

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



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

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

V zbirki je izvirna različica izdajatelja.

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

University
of Ljubljana
Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



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

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

This is a publisher's version PDF file.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Snoj, J. 2014. Seismic risk assessment of masonry buildings = Ocena potresnega tveganja zidanih stavb. Doctoral dissertation. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (Mentor Dolšek, M.)

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/4830/>

Datum arhiviranja / Archiving Date: 16-10-2014

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



**DOKTORSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM III. STOPNJE
GRAJENO OKOLJE**

Kandidat:
JURE SNOJ

OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ZIDANIH STAVB

Doktorska disertacija števil: 15/GO

SEISMIC RISK ASSESSMENT OF MASONRY BUILDINGS

Doctoral thesis No.: 15/GO

Soglasje k temi doktorske disertacije je dala Komisija za doktorski študij Univerze v Ljubljani na 20. seji 21. septembra 2011.

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

Ljubljana, 17. september 2014

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi:

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

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 20. seji 20. aprila 2011.

Poročevalce za oceno doktorske disertacije v sestavi:

- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- izr. prof. dr. Vlatko Bosiljkov,
- prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,

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

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi:

- prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik,
- izr. prof. dr. Matjaž Dolšek, mentor,
- akad. prof. dr. Peter Fajfar,
- izr. prof. dr. Vlatko Bosiljkov,
- prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,

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

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **Jure Snoj** izjavljam, da sem avtor doktorske disertacije z naslovom **Ocena potresnega tveganja zidanih stavb**.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnih repozitorijih.

Ljubljana, 17. september 2014

.....
(podpis)

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7 (043)
Avtor:	Jure Snoj, u.d.i.g.
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov:	Ocena potresnega tveganja zidanih stavb
Tip dokumenta:	Dr. dis. - B
Obseg in oprema:	242 str., 42 pregl., 93 sl., 102 en., 0 pril.
Ključne besede:	Potresno tveganje, zidane stavbe, analiza negotovosti, občutljivostna analiza, analiza izgub, verjetnost porušitve, ambientne in vsiljene vibracije, inkrementalna dinamična analiza, potisna analiza, ekonomska izguba, pričakovana letna izguba

Izvleček

V doktorski disertaciji predstavimo metodologijo za oceno potresnega tveganja zidanih stavb. Metodologija temelji na verjetnostnem pristopu, kar omogoča vrednotenje potresnega tveganja z različnimi merami kot so verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja, verjetnost prekoračitve določene ekonomske izgube, pričakovana letna izguba ter pogojne izgube pri izbranih vrednostih intenzitete potresa. Vse omenjene mere potresnega tveganja omogočajo investitorjem informirano odločitev o sanaciji/utrditvi/zamenjavi obstoječih objektov oziroma izbiro najboljše variante pri projektiranju novih. Metodologija za oceno potresnega tveganja je sestavljena iz štirih analiz: analize potresne nevarnosti, analize obnašanja konstrukcije, analize poškodovanosti in analize izgub. Rezultati vsake od ločenih analiz so obravnavani probabilistično in med seboj povezani z izrekom o popolni verjetnosti. Takšen okvir omogoča eksplicitno upoštevanje številnih negotovosti, v okviru disertacije pa smo se osredotočili na upoštevanje modelnih negotovosti in negotovosti v potresni obtežbi. Vzpostavili smo bazo podatkov iz laboratorijskih eksperimentov na številnih zidanih preizkušancih in izpeljali funkcije ranljivosti za zidove, ki se porušijo bodisi v strigu bodisi v upogibu, s čimer smo vrednotili negotovosti v mejnih pomikih zidov. Raziskali smo tudi možnost zmanjšanja vpliva negotovosti vhodnih parametrov z uporabo nedestruktivnih preiskav. Z merjenjem ambientnih in vsiljenih vibracij smo določili nihajne čase stare zidane stavbe v Ljubljani, nato pa smo s parametrično analizo dokazali, da je s kalibracijo matematičnega modela stavbe glede na izmerjen elastični nihajni čas mogoče zmanjšati tudi vpliv negotovosti na rezultate nelinearne analize obnašanja konstrukcije. Poleg vpliva negotovosti smo v oceni potresnega tveganja eksplicitno simulirali poškodovanost komponent. Zvezo med potresnimi zahtevami in intenziteto potresa smo določili s poenostavljeno nelinearno metodo na osnovi potisne analize in inkrementalne dinamične analize na modelu z eno prostostno stopnjo. Predlagano metodologijo smo demonstrirali na primerih stanovanjske in poslovne zidane stavbe, ki sta bili zgrajeni bodisi iz opečnih votlakov bodisi iz polnih zidakov. Pri stavbah iz boljšega materiala je bila ob predpostavkah v tej študiji in izbiri modela pričakovana letna izguba 60 €/100 m² bruto tlorisne površine, pri stavbah iz starejšega materiala pa 125 €/100 m². Rezultate smo razčlenili po intenzitetah potresa, pri čemer se je izkazalo, da k pričakovanim letnim izgubam zelo veliko prinesejo šibki potresi, ki ne povzročijo velikih izgub, vendar se glede na uporabljen model potresa pojavijo precej pogosto. Ugotovili smo tudi, da nekonstrukcijske komponente prispevajo več kot 50 % k celotnim izgubam obravnavanih objektov, zaradi česar so ključnega pomena za oceno izgub. Izkazalo se je tudi, da imajo modelne negotovosti velik vpliv na rezultate potisnih analiz, inkrementalnih dinamičnih analiz in na verjetnost prekoračitve mejnih stanj, pri oceni izgub pa prevlada močan vpliv funkcij ranljivosti in funkcij izgub ter vpliv potresne nevarnosti in nadomestitvene vrednosti objekta.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7 (043)
Author: Jure Snoj, B. Sc. Civ. Eng.
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Title: Seismic risk assessment of masonry buildings
Document type: Dr. dis. – B.
Scope and tools: 242 p., 42 tab., 93 fig., 102 eq., 0 ann.
Key words: Seismic risk, masonry buildings, uncertainty analysis, sensitivity analysis, loss analysis, probability of failure, measurement of ambient and forced vibrations, incremental dynamic analysis, pushover analysis, economic loss, expected annual loss

Abstract

In this thesis a new methodology for the seismic risk assessment of masonry buildings is presented. It is based on a probabilistic approach, which makes it possible to determine seismic risk using various performance measures such as the probability of exceeding a certain damage state, the probability of exceeding a certain economic loss, the expected annual loss, and the loss dependent on a given seismic intensity. Using these performance measures engineers and project stakeholders can make informed decisions as to whether particular existing buildings should be repaired, strengthened, or replaced, or simply choose the best variant in the design of a new building. The methodology consists of four main steps: hazard analysis, structural analysis, damage analysis and loss analysis. The results from these four separate analyses are combined together in a probabilistic manner, using the total probability theorem, thus making it possible to explicitly take into account numerous uncertainties. However, in this study the main focus was on the modelling uncertainties, and on the aleatoric uncertainties which are due to record-to-record variability. A database of experimental data obtained in the testing of numerous masonry specimens was established, and analysed in order to define fragility functions for masonry elements failing in shear or flexure, while also evaluating the uncertainties in the limit-state deformations of the masonry walls. The possibility of reducing the impact of uncertain input parameters by means of non-destructive tests was also explored. By measuring its ambient and forced vibrations, the vibration periods of an old masonry building in Ljubljana were determined, and used to calibrate corresponding structural models. It was shown that such non-destructive experimental investigations can contribute to more reliable seismic performance assessments of buildings, even when the performance assessment procedure is based on a nonlinear method of analysis. In addition to the explicit consideration of uncertainties, damage to the components of buildings was also explicitly simulated on the basis of the relationship between the seismic intensity and the engineering demand parameters which were obtained by simplified nonlinear analysis. The latter consisted of pushover analysis, together with incremental dynamic analysis of a SDOF model. The applicability of the proposed methodology was demonstrated by means of examples of a residential and a commercial building, which were constructed from hollow clay bricks or solid bricks. Under the presumptions of this study, the expected annual loss for buildings constructed with hollow clay bricks was 60 €/100m² of the gross floor area, and 125 €/100m² in the case of buildings which were made from older material consisting of solid bricks. Disaggregation of the results showed that weaker earthquakes with lower intensities contribute significantly towards the expected annual losses. It was also found that non-structural elements, which are key components in the loss assessment model, can contribute more than 50 % of the total loss. The modelling uncertainties have a large impact on the results of the pushover analysis and of those obtained by incremental dynamic analysis, as well as on the probability of exceeding damage states. However their impact on loss estimates is more pronounced in the case of the fragility and loss functions, seismic hazard, and the costs of replacing the building.

ZAHVALA

Rad bi se zahvalil svoji ženi Petri, ki me je ves čas raziskovalnega dela vzpodbujala in mi stala ob strani pri vseh preizkušnjah. Hvaležen sem tudi svojim staršem, ki sta mi omogočila šolanje in odraščanje v lepem okolju ter za zgled odgovornosti in poštenosti.

Veliko zahvalo dolgujem tudi mentorju, izr. prof. dr. Matjažu Dolšku, ki me je usmerjal pri raziskovalnem delu in bil vedno na voljo za kakšen uporaben nasvet. Hvala tudi vsem sodelavcem iz sobe III/7 (Anže, Blaž, Dani, Jure Ž., Klemen R., Maja, Matej, Miha J., Miha K., Mirko, Nuša, Zlatko), ki ste preko debat pripomogli k temu, da sem hitreje reševal inženirske probleme. Posebno zahvalo dolgujem Marku in Klemnu S., ki sta mi vedno velikodušno dovolila uporabo procesorjev svojega računalnika in tako omogočila, da so se neskončne analize končale v končnem času.

Hvala tudi sodelavcem iz podjetja Elea iC (predvsem Angelu, Damjanu, Igorju, Jaki, Juriju in Saši), ki so me zaposlili in mi tako omogočili raziskovanje ter podiplomski študij, obenem pa sem tako dobil tudi nekaj vpogleda v gradbeno prakso. Moje raziskovalno delo ne bi bilo mogoče tudi brez agencije TIA/SPIRIT, ki ga je sofinancirala s sredstvi iz evropskih kohezijskih skladov.

Hvaležen sem tudi za podatke, ki sem jih lahko uporabil v okviru doktorske disertacije. Prispevali so jih na Zavodu za Gradbeništvo (dr. Marjana Lutman, dr. Miha Tomažević in dr. Matija Gams), v Državni tehnični pisarni (Stanislav Beguš, dr. Mojmir Uranjek in dr. Blaž Dolinšek), zagate pri uporabi programa Tremuri pa sta mi velikokrat pomagala razrešiti dr. Andrea Penna in Francesco Graziotti iz EUCENTRA v Pavii.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE	I
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	II
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	III
ZAHVALA	IV
KAZALO VSEBINE	V
KAZALO PREGLEDNIC	VIII
KAZALO SLIK	XI
LIST OF TABLES	XVII
LIST OF FIGURES	XX
SIMBOLI	XXVII
SLOVARČEK IZRAZOV – TERMINOLOGIJA	XXXII
OKRAJŠAVE	XXXIII
1 UVOD	1
1.1 Motivacija in cilji doktorske disertacije	1
1.2 Vsebina doktorske disertacije	3
2 NEGOTOVOSTI PRI OCENI POTRESNEGA TVEGANJA ZIDANIH STAVB	5
2.1 Splošna razvrstitev negotovosti	6
2.2 Materialne karakteristike zidovja	7
2.2.1 Tlačna trdnost	8
2.2.2 Strižna trdnost	9
2.2.3 Natezna trdnost	10
2.2.4 Elastični modul	11
2.2.5 Strižni modul	13
2.3 Nosilnost zidanih elementov	14
2.3.1 Porušni mehanizmi	14
2.3.2 Modeli za izračun nosilnosti z upoštevanjem negotovosti	16
2.4 Mejni zasuki	18
2.5 Stalna in koristna obtežba	20
2.6 Slučajna ekscentričnost	21
2.7 Izbrane predpostavke matematičnega modela	22
2.7.1 Podajnost stropov	22
2.7.2 Dušenje	22
2.7.3 Histerezno obnašanje	23
2.7.4 Posebni parametri za modeliranje končnega elementa	24
2.8 Izbrane statistične vrednosti za negotove materialne in modelne parametre	24
3 ZMANJŠANJE NEGOTOVOSTI S POMOČJO NEDESTRUKTIVNIH EKSPERIMENTALNIH PREISKAV	27
3.1 Splošno o metodah za oceno lastnih frekvenc konstrukcij	27
3.2 Eksperimentalno določanje lastnih frekvenc stare zidane stavbe v Ljubljani	28
3.2.1 Opis obravnavane konstrukcije in eksperimenta	28
3.2.2 Metodologija za eksperimentalno določanje lastnih frekvenc konstrukcij	30

3.2.3	Eksperimentalno določene lastne frekvence konstrukcije	32
3.2.4	Komentar rezultatov	34
3.3	Numerična analiza lastnega nihanja stavbe	36
3.3.1	Opis osnovnega matematičnega modela konstrukcije	36
3.3.2	Primerjava numerično in eksperimentalno določenih nihajnih časov konstrukcije	38
3.3.3	Parametrična študija vpliva modelnih negotovosti na nihajni čas konstrukcije	39
3.4	Ocena obnašanja konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve	40
3.4.1	Opis nelinearnega modela konstrukcije, mejnega stanja blizu porušitve in N2 metode	41
3.4.2	Ocena obnašanja osnovne konstrukcije	43
3.4.3	Parametrična študija vpliva modelnih negotovosti na oceno obnašanja	45
3.4.4	Komentar rezultatov	50
4	METODOLOGIJA ZA OCENO POTRESNEGA TVEGANJA ZIDANIH STAVB Z UPOŠTEVANJEM MODELNIH NEGOTOVOSTI	53
4.1	Definicija potresnega tveganja	53
4.2	Pregled razvoja metodologije za oceno potresnega tveganja	55
4.3	Povzetek metodologije za oceno potresnega tveganja stavb	60
4.4	Analiza potresne nevarnosti	62
4.4.1	Določitev potresne nevarnosti	62
4.4.2	Izbira potresne obtežbe	65
4.5	Analiza obnašanja konstrukcije	66
4.5.1	Matematično modeliranje zidanih konstrukcij s programom Tremuri	68
4.5.2	Modeliranje modelnih negotovosti z metodo LHS	74
4.5.3	Nelinearna statična analiza modelov z več prostostnimi stopnjami (MDOF)	77
4.5.4	Pretvorba MDOF modelov na ekvivalentne SDOF modele	79
4.5.5	Določitev potresnih zahtev na SDOF modelu z inkrementalno dinamično analizo	80
4.5.6	Pretvorba parametrov potresnih zahtev SDOF modelov na MDOF modele	82
4.5.7	Odnos med mero za intenziteto in parametri potresnih zahtev $P(EDP > edp IM = im)$	82
4.5.8	Ocena parametrov porazdelitvene funkcije slučajnih spremenljivk	84
4.6	Analiza poškodovanosti komponent zidane stavbe	85
4.6.1	Definicija mejnih stanj na nivoju zidanih elementov	88
4.6.2	Podatkovna baza eksperimentalnih rezultatov	90
4.6.3	Določitev krivulj ranljivosti	95
4.6.4	Verjetnost pojava mejnega stanja	99
4.7	Ocena verjetnosti prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti na nivoju konstrukcije	100
4.8	Ocena izgub	101
4.8.1	Ranljivostne skupine in skupine komponent	102
4.8.2	Funkcije izgub	102
4.8.3	Izračun izgub	107
5	OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ZA DETERMINISTIČNI MODEL	113
5.1	Podatki o izbranih konstrukcijah	113
5.1.1	Opis testnih konstrukcij	113
5.1.2	Razdelitev komponent v ranljivostne skupine in pripadajoče funkcije ranljivosti	116

5.1.3	Skupine komponent	121
5.2	Opis modelov obravnavanih zidanih konstrukcij	122
5.3	Potisne analize in poškodovanost konstrukcije	125
5.4	Idealizacija krivulj potisnih analiz in pretvorba na modele SDOF	131
5.5	Inkrementalne dinamične analize na modelih SDOF	134
5.6	Določitev verjetnosti prekoračitve različnih mejnih stanj poškodovanosti	141
5.7	Ocena izgub z upoštevanjem determinističnega modela	149
5.7.1	Pričakovana izguba pri pogoju neporušitve objekta pri pogoju $IM = im - E(L_{T,NC} IM)$	149
5.7.2	Pričakovana celotna izguba pri pogoju $IM = im - E(L_T IM)$	154
5.7.3	Verjetnost prekoračitve izgube L_T pri pogoju $IM = im - P(L_T IM)$	157
5.7.4	Pričakovana letna izguba EAL	160
5.7.5	Krivulja izgub ($P(L_T > l_t)$)	162
6	VPLIV NEGOTOVOSTI NA OCENO IZGUB ZARADI DELOVANJA POTRESOV	165
6.1	Modelne negotovosti in generiranje vrednosti slučajnih spremenljivk po metodi LHS	165
6.2	Potisne analize in poškodovanost konstrukcije	170
6.3	Idealizacija krivulj potisnih analiz in pretvorba na modele SDOF	174
6.4	Inkrementalne dinamične analize na modelih SDOF	177
6.5	Določitev verjetnosti prekoračitve različnih mejnih stanj poškodovanosti	185
6.6	Ocena mer za izgube za stohastični model	190
6.6.1	Pričakovana izguba pri pogoju neporušitve objekta pri določeni intenziteti - $E(L_{T,NC} IM)$ z upoštevanjem modelnih negotovosti	190
6.6.2	Pričakovana celotna izguba pri pogoju $IM = im - E(L_T IM)$	193
6.6.3	Verjetnost prekoračitve izgube L_T pri določeni intenziteti $IM = im - P(L_T IM)$	196
6.6.4	Pričakovana letna izguba EAL	199
6.6.5	Krivulja izgub $P(L_T > l_t)$	201
6.7	Občutljivostna analiza	203
7	ZAKLJUČKI	211
7.1	Glavne ugotovitve disertacije	211
7.2	Izvirni znanstveni prispevki disertacije	218
7.3	Možnosti nadaljnjega raziskovanja	218
8	POVZETEK	221
9	SUMMARY	225
VIRI		229

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1:	Pričakovane vrednosti in privzete porazdelitvene funkcije za tlačno trdnost zidovja f_c vključno s koeficientom variacije V_{f_c} ter spodnjo in zgornjo mejo tlačne trdnosti $f_{c,min}$ ter $f_{c,max}$.	9
Preglednica 2.2:	Pričakovane vrednosti in privzete porazdelitvene funkcije za začetno strižno trdnost zidovja f_{v0} vključno s koeficientom variacije $V_{f_{v0}}$ ter spodnjo in zgornjo mejo začetne strižne trdnosti $f_{v0,min}$ ter $f_{v0,max}$.	10
Preglednica 2.3:	Pričakovane vrednosti in privzete porazdelitvene funkcije za natezno trdnost zidovja f_t vključno s koeficientom variacije V_{f_t} ter spodnjo in zgornjo mejo natezne trdnosti zidovja $f_{t,min}$ ter $f_{t,max}$.	11
Preglednica 2.4:	Pričakovane vrednosti in privzete porazdelitvene funkcije za elastični modul zidovja E vključno s koeficientom variacije V_E ter spodnjo in zgornjo mejo elastičnega modula E_{min} ter E_{max} .	12
Preglednica 2.5:	Pričakovane vrednosti in privzete porazdelitvene funkcije za strižni modul zidovja G vključno s koeficientom variacije V_G ter spodnjo in zgornjo mejo natezne trdnosti zidovja G_{min} ter G_{max} .	13
Preglednica 2.6:	Pričakovane vrednosti mejnega zasuka δ_u pri strižni in upogibni porušitvi vključno s koeficientom variacije V_{δ_u} ter s spodnjo in zgornjo mejo mejnega zasuka $\delta_{u,min}$ in $\delta_{u,max}$.	19
Preglednica 2.7:	Koeficienti variacije specifične teže različnih materialov, stalne obtežbe in koristne obtežbe.	21
Preglednica 2.8:	Izbrane statistične vrednosti (pričakovana vrednost in koeficient variacije) za negotove materialne in modelne parametre zidanih stavb iz sodobnih opečnih votlakov s pripadajočimi omejitvami v vrednostih slučajnih spremenljivk.	25
Preglednica 2.9:	Izbrane statistične vrednosti (pričakovana vrednost in koeficient variacije) za negotove materialne in modelne parametre obstoječih zidanih stavb iz polne opeke s pripadajočimi omejitvami v vrednostih slučajnih spremenljivk.	25
Preglednica 3.1:	Materialne karakteristike zidovja osnovnih modelov konstrukcije.	38
Preglednica 3.2:	Primerjava nihajnih časov osnovnih modelov konstrukcije z eksperimentalno določenimi nihajnimi časi dobljenimi z merjenjem ambientnih in vsiljenih vibracij.	38
Preglednica 3.3:	Variante konstrukcijskih modelov in njihovih vhodnih parametrov. Spremenjena vrednost parametrov v primerjavi z osnovnim modelom je označena s sivo barvo.	39
Preglednica 3.4:	Povprečna vrednost indeksa občutljivosti globalnih parametrov odziva konstrukcije (v %) v odvisnosti od spreminjanja različnih vhodnih parametrov.	50
Preglednica 3.5:	Različice modela konstrukcije, katerih nihajni čas je enak eksperimentalno določenemu, in so bile narejene s kombiniranjem elastičnega modula, strižnega modula in specifične teže zidovja. Prikazan je tudi pospešek pga_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve.	51
Preglednica 3.6:	Povprečna vrednost indeksa občutljivosti globalnih parametrov odziva konstrukcije (v %) v odvisnosti od spreminjanja različnih vhodnih parametrov, ko za osnovni model privzamemo model 17, kjer smo upoštevali podajne strope.	51

Preglednica 4.1:	Povezava med poškodovanostjo in nivoji obnašanja posameznih komponent v FEMA-356 (FEMA, 2000).	57
Preglednica 4.2:	Skupina 30 akcelerogramov izbrana glede na ciljni spekter iz Evrokoda 8 za tip tal B in maksimalni pospešek tal $pga = 0.25$ g.	66
Preglednica 4.3:	Vzorec N_{sim} generiranih vrednosti N_{var} slučajnih spremenljivk.	76
Preglednica 4.4:	Baza upoštevanih funkcij ranljivosti za konstrukcijske in nekonstrukcijske komponente pri različnih mejnih stanjih poškodovanosti vključno z opisom poškodb.	87
Preglednica 4.5:	Osnovni podatki preizkušancev iz opečnih votlakov, ki so vključeni v podatkovno bazo.	92
Preglednica 4.6:	Lastnosti preizkušancev iz opečnih votlakov, ki so vključeni v bazi, in pripadajoči mejni zasuki.	94
Preglednica 4.7:	Mejne vrednosti statistike D_{max} pri statističnem testu Lillieforsa (1967).	96
Preglednica 4.8:	Parametri krivulj ranljivosti za mejne zasuke zidov pri treh mejnih stanjih.	98
Preglednica 4.9:	Baza funkcij izgub za konstrukcijske in nekonstrukcijske komponente pri različnih mejnih stanjih poškodovanosti vključno z opisom popravil.	106
Preglednica 5.1:	Razdelitev nekonstrukcijskih komponent v skupine komponent za stavbe AH, AS, BH in BS, vključno z njihovimi količinami v posameznih nadstropjih, ločeno v dveh glavnih smereh konstrukcije.	122
Preglednica 5.2:	Nosilnost, pomik na meji elastičnosti, nihajni čas, transformacijski faktor in masa SDOF modelov stavb AH, AS, BH in BS. Ločimo štiri možne smeri delovanja obtežbe (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi horizontalnih sil po višini (U in M).	132
Preglednica 5.3:	Parametra ($pga_{50,DSi}$, β_{DSi}) krivulj ranljivosti za mejna stanja DS1-DS4 stavb AH, BH, AS in BS pri 8 kombinacijah parametrov v potisnih analizah. S sivo so označene kritične analize.	143
Preglednica 5.4:	Verjetnost prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 v 1 letu in 50 letih za stavbe AH, BH, AS in BS iz dveh različnih materialov pri 8 kombinacijah parametrov v potisnih analizah.	147
Preglednica 5.5:	Ciljni indeksi zanesljivosti in maksimalna sprejemljiva verjetnost prekoračitve mejnih stanj nosilnosti in uporabnosti v obdobju 1 leta oziroma 50 let (ISO2934,1998; SIST EN 1990, 2004 in JCSS, 2000).	148
Preglednica 5.6:	Pričakovane izgube ločene na del brez oziroma z upoštevanjem porušitve konstrukcije pri potresih z intenziteto $pga = 0.25$ g in $pga = 0.47$ g za stavbe AH, BH, AS in BS.	155
Preglednica 5.7:	Verjetnosti prekoračitve 5000 €, 10000 € in 50000 € v 1 in 50 letih ter izgube, ki bodo z 2 % in 10 % verjetnostjo prekoračene v 50 letih za stavbe AH, BH, AS in BS.	162
Preglednica 6.1:	Vrednosti modelnih parametrov po metodi LHS za 30 variant modela konstrukcije, zgrajenih iz opečnih votlakov (H) ter nominalne vrednosti slučajnih spremenljivk za deterministično varianto (št. 31).	168
Preglednica 6.2:	Vrednosti modelnih parametrov po metodi LHS za 30 variant modela konstrukcije, zgrajenih iz polne opeke (S) ter nominalne vrednosti slučajnih spremenljivk za deterministično varianto (št. 31).	169
Preglednica 6.3:	Nosilnost, pomik na meji elastičnosti, nihajni čas, transformacijski faktor in masa SDOF modelov stavb AH, AS, BH in BS. Ločimo štiri smeri delovanja obtežbe (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi horizontalnih sil po višini (U in M). Navedene so mediane ter minimalne in maksimalne vrednosti količin.	175

