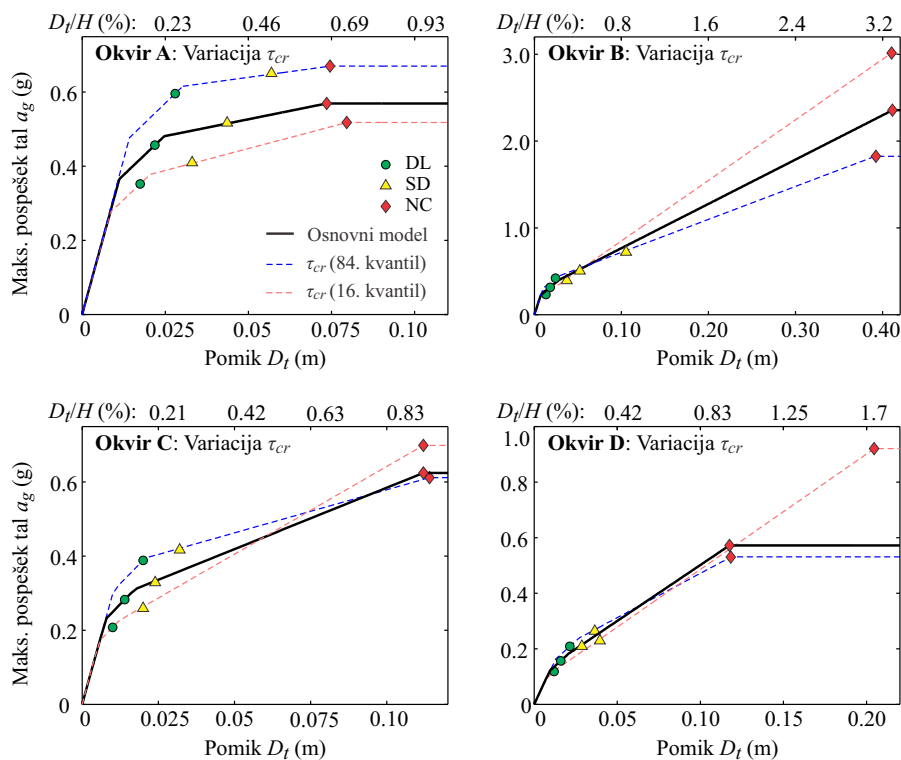
**Kapaciteta pospeškov.** Pospeški v mejnih stanjih DL in SD,  $a_{g,DL}$  in  $a_{g,SD}$ , so močno odvisni od trdnosti polnil (preglednica 5.3). Da bi to razumeli, si oglejmo primer, če trdnost polnil povečamo. To ima za posledico povečanje maksimalne nosilnosti, kar pomeni večji spektralni pospešek na meji tečenja  $S_{ay} = F_{b,max}^*/m^*$  v AD formatu, povečajo pa se tudi pomiki v mejnih stanjih DL in SD ob pogoju, da se togost polnil ne spremeni. Za modele z večjo trdnostjo polnil (84. kvantil) so zato značilne višje vrednosti  $a_{g,DL}$  in  $a_{g,SD}$  (za 25 do 41 %). Velja obratno, če upoštevamo 16. kvantil  $\tau_{cr}$ , se te isti pospeški zmanjšajo (za 21 do 27 %). Izjema je okvir D, pri katerem se bolj tvori plastični mehanizem v prvi in drugi etaži, če zmanjšamo trdnost polnil.

Vpliv trdnosti polnil na obliko krivulj IN2 je prikazan na sliki 5.6. Čeprav povečanje  $\tau_{cr}$  poveča kapaciteto pospeškov v mejnih stanjih DL in SD, je vpliv  $\tau_{cr}$  v mejnem stanju NC lahko ravnno nasproten (slika 5.6, okviri B, C in D). Večja trdnost polnil po eni strani pomeni večjo maksimalno nosilnost, po drugi strani pa to zmanjša vrednost faktorja  $r_u$ , ki predstavlja razmerje med preostalo in maksimalno nosilnostjo idealiziranega sistema  $r_u = F_u / F_s$  (slika 3.10b). To pomeni večjo duktilnost  $\mu$  (glej enačbe 3.74–3.79) in zato manjši naklon krivulje IN2 v območju mehčanja polnil. V takem primeru lahko majhen naklon prevlada kljub povečani maksimalni nosilnosti. Zaradi tega se pri okvirih B, C in D kapaciteta pospeškov  $a_{g,NC}$  zmanjša, če upoštevamo 84. kvantil  $\tau_{cr}$ . Iz istega razloga se pri okvirih B in C  $a_{g,NC}$  poveča, če upoštevamo 16. kvantil  $\tau_{cr}$ . Pri okviru D ima na povečanje  $a_{g,NC}$  največji vpliv visoka duktilnost okvira zaradi plastičnega mehanizma v prvi in drugi etaži.

Preglednica 5.3: Maksimalni pospeški tal osnovnih modelov v mejnih stanjih DL, SD in NC ter največje in najmanjše variacije zaradi variacij najvplivnejših slučajnih spremenljivk.

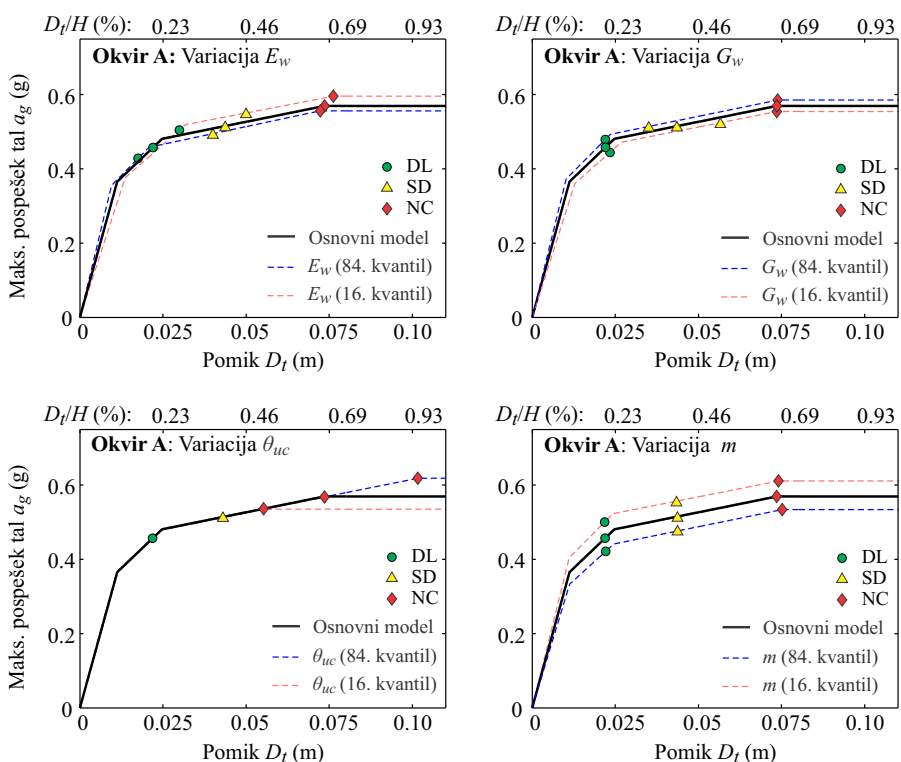
Table 5.3: Peak ground accelerations at the DL, SD and NC limit states for the base-case models, and their maximum positive and minimum negative variations, which correspond to the variations of most influential random variables to their 16<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles.

Okvir	Maksimalni pospeški tal $a_{g,LS}$ (g)		
	DL	SD	NC
A	0.46	0.52	0.57
B	0.32	0.52	2.35
C	0.28	0.33	0.62
D	0.16	0.22	0.57
	Minimum		
	$\Delta a_{g,DL}$ (%)	$\Delta a_{g,SD}$ (%)	$\Delta a_{g,NC}$ (%)
A	$-23 \tau_{cr}^{16}$	$-21 \tau_{cr}^{16}$	$-9 \tau_{cr}^{16}$
B	$-26 \tau_{cr}^{16}$	$-21 \tau_{cr}^{16}$	$-23 \theta_{uc}^{16}$
C	$-27 \tau_{cr}^{16}$	$-21 \tau_{cr}^{16}$	$-16 \theta_{uc}^{16}$
D	$-25 \tau_{cr}^{16}$	$-11 G_w^{84}$	$-23 \theta_{uc}^{16}$
	Maksimum		
	$\Delta a_{g,DL}$ (%)	$\Delta a_{g,SD}$ (%)	$\Delta a_{g,NC}$ (%)
A	$30 \tau_{cr}^{84}$	$26 \tau_{cr}^{84}$	$18 \tau_{cr}^{84}$
B	$34 \tau_{cr}^{84}$	$41 \tau_{cr}^{84}$	$28 \tau_{cr}^{16}$
C	$37 \tau_{cr}^{84}$	$27 \tau_{cr}^{84}$	$22 \theta_{uc}^{84}$
D	$33 \tau_{cr}^{84}$	$25 \tau_{cr}^{84}$	$61 \tau_{cr}^{16}$



Slika 5.6: Krivulje IN2 in točke mejnih stanj DL, SD in NC. Rezultati so prikazane za osnovne modele okvirov A ÷ D, ter za modele s 16. oz. 84. kvantom  $\tau_{cr}$ .

Figure 5.6: The IN2 curves with highlighted DL, SD and NC limit states for frames A ÷ D. The results are presented for the base-case models and for the models, where  $\tau_{cr}$  was set to their 16<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles.



Slika 5.7: Krivulje IN2 in točke mejnih stanj DL, SD in NC. Rezultati so prikazane za osnovni model okvira A, ter za modele s 16. oz. 84. kvantom parametrov  $G_w$ ,  $E_w$ ,  $\theta_{nc,c}$  in  $m$ .

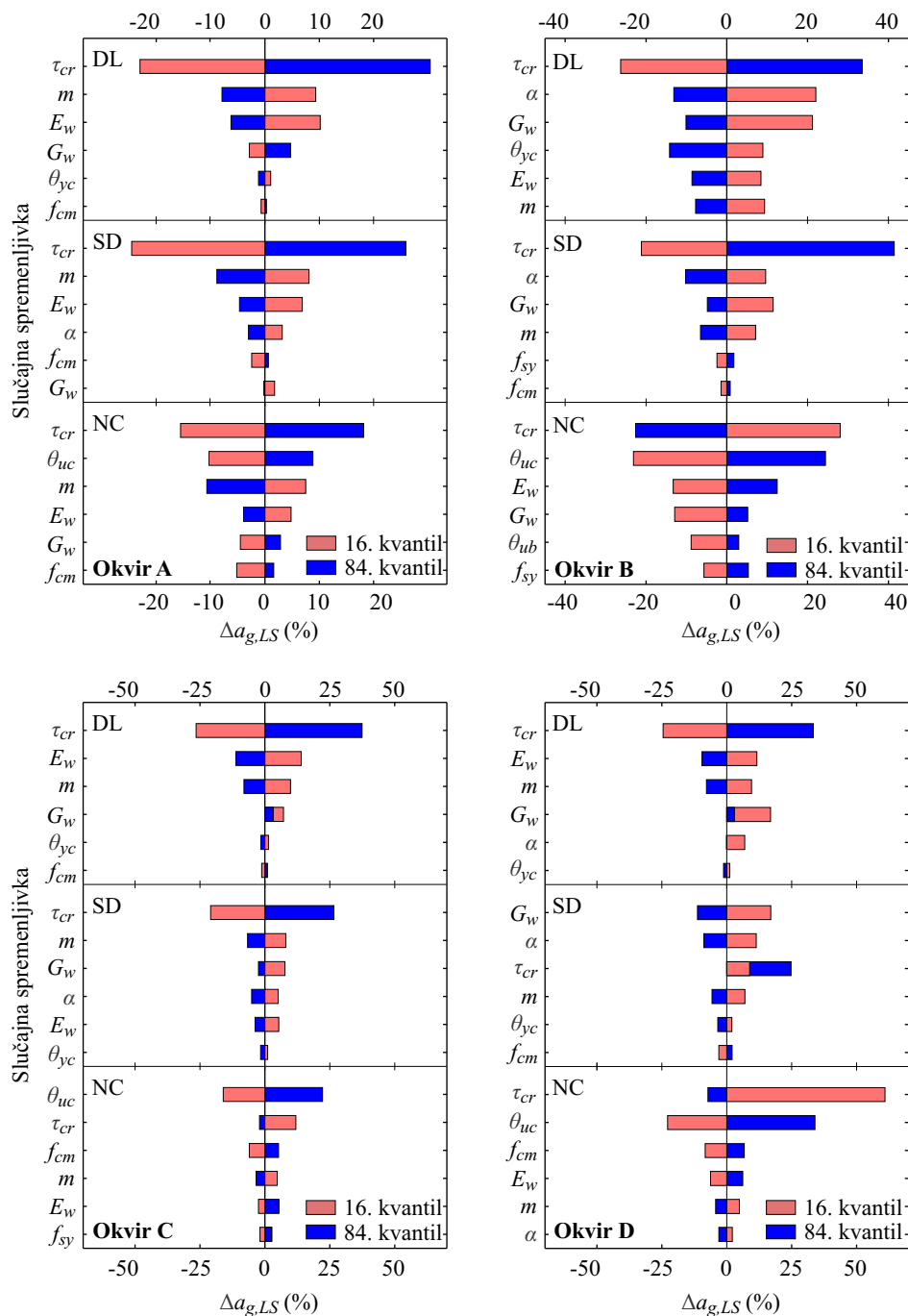
Figure 5.7: The IN2 curves with highlighted DL, SD and NC limit states for frame A. The results are presented for the base-case model and for the models, where  $G_w$ ,  $E_w$ ,  $\theta_{nc,c}$  and  $m$  were set to 16<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles.

Vpliv parametrov  $G_w$ ,  $E_w$ ,  $\theta_{nc,c}$  in  $m$ , ki imajo zmeren vpliv na obliko krivulj IN2 in kapaciteto pospeškov, je prikazan na sliki 5.7. Način kako ti parametri vplivajo na krivulje IN2, se pri posameznih okvirih bistveno ne razlikuje. Za razlago bomo obravnavali le rezultate analize okvira A.

Iz slike 5.7 se vidi, da povečanje elastičnega modula polnil  $E_w$  vpliva na zmanjšanje kapacitete pospeškov  $a_{g,DL}$  in  $a_{g,SD}$ . Predvsem je to posledica povečane togosti in manjše kapacitete pomikov v mejnih stanjih DL in SD v primeru, če upoštevamo 84. kvantil  $E_w$ . Po drugi strani povečanje elastičnega modula nekoliko zmanjša nosilnost AB okvirov (glej sliko 5.3). Zato se poveča naklon krivulj IN2 v območju mehčanja polnil. V splošnem vpliv variacij  $E_w$  na kapaciteto pospeškov  $a_{g,DL}$ ,  $a_{g,SD}$  in  $a_{g,NC}$  ni večji od 10 %.

Vpliv variacij strižnega modula  $G_w$  na  $a_{g,DL}$  in  $a_{g,SD}$  je približno enakega velikostnega reda kot pri elastičnem modulu, čeprav se vpliv  $G_w$  med posameznimi okviri precej razlikuje zaradi različne kapacitete pomikov okvirov A ÷ D. V splošnem so krivulje IN2 modelov z večjim strižnim modulom nad krivuljami osnovnih modelov, kar pomeni, da se kapaciteta pospeškov veča z večanjem  $G_w$ .

Oglejmo si še vpliv rotacijske kapacitete stebrov  $\theta_{nc,c}$  in mase konstrukcije  $m$ . Povečanje mejne rotacije  $\theta_{nc,c}$  vpliva na povečanje kapacitete pospeškov in je pomembna zgoj v mejnem stanju NC, kar je pričakovano, saj je mejno stanje NC definirano na osnovi mejne rotacije stebrov. Drugače je z maso. Konstrukcija z večjo maso, doseže izbrano mejno stanje odziva pri manjšem pospešku, kot konstrukcija z manjšo maso, saj je neelastični spektralni pospešek konstrukcij recipročen z maso konstrukcije. Zaradi tega so krivulje IN2 modelov z manjšo ali večjo maso navpično premaknjene v pozitivni oz. negativni smeri. Kapaciteta pospeškov za osnovne modele okvirov A ÷ D ter pripadajoče največje in najmanjše variacije v odvisnosti od variacij parametrov  $\tau_{cr}$ ,  $G_w$  in  $\theta_{nc,c}$  so izpisane v preglednici 5.3. Tornado diagrami, ki prikazujejo občutljivost kapacitete pospeškov v mejnih stanjih DL, SD in NC na variacije šest najpomembnejših spremenljivk pa so prikazani na sliki 5.8.



Slika 5.8: Tornado diagrami za kapacitete pospeškov v mejnih stanjih DL, SD in NC za AB okvire A ÷ D. Občutljivost kapacitete pospeškov je za vsak AB okvir ter za vsako mejno stanje prikazana za šest najpomembnejših slučajnih spremenljivk.

Figure 5.8: Tornado diagrams for the peak ground acceleration at the DL, SD and NC limit states for the infilled frames A ÷ D. The sensitivity of the peak ground accelerations of each frame and for each limit state is presented for the six most important input variables.

### 5.1.3 Zaključki

Izračunali smo občutljivost parametrov potresnega odziva AB okvirov s polnili na fizikalne in modelne negotovosti. Parametre potresnega odziva smo določili za mejno stanje omejenih poškodb (DL), mejno stanje pomembnih poškodb (SD) ter mejno stanje blizu porušitve (NC). Rezultate analize so prikazani za pozitivne smeri obremenjevanja (slika 5.1). Podrobno smo obravnavali le tiste slučajne spremenljivke, ki imajo znaten vpliva na parametre potresnega odziva.

Rezultati analize občutljivosti kažejo, da je učinek negotovih parametrov na potresni odziv konstrukcij težko predvideti, posebej še v primeru, če slučajne spremenljivke vplivajo na obliko plastičnega mehanizma. Prispevek posameznih slučajnih spremenljivk na parametre potresnega odziva je podrobneje opisan v prilogi D. Tu povzemimo le nekaj ugotovitev, ki najbolj celovito opisujejo vpliv negotovosti na odziv AB okvirov s polnili. V splošnem veljajo naslednje ugotovitve:

- Trdnost na meji razpokanja  $\tau_{cr}$ , strižni  $G_w$  in elastični modul  $E_w$  ter parameter negativne togosti polnil  $\alpha$  so spremenljivke, ki najbolj vplivajo na togost, nosilnost in pomike analiziranih konstrukcij. V primeru, da za slučajne spremenljivke  $\tau_{cr}$ ,  $G_w$ ,  $E_w$  in  $\alpha$  upoštevamo vrednosti, ki ustrezajo 16. oz. 84. kvantilu, je pričakovati do 30% povečanje oz. zmanjšanje kapacitete pomikov kapacitete pospeškov v mejnih stanjih omejenih (DL) in pomembnih poškodb (SD).
- Na pomike in pospeške v mejnem stanju blizu porušitve (NC) najbolj vpliva mejna rotacija stebrov  $\theta_{nc,c}$ . Zanimivo je, da so pospeški v mejnem stanju NC občutljivi tudi na trdnost polnil  $\tau_{cr}$ , ki ima sicer največji vpliv v območju mejnih stanj DL in SD.
- Trdnost betona  $f_{cm}$ , mejna rotacija gred  $\theta_{nc,b}$  ter začetna togost stebrov in gred,  $\theta_{y,c}$  in  $\theta_{y,b}$ , spadajo v skupino manj pomembnih slučajnih spremenljivk, ki pa imajo lahko v nekaterih primerih zmeren vpliv na parametre odziva (do 10 %), odvisno od konstrukcije in izbranega mejnega stanja.
- Vpliv ostalih slučajnih spremenljivk, kot so efektivna širina plošč  $b_{eff}$ , trdnost na meji tečenja  $f_y$ , praktično zanemarljiv. Vpliv  $b_{eff}$  in  $f_y$  na kapaciteto izbranih AB okvirov s polnili v nobenem primeru ne presega 5 % kapacitete osnovnega modela.

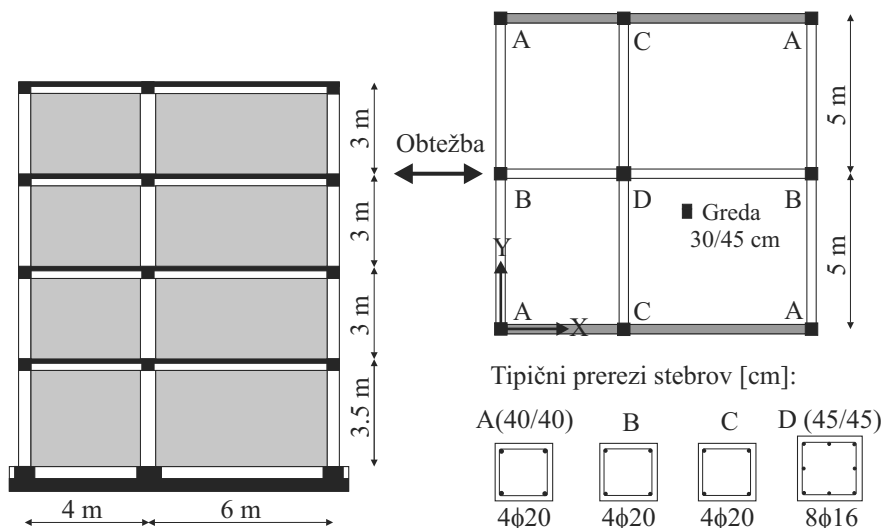
## 5.2 Ocena potresnega tveganja okvira s polnili z upoštevanjem strižnih porušitev stebrov

Poleg fizikalnih in modelnih negotovosti je v analizi AB okvirov s polnili v nekaterih primerih potrebno upoštevati interakcijo med polnili in okvirom. Polnila, ki so v stiku z okvirom, namreč s svojim delovanjem vnesejo v okvir dodatne obremenitve, ki lahko povzročijo strižne porušitve armiranobetonskih elementov. Ta učinek je še posebej izrazit v primeru zelo močnih polnil. V tem poglavju bomo zato na izbranem AB okviru s polnili poskušali razložiti kaj pomenijo strižne porušitve stebrov za globalen odziv konstrukcije ter kolikšno je zaradi strižnih porušitev povečanje potresnega tveganja za prekoračitev mejnih stanj poškodovanosti. Ker z modelom s plastičnimi členki in enojnimi tlačnimi diagonalami strižnih porušitev stebrov ni mogoče neposredno modelirati, smo v tej študiji uporabili iterativen postopek nelinearne statične analize, s katerim smo osnovni model modificirali tako, da smo približno zajeli vplive strižnih porušitev. Potrebno je poudariti, da je uporabljeni postopek razmeroma enostaven predvsem, kar se tiče določevanja strižne odpornosti stebrov. Modeli z več diagonalami zato najverjetneje ne bi bistveno zmanjšali napak, ki jih storimo zaradi uporabe makro modelov.

Analizirali smo štirietažno stavbo s šibkim AB okvirom ter močnimi polnili, ki je občutljiva na strižno porušitev stebrov. V študiji smo predpostavili povečanje prečnih sil v stebrih zaradi interakcije s polnili z namenom, da bi simulirali strižne porušitve stebrov ter ocenili kakšen vpliv imajo strižne porušitve na potresno tveganje izbrane konstrukcije. Parametre potresnega odziva smo zato ocenili z nelinearno dinamično analizo ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo (model SDOF), pri čemer smo upoštevali le negotovosti zaradi slučajne narave potresne obtežbe (različni akcelorogrami), saj smo želeli predvsem oceniti napako, ki jo storimo, če strižne porušitve stebrov zanemarimo.

Konstrukcija predstavlja šibkejšo različico okvira B iz poglavja 5.1. Zasnova konstrukcije, geometrija in dimenzije posameznih nosilnih elementov zato ostajajo enaki kot v originalnem okviru, ustrezno pa smo zmanjšali trdnosti jekla in betona ter količina vzdolžne in prečne armature stebrov in gred. Na ta način smo dosegli, da so stebri in grede, ki so bili v osnovi projektirani za duktilno obnašanje, postali občutljivi na strižno porušitev. Količino vzdolžne armature smo zmanjšali za polovico, tako da delež vzdolžne armature v stebrih znaša približno 0.8 %. Prereze šibkih stebrov (40/40 cm) sestavljajo štiri vogalne palice premera 20 mm, prerez močnega stebra (steber D, 45/45 cm) pa osem palic premera 16 mm (slika 5.9). Prečno armaturo sestavljajo stremena s premerom 8 mm in razmikom 20 cm. Za karakteristike betona in jekla smo prevzeli vrednosti, ki smo jih upoštevali za okvira C in D iz prejšnjega poglavja. Trdnosti betona in jekla smo tako zmanjšali iz 42 oz. 580 MPa na 25 MPa oz. 370 MPa. Za opečna polnila smo prevzeli enake karakteristike kot v originalnem okviru.





Slika 5.9: Geometrija šibkega AB okvira s polnili ter tipični prerezi pripadajočih stebrov.

Figure 5.9: The geometry of weak RC frame with masonry infills and typical cross-sections of columns.

### 5.2.1 Modeliranje interakcije med polnilom in okvirjem

Sodelovanje polnila z okvirom povzroči v okviru dodatne upogibne momente in prečne sile, ki jih z enostavnimi modeli ne moremo neposredno izračunati. Neupoštevanje povečanih momentov pri tem ni tako problematično, saj je obnašanje stebrov in gred pri upogibni porušitvi duktilnejše kot pri strižni porušitvi, upogibna oporušitev pa nastopi pri deformacijah, pri katerih je polnilo že povsem porušeno in zato interakcija z okvirom ni več pomembna. Bolj nevarna je podcenitev prečnih sil ter neupoštevanje strižnih porušitev stebrov. Zato moramo poleg prečnih sil, ki jih izračunamo z analizo, upoštevati dodatne prečne sile, ki jih povzročijo polnila s pritiskom na okvir, pri tem pa upoštevamo, da nastopi strižna porušitev, ko prečne sile prekoračijo pripadajočo strižno nosilnost. Vpliv strižne porušitve približno simuliramo tako, da upogibno nosilnost stebrov in nosilnost tlačnih diagonal omejimo s strižno porušitvijo stebrov. Način kako to storimo je opisan v nadaljevanju

**Določitev prečnih sil v stebrih.** Celotna prečna sila v stebrih  $V_{D,t}$  je izračunana kot vsota prispevkov prečne sile iz računske analize  $V_{D,a}$  ter dodatne prečne sile zaradi interakcije stebra s polnilom  $V_{D,i}$ :

$$V_{D,t} = V_{D,a} + V_{D,i}, \quad (5.8)$$

$$V_{D,i} = \gamma_{ci} \cdot N_s \cdot \cos \theta, \quad (5.9)$$

kjer je  $N_s$  sila, ki jo prevzame enojna tlačna diagonala opečnega polnila,  $\theta$  naklon tlačne diagonale glede na vodoravnico,  $\gamma_{ci}$  pa označuje delež tlačne sile, ki se prenese iz diagonale na steber.

Kolikšna je dodatna prečna sila, ki nastane v stebrih zaradi interakcije s polnilom  $V_{D,i}$ , je odvisno od različnih količin, med drugim od geometrije in mehanskih karakteristik materiala, deformacij in načina stikovanja med okvirom in polnilom. V splošnem lahko vse te dejavnike najboljše zajamemo, če polnila modeliramo z (natančnejšimi) lupinastimi končnimi elementi (npr. Combescure, 2006). Na drugi strani pa se prednost takih modelov v primerjavi s preprostimi modeli z diagonalami izgubi, saj za polnila pogosto predpostavijo izotropen material, ki ima enake mehanske lastnosti v vseh smereh in je formuliran na osnovi teorije plastičnosti, torej brez upoštevanja širjenja razpok, ki so ključni

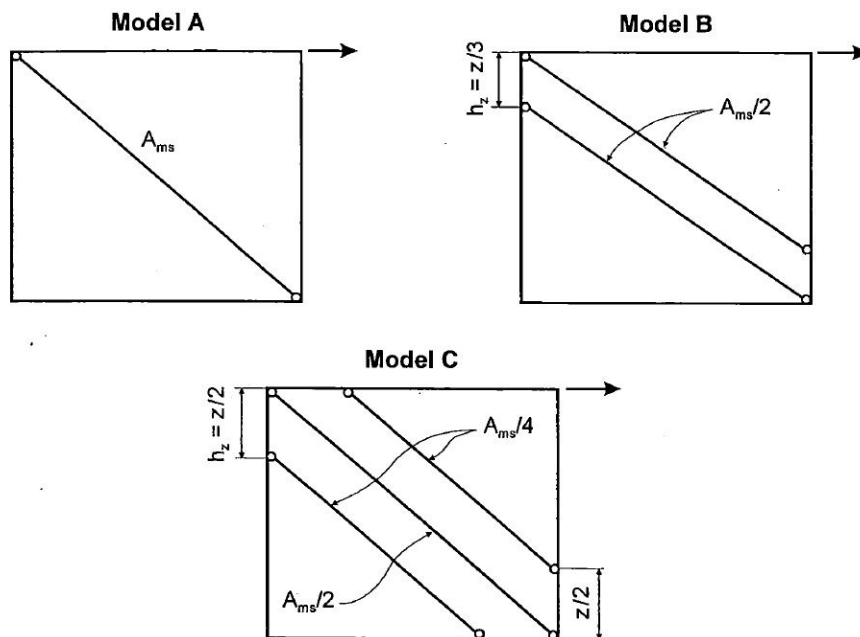
dejavnik v obnašanju polnila. Poleg tega so potrebni dodatni vezni elementi, s katerimi modeliramo stik med polnilom in okvirom. Zato se polnila pogosto modelirajo s preprostejšimi modeli, ki vsebujejo skupino tlačnih diagonal, ki so na okvir pritrjene na določeni razdalji od vozlišča (glej Crisafulli, 1997, Verderame in sod., 2010). S takimi modeli lahko približno simuliramo sodelovanje med okvirom in polnili, vendar natančnosti ne moremo bistveno izboljšati, v primerjavi s predlaganim postopkom, kjer uporabimo samo eno diagonalo v tlaku, saj moramo v primeru več diagonal predpostaviti razporeditev togosti po diagonalah, v primeru ene pa delež sile, ki se prenese iz diagonale na okvir.

Poleg modela z enojno tlačno diagonalo (slika 5.10a), sta se v svetu uveljavila predvsem modela z dvema ali tremi diagonalami (slika 5.10b in 5.10c). Model z dvema diagonalama predpostavlja, da se sile med polnilom in okvirom na obeh konceh tlačne diagonale prenašajo na okvir z zagodenjem polnila proti stebrom. Tak način prenosa sil se približno simulira tako, da se diagonalni v tlačni smeri polnila na enem koncu povežeta z okvirom v vozlišču, na drugem koncu pa s stebrom na določeni razdalji od vozlišča (glej sliko 5.10b). Iz tega sledi, da prispevek prečne sile v stebru zaradi interakcije s polnilom v primeru modela z dvema diagonalama znaša približno 50 % vodoravne komponente celotne tlačne sile, ki jo prevzameta obe diagonalni skupaj.

Drugi primer predstavlja model z tremi diagonalami, ki predpostavlja, da se polnilo nasloni na stebre in grede. Nadalje se predpostavi, da je največji pritisk polnila usmerjen proti vozlišču okvira in pada z razdaljo od vozlišča. Tak mehanizem se približno modelira s tremi vzporednimi diagonalami (glej sliko 5.10c). Običajno se predpostavi, da glavna diagonala, ki poteka vzdolž diagonale polnila (od vozlišča do vozlišča), prevzame polovico togosti in nosilnosti polnila, preostanek pa prevzameta stranski diagonalni. V tem primeru se iz polnila na steber prenese prečna sila, ki je približno enaka 25 % vodoravne komponente celotne tlačne sile, ki jo prevzame skupina treh diagonal, kar pomeni  $\gamma_{ci} = 0.25$ .

Študije vpliva tlačnih diagonal na odziv AB okvirov s polnili kažejo, da lahko s skupino tlačnih diagonal dobimo približno realen potek notranjih sil v okviru (Crisafulli, 1997). Zelo uporaben podatek pri tem je, da največji del kontaktnih napetosti med okvirom in polnilom prevzamejo stebri. Pri maksimalni obremenitvi AB okvira s polnili naj bi tako stebri prevzeli dodatno prečno silo, ki je lahko tudi večja do 50 % strižne sile v polnilu (Combescure, 2006).

Na podlagi zgornjih ugotovitev smo v analizi izbranega okvira za parameter  $\gamma_{ci}$  v enačbi (5.10) upoštevali vrednost 0.5. To pomeni, da smo za dodatno prečno silo ( $V_{D,i}$ ), ki se vnese iz polnila v steber, upoštevali polovico vodoravne komponente tlačne sile v diagonalni. Dodatnih prečnih sil v gredah nismo upoštevali.



Slika 5.10: Pogoste oblike modelov opečnih polnili s tlačnimi diagonalami (Vir: Crisafulli, 1997).

Figure 5.10: Most commonly used diagonal strut models for masonry infills (Ref.: Crisafulli, 1997).

**Strižna nosilnosti stebrov.** V modelu smo predpostavili, da se steber strižno poruši, ko prečne sile (5.10) prekoračijo računsko strižno nosilnost:  $V_{D,t} > V_C$ . Nosilnost stebrov smo približno ocenili v skladu z Evrokodom 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), ki loči dve različni formulaciji, odvisno od razmerja med strižnim razponom in dimenzijo stebra v smeri obremenjevanja  $L_v / h$ . V primeru  $L_v / h > 2$  smo steber obravnavali kot daljši nosilec, njegovo strižno nosilnost pa ocenili z osnovno enačbo, ki predpostavlja mehanizem ravninskega paličja (sistem vzdolžne in prečne armature ter tlačnih diagonal) (glej enačbo (4.7)). Pri stebrih okvirov s polnili je zaradi vpliva polnil bolj pogost primer, da je  $L_v / h \leq 2$ . V takem primeru smo strižno nosilnosti stebra določili z enačbo za kratke nosilce, ki predpostavlja zdrobitev ležišča tlačene cone oz. tlačnega loka (SIST EN 1998-3, 2005):

$$V_{C,max} = \frac{1}{\gamma_{el}} \frac{4}{7} \cdot \left(1 - 0.02 \min(5; \mu_0^{pl})\right) \left(1 + 1.35 \frac{N}{A_c f_{cm}}\right) \cdot (1 + 0.45 \cdot 100\omega) \sqrt{\min(f_{cm}; 40)} \cdot b_w z \sin(2\delta), \quad (5.10)$$

kjer je  $\delta$  naklon tlačnega loka glede na vzdolžno os stebra. V primeru kratkih stebrov velja, da je  $\delta \approx h/(2L_v)$  (glej Priestley, 1994).

Zaradi vpliva polnil upogibni momenti vzdolž stebra pri tem večkrat zamenjajo predznak. Pri tem se prva ničelna točka pojavi nekje na razdalji znotraj kontaktne dolžine  $z_{ci}$ , na kateri polnilo nalega na steber (Crisafulli, 1997, Verderame in sod., 2010, Smith, 1966). Strižni razpon v enačbah (4.7) in (5.10), ki pomeni razdaljo do ničelne točke, zato znaša:

$$L_v = \delta_{ci} \cdot z_{ci}, \quad z_{ci} = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda'_h} \cdot h_w, \quad (5.11)$$

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin(2\varphi)}{4E_c I_c h_w}} \quad (5.12)$$

kjer je  $\delta_{ci} \in (0,1)$ . Ker z modelom z enojno tlačno diagonalo ne moremo pravilno določiti poteka upogibnih momentov, smo mesto ničelne točke poskušali ugotoviti z uporabo elastične analize in lupinastih končnih elementov za polnila ter z uporabo računskega programa SAP 2000 (CSI, 2010). Na ta način smo ugotovili, da se ničelna točka pri večini stebrov obravnavanega okvira s polnili pojavi na razdalji od vozlišča, ki je približno enaka polovici kontaktne dolžine. Zato smo v enačbi (5.12) za parameter  $\delta_{ci}$  enostavno predpostavili vrednost 0.5.

Parameter  $\delta_{ci}$  vpliva na strižno nosilnost stebra, Manjši kot je, večji je naklon tlačnega loka  $\delta$  ter večja je strižna nosilnost stebra.  $\delta_{ci}$  vpliva tudi na mejno rotacijo pri strižni porušitvi stebra, le da je tu vpliv ravno obraten kot pri nosilnosti.

**Modifikacija ovojníc plastičnih členkov in tlačnih diagonal.** V primeru strižne porušitve katerega izmed stebrov smo ovojnice plastičnih členkov tega stebra ustrezno modificirali. To smo storili tako, da smo za maksimalno upogibno nosilnost upoštevali upogibni moment, ki pripada strižni porušitvi stebra, upadanje nosilnosti pa smo modelirali z negativno togostjo, ki ustreza 80% nosilnosti na padajoči veji ovojnice ter mejni rotacijski kapaciteti  $\theta_{nc,s}$ . Slednjo smo v primeru strižne porušitve stebra približno določili z empirično enačbo, ki jo predlagajo Zhu in soavtorji (2007):

$$\theta_{nc,s} = 2.02\rho_s - 0.025\frac{s}{d} + 0.013\frac{L_v}{d} - 0.031\frac{N}{A_g f_{cm}}, \quad (5.13)$$

kjer je  $\rho_s$  delež prečne armature,  $s$  razdalja med stremeni,  $d$  statična višina stebra,  $N$  tlačna sila v stebri ( $N=0$ , če je nateg) in  $A_g$  ploščina nerazpokanega prečnega prereza. Na ta način smo modificirali ovojnice obeh plastičnih členkov porušenega stebra v analizirani smeri. S tem smo v numeričnem modelu dosegli, da prečna sila v stebri po prekoračitvi strižne nosilnosti ni mogla več naraščati.

V primeru strižne porušitve stebra, se lahko zgodi, da se zaradi delne izgube opore zoži območje (širina) tlačne diagonale v polnilu  $b_w$ . To lahko povzroči lokalno zdrobitev tlačne diagonale ob vogalih polnila. Druga možnost je, da polnilo zdrsne po regah v vodoravni smeri. V obeh primerih se učinek tlačne diagonale polnila izgubi, zato lahko konservativno predpostavimo, da tako polnilo ne more več prevzemati nadaljnjih obremenitev. To smo v študiji upoštevali tako, da smo za maksimalno nosilnost tlačne diagonale prevzeli vrednost, ki ustreza strižni porušitvi stebra, ohranili pa smo deformacijsko kapaciteto pri popolni izgubi nosilnosti polnila.

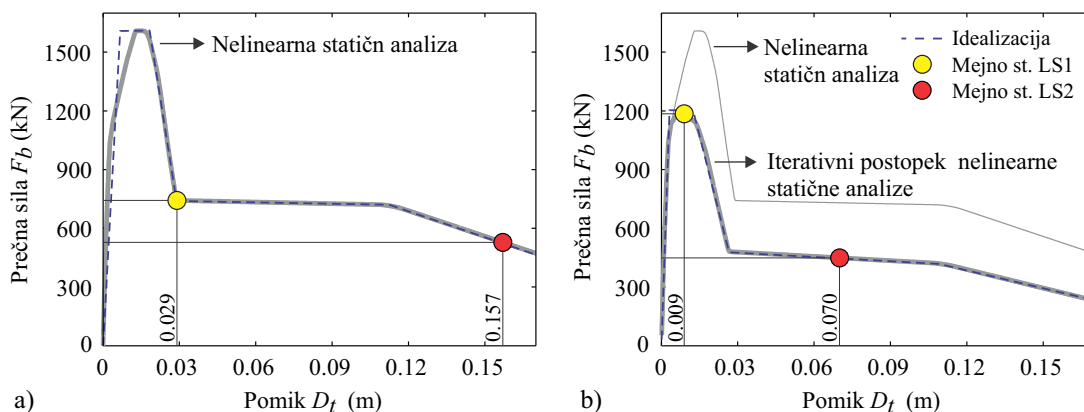
Postopek modifikacije ovojníc plastičnih členkov in tlačnih diagonal je podrobneje opisan v poglavju, kjer smo opisali iterativen postopek nelinearne statične analize (glej poglavje 3.3). Primer ovojnice moment - rotacija in ovojnice sila pomik ter modifikacija ovojníc v primeru strižne porušitve stebra prikazuje slika 3.14.

## 5.2.2 Rezultati nelinearne statične analize in definicija mejnih stanj

Konstrukcijo smo analizirali v pozitivni smeri osi X, ki za obravnavano konstrukcijo pomeni šibko smer. Poleg običajne nelinearne statične analize, smo uporabili tudi iterativen postopek nelinearne statične analize, s katerim smo približno zajeli vpliv strižnih porušitev stebrov. V obeh primerih smo upoštevali enako razporeditev vodoravnih sil. Te smo določili v skladu s prvo nihajno obliko.

V primeru iterativnega postopka smo izvedli štiri zaporedne analize, s katerimi smo začetni model konstrukcije postopoma modificirali tako, da približno upošteva strižne porušitve stebrov. Prve strižne porušitve nastopijo pri pomiku na vrhu  $D_t = 0.4$  cm, pri katerem se porušita zunanja srednja stebra v drugi etaži. Nato se strižno porušijo enakoležni stebri v prvi in tretji etaži. Zaradi zmanjšane togosti in nosilnosti stebrov in polnil v prvi etaži se deformacije v tej etaži začno nesorazmerno povečevati, vendar je konstrukcija kljub temu sposobna prevzemati nadaljnje obremenitve. To povzroči prekoračitev strižne nosilnosti levih dveh stebrov, ki se porušita pri pomiku  $D_t = 0.9$  cm. Pri tem pomiku konstrukcija doseže maksimalno nosilnost. Sledi padanje nosilnosti zaradi rušenja polnil, kar traja do pomika  $D_t \approx 2.5$  cm. Preostala odpornost konstrukciji nudi duktilen AB okvir na sredini konstrukcije.

Učinek strižnih porušitev stebrov na obtežno-deformacijsko krivuljo kaže slika 5.11, kjer sta med seboj primerjani obtežno-deformacijski krivulji osnovnega in modificiranega modela. Kot kaže slika, strižne porušitve stebrov vplivajo predvsem na zmanjšanje nosilnosti konstrukcije, ne pa tudi na pomike, kar je posledica upogibnega obnašanja srednjega okvira, ki kljub odpovedi zunanjih dveh okvirov ohrani deformacijsko kapaciteto. Maksimalna nosilnost osnovnega modela (1600 kN), ki ne zajema strižnih porušitev stebrov, je tako precenjena za približno 33 %.