Preglednica 6.4:	Vpliv negotovosti v potresni obtežbi (R) na ocenjeno kapaciteto konstrukcije AH-M-(-X). Pri vsaki varianti prikazujemo mediano kapacitet konstrukcije $pga_{50,DSi,R}$ in njihovo disperzijo $\beta_{DSi,R}$ za mejna stanja DS1-DS4. Za primerjavo prikažemo tudi mediano kapacitet konstrukcije $pga_{50,DSi,RU}$ in disperzijo $\beta_{DSi,RU}$, kjer smo hkrati upoštevali aleatorne in modelne negotovosti (RU).	183
Preglednica 6.5:	Vpliv modelnih negotovosti (U) na ocenjeno kapaciteto konstrukcije AH-M-(-X). Pri vsakem akcelerogramu prikazujemo mediano kapacitet konstrukcije $pga_{50,DSi,U}$ in njihovo disperzijo $\beta_{DSi,U}$ za mejna stanja DS1-DS4. Za primerjavo prikažemo tudi mediano kapacitet konstrukcije $pga_{50,DSi,RU}$ in disperzijo $\beta_{DSi,RU}$, kjer smo hkrati upoštevali aleatorne in modelne negotovosti (RU).	184
Preglednica 6.6:	Parametra ($pga_{50,DSi,RU}$, $\beta_{DSi,RU}$) krivulj ranljivosti za mejna stanja DS1-DS4 za stavbe AH, BH, AS in BS pri 8 kombinacijah parametrov potisnih analiz z upoštevanjem aleatornih in modelnih negotovosti. S sivo so označene kritične analize.	187
Preglednica 6.7:	Verjetnost prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 v 1 letu in 50 letih za stavbe AH, BH, AS in BS pri 8 kombinacijah parametrov v potisnih analizah z upoštevanjem aleatornih in modelnih negotovosti.	189
Preglednica 6.8:	Pričakovane izgube ločene na del brez oziroma z upoštevanjem porušitve konstrukcije pri potresih z intenziteto 0.25 g in 0.47 g za stavbe AH, BH, AS in BS.	195
Preglednica 6.9:	Verjetnosti prekoračitve 5000€, 10000€ in 50000 € v 1 in 50 letih ter izgube, ki bodo z 2 % in 10 % verjetnostjo prekoračene v 50 letih za stohastične modele stavb AH, BH, AS in BS.	202
Preglednica 6.10:	Mediana, 16-ti in 84-ti kvantil negotovih vhodnih modelnih parametrov in njihov vpliv na rezultate potisnih in SDOF-IDA analiz.	204
Preglednica 6.11:	Mediana, 16-ti in 84-ti kvantil negotovih vhodnih modelnih parametrov in njihov vpliv na oceno potresnega tveganja z različnimi metrikami.	205

KAZALO SLIK

Slika 2.1:	Možni porušni mehanizmi zidov in parametri, ki imajo največji vpliv na posamezni mehanizem porušitve, kot so: (a) in (b) strižna porušitev z zdrsom, (c) strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok, (d) strižna porušitev s sukanjem zidakov kot togih teles, (e) strižna porušitev s poružitvijo tlačnih diagonal, (f) upogibna porušitev in (g) prevrnitev zidu kot togega telesa.	15
Slika 2.2:	Ovojnica nosilnosti pri merodajnih porušnih mehanizmih v odvisnosti od normirane osne obremenitve.	16
Slika 2.3:	(a) Vpliv parametra mehčanja β in (b) vpliv nelinearne strižne deformabilnosti G_c na potek prečne sile v makroelementu v programu Tremuri (Penna et al., 2014).	24
Slika 3.1:	(a) Izbrana stara zidana stavba v Ljubljani in (b) stroj VibroScan v neposredni bližini obravnavane stavbe.	29
Slika 3.2:	Sinusni signal dinamične obtežbe v frekvenčnem razponu med 5 in 20 Hz.	29
Slika 3.3:	(a) Centralni senzor za merjenje hitrosti, priklopljen na računalnik in (b) lokacija senzorjev na podstrešju obravnavane stavbe.	30
Slika 3.4:	Prikaz metode PP za določitev prve translacijske lastne frekvence v smeri V-Z (X) in prve torzijske lastne frekvence (T) na osnovi merjenja ambientnih vibracij. (a) Štiriminutni časovni interval hitrosti izmerjenih s centralnim senzorjem, (b) amplitudni spekter hitrosti izmerjenih s centralnim senzorjem in (c) amplitudni spekter hitrosti izmerjenih z vogalnim senzorjem na jugozahodu stavbe.	31
Slika 3.5:	Prva translacijska lastna frekvenca v smeri V-Z (X) in prva torzijska lastna frekvenca, ocenjeni na podlagi Fourierjeve transformacije petih serij vsiljenih vibracij v frekvenčnem razponu med 5 in 100 Hz.	32
Slika 3.6:	Gostote verjetnosti translacijskih lastnih frekvenc (nihajnih časov) konstrukcije v smereh X in Y ter torzijske lastne frekvence (nihajnega časa), ocenjene na podlagi ambientnih vibracij. Srednja vrednost in koeficient variacije sta bila ocenjena po metodi največjega verjetja (poglavje 4.5.8).	33
Slika 3.7:	Gostote verjetnosti translacijskih lastnih frekvenc (nihajnih časov) konstrukcije v smereh X in Y ter torzijske lastne frekvence (nihajnega časa), ocenjene na podlagi vsiljenih vibracij. Srednja vrednost in koeficient variacije sta bila ocenjena po metodi največjega verjetja (poglavje 4.5.8).	33
Slika 3.8:	Tlorisa pritličja in prvega nadstropja obravnavane konstrukcije.	36
Slika 3.9:	Shematičen prikaz modela konstrukcije iz programov (a) 3Muri in (b) SAP2000.	37
Slika 3.10:	Nihajni časi, določeni s programoma SAP 2000 in 3Muri za konstrukcijske modele definirane v preglednici 3.3. Horizontalna črta predstavlja povprečje eksperimentalno določenih nihajnih časov z merjenjem ambientnih in vsiljenih vibracij.	40
Slika 3.11:	Štiri skupine krivulj potisne analize za osnovni model konstrukcije v (a) smeri X in (b) smeri Y. Vsaka skupina krivulj potisne analize ima določeno smer in razporeditev horizontalnih sil po višini, znotraj vsake skupine pa je razviden vpliv slučajne ekscentričnosti mase $e_{X(Y)} = \pm 5\%$.	44
Slika 3.12:	Kritična krivulja potisne analize osnovnega modela in njena idealizacija s karakterističnimi točkami.	44
Slika 3.13:	Grafični prikaz metode N2 in določitev pga_{NC} v formatu A-D. Ocena obnašanja je narejena na podlagi rezultatov potisne analize v smeri +X z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti in modalne razporeditve horizontalnih sil po višini (glej sliko 3.12).	45

Slika 3.14:	Poškodbe v kritični severni steni pri pomiku d_{NC} , ki ustreza mejnemu stanju blizu porušitve na krivulji potisne analize na sliki 3.12.	45
Slika 3.15:	Vpliv negotovih vhodnih parametrov na krivulje potisne analize. Krivulja potisne analize osnovnega modela je primerjana z modeli, kjer smo spreminjali: (a) modula E in G , (b) razmerje G/E , (c) maso modela preko specifične teže zidovja in (d) podajnost stropov ter upoštevanje predelnih sten.	46
Slika 3.16:	(a) Vpliv negotovih vhodnih parametrov na nihajne čase ekvivalentnega modela SDOF pri potisnih analizah v smeri X in pripadajoči nihajni časi elastičnih modelov konstrukcije ter (b) korelacija med T^* in T .	47
Slika 3.17:	Vpliv štirih skupin negotovih vhodnih parametrov na (a) pomik na meji elastičnosti d_y , (b) pomik pri mejnem stanju blizu porušitve d_{NC} in (c) duktilnost konstrukcije $\mu = d_{NC} / d_y$.	48
Slika 3.18:	Vpliv negotovih vhodnih podatkov na (a) nosilnost idealizirane krivulje potisne analize F_y in (b) pospešek pga_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve.	49
Slika 4.1:	(a) Matrika obnašanja v Vision 2000 (SEAOC, 1995) ter (b) nivoji obnašanja objektov v Vision 2000, FEMA-273 ter FEMA-356 (ATC, 2012a).	56
Slika 4.2:	Shematični prikaz osnovnih korakov metodologije SAC/FEMA za določitev verjetnosti prekoračitve določenega mejnega stanja z upoštevanjem negotovosti (Cornell et al. 2002)).	58
Slika 4.3:	Sestavni deli metodologije PEER za oceno obnašanja konstrukcij (Aslani in Miranda, 2005)).	59
Slika 4.4:	Shematični prikaz metodologije PEER za oceno potresnega tveganja (Porter, 2003).	61
Slika 4.5:	Krivulja potresne nevarnosti za območje Ljubljane (Brozovič in Dolšek, 2013b).	64
Slika 4.6:	(a) Primer izbranega skrajšanega akceleroograma ter (b) elastični spektri izbranih 30 akceleroogramov skupaj s ciljnim spektrom iz Evrokoda 8 za tip tal B.	65
Slika 4.7:	Glavni koraki poenostavljene nelinearne analize obnašanja konstrukcije za določitev parametrov potresnih zahtev z upoštevanjem negotovosti.	68
Slika 4.8:	(a) Kinematični model makroelementa in (b) pripadajoče notranje sile (Lagomarsino et al., 2009).	69
Slika 4.9:	(a) Elastični in neelastični del pomika centralnega dela makroelementa ter (b) trenjski in kohezijski sil prečne sile v makroelementu.	71
Slika 4.10:	(a) 3D model konstrukcije, določitev 3D in 2D vozlišč ter pravila za razdelitev mase (Lagomarsino et al., 2013) in (b) možnosti za modeliranje konstrukcijskih elementov v programu Tremuri.	74
Slika 4.11:	Določitev vrednosti vzorca slučajne spremenljivke X_j po metodi vzorčenja z latinsko hiperkocko.	76
Slika 4.12:	Povezava krivulje potisne analize in karakterističnih mejnih stanj poškodovanosti zidane konstrukcije vključno s tipičnimi etažnimi zasuki in pripadajočimi popravili (povzeto po Bosiljkov et al., 2010a).	78
Slika 4.13:	Krivulja potisne analize z mejnimi stanji poškodovanosti in njena tri-linearna idealizacija.	79
Slika 4.14:	Tipična krivulja IDA SDOF modela (SDOF-IDA) z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti.	81
Slika 4.15:	(a) Krivulje SDOF-IDA z označenimi parametri potresnih zahtev pri različnih stopnjah intenzitete in (b) verjetnost prekoračitve parametra potresnih zahtev pri različnih intenzitetah.	83

Slika 4.16:	(a) Odvisnost med vodoravno silo H in pomikom d na vrhu zidanega preizkušanca s prevladujočim strižnim obnašanjem ter ovojnica odnosa sila – pomik; (b) idealizacija eksperimentalno določene krivulje odpornosti z idealizirano krivuljo vključno s karakterističnimi točkami.	88
Slika 4.17:	Poškodovanost pri različnih mejnih stanjih poškodovanosti zidanega preizkušanca: (a) nastanek prvih razpok, (b) dosežena nosilnost elementa (c) mejno stanje blizu porušitve ob padcu nosilnosti na 80 % H_{max} in (d) porušitev elementa (Tomažević et al., 2009).	90
Slika 4.18:	Grafični prikaz testa Lilliefors s porazdelitveno funkcijo F_X in empirično porazdelitveno funkcijo F_X^* pri mejnem stanju: (a) nastanka poškodb, (b) nosilnosti, (c) blizu porušitve ter (d) krivulje ranljivosti za zidane elemente, ki se poškodujejo v upogibu.	97
Slika 4.19:	Grafični prikaz testa Lilliefors s porazdelitveno funkcijo F_X in empirično porazdelitveno funkcijo F_X^* pri mejnem stanju: (a) nastanka poškodb, (b) nosilnosti, (c) blizu porušitve ter (d) krivulje ranljivosti za zidane elemente, ki se poškodujejo v strigu.	98
Slika 4.20:	Krivulje ranljivosti pri vseh mejnih stanjih poškodovanosti za zidove, ki se porušijo v (a) upogibu ali (b) strigu ter verjetnost pojava mejnih stanj poškodovanosti v odvisnosti od zasuka elementa, ki se poruši v (c) upogibu ter (d) strigu.	99
Slika 4.21:	Krivulja ranljivosti za porušitev objekta: empirična in lognormalna porazdelitvena funkcija $P(C M)$.	100
Slika 4.22:	Algoritem ocene ekonomskih izgub po (a) FEMA P-58-1 (ATC, 2012a) in (b) predlagani metodologiji.	108
Slika 5.1:	Tloris (a) pritličja, (b) prvega nadstropja in (c) drugega nadstropja ter (d) prerez stavb AH in AS, ki poleg konstrukcijskih vključujejo tudi pozicijo in dimenzije nekonstrukcijskih komponent.	114
Slika 5.2:	Tloris (a) pritličja, (b) prvega nadstropja in (c) drugega nadstropja ter (d) prerez stavb BH in BS, ki poleg konstrukcijskih vključujejo tudi pozicijo in dimenzije nekonstrukcijskih komponent.	115
Slika 5.3:	Krivulje ranljivosti nekonstrukcijskih komponent za (a) predelne stene, (c) okna in (e) dimnike ter verjetnost, da se bo komponenta pri določeni vrednosti parametra potresnih zahtev nahajala v izbranem mejnem stanju za (b) predelne stene, (d) okna in (f) dimnike.	118
Slika 5.4:	Krivulje ranljivosti nekonstrukcijskih komponent za (a) zatrepne zidove, (c) strešnike in (e) spuščene stropje ter verjetnost, da se bo komponenta pri določeni vrednosti parametra potresnih zahtev nahajala v izbranem mejnem stanju za (b) zatrepne zidove, (d) strešnike in (f) spuščene stropje.	119
Slika 5.5:	Krivulje ranljivosti nekonstrukcijskih komponent za (a) računalniško opremo, (c) ostale komponente občutljive na zasuk in (e) ostale komponente občutljive na pospešek ter verjetnost, da se bo komponenta pri določeni vrednosti parametra potresnih zahtev nahajala v izbranem mejnem stanju za (b) računalniško opremo, (d) ostale komponente občutljive na zasuk in (f) ostale komponente občutljive na pospešek.	120
Slika 5.6:	Shematični prikaz 3D matematičnih modelov nosilne konstrukcije za (a) stavbi AH in AS ter za (b) stavbi BH in BS.	123
Slika 5.7:	Oznake in lokacija posameznih sten v tlorisu (a) stavb AH in AS ter (b) stavb BH in BS.	123

Slika 5.8:	Ekvivalentni okviri iz zidov, preklad in togih odsekov za stavbi AH in AS.	124
Slika 5.9:	Ekvivalentni okviri iz zidov, preklad in togih odsekov za stavbi BH in BS.	125
Slika 5.10:	Potisne krivulje za stavbe AH (a, b), BH (c, d), AS (e, f) in BS (g, h). Ločimo štiri smeri (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi sil po višini (U in M).	127
Slika 5.11:	Razvoj poškodovanosti v stenah W6Y, W7Y, W8Y in W9Y v simulaciji 1 (BH-M(-Y)) pri štirih karakterističnih mejnih stanjih DS1-DS4. Zaradi simetrije sten W10Y, W11Y, W12Y in W13Y ne prikazujemo.	128
Slika 5.12:	Razvoj poškodovanosti v stenah W1X, W2X, W3X, W4X in W5X v simulaciji 2 (A-S-U(-X)) pri štirih karakterističnih mejnih stanjih poškodovanosti DS1 – DS4.	130
Slika 5.13:	Trilinearni odnos sila-pomik za ekvivalenten SDOF model stavb AH (a, b), BH (c, d), AS (e, f) in BS (g, h) ter mejna stanja DS1–DS4. Ločimo štiri smeri (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi sil po višini (U in M).	133
Slika 5.14:	(a) Potisna krivulja, (b) idealizacija potisne krivulje s trilinearnim odnosom sila-pomik na sistemu SDOF z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti DS1-DS4, (c) krivulja SDOF-IDA za akcelerogram 1 in (d) krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme v simulaciji 1 (BH-M(-Y)).	136
Slika 5.15:	(a) Potisna krivulja, (b) idealizacija potisne krivulje s trilinearnim odnosom sila-pomik na sistemu SDOF z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti DS1-DS4, (c) krivulja SDOF-IDA za akcelerogram 1 in (d) krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme v simulaciji 2 (AS-U(-X)).	136
Slika 5.16:	Krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme za stavbo AH z mejnimi stanji poškodovanosti DS1–DS4. Ločimo štiri smeri (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi sil po višini (U in M).	137
Slika 5.17:	Krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme za stavbo BH z mejnimi stanji poškodovanosti DS1–DS4. Ločimo štiri smeri (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi sil po višini (U in M).	138
Slika 5.18:	Krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme za stavbo AS z mejnimi stanji poškodovanosti DS1–DS4. Ločimo štiri smeri (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi sil po višini (U in M).	139
Slika 5.19:	Krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme za stavbo BS z mejnimi stanji poškodovanosti DS1–DS4. Ločimo štiri smeri (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi sil po višini (U in M).	140
Slika 5.20:	Krivulje SDOF-IDA vključno s horizontalnimi in vertikalnimi rezi za (a) simulacijo 1 in (c) simulacijo 2. Prikazujemo še gostoti verjetnosti in parametra predpostavljene lognormalne porazdelitve pripadajočih (b) pomikov in (d) pospeškov tal.	141
Slika 5.21:	Krivulje ranljivosti za stavbe AH, BH, AS in BS v smereh X in Y, ki omogočajo določitev pogojne verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 pri potresu z določeno intenziteto.	144
Slika 5.22:	Pogojna verjetnost prekoračitve mejnih stanj pri določeni intenziteti za mejni stanji (a) DS1 in (c) DS3 ter razčlenitev verjetnosti prekoračitve mejnih stanj (b) DS1 in (d) DS3 po intenzitetah za simulacijo 1.	146
Slika 5.23:	Razčlenitev celotne izgube pri različnih intenzitetah potresa za simulacijo 1 (BH-M(-Y)) po ranljivostnih skupinah: (a) zidov, (b) predelnih sten, (c) oken, (d) dimnikov, (e) zatrepnih zidov, (f) stropov, (g) računalniške opreme in ostalih komponent občutljivih na (h) zasuk ter (i) pospešek.	150

- Slika 5.24: Razčlenitev celotne izgube pri različnih intenzitetah potresa za simulacijo 2 (AS-U(-X)) po ranljivostnih skupinah: (a) zidov, (b) predelnih sten, (c) dimnika, (d) strehe, (e) zatrepnega zidu in ostalih komponent občutljivih na (f) zasuk ter (g) pospešek. 151
- Slika 5.25: Prispevki posameznih skupin komponent k pričakovani celotni izgubi v odvisnosti od PGA za (a) simulacijo 2 in (b) simulacijo 1. 152
- Slika 5.26: Prispevki posameznih skupin komponent k pričakovani celotni izgubi za smeri X (a, c, e, g) in Y (b, d, f, h) za stavbi A (a-d) in B (e-h). 153
- Slika 5.27: Razčlenitev pričakovanih izgub pri različnih intenzitetah na deleža zaradi (ne)porušitve za stavbe AH, BH, AS in BS, ločeno za smeri X in Y. 156
- Slika 5.28: Pogojna verjetnost prekoračitve izgube l_i izražene z deležem cene nadomestitve objekta L_{nad} (0.01, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20 in 1) v odvisnosti od intenzitete potresa za stavbe AH, BH, AS in BS. 158
- Slika 5.29: Pogojna verjetnost prekoračitve določene vrednosti izgub pri potresih z intenzitetami 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g, 0.5 g in 0.6 g za stavbe AH, BH, AS in BS. 159
- Slika 5.30: Pričakovana letna izguba v stavbah AH, BH, AS in BS ter prispevek potresov z intenzitetami pga brez upoštevanja mej (a, c, e, g) in z upoštevanjem omejitev $pga > 0.05$ g (b, d, f, h). 161
- Slika 5.31: Krivulje izgub $\lambda(L_T > l_i)$ in verjetnosti prekoračitve izgub v t letih $P(L_T > l_i | t \text{ let})$ za stavbe AH, BH, AS in BS. 163
- Slika 6.1: Gostote verjetnosti slučajnih spremenljivk izbranih modelnih negotovosti vključno s parametroma porazdelitvene funkcije. 166
- Slika 6.2: Primerjava vzorčnih vrednosti materialnih parametrov izbranih parov slučajnih spremenljivk pred in po optimizaciji vzorčne matrike. 167
- Slika 6.3: Potisne krivulje za stavbe AH, BH, AS in BS za vse variante konstrukcijskih modelov vključno z mediano potisnih krivulj stohastičnega modela ter potisno krivuljo determinističnega modela. Prikazujemo kritične potisne analize v vsaki od smeri X in Y. 172
- Slika 6.4: Karakteristične točke potisnih krivulj stohastičnega in determinističnega modela stavb AH, BH, AS in BS, ki predstavljajo mejna stanja konstrukcije DS1-DS3. Za vsako mejno stanje prikazujemo parametra predpostavljene lognormalne porazdelitvene funkcije (μ_{DS} , β_{DS}) pomikov in sil ter njihove minimalne in maksimalne vrednosti [min max]. 173
- Slika 6.5: Trilinearni odnos sila-pomik za ekvivalentne SDOF modele stavb AH (a,b), BH (c,d), AS (e,f) in BS (g,h). Prikazane so idealizacije kritičnih potisnih analiz v smereh X in Y za stohastični in deterministični model. 176
- Slika 6.6: Krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme in variante pri kritičnih kombinacijah parametrov potisne analize za stavbe AH, BH, AS in BS. Prikazana so tudi mejna stanja poškodovanosti DS1-DS4. 179
- Slika 6.7: Krivulje SDOF-IDA stohastičnega in determinističnega modela pri kritičnih kombinacijah parametrov potisne analize za stavbe AH, BH, AS in BS. Prikazane so tudi 16-ta, 50-ta in 84-ta kvantilna krivulja. 180
- Slika 6.8: (a)-(d) Vpliv negotovosti v potresni obtežbi in (e)-(h) vpliv modelnih negotovosti na ocenjene kapacitete konstrukcije BH-M(-X) pri mejnih stanjih DS1-DS4 pri različnih variantah oziroma akcelerogramih. 181
- Slika 6.9: Število simulacij pri katerih pride do posameznih mejnih stanj konstrukcije BH-M(+X) znotraj intervala intenzitete s korakom 0.01 g. Pri vsakem mejnem stanju

	DS1-DS4 sta dodana še parametra predpostavljene lognormalne porazdelitve kapacitet konstrukcije.	185
Slika 6.10:	Krivulje ranljivosti za stavbe AH, BH, AS in BS v smereh X in Y, ki omogočajo določitev pogojne verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 pri potresu z določeno intenziteto z upoštevanjem aleatornih negotovosti (det) oziroma z upoštevanjem aleatornih in modelnih negotovosti (stoh).	188
Slika 6.11:	Prispevki posameznih ranljivostnih skupin k pričakovani celotni izgubi pri pogoju neporušitve z upoštevanjem modelnih negotovosti za stavbe AH, BH, AS in BS, ločeno v smereh X in Y.	191
Slika 6.12:	Prispevki posameznih ranljivostnih skupin k pričakovani celotni izgubi z upoštevanjem in brez upoštevanja modelnih negotovosti (stoh/det) za stavbo AH v smeri X. Prikazan je tudi razpon minimalnih in maksimalnih izgub v posameznih ranljivostnih skupinah v odvisnosti od intenzitete.	192
Slika 6.13:	Razčlenitev pričakovanih izgub pri različnih intenzitetah na deleža zaradi (ne)porušitve za stavbe AH, BH, AS in BS, ločeno za smeri X in Y. Rezultati so prikazani za primer stohastičnega in determinističnega modela.	194
Slika 6.14:	Pogojna verjetnost prekoračitve izgube l_i izražene z deležem cene nadomestitve objekta L_{nad} (0.01, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20 in 1) v odvisnosti od intenzitete potresa za stavbe AH, BH, AS in BS z/brez upoštevanja modelnih negotovosti (stoh/det).	197
Slika 6.15:	Pogojna verjetnost prekoračitve določene vrednosti izgub pri potresih z intenzitetami 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g, 0.5 g in 0.6 g za stavbe AH, BH, AS in BS z/brez upoštevanja modelnih negotovosti (stoh/det).	198
Slika 6.16:	Pričakovana letna izguba v stavbah AH, BH, AS in BS ter prispevek potresov z intenzitetami pga brez upoštevanja mej (a, c, e, g) in z upoštevanjem omejitev intenzitet $pga > 0.05$ g (b, d, f, h). Prikazane so pričakovane letne izgube z in brez upoštevanja modelnih negotovosti.	200
Slika 6.17:	Krivulje izgub $\lambda(L_T > l_i)$ in verjetnosti prekoračitve izgub v t letih $P(L_T > l_i t \text{ let})$ za stavbe AH, BH, AS in BS. Prikazane so razlike med rezultati stohastičnega in determinističnega modela.	202
Slika 6.18:	Tornado diagrami prikazujejo vpliv vhodnih modelnih parametrov stavbe BH-M-(+X) na različne rezultate, dobljene s potisno analizo in inkrementalno dinamično analizo na modelu SDOF.	207
Slika 6.19:	Tornado diagrami prikazujejo vpliv vhodnih modelnih parametrov stavbe BH-M-(+X) na različne mere za oceno potresnega tveganja zidanih konstrukcij.	208

LIST OF TABLES

Table 2.1:	The expected values and adopted probability distribution functions for the compressive strength of masonry f_c including coefficient of variation V_{f_c} and lower and upper bound of compressive strength $f_{c,min}$ and $f_{c,max}$.	9
Table 2.2:	The expected values and adopted probability distribution functions for the initial shear strength f_{v0} including coefficient of variation $V_{f_{v0}}$ and lower and upper bound of the initial shear strength $f_{v0,min}$ and $f_{v0,max}$.	10
Table 2.3:	The expected values and adopted probability distribution functions for the tensile strength of masonry f_t including the coefficient of variation V_{f_t} and lower and upper bound of diagonal shear strength $f_{t,min}$ and $f_{t,max}$.	11
Table 2.4:	The expected values and adopted probability distribution functions for the elastic modulus of masonry E including coefficient of variation V_E and lower and upper bound of elastic modulus E_{min} and E_{max} .	12
Table 2.5:	The expected values and adopted probability distribution functions for the shear modulus of masonry G including coefficient of variation V_G and lower and upper bound of shear modulus G_{min} and G_{max} .	13
Table 2.6:	The expected values of ultimate drifts δ_u for shear and flexural failure including coefficient of variation V_{δ_u} and lower and upper bound of ultimate drift $\delta_{u,min}$ and $\delta_{u,max}$.	19
Table 2.7:	Coefficients of variation for specific weights of various materials, dead load and live load.	21
Table 2.8:	Selected statistical properties (expected value and coefficient of variation) for uncertain material and modelling properties of hollow clay masonry for modern buildings including the upper and lower limits of random variables.	25
Table 2.9:	Selected statistical properties (expected value and coefficient of variation) for uncertain material and modelling properties of solid brick clay masonry for existing buildings including the upper and lower limits of random variables.	25
Table 3.1:	Material properties of the masonry assumed for the base-case models.	38
Table 3.2:	Comparison of the vibration periods for the base-case models with the vibration periods corresponding to the ambient and force vibration tests.	38
Table 3.3:	Variations of the structural models and their input parameters. The variation of the parameters compared to the base model No. 3 is marked in gray.	39
Table 3.4:	The mean absolute value of variability of the global response parameters (in %) with respect to variation of the different input parameters.	50
Table 3.5:	Variants of possible models consistent with the experimentally estimated vibration periods, which were obtained by variation of the elastic modulus, the shear modulus and the specific weight of the masonry walls, and the peak ground acceleration pga_{NC} associated with the near collapse limit state.	51
Table 3.6:	The mean absolute value of the variability of the global response parameters (in %) with respect to variations of the different input parameters when the base-case model is Model No.17, which takes into account the effect of flexible floors.	51
Table 4.1:	The relationship between damage and target performance levels for various components in FEMA-356 (FEMA, 2000).	57
Table 4.2:	Selection of 30 ground motions according to the target spectrum from Eurocode 8 for soil type B and peak ground acceleration $pga = 0.25$ g.	66
Table 4.3:	Sampling scheme for N_{sim} evaluations of N_{var} random variables.	76

Table 4.4:	The database of considered fragility functions for structural and nonstructural components at various damage states including the description of damage.	87
Table 4.5:	The properties of hollow clay masonry specimens used in the database.	92
Table 4.6:	The characteristics of hollow clay masonry specimens used in the database and the corresponding limit state drifts.	94
Table 4.7:	Critical values for Lilliefors goodness-of-fit test (1967).	96
Table 4.8:	Parameters of fragility curves for drifts of masonry walls corresponding to the three limit states.	98
Table 4.9:	The database of loss functions for structural and nonstructural components at various damage states including description of repair actions.	106
Table 5.1:	The classification of the non-structural components into performance groups for the buildings AH, AS, BH and BS, including their quantities for each storey in the main directions of the building.	122
Table 5.2:	The strength, the yield displacement, the vibration period, the transformation factor and the mass of the SDOF models of the buildings AH, AS, BH and BS. Four possible load directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U and M) are considered.	132
Table 5.3:	Parameters ($pga_{50,DSi}$, β_{DSi}) of fragility curves for damage states DS1-DS4 for buildings AH, BH, AS and BS. Results are presented for 8 pushover analyses, critical analyses are marked in gray.	143
Table 5.4:	Probability of exceedance of damage states DS1-DS4 in 1 year and 50 years for buildings stavb AH, BH, AS and BS made from two materials for 8 combinations of parameters in pushover analyses.	147
Table 5.5:	Target reliability index and the maximum acceptable probability of exceedance for ultimate and serviceability limit states in 1 year and 50 years (ISO2934,1998; SIST EN 1990, 2004 and JCSS, 2000).	148
Table 5.6:	The expected total losses with or without consideration of collapse for intensities $pga = 0.25$ g and $pga = 0.47$ g for buildings AH, BH, AS and BS.	155
Table 5.7:	The probabilities of exceeding 5000 €, 10000 € and 50000 € in 1 and 50 years, and the losses, which will be exceeded in 50 years with 2 % and 10 % probability for buildings AH, BH, AS in BS.	162
Table 6.1:	The values of the modelling parameters obtained by the LHS method for 30 variants of structural model for the building made from hollow clay (H) and the nominal values of the random variables for deterministic variant (No. 31).	168
Table 6.2:	The values of the modelling parameters obtained by the LHS method for 30 variants of structural model for the building made from solid bricks (S) and the nominal values of the random variables for deterministic variant (No. 31).	169
Table 6.3:	The strength, the yield displacement, the vibration period, the transformation factor and the mass of the SDOF models of the buildings AH, AS, BH and BS. Four possible load directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U and M) are considered. In addition to the median values of the quantities, the minimum and maximum values of quantities are also shown in brackets.	175
Table 6.4:	The effect of aleatoric uncertainties on the estimated capacity of the building AH-M(-X). For each variant, median capacity $pga_{50,DSi,R}$ and dispersion $\beta_{DSi,R}$ for damage states DS1-DS4 are shown and compared with median capacity and dispersion obtained by considering both, aleatoric and epistemic uncertainties (RU).	183

Table 6.5:	The effect of modelling uncertainties on the estimated capacity of the building AH-M(-X). For each accelerogram, median capacity $pga_{50,DSi,U}$ and dispersion $\beta_{DSi,U}$ for damage states DS1-DS4 are shown and compared with median capacity and dispersion obtained by considering both, aleatoric and epistemic uncertainties (RU).	184
Table 6.6:	Parameters ($pga_{50,DSi,RU}$, $\beta_{DSi,RU}$) of the fragility curves for damage states DS1-DS4 for buildings AH, BH, AS and BS considering aleatoric and modelling uncertainties. Results are presented for 8 pushover analyses, critical analyses are marked in gray.	187
Table 6.7:	Probability of exceeding the damage states DS1-DS4 in 1 year and 50 years for buildings AH, BH, AS and BS for 8 combinations of parameters in pushover analyses considering aleatoric and epistemic uncertainties.	189
Table 6.8:	The expected total losses with or without consideration of collapse for intensities 0.25 g in 0.47 g for buildings AH, BH, AS and BS.	195
Table 6.9:	The probabilities of exceeding 5000 €, 10000€ and 50000 € in 1 and 50 years, and the losses, which will be exceeded in 50 years with 2 % and 10 % probability for the stochastic models of the buildings AH, BH, AS and BS.	202
Table 6.10:	The median, 16 th and 84 th percentiles of the uncertain modeling parameters and their effect on the pushover and SDOF-IDA results.	204
Table 6.11:	The median, 16 th and 84 th percentiles of the uncertain modelling parameters and their effect on the seismic risk assessment expressed with various metrics.	205

LIST OF FIGURES

Figure 2.1:	Failure modes of masonry walls subjected to in-plane loads and parameters, which have the greatest effect on failure modes, such as: (a) and (b) sliding shear failure, (c) diagonal tension failure, (d) tip over of the separate units, (e) shear crushing, (f) flexural failure, (g) tip over of the entire wall.	15
Figure 2.2:	Envelope of the critical failure modes and load-carrying capacity versus normalized axial load.	16
Figure 2.3:	The approximated influence of (a) the softening parameter and (b) the nonlinear shear deformability parameter G_c on the shear force of the macroelement in the Tremuri program (Penna et al., 2014).	24
Figure 3.1:	(a) The investigated old masonry building in Ljubljana and (b) the VibroScan machine located 1m from the tested building.	29
Figure 3.2:	The sinusoidal sweep signal in the frequency interval from 5 to 20 Hz.	29
Figure 3.3:	(a) The central sensor wired to the computer and (b) the position of the sensors in the roof storey.	30
Figure 3.4:	Illustration of the procedure for the estimation of the first natural frequency in the EW (X) direction and the first torsional frequency (T) in the case of ambient vibration measurements. (a) The recorded 4 min time interval of velocities at the center of the building, (b) the corresponding Fourier spectrum of the measured velocities at the center of the building and (c) the Fourier spectrum corresponding to the location of the SW corner sensor.	31
Figure 3.5:	The first translational frequency in the EW(X) direction and the first torsional frequency (T), estimated on the basis of a Fourier spectrum corresponding to forced vibrations with 5 sweep signals in the frequency interval from 5 to 100 Hz.	32
Figure 3.6:	Probability density functions of the first translational natural frequencies (periods) in the X and Y directions and the torsional natural frequency (period) estimated on the basis of ambient vibrations. The mean values and corresponding coefficients of variation were estimated by using the maximum likelihood method (chapter 4.5.8).	33
Figure 3.7:	Probability density function of the first translational natural frequencies (periods) in the X and Y directions and the torsional natural frequency (period) estimated on the basis of forced vibrations. The mean values and corresponding coefficients of variation were estimated by using the maximum likelihood method (chapter 4.5.8).	33
Figure 3.8:	Plans of the ground storey and the first storey of the investigated building.	36
Figure 3.9:	Schematically presented structural models in (a) 3Muri and (b) SAP2000.	37
Figure 3.10:	Vibration periods calculated for the SAP 2000 and the 3Muri structural models as defined in Table 3.3. The horizontal line indicates an average estimate of the vibration period from the ambient and forced vibrations measurements.	40
Figure 3.11:	Four sets of pushover curves for the base-case model in (a) X direction and (b) Y direction. Each set of pushover curves corresponds to a certain combination of the direction of loading and type of lateral force distribution, where the three curves in each set show the effect of accidental eccentricity $e_{X(Y)} = \pm 5\%$.	44
Figure 3.12:	The critical pushover curve of the base-case model and the idealized force-displacement relationship with characteristic points.	44

Figure 3.13:	Determination of pga_{NC} in A-D format. Assessment is made based on the pushover analysis in the +X direction with consideration of accidental mass eccentricity and the modal distribution of horizontal forces (see Figure 3.12).	45
Figure 3.14:	Damage of the critical northern wall corresponded to the near-collapse displacement d_{NC} of the pushover curve presented in Fig. 3.12.	45
Figure 3.15:	The effect of variation of the input parameters on the pushover curves. The pushover curve of the base-case model is compared to those corresponding to: (a) simultaneous variation of E and G , (b) variation of the ratio G/E , (c) variation of the mass (wall density) and (d) models with flexible floors and without partition walls.	46
Figure 3.16:	(a) The effect of the input parameters on the vibration period of the equivalent SDOF model due to pushover analysis in the X direction and corresponding vibration period of the building and (b) the correlation between T^* and T .	47
Figure 3.17:	The effect of the variation of the four groups of input parameters on (a) the yield displacement d_y , (b) the near-collapse limit state displacement d_{NC} and (c) the ductility $\mu = d_{NC} / d_y$.	48
Figure 3.18:	The effect of the variation of the input parameters on (a) the force F_y of the idealized pushover curve and (b) on the limit state peak ground acceleration pga_{NC} .	49
Figure 4.1:	(a) Performance matrix in Vision 2000 (SEAOC, 1995) and (b) performance levels according to Vision 2000, FEMA-273 and FEMA-356 (ATC, 2012a).	56
Figure 4.2:	The schematic view of the basic steps of SAC/FEMA methodology for determination of seismic risk with consideration of uncertainties (Cornell et al., 2002).	58
Figure 4.3:	Components of PEER performance assessment methodology (Aslani in Miranda, 2005).	59
Figure 4.4:	The schematic presentation of PEER performance assessment methodology (Porter, 2003).	61
Figure 4.5:	Seismic hazard curve for Ljubljana region (Brozovič and Dolšek, 2013b).	64
Figure 4.6:	(a) Example of shortened selected ground motion and (b) elastic spectra of the 30 selected ground motions and target spectrum from Eurocode 8 for soil type B.	65
Figure 4.7:	The main steps of simplified nonlinear structural analysis for determination of engineering demand parameters with consideration of uncertainties.	68
Figure 4.8:	(a) The kinematic model of macroelement and (b) corresponding internal forces (Lagomarsino et al., 2009).	69
Figure 4.9:	(a) Elastic and plastic displacement in the central part of macroelement and (b) contribution of friction and cohesion to the shear force in macroelement.	71
Figure 4.10:	(a) 3D assembly of masonry walls, classification of 3D and 2D nodes and mass sharing rules (Lagomarsino et al., 2013) and (b) options for modeling of structural elements in Tremuri.	74
Figure 4.11:	Sampling of random variable X_j according to the Latin Hypercube Sampling technique.	76
Figure 4.12:	Relationship between pushover curve, characteristic damage states, typical interstorey drifts of masonry building including the corresponding repair actions (after Bosiljkov et al., 2010a).	78
Figure 4.13:	Pushover curve with damage states for masonry building and tri-linear idealization.	79

Figure 4.14:	Typical IDA curve for SDOF model (SDOF-IDA) with corresponding limit states.	81
Figure 4.15:	(a) SDOF-IDA curves with engineering demand parameters at various intensity levels and (b) the probability of exceeding engineering demand parameters at various intensity levels.	83
Figure 4.16:	(a) Force-displacement ($H-d$) relationship and corresponding envelope of a shear-sensitive masonry specimen, and (b) idealized force-displacement envelope of experimentally obtained hysteresis envelope including characteristic points.	88
Figure 4.17:	Damage at various damage states for masonry specimen: (a) first cracks, (b) maximum base shear, (c) near-collapse limit state at 80 % of H_{max} and (d) collapse of the specimen (Tomažević et al., 2009).	90
Figure 4.18:	Graphical representation of statistical test according to Lilliefors (1967) including cumulative distribution function F_X and empirical cumulative distribution function F_X^* at various limit states: (a) first cracks, (b) maximum base shear, (c) near collapse and (d) fragility curves for masonry elements with flexural failure.	97
Figure 4.19:	Graphical representation of statistical test according to Lilliefors (1967) including cumulative distribution function F_X and empirical cumulative distribution function F_X^* at various limit states: (a) first cracks, (b) maximum base shear, (c) near collapse and (d) fragility curves for masonry elements with shear failure.	98
Figure 4.20:	Fragility curves for all damage states of masonry walls which fail in (a) flexure or (b) shear and corresponding probability of occurrence of damage states depending on the element's drift at (c) flexural and (d) shear failure.	99
Figure 4.21:	The collapse fragility curve: empirical and lognormal cumulative distribution function $P(C M)$.	100
Figure 4.22:	The algorithm for loss estimation according to (a) FEMA P-58-1 (ATC, 2012a) and (b) proposed methodology.	108
Figure 5.1:	The plan of (a) ground storey, (b) first storey, (c) second storey and (d) cross section of the buildings AH and AS, including the position and dimensions of the structural and non-structural components.	114
Figure 5.2:	The plan of (a) ground storey, (b) first storey, (c) second storey and (d) cross section of the buildings BH and BS, including the position and dimensions of the structural and non-structural components.	115
Figure 5.3:	Fragility curves of non-structural components for (a) partition walls, (c) windows and (e) masonry chimneys, and the corresponding probability of occurrence of designated damage state as a function of the engineering demand parameter in the case of (b) partition walls, (d) windows and (f) masonry chimneys.	118
Figure 5.4:	Fragility curves of non-structural components for (a) masonry parapets, (c) roofing and (e) suspended ceilings, and the corresponding probability of occurrence of designated damage state as a function of the engineering demand parameter in the case of (b) masonry parapets, (d) roofing and (f) suspended ceilings.	119
Figure 5.5:	Fragility curves of non-structural components for (a) desktop computers and servers, (c) generic drift-sensitive components and (e) generic acceleration-sensitive components, and the corresponding probability of occurrence of designated damage state as a function of the engineering demand parameter in	

	the case of (b) desktop computers and servers, (d) generic drift-sensitive components and (f) generic acceleration-sensitive components.	120
Figure 5.6:	Schematically presented 3D structural models for (a) the buildings AH and AS and for (b) the buildings BH and BS.	123
Figure 5.7:	Labels and location of the masonry walls in the plans of (a) the buildings AH and AS and (b) the buildings BH and BS.	123
Figure 5.8:	The equivalent frames consisting of masonry walls, lintels and rigid sections for the buildings AH and AS.	124
Figure 5.9:	The equivalent frames consisting of masonry walls, lintels and rigid sections for the buildings BH and BS.	125
Figure 5.10:	Pushover curves for the buildings AH (a, b), BH (c, d), AS (e, f) and BS (g, h). Four directions (+X, -X, +Y, -Y) and two vertical distributions of horizontal forces (U and M) are considered.	127
Figure 5.11:	The evolution of damage in masonry elements for walls W6Y, W7Y, W8Y and W9Y for the Simulation 1 (BH-M-(-Y)) at four characteristic damage states DS1 – DS4. The damage in the walls W10Y, W11Y, W12Y and W13Y is not shown due to the symmetry of the building.	128
Figure 5.12:	The evolution of damage in masonry elements for walls W1X, W2X, W3X, W4X in W5X for the Simulation 2 (A-S-U-(-X)) at four characteristic damage states DS1 – DS4.	130
Figure 5.13:	Trilinear force-displacement relationship of the equivalent SDOF model of the buildings AH (a, b), BH (c, d), AS (e, f) and BS (g, h) including the damage states DS1–DS4. Four directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U and M) are considered.	133
Figure 5.14:	(a) The pushover curve, (b) the idealization of the pushover curve by trilinear force-displacement relationship for the SDOF model with corresponding damage states DS1-DS4, (c) SDOF-IDA curve for the accelerogram 1 and (d) SDOF-IDA curves for the selected accelerograms in the simulation 1 (BH-M-(-Y)).	136
Figure 5.15:	(a) The pushover curve, (b) the idealization of the pushover curve by trilinear force-displacement relationship for the SDOF model with corresponding damage states DS1-DS4, (c) SDOF-IDA curve for the accelerogram 1 and (d) SDOF-IDA curves for the selected accelerograms in the simulation 2 (AS-U-(-X)).	136
Figure 5.16:	SDOF-IDA curves for all accelerograms with damage states DS1–DS4 in the case of building AH. Four directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U and M) are considered.	137
Figure 5.17:	SDOF-IDA curves for all accelerograms with damage states DS1–DS4 in the case of building BH. Four directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U in M) are considered.	138
Figure 5.18:	SDOF-IDA curves for all accelerograms with damage states DS1–DS4 in the case of building AS. Four directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U in M) are considered.	139
Figure 5.19:	SDOF-IDA curves for all accelerograms with damage states DS1–DS4 in the case of building BS. Four directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U in M) are considered.	140
Figure 5.20:	SDOF-IDA curves with horizontal and vertical cuts for (a) the simulation 1 and (c) simulation 2. The lognormal probability distribution function and its parameters are shown for the corresponding (b) displacements and (d) accelerations.	141

Figure 5.21:	Fragility curves for the buildings AH, BH, AS and BS, which enable the estimation of the conditional probability of exceeding damage states DS1-DS4 given intensity.	144
Figure 5.22:	The conditional probability of exceeding damage states (a) DS1 and (c) DS3 given intensity and disaggregation of the probability of exceeding damage states (b) DS1 and (d) DS3 at different intensities for simulation 1.	146
Figure 5.23:	The disaggregation of the total losses at various intensities for the simulation 1 (BH-M(-Y)) and fragility groups: (a) masonry walls, (b) partition walls, (c) windows, (d) chimney, (e) parapet walls, (f) suspended ceilings, (g) desktop PCs and servers, (h) drift-sensitive components and (i) acceleration-sensitive components.	150
Figure 5.24:	The disaggregation of the total losses at various intensities for the simulation 2 (AS-U(-X)) and fragility groups: (a) masonry walls, (b) partition walls, (c) chimney, (d) roofing, (e) parapet walls, (f) drift-sensitive components and (g) acceleration sensitive components.	151
Figure 5.25:	The contribution of considered fragility groups to the expected total loss given <i>PGA</i> for (a) the simulation 2 and (b) simulation 1.	152
Figure 5.26:	The contribution of considered fragility groups to the expected total losses in the direction X (a, c, e, g) and Y (b, d, f, h) for the buildings A (a-d) and B (e-h).	153
Figure 5.27:	Disaggregation of the expected losses given intensity due to (non)collapse for buildings AH, BH, AS and BS in directions X and Y.	156
Figure 5.28:	The conditional probability that losses will exceed a certain value l_i expressed as the proportion of replacement cost of the building L_{nad} (0.01, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20 and 1) for various earthquake intensities for the buildings AH, BH, AS and BS.	158
Figure 5.29:	The conditional probability of exceeding a specified value of loss given the earthquake intensities 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g, 0.5 g in 0.6 g for the buildings AH, BH, AS and BS.	159
Figure 5.30:	The expected annual loss in the buildings AH, BH, AS and BS and disaggregation of <i>EAL</i> by intensity measure without limitations (a, c, e, g) and for $pga > 0.05$ g (b, d, f, h).	161
Figure 5.31:	Loss curves $\lambda(L_T > l_i)$ and probabilities of exceeding losses in t years $P(L_T > l_i t \text{ years})$ for the buildings AH, BH, AS in BS.	163
Figure 6.1:	The probability density functions of the random variables for the considered modelling uncertainties including the parameters of the cumulative distribution function.	166
Figure 6.2:	Comparison between the sample values of the selected pairs of random variables before and after the optimization of the sample matrix.	167
Figure 6.3:	Pushover curves for the buildings AH, BH, AS and BS for the set of structural models, including the median pushover curve of the stochastic model and the pushover curve corresponding to the deterministic model. The critical pushover analyses in directions X and Y are shown.	172
Figure 6.4:	The characteristic points of the pushover curves for the stochastic and deterministic models of the buildings AH, BH, AS and BS, which represent damage states DS1-DS3. For each damage state, parameters of the assumed lognormal cumulative distribution function (μ_{DS} , β_{DS}) for displacements and base shear are shown, including minimum and maximum values [min max].	173

- Figure 6.5: Tri-linear force-displacement relationship of the equivalent SDOF models of buildings AH (a,b), BH (c,d), AS (e,f) and BS (g,h). The results are shown for the critical pushover curves in directions X and Y utilizing stochastic and deterministic model. 176
- Figure 6.6: SDOF-IDA curves for all accelerograms and variants for critical combinations of pushover parameters in the case of buildings AH, BH, AS and BS. The damage states DS1–DS4 are also shown. 179
- Figure 6.7: SDOF-IDA curves for stochastic and deterministic model for critical combinations of pushover parameters in the case of buildings AH, BH, AS and BS. The 16th, 50th and 84th percentile SDOF-IDA curves are also shown. 180
- Figure 6.8: (a)-(d) The effect of aleatoric and (e)-(h) modelling uncertainties on the estimated capacities for the building BH-M-(-X) and damage states DS1-DS4 for various variants of the stochastic model and accelerograms. 181
- Figure 6.9: The number of simulations in which damage states DS1-DS4 occur in the building BH-M-(+X) in the intensity intervals $[pga_i pga_{i+1}]$ with the interval length 0.01 g. For each damage state the parameters of the assumed lognormal distribution are shown. 185
- Figure 6.10: Fragility curves for the buildings AH, BH, AS and BS, which enable the estimation of the conditional probability of exceeding damage states DS1-DS4 given intensity. The effect of aleatoric uncertainties (det) and aleatoric and modeling uncertainties (stoh) is shown. 188
- Figure 6.11: The contribution of considered fragility groups to the expected total losses for non-collapse case, considering the modelling uncertainties for the buildings AH, BH, AS and BS in the directions X and Y. 191
- Figure 6.12: The contribution of considered fragility groups to the expected total losses with/without consideration of modelling uncertainties (stoh/det) for the building AH in the direction X. Minimum and maximum loss for each fragility group and each intensity level are shown. 192
- Figure 6.13: Disaggregation of the expected losses given intensity due to (non)collapse for buildings AH, BH, AS and BS in directions X and Y. The results based on stochastic and deterministic model are presented. 194
- Figure 6.14: The conditional probability that losses will exceed a certain value l_i expressed as the proportion of replacement cost of the building (0.01, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20 and 1) for various earthquake intensities for the buildings AH, BH, AS and BS with/without consideration of the modelling uncertainties (stoh/det). 197
- Figure 6.15: The conditional probability of exceeding a specified value of loss given the earthquake intensities 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g, 0.5 g in 0.6 g for the buildings AH, BH, AS and BS with/without consideration of the modelling uncertainties (stoh/det). 198
- Figure 6.16: The expected annual loss in the buildings AH, BH, AS and BS and disaggregation of EAL by intensity measure without limitations (a, c, e, g) and for $pga > 0.05$ g (b, d, f, h). The expected annual losses with and without consideration of modelling uncertainties are shown. 200
- Figure 6.17: Loss curves $\lambda(L_T > l_i)$ and probabilities of exceeding losses in t years $P(L_T > l_i | t \text{ years})$ for the buildings AH, BH, AS in BS. The difference between the results of the stochastic and deterministic model is shown. 202