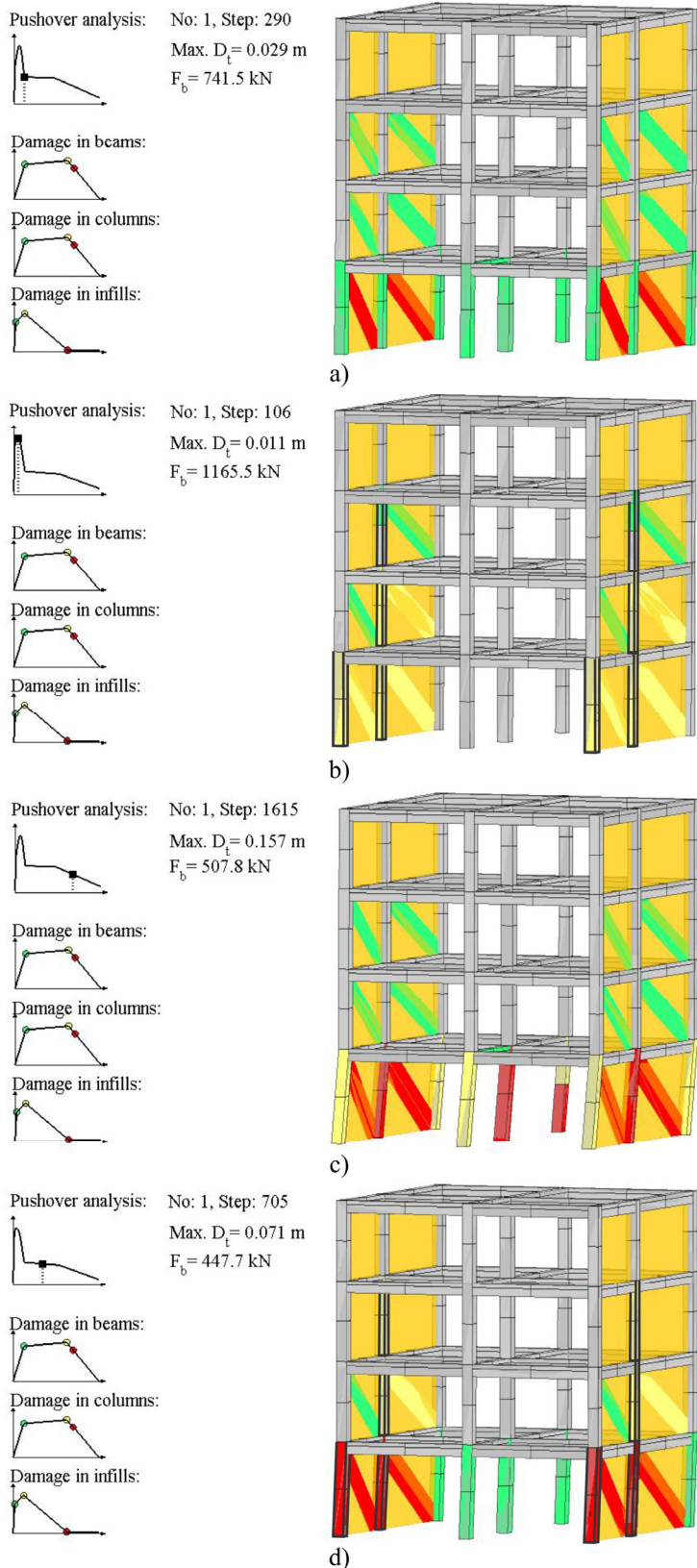
Slika 5.11: Obtežno-deformacijski krivulji izračunani z a) nelinearno statično analizo in b) z uporabo predlaganega iterativnega postopka nelinearne statične analize, ki na poenostavljen način omogoča simuliranje strižne porušitve stebrov.

Figure 5.11: Pushover curves based on a) pushover analysis and b) the iterative pushover procedure, which makes it possible to simulate, approximately, the shear failure of the columns.

Na sliki 5.11 so poleg obtežno-deformacijskih krivulj označena mejna stanja poškodovanosti (LS1 in LS2), za katera smo ocenili srednjo letno frekvenco prekoračitve (glej poglavje 5.2.4). Mejno stanje LS1 smo izbrali tako, da približno ustreza zgornji meji deformacij, pri katerih AB okvir in polnila še sodelujejo kot povezan konstrukcijski sklop. Omenili smo že, da strižna porušitev stebra lahko zmanjša učinek delovanja tlačne diagonale v polnilu, ki ga okvir obdaja. Zato je potrebno mejno

stanje LS1 definirati ne samo na osnovi poškodovanosti polnil, temveč je potrebno vključiti tudi poškodovanost stebrov. Predpostavili smo, da je mejno stanje LS1 prekoračeno, če vsaj polovica elementov v prvi etaži preseže maksimalno nosilnost ali, če se porušijo polnila. Kljub znatni izgubi nosilnosti in togosti v vodoravni smeri, je konstrukcija v mejnem stanju LS1 stabilna in, kot bomo videli v nadaljevanju, še vedno sposobna prevzeti zmerno povečanje potresne obtežbe. Resnejše poškodbe predstavlja mejno stanje LS2. Predpostavili smo, da je mejno stanje LS2 prekoračeno, če vsaj polovica elementov v etaži preide v mejnem stanju blizu porušitve (80% nosilnost na padajoči veji ovojnice). Tako izbrano mejno stanje LS2 se približa globalni nestabilnosti konstrukcije.

Učinek strižnih porušitev na poškodovanost konstrukcije v izbranih mejnih stanjih je prikazan na sliki 5.12. Kot vidimo, imajo strižne porušitve večji učinek v mejnem stanju LS1. Če strižne porušitve zanemarimo, so poškodbe v prvi etaži dokaj enakomerno razporejene med vsemi elementi (glej sliko 5.12a in 5.12c). V nasprotnem primeru pa se poškodujeta predvsem okvira s polnili. Zelo opazen je vpliv strižnih porušitev na pomike v izbranih mejnih stanjih. Modificirani model tako doseže mejno stanje LS1 pri razmeroma majhnih pomikih (0.9 cm), saj se zaradi izčrpanja strižne nosilnosti porušijo štirje stebri v prvi etaži, nosilnost pa izgubijo tudi polnila, ki so v stiku s porušenimi stebri (slika 5.12b). Ker se v osnovnem modelu upoštevajo polne upogibne nosilnosti stebrov, je mejno stanje LS1 v tem primeru povezano s porušitvijo polnil. Slednja odpovejo pri pomiku 2.9 cm (slika 5.12a). Strižne porušitve stebrov vplivajo tudi na pomike v mejnem stanju LS2, saj so v tem primeru pomiki (7 cm) več kot dvakrat manjši kot sicer (15.7 cm). Razlika v poškodovanosti osnovnega in modificiranega modela v mejnem stanju LS2 se vidi predvsem v poškodovanosti stebrov. V primeru osnovnega modela se vsi stebri porušijo po upogibu (slika 5.12c), medtem ko se v modificiranem modelu osem stebrov poruši zaradi izčrpanja strižne nosilnosti (slika 5.12d).



Slika 5.12: Poškodovanost stavbe a) v mejnem stanju LS1 brez in b) z upoštevanjem strižnih porušitev stebrov ter c) v mejnem stanju LS2 brez in d) z upoštevanjem strižnih porušitev stebrov. Opomba: legenda v angleškem jeziku je del izpisa programa PBEE toolbox.

Figure 5.12: Damage of building, which corresponds to a) limit state LS1 without and b) with consideration of shear failures of columns, and c) limit state LS2 without and d) with considerations of shear failure of the columns.

### 5.2.3 Ocena srednje letne frekvence prekoračitve mejnih stanj

Srednje letne frekvence prekoračitve  $\lambda_{LS}$  mejnih stanj LS1 in LS2 smo izračunali z metodo na osnovi intenzitete, pri čemer smo upoštevali le negotovosti zaradi različni akceleroگرامov. Enačba za oceno frekvence  $\lambda_{LS}$  se tako glasi (glej enačbo (3.19)):

$$\lambda_{LS} = k_0 (\tilde{a}_{g,LS})^{-k} \cdot e^{\frac{k^2}{2}(\beta_{agCR}^2)},$$

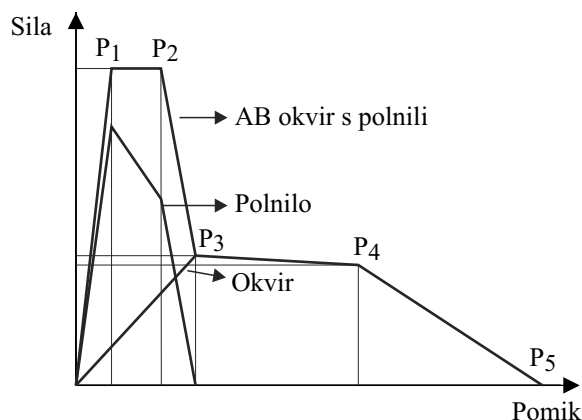
kjer sta  $\tilde{a}_{g,LS}$  in  $\beta_{agCR}$  mediana in standardna deviacija naravnih logaritmov za maksimalni pospešek tal oz. kapaciteto pospeškov v izbranih mejnih stanjih,  $k_0$  in  $k$  pa definirata funkcijo potresne nevarnosti.  $k_0$  in  $k$  smo določili na osnovi karte potresne nevarnosti na osrednjem območju RS. Pričakovani maksimalni pospešek tal za potres s povratno dobo 1000 oz. 10000 let znaša 0.3 oz. 0.55 g (ARSO, 2001). Na podlagi teh vrednosti smo z metodo najmanjših kvadratov izračunali naslednje vrednosti parametrov  $k_0$  in  $k$ :  $k = 3.8$  in  $k_0 = 1.03 \cdot 10^{-5}$ . Medtem, ko so frekvence  $\lambda_{LS}$  prikazane v preglednici 5.4, si bomo v nadaljevanju najprej ogledali postopek za določitev parametrov potresnega odziva  $\tilde{a}_{g,LS}$  in  $\beta_{agCR}$  ter učinke, ki jih ima strižna porušitev na izračunane parametre.

$\tilde{a}_{g,LS}$  in  $\beta_{agCR}$  smo določili z nelinearno dinamično analizo na ekvivalentnem modelu SDOF. Za ta namen smo obtežne-deformacijske krivulje aproksimirali z več-linearnimi ovojnici sila - pomik, ki predstavljajo odnos med silo in pomikom modela SDOF. Vsako idealizirano ovojnico sila - pomik sestavlja pet točk (slika 5.13): prvi dve točki predstavljata začetek ( $P_1$ ) in konec tečenja polnil ( $P_2$ ), medtem ko ostale tri točke predstavljajo porušitev polnil ( $P_3$ ), mehčanje AB okvira ( $P_4$ ) ter popolno izgubo nosilnosti ( $P_5$ ). Čeprav so poenostavljene, te ovojnice razmeroma dobro odražajo dejanske obtežne-deformacijske krivulje (glej sliko 5.11). Masa ekvivalentnega modela  $m^* = 234$  t ter faktor transformacije  $\Gamma = 1.34$  sta enaka za oba analizirana primera, medtem ko se nihajni čas razlikuje in znaša za osnovni model  $T^* = 0.16$  s, za modificirani model pa  $T^* = 0.20$  s.

Numerični model modela SDOF združuje dva histerezna modela, ki predstavljata obnašanje okvira in polnila. Model je zasnovan tako, da je možno simulirati tudi mehčanje AB okvira s polnili, kar predstavlja izboljšavo glede na model, ki je bil uporabljen za določitev nelinearnih spektrov AB okvirov s polnili (glej Dolšek, 2002, Dolšek in Fajfar, 2004). Histerezni model AB okvira je znana Takedina histereza (glej Dolšek, 2002, Zevnik, 2007). Ovojnico sila pomik AB okvira smo približno določili tako, da smo na idealizirani ovojnici AB okvira s polnili povezali točke  $P_0-P_3-P_4-P_5$  (glej sliko 5.14). Poleg odnosa sila - pomik smo upoštevali tudi parameter  $\alpha$ , ki krmili razbremenilno togost pri cikličnem obremenjevanju. Na osnovi rezultatov parametrične študije odziva AB okvirov s polnili (Dolšek, 2002) smo izbrali  $\alpha = 0.7$ . Drugi model simulira togost in strižno porušitev polnil ter padanje nosilnosti zaradi porušitve polnil. Odnos med silo in pomikom polnil smo določili tako, da smo od ovojnice AB okvira s polnili odšteli ovojnico AB okvira  $P_0-P_3-P_4-P_5$ . »Za ta element je togost, v primeru razbremenitve, enaka kar razmerju med trenutno silo in pomikom. Zato v primeru razbremenjevanja vedno ciljamo izhodiščno točko« (Dolšek, 2002). Oba histerezna modela sta bolj natančno opisana v (Dolšek, 2002).

Modele SDOF smo analizirali za skupino 30 akceleroگرامov, ki sta jih izbrala Vamvatsikos in Cornell (2006). Akceleroگرامi ustrezajo potresnemu gibanju na dobrih tleh z magnitudo 6.5–6.9. V vseh analizah smo upoštevali 5% delež kritičnega dušenja.





Slika 5.13: Idealizirana ovojnica sila - pomik ekvivalentnega modela SDOF.

Figure 5.13: The idealized force - displacement relationship of the equivalent SDOF model.

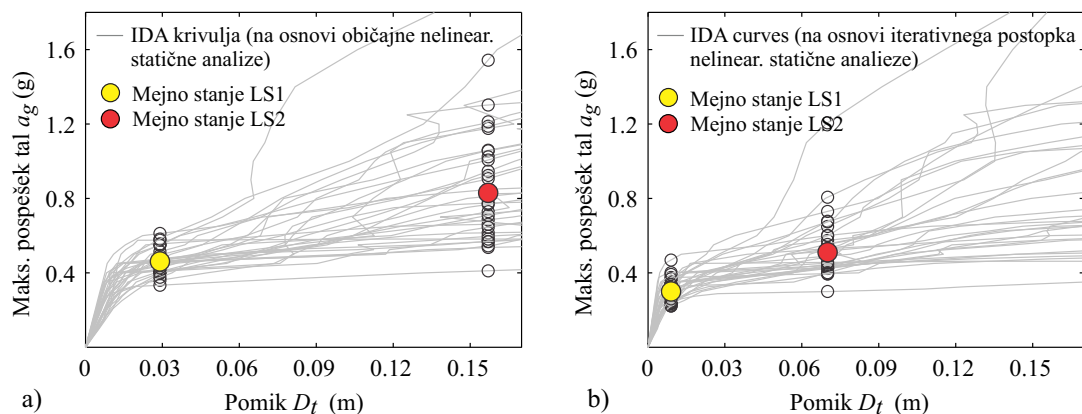
## 5.2.4 Komentar rezultatov in zaključki

Rezultati nelinearne dinamične analize ekvivalentnih modelov SDOF predstavljajo krivulje IDA, izračunane za skupino izbranih akcelorogramov (slika 5.14). Z uporabo teh krivulj smo najprej določili množico točk  $(D_{i,LS}, a_{g,LS}^i)$ ,  $i = 1, 2, \dots, 30$ , ki povezujejo pomike v mejnih stanjih LS1 in LS2 s pripadajočimi maksimalnimi pospeški tal. Nato smo na podlagi vzorcev  $(a_{g,LS}^i)$ ,  $i = 1, 2, \dots, 30$ , po metodi največjega verjetja (glej enačbo (3.89)) ocenili mediano in standardno deviacijo  $\beta_{agCR}$  za mejna stanja LS1 in LS2.

Na sliki 5.15 se že na prvi pogled vidi, da imajo strižne porušitve znaten vpliv na kapaciteto pospeškov. Vidimo, da strižne porušitve v danem primeru vplivajo predvsem na oceno mediane. Na primer, mediana kapacitete pospeškov za osnovni model, ki znaša  $\tilde{a}_{g,LS1} = 0.46$  g za mejno stanje LS1 in  $\tilde{a}_{g,LS2} = 0.83$  g za mejno stanje LS2 (slika 5.14a), je precenjena za približno 50 % oz. 60 %, saj v tem primeru zanemarimo vpliv strižnih porušitev stebrov. Točnejše ocene mediane zato predstavljajo vrednosti, ki smo jih izračunali za modificirani model (glej sliko 5.14b in vrednosti v preglednici 5.4).

Strižne porušitve stebrov po drugi strani nimajo izrazitega vpliva na  $\beta_{agCR}$ . Na primer, če strižne porušitve zanemarimo,  $\beta_{agCR}$  za mejna stanja LS1 in LS2 znašata  $\beta_{agCR1} = 0.14$  oz.  $\beta_{agCR2} = 0.35$ , če strižne porušitve upoštevamo pa  $\beta_{agCR1} = 0.19$  oz.  $\beta_{agCR2} = 0.26$ .

Oglejmo si sedaj, kako strižne porušitve stebrov vplivajo na potresno tveganje konstrukcije. Rezultati v preglednici 5.4 kažejo, da je srednja letna frekvenca prekoračitve mejnih stanj do 6-krat večja, če v analizi upoštevamo strižne porušitve stebrov (modificirani model). To pomeni, da imajo strižne porušitve visok vpliv na varnost konstrukcije, ki pa jo lahko občutno precenimo, če neugodno učinkovanje strižnih porušitev zanemarimo. Tako velik vpliv striga na povečanje potresnega tveganja konstrukcije pa ni samo posledica zmanjšane nosilnosti (slika 5.11), marveč tudi načina kako smo definirali izbrana mejna stanja, ki smo jih v našem primeru definirali na osnovi števila poškodovanih elementov. Modificirani model s strižno porušenimi stebri je bolj poškodovan in zato doseže mejna stanja LS1 in LS2 pri pomikih, ki so dva- do trikrat manjši od pomikov osnovnega (duktilnega) modela. Način vrednotenja poškodovanosti v mejnih stanjih LS1 in LS2 ima zato pomemben vpliv na oceno srednjih letnih frekvenc prekoračitve.



Slika 5.14: Krivulje IDA ter maksimalni pospeški tal v mejnih stanjih LS1 in LS2 za a) osnovni in b) modificirani model.

Figure 5.14: The IDA curves and limit-state peak ground accelerations for the results based on a) pushover analysis and b) iterative pushover procedure.

Preglednica 5.4: Pomiki in maksimalni pospeški tal v mejnih stanjih LS1 in LS2, pripadajoče standardne deviacije ter srednje letne frekvence prekoračitev mejnih stanj za osnovni in modificirani model.

Table 5.4: Limit state displacements and peak ground accelerations, corresponding standard deviations and mean annual frequencies of exceeding the LS1 and LS2 for the case if estimated based on the initial and modified model.

Količina	Mejno stanje	Model konstrukcije	
		Osnovni (brez striga)	Modificirani (strig)
$D_{t,LS}$ (cm)	LS 1	2.90	0.90
	LS 2	15.7	7.00
$\tilde{a}_{g,LS}$ (g)	LS 1	0.46	0.30
	LS 2	0.83	0.51
$\beta_{LS}$	LS 1	0.14	0.19
	LS 2	0.35	0.26
$\lambda_{LS}$ ( $\times 10^{-4}$ )	LS 1	2.27	13.0
	LS 2	0.51	2.17



## 6 Zaključek

Razvili smo poenostavljeno nelinearno metodo za oceno potresnega tveganja stavb z upoštevanjem fizikalnih in modelnih negotovosti ter z upoštevanjem vplivov staranja materiala skozi predvideno življenjsko dobo konstrukcij. Metoda temelji na analitični metodi za oceno potresnega tveganja stavb, pri čemer se parametri potresnega odziva izračunajo z razširjeno metodo IN2, ki omogoča upoštevanje fizikalnih in modelnih negotovosti. Metodo za oceno potresnega tveganja se lahko v splošnem uporablja za vse vrste konstrukcijskih sistemov, vendar moramo uporabiti primerne neelastične spektre odziva. V okviru doktorske študije smo se pri primerih uporabe omejili na izbrane AB okvire in AB okvire s polnili.

V nadaljevanju povzemamo le najpomembnejše zaključke, ki se nanašajo na predlagano metodologijo in na rezultate analize izbranih konstrukcijskih sistemov. Bolj detajlni zaključki so že bili podani v posameznih poglavjih.

### **Predlagana metoda za oceno potresnega tveganja stavb**

Poleg Cornellove analitične metode (npr. Cornell 1996, Cornell in sod. 2002) za oceno srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja konstrukcije smo uporabili tudi razširjeno različico te metode, ki omogoča upoštevanje vplivov staranja materiala na potresno tveganje konstrukcij. Prednost slednje metode je, da lahko analitično izračunamo pričakovano število prekoračitev izbranih mejnih stanj v nekem določenem obdobju. Ugotovili smo, da je natančnost rezultatov te metode precej odvisna od primernosti predpostavljene interpolacijske funkcije potresne nevarnosti in interpolacijske funkcije kapacitete stavbe v odvisnosti od časa. Rezultati parametrične študije kažejo, da analitično izračunana ekvivalentna srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja konstrukcije v splošnem ne odstopa od točne vrednosti za več kot 5 %, če degradacija konstrukcije v petdesetih letih ni večja od 30 %, in če parameter  $\delta$ , s katerim simuliramo naraščanje oziroma upadanje degradacije v času, zasede vrednosti na intervalu  $\delta \in [0.75, 1.5]$ . V primeru, da zgornji pogoji niso izpolnjeni, je povečanje potresnega tveganja zaradi vplivov staranja materiala ustrezneje določiti numerično.

Razširjena metoda IN2, s katero upoštevamo vplive fizikalnih in modelnih negotovosti, predstavlja alternativo razširjeni inkrementalni dinamični analizi, vendar je mnogo enostavnejša in jo je s primerno programsko opremo možno uporabljati tudi za oceno potresnega tveganja dejanskih stavb. Z razširjeno metodo IN2 ciljni pomik določamo za skupino konstrukcijskih modelov, s katerimi simuliramo vplive fizikalnih in modelnih negotovosti. Na ta način izračunamo parametre potresnega odziva bolj natančno kot v primeru uporabe determinističnega modela konstrukcije. Zelo enostavno lahko ugotovimo, ali upoštevanje modelnih in fizikalnih negotovosti vpliva le na večjo razpršenost izračunanega parametra potresnega odziva ali tudi na oceno mediane. Metoda LHS, s katero določimo skupino konstrukcijskih modelov, se je izkazala za precej učinkovito, saj rezultati analiz kažejo, da napaka v oceni parametrov potresnega odziva ni presegla 6 %, če je število simulacij preseglo dvakratnik števila slučajnih spremenljivk modela.

Naj navedemo nekaj bistvenih značilnosti oz. omejitev razširjene metode IN2. V disertaciji smo se osredotočili na obravnavo fizikalnih in modelnih negotovosti, ne pa tudi aleatoričnih negotovosti, ki jih povezujemo s slučajnostjo potresov. Slednje lahko enostavno upoštevamo tako, da izračunamo

krivulje IDA na modelu SDOF (Dolšek, 2011) ali z uporabo spletne aplikacije (Dolšek in sod. 2011), ki je bila razvita v okviru projekta Visoko-propustno računsko okolje za analizo potresnega tveganja. Ostale omejitve razširjene metode IN2 se nanašajo na poenostavljeno nelinearno metodo za analizo konstrukcij pri potresni obtežbi ter na matematični model konstrukcije in omejeno število slučajnih spremenljivk. Naslednja predpostavka, ki smo jo upoštevali, in ki ima lahko vpliv na končne rezultate, je predpostavka o popolni prostorski korelaciji slučajnih spremenljivk. To verjetno poveča ocenjeno razpršenost potresnega odziva stavbe. Te predpostavke so v analizi negotovosti potrebne, saj bistveno zmanjšajo število zahtevanih simulacij. Razširjena metoda IN2 ima pri tem veliko prednost pred dinamično analizo, saj je hitra in računsko ne preveč zahtevna, kar dodatno skrajša potrebni računski čas. Kljub njeni enostavnosti, razširjena metode IN2 lahko zajame vse pomembne fenomene fizikalnih in modelnih negotovosti, saj so rezultati kvalitativno in kvantitativno podobni tistim iz dinamične analize. Primerjava z rezultati dinamične verjetnostne analize sodobne štirietažne stavbe (Dolšek, 2008b) pokaže, da je ocenjena razpršenost parametrov odziva zaradi vpliva fizikalnih in modelnih negotovosti v primeru dinamične analize v povprečju 10 % večja od razpršenosti, ki smo jo ocenili z razširjeno metodo IN2, kar je razmeroma majhno odstopanje. Primerljivi so tudi rezultati, ki se nanašajo na oceno mediane kapacitete, saj obe metodi kažeta na povečanje vpliva negotovosti na oceno mediane kapacitete v primeru starejših in manj duktilnih stavb.

Praktična uporaba razvite metode je možna le z ustreznim programskim orodjem, ki omogoča avtomatizirano izvajanje poljubnega števila simulacij. Za ta namen smo uporabili program PBEE toolbox, ki deluje v kombinaciji s programom za potresne analize OpenSees. PBEE toolbox se je izkazal kot zelo uporabno orodje, saj omogoča avtomatsko generiranje vhodnih datotek programa OpenSees ter numerično in grafično obdelavo rezultatov analize v programu Matlab. V okviru doktorske disertacije smo sodelovali pri razvoju novih funkcij PBEE toolboxa, ki omogočajo enostavno modeliranje AB okvirov s polnili. Poleg tega smo razvili iterativni postopek nelinearne statične analize, ki obsega adaptiranje poenostavljenega nelinearnega modela z namenom, da na poenostavljen način obravnavamo strižne porušitve stebrov. Postopek deluje tako, da na podlagi rezultatov zaporednih nelinearnih analiz postopoma popravljamo začetni konstrukcijski model, tako da na osnovi ovojnic plastičnih členkov stebrov približno simuliramo učinke strižnega obnašanja, ki jih sicer ne moremo neposredno simulirati.

### **Rezultati analize izbranih AB okvirov in okvirov s polnili**

Predlagano metodologijo za analizo stavb ter oceno potresnega tveganja smo uporabili na številnih primerih AB okvirov in okvirov s polnili in prišli do različnih zaključkov. Prvi sklop ugotovitev se nanaša na občutljivost parametrov potresnega odziva v povezavi s fizikalnimi in modelnimi negotovostmi. Rezultati občutljivostne analize kažejo, da je učinek negotovih parametrov na potresni odziv konstrukcij težko predvideti, posebej še v primerih, ko vpliv negotovosti povzroči spremembe mehanizma porušitve konstrukcije. Kljub temu lahko podamo nekatere bolj splošne zaključke. Za AB okvire smo ugotovili, da imajo negotovosti modela rotacijske kapacitete stebrov in gred,  $\theta_{nc,c}$  in  $\theta_{nc,b}$ , največji vpliv na kapaciteto AB okvirov. Variacije pomika konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve in pripadajočega pospeška tal znašajo od -30 do +50 %, če za  $\theta_{nc,c}$  ali  $\theta_{nc,b}$  upoštevamo 16. in 84. kvantil. Zmeren vpliv na kapaciteto AB okvirov imajo tudi negotovosti pri določitvi mase konstrukcije  $m$ , rotacije na meji tečenja,  $\theta_{y,c}$  in  $\theta_{y,b}$ , in trdnost betona  $f_{cm}$ . Trdnost jekla za armiranje  $f_y$  in efektivna širina plošče  $b_{eff}$  ima zanemarljiv vpliv na kapaciteto obravnavanih konstrukcij, če niso projektirane v skladu z metodo načrtovanja nosilnosti, medtem ko ima  $b_{eff}$  večji vpliv, če je stavba projektirana v skladu z načeli potresnoodporne gradnje.

Na podoben način lahko strnemo ugotovitve občutljivostne analize AB okvirov s polnili. Pri tem je potrebno poudariti, da v občutljivostni analizi AB okvirov s polnili nismo upoštevali povečanja strižne sile v stebrih zaradi vplivov polnil. Ta predpostavka se lahko pokaže kot nezadostna, kar smo pokazali v primeru, ki smo ga analizirali s postopkom iterativne nelinearne statične analize. V okviru te omejitve so ugotovitve občutljivostne analize naslednje: trdnost na meji razpokanja  $\tau_{cr}$ , strižni  $G_w$  in elastični modul  $E_w$  ter parameter negativne togosti polnil  $\alpha$  so spremenljivke, ki najbolj vplivajo na togost, nosilnost in pomike analiziranih konstrukcij. V primeru, da za slučajne spremenljivke  $\tau_{cr}$ ,  $G_w$ ,  $E_w$  in  $\alpha$  upoštevamo vrednosti, ki pripadajo 16. oz. 84. kvantilu, je pričakovati do 30% povečanje oz. zmanjšanje kapacitete pomikov in maksimalnih pospeškov tal v mejnih stanjih omejenih (DL) in pomembnih poškodb (SD). Na pomike in pospeške v mejnem stanju blizu porušitve (NC) najbolj vpliva mejna rotacija stebrov  $\theta_{nc,c}$ . Ni nujno, da bi bil ta zaključek enak, če bi v občutljivostni analizi na bolj točen način obravnavali interakcijo med stebrom in polnilom ter simulirali strižno porušitev stebra. Zanimivo je, da so pospeški v mejnem stanju NC občutljivi tudi na trdnost polnil  $\tau_{cr}$ , ki ima sicer največji vpliv v območju mejnih stanj DL in SD. Trdnost betona  $f_{cm}$ , mejna rotacija gred  $\theta_{nc,b}$  ter začetna togost stebrov in gred,  $\theta_{y,c}$  in  $\theta_{y,b}$ , spadajo v skupino manj pomembnih slučajnih spremenljivk, ki pa imajo lahko v nekaterih primerih zmeren vpliv na parametre odziva (do 10 %), odvisno od konstrukcije in izbranega mejnega stanja. Vpliv efektivne širine plošč  $b_{eff}$  in trdnosti jekla na meji tečenja  $f_y$  je praktično zanemarljiv. V primerjavi s kapaciteto osnovnega modela njihov vpliv v nobenem obravnavanem primeru ne povzroči odstopanja kapacitete za več kot 5 %.

Drugi sklop ugotovitev se nanaša na rezultate razširjene metode IN2, ki smo jo aplicirali na tri izbrane AB okvire. Rezultati analize kažejo, da ocenjena razpršenost parametrov potresnega odziva ni bistveno odvisna od načina projektiranja konstrukcij. Zato je smiselno obravnavati njihove povprečne vrednosti, ki smo jih ocenili za posamezne obravnavane konstrukcije. Povprečna standardna deviacija za pomike pri intenziteti, pri kateri je 84. kvantil krivulje IN2 vodoravna črta, tako znaša  $\beta_{DU} = 0.11$ , povprečni standardni deviaciji za pomike in pospeške v mejnem stanju blizu porušitve pa sta  $\beta_{CU} = 0.32$  in  $\beta_{agCU} = 0.28$ . Skoraj v vseh primerih se je mediana pomikov in pospeškov v mejnem stanju blizu porušitve zmanjšala, če smo upoštevali vplive negotovosti. Redukcija je znašala od 0–19 %, odvisno od konstrukcije in izbrane mere za kapaciteto (pospeški ali pomiki). Izkazalo se je, da je redukcija v oceni mediane kapacitete sodobne simetrične štirietažne stavbe nekoliko manjša kot pri ostalih dveh primerih in znaša od 0–12 %.

Slabšanje mehanskih lastnosti materiala skozi čas predstavlja dodatno negotovost, ki jo običajno zanemarimo. Korozija armature je tipičen pojav, ki lahko oslabi lastnosti materiala v odvisnosti od starosti konstrukcije, in povzroči različne poškodbe, kar posledično vpliva na povečanje potresnega tveganja. Zato smo za izbrano stavbo ponazorili postopek za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem vplivov korozije. Upoštevali smo najbolj enostaven model staranja materiala zaradi korozije, saj smo vrednotili le zmanjšanje prereza vzdolžne in prečne armature, ostale vplive, kot so odpadanje krovnega sloja betona in zmanjšanje maksimalne sprejemne napetosti med betonom in armaturo, pa smo zanemarili. Za izbrano stavbo smo z upoštevanjem korozije ocenili srednjo frekvenco prekoračitve mejnega stanja konstrukcije za različna časovna obdobja. Glede na rezultate ugotavljamo, da ima korozija predvsem vpliv na strižno odpornost konstrukcije. Posledično se zato pričakovano število prekoračitev mejnega stanja v obdobju petdesetih let poveča za približno 7 %. Čeprav povečanje skupnega števila prekoračitev ni veliko pa se znatno poveča potresno tveganja na letni ravni. Na primer, srednja letna frekvenca prekoračitve ob koncu petdesetletnega obdobja je kar 80 % večaj kot v primeru, če korozije ne upoštevamo. Za obravnavani primer lahko vpliv korozije na upogibno odpornost konstrukcije zanemarimo. Na podlagi vsega tega lahko zaključimo, da

neupoštevanje vplivov korozije vodi v podcenjeno oceno potresnega tveganja in, da bi ostali učinki korozije, kot so redukcija maksimalne deformacije v armaturnem jeklu, zmanjšanje sprijemne napetosti med betonom in armaturo ter odpadanje krovnega sloja betona, ki jih v primeru uporabe nismo upoštevali, še povečali potresno tveganje izbranih AB okvirov.

Poseben primer negotovosti, ki jih ne moremo vrednoti z uporabo verjetnostnih metod, predstavljajo pomanjkljivosti nelinearnih modelov realnih stavb, saj z njimi ni možno neposredno simulirati vseh vrst mehanizmov porušitve elementov konstrukcije. Pokazali smo, da te negotovosti lahko deloma vrednotimo z iterativnim postopkom nelinearne statične analize. Predlagan postopek je približen, vendar zaradi uporabe poenostavljenih nelinearnih modelov računsko nezahteven. Zato je primeren predvsem za hitre preliminarnе verjetnostne analize stavb. Poleg tega ocenjujemo, da ga je moč uporabiti na velikih in zapletenih konstrukcijskih sistemih, približno pa je mogoče simulirati odziv v območju mehčanja zaradi strižnih porušitev stebrov. V doktorski disertaciji smo uporabo predlaganega postopka ilustrirali na izbranem AB okviru s polnili ter poskušali razložiti kaj pomenijo strižne porušitve stebrov za globalen odziv konstrukcije ter za koliko se posledično poveča potresno tveganje. Tak način ocene potresnega tveganja AB okvirov s polnili bistveno presega trenutno prakso za oceno potresnega tveganja AB okvirov spolnili, vendar je še vedno zelo poenostavljen, saj temelji, na nekaterih predpostavkah s katerimi smo vpeljali dodatne negotovosti. Na primer, nosilnost in deformacijska kapaciteta konstrukcij je močno odvisna od izračunane strižne odpornosti in obremenitve stebrov, ki smo ju v študiji ocenili deterministično in poenostavljeno v smislu interakcije med polnilom in stebrom. Ker so te količine izjemno negotove, bi dobili zanesljivejše rezultate, če bi uporabili stohastični model, v katerem bi strižno obremenitev in odpornost definirali kot slučajni spremenljivki. V izbranem primeru se je pokazalo, da šibki stebri ne zdržijo velikih prečnih obremenitev, ki jih povzročajo polnila. Stebri se zato porušijo preden dosežejo maksimalno upogibno nosilnost. Posledično se zmanjša učinek objekta polnil, kar povzroči zmanjšanje nosilnosti konstrukcije ter do šestkratno povečanje potresnega tveganja.

### **Prispevki disertacije**

V doktorski disertaciji smo razvili poenostavljeno nelinearno metodo za oceno potresnega tveganja stavb, ki omogoča vrednotenje vplivov fizikalnih in modelnih negotovosti ter staranja materiala. Ob primerni programski opreми, ki smo jo deloma razvili v okviru doktorske študije, je metoda primerna tudi za praktično uporabo. Predlagano metodologijo smo uporabili na izbranih primerih armiranobetonskih (AB) okvirov in okvirov s polnili. Izbrane konstrukcije smo analizirali z verjetnostno metodo analize, pri čemer smo parametre potresnega odziva določili z upoštevanjem fizikalnih in modelnih negotovosti. Poleg tega smo za primere AB okvirov ocenili vpliv korozije na povečanje potresnega tveganja v življenjski dobi konstrukcije. Na podlagi teh primerov smo prispevali k boljšemu razumevanju obnašanja konstrukcij med potresi ter k bolj zanesljivi oceni potresnega tveganja stavb.

Posebej lahko izpostavimo naslednje ugotovitve in izvirne prispevke disertacije:

- Razvoj poenostavljene metode za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem fizikalnih in modelnih negotovosti ter staranja konstrukcij. Predlagana metoda je računsko učinkovita, zato jo je možno ob primerni programski opreми uporabljati tudi v praksi. Kljub njeni enostavnosti, predlagana metoda lahko zajame vpliv fizikalnih in modelnih negotovost na oceno mediane in razpršenosti parametrov potresnega odziva.

- Razvoj iterativnega postopka nelinearne statične analize AB okvirov s polnili. V okviru razširjene metode IN2 smo razvili iterativni postopek nelinearne statične analize, ki omogoča, da z enostavnimi modeli približno upoštevamo interakcijo notranjih sil med polnili in okvirom ter razporeditev notranjih sil med stebri in polnili zaradi strižnih porušitev stebrov.
- Prispevek k boljšemu razumevanju obnašanja AB okvirov in okvirov s polnili med potresom. Kvantificirali smo tipične vrednosti standardne deviacije potresne zahteve in potresne kapacitete ter ocenili delež zmanjšanja mediane kapacitete izbranih konstrukcijskih sistemov zaradi upoštevanja fizikalnih in modelnih negotovosti. Izračunane standardne deviacije parametrov odziva AB okvirov in okvirov s polnili se lahko uporabijo pri oceni potresnega tveganja podobnih konstrukcijskih sistemov.
- Prispevek k boljšemu razumevanju potresnega tveganja skozi življenjsko obdobje izbranih AB okvirov. Dokazano je bilo, da ima lahko korozija znaten vpliv na povečanje potresno obnašanje starejših konstrukcij, ki nimajo večje potresne odpornosti. Pri takšnih konstrukcijah lahko korozija v izpostavljenih elementov privede do lokalnih strižnih porušitev, kar lahko znatno poveča potresno tveganje konstrukcije.





## 7 Povzetek

Osnovni rezultat analize potresnega tveganja objekta je verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja konstrukcije, pri čemer upoštevamo vsako možno potresno obtežbo, kot je to določeno z analizo potresne nevarnosti, medtem ko obremenitev in odpornost konstrukcije obravnavamo kot slučajni spremenljivki. Tak način obravnavanja problema je posledica naključnih negotovosti, kot so negotovosti zaradi slučajne narave potresne obtežbe, ter fizikalnih in modelnih negotovosti, ki so povezane s karakteristikami konstrukcije in matematičnega modela. Poleg tega na potresno tveganje konstrukcij skozi njihovo življenjsko obdobje vpliva staranje materiala zaradi neugodnih vplivov iz okolja. To lahko povzroči zmanjševanje kapacitete konstrukcije, kar dodatno povečuje potresno tveganje. Vse našete pojave je možno dovolj natančno vrednotiti le z uporabo simulacij. Zaradi tega je potrebno v verjetnostni analizi uporabljati učinkovite metode računske analize, s katerimi lahko računski čas, ki je potreben za izvajanje številnih simulacij, čim bolj skrajšamo. Za ta namen smo v doktorski disertaciji razvili poenostavljeno metodo za oceno potresnega tveganja, ki omogoča vrednotenje vplivov fizikalnih in modelnih negotovosti ter staranja materiala. Predlagana metoda temelji na splošni analitični metodi za oceno potresnega tveganja, pri čemer se parametri potresnega odziva izračunajo z razširjeno metodo IN2. Metoda je zasnovana tako, da omogoča eksplicitno upoštevanje vplivov fizikalnih in modelnih negotovosti, medtem ko moramo vplive negotovosti v potresni obtežbi predpostaviti ali jih izračunati s krivuljami IDA na modelu SDOF. Metoda je uporabna za različne tipe konstrukcijskih sistemov, vendar moramo pri tem uporabiti primerne neelastične spektre odziva. V okviru doktorske študije smo se pri primerih uporabe predlagane metode omejili na izbrane primere armiranobetonskih (AB) okvirov in okvirov s polnili.

Doktorska disertacija je v splošnem razdeljena na tri dele. V prvem delu disertacije obravnavamo fizikalne in modelne negotovosti, ki se nanašajo na potresno analizo AB okvirov in okvirov s polnili. Pri tem se osredotočimo predvsem na negotovosti v določitvi podatkov o konstrukciji, materialu in navpični obtežbi ter na negotovosti, ki so povezane z modeli za določevanje togosti, nosilnosti in deformabilnosti konstrukcijskih elementov. Na podlagi podatkov, ki so na voljo v literaturi, opišemo osnovne lastnosti porazdelitvenih zakonov negotovih parametrov.

V drugem delu opišemo analitično metodo za oceno potresnega tveganja ter razvijemo razširjeno metodo IN2 za določevanje parametrov potresnega odziva z upoštevanjem fizikalnih in modelnih negotovosti. Pri opisu analitične metode za oceno potresnega tveganja poleg splošne metodologije opišemo specifični primer, ki omogoča upoštevanje vplivov staranja materiala. Potresno tveganje pri tem izrazimo z ekvivalentno srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja v določenem časovnem obdobju, pri čemer izhajamo iz enačbe za določitev celotne vrednosti investicije, ki je potrebna za vzdrževanje konstrukcije zaradi neugodnega vpliva staranja. S parametrično študijo smo pokazali, da je natančnost analitične rešitve ustrezna, če degradacija konstrukcije ni prevelika, npr. manjša od 30 % v petdesetletnem obdobju. Sicer je potresno tveganje ustrezneje oceniti numerično.

Razširjena metoda IN2, ki jo uporabimo za določitev parametrov potresnega odziva stavbe, predstavlja ključni del predlagane metodologije za oceno potresnega tveganja. Prvi korak obsega definicijo negotovih vhodnih parametrov ter modeliranje le teh s slučajnimi spremenljivkami, sledi vzorčenje slučajnih spremenljivk ter modeliranje konstrukcije na osnovi vzorca slučajnih spremenljivk. Rezultat tega koraka je skupina modelov konstrukcije, za katere nato izračunamo krivuljo IN2, ki predstavlja

odnos med intenziteto potresne obtežbe in parametrom odziva konstrukcije. Na podlagi te skupine krivulj kvantificiramo razpršenost parametrov potresnega odziva ter evidentiramo parametre, ki vplivajo na zmanjšanje ocene mediane kapacitete zaradi vplivov fizikalnih in modelnih negotovosti. Za generiranje skupine konstrukcijskih modelov uporabimo posebno metodo stratificiranega vzorčenja v latinskih hiperkockah (LHS).

Določevanje vplivov modelnih in fizikalnih negotovosti zahteva številne simulacije, ki so na realnih konstrukcijah možne z uporabo poenostavljenih nelinearnih modelov stavb in primerne programske opreme. Za ta namen smo za modeliranje konstrukcij in izvajanje računskih analiz uporabili programski paket PBEE toolbox v kombinaciji s programom OpenSees. *PBEE toolbox* podpira modeliranje AB okvirov z enostavnimi nelinearnimi modeli. V sodelovanju z raziskovalcem dr. Paolo Riccijem smo uporabnost PBEE toolboxa v okviru doktorske raziskave razširili na AB okvire s polnili. S poenostavljenimi nelinearnimi modeli zadovoljivo opišemo upogibno obnašanje konstrukcijskih elementov, vendar ne moremo neposredno simulirati porušitev, ki nastanejo zaradi strižnih porušitev elementov, prav tako pa tudi ne moremo ustrezno modelirati interakcije med opečnim polnilom in stebrom. Zato smo razvili iterativen postopek nelinearne statične analize, ki omogoča, da z enostavnimi modeli približno upoštevamo interakcijo notranjih sil med polnili in okvirom ter razporeditev notranjih sil med stebri in polnili zaradi strižnih porušitev stebrov. Postopek je iterativen in omogoča modifikacijo modela konstrukcije za naslednjo nelinearno statično analizo, če na osnovi rezultatov trenutne nelinearne statične analize ugotovimo, da bi se kateri element potencialno lahko porušil zaradi prevelikih strižnih sil. Na ta način lahko na globalnem nivoju odziva konstrukcije približno določimo vpliv strižnih porušitev stebrov, vendar je potrebno poudariti, da zaradi novih predpostavk vpeljemo dodatne negotovosti, ki imajo lahko odločilen vpliv na rezultate analize. Na primer, nosilnost in deformacijska kapaciteta konstrukcij je močno odvisna od izračunane strižne odpornosti in obremenitve stebrov, ki smo ju v študiji ocenili deterministično in poenostavljeno v smislu interakcije med polnilom in stebrom.