-
- Figure 6.18: The tornado diagrams presenting the effect of input modelling parameters of the building BH-M-(+X) on the various results of the pushover and the incremental dynamic analysis of the equivalent SDOF model. 207
- Figure 6.19: The tornado diagrams presenting the effect of input modelling parameters of the building stavbe BH-M-(+X) on the various measures for the seismic risk assessment 208

SIMBOLI

a	parameter za določitev mejnega zasuka; indeks akceleroograma;
A	površina vodoravnega prereza zidu
a_0, \dots, a_5	koefficienti za določitev maksimalnega pospeška etaže
A_c	celotna efektivna površina sten v prvi etaži
A_{env}	površina pod krivuljo potisne analize do pomika pri končnem mejnem stanju
A_i	prerez stene i v prvi etaži stavbe
$a_{i,j}$	spodnja meja i -tega podobmočja zaloge vrednosti porazdelitvene funkcije j -te slučajne spremenljivke
a_{nov}	cena/strošek nadomestitve enote komponente z enakovredno novo komponento;
$a_{popravit}$	cena/strošek vseh popravil enote komponente pretvorjen na trenutni čas
b	parameter za določitev mejnega zasuka δ_u ; faktor porazdelitve strižnih napetosti po prerezu
BTP	bruto tlorisna etažna površina objekta
c	parameter nelinearne strižne deformabilnosti
c_{nov}	cena/strošek posameznih del, ki so potrebna za izdelavo enote nove komponente
$c_{novogradnje}$	cena/strošek izgradnje nove stavbe na enoto bruto tlorisne površine
$c_{popravit}$	cena/strošek posameznih del, ki so potrebna za popravilo enote poškodovane komponente
C_R	enkratni stroški protipotresne obnove oziroma sanacije
C_t	koefficient za določitev nihajnega časa konstrukcij, odvisen od tipa stavbe
d	horizontalni pomik na vrhu zidanega preizkušanca/konstrukcije, lokacija objekta
d^*	pomik SDOF modela
d_0	pomik na vrhu konstrukcije pri zanemarljivi nosilnosti – točka v trilinearni idealizaciji
d_{cr}	pomik na vrhu konstrukcije pri nastanku prvih razpok
D_{crit}	kritična vrednost statistike za zavrnitev ničelne domneve
d_{Fmax}	pomik na vrhu konstrukcije pri maksimalni nosilnosti
D_{max}	statistika pri testu Lillieforsa
d_{NC}	pomik na vrhu konstrukcije pri 80 % nosilnosti konstrukcije F_{max}
DS	mejno stanje poškodovanosti izraženo s slučajno spremenljivko
ds	izbrano mejno stanje poškodovanosti
DV	sodilo oziroma odločitvena spremenljivka izražena s slučajno spremenljivko (npr. ekonomska izguba, čas motnje poslovanja, žrtve)
dv	vrednost mere za izgubo
d_y	pomik na vrhu konstrukcije pri nastanku prvih razpok oziroma na meji elastičnosti
d_y^*	pomik SDOF modela na meji elastičnosti
E	elastični modul zidovja; norma za razliko korelacijskih matrik v metodi LHS; izpostavljenost potresni nevarnosti; pričakovana vrednost
e	etaža; ekscentričnost osne sile
$E(x y)$	pričakovana vrednost parametra x pri pogoju y
E_d	energija disipacije zaradi neelastične deformacije materiala v makroelementu
EDP	parameter potresnih zahtev izražen s slučajno spremenljivko
edp	vrednost parametra potresnih zahtev
E_{max}	zgornja meja modula elastičnosti zidovja; norma za razliko med generirano in ciljno korelacijsko matriko v metodi LHS
E_{min}	spodnja meja modula elastičnosti zidovja
$E_{overall}$	norma za razliko med generirano in ciljno korelacijsko matriko v metodi LHS
$e_{X(Y)}$	slučajna ekscentričnost obtežbe v smeri X ali Y
F	celotna prečna sila ob vpetju
F^*	notranja sila SDOF modela
F_0	sila ob vpetju konstrukcije pri zanemarljivi nosilnosti – točka v trilinearni idealizaciji
f_b	normalizirana tlačna trdnost zidaka
f_c	tlačna trdnost zidovja
$f_{c,max}$	zgornja meja tlačne trdnosti zidovja
$f_{c,min}$	spodnja meja tlačne trdnosti zidovja
f_{ck}	karakteristična tlačna trdnost zidovja
F_{cr}	sila ob vpetju konstrukcije pri nastanku prvih razpok
F_e	potresna sila v e -ti etaži
f_g	indeks ranljivostne skupine
f_m	tlačna trdnost malte
F_{max}	sila ob vpetju konstrukcije pri doseženi nosilnosti konstrukcije

$f_{Mi}(m)$	gostota verjetnosti magnitude M
F_{NC}	sila ob vpetju konstrukcije pri 80 % nosilnosti konstrukcije F_{max}
$f_{Ri}(r)$	gostota verjetnosti oddaljenosti lokacije objekta od izvora potresa
f_s	faktor skaliranja akceleroogramov
f_t	natezna trdnost zidovja; faktor za pretvorbo cen na sedanji čas
f_T	torzijska lastna frekvenca; redukcijski faktor temperature pri optimizacijskem algoritmu simuliranega ohlajanja
$f_{t,max}$	zgornja meja natezne trdnosti zidovja
$f_{t,min}$	spodnja meja natezne trdnosti zidovja
f_v	strižna trdnost zidovja
f_{v0}	začetna strižna trdnost zidovja
$f_{v0,max}$	zgornja meja začetne strižne trdnosti zidovja
$f_{v0,min}$	spodnja meja začetne strižne trdnosti zidovja
f_x	upogibna trdnost zidovja
$F_x(x)$	porazdelitvena funkcija slučajne spremenljivke X
$f_X(x)$	gostota verjetnosti slučajne spremenljivke X
$F_X^*(x)$	empirična porazdelitvena funkcija slučajne spremenljivke X na podlagi vzorca
F_y	sila na meji elastičnosti idealizirane krivulje potisne analize
F_y^*	nosilnost SDOF modela na meji elastičnosti
G	strižni modul zidovja
g	težnostni pospešek
G_{max}	zgornja vrednost strižnega modula zidovja
G_{min}	spodnja vrednost strižnega modula zidovja
h	višina zidu/makroelementa
H	vodoravna sila, ki deluje na zid (običajno potresna obremenitev); potresna nevarnost; višina konstrukcije; Heavisidova funkcija
h_0	točka ničelnega momenta
h_b	višina zidaka
H_{cr}	sila v preizkušancu na meji nastanka razpok
H_{IM}	funkcija potresne nevarnosti
H_{max}	sila v preizkušancu pri doseženi nosilnosti
$H_{PF Ae}$	korekcija maksimalnega pospeška tal za določitev maksimalnega pospeška etaže e
H_u	sila v preizkušancu pri končnem mejnem stanju blizu porušitve
H_y	sila v preizkušancu na meji elastičnosti
i	izvor potresa
IDR	etažni zasuk
IM	intenziteta potresa izražena s slučajno spremenljivko
im	vrednost mere za intenziteto potresa; indeks mere za intenziteto
im_c	mejna intenziteta, ki v konstrukciji povzroči porušitev
K	konstanta za določitev tlačne trdnosti zidovja; ciljna korelacijska matrika v metodi LHS
k	naklon funkcije potresne nevarnosti v logaritamskih koordinatah; togost makroelementa
k_0	srednja letna frekvenca prekoračitve enotine intenzitete potresa
K_e	efektivna togost zidu/konstrukcije
K_E	konstanta za določanje elastičnega modula zidovja
K_{ij}	vrednost ciljnega korelacijskega koeficienta med slučajnjima spremenljivkama X_i in X_j v metodi LHS
l	dolžina zidu
L'	delež cene popravila poškodb komponente v primerjavi s ceno enakovredne nove komponente
l_b	dolžina zidaka
l_c	dolžina tlačnega dela zidu
L_{fg}	izguba/strošek popravil v ranljivostni skupini fg
L_j	izguba/strošek popravil v komponenti j
L_{nad}	cena izgradnje nadomestne stavbe
L_{pg}	izguba/strošek popravil v skupini komponent pg
L_T	slučajna spremenljivka celotne izgube na nivoju konstrukcije
l_t	vrednost slučajne spremenljivke celotne izgube
$L_{T,NPV}$	neto sedanja vrednost izgub zaradi potresov
$L_X(Y)$	dolžina stavbe v globalni smeri X ali Y
m	število mejnih stanj pri določeni komponenti; vrednost magnitude; masa konstrukcije;
M	magnituda potresa izražena s slučajno spremenljivko; moment v zidu

m^*	masa ekvivalentnega SDOF modela
m_e	masa e -te etaže
m_{max}	maksimalna pričakovana magnituda
m_{min}	minimalna pričakovana magnituda
M_u	upogibna nosilnost zidu
m_X	moment prvega reda slučajne spremenljivke X oziroma povprečna vrednost
\tilde{m}_X	mediana logaritmov vrednosti slučajne spremenljivke X – parameter lognormalne porazdelitve
n	število dogodkov; normirana osna sila; število vrednosti slučajne spremenljivke v vzorcu
N	osna sila v zidu/makroelementu
n_a	število vseh izbranih akceleroogramov
n_e	število etaž
n_{im}	število intenzitet v inkrementalni dinamični analizi
n_{izvor}	število potencialnih izvorov potresa
N_{mut}	število mutacij znotraj enega koraka optimizacije po metodi simuliranega ohlajanja
N_{sim}	število konstrukcijskih modelov, generiranih z metodo LHS;
n_{sim}	število simulacij v metodi Monte-Carlo
N_{var}	število slučajnih spremenljivk obravnavanih z metodo LHS
p	indeks, ki označuje razporeditev horizontalnih sil po višini (enakomerna in modalna) v potisni analizi ter smer obtežbe (+, -, X, Y); gostota verjetnosti slučajne spremenljivke
P	verjetnost nastanka dogodka, porazdelitvena funkcija
$P(X Y)$	pogojna verjetnost dogodka X v primeru, da nastopi dogodek Y
PFA	maksimalen pospešek etaže
pg	indeks za skupino komponent
PGA	slučajna spremenljivka s katero opišemo izbrano mero za intenziteto - maksimalni pospešek tal
pga	maksimalni pospešek temeljnih tal
$pga_{50,DS}$	mediana kapacitete konstrukcije pri izbranem mejnem stanju
pga_A	maksimalni pospešek temeljnih tal na skali (tip tal A)
pga_{DS}	kapacitete konstrukcije pri izbranem mejnem stanju
q	količina enot v skupini komponent; faktor obnašanja
r	vrednost oddaljenosti izvora potresa od lokacije stavbe
R	oddaljenost izvora potresa od izbrane lokacije stavbe; potresno tveganje; enakomerno porazdeljena slučajna spremenljivka na intervalu [0,1] pri metodi simuliranega ohlajanja; funkcija maksimalne energije disipacije v makroelementu
$R_{izračun}$	izračunana nosilnost zidanega preizkušanca
r_{max}	največja oddaljenost potencialnega izvora potresa od lokacije stavbe
R_s	strižna nosilnost zidu z zdrsom/prestrigom
R_t	strižna nosilnost z nastankom diagonalnih razpok
R_{test}	nosilnost zidanega preizkušanca iz eksperimenta
R_u	upogibna nosilnost zidu izražena s prečno silo
R_μ	redukcijski faktor
S	generirana korelacijska matrika v metodi LHS; razmerje med potresno silo in nosilnostjo; faktor tal
s	indeks simulacije, ki je definirana s konstrukcijskim modelom m , kombinacijo parametrov potisne analize p ter z akceleroogramom a
$S_a(T)$	spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času konstrukcije
S_a, S_v, S_d	spektralni pospešek, hitrost in pomik
S_{ae}	elastični spektralni pospešek pri nihajnem času T^*
$S_{ae,NC}$	elastični spektralni pospešek pri mejnem stanju blizu porušitve
S_{ay}	spektralni pospešek na meji tečenja neelastičnega SDOF sistema
S_d	neelastični spektralni pomik pri nihajnem času T^*
S_{de}	elastični spektralni pomik pri nihajnem času T^*
S_{dy}	spektralni pomik na meji tečenja SDOF sistema
S_{ij}	vrednost generiranega korelacijskega koeficienta med slučajnima spremenljivkama X_i in X_j v metodi LHS
S_X	standardna deviacija vzorca vrednosti slučajne spremenljivke X
t	debelina zidu; dolžina akceleroograma; časovno obdobje
T	osnovni nihajni čas konstrukcije; temperatura ohlajanja pri metodi simuliranega ohlajanja; prečna sila v makroelementu
T^*	nihajni čas ekvivalentnega SDOF modela
T_0	začetna temperatura ohlajanja pri metodi simuliranega ohlajanja

T_B	spodnja meja nihajnega časa na delu spektra s konstantnimi vrednostmi spektralnega pospeška
T_C	karakteristični nihajni čas na meji med konstantnim spektralnim pospeškom in hitrostjo
T_c	kohezijski del prečne sile v makroelementu
t_{cr}	čas, v katerem se povrnejo stroški protipotresne utrditve
T_f	trenjski del prečne sile v makroelementu
u	osni pomik makroelementa v Tremuriju
V	ranljivost
V_E	koeficient variacije modula elastičnosti zidovja
V_{fc}	koeficient variacije tlačne trdnosti zidovja
V_{ft}	koeficient variacije natezne trdnosti zidovja
$V_{f,0}$	koeficient variacije začetne strižne trdnosti zidovja
V_G	koeficient variacije stalne obtežbe; koeficient variacije strižnega modula zidovja
V_Q	koeficient variacije koristne obtežbe
$v_{s,30}$	povprečna hitrost strižnega valovanja tal
V_γ	koeficient variacije specifične teže
$V_{\delta Hmax}$	koeficient variacije mejnega zasuka elementa pri mejnem stanju nosilnosti
$V_{\delta u}$	koeficient variacije mejnega zasuka elementa pri mejnem stanju blizu porušitve
$V_{\delta y}$	koeficient variacije mejnega zasuka elementa pri mejnem stanju prvih razpok
V_ξ	koeficient variacije koeficienta kritičnega dušenja
w	prečni pomik makroelementa v Tremuriju
W	teža konstrukcije
X	slučajna spremenljivka; smer
x	vrednost slučajne spremenljivke X
\bar{X}	povprečna vrednost vzorca vrednosti slučajne spremenljivke X
\mathbf{x}_i	vektor vrednosti izbranih slučajnih spremenljivk - parametri matematičnega modela za upoštevanje negotovosti, dobljeni z metodo LHS
x_{ij}	i -ta vrednost j -te slučajne spremenljivke X_j v okviru metode LHS
X_j	j -ta slučajna spremenljivka
Y	slučajna spremenljivka; smer
Z	slučajna spremenljivka v metodi LHS
z_e	kota etaže e
α	konstanta za določanje tlačne trdnosti zidovja; koeficient robnih pogojev; stopnja tveganja pri statističnem testu; razmerje med pričakovano letno izgubo pred in po protipotresni utrditvi; parameter poškodovanosti makroelementa
β	konstanta za določanje tlačne trdnosti zidovja; delež dolžine stavbe pravokotno na smer potresa za določitev slučajne ekscentričnosti obtežbe; parameter mehčanja materiala; indeks zanesljivosti
β_{DS}	standardna deviacija naravnih logaritmov parametra potresnih zahtev/kapacitete v izbranem mejnem stanju poškodovanosti
γ	specifična teža zidovja; strižni zdrs v makroelementu
δ	zasuk elementa, razmerje med horizontalnim pomikom d in višino elementa h
Δ	višina robnega dela makroelementa v programu Tremuri
δ_{cr}	zasuk elementa na meji nastanka razpok
δ_{DS}	mediana zasukov elementa pri mejnem stanju poškodovanosti ds
ΔE	razlika v normi E pred in po k -ti mutaciji v okviru metode simuliranega ohlajanja
δ_f	mejni zasuk zidu pri upogibni porušitvi
δ_{Hmax}	zasuk elementa pri mejnem stanju nosilnosti
δ_s	mejni zasuk zidu pri strižni porušitvi
δ_u	mejni zasuk zidu pri mejnem stanju blizu porušitve
$\delta_{u,max}$	zgornja meja zasuka elementa pri mejnem stanju blizu porušitve
$\delta_{u,min}$	spodnja meja zasuka elementa pri mejnem stanju blizu porušitve
δ_y	zasuk elementa pri mejnem stanju prvih razpok
$\delta_{y,x}$	indeks občutljivosti izhodnega parametra y na vhodni parameter x
ε	število (logaritemskih) standardnih deviacij za katero se spektralni pospešek pri nekem nihajnem času $S_a(T)$ razlikuje od predvidene srednje vrednosti $S_a(T)$ ocenjene z modelom pojemanja intenzitete potresa za izbran potresni scenarij
θ	razmerje med eksperimentalno določeno in izračunano nosilnostjo zidu; maksimalni etažni zasuk; parametri potresa (tip preloma, lastnosti tal)
$\theta_{g,DS}$	globalni zasuk konstrukcije pri določenem mejnem stanju poškodovanosti DS
λ	srednja letna frekvenca; letna diskontna stopnja; vitkost zidu

λ_C	srednja letna frekvenca porušitve konstrukcije
λ_{DS}	srednja letna frekvenca prekoračitve izbranega mejnega stanja
λ_{IM}	srednja letna frekvenca prekoračitve intenzitete potresa
μ	koeficient trenja; duktilnost konstrukcije; srednja vrednost slučajne spremenljivke
$\mu_{lnIM}(M, R, \theta)$	pričakovana srednja vrednost logaritma intenzitete potresa
μ_{NC}	duktilnost konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve
ξ	delež kritičnega dušenja
ρ	korelacijski koeficient med dvema slučajnima spremenljivkama
σ	standardna deviacija
σ_0	povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu
σ_d	povprečna tlačna napetost v tlačnem delu zidu
$\sigma_{lnIM}(M, R, \theta)$	standardna deviacija logaritemskih vrednosti intenzitete potresa
σ_{lnX}	standardna deviacija logaritmov vrednosti slučajne spremenljivke X
σ_X^2	varianca slučajne spremenljivke X
ϕ	nihajna/deformacijska oblika kostrukcije;
φ	zasuk makroelementa v Tremuriju
Φ	standardizirana normalna porazdelitev
Φ_s in Φ_d	trenjski in energijski kriterij za določanje poškodovanosti in strižnega zdrsa makroelementa
χ^2	statistika pri statističnem testu χ^2
ψ_{Ei}	faktor za kombinacijo obtežbe
Γ	transformacijski faktor za pretvorbo MDOF modela v SDOF model

SLOVARČEK IZRAZOV – TERMINOLOGIJA

collapse fragility $P(C IM)$	ocena pogojne verjetnosti porušitve
component	komponenta
cost benefit analysis	analiza stroškov in koristi
cumulative distribution function - CDF	kumulativna porazdelitvena funkcija
damage analysis	analiza poškodovanosti
discount rate - λ	diskontna stopnja
exposure	izpostavljenost
fragility function/curve	funkcija/krivulja ranljivosti
fragility group	ranljivostna skupina
generic drift/acceleration sensitive components	komponente, občutljive na zasuk/pospeške
ground motion prediction model	model pojemanja intenzitete potresa
ground-motion scale factor	faktor skaliranja akceleroگرامov
half-power bandwidth	širina krivulje maksimalnega odziva
hazard analysis	analiza potresne nevarnosti
hazard curve	krivulja potresne nevarnosti
intensity-based loss assessment	ocena izgub zaradi določene intenzitete potresa
latin hypercube sampling technique	stratificirano vzorčenje z latinsko hiperkocko
loss analysis	analiza/ocena ekonomskih izgub
loss curve - $P(DV)$	krivulja izgub
loss function - $P(DV DM)$	funkcija izgub
nonlinear shear deformability parameter - c	parameter nelinearne strižne deformabilnosti
peak-oriented hysteretic model	histerezni model usmerjen k predhodnemu maksimumu
performance	obnašanje
performance group	skupina komponent
performance matrix	matrika obnašanja
performance measure	mera za oceno obnašanja/potresnega tveganja
pinching	efekt zožitve histereznih zank
probability density function - PDF	gostota verjetnosti zvezne slučajne spremenljivke
pushover analysis	potisna analiza
pushover curve	krivulja potisne analize
risk management	upravljanje/obvladovanje tveganja
safety tagging	označitev stopnje nevarnosti v stavbi po potresu
sampling frequency	frekvenca zajemanja podatkov
scenario-based loss assessment	ocena izgub zaradi scenarija potresov
seismic risk	potresno tveganje
simulated annealing	algoritem simuliranega ohlajanja
softening parameter - β	parameter mehčanja materiala
soil-structure interaction	interakcija med zemljino in konstrukcijo
structural analysis	analiza obnašanja konstrukcije
truncated lognormal distribution	odrezana lognormalna porazdelitev
tuff masonry	vulkanski tuf
velocimeter	senzor za merjenje hitrosti
vulnerability	ranljivost

OKRAJŠAVE

ASCE		American Society of Civil Engineers
ATC		Applied Technology Council
<i>BSC</i>	koeficient prečne sile	base shear coefficient
<i>C</i>	porušitev	collapse
<i>COV</i>	koeficient variacije	coefficient of variation
CUREe		California Universities for Research in Earthquake Engineering
<i>DM</i>	mera za poškodovanost	damage measure
<i>DS</i>	mejno stanje poškodovanosti	damage state
<i>DV</i>	mera za izgubo / sodilo	decision variable
<i>EAL</i>	pričakovana letna izguba	expected annual loss
<i>EDP</i>	parameter potresnih zahtev	engineering demand parameter
FEMA		Federal Emergency Management Agency
FFT	hitra Fourierjeva transformacija	fast Fourier transform
HVSR	metoda spektralnih razmerij	Horizontal to Vertical Spectral Ratio
IDA	inkrementalna dinamična analiza	incremental dynamic analysis
IDR	etažni zasuk	interstorey drift
IKPIR	Inštitut za Konstrukcije, Potresno Inženirstvo in Računalništvo	The Institute of Structural Engineering, Earthquake Engineering and Construction IT
<i>IM</i>	mera za intenziteto	intensity measure
LHS	stratificirano vzorčenje z latinsko hiperkocko	latin hypercube sampling technique
MAF	srednja letna frekvenca prekoračitve	mean annual frequency of exceedance
MDOF	model z več prostostnimi stopnjami	multi-degree-of-freedom model
NC	mejno stanje blizu porušitve oziroma primer brez upoštevanja porušitve konstrukcije	near collapse limit state or non-collapse case
NonPaDAn	neparametrična analiza dušenja	non-parametric damping analysis
NPV	neto sedanja vrednost	net present value
OpenSees	odprtokodno programsko orodje za izvajanje analiz potresnega odziva	Open System for Earthquake Engineering Simulation
PBEE	metoda kontroliranega odziva	Performance based earthquake engineering
PEER		Pacific Earthquake Engineering Research Center
<i>PFA</i>	maksimalni pospešek etaže	peak floor acceleration
<i>PGA</i>	maksimalni pospešek tal	peak ground acceleration
<i>PGD</i>	maksimalni pomik tal	peak ground displacement
<i>PGV</i>	maksimalna hitrost tal	peak ground velocity
PP	metoda iskanja spektralnih vrhov	peak-picking technique
PSHA	verjetnostna analiza potresne nevarnosti	probabilistic seismic hazard analysis
SDOF	model z eno prostostno stopnjo	single-degree-of-freedom model
SEAOC		Structural Engineers Association of California
SRC	koeficient potresne odpornosti	shear resistance coefficient
SSR	metoda SSR	standard spectral ratio
ZAG	Zavod za Gradbeništvo	Slovenian national building and civil engineering institute

Ta stran je namenoma prazna.

1 UVOD

Zidane zgradbe predstavljajo precejšen delež novo zgrajenih preprostih enodružinskih hiš, še več pa jih je med starimi objekti in stavbami kulturne dediščine. Ravno zidane stavbe v mestnih jedrih so običajno potresno najbolj ranljivi del obstoječega gradbenega fonda, kar potrdi vsak potres, ki takšno naselje prizadene. Bivanje v potresno ranljivih stavbah je nevarno, poleg tega pa so velike tudi materialne izgube, ki jih povzroči močan potres. Zaradi tega se lastniki, lokalne oblasti in inženirji velikokrat soočajo s težko dilemo ali zidane stavbe utrditi, nadomestiti z novim objektom ali prepustiti staranju? Sredstva, ki so namenjena za vzdrževanje objektov, se lahko porabijo za vzpostavitev funkcionalnosti objektov v prvotno stanje, za nadgradnjo funkcionalnosti, ki ustreza sodobnim standardom, ali za porušitev objekta in nadomestitev z novim, sodobnim objektom. Odločitev za eno od rešitev dostikrat ni enostavna, saj stare zidane stavbe največkrat niso bile projektirane na potres in pogosto ni ekonomično, da bi jih utrdili do te mere, da bi zadostile današnjim predpisom, ki zahtevajo, da stare zgradbe izkazujejo enako stopnjo varnosti kot novi objekti. Bolj smiselno bi bilo, da bi se investitor oziroma lastnik objekta lahko odločil o stopnji tveganja, ki ga je pripravljen sprejeti na podlagi podatkov o pomembnosti objekta in o finančnih izgubah, ki bi mu jo prizadejali morebitni potresi, v primerjavi s stroški utrditve.

Težava starih zidanih stavb je tudi v tem, da so velikokrat zgrajene brez ustreznih ukrepov za povečanje potresne varnosti (AB vezi in plošče, iz materiala vprašljive kakovosti, itd.) in brez računskih dokazov potresne odpornosti, skladno s tradicijo gradnje v preteklosti. Negotovosti pri gradnji zidanih stavb so precejšne, značilen pa je tudi zelo velik raztros mehanskih lastnosti materiala. Problem predstavljata tudi potresna obtežba, ki je ne znamo točno določiti, ter model stavbe, s katerim lahko le približno opišemo odziv stavbe med potresi. Omenjene negotovosti imajo običajno močan vpliv na oceno obnašanja konstrukcije in negativno vplivajo tudi na potresno tveganje, ki ga lahko izrazimo z verjetnostjo prekoračitve izbranega mejnega stanja oziroma s pričakovanimi ekonomskimi izgubami v določenem časovnem obdobju. Kljub temu standardi običajno določajo, da je potrebno konstrukcijo preveriti na zgolj eno jakost potresa z določeno povratno dobo pri determinističnih podatkih za material, ki se jih velikokrat predpostavi na podlagi literature in lahko močno odstopajo od dejanskih vrednosti. To ne daje dovolj natančnih informacij o obnašanju zgradb med potresi, zato številni raziskovalci po svetu raziskujejo uporabo verjetnostnih metod v potresnem inženirstvu. Z njihovo pomočjo, namesto tradicionalnih kontrol nosilnosti v primerjavi s potresno obtežbo, raje določajo verjetnost, da bo preseženo določeno mejno stanje oziroma finančna izguba pri delovanju potresne obtežbe.

1.1 Motivacija in cilji doktorske disertacije

Gradbeni objekti morajo biti projektirani in izvedeni tako, da prenesejo vse obremenitve, ki delujejo nanje v predvideni življenjski dobi. Hiter razvoj v potresnem inženirstvu in računalništvu sedaj omogoča, da lahko precej dobro ocenimo obnašanje konstrukcij, če poznamo obremenitve in zmožnost konstrukcije, da te obremenitve prenese. V analizi obremenitve in nosilnosti stavb nastopajo številne negotovosti, ki so lahko posledica naključij (pojav potresa) ali pa našega nepopolnega poznavanja (npr. modeliranje konstrukcij). V preteklosti so inženirji vpliv negotovosti zanemarili, uporabili varnostne faktorje oziroma so negotovosti upoštevali tako, da so sprejemali konservativne odločitve v projektiranju stavb. Na tak način je nemogoče oceniti, kako varna je konstrukcija v resnici. Pogosto se zgodi, da je posledica preveč konservativnih predpostavk bistveno predimenzionirana konstrukcija, po drugi strani pa je mogoče tudi, da konstrukcija vseeno sploh ni dovolj varna. Teorija zanesljivosti konstrukcij in ocena potresnega tveganja omogočata zajem negotovosti v analizi in kvantifikacijo

varnosti konstrukcije v smislu verjetnosti prekoračitve predpisanih mejnih stanj oziroma socialno ekonomskih posledic.

Cilj vseh gradbenih predpisov je zagotavljanje ustrezne varnosti objektov in človeških življenj. S predpisanimi postopki projektiranja, minimalnimi dimenzijami elementov ter ustreznostjo vgrajenih materialov lahko dosežemo, da se konstrukcije pri močnih potresih poškodujejo, ne pa porušijo. Čeprav je bil cilj, da se objekti ne porušijo in tako povzročijo čim manj žrtev, izpolnjen tudi pri večini objektov na Bovškem, sta potresa v letih 1998 in 2004, povzročila gmotno škodo, ki se zdi gromozanska, še posebej, če upoštevamo, da se oba potresa sploh ne uvrščata med posebej močne potrese. Obnova preko 1800 objektov v Posočju, za katero je bilo porabljenih preko 100 milijonov evrov, traja že več kot 16 let in še danes ni v celoti zaključena (Močnik, 2012). Podobno se je izkazalo tudi pri nekaterih drugih potresih, v katerih je bila gmotna škoda nesorazmerna z njihovo rušilno močjo (npr. Kobe, Northridge), kar je sprožilo zanimanje med inženirji, da je potrebno poleg varovanja življenj več pozornosti nameniti tudi zmanjševanju ekonomskih izgub. Pojavila se je potreba po kvantifikaciji izgub, ki poleg smrtnih žrtev in ekonomskih izgub zajemajo tudi posredno škodo zaradi motenj v poslovanju podjetij. Potrebno je bilo razviti metodologijo, ki bi omogočala realno napoved izgub v stavbi, s čimer bi bilo mogoče napovedati dejansko ranljivost objektov in po potrebi ukrepati in zmanjšati ocenjeno tveganje.

Glavni kriteriji, katerim mora uspešna metodologija za oceno potresnega tveganja zadoščati, so: možnost preprostega združevanja informacij strokovnjakov iz različnih področij (seizmologi, potresni inženirji, cenilci, itd.), kvantifikacijo potresnega tveganja na način, ki je zanimiv za investitorje in možnost upoštevanja različnih negotovosti, ki spadajo k oceni potresnega tveganja. Prva metodologija, ki je bila razvita za oceno potresnega tveganja in je zadoščala vsem omenjenim kriterijem je bila metodologija PEER (angl. *Pacific Earthquake Engineering Research Center* – PEER) (PEER, 2014). Metodologijo so tekom let raziskovali in izboljševali, zadnjo nadgradnjo pa predstavlja dokument FEMA-P-58 (ATC, 2012a). V naslednjih letih bo verjetno sledilo vrednotenje te različice, odkrivanje njenih pomanjkljivosti in izboljševanje, vse z namenom, da se tudi v gradbeni praksi omogoči realno oceno potresnega tveganja in njegovega upravljanja. Ena od takšnih študij je tudi ta doktorska disertacija, katere cilji so bili naslednji:

- Razvoj izboljšane metodologije za oceno potresnega tveganja zidanih konstrukcij v smislu verjetnosti prekoračitve določenega mejnega stanja oziroma ekonomskih izgub z upoštevanjem negotovosti
- Določitev vpliva aleatornih in epistemičnih negotovosti na parametre potresnih zahtev ter na potresno tveganje zidanih konstrukcij in določitev tistih parametrov, ki imajo največji vpliv na rezultate
- Razvoj funkcij ranljivosti na nivoju zidanih komponent, ki bodo omogočale bolj verodostojno oceno potresnega tveganja zidanih stavb in s katerimi bomo razširili obstoječo bazo funkcij ranljivosti
- Razčlenitev rezultatov in ugotavljanje vpliva posameznih intenzitet in konstrukcijskih ter nekonstrukcijskih komponent na celotne pričakovane izgube
- Prikazati implementacijo predlagane metodologije za oceno potresnega tveganja in razčlenitev rezultatov na primerih zidanih stavb in hkrati preveriti še vpliv starosti/kvalitete materiala na rezultate
- Zmanjšanje negotovosti v vhodnih podatkih z izvedbo eksperimentalnih meritev dinamičnih karakteristik stavbe preko ambientnih in vsiljenih vibracij ter ovrednotenje vpliva njihovega poznavanja na morebitno zmanjšanje negotovosti rezultatov nelinearne potresne analize

1.2 Vsebina doktorske disertacije

V uvodnem poglavju predstavimo motivacijo za naše raziskave ter cilje, nato pa na kratko opišemo še temo in vsebino doktorske disertacije. V drugem poglavju najprej identificiramo nekatere vire negotovosti, ki imajo pomemben vpliv na oceno potresnega tveganja, nato pa jih podrobneje predstavimo po sklopih. Osredotočili smo se na negotovosti v: materialnih karakteristikah, nosilnosti in mejnih zasukih zidov ter pri določanju stalne in koristne obtežbe oziroma slučajne ekscentričnosti obtežbe. Dodatno prikazujemo še nekatere druge modelne negotovosti, kot so podajnost stropov, izbira histereznih pravil in modela dušenja. Pri vsakem izmed izbranih virov negotovosti naredimo kratek pregled literature in pokažemo, kako so negotovosti upoštevali drugi raziskovalci. Večinoma so negotove parametre obravnavali kot slučajne spremenljivke, zato smo tudi mi za dva različna tipa zidovja, zidovje iz opečnih votlakov in iz polne opeke, zbrali ustrezne porazdelitvene zakone, pričakovane vrednosti, koeficiente variacije in omejitve v vrednostih slučajnih spremenljivk, s čimer smo potem lahko raziskali vpliv omenjenih negotovosti na rezultate.

V tretjem poglavju prikazujemo izsledke naših raziskav o potencialnem zmanjšanju negotovosti v oceni obnašanja stavb z nelinearno metodo z uporabo nedestruktivnih eksperimentalnih tehnik. Najprej naredimo kratek pregled literature na tem znanstvenem področju, nato pa podrobno opišemo obravnavano obstoječo zidano stavbo v Ljubljani in postopek za določanje nihajnih časov stavb z merjenjem ambientnih in vsiljenih vibracij, ki smo jih v tla vsiljevali s strojem Vibroscan. Na podlagi eksperimentalno določenih nihajnih časov naredimo kalibracijo matematičnega modela konstrukcije, za katerega nato s poenostavljeno nelinearno metodo N2 (Fajfar, 2000) določimo globalne parametre potresnih zahtev in ocenimo pri kakšni intenziteti potresa v konstrukciji pride do velikih poškodb. Dodatno predstavimo tudi parametrično študijo, v kateri smo s spreminjanjem vhodnih modelnih parametrov (E , G , G/E , togost stropov in upoštevanje predelnih sten) raziskali njihov vpliv na rezultate nelinearne analize in tako ugotavljali smiselnost uporabe nedestruktivnih preiskav z namenom redukcije vpliva negotovosti.

V četrtem poglavju predstavimo teoretično ozadje uporabljene metodologije za oceno potresnega tveganja zidanih stavb z upoštevanjem negotovosti. V veliki meri smo se oprli na obstoječo metodologijo PEER, ki je bila pred kratkim posodobljena (ATC, 2012a), v tem poglavju pa poudarimo predvsem posebnosti v našem postopku. Zelo jasno definiramo pojem potresnega tveganja in prikažemo različne mere, s katerimi ga lahko izrazimo oziroma predstavimo investitorjem. V opisu metodologije sledimo štirim analizam, iz katerih je sestavljena. V analizi potresne nevarnosti se osredotočimo na določitev potresne nevarnosti in izbiro akceleroگرامov, s katerimi približno zajamemo negotovosti v potresni obtežbi. V analizi obnašanja konstrukcije podrobno prikažemo teoretično ozadje računalniškega programa Tremuri (Lagomarsino et al., 2009), s katerim smo izvedli nelinearno statično analizo. Krivulje potisne analize smo idealizirali s preprosto tri-linearno ovojnico, nato pa smo rezultate pretvorili na sistem z eno prostostno stopnjo in na njem izvedli inkrementalno dinamično analizo, s čimer smo za različne potresne intenzitete določili potresne zahteve. To smo storili za številne variante modelov konstrukcije z različnimi kombinacijami modelnih parametrov, s čimer smo v odzivu zajeli tudi modelne negotovosti. Modelne parametre za določitev stohastičnega modela konstrukcije smo vzorčili z metodo LHS za generiranje vrednosti slučajnih spremenljivk. V analizi poškodovanosti smo najprej definirali mejna stanja poškodovanosti na nivoju posameznih komponent oziroma globalno na nivoju celotne konstrukcije. Zatem prikazujemo postopek za določitev funkcij ranljivosti za zidove, ki se porušijo bodisi v strigu bodisi v upogibu, ter postopek za določitev krivulj ranljivosti konstrukcije, ki omogočajo določitev verjetnosti prekoračitve izbranega mejnega stanja. V zadnjem delu četrtega poglavja prikažemo razdelitev komponent v ranljivostne

skupine in skupine komponent, nato pa na primeru zidov opišemo še postopek za določitev funkcij izgub pri različnih mejnih stanjih poškodovanosti. Čisto na koncu prikažemo še enačbe, s katerimi lahko izračunamo potresno tveganje zidanih stavb v smislu ekonomskih izgub.

V petem in šestem poglavju smo opisano metodologijo za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem negotovosti aplicirali na štirih zidanih stavbah. Analizirali smo dve varianti večjega poslovnega in manjšega stanovanjskega objekta. Predpostavili smo, da je ena varianta objekta zgrajena iz opečnih votlakov, druga pa iz polnih zidakov, s čimer smo hkrati raziskali vpliv geometrije in materiala konstrukcije na ocenjeno potresno tveganje. V petem poglavju so najprej zbrani podatki o obravnavanih konstrukcijah, vključno z razdelitvijo komponent v ranljivostne skupine in skupine komponent, poleg tega pa je opisano tudi njihovo matematično modeliranje. V šestem poglavju je na začetku prikazano stratificirano vzorčenje slučajnih spremenljivk z metodo LHS, ki smo ga uporabili za določitev realizacije stohastičnega modela konstrukcije. Če izvzamemo začetna podpoglavja, sta strukturi petega in šestega poglavja zelo podobni, glavna razlika je le v tem, da v petem poglavju predstavljamo rezultate in oceno potresnega tveganja na osnovi determinističnega modela, v šestem pa ocenimo potresno tveganje z upoštevanjem modelnih negotovosti. V obeh poglavjih prikazujemo rezultate potisne analize konstrukcije, trilinearne idealizacije potisnih krivulj, pretvorbe MDOF modelov na SDOF modele in rezultate inkrementalne dinamične analize na poenostavljenem SDOF modelu stavbe. V nadaljevanju določimo verjetnost prekoračitve različnih mejnih stanj poškodovanosti, pogojne izgube pri različnih intenzitetah, pričakovano letno izgubo ter pričakovane verjetnosti prekoračitve izgub. Naredimo tudi razčlenitev vseh omenjenih rezultatov po intenzitetah, posameznih ranljivostnih skupinah ter pri pogoju, da v konstrukciji pride oziroma ne pride do porušitve. Na ta način smo prikazali kateri parametri imajo največji vpliv na rezultate, dodatno pa smo to preverili še z občutljivostno študijo, v kateri smo preiskovali vpliv odklona vhodnih modelnih parametrov za eno standardno deviacijo na vse omenjene rezultate.

Vsebino doktorske disertacije lahko torej razdelimo na dva večja sklopa: implementacijo metodologije za oceno potresnega tveganja na zidanih stavbah z upoštevanjem negotovosti ter poskus zmanjšanja vpliva negotovosti na rezultate nelinearne analize z oceno nihajnega časa stavb preko merjenja ambientnih in vsiljenih vibracij. Gre za vsebinsko precej različni znanstveni področji, zato smo pregled literature in trenutnega stanja naredili v ločenih poglavjih in sicer za prvo področje v poglavju 4.2, za drugo področje pa v poglavju 3.1.

2 NEGOTOVOSTI PRI OCENI POTRESNEGA TVEGANJA ZIDANIH STAVB

Plinij starejši (77, cit. po Bostock in Riley, 1855) je pred skoraj 2000 leti dejal: »Edino, kar je gotovo je to, da nič ni gotovo.« To prav gotovo drži tudi za potresno inženirstvo. Ocena potresnega tveganja stavb je podvržena številnim negotovostim. Nemogoče je napovedati, kdaj in kje se bo v prihodnosti zgodil močan potres. Nezanosljiva je tudi ocena, koliko energije se bo pri tem sprostito v aktivnem prelomu, kako se bodo širili potresni valovi ter kakšni bodo frekvenčna sestava, trajanje potresa in vpliv tal na stavbo na določeni lokaciji. Kljub temu, da se naše znanje o obnašanju konstrukcij pri potresu ves čas izboljšuje, predstavljajo matematični modeli konstrukcij zgolj približek dejanskega obnašanja in temeljijo na številnih predpostavkah o negotovih materialnih karakteristikah, geometriji ter konstrukcijskih detajlih. Upoštevanje dušenja in vpliva robnih pogojev je zelo poenostavljeno, interakcija zemljine in konstrukcije, vplivi nekonstrukcijskih elementov in predelnih sten ter podajnosti stropov pa so običajno zanemarjeni. Analiza poškodovanosti temelji na obnašanju preizkušancev, ki so bili testirani v laboratorijskih pogojih in imajo drugačno geometrijo, obtežbo in robne pogoje kot elementi v konstrukcijah. Obtežbe, ki jih simuliramo v laboratoriju, lahko bistveno odstopajo od realne obtežbe med potresom, poleg tega pa se zaradi nevarnosti poškodb občutljive opreme, velikokrat sploh ne razišče obnašanja elementov v območju porušitve. Nemogoče je tudi napovedati ob kateri uri in v katerem dnevu bo prišlo do potresa, kar zelo oteži napovedovanje števila morebitnih žrtev. Ko enkrat pride do močnega potresa in posledično poškodovanosti objekta, je težko napovedati katere tehnike za sanacijo poškodb bodo uporabljene in kolikšni bodo stroški popravil stavbe. Ti so zelo odvisni tudi od želje izvajalcev po dobičku v času, ko je povpraševanje po njihovih storitvah zelo povečano. Zaradi omejenega znanja in slučajne narave problema sta izračun odziva konstrukcij in ocena potresnega tveganja zelo negotova, zaskrbljujoče pa je, da lahko z različnimi predpostavkami in poenostavitvami celo precenimo varnost konstrukcije.

Potresno odpornost konstrukcije običajno izrazimo z medsebojno primerjavo dveh osnovnih spremenljivk, nosilnosti ter potresne obremenitve. Skladno s trenutnimi predpisi se obe spremenljivki določata deterministično, kar pomeni, da se na podlagi predpostavljenih nominalnih vrednosti za materialne karakteristike ter predpisanega spektra pospeškov izračunajo nosilnosti elementov in konstrukcije ter pričakovane potresne sile. V splošnem velja, da je stavba, katere kapaciteta je večja od potresnih zahtev, potresno odporna. Potrebno se je zavedati, da takšen izračun ni povsem realen, saj ne upošteva dejstva, da dejanske nosilnosti in potresnih zahtev zaradi omenjenih negotovosti sploh ne moremo točno določiti. Pravilneje bi bilo, da bi različne parametre, ki nastopajo v oceni potresne odpornosti stavb in potresnega tveganja obravnavali probablistično, oziroma, kot slučajne spremenljivke, kar v resnici tudi so. Žal se takšen način zaradi velike zahtevnosti in dolgotrajnosti računa še ni uveljavil v gradbeni praksi.

V primeru, da kljub vsemu želimo upoštevati negotovosti v potresni analizi, je potrebno za vsak parameter privzeti ustrezen porazdelitveni zakon ter njegove osnovne lastnosti, kot sta srednja vrednost ter razpršenost slučajne spremenljivke. Tako sta tudi nosilnost in obremenitev izraženi kot slučajni spremenljivki, končno potresno varnost konstrukcije pa lahko ocenimo z verjetnostjo, da obremenitev preseže nosilnost.

V doktorski disertaciji obravnavamo negotovosti v potresni obtežbi, modelnih predpostavkah, gravitacijski obtežbi ter materialnih karakteristikah, ki nastopajo pri oceni potresnega tveganja zidanih stavb. V nadaljevanju vsako izmed njih na kratko opišemo in podamo izsledke raziskav, ki jih je mogoče najti v svetovni literaturi. Končno določimo tudi porazdelitvene zakone in pripadajoče momente porazdelitve, s katerimi opišemo slučajne spremenljivke obravnavanega problema.

2.1 Splošna razvrstitev negotovosti

Raziskovalci negotovosti najpogosteje obravnavajo kot aleatorne ali epistemične. Beseda aleatoren izhaja iz latinske besede *alea*, ki pomeni metanje kocke, zato so aleatorne negotovosti tiste, ki so posledica slučajnosti v nekem naravnem procesu. Beseda epistemičen izhaja iz grške besede *episteme*, ki pomeni znanje, zato med epistemične negotovosti uvrščamo tiste, ki so posledica našega pomanjkljivega poznavanja in modeliranja različnih pojavov. Glede na zgornjo klasifikacijo se predpostavlja, da je aleatorne negotovosti nemogoče reducirati, medtem ko bi epistemične negotovosti lahko zmanjšali, če bi imeli na voljo več podatkov oziroma, če bi bolje preučili pojav.

Včasih je težko narediti ločnico in negotovosti pri nekem pojavu opredeliti v eno izmed obeh skupin. Vzemimo za primer, da obravnavamo tlačno trdnost zidovja. V kolikor obravnavamo obstoječo zidano stavbo, potem je negotovost v tlačni trdnosti zidovja epistemična, saj bi jo lahko določili s testiranjem vzorcev iz stavbe. Z večanjem vzorca preizkušancev ter z uporabo različnih metod preizkušanja bi lahko precej zmanjšali naše nepoznavanje tlačne trdnosti. Po drugi strani moramo tlačno trdnost zidovja nove stavbe obravnavati kot aleatorno, ker negotovosti v tlačni trdnosti zidu pred gradnjo stavbe z nikakršnim eksperimentom ne moremo zmanjšati in je odvisna od mnogih slučajnih dejavnikov. V primeru določanja obtežbe je situacija drugačna, saj nas večinoma zanima potresna obtežba, ki bo na stavbo delovala v prihodnosti in je torej ne moremo točno poznati, zato negotovost pri določanju potresne obtežbe običajno opredelimo kot aleatorno. Kljub takšnim težavam v definicijah je pomembno, da negotovosti pri modeliranju opredelimo in upoštevamo po svojih najboljših močeh ter se zavedamo njihovega vpliva na rezultate.

Potrebno se je zavedati, da negotovosti pri izpeljanih slučajnih spremenljivkah, ki so odvisne od osnovnih slučajnih spremenljivk, hitro naraščajo. Primeri osnovnih slučajnih spremenljivk, ki jih lahko direktno opazujemo in preučujemo z eksperimenti, so materialne in geometrijske karakteristike ter lastnosti obtežbe, izpeljane slučajne spremenljivke pa predstavljajo npr. nosilnost in deformacijska kapaciteta konstrukcije, poškodovanost, izgube, itd.

Melchers (1999) in Celarec (2012) sta negotovosti razdelila v šest skupin glede na njihov izvor: fenomenološke negotovosti zaradi slučajnosti in nepredvidljivosti v naravnih pojavih, fizikalne negotovosti, modelne negotovosti, negotovosti zaradi človeškega vpliva, negotovosti zaradi časovno spremenljivih vplivov ter statistične negotovosti.

Fenomenološke negotovosti so povezane z opisovanjem nepredvidljivih ekstremnih pojavov, kot so potres, eksplozije ali požar. Sem sodijo tudi negotovosti v opisovanju različnih mejnih stanj konstrukcije in elementov, predvsem pri tistih blizu porušitve, ki jih je zelo težko natančno definirati. Med fizikalne negotovosti, ki predstavljajo negotovosti v vseh fizikalnih količinah, štejejo: mehanske karakteristike gradbenega materiala, geometrijske lastnosti elementov in konstrukcije, velikost stalne in koristne obtežbe, intenziteta in dinamične lastnosti potresne obtežbe, itd. Modelne negotovosti so posledica številnih poenostavitev pri matematičnem modeliranju konstrukcije in so posledica našega pomanjkljivega znanja oziroma nepopolnega razumevanja lastnosti konstrukcije, kar se še posebno pokaže v primeru nelinearne analize konstrukcij v območju blizu porušitve. Zaradi modelnih negotovosti tudi ob popolnem poznavanju obtežbe in lastnosti konstrukcije ne moremo točno izračunati odziva stavbe pri določeni obtežbi (PEER, 2010). Negotovosti zaradi človeškega faktorja v vseh korakih analize in negotovosti zaradi časovno spremenljivih vplivov, kot npr. korozije armiranega betona, staranja materiala oziroma vplivov okolice na konstrukcijo, so lahko izjemno velike, vendar jih zaradi slabega poznavanja težko upoštevamo v računskih analizah. Poleg vsega

naštetega, rezultate analiz bremenijo še statistične negotovosti, ki so posledica predpostavljenih porazdelitvenih zakonov, mer za srednjo vrednost ter mer za razpršenost na podlagi vzorcev z omejenim številom vrednosti zaradi pomanjkanja rezultatov eksperimentov, s katerimi ne moremo točno opisati celotne populacije vrednosti slučajne spremenljivke.

Negotovosti lahko razdelimo tudi skladno z metodologijo PEER za oceno potresnega tveganja, ki temelji na štirih analizah, ki so podrobneje opisane v poglavju 4: analizi potresne nevarnosti, analizi obnašanja konstrukcije, analizi poškodovanosti ter analizi izgub.

V analizi potresne nevarnosti, v kateri določimo mero za intenziteto potresa in verjetnost za pojav potresa z določeno intenziteto, so negotovi lokacija in čas nastanka naslednjega močnega potresa, njegova magnituda, način širjenja potresnih valov ter vpliv tal na stavbo. Dodatno težavo predstavlja pomanjkanje podatkov o preteklih močnih potresih na nekem območju in posledično nezanesljivi modeli za napovedovanje potresne nevarnosti.

V analizi obnašanja konstrukcije, kjer določamo parametre potresnih zahtev, so pomembne negotovosti pri določitvi mehanskih in geometrijskih karakteristik ter številne negotovosti zaradi predpostavk in poenostavitev v modeliranju in analizi odziva stavbe: interakcija med zemljino in stavbo, togost stropov, histerezna pravila pri dinamični analizi, prostorski oziroma ravninski model, torzijska podajnost, itd.

V analizi poškodovanosti, kjer povežemo parametre potresnih zahtev s poškodovanostjo elementov in konstrukcije, je težko z modeli zajeti različna globalna stanja konstrukcije in jih povezati z mejnimi stanji poškodovanosti elementov. Funkcije ranljivosti so določene na podlagi majhnega števila eksperimentov ali pa zgolj na podlagi subjektivnega mnenja strokovnjakov. Pogoji pri eksperimentih velikokrat odstopajo od dejanskih pogojev v konstrukciji, obnašanja preizkušancev pa se ne preišče do končnih mejnih stanj poškodovanosti. Zaenkrat so slabo raziskane tudi medsebojne korelacije v poškodovanosti različnih komponent oziroma istovrstnih komponent na različnih lokacijah znotraj konstrukcije. V izračunu ekonomskih izgub upoštevamo stroške popravila oziroma nadomestitve poškodovanih konstrukcijskih, nekonstrukcijskih elementov ter opreme, kar zajema ogromno negotovosti, saj so stroški odvisni od količine poškodovanih elementov, kvalitete vgrajenih materialov, lokacije stavbe, predvsem pa je ocena stroškov sanacije odvisna od tržnih pogojev ter želje izvajalcev po dobičku.