V tretjem delu disertacije obravnavamo različne primere AB okvirov in okvirov s polnili. Prvi sklop primerov se nanaša na občutljivost parametrov potresnega odziva v povezavi z negotovostmi, ki smo jih upoštevali pri določitvi tlačne trdnosti betona, trdnosti jekla na meji tečenja, mase konstrukcije, efektivne širine plošče, začetne togosti stebrov in gred, mejne rotacije stebrov in gred (v mejnem stanju blizu porušitve), trdnosti polnil na meji razpokanja, strižnega in elastičnega modula ter negativne togosti polnil. Potrebno je poudariti, da v občutljivostni analizi nismo upoštevali morebitnih strižnih porušitev stebrov, kar je lahko nezadostna predpostavka, posebej še v primerih okvirov s polnili, saj sodelovanje polnila z okvirom lahko povzroči velike dodatne obremenitve in celo strižne porušitve stebrov. V okviru omejitev te predpostavke smo ugotovili, da imajo negotovosti modela rotacijske kapacitete stebrov in gred,  $\theta_{nc,c}$  in  $\theta_{nc,b}$ , največji vpliv na kapaciteto AB okvirov. Variacije pomika konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve in pripadajočega pospeška tal znašajo od -30 do +50 %, če upoštevamo 16. oz. 84. kvantil parametrov  $\theta_{nc,c}$  oz.  $\theta_{nc,b}$ . Nekoliko drugače je pri AB okvirih s polnili. V tem primeru trdnost polnil na meji razpokanja  $\tau_{cr}$ , strižni  $G_w$  in elastični modul  $E_w$  ter parameter negativne togosti  $\alpha$  najbolj vplivajo na togost, nosilnost in pomike analiziranih konstrukcij. Posledično je v primeru 16. oz. 84. kvantila teh parametrov pričakovati do 30% povečanje oz. zmanjšanje kapacitete pomikov in maksimalnih pospeškov tal v mejnih stanjih omejenih (DL) in pomembnih poškodb (SD). Na pomike in pospeške v mejnem stanju blizu porušitve (NC) najbolj vpliva mejna rotacija stebrov  $\theta_{nc,c}$ . Ostali negotovi vhodni parametri imajo zmeren ali zanemarljiv vpliv na odziv izbranih AB okvirov in okvirov s polnili.

Drugi sklop ugotovitev izhaja iz rezultatov razširjene metode IN2, ki smo jo aplicirali na tri izbrane AB okvire, in se nanaša na statistiko parametrov potresnega odziva zaradi modelnih in fizikalnih negotovosti. Povprečna standardna deviacija pomikov obravnavanih konstrukcij, izračunana pri intenziteti, pri kateri je 84. kvantil krivulje IN2 vodoravna črta, znaša  $\beta_{DU} = 0.11$ , povprečni standardni deviaciji pomikov in pospeškov v mejnem stanju blizu porušitve pa sta  $\beta_{CU} = 0.32$  in  $\beta_{agCU} = 0.28$ . Skoraj v vseh primerih se je zaradi upoštevanja fizikalnih in modelnih negotovosti izkazalo, da je mediana kapacitete pomikov in pospeškov nezanemarljivo manjša v primerjavi s tistimi vrednostmi, ki smo jih določili z običajno deterministično analizo. Redukcija je znašala od 0–19 %, kar pomeni, da neupoštevanje negotovosti v obravnavanih primerih vodi v podcenitev verjetnosti prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve. Negotovosti imajo pri tem večji vpliv na kapaciteto pospeškov, ki se pri starejši in sodobni trietažni stavbi zmanjša za 11–19 %, pri sodobni štirietažni stavbi pa 5–12 %. Degradacija kapacitete pomikov ni tako izrazita in pri obeh različicah trietažne stavbe znaša 8 %, medtem ko pri sodobni štirietažni stavbi negotovosti ne zmanjšajo kapacitete pomikov.

Tretji sklop ugotovitev na osnovi predstavljenih primerov se nanaša oceno potresnega tveganja AB okvirov z upoštevanjem vpliva korozije armature. Analizirali smo dva AB okvira, pri čemer smo učinke korozije modelirali poenostavljeno tako, da smo v izpostavljenih elementih upoštevali le zmanjšanje prereza armaturnih palic zaradi zmerne korozijskega toka. Z uporabo takega modela smo izračunali 7% povečanje pričakovanega števila prekoračitev mejnega stanja NC v petdesetih letih. Čeprav povečanje ni veliko, je predvsem pomembno, da lahko korozija privede do lokalnih (strižnih) porušitev stebrov. To v obravnavanem primeru znatno poveča potresno tveganja na letni ravni. Srednja letna frekvenca prekoračitve ob koncu petdesetletnega obdobja se tako poveča za kar 80 %, če upoštevamo vplive korozije. Ostali učinki korozije, kot so redukcija maksimalne deformacije v armaturnem jeklu, zmanjšanje sprijemne napetosti med betonom in armaturo ter odpadanje krovnege sloja betona, ki jih v primeru uporabe nismo upoštevali, bi verjetno še povečali potresno tveganje AB okvirov.

Zadnji primer, ki smo ga obravnavali, se nanaša na iterativen postopek nelinearne statične analize. Postopek smo uporabili na primeru AB okvira s polnili, ki je zaradi slabih konstrukcijskih detajlov občutljiv na strižne porušitve stebrov. Pokazali smo, da je iterativen postopek nelinearne statične analize moč uporabiti tudi na večjih konstrukcijskih sistemih, približno pa je mogoče simulirati odziv v območju mehčanja zaradi strižnih porušitev stebrov. V izbranem primeru se je pokazalo, da šibki stebri ne zdržijo velikih prečnih obremenitev, ki jih povzročajo polnili. Stebri se zato porušijo preden dosežejo maksimalno upogibno nosilnost. Posledično se zmanjša učinek objekta polnil, kar povzroči zmanjšanje nosilnosti konstrukcije ter do šestkratno povečanje potresnega tveganja.



## 8 Summary

The objective of the probabilistic seismic performance assessment of a building is to assess the probability of exceeding a selected limit state of a structure. Every possible seismic load is taken into account, as defined by the hazard analysis, whereas seismic demand and the resistance of the structure are represented by random variables. Treatment of the problem by the use of probabilistic methods is the consequence of aleatory uncertainties, such as those due to the random nature of earthquakes, and physical and modelling uncertainties, which refer to the properties of the structure and its mathematical model. Additionally, seismic risk over the design life of a structure is often influenced by process of structural ageing due to the negative effects of the environment. This process can cause a reduction in the strength and ductility of the structure, which additionally increases the seismic risk which can be attributed to the structure. All of the described phenomena can only be evaluated with sufficient accuracy if appropriate numerical simulations are performed. It is therefore important to use efficient analytical methods in order to shorten the computational time which is needed to perform the usually numerous simulations. For this reason, a simplified method for the assessment of seismic risk of structures, with consideration of the effects of physical and modelling uncertainties, as well as of the effects of the process of structural ageing, was developed within the scope of the research presented in this thesis. The proposed method utilizes a general analytical framework for estimating the seismic risk, where the seismic response parameters are determined by using the extended IN2 method. The physical and modelling uncertainties are systematically incorporated within the analysis, whereas the effects of aleatory uncertainties due to the random nature of earthquakes have to be predetermined or evaluated based on the IDA curves corresponding to the equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) model. The method can be used for seismic performance assessment of different structural systems, provided that appropriate inelastic response spectra are used. The described method was applied to selected examples of reinforced concrete (RC) frames and reinforced concrete frames with masonry infills.

The thesis is divided into three parts. First, the physical and modelling uncertainties, which are related to the seismic analysis of RC frames and frames with masonry infills, are described. This part focuses primarily on the uncertainties associated with the characteristics of structure, the material of which it is made, and the vertical loads due to the self-weight and live loads, and also on the uncertainties which are related to simplified nonlinear models for the determination of the stiffness, strength and deformations of the structural elements. Based on the literature review, statistical data and the parameters of probability distributions of the uncertain parameters were collected.

In the second part of the thesis, the proposed methodology for estimating the seismic risk is described. In this part a description is given of the analytical approach which was used to estimate the seismic risk and to develop the extended IN2 method, which is intended for the approximate determination of the seismic response parameters with consideration of the physical and modelling uncertainties. In the description of the analytical approach for estimating seismic risk, a general methodology is first summarized. This general approach is then extended to the specific case, which allows for the incorporation of the influence of structural ageing. The seismic risk is therefore expressed with an equivalent constant rate of limit-state exceeding within the selected time interval. The analytical equations were developed based on the concept of the determination of the total financial investments for maintaining structural safety due to structural ageing. Based on the results of the parametric study,

it was shown that the selected analytical probabilistic approach is sufficiently accurate if the seismic capacity does not degrade more than 30 % over a period of fifty years. Otherwise, it is more appropriate that the seismic risk of the deteriorated structure is determined numerically.

The extended IN2 method is intended for the determination of seismic response parameters and thus represents a key part of the proposed methodology. It consists of several steps. First, the uncertain parameters have to be identified and defined by means of random variables. The selected random variables are then sampled using a Latin Hypercube Sampling (LHS) technique. The generated sample of random variables is then used to generate a group of structural models, which reflect the epistemic uncertainties. In the next step, each structural model from the group of models is analysed, and the IN2 curves, which represent the relationship between the seismic intensity and selected structural response parameter, are calculated. An intermediate result of the extended IN2 method is therefore a group of IN2 curves, based on which the dispersion measures of the seismic response parameters, as well as the reduction of the median seismic capacity due to the influence of the physical and modelling uncertainties can be quantified.

Explicit consideration of the physical and modelling uncertainties requires numerous simulations of seismic response of the structure, which are possible only if simplified nonlinear models and appropriate computational software are available. The structural models were therefore developed and analysed by using the PBEE toolbox in conjunction with the computational program OpenSees. The original version of the PBEE toolbox supports the modelling of RC frames by using simplified nonlinear models. In cooperation with the researcher Dr. Paolo Ricci, the applicability of the PBEE toolbox was extended, so that it allows for the modelling of frames with masonry infills. Since simplified nonlinear models of RC frame elements are sufficient only for the simulation of flexural behaviour, these models were not capable of direct simulation of brittle collapse due to the shear failure of the elements. A further price to be paid for model simplicity can be found in its inability to simulate directly the interaction between the masonry infill and the surrounding columns. An iterative pushover-based procedure, involving model adaptation, was therefore introduced. This procedure makes it possible to incorporate, approximately, the effects of the masonry infills on the internal forces in the columns, and to simulate the distribution of these internal forces between the infills and the frame in the case of shear failures of the columns. The procedure is iterative and involves modification of structural model for next pushover analysis if it is recognized, based on the results of the current pushover analysis, that the shear force in one of the columns exceeds the shear resistance, which is an indicator for the local shear failure of the column. Using such a procedure, it is possible to incorporate, approximately, the effect of the shear failure of columns on the global response of the structure. Nevertheless it is necessary to be aware of the additional sources of uncertainty which are introduced into the model due to assumptions which may have a significant impact on the results. For example, the strength and deformation capacity of the structure may be very sensitive to the shear force and resistance of the columns, which are, in the given case, estimated in a deterministic and simplified way, at least as far as the simulation of the interaction between the frame and the masonry infill is concerned.

In the third part of the thesis, the presented methodology was applied to selected examples of RC frames and frames with masonry infills. One part of the results relates to the sensitivity of the seismic response parameters, where the following input parameters were considered to be uncertain: the compressive strength of the concrete, the yield strength of the reinforcement steel, the mass of the structure, the effective slab width, the initial stiffness of the columns and beams, the ultimate rotations

of the columns and beams (corresponding to near-collapse limit state), the cracking strength of the infills and their elastic and shear moduli, and the parameter of the negative stiffness of the infills. It should be emphasized that the effect of the potential shear failure of the columns was neglected in the sensitivity analysis. In some cases this assumption is unsatisfactory, especially in the case of infilled frames, where additional internal forces are introduced into the column due to the interaction between the frame and the masonry infills, which can lead to the shear failure of the column. Using this assumption, it was found that the seismic capacity of bare RC frames is controlled mostly by the rotational capacity of the plastic hinges in the columns and beams ( $\theta_{nc,c}$ ,  $\theta_{nc,b}$ ). The variation of the displacements and corresponding peak ground accelerations at the near-collapse limit state amounted, respectively, to  $-30$  and  $+50$  %, if  $\theta_{nc,c}$  or  $\theta_{nc,b}$  are set to their 16<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles. The situation is slightly different in the case of the infilled frames. In this case, the cracking strength of the infills  $\tau_{cr}$ , the shear modulus  $G_w$ , the elastic modulus  $E_w$ , and the parameter of the negative stiffness of the infills  $\alpha$  are the parameters which most significantly affect the initial stiffness, the maximum base shear and the displacement characteristics of the analysed frames. Consequently, the calculated top displacements and corresponding peak ground accelerations at the DL and SD limit states can increase by up to 30 %, or reduced by a similar percentage, when the infill parameters are set to their 16<sup>th</sup> or 84<sup>th</sup> fractiles. The top displacement and corresponding peak ground acceleration at the NC limit state is the most sensitive to the ultimate rotation of the columns  $\theta_{nc,c}$ . The rest of the uncertain input parameters have a moderate or negligible effect on the seismic response of the selected RC frames in the case of the frames with masonry infills.

Another part of the results was related to the extended IN2 method, which was applied to the three selected RC frames. These results are related to the statistics of the seismic response parameters due to the effects of the physical and modelling uncertainties. The average value of the dispersion in the displacements, which were calculated, in the case of the three analysed frames, at those intensities where the slopes of the 84<sup>th</sup> fractiles of the IN2 curves became almost horizontal, amounted to  $\beta_{DU} = 0.11$ , whereas the average values of the dispersion in the displacement and peak ground accelerations at near-collapse limit state were, respectively,  $\beta_{CU} = 0.32$  and  $\beta_{SCU} = 0.28$ . In almost all cases, it was found that the physical and modelling uncertainties reduce the median values of the displacement and acceleration capacities, if compared to the values, which were calculated for the deterministic model. The reduction amounted to between zero and 19 %. This indicated that neglecting the effects of epistemic uncertainties leads to the underestimation of the probability of exceeding the near-collapse limit state. The uncertainties have the greatest effect on the reduction of the acceleration capacity, which is reduced by about 11–19 % in the cases of older and contemporary three-storey buildings, and by about 5–12 % in the case of a four-storey contemporary building. The reduction in the displacement capacity was smaller and amounted to 8 % for both of the three-storey buildings, whereas, on the other hand, the uncertainties did not affect the median displacement capacity in the case of the four-storey contemporary building.

The third part of the results of the analysis of the example frame structures relates to the assessment of seismic risk with consideration of the corrosion of reinforcement. Two RC frames were analysed, where the corrosion was modelled in a simplified way, since the corrosion model involved only reducing the steel bar cross-sectional areas due to the moderate corrosion hazard. Using such a corrosion model, it was found that the expected number of exceeding the near-collapse limit state over a period of fifty years increased by about 7 %. Although the reduction in the capacity due to corrosion is not significant, it is important to note that corrosion may lead to the local (shear) failure of columns, which may in the selected case study considerably increase the instantaneous (annual) seismic risk.



The mean annual frequency of exceeding the near-collapse limit state at the end of a fifty year period was therefore increased by 80 % in the case when corrosion was included. It is supposed that the other effects of the phenomena of corrosion, such as changes in the ductility of the steel bars, concrete spalling and bond degradation, which were neglected in the example case studies, would additionally increase the estimated seismic risk of ageing RC frames.

The last case of the analysis is related to the iterative pushover-based procedure. The procedure was applied to the case of a RC frame with strong infill, which is sensitive to the shear failure of columns due to the unsatisfactory seismic detailing. It was shown that the proposed procedure can be used for the assessment of large existing buildings. It is also possible to approximately simulate the structural softening due to the shear failure of columns. Within the presented case study, it was indicated that weak columns cannot resist shear demands induced by masonry infills, and so fail in shear before their maximum flexural strength is achieved. Consequently, the confinement effect of the infills is reduced, which causes a reduction in structural strength. This is reflected through the increase in seismic risk, which is about six times larger than that estimated for the case when the shear failure of the columns is neglected.

## Viri

- ACI 318R-77: 1977. *Building Code requirements for Reinforced Concrete*.
- Aslani, H., Miranda, E. 2005. *Probabilistic Earthquake Estimation and Loss Disaggregation in Buildings*. Stanford, CA, Stanford University, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering.
- Barbato, M., Gu, Q., Conte, J.P. 2010. Probabilistic Push-Over Analysis of Structural and Soil-Structure System. *Journal of Structural Engineering*, 136, 11: 1330–1341.
- Bartlett, F.M., McGregor, J.G. 1996. Statistical Analysis of the compressive strength of concrete in structures. *ACI Materials Journal*, 93, 2:158–168.
- Beck, J.L., Kiremidjian, A., Wilkie, S., Mason, A., Salmon, T., Goltz, J., Olson, R., Workman, J., Irfanoglu, A., Porter, K. 1999. *Decision Support Tools for Earthquake Recovery of Businesses, Final Report, CUREe-Kajima Joint Research Program Phase III*. Rishmond, CA. Consortium of Universities for Earthquake Engineering Research.
- Benjamin, J.R., Cornell, C.A. 1970. *Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers*. New York, McGraw-Hill.
- Berto, L., Vitaliani, R., Saetta, A., Simioni, P. 2009. Seismic assessment of existing RC structures affected by degradation phenomena. *Structural Safety*, 31, 4: 284–297.
- Bradley, B.A., Lee, D.S. 2010. Accuracy of approximate methods of uncertainty propagation in seismic loss estimation. *Structural Safety*, 32, 1: 13–24.
- Bronštejn, J.N., Semendjajev, K.A. 1984. *Matematični priročnik*. Ljubljana, Tehniška Založba Slovenija.
- Calvi, M., Santini, S. 1994. *Preliminary tests in infill masonry. PREC8 Progress Report*. Pavia, University of Pavia, Department of structural mechanics, Pavia.
- Calvi, G.M., Bolognini, D., Penna, A. 2004. Seismic performance of masonry-infilled RC frames: benefits of slight reinforcements. V: Laurencio, P., Oliveira, B.D. (ur.). *Proceedings of Sísmica 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*. Guimarães, Portugal, Universidade de Minho; str. 253–276.
- Carvalho, E.C., Coelho, E. (ur.) 2001. *Seismic assessment, strengthening and repair of structures*. ECOEST2-ICONS report no. 2. European Commission-Trainig and Mobility of Research Programme.
- Casciata, F., Negri, I., Rackwitz, R. 1990. *Geometrical variability in structural members and systems, Working Document*. Denmark, Technical University of Denmark, Joint Committee on Structural Safety (JCSS).
- Celarec, D., Dolšek, M. 2010. A simplified method for seismic performance assessment of RC frames with consideration of epistemic uncertainties. V: LI, Jie (ur.). *Reliability engineering and risk management. Proceedings of the International Symposium on Reliability ISRERM 2010*. Shanghai, Tongji University Press; str. 954–962.

- Celik, O.C., Ellingwood, B.R. 2010. Seismic fragilities for non-ductile reinforced concrete frames – Role of aleatoric and epistemic uncertainties. *Structural Safety*, 32,1:1–12.
- Choe, D., Gardoni, P., Rosowsky, D., Haukaas, T. 2009. Seismic fragility estimates for reinforced concrete bridges subject to corrosion. *Structural Safety*, 31, 4: 275–283.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 617 del 2/2/2009. Istruzioni per l'applicazione delle »Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche« di cui al Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996. G.U. n. 97 del 18/4/1997.
- Coelho, E. 1999. *Full-scale test on RC frame within topic 2 of ICONS: The material characteristics*. LNEC Report. Ispra, Italy, Joint Research Centre.
- Combescure, D., Pegon, P. 2000. Application of the local-to-global approach to the study of infilled frame structures under seismic loading. *Nuclear Engineering Design*, 196,1:17–40.
- Combescure, D. 2006. Some Contributions of physical and numerical modelling to the assessment of existing masonry infilled RC frames under extreme loading. *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3.9.–8.9. 2006, Paper No. 370.
- Computers and Structures. 2011. Structural Analysis Program SAP 2000, Advanced 14.2.3. Berkeley.
- Cornell, C.A. 1996. Calculating building seismic performance reliability, a basis for multi-level design norms. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico, Junij, 2006, Elsevier, Paper No. 2122
- Cornell, C.A., Krawinkler, H. 2000. *Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment*. PEER Center News, 4, 1: 1–3.
- Cornell, CA., Jalayer, F., Hamburger, R.O., Foutch, D.A. 2002. Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128:526–533.
- Crisafulli, F.J. 1997. *Seismic Behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. Ph.D. Dissertation. New Zealand, University of Canterbury, Christchurch.
- Crisafulli, F.J., Carr, A.J., Park, R. 2000. Analytical modelling of infilled frame structures – a general overview. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33,1:30–47.
- D'Ayala, D., Worth, J., Riddle, O. 2009. Realistic shear capacity assessment of infill frames: Comparison of two numerical procedures. *Engineering Structures*, 31,8:1745–1761.
- Dolšek, M. 2002. *Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili*. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2004. Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33, 15: 1395–1416.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2005. Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34,1:49–66.
- 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., Fajfar, P. 2008. The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame – a probabilistic assessment. *Engineering Structures*, 30, 11: 3186–3192.
- Dolšek, M. 2008. The influence of epistemic uncertainties on the seismic performance assessment of buildings. *The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China, 12.10.–17.10.2008. CD-ROM.
- Dolšek, M. 2009. Incremental Dynamic Analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38, 6: 805–825.
- Dolšek, M. 2010. Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Doi:10.1007/s10518-010-9184-8.
- Dolšek, M., Klinc, R., Dolenc, M., Brozovič, M., Peruš, M. 2011. A Toolbox and We Application for the Seismic Performance Assessment of Buildings. V: Dolšek, M. (ur.). *Protection of Built Environment Against Earthquake*. New York, Springer: str. 233–257.
- Dolšek, M. 2011. Simplified method for seismic risk assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty. *Structure and Infrastructure Engineering*. Doi: 10.1080/15732479.2011.574813
- Dymiotis, C., Kappos, A.J., Chryssanthopoulos, M.K. 2001. Seismic Reliability of masonry-Infilled RC Frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 127, 3: 296–305.
- Ellingwood, B., Galambos, T.V., MacGregor, J.G., Cornell, C.A. 1980. *Development of a Probability-Based Load Criterion for American National Standard A58*. Washington, DC, National Bureau of Standards.
- Estes, A.C., Frangopol, D.M. 2001. Bridge lifetime system reliability under multiple limit states. *Journal of Bridge Engineering*, 6, 6: 523–528.
- Esteva, L., Ruiz, S. 1989. Seismic failure rates of multistory frames. *Journal of Structural Engineering*, 115, 2: 268–284.
- Faella, G., Manfredi, G., Realfonzo, R. 1991. Comportamento sperimentale di pannelli in muratura di tufo sottoposti ad azioni orizzontali di tipo ciclico. V: *5<sup>th</sup> italiana conference on earthquake engineering*.
- Fajfar, P. 1984. *Dinamika gradbenih konstrukcij*. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str.
- Fajfar, P. 2000. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16, 3: 573–592.
- Fajfar, P., Dolšek, M., Marušić, D., Stratan, A. 2006. Pre- and post-test mathematical modeling of a plan-asymmetric reinforced concrete frame buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 11: 1359–1379.
- Fardis, M.N., (ed.). 1996. *Experimental and numerical investigations on the seismic response of RC infilled frames and recommendations for code provisions*. ECOEST/PREC8 Report No. 6, Lisbon, LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia.
- Fardis, M.N. 2002. *Design of an irregular building for the SPEAR project*. Greece, University of Patras.

- Fardis, M.N., Biskinis, D.E. 2003. Deformation capacity of RC members, as controlled by flexure or shear. *Performance-based Engineering for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Structures: A Volume Honoring Shunsuke Otani, S. H. (ur.)*. Tokio, University of Tokio; str: 511–530.
- FEMA 350: 2000 – *Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings*. Washington, DC, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency.
- Hart, G.C., Vasdevan, R. 1975. Earthquake design of Buildings: Damping. *Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers*, 101: 11–29.
- Haselton, C.B. 2006. *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings*. PhD. Dissertation, Stanford, CA, Stanford University.
- Haselton, C.B., Goulet, C.A., Mitrani-Reiser, J., Beck, J.L., Deierlein, G.G., Porter, K.A., Stewart, J.P., Taciroglu, E. 2007. *An Assessment to Benchmark the Seismic Performance of a Code-conforming Reinforced concrete Moment-frame Building*. Berkeley, CA, Pacific earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley.
- Haselton, C.B., Liel, A.B., Deierlein, G.G. 2009. Simulating structural collapse due to earthquakes: Model idealization, model calibration and numerical solution algorithms. V: Papadrakakis, M. (ur.), Lagaros, N. (ur.), Fragiadakis, M. (ur.), *Proceedings of COMPDYN 2009, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Rhodes, Greece, 22.6.–24.6.2009. CD ROM.
- Helton, J.C., Davis, F.J. 2003. Latin hypercube sampling and the propagation of the uncertainty in analysis of complex systems. *Reliability Engineering and System Safety*, 81: 23–69.
- Ibarra, L.F., Krawinkler, H. 2005. *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitation*. Stanford, CA, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- Jalayer, F. 2003 Direct probabilistic seismic analysis: implementing non-linear dynamic assessments. Ph.D. Dissertation, Stanford, CA, Stanford University.
- Jalayer, F., Cornell, C.A. 2003. *A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD)*. Berkeley, CA, Pacific earthquake Engineering Research Center. University of California Berkeley.
- Jalayer, F., Iervolino, I., Manfredi, G. 2010. Structural modeling uncertainties and their influence on seismic assessment of existing RC structures. *Structural Safety*, 32, 3: 220–228.
- JCSS. 2000. *Probabilistic Model Code Part III*. Joint Committee on Structural Safety (JCSS). Denmark, Technical University of Denmark.
- Kirkpatrick, S., Gelatt, C.D., Vecchi, M.P. 1983. Optimization by simulated annealing. *Science*, 220, 4598: 671–680.
- Klinc, R., Peruš, I., Dolenc, M., Dolšek, M. 2010. Development of innovative computing environment for approximate IDA curves. V: Garevsky, M. (ur.). *Fourteenth European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Republic of Macedonia, 30.8–3.9. 2010. Macedonian Association for Earthquake Engineering; str. 1–8.
- Klingner, R.E., Bertero, V.V. 1976. *Infilled frames in earthquake resistant construction*. Berkeley, CA, University of California, Earthquake Engineering Research Center.

- Krawinkler, H., Seneviratna, G.D.P.K. 1998. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20, 4–6: 452–464.
- Krawinkler, H. 2004. *Van Nuys Hotel Building Testbed Report: Exercising Seismic Performance Assessment*. Berkeley, CA, PEER Report. University of California.
- Kramar, M. 2008. *Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal*. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.
- Lee, T.H., Mosalam, K.M. 2005. Seismic demand sensitivity of reinforced concrete shear-wall building using FOSM method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34, 14: 1719–1736.
- Liel, A.B., Haselton, C.B., Dierlein, G.G., Baker, J.W. 2009. Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings. *Structural Safety*, 31, 2: 197–211.
- Liel, A.B., Haselton, C.B., Deierlein, G.G. 2011. Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. II: Comparative Assessment of nonductile and Ductile Moment Frames. *Journal of Structural Engineering*, 137, 4: 492–502.
- Mainstone, R.J. 1971. On the stiffnesses and strengths of infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Supplement IV*.
- MathWorks, Matlab R2007a: <http://www.mathworks.com/products/matlab>
- McKay, M.D., Conover, W.J., Beckman, R.A. 1979. Comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Technometrics*, 21, 2: 239–245.
- McKenna, F., Fenves, G.L. 2007. *Open system for earthquake engineering simulation*. Berkeley, CA. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California. Dostopno na naslovu: <http://opensees.berkeley.edu/>
- McVerry, G.H. 1979. *Frequency domain identification of structural models for earthquake records*. Report No. EERL 79-02. Pasadena, CA, California Institute of Technology. Dostopno na naslovu: <http://caltecheerl.library.caltech.edu>
- Melchers, R.E. 1999. *Structural reliability analysis and prediction*. New York, USA, John Wiley & Sons.
- Mirza, S., McGregor, J. 1979. Variation in dimensions of reinforced concrete members. *Journal of Structural Engineering*, 105, 4: 751–766.
- Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. 1996. Seismic response of infilled RC frame structures. *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23.6–28.6. CD ROM Paper No. 225.
- Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. 2001. Deformations of Reinforced Concrete at Yielding and Ultimate. *ACI Structural Journal*, 98, 2: 135–147.
- Pantazopoulou, S.J., Papoulia, K.D. 2001. Modeling Cover-Cracking due to Reinforcement Corrosion in RC Structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 127, 4: 342–351.
- Park, R., Pauley, T. 1975. *Reinforced concrete structures*. New York, USA, John Wiley and Sons.

- Peruš, I., Poljanšek, K., Fajfar, P. 2006. Flexural deformation capacity of rectangular RC columns determined by the CAE method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 12: 1453–1470.
- Peruš, I., Klinc, R., Dolenc, M., Dolšek, M. 2011. Innovative computing environment for fast and accurate prediction of IDA curves. V: *Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering : COMPDYN 2011 : 3rd International Conference*, Corfu, Greece, May 25–28, 2011. CD ROM.
- Porter, K. A., Kiremidjian, A.S. 2001. *Assembly-Based Vulnerability and Its Uses in Seismic Performance Evaluation and Risk-Management Decision-Making*. Stanford, CA, Stanford University, The John A. Blume Earthquake Engineering Center.
- Porter, K.A., Beck, J.L., Shaikhutdinov, R.V. 2002. Sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables. *Earthquake Spectra*, 18, 4: 719–743.
- Priestley, J.N., Verma, R., Yan, X. 1994. Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 120, 8: 2310–2329.
- Ricci, P. 2010. Seismic vulnerability of existing RC buildings. Ph.D. Dissertation. Naples, University of Naples Federico II.
- Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A. 2010. Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels. *Journal of Earthquake Engineering*, 14, 3: 390–416.
- Rossetto, T., Elnashai, A. 2005. A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures. *Engineering Structures*, 27, 3: 397–409.
- Rota, M., Penna, A., Magenes, G. A. 2010. A Methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *Engineering Structures*, 32, 5: 1312–1323
- Rozman, M., Fajfar, P. 2009. Seismic response of a RC frame building designed according to old and modern practices. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7, 3: 779–799.
- Regio Decreto Legge n. 2229 del 16/11/1939. Norme per la esecuzione delle opere in conglomerate cementizio semplice od armato. G.U. n. 92 del 18/04/1940.
- SIST EN 1992-1-1: 2004 – *Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe*.
- SIST EN 1998-1: 2005 – *Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe*.
- SIST EN 1998-3: 2005 – *Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 3: Ocena in prenova stavb*.
- SIST EN 1996-1: 2006 – *Projektiranje zidanih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila za armirano in mearmirano zidovje*.
- Shome, N., Cornell, C.A, Bazzurro, P., Carballo, J.E. 1998. Earthquakes, records and nonlinear responses. *Earthquake Spectra*, 14, 3: 469–500.
- Smith, S.B. 1966. Behaviour of Square Infilled Frames. Proceedings of American Society of Civil Engineering. *Journal of Structural Division*.

- Somerville, G., Andrade, C., Fagerlund, G., Lagerblad, B., Rodriguez, J., Tuutti, K. 1992. *The residual Service Life of Reinforced Concrete Structures*. Dostopno na: <http://www.epicuro.co.uk/uploads/cr1-3.pdf>
- Taoko, G.T. 1981. Damping measurement of tall structures. V: Hart, G.C. (ur.). *Proceedings of Cesond specialty conference on dynamic response of structures: Experimentation, Observation, Prediction and Control*. Atlanta, GA, American Society of Civil Engineers.
- Tomažević, M. 2009. *Potresnoodporne zidane stavbe*. Ljubljana. Tehnis Revije.
- Tomažević, M. 1999. *Earthquake-resistant design for masonry buildings*. London, Imperial College Press.
- Torres, M.A., Ruiz, S.E. 2007. Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time. *Engineering Structures*, 29, 9: 2183–2192.
- Tomažević, M. 2009. *Potresnoodporne zidane stavbe*. Ljubljana, Tehnis Revije.
- Udoeyo, F.F., Ugbem, P.I. 1995. Dimensional variations in reinforced-concrete members. *Journal of Structural Engineering*, 121: 1865–1867.
- Val, D., Bljoger, F., Yankelevsky, D. 1997. Reliability evaluation in nonlinear analysis of reinforced concrete structures. *Structural Safety*, 19, 2: 203–217.
- Val, D.V., Stewart, M.G., Melchers, R.E. 1998. Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges. *Engineering Structures*, 20, 11: 1010-1019.
- Val, D.V., Stewart, M.G. 2009. Reliability assessment of ageing reinforced concrete structures – current situation and future challenges. *Structural Engineering International*, 19, 9: 211–219.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2002. Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 3: 491–514.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2004. Applied Incremental Dynamic Analysis, *Earthquake Spectra*, 10, 2: 523–553.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2006. Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 9: 1097–1117.
- Vamvatsikos, D., Dolšek, M. 2010. Equivalent constant rates for performance-based seismic assessment of ageing structures. *Structural Safety*, 33, 1: 8–18.
- Vamvatsikos, D., Fragiadakis, M. 2010. Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. *Earthquake Engineering and structural Dynamics*, 39, 2: 141–163.
- Verderame, G.M., Manfredi, G., Frunyo, G. 2001. Mechanical characteristics of concrete in reinforced concrete structures built in 1960s. V: *Proceedings of the 10th ANIDIS National Congress »Earthquake Engineering in Italy«*. Potenza - Matera, Italy, Italian National Association of Earthquake Engineering (ANIDIS).
- Verderame, G.M., De Luca, F., Ricci, P. 2010. Manfredi G. Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake. *Earthquake Engineering and structural Dynamics*, 40, 8: 925–944.



- Vidrih, Z. 2012. *Potresni odziv betonskih mostov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli*. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.
- Vorechovsky, M., Novak, D. 2003. *Statistical correlation in stratified sampling*. Brno, Czech Republic, Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Institute of Structural Mechanics.
- Vořechovský, M., Novák, D. 2009. Correlation control in small-sample Monte Carlo type simulations I: A simulated annealing approach. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 24, 3: 452–462.
- Vu, K.A.T., Stewart, M.G. 2000. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. *Structural Safety*, 22: 313–333.
- Wen, Y.K., Ellingwood, B.R., Veneziano, D., Bracci, J. 2003. *Uncertainty Modeling in Earthquake Engineering*, MAE Center Project FD-2 Report.
- Wolfram Research, Inc. 2011. Mathematica v.8.0.1.0.
- Yavari, S., Elwood, K.J., Wu, C-L. 2009. Collapse of a nonductile concrete frame: Evaluation of analytical models. *Earthquake Engineering and structural Dynamics*, 38, 2: 225–241.
- Yun, S-Y, Hamburger, R.O., Cornell, C.A., Foutch, D.A. 2002. Seismic performance evaluation for steel moment frames. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 128, 4: 534–545.
- Zevnik, J. 2006. *Potresna ranljivost armiranobetonskih viaduktov s škatlastimi prerezi*. Doktorska disertacija. Ljubljana, UL FGG.
- Zhu, L., Elwood, K.J., Haukaas, T. 2007. Classification and Seismic Safety Evaluation of Existing Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering*, 133, 9: 1316–1330.

# Priloge

Izmed prispevkov, ki so bili predstavljeni na različnih domačih in tujih konferenci, je priložen prispevek, ki je bil predstavljen na mednarodni konferenci COMPDYN 2011 (priloga A). Priloženo je poglavje, ki je bilo objavljeno kot samostojni znanstveni sestavek v monografski publikaciji (priloga B) ter dva članka, ki sta bila objavljena v revijah, ki sta indeksirani v SCI (prilogi C in D).

- A) Celarec, D., Dolšek, M. 2011. Fast seismic performance assessment of RC frame structures with consideration of aleatory and epistemic uncertainty by utilizing PBEE toolbox and web application for prediction of IDA curves. V: *Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering : COMPDYN 2011 : 3rd International Conference*. Corfu, Greece, May 25-28, 2011.
- B) Celarec, D., Vamvatsikos, D., Dolšek, M. 2011. Simplified estimation of seismic risk for buildings with consideration of structural ageing. *Protection of Built Environment Against Earthquakes* (Dolšek ed.). Springer; str. 211-231.
- C) Celarec, D., Vamvatsikos, D., Dolšek, M. 2011. Simplified estimation of seismic risk for reinforced concrete buildings with consideration of corrosion over time. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9: 1137-1155.
- D) Celarec, D., Ricci, P., Dolšek, M. 2012. The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 35: 165-17.



# FAST SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF RC FRAME STRUCTURES WITH CONSIDERATION OF ALEATORY AND EPISTEMIC UNCERTAINTY BY UTILIZING PBEE TOOLBOX AND WEB APPLICATION FOR PREDICTION OF IDA CURVES

Daniel Celarec<sup>1</sup>, Matjaž Dolšek<sup>2</sup>

<sup>1,2</sup> University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering  
Jamova 2, SI 1000 Ljubljana, Slovenia

e-mail: dcelarec@ikpir.fgg.uni-lj.si, mdolsek@ikpir.fgg.uni-lj.si

**Keywords:** Epistemic uncertainty, Aleatory uncertainty, Reinforced concrete frame, Uncertainty analysis, Seismic performance, Incremental dynamic analysis

***Abstract.** A simplified methodology for seismic performance assessment of structures with consideration of both aleatory and epistemic uncertainty is briefly presented. The methodology involves pushover analysis for a set of structural models and nonlinear dynamic analysis of corresponding equivalent SDOF models. However, a methodology by itself without any support of sophisticated computational software is not intended to be used for practical applications. Thus, a very efficient software tool, a PBEE toolbox [1] in conjunction with OpenSees, was used in our study in order to perform pushover analyses of required computational simulations, while nonlinear dynamic analysis are approximately computed by using a web application for prediction of IDA curves [2], which was recently developed within ICE4RISK project. Presented methodology and software tools are demonstrated by means of an example of a three-storey reinforced concrete frame building. The results of the presented example have indicated that incorporation of the epistemic uncertainty, in addition to aleatory uncertainty, slightly increases dispersion and can substantially decrease the limit-state intensities. This effect increases with the severity of the limit state. It was also proved that sophisticated software tools are important ingredient of performance-based earthquake engineering and can significantly facilitate transferring knowledge into practice.*

## 1 INTRODUCTION

Past investigations have shown, e.g. [1, 2], that accuracy of seismic performance assessment of structures can be reasonably improved if different sources of uncertainty are systematically incorporated within evaluation process. Thus, it is important in seismic performance evaluation to consider the effects of aleatory uncertainties, which are usually associated with random nature of earthquakes, and also the effects of epistemic uncertainties arising from incomplete knowledge of physical and modeling characteristics of structure.

Recently, several studies have been performed with a focus on comparisons between the different methods for incorporating the epistemic and aleatory uncertainties in seismic performance assessment, such as that performed by Liel et al. [3], or with the aim of defining simplified nonlinear methods for the evaluation of structural seismic performance, e.g. [4]. Nevertheless, a comprehensive seismic performance assessment with a systematic consideration of aleatory and epistemic uncertainties is from the computational point of view still very time-consuming due to numerous number of the required computational simulations, especially, if seismic response parameters are assessed by means of nonlinear dynamic analysis, such as that in [5, 6, 7]. It is therefore important to develop and use simplified procedures, which are computationally not excessively demanding, and are capable of sufficiently accurate prediction of the seismic response parameters with consideration of both types of the uncertainties.

For these reasons, this paper provides an overview of the procedure for fast seismic performance assessment of structures, which involves approximate IDA by using the web application [8], and allows incorporating the effect of both the aleatory and epistemic uncertainties. The use of the proposed methodology is demonstrated by the example of three-storey reinforced concrete (RC) frame building, which had been designed according to the Eurocode 8 requirements.

## 2 METHODOLOGY

The methodology for fast seismic performance assessment of buildings, which is explained in this section, involves the pushover analysis of the structure and the dynamic analysis of the equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) model. The results of dynamic analysis are obtained by using the web application for prediction of IDA curves [8], which involves response database of SDOF model and  $n$ -dimensional linear interpolation. The effects of epistemic uncertainties are considered, by applying the pushover analysis and web application to the set of structural models, determined by utilizing the Latin Hypercube Sampling (LHS) technique [9].

### 2.1 Determination of set of structural models

In this study a variant of the LHS technique, which was recently proposed by Vorechovsky and Novak [9], was used. In general, two steps are needed to determine the sample of random variables, which are directly applied to the structural model. Firstly, each random variable  $X_i$  is sampled by using  $N_{Sim}$  values. The  $j$ -th sample value of the  $i$ -th random variable  $X_i$  can be obtained as follows:

$$x_{j,i} = F_i^{-1}(p_{j,i}) = F_i^{-1}\left(\frac{\pi_i(j) - 0.5}{N_{Sim}}\right), \quad i = 1, \dots, N_{Var}, \quad j = 1, \dots, N_{Sim}, \quad (1)$$

where  $\pi_i(j)$  is a random permutation of  $1, \dots, N_{Sim}$ ,  $p_{j,i}$  is the probability that the random variable  $X_i$  is less than or equal to  $x_{j,i}$  and  $F_i^{-1}(p_{j,i})$  is the inverse of the cumulative distribution function (CDF) of the random variable  $X_i$ , evaluated at the probability  $p_{j,i}$ . The undesired correlation between the different

random variables, which is introduced in the described sampling process, can be minimized by the stochastic optimization method called Simulated Annealing (see [9]). For this purpose the norm  $E$ , which is a measure for the difference between the generated and the prescribed correlation matrix, is defined by the expression:

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

where  $S_{ij}$  and  $K_{ij}$  are, respectively, the generated and prescribed correlation coefficients between the random variables  $X_i$  and  $X_j$ . The norm  $E$  takes into account the deviations between all the correlation coefficients, and is normalized with respect to the total number of all the correlation coefficients. It therefore represents a good measure when examples with a different number of random variables are compared. The norm  $E$  is then minimized by the stochastic optimization method known as Simulated Annealing. The result of this optimization is the optimized sample matrix  $\mathbf{X}$  with  $N_{Sim}$  rows and  $N_{Var}$  columns, for which the correlation matrix is close to the target correlation matrix. More details about the LHS technique and its application can be found elsewhere (e.g. in [5, 9]).

The sample of random values is then used to generate a set of  $N_{Sim}$  structural models, which reflect the epistemic uncertainties, so that the set represents the probabilistic structural model. In a previous study [5], it was shown that if  $N_{Sim}$  slightly exceeds  $N_{Var}$ , then the optimized correlation matrix is close to the prescribed correlation matrix, and, usually, the seismic response parameters are in this case predicted with a sufficient accuracy.

## 2.2 Summary of the web application for prediction of IDA curves

The web application for prediction of approximate IDA curves of reinforced concrete structures, which was recently developed [8], involves response database of the equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) model, which was computed for 30 ground motion records used by Vamvatsikos and Cornell [10].

The SDOF model was defined to be representative for reinforced concrete structure. In this case the force-displacement relationship is described by the four parameters ( $r_v$ ,  $r_h$ ,  $\mu_u$ ,  $\alpha$ ) of the pushover curve. The other two parameters of the SDOF model are the period  $T_1$  and the ratio of the critical damping  $\xi$ . The four parameters of the force-displacement relationship are dimensionless quantities and are defined as

$$r_v = \frac{F_1}{F_2}, \quad r_h = \frac{u_1}{u_2}, \quad \mu_u = \frac{u_3}{u_2}, \quad \alpha = -\frac{k_{pc}}{k_i}, \quad (3)$$

where points  $(u_1, F_1)$  and  $(u_2, F_2)$  represent first and the second characteristic point of the idealized force-displacement relationship (Figure 1) and, respectively, roughly represent the cracking of concrete and, in the case of regular structures, yielding of reinforcements at the base of columns. The displacement  $u_3$  is related with the displacement where the strength of the structure starts degrading, while  $k_{pc}$  and  $k_i$  are, respectively, the post-capping and initial stiffness of the idealized force-displacement relationship. With a suitable variation of the four parameters the idealized curve can be fitted to almost any pushover curve typical for reinforced concrete structures.

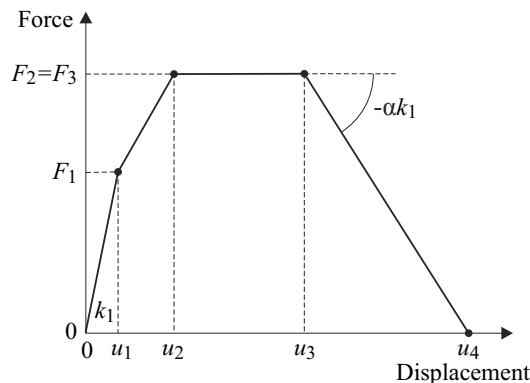


Figure 1: The idealized force-displacement relationship.

The web application was developed on the basis of the classic three-tier client-server architecture [8], which enforces a general separation of three parts: client tier (also named presentation layer or, more specifically, user interface), middle tier (business logic) and data storage tier.

The advantage of the web application for prediction of approximate IDA curves in comparison to other simplified approaches, which are based on limited parametric studies, is that the response database can be expanded by adding results of seismic response of SDOF models for additional ground motion records. Further, web application enables quadrilateral idealization of pushover curve and prediction of global dynamic instability as well as the dispersion measures, which are needed for estimation of seismic risk. These parameters are rarely estimated by simplified methods.

### 3 EXAMPLE

The use of the presented methodology for seismic performance assessment of structures is demonstrated by means of an example of a three-storey RC frame building, designed for the earthquake resistance according to the Eurocode 8 [11]. The seismic performance of the building is evaluated considering both the aleatory uncertainties due to the random nature of the seismic load, and the epistemic uncertainties, which relate to several sources of the uncertainty in physical characteristics of the structure and its modelling parameters. Based on the approximate IDA curves, the median seismic capacity at the ultimate limit state and the dispersion measures for demand and capacity are estimated and compared to the analysis case, in which the epistemic uncertainties are neglected. In addition, the results are also compared with the results of the N2 method [12], which was for the case of the example building previously applied in the companion study [13].

Two limit states were defined for comparison reasons between the results of the approximate IDA and results of the N2 method. The definition of the limit states differs with respect to the methods involved since the N2 method is not capable to predict global dynamic instability of the structure. In the case of the approximate IDA the limit state was therefore defined with the global stability of the structure (on the following, termed as ultimate limit state), whereas in the case of the N2 method, the limit state under consideration corresponded to the displacement at 80 % of its maximum base shear in relation to the softening part of the pushover curve (termed as near-collapse (NC) limit state). More about both limit states is explained within the related sections, for example, in section 3.4.

#### 3.1 Description of the structure and mathematical model

The example structure is a three-storey RC frame building, which was designed for the earthquake resistance according to the Eurocode 8 [11]. The plan dimensions of the structure are  $9.7 \times 10.5$  m. All three storeys are 3 m high, with monolithic slabs having a depth of 15 cm. The strength of the concrete and of the steel reinforcement amounted to 33 and 400 MPa, respectively. The masses and correspond-

ing mass moments of inertia amounted to 94.3 t and 1667  $\text{tm}^2$  for the first two storeys, and 94.4 t and 1634  $\text{tm}^2$  for the top storey, respectively. The plan view of the building and the reinforcement of typical cross sections of the columns and beams are shown in Figure 2.

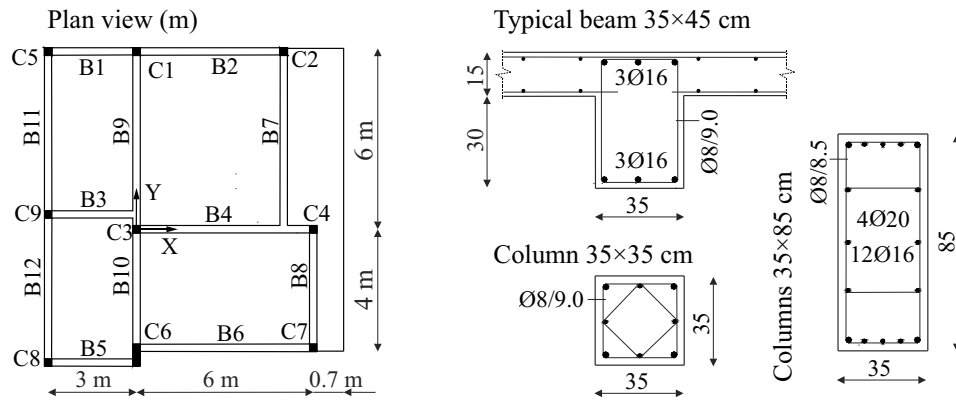


Figure 2: The plan view of the building and typical cross-sections of the columns and beams.

The structure was modelled by one-component lumped plasticity elements, which consist of an elastic beam-column element and two inelastic rotational hinges at the ends. Envelopes, describing a moment-rotation relationships of the hinges, were modelled with equivalent tri-linear relationship using effective initial stiffness of the elements. The three characteristic points of the envelopes are the yield point (Y), the maximum strength (M), and a near-collapse point (NC). The NC point represents a local near-collapse limit state in a column or beam, which is defined by the ultimate rotation  $\theta_u$ , corresponding to a 20 % reduction in the maximum moment. Near-collapse rotation in the columns was estimated by means of the Conditional Average Estimator (CAE) method [14], whereas in the beams the near-collapse rotation for their hinges was determined by using the formula defined in the Eurocode 8-3 [15].

In the structural model, the rigid diaphragms were assumed at the floor levels due to the monolithic RC slabs. Consequently the masses were lumped at the mass centres. Centreline dimensions of the elements were used with the exception of beams B5 and B6 (Figure 2). These beams are connected eccentrically to column C6.

All analyses were performed with the OpenSees [16] in conjunction with the PBEE toolbox [17].

### 3.2 Input random variables and the set of structural models

In order to incorporate the epistemic uncertainty into the structural model, the following parameters were treated as random variables: the strength of the concrete and of the reinforcement steel, mass, effective slab width and the parameters describing the characteristic rotations in the plastic hinges, i.e. the yield and the ultimate plastic rotation. These model parameters were defined with the eight random variables, each representing individual model parameter. Note that the random variables, except for those defining the characteristic rotations in the plastic hinges, were assumed to be uncorrelated. In the study, the correlation factor between the yield and the ultimate rotation in plastic hinges was assumed to be 0.5. The statistical parameters were taken from literature and are presented in Table 1.

Utilizing the Latin Hypercube Sampling (LHS) technique [9], the selected random variables were used to generate the set of 20 structural models (simulations) in addition to the deterministic structural model in order to incorporate the selected sources of the epistemic uncertainties. Note, that the number of simulations generated is slightly higher than two times the number of input random variables. This is about the smallest reasonable number of the simulations, if using the LHS technique. A smaller



number of simulations would probably lead to a significant decrease in the accuracy of the results. For more detailed discussion on the effects of number of the simulations on the results of the seismic performance evaluation when using the LHS technique, the reader is referred to the previous study [5].

Variable	COV	Distribution	Reference
Concrete strength	0.20	Normal	Melchers [18]
Steel strength	0.05	Lognormal	JCSS [19]
Mass	0.10	Normal	Ellingwood [20]
Eff. Slab width	0.20	Normal	Haselton [21]
Yield rotation:			
• columns	0.36	Lognormal	Panagiotakos and Fardis [22]
• beams	0.36	Lognormal	
Ultimate rotation:			
• columns	0.40	Lognormal	Peruš et al. [14]
• beams	0.60	Lognormal	Panagiotakos and Fardis [22]

Table 1: The statistical characteristics of the input random variables.

### 3.3 Results of the pushover analysis

The results of the pushover analysis are, for the simplicity reasons, presented only for the pushover analysis in positive X direction (Figure 3). The horizontal load pattern for pushover analysis was determined by the product of storey masses and the first modal shape in X direction.

The pushover curves for the deterministic structural model are compared with pushover curves of the set of 20 structural models incorporating the epistemic uncertainties (Figure 3). In addition, the 16<sup>th</sup>, 50<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles of the base shear given the top displacement (“fractile pushover curve”) are also shown in Figure 3. A high scatter in global ductility of the structure is observed. For example, the comparison between the fractile pushover curves and the deterministic pushover curve shows that the epistemic uncertainties mostly affect the displacement ductility of the structure. The epistemic uncertainties have moderate effect on the maximum base shear, while the difference in the initial stiffness between different structural models is almost negligible.

A large difference between the pushover curves presented in Figure 3 can be attributed to the fact that different collapse mechanisms were observed for different structural models, some of them being illustrated in Figure 4, for example at the NC limit state. The most influential parameter, which governs the type of the near-collapse mechanism of the building, is the rotation capacity of the beams. In the case, if rotation capacity of the beams is low in comparison to that of the columns, then the strength degradation of structure is a consequence of the damage in beams of the 1<sup>st</sup> and 2<sup>nd</sup> storeys. Thus, the top displacement capacity at NC limit state is low  $D_t = 0.18$  m (Figure 4a). The opposite case, i.e. the damage in plastic hinges of the structural model with high rotation capacities of the beams, is presented in Figure 4b. In this case, the top displacement capacity at NC limit state is equal to 0.59 m.

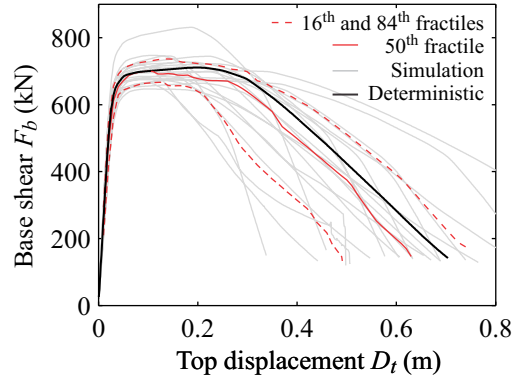


Figure 3: The pushover curves for the deterministic structural model, for the set of 20 structural models and the fractile pushover curves, representing the 16<sup>th</sup>, 50<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles of the base shear given the top displacement.

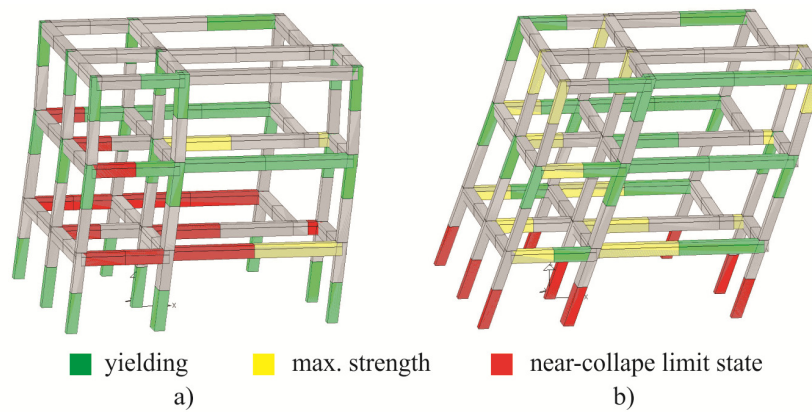


Figure 4: The damage in the plastic hinges of the building for a) the model with the smallest displacement capacity at the NC limit state, and b) for the model with the highest displacement capacity at the NC limit state. The results presented are based on the pushover analysis.

### 3.4 Prediction of IDA curves and definition of the ultimate limit state

The approximate IDA curves of the structure were determined by using a web application, which involves response database of the equivalent SDOF model. For that reason, the pushover curves were, for the need of the presented case study, idealized with a four-linear force-displacement relationship as presented in Figure 5. The first two points of the idealized force-displacement relationship represent the cracking (Cr) and yielding (Y) of the idealized system, the third point represents the maximum deformation capacity at the end of the plastic plateau (U), and the fourth point represents a complete loss of the base shear capacity. The cracking point was defined in the elastic part of the pushover curve and corresponded to the top displacement of the structure at which the first element (column or beam) starts yielding. The yield force  $F_y$  was assumed equal to the maximum base shear obtained by the pushover analysis. The post-cracking stiffness of the idealized system was determined in such a way that the areas under the pushover curve and the idealized force-displacement relationship were equal (termed as an equal energy rule) taking into account the interval between displacement at the cracking of concrete  $D_{cr}$  and displacement at the maximum base shear  $D_m$ . Similar rule applied also in determining the third point of the force-displacement relationship. The difference between pushover curve and the idealized force-displacement relationship is small as presented in Figure 5 for the deterministic structural model.

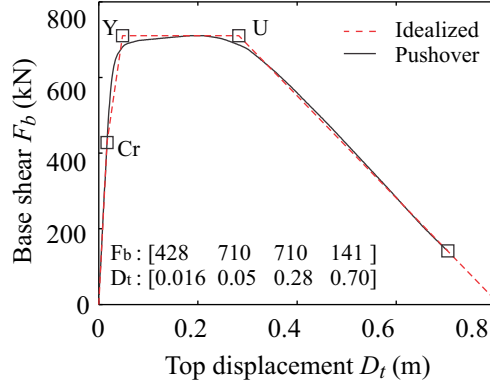


Figure 5: The pushover curve of the deterministic structural model and the corresponding idealization using a four-linear force-displacement relationship.

The modification factor  $\Gamma$  which relate the spectral displacement of an equivalent SDOF model to the roof displacement of the MDOF system is defined as follows:

$$\Gamma = \frac{m_{SDOF}}{\sum m_i \cdot \phi_i^2}, \quad m_{SDOF} = \sum m_i \cdot \phi_i, \quad (4)$$

where  $m_{SDOF}$  is equivalent mass of the SDOF model,  $m_i$  is the mass of the structure in the  $i$ -th storey and  $\phi_i$  is the displacement in the  $i$ -th storey, normalized to the displacement at the top storey. The vector  $\phi$  was taken equal to the first modal shape of the structure, which corresponds to translations in X direction. The additional two parameters, which also affect the dynamic response of the SDOF model, are the critical damping factor ( $\zeta$ ), which was in our study assumed equal to 5 %, and the period of the equivalent SDOF model ( $T_{SDOF}$ ) calculated as:

$$T_{SDOF} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m_{SDOF} \cdot d_{cr}^*}{f_{cr}^*}}, \quad (5)$$

where  $d_{cr}^*$  and  $f_{cr}^*$  are, respectively, the displacement and the base shear at cracking of the equivalent SDOF model.

Using the procedure described above, the equivalent SDOF models were determined for the deterministic structural model and for 20 structural models incorporating the epistemic uncertainties. Then, by applying the web application, the IDA curves of each structural model have been approximately predicted based on the dynamic analysis of the corresponding equivalent SDOF models. Actually, the output of the approximate IDA, which is presented in the Figure 6, are the IDA points, calculated for different ground motion records and for multiple levels of seismic intensities, and the fractile IDA curves, i.e. the median IDA curve and associated 16<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles for the top displacements.

One of the objectives of this study was estimation of the seismic performance parameters, i.e. the median seismic capacity and the corresponding dispersion measures. These parameters have been in the case of the approximate IDA estimated for the ultimate limit state of the structure, which has been, in our case, defined with the global loss of the structural stability in relation to the approximate IDA curves. These points of the ultimate limit state are marked red in the Figure 6.

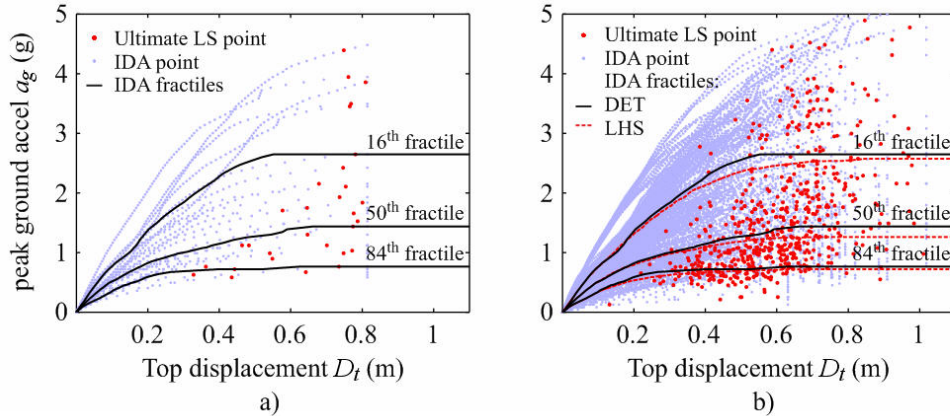


Figure 6: The fractile approximate IDA curves, collapse points and approximate IDA points for a) approximate IDA based on the deterministic structural model and b) for the approximate IDA based on the set of structural models representing the epistemic uncertainties.

Note, that such definition of the ultimate limit state is not completely realistic and probably overestimates the displacement capacity, since in the model the linear post-capping stiffness is assumed all the way to a complete loss of the base shear. Therefore the displacement, which corresponds to the global dynamic instability of structure, is probably smaller than that, which corresponds to the highlighted points in the Figure 6.

In the case if seismic response parameters were determined with the N2 method [12], which was for the same structure used in one of the previous studies [13], the displacement corresponding to the global dynamic stability of structure cannot be obtained. Usually it is conservatively assumed that this displacement corresponds to the NC limit state, as already defined above.

Nevertheless, the difference in the estimated seismic capacity, which was made due to the different definition of the limit states, is small, if expressed with the difference of predicted peak ground acceleration that cause the ultimate limit state or the NC limit-state. This is so, since the gradient of peak ground acceleration in comparison to the top displacement is low in the range of the displacements near global collapse of the structure.

By comparing the results in Figures 6a and 6b it can be concluded that a high scatter in the seismic performance of the structure arises predominantly due to the aleatory uncertainties. For example, the 16<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles of the approximated IDA curves for the deterministic structural model (see Figure 6a), for which only the aleatory uncertainty due to the randomness in the ground motion records were incorporated, and corresponding 16<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles of the approximated IDA curves incorporating both the aleatory and the epistemic uncertainties (see Figure 6b), do not differ significantly. This is observed especially for the 84<sup>th</sup> fractile and for the first part of the 16<sup>th</sup> fractile IDA curve. That means that the greatest part of the scatter in seismic performance is due to the random nature of the seismic load, whereas the epistemic uncertainties are relatively minor contributor to overall performance uncertainty. Another fact that can be concluded based on the results presented in Figure 6 is that the median seismic performance at the region of the intensities for the ultimate limit state is reduced if the epistemic uncertainties are included into the analysis. The reduction of the median seismic performance at the ultimate limit state can be visually observed as a vertical shift in the prediction of the median (50<sup>th</sup> fractile) IDA curve.

### 3.5 The estimation of seismic response parameters

The maximum top displacement  $D_{t,C}$  at the defined ultimate limit state and corresponding peak ground acceleration  $a_{g,C}$  were selected for seismic response parameters and assessed with its median value and dispersion measure. In addition, dispersion in top displacement demand was also estimated

since it represents an input parameter for the seismic risk assessment if evaluated utilizing the EDP-based formulation. Note that in this case the dispersion depends on the peak ground acceleration and was for the sake of simplicity computed at  $a_g = 0.4$  g.

Another distinction between the seismic response parameters was made with respect to the type of the uncertainty, which were considered in the analysis. So, the seismic response parameters were estimated, respectively, for the deterministic structural model, where only the aleatory uncertainties due to the record-to-record variability (R) were considered, and for the stochastic structural model, where both the aleatory and epistemic uncertainties (RU) were simultaneously incorporated. In addition, the results were presented also for the case if seismic response parameters were estimated by using the N2 method. In this case, the results were provided for the deterministic structural model and for the stochastic structural model with consideration of epistemic uncertainties (U).

In all cases the median and the dispersion measure of the seismic response parameters were estimated by using three different methods, all assuming a log-normal distribution of sample values. Thus the dispersion measure was defined as the standard deviation of natural logarithms. The first considered method was a so called counting method (on the following noted as M1), since 16<sup>th</sup>, 50<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles ( $y_{16}, y_{50}, y_{84}$ ) of the seismic response parameters were determined according to the counting method and the corresponding dispersion measure was calculated as the average value of  $\beta_{16} = \log(y_{50}/y_{16})$  and  $\beta_{84} = \log(y_{84}/y_{50})$ . The method of moments was the second method (M2) used for assessing median  $\tilde{m}$  and dispersion measure  $\beta$  of the seismic response parameters, i.e. the 1<sup>st</sup> and the 2<sup>nd</sup> moment of the sample values:

$$\tilde{m} = \bar{m} \cdot e^{-0.5\beta^2}, \quad (6)$$

$$\beta = \sqrt{\ln\left(\frac{\sigma^2}{\bar{m}^2} + 1\right)}, \quad (7)$$

where ( $\bar{m}$ ) is the average value and ( $\sigma$ ) is the corresponding standard deviation of sample values. Lastly, the third method (M3) was the maximum likelihood method, where median and corresponding dispersion were estimated as follows:

$$\tilde{m} = e^{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \log(y_i)}, \quad \bar{m}_{\log Y} = \log(\tilde{m}), \quad (8)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\log(y_i) - \bar{m}_{\log Y})^2}, \quad (9)$$

where  $y_i$  is the  $i$ -th sample value and  $N$  is size of the sample.

The results for estimated median and dispersion of the seismic response parameters with respect to the three adopted methods are presented in Tables 2 and 3. The notations DET and LHS relate, respectively, to the results based on deterministic and the stochastic structural model.

It can be observed (Table 2) that the median peak ground accelerations ( $\tilde{a}_{g,C}$ ) are very similar if estimated with the N2 method and the approximate IDA. The average value of  $\tilde{a}_{g,C}$  for deterministic structural model estimated by the approximate IDA equals to 1.43 g, which is only around 6 % higher to that obtained with the N2 method ( $\tilde{a}_{g,C} = 1.35$  g). The estimated  $\tilde{a}_{g,C}$  is larger if compared to that, which was obtained in the study conducted by Rozman and Fajfar [23] ( $\tilde{a}_{g,NC} = 0.77$  g), since adopted top displacement at the near collapse limit state was significantly smaller than that defined for the case of this study.

A slightly higher difference between the results of the approximate IDA and the N2 method presented in Tale 2 can be observed for the case if epistemic uncertainties are incorporated in the analysis. In that case, the average value of  $\tilde{a}_{g,C}$  is reduced and amounts to 1.25 and 1.14 g if estimated by using the approximate IDA and the N2 method, respectively. However, in the contrast to the median peak ground acceleration, the predicted median displacement capacity strongly depends on the way how the limit state is defined. For example, the estimated median displacement capacity for deterministic structural model varies, respectively, from 0.39 m to 0.64 m (by the average), if calculated for the NC limit state as adopted for the N2 method, or for the ultimate limit state as adopted for the approximate IDA. Note that probably none of these values is not correct but represent more or less the boundaries in the prediction of the ultimate displacement capacity of the example structure, suggesting that the displacement at the ultimate limit state as defined in the case of the approximate IDA most probably overestimates the structural displacement capacity due to the adopted structural model, whereas the displacement capacity at NC limit state as defined in the N2 method is rather a conservative estimate for the displacement capacity.

Another phenomenon, which can be observed by comparing the results in the Table 2, is that the median seismic capacity is typically reduced if epistemic uncertainties are considered in the analysis. Thus neglecting the epistemic uncertainties leads to unsafe prediction of median capacity. In the case of the approximated IDA, the median peak ground acceleration at the ultimate limit state is, by the average, around 12 % less than that, which was estimated in the case of the deterministic model. Similar, conclusion can be made based on the results of the N2 method. A relatively high shift in the prediction of median seismic response parameters for the ultimate limit state cannot be simply ignored.

Method		$\tilde{a}_{g,C} (g)$	$\Delta$	$\tilde{D}_{t,C} (m)$	$\Delta$
DET + N2		1.35	-	0.39	-
LHS + N2	M1	1.15	-15 %	0.36	-8 %
	M2	1.08	-20 %	0.31	-21 %
	M3	1.20	-11 %	0.35	-10 %
DET + app. IDA	M1	1.48		0.71	
	M2	1.33	-	0.59	-
	M3	1.49		0.64	
LHS + app. IDA	M1	1.26	-15 %	0.61	-20 %
	M2	1.19	-11 %	0.53	-10 %
	M3	1.32	-11 %	0.58	-9 %

Table 2: The median seismic response parameters ( $\tilde{a}_{g,C}$  and  $\tilde{D}_{t,C}$ ) estimated by using the approximate IDA and the N2 method. The relative contribution of the epistemic uncertainties to the reduction of the median capacity is also shown and calculated as  $\Delta = (\text{LHS} - \text{DET}) / \text{DET}$ .

Important results of this study are the dispersion measures in seismic demand and capacity. Based on the results presented in Table 3, the highest dispersion can be observed for the peak ground accelerations at the ultimate limit state. For example, the average  $\beta_{agCR}$  is 0.57 if only the results based on the second and the third statistical methods (M2 and M3) are considered. The results of the counting method are excluded, since, it provides overestimated value for  $\beta_{agCR}$  if compared to that determined by the method of moment or maximum likelihood method.

Much smaller dispersion is observed for the displacement corresponding to the ultimate limit state. In this case, by the average, the dispersion in top displacement for the aleatory uncertainties amounts to around 0.24. However, the latter dispersion is slightly increased to the value of 0.26 if the epistemic

uncertainties are incorporated into the model. This is true also for the IM-based response parameter. In particular, the dispersion for the peak ground acceleration at the ultimate limit state due to the aleatory and epistemic uncertainties  $\beta_{agCRU}$  increased, by the average, from 0.57 to 0.59. It is a very small increase in the dispersion. For the presented example can be therefore concluded that that epistemic uncertainties have in the contrast to the median estimates of seismic capacity almost negligible influence to the overall dispersion in structural seismic performance.

The dispersion measures in top displacement demand have been calculated for the peak ground acceleration 0.4 g, which approximately corresponds to the seismic intensity at which the 84<sup>th</sup> fractile IDA curve, if determined with consideration of epistemic uncertainties, becomes horizontal. However, by the average, the dispersion in the displacement demand due to the aleatory uncertainties  $\beta_{DR}$  amounts to 0.44. The dispersion in displacement demand due to aleaotry and epistemic uncertainty  $\beta_{DRU}$  cannot be determined by utilizing the method of moments or the maximum likelihood method since, for some cases, the collapse was attained at  $a_g=0.4$  g. Therefore,  $\beta_{DRU}$  was estimated by using the counting method and equals to 0.49.

In addition, the Table 3 represents also the dispersion measures due to the epistemic uncertainties, which have been determined in the previous study [13] by applying the N2 method. These values amount to around 0.30 and 0.31, respectively, for the peak ground acceleration and the top displacement at the NC limit state and can be used to calculate the total dispersion in structural seismic performance by using the square root of the sum of the squares of the dispersions for aleatory and epistemic uncertainties.

Method		Peak ground accel. ( $a_{g,C}$ )	Displ. Capacity (C)	Displ. Demand (D)
LHS + N2	M1		0.27	0.33
	M2	$\beta_{agCU}$	0.30	$\beta_{CU}$ 0.30
	M3		0.31	0.31
DET + app. IDA	M1		0.72	0.25
	M2	$\beta_{agCR}$	0.56	$\beta_{CR}$ 0.21
	M3		0.58	0.25
LHS + app. IDA	M1		0.64	0.26
	M2	$\beta_{agCRU}$	0.58	$\beta_{CRU}$ 0.24
	M3		0.60	0.27

Table 3: The dispersion measures due to the aleatory uncertainty (randomness) ( $\beta_{agCR}, \beta_{CR}, \beta_{DR}$ ) from approximate IDA, the dispersions due to aleatory and epistemic uncertainty ( $\beta_{agCRU}, \beta_{CRU}, \beta_{DRU}$ ) determined based on the approximate IDA, and the dispersion measures due to epistemic uncertainty ( $\beta_{agCU}, \beta_{CU}, \beta_{DU}$ ) determined by the N2 method.

## 4 CONCLUSIONS

In the presented study, a methodology for fast seismic performance assessment was presented. The procedure involves approximate IDA by using the web application. The effects of the epistemic uncertainties are considered by the set of structural models, which are determined by utilizing the Latin Hypercube Sampling (LHS) technique. The outcomes of this process are the seismic response parameters in terms of the median seismic capacity and corresponding dispersion measures, which can be estimated considering both the aleatory and epistemic uncertainties.

The use of the presented methodology was illustrated by applying it to the case of three storey RC frame building. For the example structure it was shown that the aleatory and epistemic uncertainties strongly affect the overall dispersion in seismic performance of structure. It was also shown that neglecting the epistemic uncertainty potentially leads to unsafe design, since median seismic capacity at

ultimate limits state can be overestimated if epistemic uncertainties are neglected in the analysis. For example, the median seismic capacity is reduced for about 11 - 15 % if epistemic uncertainties are incorporated into the approximate IDA.

All the analyses have been performed by using the PBEE toolbox in conjunction with the OpenSees. It was proved as a very powerful tool for fast seismic performance assessment of structures, since it allows performing a numerous number of the required computational simulations enables quick post-processing of the results and damage visualization on the structure for different limit state and for different structural models.

## ACKNOWLEDGEMENTS

The results presented in this paper are based on work supported by the Slovenian Research Agency (Project J2-0845, High-throughput computing environment for seismic risk assessment, <http://ice4risk.slo-projekt.info/>). This support is hereby gratefully acknowledged.

## REFERENCES

- [1] H. Aslani, E. Miranda, *Probabilistic Earthquake Estimation and Loss Disaggregation in Buildings*. The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, 2005.
- [2] L.F. Ibarra, H. Krawinkler, *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitation*. The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, 2005.
- [3] AB. Liel, C.B. Haselton, G.G. Dierlein, JW. Baker, Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings. *Structural Safety*, **31**: 197-211, 2008.
- [4] F. Jalayer, I. Iervolino, G. Manfredi, Structural modeling uncertainties and their influence on seismic assessment of existing RC structures. *Structural Safety*, **32**: 220-228, 2010.
- [5] M. Dolšek, Incremental Dynamic Analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **38**(6): 805-825, 2009.
- [6] D. Vamvatsikos, M. Fragiadakis, Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **39**(2): 141-163, 2010.
- [7] O.C. Celik, B.R. Ellingwood, Seismic fragilities for non-ductile reinforced concrete frames – Role of aleatoric and epistemic uncertainties. *Structural Safety*, **32**: 1-12, 2010.
- [8] I. Peruš, R. Klinc, M. Dolenc and M. Dolšek. Innovative computing environment for fast and accurate prediction of approximate IDA curves. *Proceedings of the COMPDYN 2011, III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (M. Papadrakakis, M. Fragiadakis, V. Plevris (eds.))*, Corfu, Greece, 26–28 May, 2011.
- [9] M. Vořechovský, D. Novák, Correlation control in small-sample Monte Carlo type simulations I: A simulated annealing approach. *Probabilistic Engineering Mechanics*, **24** (2): 452-462, 2009.
- [10] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA. *Earth. Engineering & Structural Dynamics*, **35**: 1097–1117, 2006.



- 
- [11] CEN. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1. CEN, Brussels, December 2004.
- [12] P. Fajfar, A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, **16**(3):573-592, 2000.
- [13] D. Celarec, M Dolšek, A simplified Method for Seismic Performance Assessment of RC Frames with Consideration of Epistemic Uncertainties. *Proceedings of the International Symposium on Reliability Engineering and Risk Management (J. Li, Y-G. Zhao, J. Chen, Y. Peng)*, Shanqhai, China, 23-26 September, 2010.
- [14] I. Peruš, K. Poljanšek, P. Fajfar, Flexural deformation capacity of rectangular RC columns determined by the CAE method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**:1453-1470, 2006.
- [15] CEN. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Strengthening and repair of buildings. *EN 1998-3*, European Committee for Standardisation, Brussels, March 2005.
- [16] F. McKenna F, G.L. Fenves, Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, 2004. <http://opensees.berkeley.edu/>
- [17] M. Dolšek, 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 (in press).
- [18] RE. Melchers, *Structural reliability analysis and prediction*. John Wiley & Sons, 1999.
- [19] JCSS, *Probabilistic Model Code Part III*. Joint committee on structural Safety, 2000.
- [20] B. Ellingwood, T.V. Galambos, J.G. MacGregor, C.A. Cornell, *Development of a Probability-Based Load Criterion for American National Standard A58*. National Bureau of Standards, Washington DC, 1980.
- [21] C.B. Haselton, *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings*. PhD, Stanford University, 2006.
- [22] T.B. Panagiotakos, M.N. Fardis, Deformations of Reinforced Concrete at Yielding and Ultimate. *ACI Structural Journal*, **98**(2): 135-147, 2001.
- [23] M. Rozman, P. Fajfar, Seismic response of a RC frame building designed according to old and modern practices. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **7**: 779-799, 2009.

# Chapter 11

## Simplified Estimation of Seismic Risk for Buildings with Consideration of Structural Ageing

Daniel Celarec, Dimitrios Vamvatsikos, and Matjaž Dolšek

**Abstract** A simplified method for estimating the seismic risk of deteriorating buildings is presented utilizing a probabilistic framework and a simplified nonlinear method for seismic performance assessment of structures. Firstly, the probabilistic methodology with the extension to deteriorating structures is briefly explained. Then the methodology is applied to the example of a four-storey RC frame building with corroded reinforcement in order to estimate the influence of corrosion on seismic risk for the near-collapse limit state. The results reveal that after 50 years from the initiation of corrosion, the peak ground acceleration that causes the structure to violate the defined near collapse limit state decreases by 17% and the seismic risk for the near-collapse limit state increases by 7%, compared to the case where corrosion is neglected. It is also shown that degradation due to corrosion may change the collapse mechanism from ductile to brittle shear failure, raising an important question on the seismic safety of the existing buildings.

**Keywords** Performance-based earthquake engineering • Seismic risk • Capacity degradation • Corrosion • Reinforced concrete frame • Pushover analysis

### 11.1 Introduction

Structures are subject to deterioration over time due to extreme actions and environmental conditions. These usually refer to the varying negative effects of the outdoor environment, such as severe climate conditions or exposure to

---

D. Celarec (✉) • M. Dolšek  
Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana,  
Jamova 2, Ljubljana, SI 1000, Slovenia  
e-mail: [dcelarec@ikpir.fgg.uni-lj.si](mailto:dcelarec@ikpir.fgg.uni-lj.si); [mdolsek@ikpir.fgg.uni-lj.si](mailto:mdolsek@ikpir.fgg.uni-lj.si); [mdolsek@gmail.com](mailto:mdolsek@gmail.com)

D. Vamvatsikos  
Metal Structures Laboratory, School of Civil Engineering,  
National Technical University of Athens, Athens, Greece  
e-mail: [divamva@central.ntua.gr](mailto:divamva@central.ntua.gr)

aggressive atmospheric agents. The deterioration effects become even more important for structures subjected to seismic loads, since material corrosion is usually accompanied by a reduction of the ductility and strength of the structures (Stewart and Rosowsky 1998; Jin and Zhao 2001). For these reasons, it is important to provide seismic risk estimates with consideration of deterioration effects over time.

Seismic risk assessment with consideration of the structural ageing process is a complicated task, since it is highly uncertain to model corrosion attack mechanisms, especially, if it is assumed that the corrosion is spatially distributed over the structure. The extremely complicated deterioration phenomena, for example the localized (pitting) corrosion (Val et al. 1998), the cracking of concrete cover (Pantazopoulou and Papoulia 2001), and the reduction of bond strength between the steel reinforcement and the concrete (Val et al. 1998; Berto et al. 2009), are still not yet completely understood, at least, as far as their effects on the seismic response of structural elements are concerned. Moreover, because of the complexity of corrosion phenomena, its modelling is usually accompanied with a great level of uncertainty.

For these reasons, significant simplifications are needed in the process of modelling and analysis of deteriorating structures, in order to provide a practical basis for the probabilistic seismic risk assessment of structures with consideration of the structural ageing process. Recently, such a methodology was introduced by Vamvatsikos and Dolšek (2010), which represents an extension of the SAC/FEMA and correspondingly the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) probabilistic framework (e.g. Cornell et al. 2002). However, the method requires a comprehensive analysis of the seismic response of the structure, typically conducted by using the computationally demanding Incremental Dynamic Analysis (IDA) (Vamvatsikos and Cornell 2002). Thus, it is more practical to replace IDA with a simplified nonlinear static procedure for seismic performance assessment of structures, e.g. the N2 method (Fajfar 2000), which involves pushover analysis and inelastic response spectra. The application of the PEER probabilistic framework, in which the most demanding part, the IDA analysis, is replaced by the N2 method, was introduced by Dolšek and Fajfar (2008a). However, in that work the deterioration of the structure over time was neglected.

In the following, the methodology for seismic risk assessment of ageing structures is summarized with emphasis on those parameters that are determined with the N2 method or have to be predefined. Then, the methodology is demonstrated by means of an example of a four storey RC frame structure that is affected by corrosion.

## 11.2 Summary of the Probabilistic Framework

The extension of the PEER probabilistic framework, which enables the seismic risk assessment of deteriorating structures, has been formulated in a previous study by Vamvatsikos and Dolšek (2010). The authors provided a closed-form solution for the probabilistic treatment of structures with consideration of the deterioration

effects over time and the applicability of the method has been illustrated using an existing multi-storey building. In this Section, the methodology (Vamvatsikos and Dolšek 2010) for seismic risk assessment of ageing structures is briefly summarized, and the basic assumptions are given that make the methodology applicable in practice. However, a full explicit derivation of the methodology is given elsewhere (Vamvatsikos and Dolšek 2010).

The probabilistic framework introduced by Vamvatsikos and Dolšek (2010) relies on a broader SAC/FEMA (Cornell et al. 2002), or PEER formulation, that represents a probabilistic basis for a performance-based seismic design and assessment guidelines. The formulation is based on the philosophy that the probability problem can generally be represented by the three basic variables. The first variable is related to the ground motion intensity  $I_M$ ; the second variable is the seismic demand  $D$ , which is defined as a measure for the response of the structure, and the third variable describes the seismic capacity  $C$ , presumed as a measure for structural seismic performance at the defined limit state. Using these three random variables, the expected Mean Annual Frequency (MAF) of the exceedance of limit state becomes (Cornell et al. 2002):

$$\lambda_{ls} = \int_0^{+\infty} P(C < D | I_M = i_m) |dH(i_m)|, \quad (11.1)$$

where  $|dH(i_m)|$  is the absolute value of the differential of the seismic hazard curve, i.e. the probability that  $I_M = i_m$ , and  $P(C < D | I_M = i_m)$  is the probability that the seismic demand  $D$  exceeds the capacity  $C$  given the intensity  $I_M = i_m$ .

The integral in Eq. 11.1 can be solved numerically for any given probabilistic distribution of the random variables. However, in order to bring the formulation more closely to practical application, it is preferred to provide the expression in Eq. 11.1 in closed-form. This can be done in two different ways, depending on whether the structural seismic capacity  $C$  is defined via the intensity measure (IM-based method), or via the Engineering Demand Parameter (EDP-based method), for example using the storey drifts or displacements of the structure.

Theoretically speaking, both of the above mentioned methods are equivalent and so will give the same result. However, the problem associated with the EDP-based method is that structural instability in the region near collapse may mean that even a small increase in the seismic intensity results in practically “infinitely” large values of the displacements. This may consequently lead to problems with estimating the first two moments of a probability distribution of EDP-based parameters in the near-collapse region of the structure. On the other hand, the extreme values of EDP in the near-collapse region are automatically taken into account within the IM-based method. Also, the latter requires no simplifications on the analytical form of the EDP given the seismic intensity. This makes the IM-based method clearer and less error-prone. For these reasons, the IM-based method is adopted in this chapter as more convenient method for the practical representation of the PEER methodology.

### 11.2.1 The IM-Based Method

The analytical solution of the integral in Eq. 11.1 in terms of the IM-based method may be achieved under the two basic assumptions. Let us consider that seismic intensity is defined by the peak ground acceleration  $a_g$ , although other intensity measures can be used. Further it is assumed that seismic hazard curve may be approximated by the form (Vamvatsikos and Dolšek 2010):

$$H(s) = k_0 \cdot a_g^{-k}, \quad (11.2)$$

where  $k_0$  and  $k$  are parameters of the approximating power-law function (Cornell et al. 2002). The seismic hazard curve has to be fitted in the region of interest, that is, in the range of the intensities corresponding to the structural seismic performance at the defined limit state. It is also assumed that the peak ground acceleration that causes the structure to violate the defined limit state  $a_{g,ls}$  is distributed log-normally with the median  $\tilde{a}_{g,ls}$  and the standard deviation of the natural logarithm  $\beta_{CRU}$ . Here, the notation  $\beta_{CRU}$  emphasizes that the total dispersion of the peak ground acceleration that causes the structure to violate the defined structural capacity (C) results from the aleatoric uncertainty usually referred to the “record-to-record” variability (R), and from the epistemic uncertainty (U) stemming from the incomplete knowledge of the actual physical and modelling parameters of the structure. The dispersions in the peak ground acceleration that causes the structure to violate the defined limit state due to aleatoric and epistemic uncertainty,  $\beta_{CR}$  and  $\beta_{CU}$ , respectively, are considered to be independent. Therefore, the total dispersion  $\beta_{CRU}$  can be approximately calculated by using the SRSS combination, i.e. with the square root of the sum of the squares (Vamvatsikos and Dolšek 2010):

$$\beta_{CRU}^2 = \sqrt{\beta_{CR}^2 + \beta_{CU}^2}. \quad (11.3)$$

Considering the above assumptions, the expected MAF (Eq. 11.1) can be formulated with a closed-form solution as in (Vamvatsikos and Dolšek 2010):

$$\lambda_{ls} = H(\tilde{a}_{g,ls}) \cdot \exp(k^2/2 \cdot (\beta_{CR}^2 + \beta_{CU}^2)). \quad (11.4)$$

In Eq. 11.4,  $\tilde{a}_{g,ls}$  is approximately estimated by using the N2 method (Fajfar 2000). Thus, the mean value of seismic capacity is estimated and not the median one, as it is assumed in Eq. 11.4. However, the estimation of the median via the mean value is conservative for lognormal distributions. Alternatively, the median seismic capacity can be calculated by assuming the log-normal distribution of structural seismic capacity and the corresponding dispersion.

Several methods for direct determination of median and the dispersion values for randomness and uncertainty in seismic capacity,  $\beta_{CR}$  and  $\beta_{CU}$ , exist. For example, they can be estimated by using the SPO2IDA tool (Vamvatsikos and Cornell 2006), a simple-to-use tool that provides the median, the 16th and 84th fractile values of

the demand or the capacity for an equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) system. Alternatively, dispersions can be estimated directly by performing IDA (Vamvatsikos and Cornell 2002) either for the equivalent SDOF or for the entire structure, for example as shown in Dolšek (2009). In that study it was assumed that the dispersion for randomness and uncertainty in seismic capacity, at least for the structure presented in this chapter, are  $\beta_{CR} = 0.68$  and  $\beta_{CU} = 0.28$  (Dolsek 2009). Note that the value of  $\beta_{CU} = 0.28$  also agrees with the dispersion measures for the epistemic uncertainty that have been estimated for two RC buildings (Celarec and Dolšek 2010) by using the N2 method in conjunction with the Latin Hypercube Sampling (LHS) technique (Vořechovský and Novák 2009). However, stochastic analysis with consideration of epistemic uncertainties is not within the scope of this chapter. Thus, for a simplified approach, it is convenient to define the dispersion measures in advance. The dispersions in intensity measure due to randomness and modelling uncertainties for different types of structural systems and for the IM-based approach were recently proposed also in FEMA P695 (2009). The values for record-to-record and modelling-related variability in the intensity are in range of 0.35–0.45 for randomness and 0.2–0.65 for uncertainties.

The expression for  $\lambda_{ls}$  in Eq. 11.4 is used under the assumption that the median peak ground acceleration  $\tilde{a}_{g,ls}$  and the dispersion measures,  $\beta_{CR}$  and  $\beta_{CU}$ , are time-independent. As a result, the calculated  $\lambda_{ls}$  is also a constant value over time, which is a basic assumption of a Poisson process. According to the definition of a Poisson process, the probability  $P$  that some event would occur  $n$ -times in the considered time interval equals to:

$$P = \frac{v^n}{n!} \cdot \exp(-v), \quad (11.5)$$

where it is assumed that the occurrences of an event in a given time interval are independent of those in any other non-overlapping interval, and the expected number of occurrences of the event in the selected time interval is given by  $v$ .

The disadvantage of the Poisson distribution defined with Eq. 11.5 is that the parameter  $v$ , which defines the expected number of the occurrences of the event, depends on the length of the considered time interval. Thus, if the conditions are not changed, the parameter  $v$  in Eq. 11.5 can be defined as a linear function over time. In this case, the probability mass function for the random variable defined as the number of the occurrences of the event in time interval  $\Delta t$  can be expressed as:

$$P = \frac{(\lambda \cdot \Delta t)^n}{n!} \cdot \exp(-\lambda \cdot \Delta t), \quad (11.6)$$

where  $\lambda$  is defined as the expected number of the occurrences of the event per unit of time, in other words being the time-independent rate of events.