2.2 Materialne karakteristike zidovja

Zidovje je kompozitni in anizotropni material, ki je zelo uveljavljen v gradnji povsod po svetu. Skozi zgodovino se je v praksi uveljavilo zelo veliko tipov zidov in zidanih konstrukcij. Glede na sistem zidanja ločimo nearmirano, povezano in armirano zidovje. Prvega sestavljajo samo zidaki in malta, pri povezanem zidovju so dodane še vertikalne in horizontalne armiranobetonske vezi, v armiranem zidovju pa se v zidovje vgradi še armatura. Zidaki so lahko narejeni iz opeke, mešanice zemlje in gline (adobe), kalcijevega silikata, betona, avtoklaviranega celičnega betona, umetnega kamna ali iz obdelanega naravnega kamna. Zidaki iz številnih materialov se izdelujejo v najrazličnejših dimenzijah, trdnostnih razredih in oblikah. Lahko so polni (brez lukenj), perforirani (prostornina navpičnih lukenj ne presega 25 %), votli (prostornina navpičnih lukenj se giblje med 25 in 55 %) oziroma celičasti (prostornina navpičnih lukenj je večja od 55 %) (SIST EN 1996-1, 2006). Malta, ki posamezne zidake povezuje v zidovje, je mešanica agregata (peska), vode in anorganskih veziv (apno in/ali cement). Ločimo malto za splošno uporabo, tankoslojno malto ter lahko malto (SIST EN 1996-1, 2006). Pri

tankoslojni malti debelina reg ne presega 3 mm, značilnost lahke malte pa je, da se običajni agregat nadomesti s perlitom, ekspandirano glino ali žlindro, kar omogoča, da njihova gostota ne presega 1500 kg/m³ (Tomažević, 2009). V zadnjem času se za povezavo zidakov namesto malte uporabljajo tudi posebna lepila.

Glede na konstrukcijo zidovja ločimo enoslojni zid, dvoslojni zid, zid z votlino ter zid z zalito votlino. Dvoslojni zid sestavljata dva vzporedna sloja z vmesno vzdolžno rego debeline do 25 mm, ki je običajno zapolnjena z malto. V zidu z votlino je širši prostor med enoslojnima zidovima povezan s stremeni oziroma armaturo, vmesni prostor pa je bodisi nezapolnjen ali delno zapolnjen z izolacijo. V zidu z zalito votlino sta vzporedna enoslojna zidova oddaljena vsaj 50 mm, votlina pa je zapolnjena z zalivnim betonom. Poleg različnih sistemov zidanja obstaja cel kup zidarskih vez in možnosti, kako medsebojno povezati zidake: prazne vertikalne rege, vertikalne rege zapolnjene z malto, stik na »pero in utor«, z ali brez maltnih žepkov. Očitno je, da je možnosti za izvedbo zidane konstrukcije ogromno, posledično pa je težko določiti dejanske materialne parametre, ki jih potrebujemo v analizi. Zidovje velja za material, pri katerem je raztros v materialnih karakteristikah zelo velik, zato je pri njihovi izbiri potrebna velika previdnost, saj lahko z napačno izbranimi previsokimi vrednostmi dobimo ugodne rezultate, dejanska odpornost pa je precej nižja od izračunane.

Pri oceni obnašanja zidanih konstrukcij običajno upoštevamo tlačno trdnost zidovja f_c , natezno trdnost f_t , strižno trdnost f_v , upogibno trdnost zidovja f_x ter elastični modul E in strižni modul G . Zaradi specifičnih lastnosti zidakov in malte ni enostavno kar na podlagi njunih mehanskih lastnosti predvideti mehanskih lastnosti zidovja. Najbolje bi bilo, da bi mehanske lastnosti določili s preizkusom za vsak tip zidovja posebej, vendar bi bilo to izredno zamudno in drago, zato so v standardu Evrokod 6 (SIST EN 1996-1, 2006) navedene priporočene vrednosti za posamezne parametre. V nadaljevanju obravnavamo tipične materialne karakteristike za zidane stavbe in parametre za njihovo probabilistično obravnavo, s katero zajamemo negotovosti v materialu.

2.2.1 Tlačna trdnost

Tlačno trdnost zidovja se najzanesljiveje določi s pomočjo eksperimenta na standardiziranih preizkušancih v laboratoriju ali z eksperimentom na zidovih obstoječih objektov, pri čemer se pogosto uporabi metodo dvojne jeklene blazine (angl. *flat jack*, npr. Uranjek, 2011). V kolikor eksperimentalnih rezultatov ni, Evrokod 6 (SIST EN 1996-1, 2006) omogoča določitev karakteristične tlačne trdnosti f_{ck} zidovja na podlagi normalizirane tlačne trdnosti zidakov f_b in tlačne trdnosti malte f_m po enačbi 2.1:

$$f_{ck} = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (2.1)$$

kjer je K konstanta, ki je odvisna od oblike in materiala zidaka ter tipa malte, α in β pa sta konstanti ($\alpha = 0.7$ in $\beta = 0.3$ za malto za splošno uporabo). Glowienka (2007) in Brehm (2011) sta v podatkovni bazi zbrala podatke iz več stotih eksperimentov na zidakah, malti ter zidanih preizkušancih. Ugotovila sta, da so koeficienti variacije tlačnih trdnosti zidakov iz različnih materialov zelo podobni in se gibljejo med 0.08 in 0.12. Za tlačne trdnosti tankoslojne malte, lahke malte ter malte za splošno uporabo sta ugotovila, da je njihov raztros večji kot pri zidakah, saj se koeficienti variacije tlačnih trdnosti malt gibljejo med 0.25 in 0.33. Končno sta po analizi podatkovne baze zaključila, da so si povprečni koeficienti variacije tlačnih trdnosti zidov iz različnih zidakov ter različnih vrst malt med seboj precej podobni in se gibljejo med 0.16 in 0.22. Podobno vrednost koeficienta variacije za

stohastični model tlačne trdnosti ($V_{fc} = 0.17$) predlagajo tudi v smernicah za verjetnostno analizo stavb *Probabilistic Model Code* (JCSS, 2011). V preglednici 2.1 so zbrani podatki o tlačni trdnosti zidovja f_c , pripadajoči koeficienti variacije V_{fc} ter spodnje in zgornje meje tlačne trdnosti zidovja $f_{c,min}$ in $f_{c,max}$, ki so jih v analizah obnašanja zidanih stavb z upoštevanjem negotovosti uporabili drugi avtorji. Podatke so pridobili bodisi na podlagi eksperimentov bodisi na podlagi literature.

Preglednica 2.1: Pričakovane vrednosti in privzete porazdelitvene funkcije za tlačno trdnost zidovja f_c vključno s koeficientom variacije V_{fc} ter spodnjo in zgornjo mejo tlačne trdnosti $f_{c,min}$ ter $f_{c,max}$.

Table 2.1: The expected values and adopted probability distribution functions for the compressive strength of masonry f_c including coefficient of variation V_{fc} and lower and upper bound of compressive strength $f_{c,min}$ and $f_{c,max}$.

Avtor	Zidovje	Vir	Porazdelitev	f_c (MPa)	V_{fc}	$f_{c,min}$ (MPa)	$f_{c,max}$ (MPa)
Rota et al. (2010)	Vulkanski tuf	Literatura	Normalna	1.95	0.19	1.20	2.70
Parisi in Augenti (2012), Augenti et al. (2012)	Vulkanski tuf	Podatkovna baza	Normalna	1.90	0.15	1.40	2.40
Tondelli et al. (2012)	Obdelan kamen	Eksperiment	Enakomerna			3.08	3.76
Marcari et al. (2010)	Kalkarenit (enoslojen zid)	Eksperiment	Normalna	2.78	0.43		
Oropeza Ancieta (2011)	Obstoječe stavbe v Švici	Literatura	Lognormalna	3.50	0.25	2.00	5.50
Bakhshi in Karimi (2008)	Obstoječe stavbe v Iranu	Literatura	Normalna	5.00	0.13		
Gehl et al. (2011)	Običajno nearmirano zidovje	Literatura	Normalna	6.20	0.20	3.72	8.68
Park et al. (2009)	Polna opeka	FEMA	Lognormalna	5.37	0.25		
Schueremans (2001)	Polna opeka	Eksperiment	Lognormalna	4.50	0.19		
Brehm (2011)	Opečni zidaki	Eksperiment	Lognormalna	5.00	0.20		
Tomaževič (2009)*	Opečni votlaki	Eksperiment	Lognormalna	4.80	0.16	3.40	5.90
Bosiljkov (2000)**	Polna opeka, apnena malta	Eksperiment	Normalna	4.73	0.14		

* Opozoriti je potrebno, da je Tomaževič (2009) prikazal rezultate eksperimentov, ki so jih opravili Tomaževič in Weiss (2008) ter Bosiljkov et al. (2004), sami pa smo izračunali vrednosti za pričakovano vrednost tlačne trdnosti ter koeficient variacije opečnih votlakov ob predpostavki, da so podatki porazdeljeni lognormalno.

** Pričakovane vrednosti materialnih karakteristik in koeficientov variacije so močno odvisne od vrste malte in tipa agregata.

2.2.2 Strižna trdnost

V zidanih konstrukcijah med potresom prevladuje strižno obnašanje. V Evrokodu 6 (SIST EN 1996-1, 2006) je predpisan izračun strižne nosilnosti zidov na podlagi prestrižnega mehanizma oziroma mehanizma z zdrsom. Takšen način porušitve je med potresi dokaj redek in se običajno zgodi v zidovih z nizko tlačno napetostjo (višje etaže) oziroma v zidovih, kjer so zidaki med seboj slabo povezani bodisi z malto nizke trdnosti bodisi z malto, ki so jo že načeli čas in vplivi iz okolice. Strižno trdnost zidu pri prestrižnem mehanizmu definiramo kot seštevek začetne strižne trdnosti f_{v0} (strižne trdnosti pri ničelni tlačni napetosti) ter prirastka trdnosti zaradi prispevka trenja, ki nastane zaradi tlačne napetosti σ_d , ki deluje pravokotno na obravnavani prerez. V primeru, da so vertikalne rege zapolnjene z malto je strižna trdnost f_v določena z enačbo 2.2:

$$f_v = f_{v0} + \mu \cdot \sigma_d \quad (2.2)$$

kjer je μ koeficient trenja, ki je v Evrokodu 6 (SIST EN 1996-1, 2006) za vse tipe malte določen z vrednostjo 0.4. Kljub temu nekateri raziskovalci uporabljajo tudi drugačne vrednosti koeficienta trenja, ki ga obravnavajo celo kot slučajno spremenljivko. Gehl et al. (2011) so v svoji študiji upoštevali $\mu = 0.2$ za običajno nearmirano zidovje, Rota et al. (2010) so pri stavbah iz lehnjaka upoštevali precej manjšo pričakovano vrednost $\mu = 0.065$ ter koeficient variacije 0.12, po drugi strani pa je Brehm (2011) uporabil vrednost koeficienta trenja $\mu = 0.8$. Nekoliko manjše so razlike v začetni strižni trdnosti f_{v0} , ki se običajno giblje med 0.10 MPa in 0.40 MPa, kot je priporočeno tudi v standardu Evrokod 6 (SIST EN 1996-1, 2006). Razlike v začetni strižni trdnosti so predvsem posledica različnih metod za njeno določitev, saj po nemški metodologiji uporabijo preizkušance iz dveh zidakov (Brehm, 2011), drugod po Evropi pa je v veljavi standard SIST EN 1052-3 (2007), po katerem se začetno strižno določi na preizkušancih iz treh zidakov, ki so podprti tako, da se v malti v stični ploskvi med zidakoma pojavijo samo strižne napetosti. V preglednici 2.2, so zbrane srednje vrednosti začetne strižne trdnosti f_{v0} zidovja, koeficienti variacije ter spodnje in zgornje meje začetne strižne trdnosti, ki so jih uporabili drugi raziskovalci.

Preglednica 2.2: Pričakovane vrednosti in privzete porazdelitvene funkcije za začetno strižno trdnost zidovja f_{v0} vključno s koeficientom variacije $V_{f_{v0}}$ ter spodnjo in zgornjo mejo začetne strižne trdnosti $f_{v0,min}$ ter $f_{v0,max}$.

Table 2.2: The expected values and adopted probability distribution functions for the initial shear strength f_{v0} including coefficient of variation $V_{f_{v0}}$ and lower and upper bound of the initial shear strength $f_{v0,min}$ and $f_{v0,max}$.

Avtor	Zidovje	Vir	Porazdelitev	f_{v0} (MPa)	$V_{f_{v0}}$	$f_{v0,min}$ (MPa)	$f_{v0,max}$ (MPa)
Rota et al. (2010)	Vulkanski tuf	Eksperiment	Normalna	0.15	0.16	0.105	0.20
Parisi in Augenti (2012), Augenti et al. (2012)	Vulkanski tuf	Podatkovna baza	Normalna	0.047	0.13	0.038	0.057
Tondelli et al. (2012)	Obdelan kamen	Eksperiment	Enakomerna			0.063	0.116
Oropeza Ancieta (2011)	Obstoječe stavbe v Švici	EC6	Lognormalna	0.20	0.30	0.10	0.30
Bonnet et al. (2004)	Obstoječe stavbe v Barceloni	Strokovno mnenje	Normalna	0.10	0.30		
Gehl et al. (2011)	Običajno nearmirano zidovje	Literatura	Normalna	0.23	0.15	0.161	0.299
Park et al. (2009)	Polna opeka	FEMA	Lognormalna	0.18	0.20		
Schueremans (2001)	Polna opeka	Eksperiment	Lognormalna	0.50	0.30		
Brehm (2011)	Opečni zidaki	Literatura	Lognormalna	0.50	0.40		
Tomaževič (2009)*	Opečni votlaki	Eksperiment	Lognormalna	0.20	0.18	0.16	0.24

* Glej opombo k preglednici 2.1.

2.2.3 Natezna trdnost

Kljub temu, da Evrokod 6 (SIST EN 1996-1, 2006) predpostavi porušni mehanizem z zdrsom kot edini mehanizem porušitve poleg porušitve zaradi prekoračitve upogibne nosilnosti zidu, se med potresi zelo pogosto zgodi, da se zidovje poruši po mehanizmu z nastankom diagonalnih razpok. Turnšek in Čačovič (1971) sta tak način porušitve razložila s prekoračitvijo natezne trdnosti zidu f_t . Po

teoriji elastičnosti se v elastičnem, homogenem materialu ob hkratnem delovanju vertikalne in horizontalne obremenitve razvijeta glavna tlačna in natezna napetost, ki sta usmerjeni v smeri diagonal zidu, natezna trdnost zidu f_t pa predstavlja maksimalno natezno napetost, ki jo zid še prenese. Na podlagi opisanega teoretičnega ozadja natezne trdnosti zidovja se je uveljavilo več načinov za njeno eksperimentalno določitev (Tomažević, 2009), ki pa žal še vedno ni standardizirana. Najpogosteje se uporablja preiskava z diagonalno tlačno silo, možni pa sta tudi ciklični preiskavi na konzolnem oziroma obojestransko vpetem zidu, ki ga obremenimo s horizontalno obtežbo.

Tomažević (2009) na podlagi analize velikega števila preiskav ugotavlja, da se razmerje med natezno in tlačno trdnostjo zidu giblje med:

$$0.03 f_c \leq f_t \leq 0.09 f_c \quad (2.3)$$

kar omogoča oceno natezne trdnosti zidovja tudi ob pomanjkanju eksperimentalnih podatkov. Ostali raziskovalci so pri svojem delu upoštevali vrednosti natezne trdnosti zidu, ki so skupaj s koeficienti variacije ter omejitvami natezne trdnosti prikazane v preglednici 2.3.

Preglednica 2.3: Pričakovane vrednosti in privzete porazdelitvene funkcije za natezno trdnost zidovja f_t vključno s koeficientom variacije V_{f_t} ter spodnjo in zgornjo mejo natezne trdnosti zidovja $f_{t,min}$ ter $f_{t,max}$.

Table 2.3: The expected values and adopted probability distribution functions for the tensile strength of masonry f_t including the coefficient of variation V_{f_t} and lower and upper bound of diagonal shear strength $f_{t,min}$ and $f_{t,max}$.

Avtor	Zidovje	Vir	Porazdelitev	f_t (MPa)	V_{f_t}	$f_{t,min}$ (MPa)	$f_{t,max}$ (MPa)
Oropeza Ancieta (2011)	Obstoječe stavbe v Švici	EC6	Lognormalna	0.25	0.30	0.15	0.35
Bakhshi in Karimi (2008)	Obstoječe stavbe v Iranu	Literatura	Normalna	0.60	0.17		
Schueremans in Van Gemert (1999)	Obstoječe stavbe	Literatura	Lognormalna	0.13	0.44		
Schueremans (2001)	Polna opeka	Eksperiment	Lognormalna	0.28	0.36		
Brehm (2011)	Opečni zidaki	Literatura	Lognormalna	0.50	0.40		
Brignola et al. (2008)	Opečni votlaki	Eksperiment	Deterministična vrednost	0.32			
Tomažević (2009)*	Opečni votlaki	Eksperiment	Lognormalna	0.21	0.18	0.17	0.30
Bosiljkov (2000)**	Polna opeka, apnena malta	Eksperiment	Normalna	0.05	0.74		

* in ** Glej opombi k preglednici 2.1

2.2.4 Elastični modul

Trdnostni parametri so pomembni predvsem za določanje nosilnosti elementov in konstrukcije, pomembno vlogo v potresni analizi pa ima tudi togost konstrukcije, saj običajno potresno obtežbo po elementih razdelimo sorazmerno z njihovo togostjo. Togost je poleg geometrije odvisna predvsem od elastičnega modula E in strižnega modula zidovja G , ki je podrobneje opisan v razdelku 2.2.5. Skladno s SIST EN 1052-1 (1999) se elastični modul zidovja E določi na podlagi odvisnosti med napetostmi in deformacijami pri tlačni preiskavi zidu kot sekantni modul pri 1/3 tlačne trdnosti zidovja. V kolikor nimamo rezultatov preiskav, lahko modul elastičnosti zidovja ocenimo po enačbi 2.4:

$$E = K_E f_c \quad (2.4)$$

kjer je K_E konstanta, ki je določena empirično na podlagi eksperimentov. Evrokod 6 (SIST EN 1996-1, 2006) za vse vrste zidovja priporoča vrednost $K_E = 1000$, starejši ameriški standard FEMA 356 (2000) priporoča vrednost $K_E = 550$, v Novi Zelandiji pa se držijo priporočila $K_E = 500$ (NZSEE, 2006). Probabilistic model code (JCSS, 2011) loči različne tipe zidovja in za opečne votlake zidane z malto za splošno uporabo predpisuje vrednost $K_E = 1170$, v nedavni študiji Univerze iz Aucklanda (2011) pa so na podlagi eksperimentov ugotovili, da bi bilo mogoče uporabiti tudi vrednost $K_E = 300$. Tomažević (2009) je eksperimentalno določil vrednosti tlačne trdnosti in elastičnega modula na zidanih preizkušancih iz opeke in opečnih votlakov iz različnih materialov, dodatno pa je po enačbi 2.4, skladno z Evrokodom 6 (SIST EN 1996-1, 2006), izračunal elastične module. Ugotovil je, da se zelo redko tako dobljena elastična modula ujemata, razmerje med elastičnim modulom iz preiskave in na podlagi izračuna pa se giblje med 0.11 in 2. Ko je enako storil samo za moderne opečne votlake, je bilo to razmerje med 0.39 in 1.71. Ugotovil je tudi, da se elastični modul zidovja lahko giblje med:

$$100 f_k \leq E \leq 2000 f_k \quad (2.5)$$

kar je skladno s priporočili v vseh standardih. Vse navedeno priča o izjemno velikem raztrosu materialnih karakteristik zidanih stavb. V preglednici 2.4. prikazujemo statistične parametre za elastični modul zidovja, ki so jih pri svojem delu uporabili drugi raziskovalci. Poleg srednjih vrednosti so prikazani tudi koeficienti variacije V_E ter spodnja in zgornja meja modula elastičnosti E_{min} in E_{max} .

Preglednica 2.4: Pričakovane vrednosti in privzete porazdelitvene funkcije za elastični modul zidovja E vključno s koeficientom variacije V_E ter spodnjo in zgornjo mejo elastičnega modula E_{min} ter E_{max} .

Table 2.4: The expected values and adopted probability distribution functions for the elastic modulus of masonry E including coefficient of variation V_E and lower and upper bound of elastic modulus E_{min} and E_{max} .

Avtor	Zidovje	Vir	Porazdelitev	E (MPa)	V_E	E_{min} (MPa)	E_{max} (MPa)
Rota et al. (2010)	Vulkanski tuf	Eksperiment	Normalna	1620	0.08	1350	1890
Parisi in Augenti (2012), Augenti et al. (2012)	Vulkanski tuf	Podatkovna baza	Normalna	2090	0.15	1746	2444
Tondelli et al. (2012)	Obdelan kamen	Eksperiment	Enakomerna			2108	2975
Marcari et al. (2010)	Kalkarenit (enoslojen zid)	Eksperiment	Normalna	1607	0.40	630	2943
Oropeza Ancieta (2011)	Obstoječe stavbe v Švici	Literatura	Lognormalna	3500	0.25	2000	5500
Gehl et al. (2011)	Običajno nearmirano zidovje	Literatura	Normalna	3600	0.20	2160	5040
Schueremans (2001)	Polna opeka	Eksperiment	Normalna	1600	0.08		
Russel (2010)	Polna opeka	Eksperiment	Normalna	2250	0.09		
Tomažević (2009)*	Opečni votlaki	Eksperiment	Lognormalna	5200	0.27	3100	7500
Bosiljkov (2000)**	Polna opeka, apnena malta	Eksperiment	Normalna	1040	0.25		

* in ** Glej opombi k preglednici 2.1

2.2.5 Strižni modul

Ob predpostavki, da je zidovje izotropen in homogen material ter z upoštevanjem Poissonovega količnika 0.25 in teorije elastičnosti velja, da je strižni modul enak 40 % vrednosti elastičnega modula E , kar je priporočena vrednost v številnih predpisih, tudi v Evrokodu 6 (SIST EN 1996-1, 2006). Tomažević (2009), na podlagi številnih eksperimentalnih rezultatov ugotavlja, da so dejanske vrednosti strižnih modulov bistveno manjše in se gibljejo med 6 % in 25 % vrednosti elastičnega modula E oziroma med:

$$1000f_t \leq G \leq 2700f_t \quad (2.6)$$

pri čemer je večina rezultatov blizu $G = 2000f_t$. Za eksperimentalno določanje strižnega modula ni enotnega načina, ki bi bil splošno sprejet. Ena izmed možnosti je, da se ga izračuna po enačbi 2.7, potem, ko se naredi eksperiment na zidanem preizkušancu (Tomažević, 2009):

$$G = \frac{K_e}{\frac{A}{1.2h} - \frac{\alpha K_e}{1.2 E} \left(\frac{h}{l}\right)^2} \quad (2.7)$$

kjer je K_e efektivna togost zidu izmerjena med preiskavo, h višina zidu, l dolžina zidu, A površina vodoravnega prereza, E elastični modul zidovja, α pa koeficient robnih pogojev, ki je enak 1 za obojestransko vpet zid oziroma 4 za konzolo. Enačba 2.7 temelji na definiciji podajnosti zidu, ki je posledica upogiba in striga. V preglednici 2.5 so prikazani pričakovana vrednost strižnega modula G , koeficient variacije ter spodnja in zgornja meja strižnega modula za različne tipe zidovja, ki so jih upoštevali drugi raziskovalci.

Preglednica 2.5: Pričakovane vrednosti in privzete porazdelitvene funkcije za strižni modul zidovja G vključno s koeficientom variacije V_G ter spodnjo in zgornjo mejo natezne trdnosti zidovja G_{min} ter G_{max} .

Table 2.5: The expected values and adopted probability distribution functions for the shear modulus of masonry G including coefficient of variation V_G and lower and upper bound of shear modulus G_{min} and G_{max} .

Avtor	Zidovje	Vir	Porazdelitev	G (MPa)	V_G	G_{min} (MPa)	G_{max} (MPa)
Rota et al. (2010)	Vulkanski tuf	Eksperiment	Normalna	625	0.10	50	750
Parisi in Augenti (2012), Augenti et al. (2012)	Vulkanski tuf	$0.4f_c$	Normalna	836	0.15	698	978
Tondelli et al. (2012)	Obdelan kamen	Eksperiment	Enakomerna			682	1025
Oropeza et al. (2010)	Obstoječe stavbe v Švici	Literatura	Lognormalna	1400	0.30		
Gehl et al. (2011)	Običajno nearmirano zidovje	Literatura	Normalna	600	0.20	360	840
Schueremans (2001)	Polna opeka	Eksperiment	Lognormalna	748	0.14		
Russel (2010)	Polna opeka	Eksperiment	Normalna	900	0.09		
Tomažević (2009)*	Opečni votlaki	Eksperiment	Lognormalna	460	0.46	285	985

* Glej opombo k preglednici 2.1

2.3 Nosilnost zidanih elementov

Nosilnost zidanih elementov v svoji ravnini se določi na podlagi več možnih porušnih mehanizmov. Mehanizem, ki bo v določenem primeru merodajen, je odvisen od kombinacije osnih in strižnih napetosti v zidu, materialnih in geometrijskih lastnosti zidu ter robnih pogojev. V razdelku 2.3.1 najprej prikažemo možne porušne mehanizme zidov, nato pa podamo enačbe, s katerimi je mogoče izračunati njihovo nosilnost.