Let us now translate the above terminology to that used in earthquake engineering. In engineering language, the parameter  $\lambda$  in Eq. 11.6 represents the expected MAF  $\lambda_{ls}$ . Then, by drawing a parallel to the Poisson process, we can see that if the median seismic capacity and the parameters regarding the dispersion measures do not change over time, then the expected number of the limit-state violations

(or capacity-exceedance events) over the arbitrary selected time interval can be simply evaluated as  $\lambda_{ls}$  multiplied by the length of the considered time interval  $\Delta t$ . This is a typical case of using Eq. 11.4, which considers that median seismic capacity does not change over time. Thus, Eq. 11.4 can only be used under the very limited condition that  $\lambda_{ls}$  stays constant over the entire time interval under consideration.

### 11.2.2 Extension of the IM-Based Formulation to Deteriorating Structures

In the case if unfavourable environmental or other effects deteriorate the structural seismic capacity over time, then the MAF of exceeding the defined limit state is not constant over time. Consequently, the expected number of seismic events exceeding the defined limit state over the considered time interval, which is herein denoted as  $\eta_{ls}$ , cannot be estimated by simply using the Poisson distribution. A more comprehensive solution involves defining the time-dependent parameters as function of time  $\tau$ , and integrating Eq. 11.1 over the considered time interval ( $t_0, t_0 + \Delta t$ ) to determine the total number of exceedance events. In that case,  $\eta_{ls}$  is given by:

$$\eta_{ls}(t_0, \Delta t) = \int_{t_0}^{t_0+\Delta t} \int_0^{+\infty} P(C(\tau) < D | I_M = i_m) |dH(i_m)| d\tau, \quad (11.7)$$

where  $t_0$  and  $\Delta t$  are, respectively, the initial time and time interval,  $P(C(\tau) < D | I_M = i_m)$  is the probability that the seismic demand  $D$  exceeds the capacity  $C(\tau)$  given the intensity  $I_M = i_m$  and  $|dH(i_m)|$  is the absolute value of the differential of the seismic hazard curve.

The analytical solution of the integral in Eq. 11.7 is possible if additional approximations are assumed for the time-dependent capacity expressed in terms of intensity measure (e.g. median peak ground acceleration  $\tilde{a}_{g,ls|\tau}$  and corresponding dispersion measures  $\beta_{CR|\tau}^2$  and  $\beta_{CU|\tau}^2$ ). However, the detailed discussion on solving analytically the time integral in Eq. 11.7 is out of the scope of this chapter. Thus, on the following, only the basic assumptions and the final solution for an averaged MAF introduced by Vamvatsikos and Dolšek (2010) are briefly presented. For a more detailed discussion the reader is referred to Vamvatsikos and Dolšek (2010) and Torres and Ruiz (2007).

Basically, there are three assumptions that have to be considered. First, it is assumed that the same power-law approximation of the seismic hazard curve can be considered over the entire integration time interval. This assumption can be adopted if the power-law parameters  $k$  and  $k_0$  in Eq. 11.2 are fitted within an extended seismic intensity region, in order to include the lower values of the median seismic intensities at the performance limit state of the structure, which decrease due to the unfavourable effects of the degrading process over time. An appropriate interval of seismic intensity over which the seismic hazard curve is to be approximated is a

matter of the discussion. Earlier research, e.g. in Cornell et al. (2002), proposed that the fitting process be performed locally by fitting only at the intensities of structural seismic performance. However, a recent study conducted by Dolšek and Fajfar (2008a) revealed that better results can be achieved through an asymmetrically extended interval which in our case can be determined to be within  $\left[0.25 \times \tilde{a}_{g,ls}^0, 1.25 \times \tilde{a}_{g,ls}^{\Delta t}\right]$ , where  $\tilde{a}_{g,ls}^0$  and  $\tilde{a}_{g,ls}^{\Delta t}$  are the median peak ground accelerations at the beginning and at the end of the considered time interval, respectively.

The other two approximations are concerned with the time-dependent seismic response parameters, namely, the median peak ground acceleration  $\tilde{a}_{g,ls|\tau}$  and the dispersion measures for randomness and uncertainty  $\beta_{CRU|\tau}^2$  and  $\beta_{CU|\tau}^2$ , which change over time  $\tau$ . In contrast to the median seismic capacity, the dispersion measures increase over time, since the uncertainty in predicting the corrosion parameters in the future becomes extremely uncertain. Using the power-law and the linear fit, respectively, the median peak ground acceleration  $\tilde{a}_{g,ls|\tau}$  and the dispersion measures for randomness and uncertainty may be approximated as functions of time (Vamvatsikos and Dolšek 2010):

$$\tilde{a}_{g,ls|\tau} = \tilde{a}_{g,ls}^0 - \gamma\tau^\delta = \tilde{a}_{g,ls}^0 \left(1 - \gamma\tau^\delta / \tilde{a}_{g,ls}^0\right), \quad (11.8)$$

$$\beta_{CRU|\tau}^2 = \beta_{CRU}^0{}^2 + c_\beta\tau, \quad (11.9)$$

where constants  $\gamma$ ,  $\delta$  and  $c_\beta$  define the functions of median peak ground acceleration  $\tilde{a}_{g,ls|\tau}$  and that of the dispersion measure  $\beta_{CRU|\tau}$  over time. The parameters  $\tilde{a}_{g,ls}^0$  and  $\beta_{CRU}^0$  refer, respectively, to the initial median seismic capacity (herein expressed in terms of the median peak ground acceleration) and corresponding total dispersion measure, which are calculated for the initial time  $t_0$ .

Considering the above approximations, the final solution of the integral in Eq. 11.7, i.e. the expected number of events exceeding the defined limit state ( $\eta_{ls}$ ) over the time interval  $(t_0, t_0 + \Delta t)$ , can be formulated as follows (Vamvatsikos and Dolšek 2010):

$$\eta_{ls}(t_0, \Delta t) = \lambda_{ls}^0 \frac{e^{\phi' \Delta t} - 1}{\phi'}, \quad (11.10)$$

where  $\lambda_{ls}^0$  is the expected MAF for the initial structure (Eq. 11.4), and  $\phi'$  is a factor that includes the contribution of the deterioration. The parameter  $\phi'$  can approximately be estimated as (Vamvatsikos and Dolšek 2010):

$$\phi' = \phi + k^2 c_\beta / 2, \quad (11.11)$$

$$\phi = -\frac{k}{\rho \cdot \Delta t} \cdot \ln \left[ 1 - \frac{\gamma(\rho \cdot \Delta t)^\delta}{\tilde{a}_{g,ls}^0} \right], \quad (11.12)$$



where  $k$  is the parameter (local log-log slope) of the seismic hazard function (Eq. 11.2). The parameter  $\rho$ , introduced in Eq. 11.12, is greater than 0 but less or equal to 1. It controls the boundary values within the considered time interval, e.g.  $\tau = 0$  and  $\tau = \rho\Delta t$ , at which the approximation in Eq. 11.12 gives the same values as the exact solution. A parametric investigation (see (Vamvatsikos and Dolšek 2010)) showed that the total error of the approximation in Eq. 11.12 remains within reasonable bounds when using a value for  $\rho$  within the interval  $\rho \in [0.85, 1]$ , e.g.  $\rho = 0.9$ .

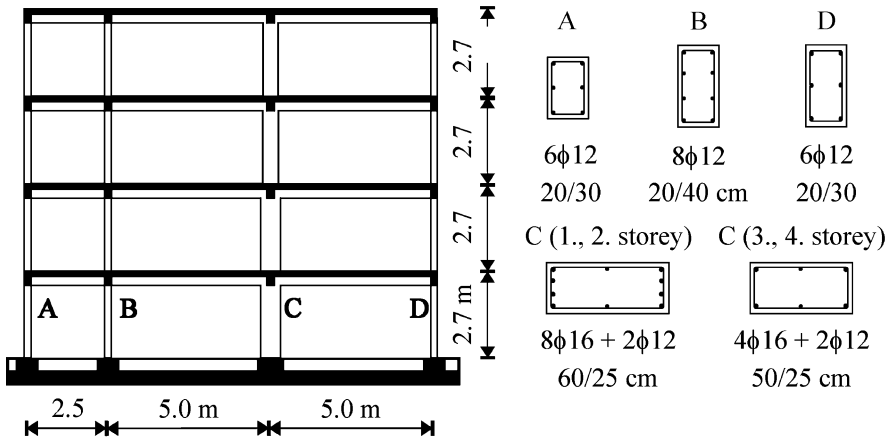
### 11.3 Application to an Example Frame Building

In this section, an application of the proposed probabilistic formulation is illustrated. The methodology is applied to an existing four-storey reinforced concrete frame building, for which it is assumed that the corrosion of reinforcement has just started. The structure is located in a region of high level of carbonation-induced reinforcement corrosion (Somerville et al. 1992) and of moderate seismic hazard, the later being typical for the South-East part of Slovenia (Dolšek and Fajfar 2008a). The objective of this case study is to estimate the seismic risk for the near-collapse (NC) limit state of the example frame structure as the structural seismic capacity deteriorates over time and compare it with that where corrosion is neglected. Herein, the NC limit state is defined by the roof displacement in the softening part of the pushover curve that corresponds to 20% reduction of the maximum base shear.

In order to estimate the median peak ground acceleration  $\tilde{a}_{g,ls|\tau}$ , the seismic response parameters of the structure were estimated at different time instants between times  $t_0$  and  $t_0 + \Delta t$ . Note that the  $t_0$  relates to the initial condition, where the corrosion process just started and the structure is still intact, and  $\Delta t$  is the duration of the considered time interval during which the propagation of corrosion is taking place. Since the evaluation interval is taken to be [0, 50 years],  $t_0$  was set to zero (e.g. in Eqs. 11.8–11.12), and the considered time interval with the duration of  $\Delta t = 50$  years was divided in five time instants at which the structure is analyzed. These time instants coincide with 10, 20, 30, 40 and 50 years after the initiation of structural deterioration.

#### 11.3.1 Description of the Structure and Mathematical Model

The example structure has been adopted from one of the previous studies conducted by Dolšek and Fajfar (2008b). The structure was designed to reproduce the design practice in European and Mediterranean centuries about 40–50 years ago (Carvalho and Coelho 2002). However, the structure may also be typical of more recent buildings, but without the application of the capacity principles and without



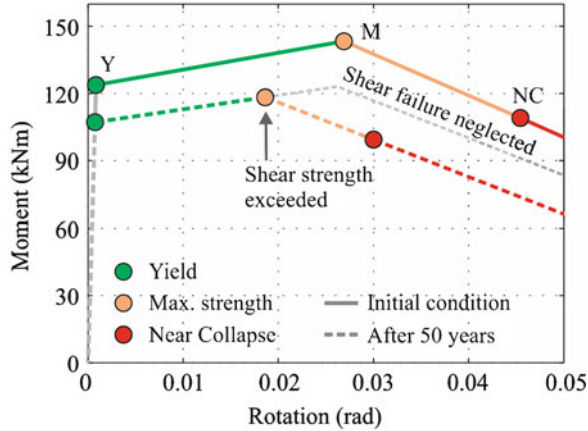
**Fig. 11.1** The elevation and typical cross-sections of the columns of the example structure

up-to-date detailing. The elevation and the reinforcement of typical cross sections of the columns are shown in Fig. 11.1.

The structure was modelled by one-component lumped plasticity elements, which consist of an elastic beam-column element and two inelastic rotational hinges at the ends. Envelopes, describing the moment-rotation relationships of the hinges, were modelled with an equivalent tri-linear relationship using the effective initial stiffness of elements. The yield and maximum moments were calculated by section analysis with consideration of axial forces in columns due to gravity loads. The axial forces in beams were considered to be zero. The near-collapse rotations of hinges in columns were determined by using the CAE method (Peruš et al. 2006) and the rotation capacities of the hinges in beams were estimated according to Eurocode 8-3 (CEN 2005). The remainder of the parameters were determined as described in Dolšek (2010). Note that the nonlinear structural model consists only of plastic rotational hinges in columns and beams, and that the effects of shear deformations and interaction between the shear and the moment are not considered in the model. Still, the flexural resistance of columns was limited by the corresponding shear strength, where the shear strength of the columns was approximately estimated according to Eurocode 8-3 (CEN 2005). In this case, whenever the shear force in one of the hinges in a column exceeded the estimated shear strength, the flexural resistance of the column was considered to be decreasing. In doing so, the same negative stiffness of plastic hinges in columns was considered as it was calculated for the original moment-rotation envelope. Such an approach enables the approximate consideration of the nonlinear shear behaviour.

The resulting tri-linear moment-rotation relationship of the plastic hinge at the base of the column C in the third storey is shown in Fig. 11.2. It is presented for the initial conditions at time instant  $t_0$  with the reinforcement bars of the original diameters (the continuous line), and additionally for the degraded column after

**Fig. 11.2** The tri-linear moment-rotation relationship for the plastic hinge at the base of column C in the third storey



50 years of corrosion initiation (the dashed line). In the latter case, the shear force in the column reaches the corresponding shear strength at a rotation of 0.019 rad. From here onwards, the flexure resistance of the column is decreasing as the rotation in plastic hinge increases.

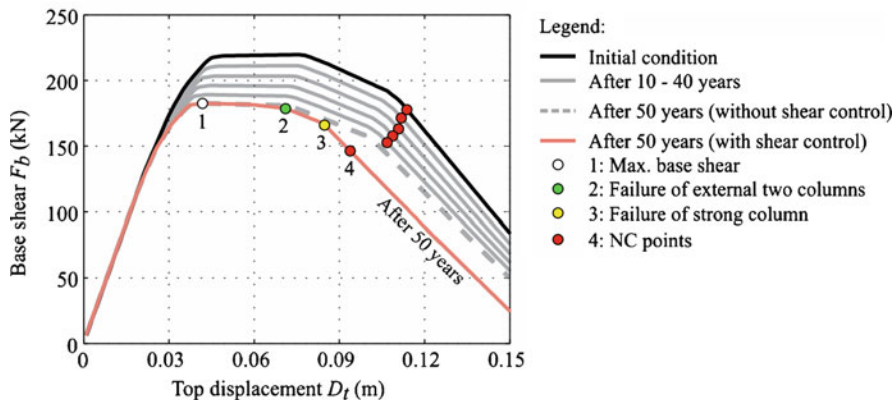
Rigid diaphragms were assumed at the floor levels. The masses, which were lumped at the mass centres, amounted to 46 t for the first three stories, and 40 t for the top storey. The strengths of the concrete and of the reinforcement steel are 16 and 343 MPa, respectively.

Deterioration of the capacity over time is modelled by the simplified model of the corrosion of longitudinal and transverse reinforcement in columns and beams. It is assumed that the corrosion affects only the diameter of reinforcement. The influence of corrosion on the bond stress between the concrete and steel bars as well as the spalling of concrete cover were neglected in this stage of the study. The reduced diameter  $D_{rb}(t)$  of a reinforcing steel bar with initial diameter of  $D_b$  (mm), which is subjected to corrosion for a time period (years)  $\Delta t = t - t_0$  ( $t_0$  relates to the initial condition of the building and is equal to 0) is defined according to the procedure suggested by Pantazopolou and Papoulia (2001):

$$D_{rb} = D_b - 0,023 \cdot i_{\text{corr}} \cdot \Delta t, \quad (11.13)$$

where  $i_{\text{corr}}$  represent the mean annual corrosion current per unit anodic surface area of steel ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ). In our analysis the corrosion current  $i_{\text{corr}} = 2.0 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  was considered, which corresponds to a high level of the carbonation-induced reinforcement corrosion. This value is related to the laboratory data of on-site measurements provided by Somerville et al. (1992), and represents more or less the upper value of the corrosion current under the extreme condition of carbonated concrete of low strength, and, at the same time with relatively high humidity content.

The adopted value for the corrosion current  $i_{\text{corr}} = 2.0 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  is, however, typical of the carbonation-induced corrosion and is rather underestimated for the concrete contaminated with chlorides, a typical case of the de-icing salts on bridge



**Fig. 11.3** The pushover curves for the initial conditions and for the structure attacked by corrosion. The pushover curves are calculated successively every 10 years after the corrosion initiation

decks or that of sea spray chlorides contaminating the surface of buildings in a coastal environment (Stewart and Vu 2000). In those cases, the corrosion current could be much larger, e.g.  $i_{\text{corr}} = 10 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  or more (Somerville et al. 1992).

In order to determine the median seismic capacity as a function of time, six structural models  $M_0$ ,  $M_{10}$ ,  $M_{20}$ ,  $M_{30}$ ,  $M_{40}$  and  $M_{50}$  were prepared by using the PBEE toolbox (Dolšek 2010) in conjunction with the OpenSees platform (McKenna and Fenves 2004). These models correspond to the initial condition of the building at time  $t_0$  and to the degraded structure (affected by corrosion) after 10, 20, 30, 40 and 50 years of corrosion propagation, respectively.

### 11.3.2 Pushover Analyses and Estimation of Seismic Capacity Using the N2 Method

Firstly, pushover analysis was performed for the initial conditions, indicating no signs of the negative effects of the corrosion attack, so that the structure still had its full seismic capacity. After that, the structure was analyzed successively for every decade, i.e. for time instants 10, 20, 30, 40 and 50 years, after initiation of corrosion. In general, any number of analyses could be performed over the considered time interval. It is only required that the results of the performed analyses provide information about deterioration of seismic capacity over time with sufficient accuracy.

The lateral loads for the pushover analyses were determined by multiplying the first mode shape by the storey masses. The first modal period of the initial structure ( $t = 0$ ) is  $T_1 = 0.85$  s and only slightly varies with time. Therefore, the increase of the natural periods and mode shapes over time is negligible.

The pushover curves are presented in Fig. 11.3. The black pushover curve represents the relationship between the top displacement and corresponding base

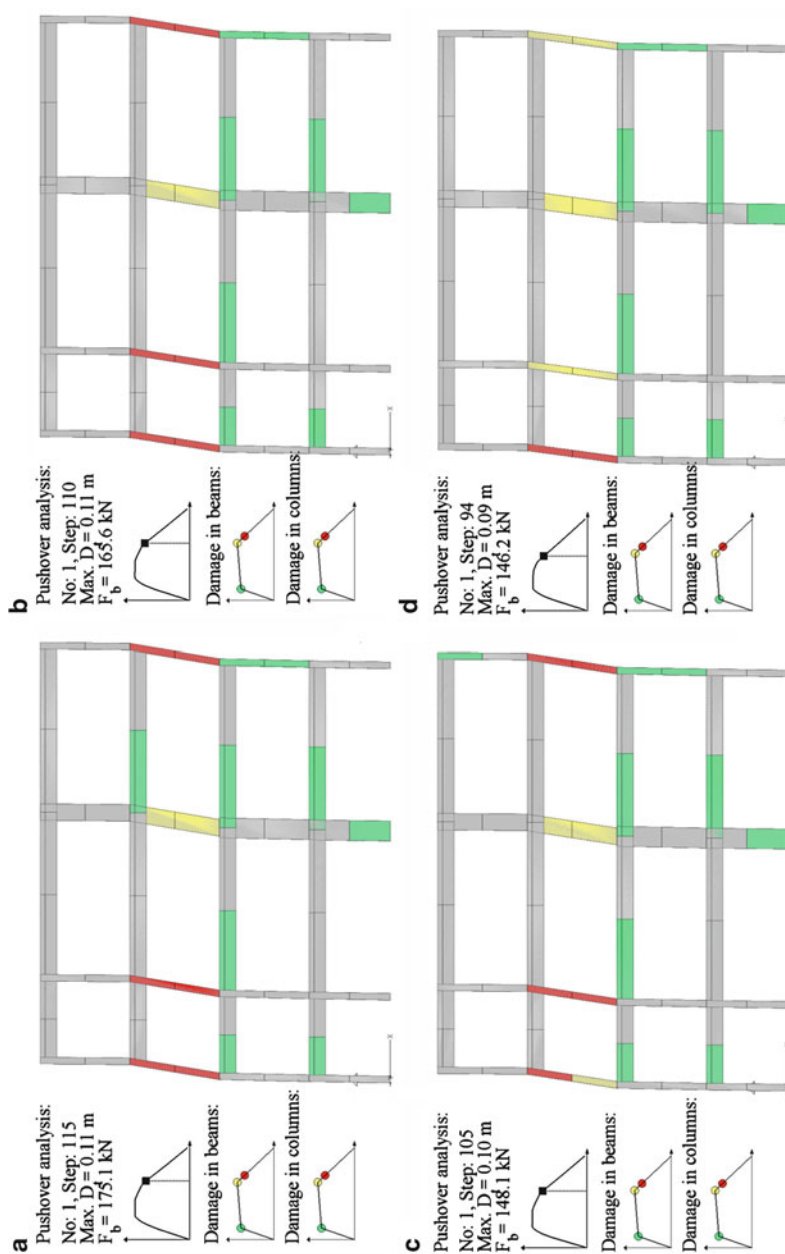
shear at the initial conditions ( $t = 0$ ). The maximum base shear and the ductility are gradually reduced for the deteriorated structures at time instants 10, 20, 30 and 40 years. A much larger decrease in ductility is observed for the structure that has been affected by corrosion for 50 years (red line). For previous cases, where the structure has been affected by corrosion for less than 50 years, the shear forces in columns never exceeded its shear strength. Therefore, the failure of columns was ductile. However, for the case when  $t = 50$  years, shear failures occurred in the column A and C in the third storey.

As already mentioned, the shear failure in columns was modelled by reducing their flexural strength after the shear strength is exceeded. Since we couldn't know in advance which columns would be subject to shear failure, the pushover analysis for the time instant  $t = 50$  years has been iteratively repeated two times. First, the pushover analysis was performed for the structural model with the columns with full available flexural capacities. Then, based on the results of the pushover analysis, the moment-rotation envelopes of the columns with shear strength exceeded were recalculated as described in the [sect. 11.3.1](#). Lastly, the pushover analysis was repeated again, this time for the corrected structural model, representing the final analysis with consideration of the shear failure in columns. The resulting pushover curve with consideration of shear failure of columns is presented in [Fig. 11.3](#) (red line) and compared with the pushover curve calculated in the first try of pushover analysis neglecting potential shear failures in column (grey dashed line).

Based on the results of the pushover analyses, it is revealed that the corrosion has the greatest impact on the maximum base shear and the displacement capacity. For example, the strength of the structure, which initially amounts to 220 kN, decreases over time and after 50 years it is reduced by about 17%. In contrast to the maximum base shear, the displacements only slightly decrease over the first four decades, but suffer a considerable drop at  $t = 50$  years. The reason is the deteriorating effect of the corrosion on the transverse reinforcement. It is predicted that columns A and C in the third storey would fail in shear if the structure would be exposed to corrosion for about 50 years (see [Fig. 11.3](#)). In this case, the displacement capacity decreases by about 17.5%.

More comprehensive information on the seismic behaviour of the structure, than that given by pushover plots, can be provided through a visual representation of the damage on the structure ([Fig. 11.4](#)). The damage is presented for the initial conditions and for the degraded structures after 20 and 50 years, respectively. In the latter case, the damage is presented for the two different cases with and without consideration of shear failure in the columns. It can be observed that the selected structure typically collapses under the storey sway collapse mechanism developed in the third storey. The damage in the hinges of columns and beams, which slightly varies from case to case as the corrosion propagates over time, should be interpreted in accordance with the limit states shown for the moment-rotation relationship of the plastic hinges ([Fig. 11.2](#)).

However, the IM-based type of the probabilistic formulation requires the seismic capacity to be expressed with the intensity measure (Eqs. [11.8–11.12](#)), which was in the case of the presented example estimated with the N2 method.



**Fig. 11.4** The visual representations of structural damage for the NC limit state. The damage is presented for (a) the initial conditions with full structural capacity and for the corroded condition after (b) 20 and (c-d) 50 years of the degrading process. In the case (c) and (d) the damage is visualized, respectively, without and with consideration of shear failure

**Table 11.1** The top displacement and associated median peak ground accelerations at NC limit state. The results are presented for the initial conditions ( $\Delta T = 0$  years) and for the corroded state, successively every 10 years after the corrosion initiation ( $\Delta T = 10, 20, 30, 40$  and 50 years)

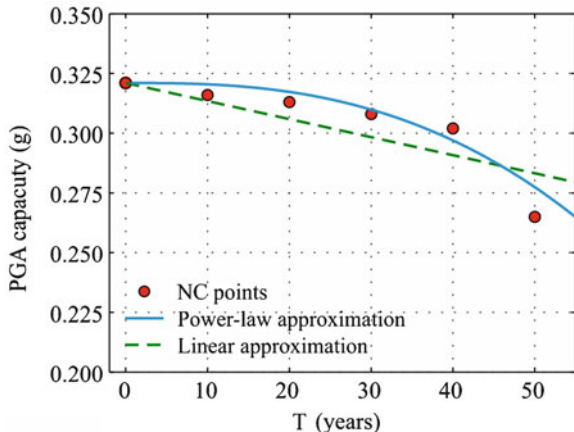
Condition	$\Delta T$ (y)	$D_{nc}(m)$	$\tilde{a}_{g,nc}(g)$
Initial	0	0.114	0.321
Corroded	10	0.112	0.316
	20	0.111	0.313
	30	0.109	0.308
	40	0.107	0.302
	50	0.094	0.265
$*(x_{50} - x_0)/x_0$		-17.5%	-17.5%

For that reason, the pushover curves were approximated by the elastic-perfectly plastic force-displacement relationship according to the procedure prescribed in Eurocode 8 (CEN 2004). In doing so, the yield force, which represents the strength of the idealized system, was taken equal to the maximum base shear of the structure. Then, the idealized force-displacement relationship was transformed to that of the SDOF system and the median peak ground acceleration  $\tilde{a}_{g,nc}$  at the NC limit state was determined through the acceleration response spectra. The equal displacement rule was employed, which assumes that the mean displacement of the structure analyzed by using either the elastic or the nonlinear model is the same. Such an approximation is acceptable since the first modal periods of all structural models were in the medium period range of the acceleration response spectrum, i.e. the period corresponding to the first mode shape exceeds the characteristic period  $T_C$  of the elastic acceleration spectrum.

The advantage of the N2 method in comparison to the dynamic analysis is the simple definition of the seismic load on the structure since it can be easily defined via the acceleration spectrum. In the example building, Eurocode's elastic response spectrum for soil class C (CEN 2004) was adopted for the seismic load. The corresponding soil factor amounts to  $S = 1.15$  and the characteristic periods are  $T_B = 0.2$  s,  $T_C = 0.6$  s and  $T_D = 2.0$  s.

The results of the N2 method and the displacements  $D_{nc}$  corresponding to the NC limit state are presented in Table 11.1. The seismic capacity in terms of the median peak ground acceleration for the initial structure amounts to  $\tilde{a}_{g,nc} = 0.321g$ , but decreases over time as well as the displacements  $D_{nc}$ . Fifty years after the corrosion initiation  $\tilde{a}_{g,nc}$  drops considerably due to the shear failure of critical columns. Due to using the equal displacement rule, which suggests that the mean ductility and the reduction factor of the idealized system have the same values, the degradation of the median seismic capacity is equal to that of the displacements  $D_{nc}$  and amount to around 17.5% if compared to the initial conditions.

**Fig. 11.5** The median peak ground acceleration at the NC limit state over time. The figure illustrates the calculated NC points versus the linear and power-law approximations of the median peak ground acceleration  $\tilde{a}_{g,nc}$  over time



### 11.3.3 Evaluation of the Fitting Parameters $\gamma$ , $\delta$ and $k$

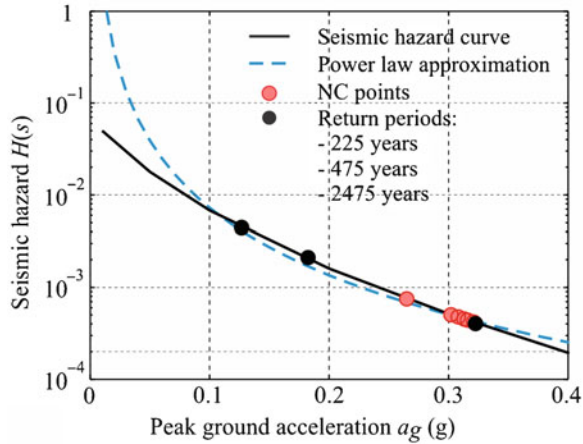
In the study, only the median peak ground acceleration  $\tilde{a}_{g,nc}$  was taken as time-dependent, while the dispersion measure  $\beta_{CRU}$  was considered constant over time. The parameters  $\gamma$  and  $\delta$ , which define the median peak ground acceleration  $\tilde{a}_{g,nc}$  as a function of time  $\tilde{a}_{g,nc}(t)$ , Eqs. 11.8 and 11.9, were determined by assuming two different types of approximation. The first choice was related to the simplest approach in which,  $\tilde{a}_{g,nc}(t)$  is approximated by a linear function. In this case  $\delta = 1$ , while parameter  $\gamma$  was determined by using the least square approach and amounts to  $\gamma = 7.56 \times 10^{-4}$ . The linear approximation of  $\tilde{a}_{g,nc}(t)$  significantly overestimates the calculated  $a_{g,nc}$  for time instants below 50 years and underestimates it for the case of 50 years (Fig. 11.5). At that time, the shear failures of the two critical columns contributed to the considerable drop in the seismic capacity as described before. Thus, a higher-order approximation of  $\tilde{a}_{g,nc}(t)$  is needed in order to model a nonlinear trend in the deterioration of the median seismic capacity over time with sufficient accuracy. The improved type of the approximation is based on the power-law function, as defined in Eq. 11.9. By considering the time interval from 0 to 50 years as the domain of the input time variable, over which the fitting process was performed, the values  $\gamma = 0.155 \times 10^{-5}$  and  $\delta = 2.62$  have been determined as representative for the power-law function parameters. Also in this case the fitting process has been performed by using the least square approach.

In Fig. 11.5 it can be observed that the power-law approximation of  $\tilde{a}_{g,nc}(t)$  is much more accurate than the linear approximation. Nevertheless, both types of the approximations were used and the differences between them have been compared in terms of the calculated seismic risk for the NC limit state.

In addition to the approximation of the median seismic capacity over time, the seismic hazard needs to be approximated by the power-law function in accordance



**Fig. 11.6** The seismic hazard curve and its power-law approximation. The calculated  $\tilde{a}_{g,nc}$  (red circle marks) are compared with those corresponding to the return periods of 225, 475 and 2,475 years



to Eq. 11.2. Note that for the adopted probabilistic formulation (Eqs. 11.8–11.12) only the parameter  $k$  needs to be explicitly defined, which could be done by a simple tangent line in log-log space (Cornell et al. 2002). Nevertheless, based on the previous study (Dolšek and Fajfar 2008a) it was decided to determine the parameters  $k$  and  $k_0$  by fitting the hazard curve over the interval from  $0.25 \times \tilde{a}_{g,nc|0}$  to  $1.25 \times \tilde{a}_{g,nc|50}$ , where  $\tilde{a}_{g,nc|0}$  is the median peak ground acceleration at which the NC limit state is violated for the initial structure, and  $\tilde{a}_{g,nc|50}$  is the corresponding median peak ground acceleration for the degraded structure after 50 years of degrading. The parameter  $k$ , which was determined by using the least square approach, amounted to  $k = 2.42$ . The value of  $k$  was used only when evaluating Eqs. 11.4 and 11.12, while  $H(\tilde{a}_{g,nc})$  (see Eq. 11.4) was determined directly from the hazard curve in order to partially eliminate the error which is the consequence of power-law approximation of the seismic hazard curve.

The seismic hazard curve, which corresponds to the South-East part of Slovenia, and its power-law approximation are presented in Fig. 11.6. The peak ground accelerations for return periods 225, 475 and 2,475 years are 0.127, 0.182 and 0.323 g, respectively, while the calculated median peak ground acceleration at the NC limit state for the initial structure is 0.321 g and decreases with time.

### 11.3.4 The Seismic Risk Estimates

The seismic risk was determined in terms of the expected number of exceedance of the NC limit state ( $\eta_{nc}$ ) and the instantaneous MAFs ( $\lambda_{nc}$ ). The values of  $\eta_{nc}$  and  $\lambda_{nc}$  were calculated by assuming the dispersion measures  $\beta_{CR}$  and  $\beta_{CU}$  equal to 0.68 and 0.28, respectively, for both the closed-form and the “exact” solution. These values have been preliminary estimated in one of the studies conducted by Dolšek (2009) as discussed in Sect. 11.2.1.

**Table 11.2** The expected number of exceedance events of the NC limit state. Estimated  $\eta_{nc}$  according to Eq. 11.4 is compared to the “exact” solution based on numerical integration of Eq. 11.7

Condition	Time $\Delta t$ (y)	Expected number of exceedance over time interval $\eta_{nc}$ ( $10^{-2}$ )			MAF $\lambda_{nc}$ ( $10^{-2}$ ) Eq. 11.4
		“Exact solution”	Power-law fit	Linear fit	
Corroded	1	0.16	0.20	0.20	0.20
	10	1.62	2.02	2.08	0.21
	20	3.27	4.06	4.28	0.22
	30	4.97	6.16	6.62	0.23
	40	6.72	8.37	9.11	0.25
	50	8.56	10.8	11.8	0.36
No deterioration	50	7.96	10.1	10.1	0.20
* $(x_{deg,50} - x_{nodeg,50})/x_{nodeg,50}$		7.5%	6.9%	16.8%	80%

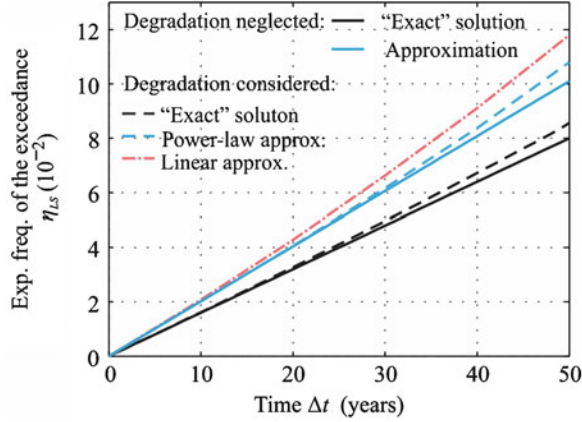
$x_{deg,50}$  and  $x_{nodeg,50}$   $x_{50}$  relate to the conditions after 50 years for the cases with and without consideration of the corrosion effects

The results for  $\eta_{nc}$  and  $\lambda_{nc}$  are presented in Table 11.2 for different time instants of the corroded structure, for the case of  $t = 50$  years without corrosion effects. Further, the results for  $\eta_{nc}$  are additionally compared between the “exact” (Eq. 11.7) and the two variants of the closed-form solutions that incorporate corrosion, i.e. by means of Eqs. 11.10–11.12 for the linear and power-law approximations of  $\tilde{a}_{g,nc}(t)$ . Comparing  $\eta_{nc}$  for the “exact” solution for  $t = 50$  years with the corresponding  $\eta_{nc}$  without consideration of corrosion, it can be observed that the impact of corrosion increases  $\eta_{nc}$  by about 7.5%. In this case it is predicted that the NC limit state would be reached, on average,  $8.56 \times 10^{-2}$  times in 50 years.

Slightly different results are observed if  $\eta_{nc}$  is estimated by using the closed-form solution based on the linear and power-law approximation of  $\tilde{a}_{g,nc}(t)$ . In that case, the values for  $\eta_{nc}$  are equal to 11.8 and  $10.8 \times 10^{-2}$ , respectively, for the linear and power-law approximation.

The differences between the results can be more clearly presented by plotting the expected number of exceedances as a function of time. In Fig. 11.7 it can be observed that  $\eta_{ls}$ , if estimated according to Eq. 11.4 and the power-law approximation of  $\tilde{a}_{g,nc}(t)$ , is overestimated by about 26% with respect to the value calculated by the numerical integration of Eq. 11.7. However, a detailed analysis showed that the differences in the results between the “exact” and the closed-form solution become negligible if the hazard curve in the process of the numerical integration is defined by the approximated power-law form and not with the actual seismic hazard curve. This means that the major part of the error of the closed form solution results from the approximate representation of the seismic hazard curve. Nevertheless, the power-law based approximation of  $\tilde{a}_{g,nc}(t)$  is sufficiently accurate for the prediction of the expected number of failures due to the deterioration effects. This, however, cannot be declared for the linear-based approximation, since it does not allow approximating the nonlinearities in the median peak ground acceleration  $\tilde{a}_{g,nc}$  over time.

**Fig. 11.7** The expected number of exceedances of the NC limit state over time. The results are presented for the approximate and the “exact” solution, with and without consideration of the capacity deterioration



Now, if we take a closer look at the results of the closed form solution based on the power-law approximation of  $\tilde{a}_{g,nc}(t)$ , it can be observed that the corrosion only slightly increases the calculated expected number of exceedances, i.e. by 6.9%. The explanation for that follows the fact that a great part of the structural loss happened after the 48th year. Thus, for the major part of the integration time interval, except for the last 2 years, only the lower seismic hazard levels are taken into account due to the higher seismic capacity (see Fig. 11.6). The associated increase in the expected number of the NC limit state violations represents a total sum of the structural failures over the entire considered time interval (50 years), and thus cannot be directly compared to the “instantaneous” reduction of seismic capacity or, for example, with the significant increase in the instantaneous MAF  $\lambda_{nc}$ . Note that MAF  $\lambda_{nc}$  at time instant 50 years increases for 80% if compared to the case where corrosion is neglected.

Therefore, the corrosion would have much larger effect on the seismic risk if evaluated for the next period of 50 years, what would be reasonable to do, since the use of the buildings is often extended over their design life. In doing so, the lower (un-conservative) estimate of the  $\eta_{nc}$  for the next period of 50 years can be based on a constant MAF  $\lambda_{nc} = 0.36 \times 10^{-2}$  calculated at  $t = 50$  years. Then the corrosion has significant effect since  $\eta_{nc}$  for the next 50 years exceeds  $\eta_{nc}$  for the first 50 years for about 67% and amounts:

$$\eta_{nc} = 0.0036 \cdot 50 = 0.18. \quad (11.14)$$

The accuracy of the results of the closed-from probabilistic formulation, which is adopted in this chapter, is likely to be very sensitive to the analytical approximations of the basic input variables. For example, the expected number of the exceedance events of the NC limit state over the time interval of 50 years equals  $\lambda_{nc} = 10.8 \times 10^{-2}$  if the seismic hazard curve is approximated for the interval from  $0.25 \times \tilde{a}_{g,nc}^0$  to  $1.25 \times \tilde{a}_{g,nc}^{\Delta t}$ . The value for  $\lambda_{nc}$  is estimated with a relative error

of 26%, if compared to the “exact” solution obtained by the numerical integration. It is revealed, however, that a better accuracy can be achieved, by shifting the upper bound of the interval to  $1.00 \times \tilde{a}_{g,nc}^{\Delta t}$ . In this case the expected number of the exceedance events over the time interval 50 years is estimated with relative error of 0.5% and amounts to  $\lambda_{nc} = 8.51 \times 10^{-2}$ . On the other hand, the type of the approximation of  $\tilde{a}_{g,nc}$  over time has only a minor influence on the results. For example, the results for  $\lambda_{nc}$  calculated based on the linear or the power-law-based approximations of  $\tilde{a}_{g,nc}$  over time differ only for about 9%.

## 11.4 Conclusions

A simplified methodology for probabilistic seismic performance assessment of buildings with consideration of the structural ageing process has been summarized in this chapter. The methodology is an extension of the SAC/FEMA and PEER probabilistic formulation for seismic risk estimation to make them applicable to deteriorating structures and can be easily applied within the N2 method. Generally, there are two basic simplifications that are considered. The first relates to the computational analysis of the structure, which is the most demanding part of the probabilistic analysis. Herein, the IDA was replaced by the N2 method, a relative simple nonlinear method, which involves pushover analysis in combination with the nonlinear response spectra. The second simplification in the presented methodology concerns the mathematical model of the corrosion. The model of the corrosion proposed is relatively simplified, since it involves only reducing the steel bar cross-sectional areas. Thus, the method allows quick estimates of the influence of the corrosion effects on the global seismic response parameters rather than using very accurate mathematical models of the corrosion phenomenon.

Within the presented case study, it was shown that the corrosion has only a moderate influence on the seismic risk estimates for the NC limit state. Still, the corrosion simply cannot be ignored if structures contain shear-critical members, something that tends to be the norm in older RC buildings. It is envisaged that further refinement of the adopted corrosion model with inclusion of concrete spalling and bond degradation will additionally increase the estimated seismic risk of ageing RC structures.

**Acknowledgements** The research presented in this chapter represents the continuation of the bilateral project with cooperation of the University of Ljubljana and University of Cyprus and it is based on the work supported by the Slovenian Research Agency within the framework of the project High-throughput computing environment for seismic risk assessment (<http://ice4risk.slo-projekt.info/>) (J2-0845-0792-08) and the young researcher program (1000-07-310190). This support is gratefully acknowledged.

## References

- Berto L, Vitaliani R, Saetta A, Simioni P (2009) Seismic assessment of existing RC structures affected by degradation phenomena. *Struct Saf* 31:284–297
- Carvalho EC, Coelho E (eds) (2002) Seismic assessment, strengthening and repair of structures. ECOEST2-ICONS report no. 2, European Commission-Training and Mobility of Research Programme
- Celarec D, Dolšek M (2010) A simplified method for seismic performance assessment of RC frames with consideration of epistemic uncertainties. In: Proceedings of the international symposium on reliability engineering and risk management (ISRERM 2010), Beijing
- CEN (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1. European Committee for Standardisation, Brussels
- CEN (2005) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Strengthening and repair of buildings. EN 1998-3. European Committee for Standardisation, Brussels
- Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch DA (2002) Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *J Struct Eng* 128(4):526–533
- Dolsek M (2009) Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Eng Struct Dyn* 38(6):805–825
- Dolšek M (2010) Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models. *Bull Earthquake Eng* 8 (6):1309–1329
- Dolšek M, Fajfar P (2008a) The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame—a probabilistic assessment. *Eng Struct* 30:3186–3192
- Dolšek M, Fajfar P (2008b) The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame—a deterministic assessment. *Eng Struct* 30:1991–2001
- Fajfar P (2000) A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra* 16(3):573–592
- FEMA, (2009), Quantification of building seismic performance factors, FEMA P-695 report, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC
- Jin W, Zhao Y (2001) Effect of corrosion on bond behaviour and bending strength of reinforced concrete beams. *J Zhejiang Univ Sci* 2(3):298–308
- McKenna F, Fenves GL (2004) Open system for earthquake engineering simulation. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, <http://opensees.berkeley.edu>
- Pantazopoulou SJ, Papoulia KD (2001) Modeling cover-cracking due to reinforcement corrosion in RC structures. *J Eng Mech* 127(4):342–351
- Peruš I, Poljanšek K, Fajfar P (2006) Flexural deformation capacity of rectangular RC columns determined by the CAE method. *Earthquake Eng Struct Dyn* 35:1453–1470
- Somerville G, Andrade C, Fagerlund G, Lagerblad B, Rodriguez J, Tuutti K (1992) The residual service life of reinforced concrete structures. <http://www.epicuro.co.uk/uploads/cr1-3.pdf>
- Stewart MG, Rosowsky DV (1998) Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks. *Struct Saf* 20:91–109
- Stewart MG, Vu KAT (2000) Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. *Struct Saf* 22:313–333
- Torres MA, Ruiz SE (2007) Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time. *Eng Struct* 29:2183–2192
- Val DV, Stewart MG, Melchers RE (1998) Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges. *Eng Struct* 20(11):1010–1019
- Vamvatsikos D, Cornell CA (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthquake Eng Struct Dyn* 31:491–514

- Vamvatsikos D, Cornell CA (2006) Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through Incremental dynamic analysis. *Earthquake Eng Struct Dyn* 35(9):1097–1117
- Vamvatsikos D, Dolšek M (2010) Equivalent constant rates for performance-based seismic assessment of ageing structures. *Struct Saf* 33(1):8–18. doi:[10.1016/j.strusafe.2010.04.005](https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2010.04.005)
- Vořechovský M, Novák D (2009) Correlation control in small-sample Monte Carlo type simulations I: A simulated annealing approach. *Probab Eng Mech* 24(2):452–462



## Simplified estimation of seismic risk for reinforced concrete buildings with consideration of corrosion over time

Daniel Celarec · Dimitrios Vamvatsikos ·  
Matjaž Dolšek

Received: 15 February 2010 / Accepted: 15 December 2010 / Published online: 24 February 2011  
© Springer Science+Business Media B.V. 2011

**Abstract** Throughout the world, buildings are reaching the end of their design life and develop new pathologies that decrease their structural capacity. Usually the ageing process is neglected in seismic design or seismic risk assessment but may become important for older structures, especially, if they are intended to be in service even after they exceed their design life. Thus, a simplified methodology for seismic performance evaluation with consideration of performance degradation over time is presented, based on an extension of the SAC/FEMA probabilistic framework for estimating mean annual frequencies of limit state exceedance. This is applied to an example of an older three-storey asymmetric reinforced concrete building, in which corrosion has just started to propagate. The seismic performance of the structure is assessed at several successive times and the instantaneous and overall seismic risk is estimated for the near collapse limit state. The structural capacity in terms of the maximum base shear and the maximum roof displacement is shown to decrease over time. Consequently, the time-averaged mean annual frequency of violating the near-collapse limit state increases for the corroded building by about 10% in comparison to the typical case where corrosion is neglected. However, it can be magnified by almost 40% if the near-collapse limit state is related to a brittle shear failure, since corrosion significantly affects transverse reinforcement, raising important questions on the seismic safety of the existing building stock.

**Keywords** Seismic risk · Capacity degradation · Corrosion · Reinforced concrete frame · Performance-based earthquake engineering · Static pushover

---

This article is based on short paper presented at the COMPDYN 2009 Conference (Rhodes, Greece).

D. Celarec · M. Dolšek (✉)  
University of Ljubljana, Ljubljana, Slovenia  
e-mail: mdolsek@ikpir.fgg.uni-lj.si

D. Vamvatsikos  
University of Cyprus, Nicosia, Cyprus



## 1 Introduction

Structures are exposed to aggressive environmental conditions which may cause different types of structural damage. For example, wind, waves, corrosive environment, extreme temperatures and earthquakes are the influences that can impact many existing structures every day. Such environmental conditions can cause corrosion or material fatigue that may lead to the extensive deterioration of mechanical properties of structural elements. Consequently, the structural capacity degrades over time and considerable costs have to be incurred just to maintain the serviceability of a structure and to assure its resistance to the loads that it was designed for.

Driven by the frequent failures of bridge structures, the influence of corrosion on their traffic load capacity has been widely researched. There, the effects of ageing are more severe since the entire structure is exposed to the environment. Different studies (Val et al. 1998; Estes and Frangopol 2001) show that deterioration of performance resulting from reinforcement corrosion could have a significant effect on both serviceability and ultimate limit state of bridge structures, and thus, have to be properly considered in system reliability assessments. Until recently, most work has focused on the assessment of aseismic bridges, but the latest studies (Choe et al. 2009; Kumar et al. 2009) demonstrate that the effect of corrosion becomes even more meaningful if the bridges are subjected to the seismic load. Less has been done for buildings, especially to quantify their degrading performance under seismic loads (e.g. Berto et al. 2009). Thus, we propose to investigate the effect of environmental corrosion on the seismic behaviour of reinforced concrete (RC) buildings in performance-based earthquake engineering terms. This effort becomes especially significant for older RC structures designed and constructed in the 1950–1960 era that are nearing the end of their nominal design life. The fundamental understanding of the effect of weathering on our ageing infrastructure will help us actually understand the performance of the structures during their entire life, not just when they are still intact.

The corrosion of reinforcement, which arises from carbonation phenomena and chloride-induced penetration, is one of the most important sources of deterioration for RC members (Val and Stewart 2009). The deterioration process related to the corrosion of reinforcement in general comprises two parts, that is, the corrosion initiation and corrosion propagation. The corrosion initiation is the process of diffusion and direct ingress of aggressive agents (e.g. chloride or carbon dioxide) through protective cover and cracks, while the corrosion propagation, which starts when the concentration of those agents at bar surface exceeds a threshold level, is related to formation of different damage in structural elements, such as loss of cross-sectional area of reinforcing steel, reduction of ductility and mechanical properties of reinforcing, reduction of bond and crack propagation like spalling and delamination of concrete protective cover caused by extensive corrosion products (Val and Stewart 2009).

Although models that consider all of the above-mentioned phenomena do exist, they can be cumbersome. For the purposes of our study, several simplifications were made in order to provide a simple and efficient estimate of the influence of corrosion on the seismic risk of RC structures. Therefore, a uniform corrosion was adopted along the longitudinal and transverse reinforcement bars of exposed structural elements, a simple model compared to more accurate spatial non-homogeneous pitting corrosion (Stewart 2009). The concrete spalling and reduction of maximum bond stress between concrete and reinforcement (Berto et al. 2009) bar were not included in the model. In other words, corrosion only influences the diameter of the steel bar. Also, the evaluation of the time to corrosion initiation, which depends on a large number of parameters such as the composition of concrete, its porosity and microstructure,

the degree of pore saturation and the exposure conditions (Val and Stewart 2009), was not considered; we are focusing on an existing structure in which the corrosion process has just started to propagate. Therefore, the seismic risk was estimated for a time period of 50 years, starting from the initiation of corrosion in the structure. Such a simplified approach can be used for estimating the seismic risk in existing structures, which are expected to be in service well beyond the time that corrosion has set in, as typically happens when they exceed the lifetime that they were designed for.

Based on these simplifying assumptions, it would be attractive to use a closed-form expression to evaluate the performance of an ageing structure in terms compatible with current performance-based earthquake engineering concepts, i.e. in terms of the mean annual frequency (MAF) of exceeding a given limit state. One candidate is the engineering demand parameter (EDP) based methodology introduced by Torres and Ruiz (2007) that will be used for structural reliability evaluation in combination with the simplified seismic performance assessment method (Fajfar 2000; Dolšek and Fajfar 2007, 2008). It is based on the SAC/FEMA probabilistic framework proposed by Cornell et al. (2002), in addition to which, the structural capacity is considered to change in time. Similarly, an intensity measure (IM) based formulation is also considered as an alternative (Vamvatsikos and Dolšek 2010). Both are able to provide an expected number of limit-state exceedance events and the overall time-averaged MAF over the period of interest that can be compared to typical acceptable rates of exceedance, e.g. the ubiquitous 2 or 10% in 50 years.

In the following sections, the proposed methodology is applied to an existing three-storey asymmetric non-ductile RC frame building. Our aim is to walk the reader through all the steps of a practical application on a realistic structure, taking shortcuts and making simplifications where appropriate to derive a basic result that can help us determine whether corrosion is worth considering when estimating the seismic performance of a given structure. Let us begin by briefly summarising the probabilistic framework.

## 2 Summary of probabilistic framework

Existing methods for structural performance assessment, such as that proposed by Cornell et al. (2002), are usually based on the estimation of mean annual frequency (MAF) of violating the designated limit states or performance goals, where the resulting MAFs are assumed to remain constant throughout the design life of the structure. The MAF of exceedance of predefined limit states during any given time interval is then equal to the instantaneous MAF at any time. However, this cannot be the case under severe weathering conditions, where significant performance degradation is expected to take a place and as a consequence the MAF increases with time. Thus, additional effort has to be done to account for performance degradation over time.

Since the numerical evaluation of the time integral adds another layer of complexity, simplified methods for structural reliability evaluation considering the performance degradation over time have recently been developed. In the present study we primarily use the reliability framework introduced by Torres and Ruiz (2007). Their method is a straightforward extension of the probabilistic framework proposed by Cornell et al. (2002), with the added assumption that the structural capacity  $C(\tau)$  is a random variable with a probability density function  $f_C(c|\tau)$ , which changes with time. Therefore the conditional probability of failure  $P[C(\tau) < D|y, \tau]$  is also a function of time and the expected number of limit state exceedance events within the time interval  $(t_0, t_0 + \Delta t)$  can be expressed as:

$$E[\eta(t_0, \Delta t)] = \int_{t_0}^{t_0+\Delta t} \int_0^\infty \int_0^\infty \left| \frac{dH(y)}{dy} \right| P[C(\tau) < D|y, \tau] f_C(c|\tau) dy dc d\tau, \tag{1}$$

where  $P[C(\tau) < D|y, \tau]$  is the conditional probability of seismic capacity being less than demand at a given seismic intensity  $y$  and time instant  $\tau$ ,  $f_C(c|\tau)$  is the conditional probability density function of seismic capacity  $C$  at time instant  $\tau$ , and  $|dH(y)/dy|$  is the absolute value of the derivative of the seismic hazard curve. The analytical solution of Eq. (1) provides two different formulations, which were both used in our study, that is, the Engineering Demand Parameter (EDP) based formulation and the Intensity Measure (IM) based formulation, which differentiate on how the seismic demands ( $D$ ) and structural capacities ( $C$ ) are defined. The formulations are explained in more detail in the following sections.

### 2.1 The EDP based formulation

The EDP based formulation, proposed by Torres and Ruiz (2007), is based on the engineering demand parameter, i.e. a measure of the structural response. In that case, Eq. (1) can be expressed in closed form, similarly as derived by Cornell et al. (2002). The expected number of limit state exceedance events  $\eta_{edp}$  over the time interval  $(t_0, t_0 + \Delta t)$  and the average MAF  $\lambda_{edp}^{AVG}$  can then be written as:

$$\eta_{edp}(t_0, \Delta t) = H(\hat{a}_{g,ls}^0) \times \exp \left[ \frac{k^2}{2 \cdot b^2} (\beta_{DR}^2 + \beta_{CR}^2 + \beta_{DU}^2 + \beta_{CU}^2) \right] \times \Omega(t_0, \Delta t), \lambda_{edp}^{AVG} = \frac{\eta_{edp}}{\Delta t}, \tag{2}$$

where  $H(\cdot)$  is the mean seismic hazard function,  $k$  is the parameter of the power-law approximation to the hazard curve,  $\beta_{DR}$  is the dispersion measure for aleatory randomness in displacement demand,  $\beta_{CR}$  is the dispersion measure for aleatory randomness in displacement capacity,  $\beta_{DU}$  and  $\beta_{CU}$  are, respectively, the dispersion measures for epistemic uncertainty in displacement demand and capacity, and  $b$  is the exponent of the approximate power-law relationship between the IM and EDP.  $\hat{a}_{g,ls}^0$  is the seismic intensity measure, in our case the peak ground acceleration, related to the median of the limit state capacity  $\hat{C}(t_0)$  at the beginning of the evaluation time interval  $(t_0, t_0 + \Delta t)$ , and  $\Omega$  is a derived parameter covering the specified time interval:

$$\hat{a}_{g,ls}^0 = \left( \frac{\hat{C}(t_0)}{a} \right)^{\frac{1}{b}} \tag{3}$$

$$\Omega(t_0, \Delta t) = \frac{(\alpha + \beta \cdot t_0)}{\beta} \frac{b}{(b - k)} \left[ \left( 1 + \frac{\beta \cdot \Delta t}{\alpha + \beta \cdot t_0} \right)^{1 - \frac{k}{b}} - 1 \right]. \tag{4}$$

The simplified approach presented above is based on several assumptions. The hazard curve has to be approximated considering an appropriate interval around  $\hat{a}_{g,ls}^0$ , and the relationship between the IM and the EDP has to be fitted around the  $\hat{C}(t_0)$ , both accomplished by the following power-law expressions:

$$H(\hat{a}_g) = k_0 \cdot \hat{a}_g^{-k}, \hat{D}(t) = a \cdot \hat{a}_g^b. \tag{5}$$

Additionally, the median capacity  $\hat{C}(t)$  is assumed to vary linearly with time:

$$\hat{C}(t) = \alpha + \beta \cdot \Delta t, \alpha > 0 \quad \text{and} \quad \beta \leq 0, \quad (6)$$

where  $\alpha$  in  $\beta$  are the parameters defining the linear function (note, that parameter  $\beta$  without subscripts has no relation with those defining dispersion measures in Eq. (2)). It is also assumed that all dispersion measures and the parameters of the relationship between the IM and the EDP ( $a, b$ ) are constant over the integration time interval  $\Delta t$ . The demand  $D(t)$  and capacity  $C(t)$  are assumed to be lognormally distributed. The dispersion measures related to demand and capacity are therefore defined as the standard deviation of the logarithm of the demand and capacity, respectively.

The assumption of time-independent dispersion measures is not entirely accurate. It is expected in reality that dispersion increases over time, since prediction of seismic response parameters of an aging structure becomes more uncertain. However, assumption of time-independent dispersion measure leads to a simple solution with a low error since average dispersion measures, which incorporate the impact of aging process, can be estimated and used in the process of risk assessment. Also an assumption that the parameters of the demand are constant over time can be argued for the case of presented methodology. However, the parameter  $b$  practically does not vary over time. Namely, the “equal displacement rule” applies for wide range of structures in the case of the N2 method. In addition, also parameter  $a$  is practically constant due to the fact that the corrosion of reinforcement, as modelled in the case of presented example, practically does not affect the stiffness of the structure.

Among the above issues, the methodology is subject to some other well known limitations (Cornell et al. 2002), namely, (a) the assumption of constant response dispersion for all intensity levels, and (b) the power-law approximations for the seismic hazard curve and for the relationship between seismic intensity and structural demand (Eq. (5)). Such errors can be reduced by estimating the parameters ( $\beta$ -dispersions,  $a, b$  and  $k, k_0$ ) separately for each individual limit state (see Sect. 3.4). Further, the assumption that the seismic capacity changes linearly with time is justified only for systems for which the effect of degradation does not become overwhelming over time. The latter issue and the problem associated with the assumption that the dispersion measures in seismic demand and capacity are constant over the whole integration time interval can be partly resolved by the improved version of the equations available in Vamvatsikos and Dolšek (2010).

## 2.2 The IM based formulation

Unlike the case of the EDP formulation, the IM based approach (e.g. Cornell et al. 2002) requires structural capacity expressed in terms of the earthquake intensity measure, which can be for example, the spectral acceleration  $S_a$  or the peak ground acceleration  $a_g$ . This alternative formulation has several theoretical advantages compared to the standard EDP-based formulation. For example, an approximation of the relationship between the seismic intensity measure and engineering demand parameter is not needed, and the IM based formulation also does not require any correlation assumptions between demand and capacity.

Starting again from Eq. (1) and using similar assumptions to those presented earlier, (Vamvatsikos and Dolšek 2010) have derived the expression for the expected number of limit state exceedance events  $\eta_{\text{edp}}$  over the time interval  $(t_0, t_0 + \Delta t)$  and the average MAF  $\lambda_{\text{im}}^{\text{AVG}}$  as follows:

$$\eta_{im}(t_0, \Delta t) = H(\hat{a}_{g,ls}^0) \cdot \exp\left[\frac{k^2}{2}(\beta_{Rag}^2 + \beta_{Uag}^2)\right] \times \frac{\hat{a}_{g,ls}^0}{\gamma \cdot (1 - k)} \left[\left(1 + \frac{\gamma \cdot \Delta t}{\hat{a}_{g,ls}^0}\right)^{1-k} - 1\right], \lambda_{im}^{AVG} = \frac{\eta_{im}}{\Delta t} \tag{7}$$

where  $H(\cdot)$  is the mean seismic hazard function,  $k$  is the parameter of the hazard curve approximation,  $\beta_{Rag}$  and  $\beta_{Uag}$  are the dispersion measures in intensity measure for randomness and uncertainty, and  $\hat{a}_{g,ls}^0$  is the median peak ground acceleration corresponding to the predefined limit state (e.g. near collapse limit state). Note that parameters  $\hat{a}_{g,ls}^0$  of the Eq. (2) and Eq. (7) are in general different, since in the first case the  $\hat{a}_{g,ls}^0$  is determined indirectly through EDP-capacity whereas in the later case it is determined directly through IM-capacity.

Expression (7) was derived considering the assumption that structural capacity  $\hat{C}(t)$  varies linearly in time. For mathematical convenience it was assumed that value of that linear function at time  $t_0$  corresponds to the structural capacity at the same time, which is a further simplification compared to the [Torres and Ruiz \(2007\)](#) formulation. Thus, the linear function of structural capacity  $\hat{C}(t)$  is defined with a single parameter  $\gamma$  only:

$$\hat{C}(t) = \hat{C}(t_0) + \gamma \cdot \Delta t, \gamma \leq 0, \tag{8}$$

where  $\gamma$  defines the slope of the linear function.

It is worth to emphasize that the IM-based formulation has an advantage in comparison to the EDP-based formulation, since in the case of the IM-based formulation the capacity is expressed in terms of the seismic intensity, which is determined by consideration of both the degradation of deformation capacity over time and its impact on displacement demand that increased due to the aging process, the latter being neglected in the case of the EDP-based formulation. Further explanation on that issue is given in [Sect.3.4](#).

### 2.3 Simplified method for seismic performance assessment of structures

Determination of the relationship between the seismic intensity measure and the engineering demand parameter may become extremely time-consuming. This is especially the case if the structural response is estimated with nonlinear dynamic analysis, which, even for a single instant in the building’s lifetime, has to be performed for several intensity measures and different ground motion records, e.g. with incremental dynamic analysis (IDA) ([Vamvatsikos and Cornell 2002](#)), in order to capture randomness due to earthquakes. In addition, analyses will have to be performed for different times within the lifetime of interest to capture the effect of corrosion. Therefore, for practical application, simplified analysis methods become very attractive. In our study, the time-dependent relationship between the seismic intensity measure and the engineering demand parameter was determined with the incremental N2 analysis (IN2) ([Fajfar 2000](#); [Dolšek and Fajfar 2007](#)). It is a simplified nonlinear method for seismic performance assessment of structures and represents an alternative to IDA ([Vamvatsikos and Cornell 2002](#)).

The procedure for determination of the IN2 curve is explained elsewhere ([Dolšek and Fajfar 2007](#)). For common structural systems with moderate or long fundamental period(s) the IN2 curve results in a straight line. In this case the “equal displacement rule” applies, i.e.  $b = 1.0$  (Eq. 5), up to the “failure” point, which is conservatively represented by the near collapse limit state. After “failure”, the IN2 curve becomes a horizontal line. In more general cases, the IN2 curve can be approximated in the same way as a mean IDA curve, i.e. from

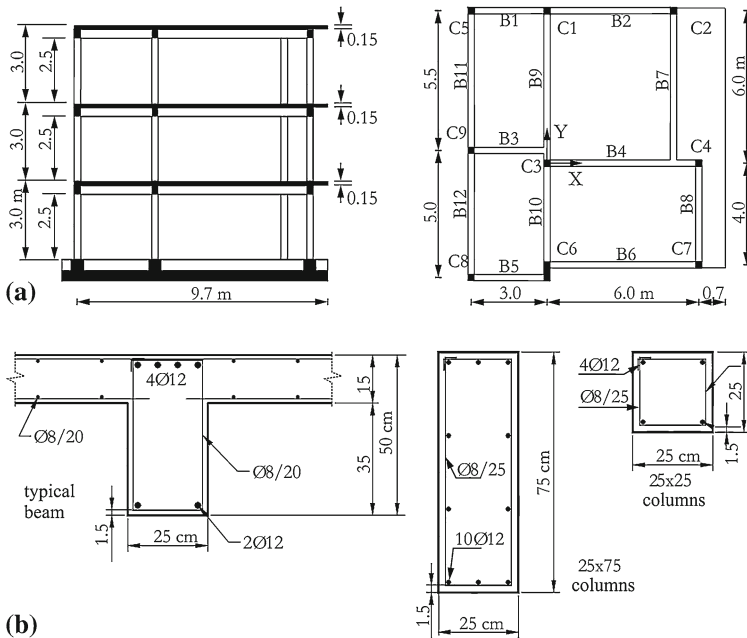
two points of the actual curve, e.g. from the points representing the damage limitation and near collapse limit states, or by regression over several discrete points.

Since the IN2 curve is only a “central” (mean or approximately median) result, it does not contain any dispersion information. Therefore the dispersion values for randomness in displacement demand  $\beta_{DR}$  and displacement capacity  $\beta_{CR}$  cannot be determined. A possible alternative is using SPO2IDA instead, a simple-to-use tool that employs complex R- $\mu$ -T relationships to provide the median and the 16<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> fractiles of demand or capacity (Vamvatsikos and Cornell 2006). This allows the estimation of both the needed median dispersion of capacity for complex pushover shapes and will provide accurate results. Alternatively, they can be estimated directly by performing IDA for the equivalent SDOF system as also shown in Dolšek and Fajfar (2007). Still, our pushover shapes are practically elasto-plastic, allowing the use of existing results from other works, (e.g. Dolšek and Fajfar 2007; Ruiz-Garcia and Miranda 2003), who have found that the coefficient of variation for the displacement of such SDOF systems varied from 0.4 for structures with a moderate or long natural period, to 0.7 for structures with a short predominant period. The determination of dispersion measures for uncertainty in displacement demand  $\beta_{DU}$  and capacity  $\beta_{CU}$  is in general possible to determine with the IN2 method, but requires a probabilistic structural model, i.e. a model with appropriate consideration of parameter uncertainties, which is not within the scope of this paper. For a simplified approach, it is convenient to predetermine the dispersion measures for uncertainty. For example, dispersions for steel frames have been proposed in the FEMA 350 (2000). They may serve as rough estimates also for some other structural systems. For example, the total uncertainty dispersion measure  $\beta_{UT} = (\beta_{DU}^2 + \beta_{CU}^2)^{0.5} = 0.35$  was applied for a global inter-story drift evaluation in the case of low-rise buildings within the SAC/FEMA seismic performance evaluation (Yun et al. 2002). The dispersions in intensity measure due to randomness and modelling uncertainties for different types of structural systems and for the IM based approach were recently proposed in FEMA P695 (2009). The values for record-to-record and modelling-related variability are in range of 0.35 to 0.45 for randomness and 0.2 to 0.65 for uncertainties.

### 3 Example of the three-storey RC frame building

As an example of our methodology, we will estimate the seismic risk for an existing frame building, in which the reinforcement corrosion has just initiated. The structure is located in a region of moderate seismic hazard and high level of reinforcement corrosion risk area, a typical scenario for most coastal areas in the Mediterranean. The objective of the analysis is to estimate the increase in seismic risk for two predefined near-collapse limit states as the associated structural performance degrades with time.

The structure was analysed at different time instants ( $t_0 + \Delta t$ ), in which  $t_0$  relates to the initial condition of the existing structure, when corrosion attack was detected, and  $\Delta t$  is the time interval during which the propagation of corrosion is taking place. Since the evaluation interval is taken to be [0, 50yrs],  $t_0$  was set to zero in Eqs. (2), (4) and (8). For the discussions to follow, the term “initial structure” will relate to the structure at time  $t_0$ , at which it was assumed that reinforcement corrosion did not affect the structural capacity yet, and the term “degraded structure” will relate to the structure affected by corrosion at selected time instants  $\Delta t$ .



**Fig. 1** **a** The elevation and plan view of example structure, and **b** typical cross-sections and reinforcement in columns and beams

### 3.1 Description of the structure and model

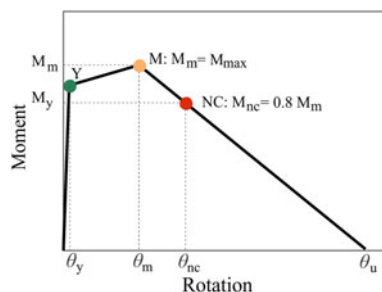
The example structure is a three-storey asymmetric reinforced concrete frame building. This structure was pseudo-dynamically tested within the European research project SPEAR (Seismic performance assessment and rehabilitation of existing buildings, M. Fardis and P. Negro, coordinators) and analysed in previous studies (e.g. Fajfar et al. 2006). The elevation, the plan of the building and the reinforcement of typical cross sections of the columns and beams are shown in Fig. 1. The structure was designed for gravity loads only.

The columns and beams of the structure were modelled by one-component lumped plasticity elements, which consist of an elastic beam-column element and two inelastic rotational hinges at the ends, defined by a moment-rotation relationship. These relationships were determined for the columns by properly taking into account their axial load and its interaction with the moment capacity. Gravity loads for this RC structure amounted to 6.3 kN/m<sup>2</sup> and 6.2 kN/m<sup>2</sup> for first two stories and top storey, respectively.

Rigid diaphragms were assumed at the floor levels due to monolithic RC slabs. Consequently the masses were lumped at the mass centres. The lumped masses and the corresponding mass moments of inertia amounted to 65.5 t and 1,196 tm<sup>2</sup> for the first two stories, and 64.1 t and 1,254 tm<sup>2</sup> for the top storey, respectively. The centreline dimensions of the elements were used with the exception of beams which are connected eccentrically to the column C6. Using centreline dimensions, the storey heights of 2.75 and 3.0 m, respectively, for the first and upper two storeys, were assumed.

A schematic moment-rotation relationship is shown in Fig. 2. The yield ( $M_y$ ) and maximum moment ( $M_m$ ) was determined from appropriate section analysis. The characteristic rotations, which describe the moment-rotation envelope of a plastic hinge, were determined according to the procedure described by Fajfar et al. (2006). The zero moment point was

**Fig. 2** Schematic moment-rotation relationship of a plastic hinge in columns and beams



assumed to be at the mid-span of the columns and beams. Therefore the rotations  $\theta_y$  for moment-rotation envelopes of columns and beams were calculated using the formula:

$$\theta_y = \frac{M_y \cdot l_{span}}{6 \cdot E \cdot I_{eff}}, \tag{9}$$

where  $l_{span}$  is the length of a beam or column,  $E$  is the modulus of elasticity and  $I_{eff}$  is the effective moment of inertia of the element (0.5I).

The near collapse rotation  $\theta_{nc,c}$  in the columns, which corresponds to a 20% reduction in the maximum moment, was estimated by means of the Conditional Average Estimator (CAE) method (Peruš et al. 2006), whereas the near collapse rotation for hinges in beams  $\theta_{nc,b}$  were determined using the formula defined in Eurocode 8 (CEN 2005):

$$\theta_{nc,b} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \cdot \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1.25^{100\rho_d}). \tag{10}$$

where  $\gamma_{el}$  is equal to 1.0 (mean values), parameter  $v$  is the normalised axial load (for beams  $v = 0$ ),  $\omega$  and  $\omega'$  are the mechanical reinforcement ratios of the tension and compression longitudinal reinforcement, respectively,  $f_{cm}$  and  $f_{yw}$  are the mean strength of concrete (MPa) and yield strength of steel (MPa), respectively,  $\rho_{sx}$  is the ratio of transverse steel parallel to the direction of loading,  $\rho_d$  is the steel ratio of diagonal reinforcement in each diagonal direction and  $\alpha$  is the confinement effectiveness factor. All beams are defined as members without detailing for earthquake resistance. Therefore the rotations at near collapse limit state  $\theta_{nc,b}$  are multiplied by 0.825. The post-capping or negative-stiffness part of moment-rotation envelope is determined under the assumption that the ratio between the ultimate rotation  $\theta_{u,b}$  and rotation at maximum moment  $\theta_{m,b}$  is 3.5.

The degradation of capacity over time was modelled only via the simplified model of corrosion of longitudinal and transverse reinforcement in the external (i.e. exposed) elements of the structure. In general, the corrosion decreases the diameter of reinforcement and the bond stress between the concrete and steel bars. The later phenomenon and as well as spalling of concrete were not considered in this stage of the study. Therefore in our model the corrosion influences only the diameter of the steel bar. The reduced diameter  $D_{rb}(t)$  of a reinforcing steel bar with initial diameter of  $D_b$  (mm), which is subjected to corrosion for a time period (years)  $\Delta t = t - t_0$  ( $t_0$  relates to the initial condition of the building and is equal to 0) is, according to Pantazopoulou and Papoulia (2001):

$$D_{rb} = D_b - 0.023 \cdot i_{corr} \cdot \Delta t, \tag{11}$$



where  $i_{\text{corr}}$  represent the mean annual corrosion current per unit anodic surface area of steel ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ). In our analysis the corrosion current  $i_{\text{corr}} = 1.2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  was considered, which corresponds to a high level of reinforcement corrosion (Pantazopoulou and Papoulia 2001).

In order to determine the structural capacity as a function of time, six structural models  $M_0, M_{10}, M_{20}, M_{30}, M_{40}$  and  $M_{50}$  were prepared on the OpenSees platform (McKenna and Fenves 2004) in combination with the PBEE toolbox (Dolsek 2010). These correspond to the initial condition of the building at time  $t_0 = 0$  and to the degraded structure (affected by corrosion) after 10, 20, 30, 40 and 50 years of corrosion propagation, respectively. The first three modal periods of the initial 3D structure are:  $T_1 = 0.80 \text{ s}$ ,  $T_2 = 0.67 \text{ s}$  and  $T_3 = 0.54 \text{ s}$  and only slightly change with time as the corrosion insignificantly reduces the stiffness. Therefore, the increase of the natural periods over time is negligible. Note that the period  $T_2$  and the associated mode shape actually correspond to the first translational mode in the Y direction. Therefore the second mode shape will be exclusively used for applying the N2 method.

### 3.2 Definition of the limit states and nonlinear static analyses

The MAF of exceedance was determined for a near collapse limit state and for additional limit state which is related to the potential brittle failure and defined by a storey shear demand/capacity ratio (DCR) equals 0.5. The reason for such a definition of the second limit state is described later on in this Section.

According to European standard Eurocode 8 (CEN 2005) the near collapse (NC) limit state at the element level is defined with the ultimate rotation  $\theta_{\text{nc}}$ , which corresponds to 20% drop of moment in the softening range of the moment-rotation relationship (Fig. 2), and it is related to a ductile collapse mechanism. The NC limit state can also be defined on the basis of the shear strength, which is related to a brittle collapse mechanism. In this case the shear strength (capacity) of an element was calculated according to Eurocode 8 (CEN 2005):

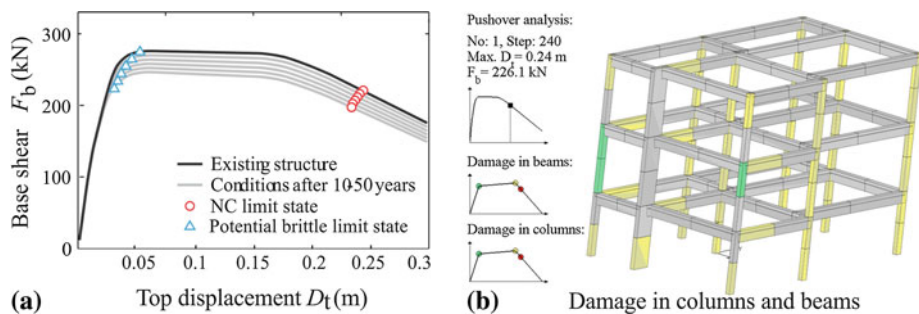
$$V_R = \frac{1}{\gamma_{\text{el}}} \left[ \frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min\left(5; \mu_{\Delta}^{\text{pl}}\right)\right) \right] \cdot \left[ 0.16 \max(0.5; 100\rho_{\text{TOT}}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_W \right], \quad (12)$$

where  $\gamma_{\text{el}}$  was assumed 1.0 in order to get the mean value of the shear strength,  $h$  is the depth of cross-section,  $x$  is the height of compressive zone,  $L_V$  is the moment-shear ratio ( $M/V$ ),  $A_c$  is the cross-section area calculated as  $b_w \cdot d$ ,  $f_c$  is the concrete compressive strength,  $\rho_{\text{tot}}$  is the total longitudinal reinforcement ratio and  $V_w$  is the contribution of transverse reinforcement to shear resistance, taken as equal to:

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}, \quad (13)$$

where  $\rho_w$  is the transverse reinforcement ratio,  $b_w$  is the width of the rectangular web of the cross-section,  $z$  is the length of the internal lever arm and  $f_{yw}$  is the yield stress of the transverse reinforcement.

Since the limit state at the building level is not defined in the European standard it was simply assumed that the near collapse limit state appears whether the base shear strength of structure, in relation to its static pushover curve, reduces to 20% of its maximum value, or the storey shear demand/capacity ratio (DCR) at any storey is equal or exceeds 1. Such definition is needed since the elastic model of shear was used in the analysis. In this place it is worth to emphasize that the structure under investigation is not sensitive to a brittle failure



**Fig. 3** **a** the pushover curves for different time instants and the points indicating the NC and potential brittle limit state and **b** the damage in columns and beams at NC limit state for initial condition ( $t_0$ )

**Table 1** The values for the maximum base shear  $F_{max}$  and the roof displacements corresponding to the NC and potential brittle limit state

Condition	Time instant $\Delta t$ (y)	Max. load $F_{max}$ (kN)	NC limit state $D_{nc}$ (m)	Potential brittle limit state $D_{pb}$ (m)
Initial	0	278	0.244	0.053
Corroded	10	272	0.242	0.046
	20	266	0.240	0.041
	30	260	0.238	0.037
	40	254	0.236	0.034
	50	248	0.235	0.031
$(F_{max,50} - F_{max,0})/F_{max,0}$		-10.8%	-	-
$(D_{ls,50} - D_{ls,0})/D_{ls,0}^a$		-	-3.7%	-42%

<sup>a</sup>  $D_{ls}$  corresponds to the displacements at NC or potential brittle limit state

(shear DCR never exceeds 1) although corrosion significantly affects transverse reinforcement. However, we wanted to show how much the reduction of transverse reinforcement due to corrosion affects the MAF of violating the potential brittle limit state. Therefore, the MAF was estimated for an additional limit state (i.e. a potential brittle limit state), which is defined by a storey shear demand/capacity ratio (DCR) at any storey equals 0.5. Note that this limit state limit state is not related to near collapse limit state, but is a good indicator of the effect of corrosion on a potential shear failure.

In general, nonlinear static analysis is performed independently in the X and Y direction. For brevity, results are presented only for pushover analysis in the Y direction of the global coordinate system that is in the positive direction of the strong side of column C6 (Fig. 1). The influence of the unsymmetrical plan of the structure on the results of the analyses is practically negligible. The imposed horizontal loads were determined by the product of storey masses and modal shape (Fajfar 2000), and are presented later in Sect. 3.3. The displacement of the structure was monitored at the mass centre at the roof.

The nonlinear static (pushover) analyses were performed for six structural models ( $M_0, M_{10}, \dots, M_{50}$ ), starting with the conditions of the initial structure, and then simulating structural response after every 10 years, to provide the capacity of the structure as a function of time. The results of the nonlinear static analysis (pushover curves) are presented in Fig. 3. The values for the maximum load resistance  $F_{max}$  and the associated displacements  $D_{nc}$  and  $D_{pb}$ , which correspond to the NC limit state and potential brittle limit state, are presented in Table 1.

The base shear strength versus weight ratio starts at 14% for the initial structure and decreases with age under the influence of the corrosion. After 50 years of corrosion propagation the strength of the structure is reduced by about 11%. The difference in the roof displacement in the NC limit state due to ageing of the structure is not as important as the difference in the strength of the structure as it only amounts to 3.7%. The reason is that area of the longitudinal reinforcement does not have an important influence on the ultimate rotation in plastic hinges (Fig. 3). On the other hand the roof displacement that corresponds to the potential brittle limit state is significantly reduced by about 42%.

### 3.3 Seismic capacity at different time instants

The definition of the structural capacity as a function of time differs depending on the probabilistic formulation. The EDP based formulation requires the structural capacity expressed in terms of an appropriate engineering demand parameter, whereas the IM based formulation depends on the structural capacity being expressed via the intensity measure, e.g. peak ground acceleration or spectral acceleration.

In the case of the EDP-based formulation, the structural capacity is defined in terms of the maximum roof displacement that corresponds to the predefined limit states, whereas for the IM-based formulation, the structural capacity is defined with the lowest peak ground acceleration that causes violation of each limit state. The relation between the maximum roof displacement and the peak ground acceleration is computed with the N2 method (Fajfar 2000) for the seismic load, which is defined with the elastic response spectrum according to Eurocode 8 (CEN 2004) for soil class C ( $S = 1.15, T_C = 0.6s$ ).

The roof displacements that correspond to the separate limit states were already reported in Sect. 3.2. In this Section determination of peak ground acceleration capacity  $a_{g,nc}$  is explicitly demonstrated only for the NC limit state and for the initial building condition, i.e. for model  $M_0$ , while for degraded structures and for the potential brittle limit state only the final results are presented.

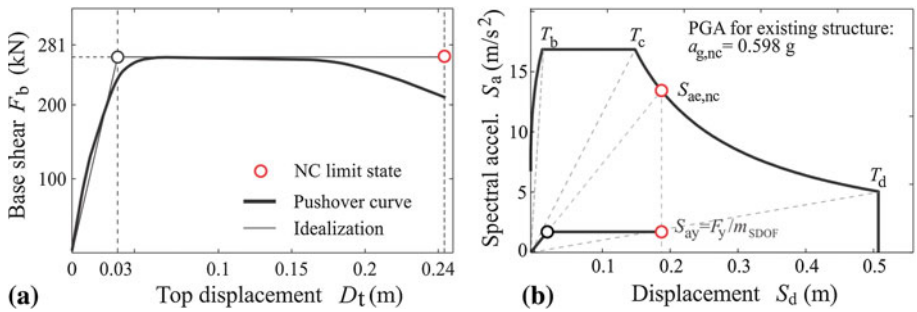
Once the results of pushover analysis are available, the pushover curve has to be idealized as shown in Fig. 4a in order to determine the properties of the equivalent single degree of freedom (SDOF) model. The results of this idealization are the yield force  $F_y$  and yield displacement  $D_y$ . The properties of the SDOF system are then determined by dividing the corresponding properties of the MDOF system by the transformation factor  $\Gamma$ :

$$\Gamma = \frac{m_{SDOF}}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} = 1.27; \quad m_{SDOF} = \sum m_i \cdot \phi_i = 128.6 \text{ t}, \tag{14}$$

where  $m_{SDOF}$  is the mass of SDOF system,  $m = \{65.6, 65.6, 64.1\}$  is a vector of storey masses in tons, and  $\phi_Y = \{0.28, 0.70, 1.00\}$  is the mode shape vector (normalized by its roof component) of the predominant translational mode shape in the Y direction, which in our example corresponds to  $T_2 = 0.67s$ . The yield point of the equivalent SDOF system is obtained simply as  $d_y^* = D_y/\Gamma = 0.025m$  and  $f_y^* = F_y/\Gamma = 220kN$ . The period of the SDOF system is calculated as follows:

$$T_{SDOF} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m_{SDOF} \cdot d_y^*}{f_y^*}} = 0.753 \text{ s}. \tag{15}$$

The periods of all equivalent SDOF systems over all building ages are obviously within the medium-period range of the spectrum (Fig. 4) and exceed the characteristic period  $T_C$ , which is the corner period between the constant acceleration and constant velocity ranges



**Fig. 4** **a** Idealization of the pushover curve for model  $M_0$  and **b** the AD format for the equivalent SDOF system

in an idealized Newmark-Hall type spectrum. Therefore, the equal displacement rule can be applied for the determination of the mean (or approximately median) spectral acceleration, which corresponds to the NC limit state. Therefore the  $S_{ae,nc}$  is:

$$S_{ae,nc} = d_{nc}^* \cdot \left( \frac{2 \cdot \pi}{T_{SDOF}} \right)^2 = 13.4 \text{ m/s}^2 \tag{16}$$

where  $d_{nc}^* = D_{nc} / \Gamma$ , and the mean/median peak acceleration  $a_{g,nc}$  corresponding to the NC limit state is determined from the elastic spectrum as follows:

$$a_{g,nc} = \frac{S_{ae,nc}(T_{SDOF})}{S \cdot \eta \cdot 2.5} \cdot \frac{T_{SDOF}}{T_C} = 5.87 \text{ m/s}^2 = 0.598 \text{ g}, \tag{17}$$

where  $S = 1.15$  is a soil factor for soil type  $C$  and  $\eta$  is a damping correction factor with value  $\eta = 1$  for 5% viscous damping. The above evaluation of the  $a_{g,nc}$  can be presented in the acceleration-displacement (AD) format together with the capacity diagram of the SDOF system (Fig. 4b).

This procedure was repeated to evaluate the peak ground acceleration capacity that corresponds to the NC and potential brittle limit states and for all degraded structures (models  $M_{10}$  to  $M_{50}$ ). The resulting peak ground acceleration capacities  $a_{g,nc}$  and  $a_{g,pb}$  are presented in Table 2. The reduction in peak ground acceleration capacities for both limit states is similar to that shown before for the maximum roof displacement (Sect. 3.2, Table 1) and is about 4.5% for the NC limit state and 40% for the potential brittle limit state.

The results presented in Table 2 are used as input data for the definition of the seismic capacity as an approximately linear function of time (Eqs. 6 and 8). THE parameters  $\alpha$ ,  $\beta$  and  $\gamma$  that approximate the capacity as a linear function were calculated using linear regression (i.e. the method of least squares) for the EDP and IM-based format. The results are presented in Table 3. The roof displacements corresponding to each limit state defined at each time instant are presented in Fig. 5. The fitted lines approximate the linear decrease of the median capacity with time after corrosion initiation.

### 3.4 Instantaneous and overall seismic risk

The expected number of exceedance events and average MAFs of the NC and potential brittle limit state were calculated by means of Eq. (2) and (7) for the initial conditions at time  $t_0 = 0$ ,

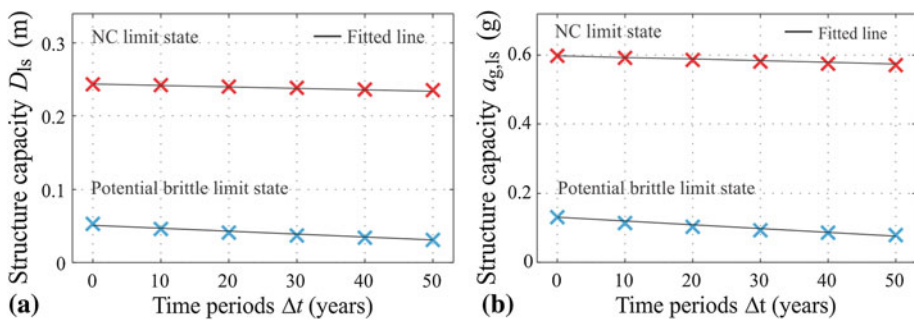
**Table 2** The peak ground acceleration capacities  $a_{g,nc}$  and  $a_{g,pb}$  for the NC and potential brittle limit states

Condition	Time instant $\Delta t$ (y)	NC limit state $a_{g,nc}$ (g)	Potential brittle limit state $a_{g,pb}$ (g)
Initial	0	0.598	0.131
Corroded	10	0.592	0.114
	20	0.586	0.103
	30	0.581	0.093
	40	0.575	0.086
	50	0.571	0.079
$(a_{g,ls,50} - a_{g,ls,0})/a_{g,nc,0}^a$		- 4.5%	-40%

<sup>a</sup>  $a_{g,ls}$  corresponds to the peak ground acceleration capacities for NC or potential brittle limit state

**Table 3** The parameters defining the linear functions for structural capacity in time

Formulation	Units	NC limit state	Potential brittle limit state
EDP-based	m, year	$\alpha = 0.244m, \beta = -1.86 \times 10^{-4}m/y$	$\alpha = 0.051m, \beta = -4.0 \times 10^{-4}m/y$
IM-based	g, year	$\gamma = -5.60 \times 10^{-4}g/y$	$\gamma = -1.1 \times 10^{-3}g/y$

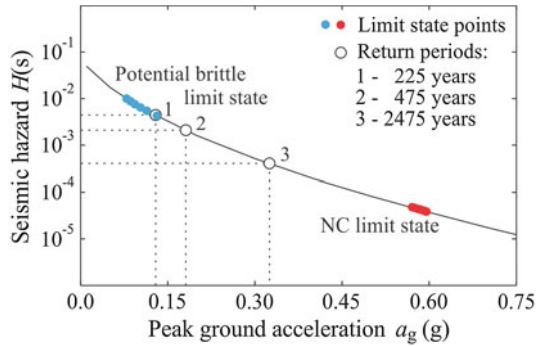


**Fig. 5** The values of maximum roof displacement and peak ground accelerations capacities ( $a_{g,ls}$ ) at predefined building ages and their linear approximation for the NC and potential brittle limit state. The results are presented for **a** EDP- and **b** IM-based format, respectively

which corresponds to initial structure, and for different time periods, i.e. 10, 20, 30, 40 and 50 years.