2.3.1 Porušni mehanizmi

Strižna porušitev je najbolj pogost način odpovedi zidov med potresom in prevladuje pri dolgih zidovih. Prvi način strižne porušitve, ki je predviden tudi v standardu Evrokod 6 (SIST EN 1996-1, 2006), je strižna porušitev z zdrsom oziroma prestrižni porušni mehanizem. Zdrsna ploskev lahko poteka po horizontalni naležni regi v eni vrsti (slika 2.1a) ali stopničasto po stičnih regah v več vrstah (slika 2.1b). Do prestriga pride, ko je prekoračena strižna trdnost zidu, ki je odvisna od vertikalnih tlačnih napetosti σ_0 , koeficienta trenja μ ter začetne strižne trdnosti f_{v0} . Običajno do takšne porušitve pride v elementih, v katerih so tlačne napetosti majhne in so zidaki povezani z malto slabe kakovosti. Večkrat se zidovi prestrižejo v zgornjem delu stavbe, kjer so tlačne napetosti majhne, pospeški zaradi potresa pa največji.

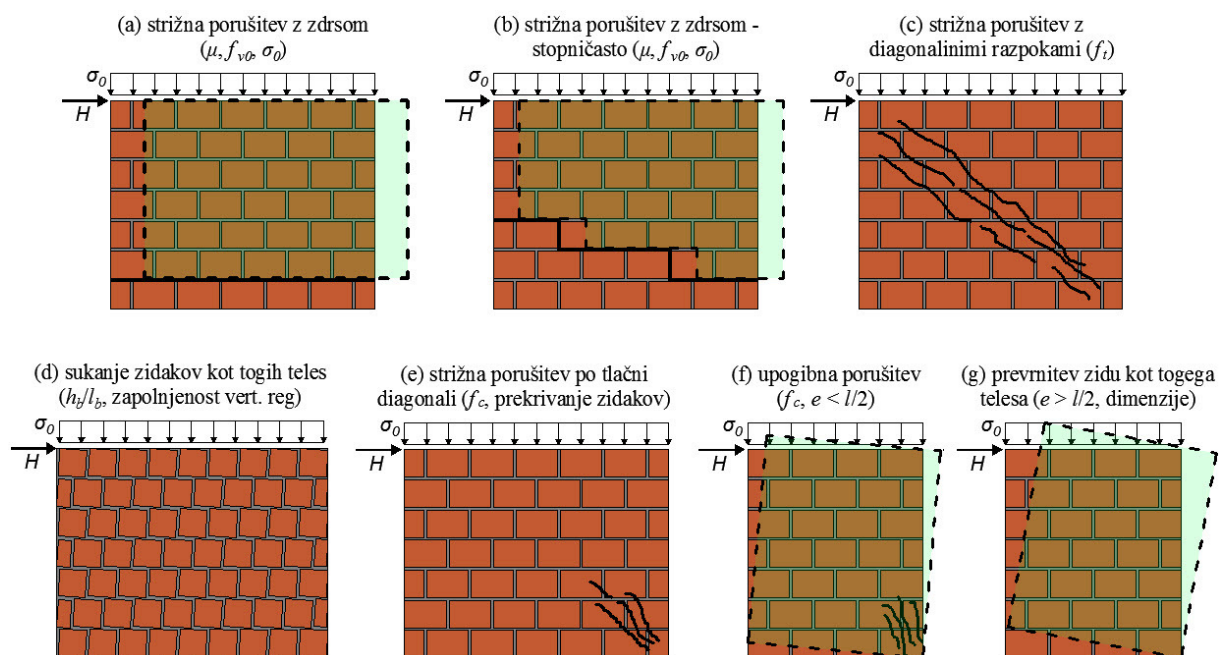
Pri drugem načinu strižne porušitve v zidu nastanejo diagonalne razpoke (slika 2.1c), saj glavne natezne napetosti pri določeni kombinaciji navpične in vodoravne obtežbe prekoračijo natezno trdnost zidovja f_t . Običajno se takšne razpoke širijo od sredine proti vogalom zidu. Pri zidovih z manjšimi vertikalnimi obremenitvami razpoke potekajo stopničasto po naležnih in navpičnih regah med zidaki, pri večjih vertikalnih obremenitvah pa razpoke potekajo tudi po zidakih.

Redkeje se zgodi tudi, da pride do strižne porušitve s pojavom sukanja posameznih zidakov kot togih teles (slika 2.1d) oziroma do strižne porušitve s porušitvijo tlačne diagonale (slika 2.1e). Pojav sukanja posameznih zidakov kot togih teles je odvisen predvsem od dimenzij zidakov (razmerja med višino in dolžino zidaka h_b/l_b) in se običajno zgodi v primeru modernih zidakov velikih dimenzij (Brehm, 2011), lahko pa se pojavi tudi pri malto slabe kakovosti (Tomažević et al., 2009). Pri strižni porušitvi tlačne diagonale pride do prekoračitve tlačne trdnosti zidu v diagonali, kjer se vzpostavijo glavne tlačne napetosti, zato tam pride do drobljenja zidakov. Pri tem mehanizmu ima pomembno vlogo prekrivanje zidakov, saj določa naklon tlačnih diagonal.

V zidovih lahko pride tudi do upogibne porušitve (slika 2.1f). Pri običajnih vrednostih ekscentričnosti obtežbe ($e < l/2$) se ob vznožju zidu pojavijo horizontalne razpoke, ki so posledica prekoračitve zelo majhne natezne trdnosti zidu pravokotno na naležne rege. Razpoke na natezni strani zidu se z večanjem obtežbe širijo, posledično pa se zmanjšuje tlačna cona, zaradi česar tlačne napetosti na tlačnem vogalu zidu močno narastejo. Ko je na tem delu prekoračena tlačna trdnost zidu, pride do drobljenja zidakov (angl. *toe crushing*), kar povzroči upadanje nosilnosti. Takšen način porušitve, je običajno merodajen pri zelo vitkih zidovih, kjer je nivo osne sile velik, kar še dodatno prispeva k prekoračitvi tlačne trdnosti zidu in hitrejšemu drobljenju zidakov v tlačnem vogalu.

V primeru vitkih elementov, v katerih je nivo osne sile majhen in kjer sta horizontalna obtežba in posledično ekscentričnost tako veliki, da rezultanta vertikalnih napetosti pade izven prereza ($e > l/2$) se zid lahko prevrne okrog vogala kot togo telo, kar je prikazano na sliki 2.1g. Pri tem se v zidu pojavi horizontalna razpoka, ki se širi po celotni dolžini zidu, vendar tlačne napetosti ne prekoračijo njegove

tlačne trdnosti, zaradi česar ne pride do drobljenja zidakov. Takšen način porušitve se pojavi pri preizkušancih v laboratoriju, v dejanskih stavbah pa praktično nikoli.

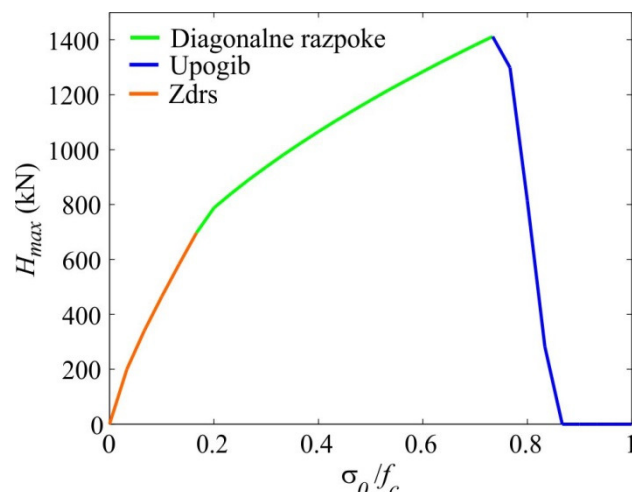


Slika 2.1: Možni porušni mehanizmi zidov in parametri, ki imajo največji vpliv na posamezni mehanizem porušitve, kot so: (a) in (b) strižna porušitev z zdrsom, (c) strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok, (d) strižna porušitev s sukanjem zidakov kot togih teles (h_y/l_y , zapolnjenost vert. reg), (e) strižna porušitev s porušitvijo tlačnih diagonal, (f) upogibna porušitev in (g) prevrnitev zidu kot togega telesa.

Figure 2.1: Failure modes of masonry walls subjected to in-plane loads and parameters, which have the greatest effect on failure modes, such as: (a) and (b) sliding shear failure, (c) diagonal tension failure, (d) tip over of the separate units, (e) shear crushing, (f) flexural failure, (g) tip over of the entire wall.

Na sliki 2.2 je v obliki odvisnosti med nosilnostjo H_{max} hipotetičnega elementa in normirano tlačno napetostjo σ_0/f_c prikazano, kateri porušni mehanizem je merodajen pri posameznih nivojih osne obremenitve. To je v največji meri odvisno od materialnih karakteristik in geometrije zidu, v splošnem pa velja, da pri nižjih nivojih osne sile pri dolgih elementih prevladuje strižna porušitev z zdrsom, pri vitkih elementih pa upogibna porušitev. V območju srednjih tlačnih napetosti se v elementih najpogosteje pojavi strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok, pri višjih osnih obremenitvah pa spet prevladuje upogibno obnašanje elementov, ki so poleg visokih tlačnih napetosti še dodatno močno obremenjeni zaradi zmanjšane tlačne cone (Bosiljkov et al., 2010a).

V povezavi s prikazovanjem merodajnih porušnih mehanizmov v odvisnosti od materialnih in geometrijskih parametrov velja omeniti še inovativen pristop, ki sta ga predstavila slovenska raziskovalca Petrovčič in Kilar (2013). Definirala sta interakcijsko porušno ploskev, s katero je mogoče z izolinijami hkrati prikazati vpliv vitkosti elementa λ (h/l) in osne sile n , ki je normirana na tlačno nosilnost elementa, na prevladujoči porušni mehanizem zidu. Pri vsaki izmed obravnavanih vitkosti λ se določi podobno ovojnico kot na sliki 2.2, ki predstavlja presek interakcijske porušne ploskve. Interakcijska porušna ploskev omogoča enostaven in zelo pregleden prikaz zmanjševanja nosilnosti elementov ob povečevanju njihove vitkosti ter kritičnih območij, v katerih prevladuje določen porušni mehanizem. Za obravnavani zid se je izkazalo, da bi pri enakih materialnih karakteristikah zelo vitkega element ($\lambda = 2.5$) prenesel desetkrat manjšo osno silo in imel kar osemtridesetkrat manjšo nosilnost kot zelo dolg element ($\lambda = 0.25$).



Slika 2.2: Ovojnica nosilnosti pri merodajnih porušnih mehanizmih v odvisnosti od normirane osne obremenitve.

Figure 2.2: Envelope of the critical failure modes and load-carrying capacity versus normalized axial load.

2.3.2 Modeli za izračun nosilnosti z upoštevanjem negotovosti

V strokovni literaturi in standardih je mogoče najti številne modele za izračun nosilnosti elementov pri določenem porušnem mehanizmu. Dober pregled različnih modelov so podali: Bosiljkov et al. (2010a), Brehm (2011) ter Petrovčič in Kilar (2013). V nadaljevanju povzemamo njihove ugotovitve s poudarkom na modelih, ki se uporabljajo v Sloveniji.

V modelu za izračun strižne nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok, ki sta ga razvila Turnšek in Čačovič (1971), je predpostavljeno, da se zidovje obnaša kot elastičen, homogen in izotropen material. Na podlagi teorije elastičnosti in določitve glavnih normalnih napetosti je po enačbah 2.8 in 2.9 mogoče izračunati strižno nosilnost elementa R_t :

$$R_t = t \cdot l \cdot \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \quad (2.8)$$

$$b = \frac{h}{l}; 1.1 \leq b \leq 1.5 \quad (2.9)$$

kjer sta t in l debelina in dolžina zidu, σ_0 je povprečna tlačna napetost v zidu, b pa je parameter, s katerim se upošteva vpliv geometrije zidu in dejansko razmerje med navpično in vodoravno silo pri porušitvi na porazdelitev strižnih napetosti po prerezu. Prednost tega modela je, da je odvisen samo od enega trdnostnega parametra, natezne trdnosti zidovja, vendar se postavlja vprašanje, če je ta res neodvisna od ostalih parametrov, npr. od stopnje tlačne napetosti v zidovju (Bosiljkov et al., 2010).

Model za izračun strižne nosilnosti z zdrsom, ki je predpisan tudi v Evrokodu 6 (SIST EN 1996-1, 2006), temelji na fizikalnih zakonih za trenje na stiku med dvema ploskvama. Nosilnost zidu v primeru prestrižnega mehanizma R_s se izračuna po enačbah 2.10 - 2.12:

$$R_s = f_v \cdot t \cdot l_c \quad (2.10)$$

$$f_v = f_{v0} + \mu \sigma_d \leq 0.065 \cdot f_b \quad (2.11)$$

$$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{H \cdot h}{N} \right) \quad (2.12)$$

kjer je t debelina zidu, f_v strižna trdnost zidu, l_c pa dolžina tlačnega dela zidu. Strižno trdnost zidu f_v , ki ne sme biti večja od 6.5 % normalizirane tlačne trdnosti zidaka f_b , se določi s pomočjo začetne strižne trdnosti f_{v0} ter prispevka zaradi trenja, ki je definiran kot produkt med povprečno tlačno napetostjo v tlačnem delu prereza σ_d ter koeficientom trenja μ . V primeru, da je ekscentričnost osne sile $e > l/6$, lahko dolžino tlačnega dela prereza l_c izračunamo po enačbi 2.12, kjer je H horizontalna potresna sila, ki deluje na zid z višino h , na katerega deluje tudi osna sila N .

Pri izračunu strižne nosilnosti velja omeniti še model, ki sta ga razvila Mann in Müller (1980), na katerem temeljijo nemški standardi. S tem modelom je mogoče zajeti strig z zdrsom, porušitev z diagonalnimi razpokami, tlačno porušitev po diagonali in strižno porušitev s sukanjem zidakov kot togih teles. Izpeljala sta ga na nivoju zidaka, pri čemer sta predpostavila, da se zidaki prekrivajo na polovici in da so vertikalne rege nezapolnjene z malto. Prednost tega modela je v tem, da je mogoče z enostavnimi materialnimi testi na zidakah in malti določiti nosilnost celotnega zidu.

Nosilnost pri upogibni porušitvi se določi na podlagi predpostavke linearnega poteka deformacij po prerezu. Pri izpeljavi zanemarimo natezne napetosti v zidu, za tlačne napetosti pa predpostavimo, da potekajo po paraboli. Na podlagi ravnovesja sil v prerezu, je mogoče pokazati, da se upogibna nosilnost nearmiranega nepovezanega zidu R_u izrazi po enačbah 2.13 in 2.14 (Tomažević, 2009):

$$M_u = \frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_c} \right) \quad (2.13)$$

$$R_u = \frac{M_u}{\alpha \cdot h} \quad (2.14)$$

kjer so t , l in h debelina, dolžina ter višina zidu, σ_0 je povprečna tlačna napetost v prerezu, f_c tlačna trdnost zidovja, α pa je koeficient robnih pogojev in ima vrednost $\alpha = 0.5$ pri obojestransko vpetem zidu ter vrednost $\alpha = 1$ pri konzolnem zidu.

Kljub temu, da so večino modelov za izračun nosilnosti preverili na eksperimentalno določenih nosilnostih zidanih preizkušancev, se je potrebno zavedati, da je tudi izračun nosilnosti elementa povezan z negotovostmi. Poleg tega, da je potrebno predpostaviti negotove materialne karakteristike ter tlačno obtežbo, ki deluje v prerezu, je vir negotovosti tudi izbira ustreznega modela za izračun nosilnosti, skupaj s pripadajočimi poenostavitvami in predpostavkami, ki veljajo zanj. Brehm (2011) je zbral podatke številnih eksperimentov na zidanih preizkušancih in za različne tipe porušnih mehanizmov definiriral razmerje θ med eksperimentalno določeno nosilnostjo elementa R_{test} ter nosilnostjo izračunano po enem izmed zgoraj omenjenih modelov $R_{izračun}$:

$$\theta = \frac{R_{test}}{R_{izračun}} \quad (2.15)$$

Izbral je preizkušance, kjer je imel na voljo tudi eksperimentalno določene materialne podatke in je bil tip porušitve jasno določljiv. Izkazalo se je, da pri izračunu strižne nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok v povprečju podcenimo dejansko nosilnost za 3 % (povprečen $\theta = 1.03$) pri čemer je bil

koeficient variacije razmerja θ enak 0.17. V primeru izračuna strižne nosilnosti z zdrsom je Brehm (2011) na podlagi rezultatov iz eksperimentov dobil vrednost $\theta = 1.24$ ter pripadajoči koeficient variacije 0.19, v primeru upogibne nosilnosti opečnih zidov pa vrednost $\theta = 1.10$ s pripadajočim koeficientom variacije 0.18. V vseh primerih je razviden precejšen raztros v izračunanih nosilnostih ter to, da lahko z modeli za izračun nosilnosti močno podcenimo dejansko nosilnost. Kljub temu smo v študijah upoštevali zgolj negotovosti v materialnih podatkih, ne pa tudi pri modelih za izračun merodajne nosilnosti elementa.

2.4 Mejni zasuki

Mejni zasuk elementa, pri katerem je dosežena določena stopnja poškodovanosti, je eden izmed najbolj negotovih osnovnih vhodnih parametrov, ki ima zelo velik vpliv na rezultate nelinearne analize konstrukcije (poglavji 5 in 6). V literaturi obstaja več preprostih empiričnih izrazov za izračun mejnega zasuka zidov δ_u , ki temeljijo na eksperimentalnih podatkih. Lang (2002) je predlagala izraz, kjer je mejni zasuk odvisen od tlačne napetosti v elementu σ_0 in razmerja med višino in dolžino zidu h/l .

$$\delta_u = \begin{cases} 0.8 \cdot (0.8 - 0.25\sigma_0) & \frac{h}{l} < 0.5 \\ 0.8 - 0.25\sigma_0 & 0.5 < \frac{h}{l} < 1.5 \\ 1.2 \cdot (0.8 - 0.25\sigma_0) & \frac{h}{l} > 1.5 \end{cases} \quad (2.16)$$

Slabost zgornjih izrazov je v nezveznosti, saj zasuk pri zidovih z razmerjem h/l okrog 0.5 in 1.5 močno variira. Oropeza Ancieta (2011) je zato najprej uvedel parametra a in b (enačba 2.17), s katerima je zajel vpliv robnih pogojev in geometrije zidu, nato pa je definiriral izraze 2.18 za mejni zasuk elementa v odvisnosti od razmerja h/l ter stopnje tlačnih napetosti σ_0 .

$$\begin{aligned} a &= 0.6 \frac{\min(h_0, h)}{l} + 0.3 \\ b &= 0.9 \frac{\min(h_0, h)}{l} + 0.3 \frac{h}{l} \end{aligned} \quad (2.17)$$

$$\delta_u = \begin{cases} a & \frac{h}{l} \geq 1 \text{ in } \frac{\sigma_0}{f_c} \leq 0.05 \\ b & \frac{h}{l} < 1 \text{ in } \frac{\sigma_0}{f_c} \leq 0.05 \\ \frac{2a}{1.85 + 3 \frac{\sigma_0}{f_c}} & \frac{h}{l} \geq 1 \text{ in } \frac{\sigma_0}{f_c} > 0.05 \\ \frac{2b}{1.85 + 3 \frac{\sigma_0}{f_c}} & \frac{h}{l} < 1 \text{ in } \frac{\sigma_0}{f_c} > 0.05 \end{cases} \quad (2.18)$$

V enačbah 2.17 in 2.18 h_0 določa lego točke ničelnega momenta vzdolž višine zidu h , σ_0/f_c pa je normirana tlačna napetost v zidu, ki je izražena kot delež tlačne trdnosti f_c .

Precej enostavnejši je izraz za mejni zasuk iz Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), ki je odvisen od tipa porušitve ter lege točke z ničelnim momentom h_0 :

$$\delta_u = \begin{cases} 0.8 \cdot \frac{h_0}{l} & \text{upogib (\%)} \\ 0.4 & \text{strig (\%)} \end{cases} \quad (2.19)$$

Pfyll-Lang et al. (2011) so predlagali izračun mejnega zasuka po enačbi 2.20, pri čemer so za elemente, ki so vpeti obojestransko, predvideli 50 % redukcijo mejnega zasuka.

$$\delta_u = 0.8 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right) \quad (2.20)$$

Nekateri raziskovalci so dodatno definirali tudi mejne zasuke pri različnih stopnjah poškodovanosti. Parisi in Augenti (2012) sta za zidove iz lehnjaka na podlagi rezultatov iz eksperimentalne podatkovne baze definirala mejno vrednost zasuka $\delta_y = 0.20$ %, ki povzroči majhne in srednje poškodbe, ter mejni zasuk $\delta_u = 0.35$ %, ki povzroči velike poškodbe, neodvisno od tipa porušitve. Abo-El-Ezz et al. (2013) so na podlagi eksperimentov predpostavili, da se mejni zasuki kamnitih zidov pri vseh mejnih stanjih porazdeljujejo lognormalno, pričakovane vrednosti in koeficienti variacije pa za mejna stanja majhnih (prve razpoke), srednjih (nosilnost zidu) ter velikih poškodb (80 % nosilnosti zidu) neodvisno od tipa porušitve po vrsti znašajo: $\delta_y = 0.13$ %, $V_{\delta_y} = 0.38$; $\delta_{Hmax} = 0.68$ %, $V_{\delta_{Hmax}} = 0.40$; $\delta_u = 1.03$ % in $V_{\delta_u} = 0.50$.

V preglednici 2.6 prikazujemo statistične parametre vrednosti mejnih zasukov δ_u pri velikih poškodbah oziroma pri mejnem stanju blizu porušitve, ki so jih ostali avtorji uporabili v svojih analizah, razvidna pa so velika odstopanja v srednjih vrednostih ter koeficientih variacije. Dodani so tudi rezultati iz baze podatkov, ki smo jo naredili za opečne votlake, in je podrobneje opisana v poglavju 4.6.2.

Preglednica 2.6: Pričakovane vrednosti mejnega zasuka δ_u pri strižni in upogibni porušitvi vključno s koeficientom variacije V_{δ_u} ter s spodnjo in zgornjo mejo mejnega zasuka $\delta_{u,min}$ in $\delta_{u,max}$.

Table 2.6: The expected values of ultimate drifts δ_u for shear and flexural failure including coefficient of variation V_{δ_u} and lower and upper bound of ultimate drift $\delta_{u,min}$ and $\delta_{u,max}$.

Porušitev	Avtor	Zidovje	Vir	Porazdelitev	δ_u (%)	V_{δ_u}	$\delta_{u,min}$ (%)	$\delta_{u,max}$ (%)
Upogib	Rota et al. (2010)	Vulkanski tuf	Eksperiment	Normalna	0.80	0.10		
	Parisi in Augenti (2012), Augenti et al. (2012)	Vulkanski tuf	Podatkovna baza	Det. vrednost	0.35			
	Abo-El-Ezz et al. (2013)	Kamnito zidovje	Eksperiment	Lognormalna	1.03	0.50		
	Gehl et al. (2011)	Običajno nearmirano zidovje	Literatura	Normalna	0.80	0.10	0.64	0.96
	Salmanpour et al. (2013)	Opečni zidaki	Podatkovna baza	Normalna	1.21	0.58		
	Snoj (2013)	Opečni votlaki	Podatkovna baza	Lognormalna	0.72	0.47	0.50	1.80

Preglednica 2.6 (nadaljevanje): Pričakovane vrednosti mejnega zasuka δ_u pri strižni in upogibni porušitvi vključno s koeficientom variacije V_{δ_u} ter s spodnjo in zgornjo mejo mejnega zasuka $\delta_{u,min}$ in $\delta_{u,max}$.

Table 2.6 (continued): The expected values of ultimate drifts δ_u for shear and flexural failure including coefficient of variation V_{δ_u} and lower and upper bound of ultimate drift $\delta_{u,min}$ and $\delta_{u,max}$.

Porušitev	Avtor	Zidovje	Vir	Porazdelitev	δ_u (%)	V_{δ_u}	$\delta_{u,min}$ (%)	$\delta_{u,max}$ (%)
Strig	Rota et al. (2010)	Vulkanski tuf	Eksperiment	Normalna	0.65	0.10	0.52	0.78
	Parisi in Augenti (2012), Augenti et al. (2012)	Vulkanski tuf	Podatkovna baza	Det. vrednost	0.20			
	Abo-El-Ezz et al. (2013)	Kamnito zidovje	Eksperiment	Lognormalna	0.32	0.38		
	Gehl et al. (2011)	Običajno nearmirano zidovje	Literatura	Normalna	0.60	0.10	0.48	0.72
	Salmanpour et al. (2013)	Opečni zidaki	Podatkovna baza	Normalna	0.40	0.49		
	Snoj et al. (2013)	Opečni votlaki	Podatkovna baza	Lognormalna	0.41	0.57	0.11	0.80

2.5 Stalna in koristna obtežba

Stalno obtežbo konstrukcije predstavlja lastna teža vseh konstrukcijskih elementov in nekonstrukcijskih elementov, med katere sodijo predelne stene, tlaki, streha, inštalacije in vsa oprema, ki se v konstrukciji nahajajo trajno. Pri običajnih zidanih stavbah stalna obtežba predstavlja več kot 70 % celotne teže konstrukcije (Brehm, 2011).