The moderate seismic hazard typical for the South-East part of Slovenia (Dolšek and Fajfar 2008), was adopted in the procedure for the estimation of the seismic risk. This was approximated by a two-parameter seismic hazard function, derived separately for both limit states. The associated parameters  $k$  and  $k_0$  were determined by locally fitting the hazard curve with the function  $H(a_g) = k_0 \cdot (a_g)^{-k}$  (Cornell et al. 2002). The fitting was performed over the interval from  $0.25 a_{g,ls}(t_0)$  to  $1.25 a_{g,ls}(t_{50})$  (Dolšek and Fajfar 2008), where  $a_{g,ls}(t_0)$  is the median peak ground acceleration capacity of the initial structure for the selected limit state, and  $a_{g,ls}(t_{50})$  is the corresponding capacity of the degraded structure after 50 years, that is, at the end of the considered time interval. Since  $a_{g,ls}(t)$  differs for the NC and the potential brittle limit state, as marked on the curve on Fig. 6, the parameters of the hazard curves also differ for both defined limit state, a fact that helps improve the accuracy of the closed form

**Fig. 6** The seismic hazard curve and the median points for when the NC and the potential brittle limit state is achieved



approximation in Cornell et al. (2002). The parameters are  $k = 3.50, k_0 = 6.40 \times 10^{-6}$  for the NC limit state and  $k = 1.36, k_0 = 2.73 \times 10^{-4}$  for the potential brittle limit state.

Note that parameter  $k$  need not be used in Eqs. (2) and (7) since the hazard corresponding to  $a_{g,ls}(t)$  can be determined directly from the hazard curve. The seismic hazard curve used for peak ground acceleration is presented in Fig. 6. The intensities for return periods 225, 475 and 2,475 years are 0.130, 0.181 and 0.325 g, respectively, and the mean/median peak ground acceleration capacities derived from IN2 for the initial structure, are 0.530 and 0.121 g for the NC and potential brittle limit state. As corrosion propagates, these will decrease with time.

The dispersions for randomness in displacement demand ( $\beta_{DR}$ ) and capacity ( $\beta_{CR}$ ) were considered to be equal to 0.4 and 0.2, respectively. These values are based on a previous study (Dolsek 2009), where dispersion measures for  $\beta_{DR}$  and  $\beta_{CR}$  were determined based on the result of IDA analysis. For example, dispersion measures  $\beta_{DR}$  and  $\beta_{CR}$ , which were estimated for the near-collapse limit states, amounted to 0.41 and 0.17, respectively. The dispersions for uncertainty in roof displacement demand ( $\beta_{DU}$ ) and capacity ( $\beta_{CU}$ ) were considered the same and amount to 0.25. These values were chosen to produce total uncertainty dispersion,  $\beta_{UT}$ , equal to  $\beta_{UT} = (\beta_{DU}^2 + \beta_{CU}^2)^{0.5} = 0.35$  as suggested in FEMA 350 (2000). Note that very similar values for  $\beta_{DU}$  and  $\beta_{CU}$  were calculated also in Dolsek (2009). Unlike the EDP-based formulation, the IM-based approach requires only the dispersion in intensity, which was assumed to be equal to 0.40 for both randomness and uncertainty. The latter value is recognized as a recommendation of FEMA P695 (2009) although it can significantly vary from case to case.

The values for the expected number of exceedance events of the NC and potential brittle limit state at different times and the corresponding values of the average MAFs, using both the EDP and IM formulation, are collected in Tables 4 and 5. The results are compared with the case, in which the degradation of structural performance was neglected. In the latter case, the instantaneous MAFs of exceedance are all equal to the initial MAF at time  $t_0$ , and obviously equal to the time-average MAF as silently assumed in all typical performance-based earthquake engineering calculations. Note that values corresponding to this comparison are marked bold in Tables 4 and 5.

The expected numbers of exceedance events for the potential brittle limit state per time interval of 50 years, using the EDP and IM based formulation, is estimated at 0.39 and 0.40, respectively, and it is about 39 and 43% higher than the case in which the degradation was not considered. Note that it is assumed that the potential brittle limit state is detected when storey shear demand/capacity ratio at any storey equals to 0.5. On the other hand, the corrosion has

**Table 4** The expected number of exceedance events  $\eta_{edp}$  and the average MAFs  $\lambda_{edp}^{AVG}$  for the NC and potential brittle limit state using the EDP-based formulation

Condition	Time interval $\Delta t$ (y)	NC limit state		Potential brittle limit state	
		$\eta_{edp} (\times 10^{-2})$	$\lambda_{edp}^{AVG} (\times 10^{-4})$	$\eta_{edp} (\times 10^{-2})$	$\lambda_{edp}^{AVG} (\times 10^{-4})$
No degradation	<b>50</b>	<b>1.38</b>	<b>2.77</b>	<b>27.9</b>	<b>5.59</b>
Corroded	10	0.28	2.80	5.91	5.91
	20	0.57	2.84	12.5	6.27
	30	0.86	2.88	20.1	6.69
	40	1.17	2.92	28.7	7.18
	<b>50</b>	<b>1.48</b>	<b>2.96</b>	<b>38.8</b>	<b>7.77</b>
	$(x_{deg,50} - x_{nodeg,50})/x_{nodeg,50}^a$	+ 7.1%	+ 7.1%	+ 39%	+ 39%

<sup>a</sup>  $x$  corresponds to  $\eta$  or  $\lambda$

**Table 5** The expected number of exceedance events  $\eta_{im}$  and average MAFs  $\lambda_{im}^{AVG}$  for the NC and potential brittle limit state using the IM based formulation

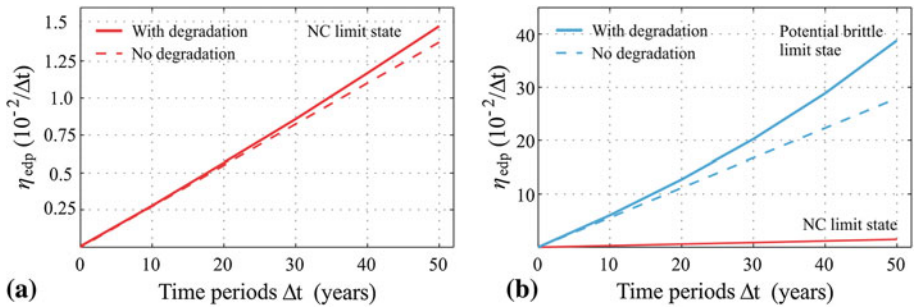
Condition	Time interval $\Delta t$ (y)	NC limit state		Potential brittle limit state	
		$\eta_{im} (\times 10^{-2})$	$\lambda_{im}^{AVG} (\times 10^{-4})$	$\eta_{im} (\times 10^{-2})$	$\lambda_{im}^{AVG} (\times 10^{-4})$
No degradation	<b>50</b>	<b>1.34</b>	<b>2.68</b>	<b>27.8</b>	<b>5.56</b>
Corroded	10	0.27	2.73	5.90	5.90
	20	0.55	2.77	12.6	6.30
	30	0.84	2.82	20.2	6.76
	40	1.14	2.87	29.3	7.30
	<b>50</b>	<b>1.46</b>	<b>2.92</b>	<b>39.8</b>	<b>7.97</b>
	$*(x_{deg,50} - x_{nodeg,50})/x_{nodeg,50}^a$	+ 8.8%	+ 8.8%	+ 43%	+ 43%

<sup>a</sup>  $x$  corresponds to  $\eta$  or  $\lambda$

only slightly influenced the moment capacity of the structural elements. Thus, the expected number of exceedance events for the NC limit state per time interval of 50 years is increased by only for 7.1 and 8.8%, if considering the performance degradation over time and amounts to  $1.48 \times 10^{-2}$  and  $1.46 \times 10^{-2}$ , depending on which formulation (EDP or IM) is used.

The results of the EDP-based formulation are also presented in Fig. 7. The continuous curve represents the expected number of exceedance events for both limit states considering the performance degradation over time and the dashed line represents the case when the degradation was neglected. Note that the Fig. 7a relates only to the NC limit state, while in Fig. 7b, the expected number of exceedance events for the potential brittle limit state is compared to that for the NC limit state, in order to highlight the differences between the two limit states. Namely, the expected number of exceedance events for the potential brittle limit state exceeds that for the NC limit state by about 26 times.

Note that insignificant difference in the results obtained by the EDP- or IM-based formulation is also the consequence that the corrosion process, according to the model used in this study, does not significantly influence the displacement demand as long as it is not very close to the global dynamic instability of the structure. In the case if the aging process significantly influences the displacement demand for a given seismic intensity, then it is recommended to use the IM-based formulation, since in this case the time-dependant demand is



**Fig. 7** The expected number of exceedance events of **a** NC limit state and **b** potential brittle limit state using the EDP based methodology

indirectly incorporated in the capacity estimation, which in the case of IM-based formulation is expressed in terms of the intensity measure.

### 3.5 Discussion of the results

One important outcome of the study is the comparison between the EDP and IM-based formulations. The difference in the results amounts to 2 and 10% for NC and potential brittle limit state, respectively, and it is practically negligible. Basically, the only sources of difference are the values of the dispersion measures, which in our case were assumed as average values of the reported dispersions from the literature. All other parameters (see Eqs. (2) and (7)) practically do not contribute to the differences in the final results obtained by the EDP- or IM-based approach, especially, since the equal displacement rule applies (e.g.  $b = 1$  in Eq. (5b)). This confirms the sound basis of both formulations. Still, we expect them to differ more when the power law approximation of Eq. (5b) is no longer accurate, or when we approach global dynamic instability where the EDP formulation becomes inaccurate (see Vamvatsikos and Dolšek 2010 and references therein). Finally, the selection of the value of the dispersion measure becomes more significant when the value of the hazard curve slope  $k$  is high, for example, for the ductile limit state ( $k = 3.5$ ), something that may cause different results in the two formulations.

For the potential brittle limit state the corrosion significantly increases the seismic risk since the corrosion of the shear reinforcement has a relatively greater influence on the shear capacity. This becomes apparent in the static pushover curves, where, consequently, the roof displacement that corresponds to that limit state decreases by about 4.0 mm per decade or 2.2 cm in 50 years. This is a relatively large reduction compared to the initial condition, in which the maximum roof displacement at potential brittle limit state amounts to 5.3 cm. However, this is not true for the case of the NC limit state, since the corrosion of longitudinal reinforcement practically does not have any influence on the calculated ultimate rotations in the plastic hinges. As a result, the maximum roof displacements at the ductile NC limit state for different instants of time decreases by just a few percents, that is 0.9 cm in 50 years (Table 1).

In addition to the averaged results in Tables 4 and 5, the instantaneous MAFs were calculated (Cornell et al. 2002), which via the EDP-based formulation can be estimated as

$$\lambda_{\text{edp}}(t) = H\hat{a}_{g,ls}(t) \cdot \exp \left[ \frac{k^2}{2b^2} (\beta_{\text{DR}}^2 + \beta_{\text{CR}}^2 + \beta_{\text{DU}}^2 + \beta_{\text{CU}}^2) \right], \tag{18}$$



where the seismic intensity measure  $\hat{a}_{g,ls}(t)$  is related to the selected limit state capacity at time  $t$ . Such values may be of interest as they represent the MAFs derived by a performance evaluation (based on current probabilistic frameworks) that takes place at that instant in the building's lifetime. Therefore the instantaneous MAFs may heavily influence future rehabilitation decisions. For example, the MAFs of exceedance of the NC and potential brittle limit states for the initial structure using the EDP-based formulation are estimated at  $0.0276 \times 10^{-2}$  and  $0.559 \times 10^{-2}$ , respectively. Otherwise, the corresponding instantaneous return periods are around 3620 and 180 years, respectively. For comparison, the instantaneous return periods for exceedance of the two limit states after 50 years of corrosion propagation decrease to 2930 and 75 years, respectively.

#### 4 Conclusions

A simplified methodology has been presented for estimating the seismic performance of ageing RC structures. Considering the deterioration of longitudinal and shear reinforcement due to corrosion, and utilizing simplified analysis techniques within a SAC/FEMA-like probabilistic framework, we are able to estimate the changing mean annual frequency (MAF) of limit state exceedance as it worsens with time. Finally, the time-average of the MAF of limit state exceedance is quantified over a continuous time period, providing us with a cumulative single measure of the structure's performance as ageing sets in. Two different approaches were demonstrated to achieve these estimates, based on the EDP and IM formulation of the SAC/FEMA probabilistic framework, the latter being suitable for all limit states, even close to global collapse.

In our case-study of a 3-story non-ductile RC structure, both approaches were shown to produce similar results, as long as we properly assign the values of dispersion, especially, if the hazard curve slope  $k$  is relatively steep. Thus, corrosion is shown to have moderate influence on the moment capacity of beams and columns, while their shear capacity was heavily degraded. However, the later issue is not reflected in the average MAF of violating the NC limit state, since the structure is not sensitive to brittle failure. Therefore, we defined a potential brittle limit state, which indicates shear capacity degradation, and observed around 40% increase of the average MAF of exceedance events at which the storey shear demand/capacity ratio exceeds 50%. This is a significant increase that simply cannot be ignored if structures contain shear-critical members, something that tends to be the norm in older RC buildings.

It is envisaged that further refinement of our corrosion model with inclusion of concrete spalling and bond degradation will additionally increase the estimated seismic risk of ageing RC structures. Thus, further verifications of such results are needed in order to better understand the actual risks faced by our ageing infrastructure and appropriately amend our design codes.

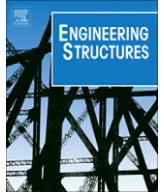
**Acknowledgments** The authors wish to acknowledge the support of the Cyprus Research Promotion Agency under grant CY-SLO/407/04 and of the Slovenian Research Agency under grant BI-CY/09-09-002.

#### References

- Berto L, Vitaliani R, Sactta A, Simioni P (2009) Seismic assessment of existing RC structures affected by degradation phenomena. *Struct Saf* 31:284–297

- CEN (2004) Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1. European committee for standardisation, Brussels, December 2004
- CEN (2005) Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance. Part 3: strengthening and repair of buildings. EN 1998-3, European committee for standardisation, Brussels, March 2005
- Choe D, Gardoni P, Rosowsky D, Haukaas T (2009) Seismic fragility estimates for reinforced concrete bridges subject to corrosion. *Struct Saf* 31:275–283
- Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch DA (2002) Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *J Struct Eng* 128:526–533
- Dolsek M (2009) Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthq Eng Struct Dyn* 38(6):805–825
- Dolsek M (2010) Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models. *Bull Earth Eng* 8(6):1309–1329
- Dolšek M, Fajfar P (2007) Simplified probabilistic seismic performance assessment of plan-asymmetric buildings. *Earthq Eng Struct Dyn* 36:2021–2041
- Dolšek M, Fajfar P (2008) The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame—a probabilistic assessment. *Eng Struct* 30:3186–3192
- Estes AC, Frangopol DM (2001) Bridge lifetime system reliability under multiple limit states. *J Bridge Eng* 6(6):523–528
- Fajfar P (2000) A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthq Spec* 16(3): 573–592
- Fajfar P, Dolšek M, Marušić D, Stratan A (2006) Pre- and post-test mathematical modeling of a plan-asymmetric reinforced concrete frame buildings. *Earthq Eng Struct Dyn* 35:1359–1379
- FEMA 350 (2000) Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings. SAC joint venture, federal emergency management agency, Washington, DC
- FEMA P695 (2009) Quantification of building seismic performance. Prepared by the advanced technology council for the federal emergency management agency, Washington, DC
- Kumar R, Gardoni P, Sanchez-Silva M (2009) Effect of cumulative seismic damage and corrosion on the life cycle cost of reinforced concrete bridges. *Earthq Eng Struct Dyn* 38:887–905
- McKenna F, Fenves GL (2004) Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California <http://opensees.berkeley.edu/>
- Pantazopoulou SJ, Papoulia KD (2001) Modeling cover-cracking due to reinforcement corrosion in RC structures. *J Eng Mech* 127(4):342–351
- Peruš I, Poljanšek K, Fajfar P (2006) Flexural deformation capacity of rectangular RC columns determined by the CAE method. *Earthq Eng Struct Dyn* 35:1453–1470
- Ruiz-Garcia J, Miranda E (2003) Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures. *Earthq Eng Struct Dyn* 32:1237–1258
- Stewart MG (2009) Mechanical behavior of pitting corrosion of flexural and shear reinforcement and its effect on structural reliability of corroding RC beams. *Struct Saf* 31:19–30
- Torres MA, Ruiz SE (2007) Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time. *Eng Struct* 29:2183–2192
- Val DV, Stewart MG, Melchers RE (1998) Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges. *Eng Struct* 20:1010–1019
- Val DV, Stewart MG (2009) Reliability assessment of ageing reinforced concrete structures – current situation and future challenges. *Struct Eng Inter* 19(9):211–219
- Vamvatsikos D, Cornell CA (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthq Eng Struct Dyn* 31:491–514
- Vamvatsikos D, Cornell CA (2006) Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through incremental dynamic analysis. *Earthq Eng Struct Dyn* 35(9):1097–1117
- Vamvatsikos D, Dolšek M (2010) Equivalent constant rates for performance-based seismic assessment of ageing structures. *Struct Saf* 33(1):8–18
- Yun S-Y, Hamburger RO, Cornell CA, Foutch DA (2002) Seismic performance evaluation for steel moment frames. *J Struct Eng ASCE* 128(4):534–545





# The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames

Daniel Celarec<sup>a</sup>, Paolo Ricci<sup>b</sup>, Matjaž Dolšek<sup>a,\*</sup>

<sup>a</sup> Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Slovenia

<sup>b</sup> Department of Structural Engineering, University of Naples Federico II, Naples, Italy

## ARTICLE INFO

### Article history:

Received 10 June 2011

Revised 7 October 2011

Accepted 2 November 2011

Available online 7 January 2012

### Keywords:

Sensitivity

Seismic performance assessment

Epistemic uncertainty

Masonry infills

Infilled RC frame

## ABSTRACT

The sensitivity of the seismic response parameters to the uncertain modelling variables of the infills and frame of four infilled reinforced concrete frames was investigated using a simplified nonlinear method for the seismic performance assessment of such buildings. This method involves pushover analysis of the structural model and inelastic spectra that are appropriate for infilled reinforced concrete frames. Structural response was simulated by using nonlinear structural models that employ one-component lumped plasticity elements for the beams and columns, and compressive diagonal struts to represent the masonry infills. The results indicated that uncertainty in the characteristics of the masonry infills has the greatest impact on the response parameters corresponding to the limit states of damage limitation and significant damage, whereas the structural response at the near-collapse limit state is most sensitive to the ultimate rotation of the columns or to the cracking strength of the masonry infills. Based on the adopted methodology for the seismic performance assessment of infilled reinforced concrete frames, it is also shown, that masonry infills with reduced strength may have a beneficial effect on the near-collapse capacity, expressed in terms of the peak ground acceleration.

© 2011 Elsevier Ltd. All rights reserved.

## 1. Introduction

Reinforced concrete frames with masonry infills are commonly found in most parts of Europe and in other places around the world. The uniform distribution of infills in a building usually increases the latter's strength, provided that the columns have sufficient shear resistance [1]. On the other hand, irregular positioning of masonry infills in the plan or elevation of a building is detrimental for the structural response, since it can trigger torsional and/or soft-storey effects. However, a concentration of damage in the lower storeys of buildings, sometimes resulting in soft-storey collapse mechanisms, has also been observed in RC frames which are uniformly infilled in elevation (e.g. [2,3]). Negative effects were observed, for instance, during the L'Aquila earthquake, which once again highlighted the vulnerability of RC frames with masonry infills [4,5].

Quite numerous comprehensive experimental and analytical investigations have been performed on RC frames with infills (e.g. [1–8]). Some of these studies mainly involved research in the field of the frame–infill interaction, and the latter's effects on the global seismic behaviour of infilled frame structures. Several structural models have been used to model the seismic response of infilled RC frames. Masonry infills are usually modelled by equivalent

diagonal struts (e.g. [9–14]). Alternatively, infilled RC frames can be modelled by means of four-node element [15] or by even more demanding FEM models (e.g. [16,17]). All these different types of structural models have their pros and cons, but, in general, it is difficult to predict the response of infilled RC frames since their response is extremely nonlinear. As a result, several of the input parameters of the structural models are uncertain, which is usually neglected in the structural assessment or design procedure. Lack of information on how epistemic uncertainty can affect the seismic response of infilled RC frames is not surprising, since uncertainty studies involve simulations which are computationally demanding. However, some such studies have been performed. For example, Dymiotis et al. [18], as well as Erberik and Elnashai [19], performed fragility analyses of infilled structures with consideration of the material uncertainties. The effects of uncertainties on the seismic response parameters have, however, been more frequently investigated for other structural systems, such as masonry buildings [20], steel frames [21] and RC frames (e.g. [22]). Different methodologies for the simultaneous incorporation of the uncertainties for seismic performance evaluation have been proposed within the framework of these studies, which are usually computationally demanding.

Sensitivity analysis [23–25] is therefore a typical intermediate step for uncertainty analysis, since it is aimed at identifying the input variables which have the greatest impact on the structural response. These variables can then be the focus of further study

\* Corresponding author.

E-mail address: [mdolsek@ikpir.fgg.uni-lj.si](mailto:mdolsek@ikpir.fgg.uni-lj.si) (M. Dolšek).

in order to extend our knowledge about how these variables affect the structural response, as well as, potentially, reducing their uncertainty.

With the aim of addressing the above-mentioned issues, the sensitivity of the seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry infilled frames has been examined for four infilled RC frames. The seismic response parameters were evaluated by using a simplified nonlinear method, the N2 method [26,27], and global nonlinear structural models, which are capable of simulating the global response of the structure provided that the columns have sufficient shear resistance. In comparison with nonlinear dynamic analysis, where numerical problems often cannot be avoided if structural systems with highly negative post-capping stiffness are analysed, the N2 method is more practical to use. However, infilled frames are good examples of structures which vibrate primarily in the fundamental mode, and they usually collapse due to a concentration of damage in one storey in the lower part of a building. It is therefore very likely that the N2 method gave good estimates of the investigated response parameters of the sensitivity study, which was performed at the limit states of damage limitation (DL), significant damage (SD), and near-collapse (NC). The results are presented by means of tornado diagrams, which are often used in decision analysis (e.g. [25,28]).

## 2. Summary of the sensitivity study and the seismic performance assessment procedure

The most basic type of deterministic sensitivity analysis was used to measure the sensitivity of the limit-state top displacement and corresponding peak ground acceleration to the input variables which contribute to it. First, the seismic response parameters were computed for the base-case model, in which case each input variable of the model was set to the best-estimate value. In the following steps, variation of one random variable to its 16th or 84th fractile was performed, and the output variables were calculated. The variability of the output variable  $y$  with respect to the variability of each input variable was then calculated as follows:

$$\Delta y = 100 \cdot \frac{y_{ij} - y_{bc}}{y_{bc}} (\%), \quad (1)$$

where  $y_{ij}$  is the value of the output variable computed for the variation of the  $i$ -th input variable to the  $j$ -th fractile (i.e. 16th or 84th), whereas  $y_{bc}$  corresponds to the value of the output variable estimated for the base-case model.

The relationship between the peak ground acceleration and the displacement demand was obtained from the IN2 curves [30], which were determined by repeating the N2 approach for increasing ground motion intensity. In such a formulation the ductility demand ( $\mu$ ) is an unknown quantity, which is computed by using the relationship between the reduction factor, the ductility and the period ( $R-\mu-T$ ). This relationship was developed in a previous study [26], and is typical for infilled RC frames. Note that the reduction factor  $R$  [27] is defined as the ratio between the elastic spectral acceleration ( $S_{ae}$ ) and the acceleration ( $S_{ay}$ ) corresponding to the yield force of the idealized force-displacement relationship ( $F_1$  in Fig. 1). Whenever the period  $T$  of the equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) model does not exceed a corner period between the constant acceleration and constant velocity part of the elastic spectrum ( $T_c$ ), which is the case for the examples presented in this study, ductility demand can be calculated as follows [26]:

$$\mu = \frac{1}{c} (R - R_0) + \mu_0, \quad (2)$$

$$c = \begin{cases} 0.7(T/T_c) & \dots R \leq R(\mu_s), \quad T \leq T_c \\ 0.7\sqrt{F_u}(T/T_c)^{\frac{1}{\sqrt{u}}} & \dots R > R(\mu_s), \quad T \leq T_c \end{cases} \quad (3)$$

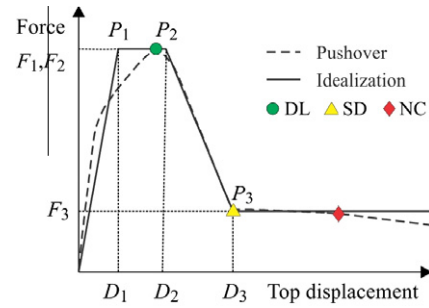


Fig. 1. A typical pushover curve of an infilled RC frame, showing the points corresponding to the DL, SD and NC limit states, and the idealized force-displacement relationship.

with

$$\mu_0 = \begin{cases} 1 & \dots R \leq R(\mu_s) \\ \mu_s & \dots R > R(\mu_s) \end{cases}, \quad (4)$$

$$R_0 = \begin{cases} 1 & \dots R \leq R(\mu_s) \\ R(\mu_s) & \dots R > R(\mu_s) \end{cases}, \quad (5)$$

$$R(\mu_s) = 0.7(T/T_c)(\mu_s - 1) + 1 \quad \dots T \leq T_c, \quad (6)$$

where  $r_u = F_3/F_1$  and  $\mu_s = D_2/D_1$  (see Fig. 1). Note that the ductility demand of a structural system ( $\mu$ ), as well as all the remaining quantities in the above equations, corresponds to the equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) model. The ductility demand for the corresponding multi-degree-of-freedom (MDOF) system can be determined through the modification factor  $\Gamma$ , which relates the spectral displacement of an equivalent SDOF model to the roof displacement of the MDOF model. A more detailed explanation about the procedure used by the N2 method is given elsewhere, e.g. in [26,27,29].

The sensitivity analysis was performed for the seismic response parameters corresponding to three performance levels, i.e. the DL, SD and NC limit states, as is prescribed in Eurocode 8-3 [31]. The evaluation procedure consisted of the following basic steps. First, pushover analysis of the MDOF system was performed, with the aim of obtaining the base shear – top displacement relationship of the frame (the pushover curve), which serves for the determination of the limit-state top displacements corresponding to the three limit states. The resulting pushover curve was then idealized with a quadrilinear force-displacement relationship (Fig. 1), in order to determine the characteristics of the SDOF model. In the second step of the evaluation procedure, the results of the pushover analysis were combined with the seismic load in terms of the elastic acceleration spectrum, in order to determine the IN2 curve, with the approximate assumption that the structure fails after the NC limit state is attained. Finally, knowing the IN2 curve, the limit-state points were evaluated by seeking the intersections of the IN2 curve with the top displacements corresponding to the DL, SD and NC limit states.

Since, in Eurocode 8-3 [31], there is a lack of information about the limit states at different structural performance levels, it was assumed, for the purpose of this study, that the DL limit state at the structural level is attained at a top displacement corresponding to the maximum base shear resulting from the pushover analysis, which is attained when the maximum strength is reached in the case of most of the infills in a storey. The SD limit state was defined by the top displacement, when the last infill in a storey totally collapses. Finally, it was assumed that structural behaviour at the near-collapse limit state is attained when the rotation of any

column becomes greater than or equal to the corresponding ultimate rotation.

The idealized quadrilinear force-displacement relationship, defined by three characteristic points, is presented in Fig. 1. The forces  $F_1$  and  $F_2$ , which correspond to the yield force of the idealized system, were assumed to be equal to the maximum base shear of the frame, obtained by the pushover analysis. The yield displacement  $D_1$  was determined in such a way that the areas under the pushover curve and under the idealized force – displacement relationship were equal (this is termed the “equal energy rule”), taking into account the interval between zero displacement and the displacement at maximum base shear. A similar rule was used to determine the displacement  $D_2$ , provided that the displacement  $D_3$  is equal to the structural top displacement at the SD limit state. The residual strength of the idealized system ( $F_3$ ) was estimated by again applying the equal energy rule, taking into account the interval between the top displacement at the SD limit state and the top displacement at the NC limit state.

### 3. Structural modelling

The seismic response of the four infilled frames, which were used as examples in the study, was simulated by using simple nonlinear structural models. The columns and beams were modelled by one-component lumped plasticity elements, which consisted of an elastic column/beam elements, each with two inelastic rotational hinges at its ends, whereas the infills were modelled by in-plane equivalent diagonal struts, carrying loads only in compression. Taking into account the test results [9,32], it was additionally assumed that bending controls the nonlinear behaviour of the RC columns and beams, and that shear failure of columns or beams does not occur. Note that such a simplified model is unable to simulate the local effects on the columns due to the presence of the masonry infills. For example, the single strut model is not able to reproduce realistic moments and shear forces in the columns. For this reason the model adopted in this study may, in some cases, lead to overestimates of the strength and ductility capacity of the example structures. A brief description of the nonlinear model of the RC elements and a detailed description of the model of the masonry infills are provided in following two sections.

#### 3.1. Moment-rotation relationship of the plastic hinges in the columns and beams

The moment-rotation relationship in the plastic hinges of the beams and columns was assumed to be bi-linear until the maximum moment was attained. After this point constant negative post-capping stiffness was adopted. This model is supported in the PBEE toolbox [33], which allows rapid generation of simple nonlinear models and the analysis of infilled RC frames in conjunction with OpenSees [34]. In the case of the beams, the plastic hinge was used for the major axis of bending only, whereas in the case of the columns, two independent rotational hinges for bending about the two principal axes were defined. The yield and the maximum moments were calculated by moment-curvature analysis, taking into account the axial forces in the columns due to gravity loads, whereas the axial forces in the beams were considered to be equal to zero. The stiffness and strength of the beams were determined taking into account effective slab widths according to Eurocode 2 [35], by assuming zero moment point at the mid span of the beams. The near-collapse rotations of the hinges in the columns were determined by using the CAE method [36], and the rotation capacities of the hinges in the beams were estimated according to Eurocode 8-3 [31]. Here, a more detailed explanation of the

way in which the hinge parameters were determined has been omitted, since it is available in the referenced literature, e.g. in Fajfar et al. [37], and in Dolšek [33]. Only the nonlinear model of the masonry infills is described here in more detail.

#### 3.2. Force-displacement relationship of the diagonal struts

The masonry infills were modelled by means of diagonal struts. This model, although relatively simple, is widely used [8–14,38,39], since it is numerically stable and computationally efficient. Its main uncertainty is related to the definition of the force-displacement relationship of the diagonal strut. In the literature, many different proposals for the determination of the stiffness and strength of masonry infills have been made. Some of them were summarized and reviewed in a previous paper by Dolšek and Fajfar [38]. In this study, however, the force-displacement relationship of the diagonal strut consisting of four branches (Fig. 2) and it based on the approach defined by Panagiotakos and Fardis [8], and Fardis [9]. The first branch corresponds to the linear elastic behaviour up to the first cracking of the infill with a stiffness of:

$$K_{el} = \frac{G_w A_w}{h_w}, \quad (7)$$

where  $A_w$  is the cross-sectional area of the infill panel,  $G_w$  is the elastic shear modulus of the infill material, and  $h_w$  is the clear height of the infill panel. The shear cracking strength is given by:

$$F_{cr} = \tau_{cr} A_w, \quad (8)$$

where  $\tau_{cr}$  is the shear cracking stress.

The second branch of the envelope runs from the first cracking point up to the point of maximum strength, which is estimated as:

$$F_{max} = 1.30 \cdot F_{cr}, \quad (9)$$

and the corresponding displacement is evaluated assuming that the secant stiffness is given, up to maximum strength, by Mainstone's formula [40], i.e. assuming an equivalent strut width equal to:

$$b_w = 0.175 (\lambda_h h_w)^{-0.4} d_w, \quad (10)$$

where  $d_w$  is the clear diagonal length of the infill panel, and the coefficient  $\lambda_h$  is defined by the expression:

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_c h_w}}, \quad (11)$$

where  $E_w$  and  $E_c$  are the Young's moduli of the infills and of the RC frame, respectively,  $\theta = \arctan(h_w/L_w)$  is the inclination of the diagonal with respect to horizontal plane,  $H$  and  $L$  are, respectively, the height and the length of the infill panel,  $t_w$  is the thickness of the masonry infill,  $I_c$  is the moment of inertia of the RC column, and  $h_w$  is the height of the masonry infill.

Considering Eqs. (10) and (11), the secant stiffness which targets the maximum strength of the infill can be calculated from the expression:

$$K_{sec} = \frac{E_w b_w t_w}{\sqrt{L^2 + H^2}} \cos^2 \theta. \quad (12)$$

The third branch of the envelope is the post-capping degrading branch, which runs from the maximum strength to the residual strength. Its stiffness depends on the elastic stiffness, and is defined by means of the parameter  $\alpha$  as:

$$K_{deg} = -\alpha K_{el}. \quad (13)$$

There is a lack of data regarding the estimation of the parameter  $\alpha$ . However, in the literature (e.g. Panagiotakos and Fardis [8]) it has been suggested that  $\alpha$  should be within the range of values

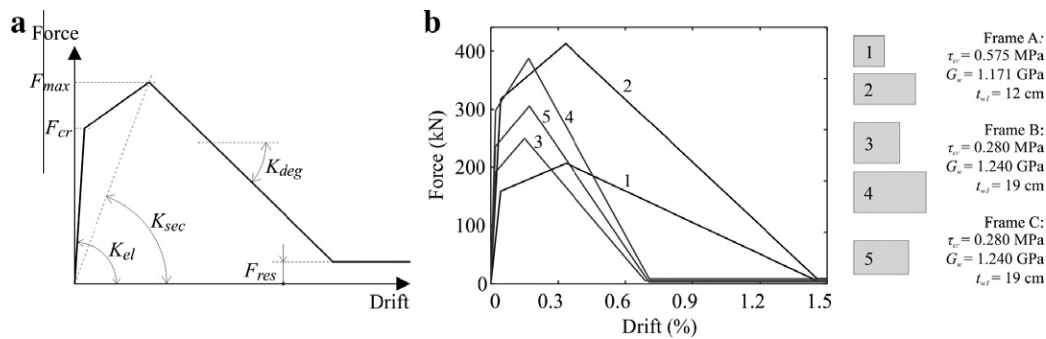


Fig. 2. (a) The schematic quadrilinear force-displacement relationship of the diagonal struts (in compression), measured in the horizontal direction, and (b) the corresponding relationship of the diagonal struts used in the analysis.

between 0.005 and 0.1, although the upper value corresponds to very brittle infill. In the case of the presented examples,  $\alpha$  was assumed to have a value of 0.05 for all the masonry infills. The fourth branch of the envelope is the horizontal branch corresponding to the residual strength, which was conservatively assumed to be equal to 2% of the maximum strength.

The described model of the masonry infill was implemented in the PBEE toolbox (see [33,41]). Some examples of the force-displacement relationships of the masonry infill, measured in the horizontal direction and determined according to the described procedure, are shown, for the analyzed infilled frames, in Fig. 2. The envelopes plotted correspond to the different material characteristics and geometry of the masonry infills which were used in the analyzed infilled frames, as described in the next section.

#### 4. Description of the example structures and definition of the uncertain input variables

##### 4.1. Description of the selected infilled RC structures

The sensitivity analysis was performed for four infilled RC frames. The first frame (frame A) was an RC frame with uniformly distributed masonry infills (Fig. 3). It reproduces the design practice in European and Mediterranean countries about 40–50 years ago [32]. Unlike the first frame, the second frame (frame B) was designed according to the previous version of Eurocode 8 [42], as a high ductility class structure [9]. It is symmetric in plan with respect to one direction (Fig. 3). The masonry infills are constructed without openings in all four storeys of the external frames which are oriented in the direction of the loading (Fig. 3).

The third structure that was analyzed in the study is an RC frame with masonry walls as presented in Fig. 3. It was designed on the basis of the design practice and codes which were prescribed in Italy between the 1950s and the 1970s [43]. The structure is dual-symmetric and has infill panels which are regularly distributed along the elevation of the external frames in both directions (Fig. 3). Since the sensitivity analysis was performed by assuming only one direction of loading, the third structure was independently analyzed in both the longitudinal (X) and transverse (Y) directions, and was consequently treated as two separate examples (i.e. frames C and D).

The material characteristics of frames A and B were adopted from the corresponding experiments [9,32]. In the case of frame A, the strengths of the concrete and the reinforcement steel amounted to 16 and 343 MPa, respectively. Ceramic hollow bricks of width 12 cm were used for the masonry infills in all of the storeys. The infill's cracking strength amounted to 0.575 MPa, with a corresponding shear modulus of 1.171 GPa [44]. In the case of frame B, the strengths of the concrete and reinforcing steel were,

respectively, 42 and 580 MPa. The infill panels in all of the storeys were 19 cm thick, with material characteristics taken from wallette tests carried out at the University of Pavia [45]. Their cracking strength and corresponding shear modulus amounted to, respectively, 0.28 MPa and 1.24 GPa. However, in the case of frames C and D, the characteristics of the concrete and of the steel reinforcement were estimated based on the results of a statistical analysis of the mechanical characteristics of the concrete and reinforcing steel used in Italy between 1950 and 1980. This study was performed by Verderame et al. [5,46]. The concrete compressive strength amounted to 25 MPa, and the yield strength of the steel reinforcement to 370 MPa. In the case of the infill panels, the material characteristics were assumed to be the same as those adopted for the case of the second structure. Young's modulus of the infills was, according to the Italian standards, assumed to be equal 3.33 times the value of shear modulus  $G_w$  [47].

##### 4.2. The uncertain input variables

In the case of the performed sensitivity analysis, the following uncertain input variables were considered: the mass of the structure, the strengths of the concrete and of the reinforcement steel, the effective slab width, the parameters which describe the characteristic rotations in the plastic hinges of the columns and beams, and the parameters which define the masonry infills, such as their cracking strength, their shear modulus and Young's modulus, and the post-capping stiffness of the infills. The total number of parameters considered to be uncertain is twelve; they are presented in Table 1. Most of the uncertain parameters were adopted to follow lognormal distribution, which was assumed by other researches as presented in Table 1. The highest coefficients of variations were defined for the parameters of the moment-rotation relationship of the columns and beams, and for the cracking strength and the Young's and shear moduli of the masonry infills. A relatively low value of the coefficient of variation of the post-capping stiffness of masonry infills (0.2) was adopted, based on the study by Rota et al. [20]. In the general case, the variation of post-capping stiffness of masonry infills is probably larger. Although all the random variables defined have been assumed to be uncorrelated, some of these variables affected more than one modelling parameter. According to the adopted model, the concrete strength, the steel strength, and the effective slab width, affect the different moment-rotational characteristics of the RC elements, e.g. the stiffness, strength and rotational capacity of the plastic hinges in the columns and beams [33]. Similarly, the cracking strength of the infills was considered to be fully correlated with the maximum strength, the latter being calculated as 1.3 times the corresponding cracking strength. Additionally, the cracking strength of the infills affects not only the cracking and maximum strength of the panel,

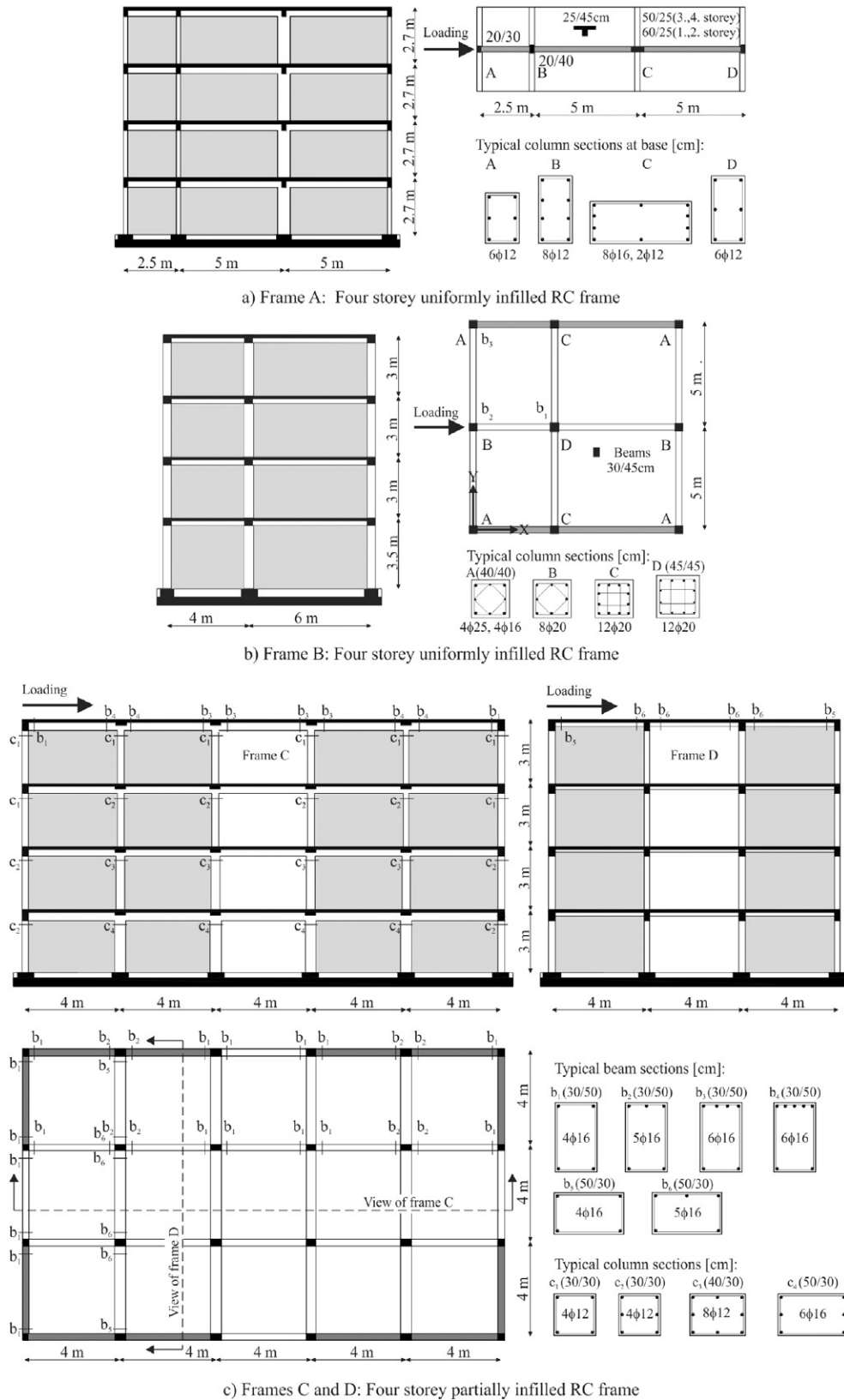


Fig. 3. The global geometry and typical reinforcement of the columns and beams of the example structures.

but also the corresponding displacements. However, the values of all the random variables have been uniformly assigned over the entire structure, assuming a complete correlation between the parameters corresponding to elements of the same type.

In Table 1 are presented, apart from the statistical characteristics, the best-estimate values of the uncertain parameters for the four example frames. These values have been applied for the base-case structural models.



**Table 1**

The statistical characteristics of the input random variables. Note that the values of the effective slab widths and those of the rotational capacities of the plastic hinges in the columns and beams differ from element to element. The notation “calculated” therefore means the best-estimate value for the corresponding variable, calculated using the PBEE toolbox [33].

Variable	Symbol	Median			Statistical characteristics		
		Frame A	Frame B	Frames C and D	COV	Distribution	Ref.
Concrete strength	$f_{cm}$	16 MPa	42 MPa	25 MPa	0.20	Normal	[46]
Steel strength	$f_{sy}$	343 MPa	580 MPa	370 MPa	0.05	Lognormal	[48]
Mass							
1st Storey	$m$	46 t	97 t	173 t	0.10	Normal	[48]
2nd Storey		46 t	95 t	173 t			
3rd Storey		46 t	95 t	173 t			
4th Storey		40 t	88 t	173 t			
Eff. slab width	$b_{eff}$	Calculated	Calculated	Calculated	0.20	Normal	[49]
Yield rotation							
Columns	$\theta_{yc}$	Calculated	Calculated	Calculated	0.36	Lognormal	[50]
Beams	$\theta_{yb}$	Calculated	Calculated	Calculated	0.36	Lognormal	
Ultimate rotation							
Columns	$\theta_{uc}$	Calculated	Calculated	Calculated	0.40	Lognormal	[36]
Beams	$\theta_{ub}$	Calculated	Calculated	Calculated	0.60	Lognormal	[50]
Masonry infills							
Cracking strength	$\tau_{cr}$	0.58 MPa	0.28 MPa	0.28 MPa	0.30	Lognormal	[18,51]
Shear modulus	$G_w$	1.17 GPa	1.24 GPa	1.24 GPa	0.40	Lognormal	[47]
Young's modulus	$E_w$	3.90 GPa	4.13 GPa	4.13 GPa	0.40	Lognormal	[47]
Ratio between post-capping and elastic stiffness	$\alpha$	0.05	0.05	0.05	0.20	Lognormal	[20]

## 5. Results of the sensitivity analysis

### 5.1. Pushover analysis

In addition to the pushover analyses of the base-case structural models, 24 pushover analyses were performed for each of the investigated infilled frames, in order to compute the sensitivity of the seismic response parameters to the input random variables. The structural models of these cases differ from the base-case model, since one random variable was set to its 16th or 84th fractile, while simultaneously holding the rest of the random variables to their median values. The horizontal load pattern for the pushover analyses was determined by the product of the storey masses and the first modal shape in the analyzed direction. The results are presented only for the positive direction of loading, as is marked in Fig. 3.

Based on the results of the pushover analyses (Fig. 4), quite large strength degradation can be observed after the infills start to collapse, which indicates that the presence of the infills significantly affects the initial stiffness and the strength of the infilled frames. For example, the maximum base shear versus weight ratio (i.e. the base shear coefficient) for the base-case structural models (see the pushover curves which are denoted in Fig. 4 by full black lines) amount to 0.71, 0.45, 0.47 and 0.23, respectively, for frames A, B, C and D. These values are, however, much larger compared to those corresponding to the cases when the infills are neglected in the structural models. For these cases, the corresponding maximum base shear versus weight ratios can be approximately estimated by subtracting the contribution of the masonry infills from the base shear of the structure. However, if only the bare frame is considered, the base shear coefficients are equal to 0.20, 0.33, 0.20 and 0.17.

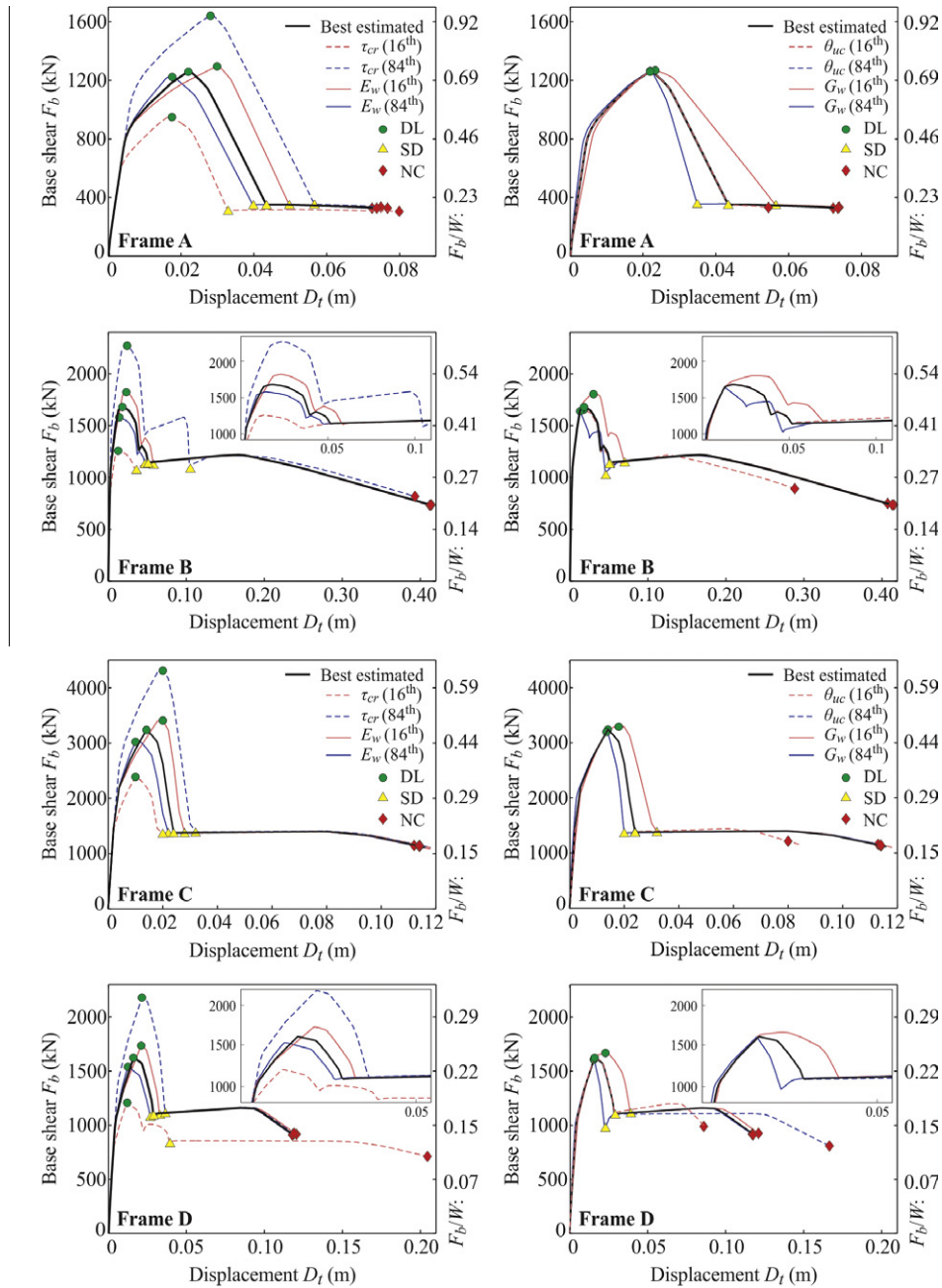
The maximum base shear of the investigated infilled frames is attained at a relatively small top displacement, due to the stiff and brittle behaviour of the infills. For example, the infills reach their maximum strength at relatively small deformations, i.e. at 0.3% storey drift in the case of frame A, and at 0.16% storey drift for the other frames (Fig. 3). In the case of larger storey drifts, the infills degrade until the last infill in the formed plastic mechanism totally collapses (the SD limit state). From here onwards, the seismic behaviour of the example frames is governed predominantly by the RC elements.

The top displacements at the DL, SD and NC limit states, the maximum base shear and the periods corresponding to the 1st mode shape are presented in Table 2 for the cases of base-case models. The small periods of the investigated infilled frames practically correspond to the highest spectral acceleration defined in the Eurocode 8 spectrum, indicating that the ratio between the spectral acceleration and the peak ground acceleration is practically the same (2.5) for all of the investigated frames.

The presence of the infills affects the maximum base shear force, which is the highest for frame D. The top displacements at the NC limit states are small, since the deformations are mainly localized in the storeys where a soft storey effect was observed. The exception is frame B, where a soft-storey is formed in the first and second storeys. Additionally, the deformation capacity of the columns and beams is high since the frame was designed according to the capacity design rules which form part of Eurocode 8.

The maximum positive and minimum negative variations of the described parameters resulting from variations of the random variables to their 16th and 84th fractiles are presented in Table 2. The period and maximum strength are most influenced by the shear modulus ( $G_w$ ) and cracking strength ( $\tau_{cr}$ ) of the infills, respectively. The impact of  $G_w$  on the period is an expected result, due to the large contribution of the infills to the lateral stiffness of the frame. Similarly,  $\tau_{cr}$  directly influences the maximum base shear of the infilled frames through the variation in the strength of the infills. The variations in the maximum base shear are much larger (–25% to 35%) in comparison to those in the period (–12% to 15%), although the coefficients of variation of  $G_w$  and  $\tau_{cr}$  are of the same order of magnitude. This is also an expected result since  $G_w$  linearly affects the initial stiffness of the infills but not the period, which roughly depends on the square root of the lateral stiffness of the infilled frame, whereas  $\tau_{cr}$  linearly affects the maximum strength of the infills and, therefore, their contribution to the maximum strength.

The uncertainty in the mechanical parameters of the infills ( $\tau_{cr}$ ,  $G_w$  and  $E_w$ ) has the greatest impact on the top displacement at the DL and SD limit states. For the NC limit state, the top displacement is most influenced by the variations in the ultimate rotation of the columns. An exception is frame D, where the greatest increase in the top displacement at the NC limit state is observed when the cracking strength of the infills is reduced to its 16<sup>th</sup> fractile, since



**Fig. 4.** The pushover curves with highlighted DL, SD and NC limit states for the infilled frames A–D. The pushover curves are presented for the base-case model and for the investigated models, where  $\tau_{cr}$ , and  $E_w$  (on the left), and  $\theta_{uc}$  and  $G_w$  (on the right) were set to their 16th or 84th fractiles.

the lesser strength of the infills with respect to this frame leads to a more favourable collapse mechanism, which will be explained later.

The aim of Fig. 4 is to show the impact of the most important random variables ( $\tau_{cr}$ ,  $G_w$ ,  $E_w$  and  $\theta_{uc}$ ) on the pushover curves, which are presented for each of the investigated infilled frames. Quite a large variability in the maximum base shear, the limit-state displacements, and the initial stiffness, which affects the period of the frame, can be observed in the cases when one random variable is set to its 16th or 84th fractile. Note that in the case of the infilled frames A, C and D the effect of the ultimate rotation of the columns on the shape of pushover curve is presented only for the case when  $\theta_{uc}$  is reduced to the 16th fractile, since the effect of increasing  $\theta_{uc}$  to its 84th fractile had just the opposite effect.

Changing the cracking strength of the infills ( $\tau_{cr}$ ) to the 16th or 84th fractiles influences both the maximum base shear and displacement capacities at the DL and the SD limit states (Fig. 4), whereas the initial stiffness is practically the same as that obtained in the case of the base-case model. This is a direct consequence of the adopted model of the masonry infills, since  $\tau_{cr}$  linearly affects the cracking and maximum strengths of the infills, as well as the corresponding deformations. The top displacements at the DL and SD limit states increase in all cases by approximately 28% and more, if  $\tau_{cr}$  is set to its 84th fractile. The opposite effect occurs if  $\tau_{cr}$  is reduced to its 16th fractile. In this case, the displacements at both the DL and SD limit states decrease by about 17% and more, except in the case of frame D, where the 16th fractile of  $\tau_{cr}$  causes an increase in the SD limit-state top displacement. This was

**Table 2**

The top displacements at the DL, SD and NC limit states, the maximum base shear, and the periods corresponding to the 1st mode shape for the base-case models, and their maximum positive and minimum negative variations, which correspond to variations of the random variables to their 16th or 84th fractile.

Frame	Period	Max. base shear $F_{b,max}$ (kN)	Displacement capacity $D_{t,LS}$ (cm)		
	$T_1$ (s)		DL	SD	NC
A	0.12	1260	2.2	4.4	7.4
B	0.13	1671	1.8	5.2	41.0
C	0.16	3240	1.4	2.4	11.2
D	0.27	1623	1.6	2.9	11.8
<b>Minimum</b>					
	$\Delta T_1$ (%)	$\Delta F_{b,max}$ (%)	$\Delta D_{t,DL}$ (%)	$\Delta D_{t,SD}$ (%)	$\Delta D_{t,NC}$ (%)
A	-12 $G_w^{84}$	-25 $\tau_{cr}^{16}$	-21 $\tau_{cr}^{16}$	-24 $\tau_{cr}^{16}$	-26 $\theta_{uc}^{16}$
B	-11 $G_w^{84}$	-25 $\tau_{cr}^{16}$	-28 $G_w^{84}$	-29 $\tau_{cr}^{16}$	-30 $\theta_{uc}^{16}$
C	-12 $G_w^{84}$	-26 $\tau_{cr}^{16}$	-29 $E_w^{84}$	-17 $G_w^{84}$	-29 $\theta_{uc}^{16}$
D	-9 $G_w^{84}$	-26 $\tau_{cr}^{16}$	-25 $\tau_{cr}^{16}$	-21 $G_w^{84}$	-28 $\theta_{uc}^{16}$
<b>Maximum</b>					
A	15 $G_w^{16}$	30 $\tau_{cr}^{84}$	36 $E_w^{16}$	30 $\tau_{cr}^{84}$	38 $\theta_{uc}^{84}$
B	13 $G_w^{16}$	35 $\tau_{cr}^{84}$	66 $G_w^{16}$	102 $\tau_{cr}^{84}$	44 $\theta_{uc}^{84}$
C	14 $G_w^{16}$	33 $\tau_{cr}^{84}$	43 $E_w^{16}$	33 $G_w^{16}$	43 $\theta_{uc}^{84}$
D	11 $G_w^{16}$	34 $\tau_{cr}^{84}$	44 $G_w^{16}$	36 $\tau_{cr}^{16}$	74 $\tau_{cr}^{16}$

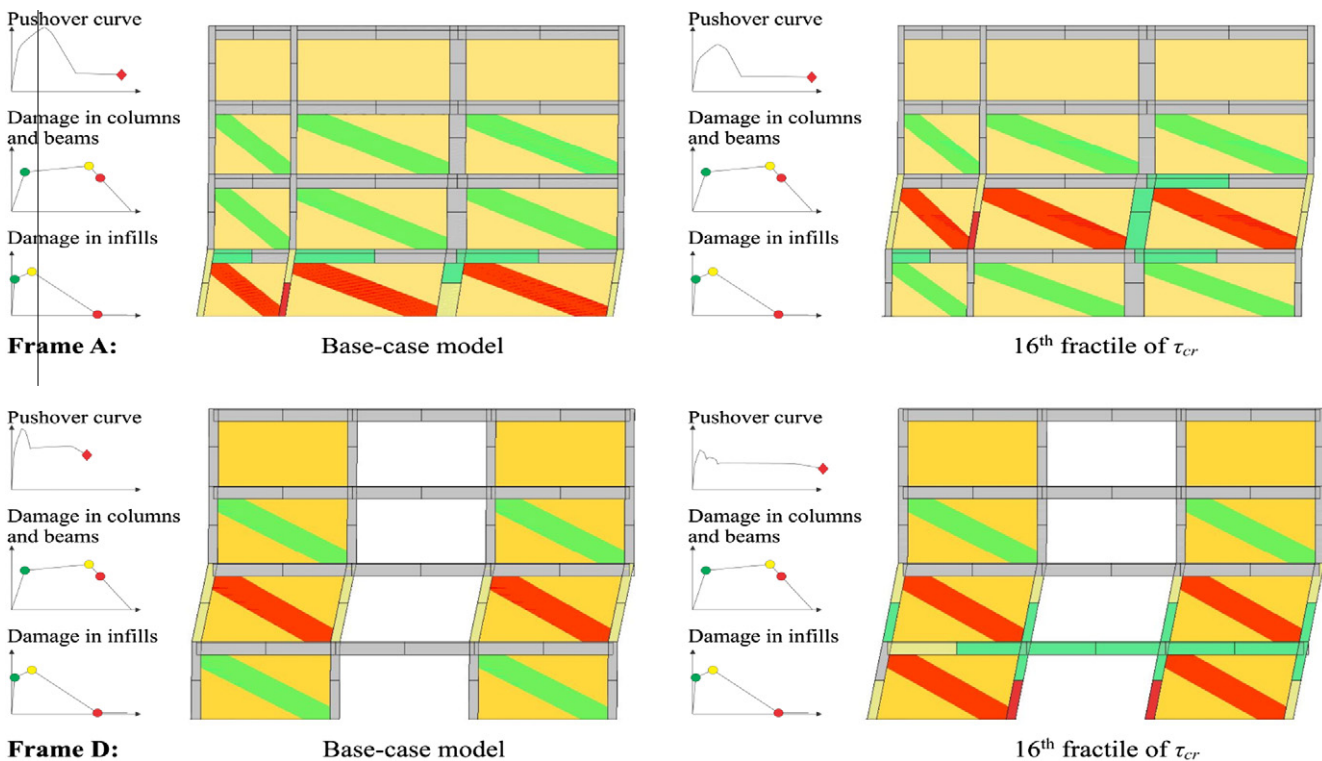
because a soft-storey mechanism was formed in the 2nd storey of the base-case model, whereas in the case that  $\tau_{cr}$  is set to its 16th fractile the infills collapsed in the 1st and the 2nd storeys (see Fig. 5b). Consequently, the top displacements at the SD and NC limit states increase by, respectively, about 36% and 74%. However, the formation of different soft-storey mechanisms due to variation of the input random variables is rare, although it has been observed in some other cases. In the case of the infilled frame A it was observed that a soft storey mechanism is formed in the 1st storey if the input parameters of the model are set to their best-estimated

values, but in the case when  $\tau_{cr}$  is reduced to its 16th fractile a soft-storey mechanism forms in the 2nd storey (Fig. 5a).

The variations in the shear modulus ( $G_w$ ) affect the top displacements at the DL and SD limit states (Fig. 4). For example, setting  $G_w$  to its 16th and 84th fractiles causes the top displacement at the SD limit state to vary, respectively, from around +30% to -12% and more of the displacements of base-case model. The post-capping stiffness parameter ( $\alpha$ ) has a similar effect on  $D_{t,SD}$ , since both  $G_w$  and  $\alpha$  are linearly related (Eqs. (7) and (13)) to the slope of the degrading part of the infill's force-displacement relationship; if such a slope decreases, the displacement corresponding to the collapse of the infill increases. The shear modulus of the infills  $G_w$  also significantly affects the structural initial stiffness. Adoption of the 16th fractile of  $G_w$  leads to an increased top displacement at the DL limit state. This is not only the consequence of the reduced stiffness of the structure but also that of the more evenly distributed deformations along the structural height, due to the reduced effect of the infills. Although, in this case, the strength of the infills is unchanged, the base shear of the structure at the DL limit state increases, since the response of the frame is still elastic for the displacements at the DL limit state. The increased displacements at the DL limit state therefore induce a larger base shear in the frame.

An increase in the Young's modulus of the infills ( $E_w$ ) results in an increase in the secant stiffness of the infills according to the adopted diagonal strut model. Consequently the top displacement at maximum strength is reduced (Fig. 4). The inelastic displacements of the infills and, consequently, the global top displacements of the infilled frames at the DL and SD limit states, are inversely proportional to  $E_w$ . In all cases, the variation of  $E_w$  from its median to its 84th fractile reduces the top displacements at the DL limit state by at least 20%. An opposite, but even more severe effect is observed if  $E_w$  is set to its 16th fractile.

Uncertainty in the ultimate rotation of the columns ( $\theta_{uc}$ ) strongly affects the top displacement at the NC limit state, which



**Fig. 5.** Soft storey mechanisms and the associated damage to the columns, beams and infills for frames A and D. The soft storey mechanisms are presented for the base-case model as well as for the variation of  $\tau_{cr}$  to its 16th fractile. Note that a colour version of this figure is available in the online issue of the journal.



**Table 3**  
Peak ground accelerations at the DL, SD and NC limit states for the base-case models, and their maximum positive and minimum negative variations, which correspond to the variations of the random variables to their 16th or 84th fractile.

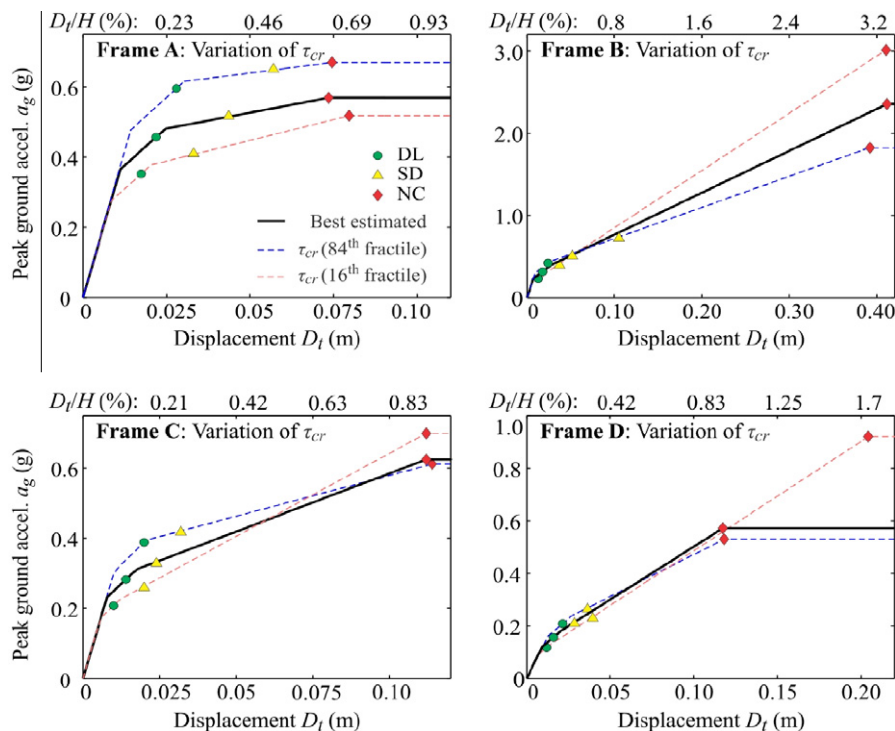
Frame	Peak ground acceleration $a_{g,LS}$ (g)		
	DL	SD	NC
A	0.46	0.52	0.57
B	0.32	0.52	2.35
C	0.28	0.33	0.62
D	0.16	0.22	0.57
<i>Minimum</i>			
	$\Delta a_{g,DL}$ (%)	$\Delta a_{g,SD}$ (%)	$\Delta a_{g,NC}$ (%)
A	$-23 \tau_{cr}^{16}$	$-21 \tau_{cr}^{16}$	$-9 \tau_{cr}^{16}$
B	$-26 \tau_{cr}^{16}$	$-21 \tau_{cr}^{16}$	$-23 \theta_{uc}^{16}$
C	$-27 \tau_{cr}^{16}$	$-21 \tau_{cr}^{16}$	$-16 \theta_{uc}^{16}$
D	$-25 \tau_{cr}^{16}$	$-11 C_w^{84}$	$-23 \theta_{uc}^{16}$
<i>Maximum</i>			
A	$30 \tau_{cr}^{84}$	$26 \tau_{cr}^{84}$	$18 \tau_{cr}^{84}$
B	$34 \tau_{cr}^{84}$	$41 \tau_{cr}^{84}$	$28 \tau_{cr}^{16}$
C	$37 \tau_{cr}^{84}$	$27 \tau_{cr}^{84}$	$22 \theta_{uc}^{84}$
D	$33 \tau_{cr}^{84}$	$25 \tau_{cr}^{84}$	$61 \tau_{cr}^{16}$

The maximum positive and minimum negative variations of  $a_{g,LS}$  resulting from the variations in the random variables to their 16th and 84th fractiles, are also presented in Table 3. It can be observed that the cracking strength of the infills ( $\tau_{cr}$ ) has the greatest effect on the peak ground accelerations corresponding to the DL and SD limit states in almost all cases, except for the SD limit state in the case of frame D. Such a strong influence of  $\tau_{cr}$  on  $a_{g,DL}$  and  $a_{g,SD}$  could be expected, since according to the adopted model  $\tau_{cr}$  affects the maximum base shear of the frames and also the available ductility corresponding to the DL and SD limit states. The remaining parameters of the masonry infills have a minor effect on the maximum base shear, but importantly affect the ductility demand, which may eventually prevail on the impact caused by

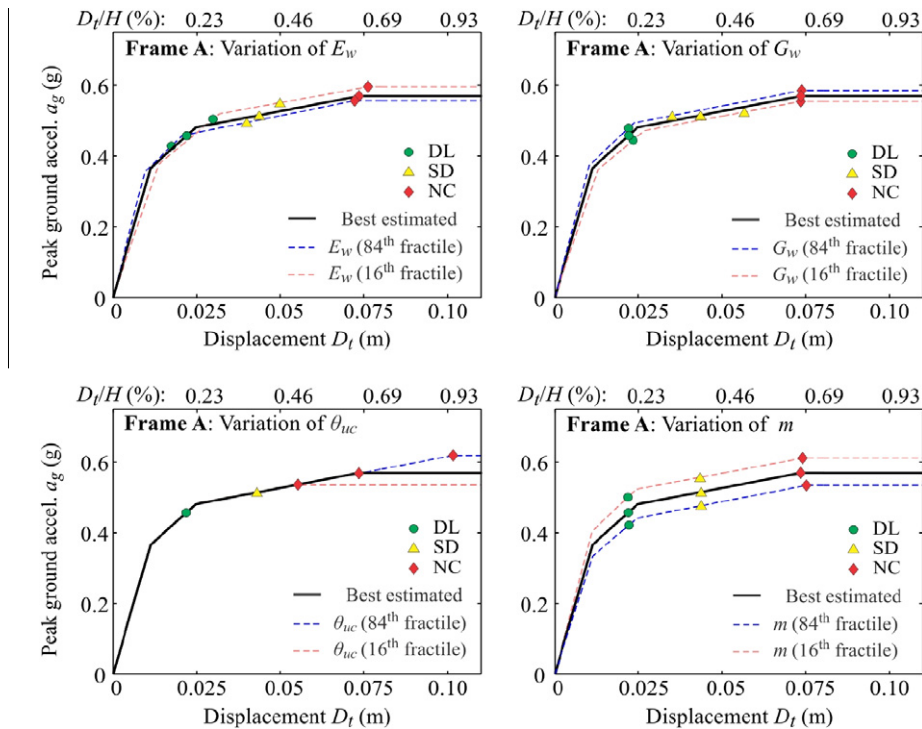
$\tau_{cr}$ . For this reason, the variation of the shear modulus ( $G_w$ ) to its 84th fractile is, in the case of frame D, the most important variable which causes the minimum negative variation of  $a_{g,SD}$ . The cracking strength of the infills ( $\tau_{cr}$ ) still has a significant impact on the peak ground acceleration corresponding to the NC limit state ( $a_{g,NC}$ ), but in several cases it is the ultimate rotations in the columns ( $\theta_{uc}$ ) which have the greatest impact on the peak ground acceleration  $a_{g,NC}$ .

The influence of  $\tau_{cr}$  on the IN2 curves and on the peak ground acceleration corresponding to the DL, SD and NC limit states is presented in Fig. 7 for all of the investigated frames. An increase in  $\tau_{cr}$  (to the 84th fractile) causes an increase in  $a_{g,DL}$  and  $a_{g,SD}$ . However, the opposite effect can be observed in the case of the NC limit state. This means that higher strength of the infills may reduce the peak ground acceleration  $a_{g,NC}$  with respect to that estimated for the base-case. This is true in the case of frames B, C and D. One reason for such response of frames can be found in inelastic spectra, which were used to construct the IN2 curves. For example, an increase in  $\tau_{cr}$  decreases the value of the parameter  $r_u$  (Section 2), which relates the residual strength to the maximum base shear. Consequently, the ductility demand at a given peak ground acceleration is significantly increased (Eqs. (2) and (3)), which results in a gentler slope of the IN2 curve. This can sometimes prevail against the positive effect of the higher strength of the infills. For the same reasons, at least in the case of frames B and C, a decrease in  $\tau_{cr}$  leads to an increase in  $a_{g,NC}$  whereas an increase in  $a_{g,NC}$  due to the 16th fractile of  $\tau_{cr}$  with respect to frame D results from the higher available ductility due to the formation of a more favourable soft-storey mechanism at the NC limit state (see Section 5.1).

The impact of  $E_w$ ,  $G_w$ ,  $\theta_{uc}$  and  $m$ , which also have an important influence on the prediction of the IN2 curves and the peak ground accelerations corresponding to the DL, SD and NC limit states, is shown in Fig. 8. For reasons of simplicity, the results are presented only for frame A, since qualitatively quite similar results were obtained in the case of the remaining three frames. From Fig. 8



**Fig. 7.** The IN2 curves with highlighted DL, SD and NC limit states for the infilled frames A–D. The IN2 curves are presented for the base-case model and for the investigated models, where  $\tau_{cr}$  was set to its 16th or 84th fractile.



**Fig. 8.** The IN2 curves with the highlighted DL, SD and NC limit states for infilled frame A. The IN2 curves are presented for the base-case model and for the investigated models, where  $\tau_{cr}$ ,  $G_w$ ,  $E_w$  and  $\theta_{uc}$  were set to their 16th or 84th fractile.

an increase in the peak ground acceleration  $a_{g,LS}$  is observed if  $E_w$  is reduced to its 16th fractile. This can be directly related to the fact that reducing  $E_w$  has a positive effect on the limit-state top displacement and the maximum strength as discussed above (Section 5.1). However, in the case of NC limit state and the frames B, C and D, the opposite effect of  $E_w$  on  $a_{g,LS}$  is observed, since the 16th fractile of  $E_w$  causes a decrease in the residual-strength factor ( $r_u$ ). Consequently, the seismic demand is increased in the region beyond the SD limit state, and can sometimes prevail against the beneficial effect of the increased strength and limit-state displacement. The variation of  $E_w$  to its 16th or 84th fractile has only a moderate effect on  $a_{g,LS}$  ( $\pm 10\%$ ).

An impact on  $a_{g,LS}$  of a similar order of magnitude is caused by variation of the shear modulus  $G_w$  but its impact can significantly vary with respect to the investigated frames, which can be observed from the tornado diagrams presented in Fig. 9. In general, infills with higher values of  $G_w$  with respect to frame A result in a slight increase in safety, since the limit states are attained at higher value of  $a_{g,LS}$ . The opposite can be observed for the other three frames.

The ultimate rotation in the columns ( $\theta_{uc}$ ) affects only the peak ground accelerations at the NC limit state, which is a logical result, since the structural behaviour at the NC limit state is based on the ultimate rotation of the columns. From the tornado diagrams (Fig. 9), as well as from the IN2 curves, it can be observed that the magnitude of this effect is not negligible, since variation of  $\theta_{uc}$  to its 16th or 84th fractile can cause a variation in  $a_{g,NC}$  of about  $\pm 25\%$ .

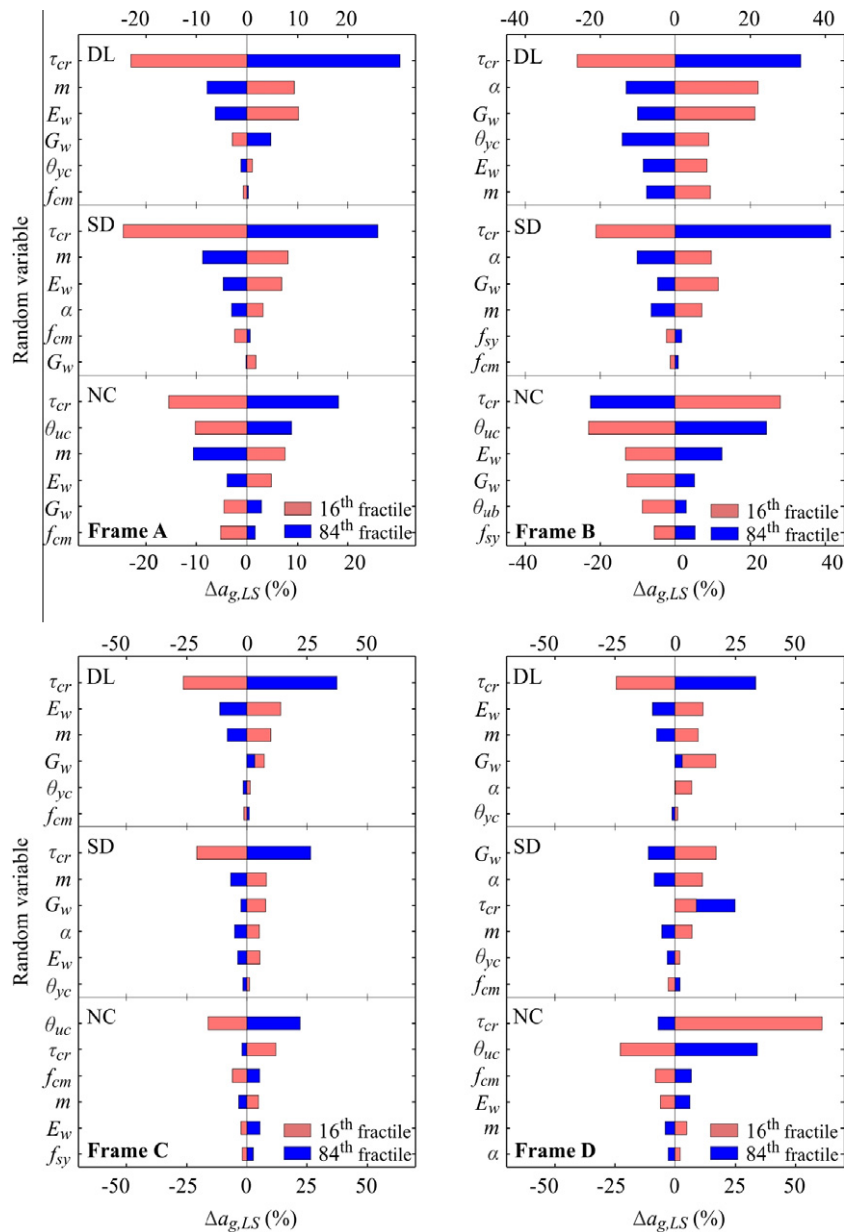
The impact of variation of mass on  $a_{g,LS}$  is similar for all of the investigated frames and limit states. In all cases it was observed that smaller masses cause larger values of  $a_{g,LS}$  and vice versa. The seismic displacement demand decreases in the case of a reduced period, which is caused by the reduced mass. But more importantly, there is an inverse relationship between the acceleration that causes nonlinear structural response and mass. The IN2

curves (Fig. 8) are thus shifted vertically in the positive and negative direction if the mass is set to its 16th and 84th fractile, respectively.

The sensitivity of limit-state peak ground accelerations for the six most influential random variables is presented in the tornado diagrams shown in Fig. 9. More or less the same random variables, which were important for the limit-state displacements, are dominant also for the prediction of the limit-state peak ground accelerations. In addition, mass significantly affects the predicted limit-state peak ground acceleration, as well as the ultimate rotation in the beams ( $\theta_{ub}$ ). The latter was, however, observed only in the case of frame B, since, in this case, the frame was designed with a strong column – weak beam concept, leading to the relatively important role of the beam's rotational capacity at the NC limit state.

## 6. Conclusions

A simplified nonlinear procedure for the seismic performance assessment of infilled RC frames, as well as simplified nonlinear structural models which are capable of predicting the global response of infilled and RC frames provided that the columns do not fail in shear, has been adopted in the sensitivity study. The sensitivity of the response parameters was measured at the limit states corresponding to damage limitation (DL), significant damage (SD), and near-collapse (NC). The results are presented and discussed only for cases where a high sensitivity of the seismic response parameters to the input random variables was observed. It is shown that the impact of uncertain input parameters on the structural response is expected and could be predicted in advance for most of the presented examples. However, in general, such a claim is not possible, since the input random variables may significantly affect the collapse mechanism if compared to that of the base-case model. For these reasons the sensitivity of the response



**Fig. 9.** Tornado diagrams for the peak ground acceleration at the DL, SD and NC limit states for the infilled frames A–D. The sensitivity of the top displacement to the six most important input variables is presented.

parameters to the input random variables cannot be simply predicted. However, some general conclusions, which are typical at least for the investigated infilled frames, can be given as follows:

- The uncertainty in the characteristics of the masonry infills has the greatest impact on the seismic response parameters. For example, the cracking strength ( $\tau_{cr}$ ), the shear modulus ( $G_w$ ), Young's modulus ( $E_w$ ), and the parameter of the post-capping stiffness of the infills ( $\alpha$ ), are the random variables which most significantly affect the initial stiffness, the maximum base shear and the displacement characteristics of the analyzed frames. Consequently, the calculated top displacements and the corresponding peak ground accelerations in the region up to the SD limit state can vary by more than 30% when  $\tau_{cr}$ ,  $G_w$ ,  $E_w$  or  $\alpha$  are set to their 16th or 84th fractile.

- The top displacement at the NC limit state is most sensitive to the ultimate rotation of the columns  $\theta_{uc}$ , whereas the corresponding peak ground acceleration  $a_{g,LS}$  is significantly affected also by the cracking strength of the masonry infills.
- The concrete strength ( $f_{cm}$ ), the ultimate rotation of the beams ( $\theta_{ub}$ ), and initial stiffness of the columns and that of the beams ( $\theta_{yc}$ ,  $\theta_{yb}$ ), are, for the example infilled frames, of lesser importance, but, in some cases, these parameters do affect the seismic structural performance of the frames (up to 10%), depending on the frame analyzed and the limit state considered.
- The effective slab width ( $b_{eff}$ ) and the steel strength ( $f_{sy}$ ) are classified as not important variables. In all cases, the relative contributions of  $b_{eff}$  and  $f_{sy}$  to the global structural response parameters, if expressed in terms of the maximum base shear or displacement quantities, do not exceed 5% of the values calculated for the base-case model.

## Acknowledgement

The results presented in this paper are based on work supported by the Slovenian Research Agency. This support is gratefully acknowledged.

## References

- [1] Combesure D. Some contributions of physical and numerical modelling to the assessment of existing masonry infilled RC frames under extreme loading. In: Proceedings of the first European conference on earthquake engineering and seismology. Geneva, Switzerland; 2006.
- [2] Dolšek M, Fajfar P. Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames. *J Earthquake Eng* 2001;5(1):1–12.
- [3] Negro P, Colombo A. Irregularities induced by nonstructural masonry panels in framed buildings. *Eng Struct* 1997;19(7):576–85.
- [4] Braga F, Manfredi V, Masi A, Salvatori A, Vona M. Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake. *Bull Earthquake Eng* 2010;9(1):307–24.
- [5] Verderame GM, De Luca F, Ricci P, Manfredi G. Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2010;40(8):925–44.
- [6] Fardis MN. Seismic design issues for masonry-infilled RC frames. In: Proceedings of the first European conference on earthquake engineering and seismology. Geneva, Switzerland; 2006.
- [7] Lagaros ND, Naziris IA, Papadrakakis M. The influence of masonry infill walls in the framework of the performance-based design. *J Earthquake Eng* 2010;14(1):57–79.
- [8] Panagiotakos TB, Fardis MN. Seismic response of infilled RC frame structures. In: Proceedings of the eleventh world conference on earthquake engineering; 1996.
- [9] Fardis MN. Experimental and numerical investigations on the seismic response of RC infilled frames and recommendations for code provisions. LNEC, Lisbon; 1996.
- [10] Klingner RE, Bertero VV. Infilled frames in earthquake-resistant construction. Berkeley, CA: University of California; 1976.
- [11] Rodrigues H, Varum H, Costa A. Simplified macro-model for infill masonry panels. *J Earthquake Eng* 2010;14(3):390–416.
- [12] Puglisi M, Uzcategui M, Flórez-López J. Modeling of masonry of infilled frames, part I: the plastic concentrator. *Eng Struct* 2009;31(1):113–8.
- [13] Decanini LD, Bertoldi SH, Gavarini C. Seismic behavior of infilled frames: a simplified model, experimental and numerical comparison. In: Proceedings of 6th Italian conference on earthquake engineering; 1993 [in Italian].
- [14] Crisafulli FJ, Carr AJ, Park R. Analytical modelling of infilled frame structures—a general overview. *Bull New Zealand Soc Earthquake Eng* 2000;33(1):30–47.
- [15] Crisafulli FJ, Carr AJ. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structure. *Bull New Zealand Soc Earthquake Eng* 2007;40(2):69–77.
- [16] Alam MS, Nehdi M, Amanat KM. Modelling and analysis of retrofitted and unretrofitted masonry-infilled RC frames under in-plane lateral loading. *Struct Infrastruct Eng* 2009;5(2):71–90.
- [17] Combesure D, Pegon P. Application of the local-to-global approach to the study of infilled frame structures under seismic loading. *Nuc Eng Des* 2000;196(1):17–40.
- [18] Dymiotis C, Kappos AJ, Chryssanthopolous MK. Seismic reliability of masonry-infilled RC frames. *J Earthquake Eng* 2001;127(3):296–305.
- [19] Erberik MA, Elnashai AS. Fragility analysis of flat-slab structures. *Eng Struct* 2004;26(7):937–48.
- [20] Rota M, Penna A, Magenes G. A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *Eng Struct* 2010;32(5):1312–23.
- [21] Vamvatsikos D, Fragiadakis M. Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2010;39(2):141–63.
- [22] Dolšek M. Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2009;38(6):805–25.
- [23] Aslani H, Miranda E. Probability-based seismic response analysis. *Eng Struct* 2005;27(8):1151–63.
- [24] Kim J, Park J-H, Lee T-H. Sensitivity analysis of steel buildings subjected to column loss. *Eng Struct* 2011;33(2):421–32.
- [25] Porter KA, Beck JL, Shaikhtudinov RV. Sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables. *Earthquake Spectra* 2002;18(4):719–43.
- [26] Dolšek M, Fajfar P. Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2004;33(15):1395–416.
- [27] Fajfar P. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra* 2000;16(3):573–92.
- [28] Barbato M, Gu Q, Conte JP. Probabilistic push-over analysis of structural and soil-structure systems. *J Struct Eng* 2010;136(11):1330–41.
- [29] Dolšek M, Fajfar P. Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2005;34(1):49–66.
- [30] Dolšek M, Fajfar P. Simplified probabilistic seismic performance assessment of plan-asymmetric buildings. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2007;36(13):2021–41.
- [31] CEN. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. European Committee for Standardization, Brussels; 2005.
- [32] Carvalho EC, Coelho E. Seismic assessment, strengthening and repair of structures. ECOEST2-ICONS Report No. 2. European commission – training and mobility of researchers programme; 2001.
- [33] Dolšek M. Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models. *Bull Earthquake Eng* 2010;8(6):1309–29.
- [34] McKenna F, Fenves GL, Scott MH. Open system for earthquake engineering simulation. Berkeley: University of California; 2004.
- [35] CEN. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: general rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels; 2004.
- [36] Peruš I, Poljanšek K, Fajfar P. Flexural deformation capacity of rectangular RC columns determined by the CAE method. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2006;35(12):1453–70.
- [37] Fajfar P, Dolšek M, Marušič D, Stratan A. Pre- and post-test mathematical modelling of a plan-asymmetric reinforced concrete frame building. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2006;35(11):1359–79.
- [38] Dolšek M, Fajfar P. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment. *Eng Struct* 2008;30(7):1991–2001.
- [39] Rossetto T, Elnashai A. A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures. *Eng Struct* 2005;27(3):397–409.
- [40] Mainstone RJ. On the stiffnesses and strengths of infilled frames. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Supplement IV; 1971. p. 57–90.
- [41] Ricci P. Seismic vulnerability of existing RC buildings. Ph.D. Dissertation, University of Naples Federico II, Naples; 2010.
- [42] CEN. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic action and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels; 2004.
- [43] Royal Legislative Decree No. 2229, Standards for construction of plain or reinforced concrete structures; 1939 [in Italian].
- [44] Coelho E. Full-scale test on RC frame within topic 2 of ICONS. LNEC; 1999.
- [45] Calvi M, Santini S. Preliminary tests in infill masonry. PREC8 Progress Report. University of Pavia, Department of structural mechanics. Pavia; 1994.
- [46] Verderame GM, Manfredi G, Frunzio G. Mechanical characteristics of concrete in reinforced concrete structures built in 1960s. In: Proceedings of the 10th ANIDIS National Congress “Earthquake Engineering in Italy”. Potenza-Matera, Italy; 2001.
- [47] Ministerial Circular No. 617. Instructions for the enforcement of “New technical code for structures”; 2009 [in Italian].
- [48] Ellingwood B, Galambos TV, MacGregor JG, Cornell CA. Development of a probability-based load criterion for American national standard A58. National Bureau of Standards, Washington, DC; 1980.
- [49] Haselton CB. Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings. Ph.D. Dissertation, Stanford University; 2006.
- [50] Panagiotakos TB, Fardis MN. Deformations of reinforced concrete at yielding and ultimate. *ACI Struct J* 2001;98(2):135–48.
- [51] Calvi GM, Bolognini D, Penna A. Seismic performance of masonry-infilled RC frames: benefits of slight reinforcements. Proceedings of Sismica 2004 – 6<sup>o</sup> Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sismica, Guimarães, Portugal; 2004.