Pod koristno obtežbo štejemo težo ljudi, pohištva in vse premične opreme, določena pa je glede na kategorijo uporabe stavbe (stanovanjski objekti, pisarne, šole, itd.). Za stalno obtežbo velja, da se s časom praktično ne spreminja, koristna obtežba pa se lahko spreminja v prostoru in času.

V standardu Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) je predvideno, da se maso konstrukcije določi na podlagi kombinacije stalne in koristne obtežbe, pri čemer se stalno obtežbo upošteva v celoti, koristno obtežbo pa s faktorjem za kombinacijo ψ_{Ei} . Očitno je, da je lahko dejanska masa konstrukcije, ki sodeluje pri nihanju med potresom, večja ali manjša od izračunane, kar je posledica negotovosti v stalni in koristni obtežbi.

Celarec (2012) in Ellingwood et al. (1980) so opredelili tri vire negotovosti pri določitvi učinkov vplivov zaradi stalne in koristne obtežbe: poenostavitve pri modeliranju obtežbe, poenostavitve pri modeliranju konstrukcije ter naravno razpršenost stalne in koristne obtežbe. V prvem primeru se je potrebno zavedati, da poskušamo prostorsko in časovno spremenljivo vertikalno obtežbo modelirati s statično in ekvivalentno ploskovno obtežbo, poleg tega pa jo med konstrukcijskimi elementi razdelimo na poenostavljen način, npr. po strešnem pravilu. Pri modeliranju konstrukcije ne upoštevamo podajnosti vozlišč, povezave med tlemi in konstrukcijo, prostorske konstrukcijske sisteme pa analiziramo s poenostavljenimi ravninskimi modeli. Dodatno raziskovalci pri nelinearni analizi običajno izračunajo karakteristike plastičnih členkov na podlagi razporeditve notranjih sil pri statični obtežbi in ne upoštevajo spreminjanja notranjih sil in posledično nosilnosti zaradi delovanja potresa.

Običajna predpostavka je, da je stalna obtežba porazdeljena normalno (Ellingwood et al., 1980). Na prvi pogled se zdi, da so negotovosti v stalni obtežbi predvsem posledica razpršenosti specifične teže

osnovnih materialov, vendar se izkaže, da so koeficienti variacije specifične teže majhni za večino materialov, kar je prikazano v preglednici 2.7. Večji del negotovosti stalne obtežbe je posledica negotovosti v teži dodatne opreme, kot so predelne stene, strojne inštalacije in streha, ki jih v računu zelo približno zajamemo. Negotovosti v koristni obtežbi so veliko večje, kot pri stalni obtežbi, kar je razvidno tudi v preglednici 2.7, kjer so prikazani koeficienti variacije za stalno obtežbo V_G in koristno obtežbo V_Q .

Preglednica 2.7: Koeficienti variacije specifične teže različnih materialov, stalne obtežbe in koristne obtežbe.

Table 2.7: Coefficients of variation for specific weights of various materials, dead load and live load.

Količina	Porazdelitev	Koeficient variacije	Vir
Specifična teža jekla	Normalna	< 0.01	JCSS (2001)
Specifična teža betona	Normalna	0.04	JCSS (2001)
Specifična teža zidovja	Normalna	0.05	JCSS (2001)
Stalna obtežba	Lognormalna	0.06	Brehm (2011)
	Normalna	0.08	Nowak in Collins (2000)
	Normalna	0.10	Cardoso et al. (2007)
	Normalna	0.10	Ellingwood et al. (1980)
	Normalna	0.10	Azhdary in Shabakhty (2011)
	Normalna	0.12	Ranganathan (1990)
Koristna obtežba	Lognormalna	0.25	Ranganathan (1990)
	Lognormalna	0.30	Nowak in Collins (2000)
	Lognormalna	0.35	Azhdary in Shabakhty (2011)
	Lognormalna	0.35	Cardoso et al. (2007)

2.6 Slučajna ekscentričnost

Pri upoštevanju potresne obtežbe je potrebno posebno pazljivost nameniti torzijskim vplivom. Standard Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) priporoča, da se tudi novejša stavba gradijo tako, da imajo zadostno torzijsko togost in nosilnost ter, da so tlorisno pravilne, kar pomeni, da so približno dvojno simetrične, ne preveč razpotejnene v eni smeri, da je tloris kompakten in da so medetažne plošče dovolj toge. Na srečo pri večini obstoječih zidanih stavb v tlorisih ni prisotnih večjih nepravilnosti, kar bi vplivalo na razporeditev potresne obtežbe po elementih. Kljub temu Evrokod 8 določa, da je potrebno upoštevati vpliv torzije v analizi s pomočjo ekscentričnosti obtežbe. Ekscentričnost obtežbe lahko razdelimo v naravno (angl. *natural eccentricity*, Colina et al. (2011)) ter slučajno ekscentričnost. Naravno ekscentričnost predstavlja razdalja med centrom togosti in centrom mas, v katerih delujeta rezultanta reakcij in rezultanta potresnih sil. Ob predpostavki, da poznamo materialne in geometrijske karakteristike elementov konstrukcije, lahko s sodobnimi računalniškimi programi naravno ekscentričnost dokaj natančno upoštevamo. Slučajna ekscentričnost je vključena v projektiranje konstrukcij z namenom, da bi zajeli dejansko razporeditev spremenljive koristne obtežbe med potresom, razporeditev togosti in nosilnosti, torzijsko obnašanje, itd. Običajno se slučajno ekscentričnost upošteva po enačbi 2.21 (Colina et al., 2011):

$$e_{X(Y)} = \beta \cdot L_{X(Y)} \quad (2.21)$$

kjer faktor β predstavlja delež dolžine stavbe $L_{X(Y)}$ v smeri pravokotni na delovanje potresa. V večini standardov, kot tudi v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005) je priporočena vrednost faktorja $\beta = 0.05$, v nekaterih standardih pa je celo 0.10 (npr. FEMA, 2000), neodvisno od položaja nadstropja v stavbi

in njegove rabe. Colina et al. (2011) so naredili študijo, v kateri so za pet poslovnih objektov iz Mehike natančno določili velikost spremenljive obtežbe. Pri tem so upoštevali težo ljudi, opreme, računalnikov, predelnih sten, knjig, omar in ostalih pripomočkov, ki se tipično pojavljajo v pisarnah. Zatem so s pomočjo metode Monte Carlo simulirali prostorsko razporeditev spremenljive obtežbe v posameznem nadstropju. Podobno kot tudi nekateri drugi avtorji (npr. Chopra in De la Llera, 1996) so ugotovili, da je vrednost faktorja $\beta = 0.05$ prevelika, saj obstaja majhna verjetnost, da bo dejanska ekscentričnost spremenljive obtežbe res tako velika. Na podlagi njihovih ugotovitev smo v tej doktorski disertaciji faktor β pri slučajni ekscentričnosti obtežbe privzeli kot slučajno spremenljivko, ki se porazdeljuje normalno in ima pričakovano vrednost 0 ter standardno deviacijo 0.03.

2.7 Izbrane predpostavke matematičnega modela

V naslednjih podpoglavjih na kratko obravnavamo določene predpostavke matematičnih modelov zidanih stavb, ki prav tako predstavljajo vir negotovosti v izračunih. Nekatere izmed njih smo v doktorski disertaciji obravnavali kot slučajne spremenljivke.

2.7.1 Podajnost stropov

Pri starejših zidanih stavbah je pogosto mogoče najti lesene strope, pri stavbah kulturne dediščine pa so zelo pogosti stropi z zidanimi oboki. Od sredine 20. stoletja so za gradnjo stanovanjskih hiš množično uporabljali »monta« strope, kasneje pa so se uveljavile tudi monolitne armiranobetonske plošče. V gradbeni praksi se je pri nas za izračun potresne odpornosti zidanih stavb uveljavila nelinearna metoda POR, ki jo je razvil Tomažević (1978), gradbeni inženirji pa so pri tem skozi čas razvili več različic programa SREMB (Tomažević, 1987; Štampfl in Gostič, 2006; Rodman, 2012). Ena od predpostavk pri tej metodi je tudi, da so stropi toge plošče v svoji ravnini, kar ne drži pri vseh tipih stropov. V nedavni študiji (Snoj, 2013) je bilo ugotovljeno, da lahko ob neupoštevanju podajnosti stropov tudi za 30 % precenimo kapaciteto konstrukcije oziroma pospešek tal, ki v konstrukciji povzroči mejno stanje blizu porušitve. V tej doktorski disertaciji je bilo v primeru AB plošč predpostavljeno, da se obnašajo kot toge diafragme v svoji ravnini.

2.7.2 Dušenje

Dušenje v gradbenih konstrukcijah je zelo kompleksen pojav, ki ima močan vpliv na oceno obnašanja stavb pri potresih ter prav gotovo predstavlja pomemben vir negotovosti. Najprej se je potrebno odločiti za enega izmed modelov, s katerim opišemo dušenje. V potresnem inženirstvu je zelo pogosto uporabljen Rayleighov model viskoznega dušenja, kjer je predpostavljeno, da je dušenje sorazmerno z maso in togostjo. Za njegovo določitev potrebujemo nihajna časa in koeficient kritičnega dušenja pri dveh nihajnih oblikah. V doktorski disertaciji smo obravnavali sistem z eno prostostno stopnjo, pri katerem smo upoštevali, da je dušenje sorazmerno samo z maso. Pri tem dobimo potresne zahteve, ki so večje, kot pri upoštevanju Rayleighovega dušenja z začetno togostno matriko in hkrati manjše kot pri Rayleighovem dušenju s trenutno togostno matriko (Brozovič in Dolšek, 2013a).

Poleg izbire ustreznega modela se pri upoštevanju dušenja pojavi še težava pri izbiri vrednosti za delež kritičnega dušenja ζ , ki je močno odvisna od tipa konstrukcije. Najenostavnejši izmed eksperimentalnih metod, s pomočjo katerih lahko ocenimo koeficient kritičnega dušenja za določeno stavbo, sta: logaritemski dekrement zmanjševanja amplitude pri lastnem nihanju in določanje koeficienta kritičnega dušenja s pomočjo širine krivulje maksimalnega odziva (angl. *half-power bandwidth*, Fajfar (1984)). Pogosto se uporabljata tudi metoda spektralnih razmerij HVSR (angl.

Horizontal to Vertical Spectral Ratio, Nakamura (2000)) ter neparametrična analiza dušenja (angl. *Non-Parametric Damping Analysis – NonPaDAn*, Gallipoli et al. (2009)). Gallipoli et al. (2009) so pokazali, da se koeficienti kritičnega dušenja, pridobljeni z različnimi metodami, med seboj lahko precej razlikujejo.

Običajno se pri tipičnih armiranobetonskih konstrukcijah delež kritičnega dušenja giblje med 3 in 5 %, v nekaterih primerih, ko konstrukcija preide v nelinearno območje pa lahko ta vrednost naraste tudi na 10 % (Fajfar, 1984). Podobno velja tudi za zidane stavbe. V primeru stare zidane stavbe, analizirane v okviru doktorske disertacije (poglavje 3), smo s pomočjo širine krivulje maksimalnega odziva izmerili koeficient dušenja 5.5 %. Ditommaso et al. (2010) so za zidani stolp s pomočjo metode NonPaDAn eksperimentalno določili koeficient kritičnega dušenja 6 %, De Sortis et al. (2005) pa za dvoetažno zidano stavbo 2 %. Michel et al. (2011) je ugotovil, da je koeficient kritičnega dušenja odvisen tudi od intenzitete tresenja tal, pri obravnavani dvoetažni zidani stavbi pa se je gibal v razponu med 2 % in 10 %. Zaradi velikih negotovosti v določitvi koeficienta kritičnega dušenja smo se odločili, da ga obravnavamo kot slučajno spremenljivko s pričakovano vrednostjo $\xi = 0.05$ in koeficientom variacije $V_{\xi} = 0.4$, kar je enako kot Porter et al. (2002).

2.7.3 Histerežno obnašanje

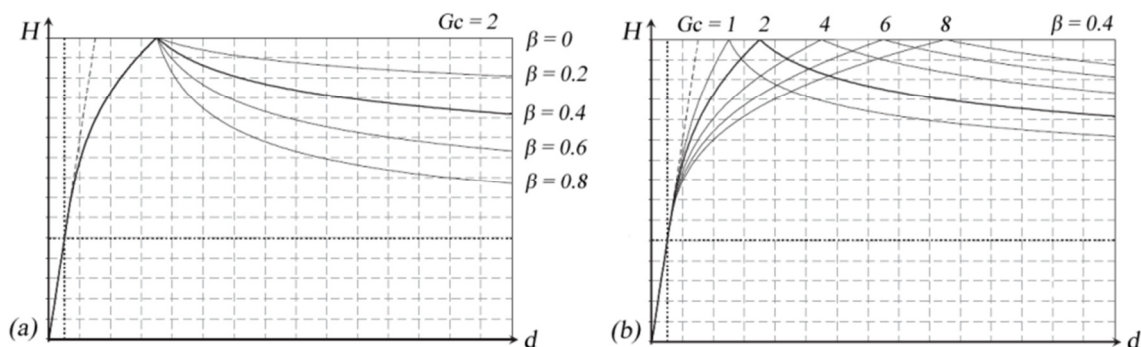
Vsak konstrukcijski element je med potresom podvržen potresnim silam, ki spreminjajo smer delovanja in v njem povzročajo deformacije. Histerezne zanke predstavljajo odvisnost med pomikom in silo v elementih, kar je mogoče raziskati z eksperimenti. V preteklosti je bilo razvitih veliko matematičnih modelov in histereznih pravil, s katerimi je mogoče numerično simulirati obnašanje elementov, kar predstavlja tudi osnovo za razvoj nelinearne dinamične analize. Dober pregled razvoja histereznih modelov je podal Kramar (2008), ki v svoji doktorski disertaciji opisuje histerezne modele od najenostavnejšega bilinearnega modela do sodobnejših in kompleksnejših. Z večanjem števila eksperimentov in našega poznavanja konstrukcij iz različnih materialov so se pojavile potrebe po upoštevanju zmanjševanja obtežitvene in raztežitvene togosti (Clough in Johnston, 1966), trilinearne ovojnice za upoštevanje razpokanosti betona (Takeda et al., 1970) in upoštevanje zmanjševanja nosilnosti v post-kritičnem območju blizu porušitve (modificirana Takedina pravila). Najnovejši modeli so poleg padanja nosilnosti in togosti zmožni upoštevati tudi zmanjšanje togosti (Song in Pincheira, 2000) in nosilnosti (Ibarra et al. 2005b) v ponavljajočih ciklih ter efekta zožitve histereznih zank (angl. *pinching*). Vsak izmed histereznih modelov ima svoja pravila, s katerimi je mogoče simulirati odziv elementa oziroma poenostavljenega modela celotne stavbe, vendar je tudi izbira histereznega modela in njegovih parametrov podvržena negotovosti. Ibarra in Krawinkler (2005a) sta preiskovala vpliv izbire histereznega modela na določitev kapacitete pospeškov konstrukcije in ugotovila, da pri stavbah s srednje dolgimi in dolgimi nihajnimi časi določimo največje kapacitete pospeškov konstrukcije z izbiro histereznih pravil z upoštevanjem efekta zožitve histereznih zank, nekoliko manjše kapacitete s histereznimi modeli usmerjenimi k predhodnemu maksimumu (angl. *peak-oriented hysteretic model*) in najmanjše kapacitete z bilinearnim histereznim modelom, pri katerem se sipa največ energije. Pri konstrukcijah s kratkimi nihajnimi časi je vse ravno obratno.

Analiza obnašanja konstrukcije, ki je bila uporabljena v doktorski disertaciji in je podrobneje opisana v poglavju 4.5, temelji na potisni analizi, s katero smo povezali parametre potresnih zahtev in poškodovanost konstrukcije z upoštevanjem modelnih negotovosti. Negotovosti v potresni obtežbi smo obravnavali z nelinearno dinamično analizo poenostavljenega modela z eno prostostno stopnjo, pri čemer je bilo potrebno uporabiti enega izmed histereznih modelov. Nemogoče je vnaprej točno napovedati, koliko energije se bo sipalo in kakšen tip obnašanja bo pri odzivu konstrukcije

prevladoval, zato bi bilo najbolje, da bi tudi parametre histereznega obnašanja obravnavali z logičnim drevesom, vendar smo se zaradi obilice drugih parametrov, ki smo jih obravnavali kot slučajne spremenljivke, odločili, da histerezno obnašanje modela z eno prostostno stopnjo modeliramo s preprostim bilinearnim histereznim modelom preko materiala *hysteretic*, ki je vgrajen v programsko opremo OpenSees (PEER, 2007) in sodi med histerezne modele usmerjene k predhodnemu maksimumu.

2.7.4 Posebni parametri za modeliranje končnega elementa

V okviru doktorske disertacije smo zidane stavbe modelirali s pomočjo programa 3Muri (S.T.A. Data, 2012) in njegove raziskovalne verzije Tremuri (Lagomarsino et al., 2009). Obe različici programa Tremuri sta specializirani za nelinearno statično in dinamično analizo zidanih konstrukcij s pomočjo makroelementov (Penna, 2002). Več o nelinearnem modelu stavbe s pomočjo obeh programov je navedeno v poglavju 4.5.1, tukaj pa prikazujemo samo vpliv parametrov mehčanja β ter produkta strižnega modula in nelinearne strižne deformabilnosti Gc . Prvi parameter vpliva na padajoči del ovojnice odnosa med silo in pomikom, drugi pa ima vpliv na linearnost odnosa med silo in pomikom pred doseženo nosilnostjo elementa. Vpliv obeh parametrov je prikazan na sliki 2.3, bolj podrobno pa so njun vpliv na ovojnico makroelementa razložili Penna et al. (2014). Pričakovane vrednosti in koeficient variacije za slučajni spremenljivki β in Gc so prikazane v preglednici 2.8, izbrali pa smo jih tako kot so to storili Rota et al. (2010) v njihovi študiji globalnih krivulj ranljivosti za zidane stavbe.



Slika 2.3: (a) Vpliv parametra mehčanja β in (b) vpliv nelinearne strižne deformabilnosti Gc na potek prečne sile v makroelementu v programu Tremuri (Penna et al., 2014).

Figure 2.3: The approximated influence of (a) the softening parameter and (b) the nonlinear shear deformability parameter Gc on the shear force of the macroelement in the Tremuri program (Penna et al., 2014).

2.8 Izbrane statistične vrednosti za negotove materialne in modelne parametre

V preglednici 2.8 so prikazane izbrane vrednosti statističnih parametrov za upoštevanje materialnih karakteristik zidov iz opečnih votlakov ter določenih modelnih parametrov. Podatki, ki smo jih zbrali iz literature za vsakega izmed njih, kažejo na velik raztros materialnih in modelnih parametrov. Opozoriti je potrebno, da so pričakovane vrednosti tlačne trdnosti, začetne strižne trdnosti, natezne trdnosti, strižnega modula in elastičnega modula določene na podlagi eksperimentalnih vrednosti materialnih karakteristik opečnih votlakov, ki jih je navedel Tomažević (2009). Izbrani pričakovani vrednosti in koeficienta variacije mejnega zasuka pri strižni in upogibni porušitvi so bili določeni na podlagi podatkovne baze številnih preizkušancev, ki smo jo zbrali v okviru doktorske študije, in je podrobneje opisana v poglavju 4.6.2.

Preglednica 2.8: Izbrane statistične vrednosti (pričakovana vrednost in koeficient variacije) za negotove materialne in modelne parametre zidanih stavb iz sodobnih opečnih votlakov s pripadajočimi omejitvami v vrednostih slučajnih spremenljivk.

Table 2.8: Selected statistical properties (expected value and coefficient of variation) for uncertain material and modelling properties of hollow clay masonry for modern buildings including the upper and lower limits of random variables.

Spremenljivka X	Oznaka	Enota	Porazdelitev	μ	COV	X_{min}	X_{max}
Specifična teža zidovja	γ	kN/m ³	Lognormalna	14	0.10		
Tlačna trdnost zidovja	f_c	MPa	Lognormalna	5.0	0.20		
Začetna strižna trdnost	f_{v0}	MPa	Odrezana lognormalna	0.20	0.30	0.10	0.30
Natezna trdnost zidovja	f_t	MPa	Odrezana lognormalna	0.20	0.35	0.10	0.30
Elastični modul zidovja	E	MPa	Lognormalna	5000	0.25		
Strižni modul zidovja	G	MPa	Lognormalna	500	0.25		
Mejni zasuk zidu - strig	δ_s	%	Odrezana lognormalna	0.41	0.57	0.11	0.80
Mejni zasuk zidu - upogib	δ_f	%	Odrezana lognormalna	0.72	0.47	0.50	1.80
Koeficient trenja	μ		Odrezana normalna	0.40	0.19	0.30	0.50
Koeficient kritičnega dušenja	ζ		Odrezana normalna	0.05	0.40	0.03	0.07
Slučajna ekscentričnost – smer X	e_X	% L_Y	Normalna	0	3*		
Slučajna ekscentričnost – smer Y	e_Y	% L_X	Normalna	0	3*		
Nelinearna deformabilnost	Gc		Odrezana normalna	7	0.21	5	9
Parameter mehčanja	β		Normalna	0.30	0.17		

* Zaradi pričakovane vrednosti 0, je pri slučajni ekscentričnosti namesto koeficienta variacije prikazana standardna deviacija $\sigma = 3\%$.

Preglednica 2.9: Izbrane statistične vrednosti (pričakovana vrednost in koeficient variacije) za negotove materialne in modelne parametre obstoječih zidanih stavb iz polne opeke s pripadajočimi omejitvami v vrednostih slučajnih spremenljivk.

Table 2.9: Selected statistical properties (expected value and coefficient of variation) for uncertain material and modelling properties of solid brick clay masonry for existing buildings including the upper and lower limits of random variables.

Spremenljivka X	Oznaka	Enota	Porazdelitev	μ	COV	X_{min}	X_{max}
Specifična teža zidovja	γ	kN/m ³	Lognormalna	16	0.10		
Tlačna trdnost zidovja	f_c	MPa	Lognormalna	2.50	0.20		
Začetna strižna trdnost	f_{v0}	MPa	Odrezana lognormalna	0.10	0.30	0.05	0.15
Natezna trdnost zidovja	f_t	MPa	Odrezana lognormalna	0.10	0.35	0.05	0.15
Elastični modul zidovja	E	MPa	Lognormalna	1000	0.25		
Strižni modul zidovja	G	MPa	Lognormalna	250	0.25		
Mejni zasuk - strig	δ_s	%	Odrezana lognormalna	0.41	0.57	0.11	0.80
Mejni zasuk - upogib	δ_f	%	Odrezana lognormalna	0.72	0.47	0.50	1.80
Koeficient trenja	μ		Odrezana normalna	0.40	0.19	0.30	0.50
Koeficient kritičnega dušenja	ζ		Odrezana normalna	0.05	0.40	0.03	0.07
Slučajna ekscentričnost – smer X	e_X	% L_Y	Normalna	0	3*		
Slučajna ekscentričnost – smer Y	e_Y	% L_X	Normalna	0	3*		
Nelinearna deformabilnost	Gc		Odrezana normalna	7	0.21	5	9
Parameter mehčanja	β		Normalna	0.30	0.17		

* Zaradi pričakovane vrednosti 0, je pri slučajni ekscentričnosti namesto koeficienta variacije prikazana standardna deviacija $\sigma = 3\%$.

Dodatno smo v doktorski disertaciji obravnavali razliko med obnašanjem stare zidane stavbe iz polne opeke in moderne stavbe iz opečnih votlakov. V preglednici 2.9 prikazujemo pričakovane vrednosti za materialne karakteristike in izbrane modelne parametre za primer starejših zidov narejenih iz polne opeke. Pri tem smo za vse parametre privzeli enake koeficiente variacije, pričakovane vrednosti pa temeljijo na izsledkih naše študije o zmanjšanju negotovosti z merjenjem nihajnih časov preko ambientnih in vsiljenih vibracij (poglavje 3), ki smo jo naredili na obstoječi stari zidani stavbi iz polnih zidakov. Dodatno smo se pri iskanju materialnih karakteristik starih stavb v Sloveniji naslonili tudi na eksperimentalno določene lastnosti, ki so jih na obstoječih zidanih stavbah določili Bosiljkov et al. (2005), Bosiljkov et al. (2010a), Gostič et al. (2012) in Tomažević (2009).

3 ZMANJŠANJE NEGOTOVOSTI S POMOČJO NEDESTRUKTIVNIH EKSPERIMENTALNIH PREISKAV

Analiza obnašanja obstoječih stavb je podvržena številnim negotovostim, katerih vpliv je mogoče do določene mere zmanjšati z uporabo in-situ eksperimentalnih preiskav. Uporaba destruktivnih preiskav, s katerimi lahko v splošnem dobimo bolj zanesljive podatke, velikokrat ni dovoljena, zato raziskovalci pogosto posežejo po nedestruktivnih metodah. V tem poglavju opisujemo izsledke lastnih raziskav o tem ali eksperimentalno določen nihajni čas konstrukcije lahko prispeva k večji natančnosti ocene obnašanja konstrukcije, saj doslej še nismo zasledili, da bi nekdo raziskal vpliv kalibracije matematičnega modela konstrukcije na osnovi njenih lastnih frekvenc na analizo v nelinearnem območju. Rezultate smo objavili v ugledni reviji *Bulletin of Earthquake Engineering* (Snoj et al., 2013). Merili smo ambientne vibracije in vsiljene vibracije povzročene s strojem VibroScan (Blaumoser in Österreicher, 2010), nato pa smo na podlagi eksperimentalno določenih nihajnih časov konstrukcije izvedli kalibracijo matematičnega modela in s parametrično študijo preverili občutljivost rezultatov poenostavljene nelinearne metode N2 za oceno obnašanja (Fajfar, 2000) glede na negotove vhodne podatke.

3.1 Splošno o metodah za oceno lastnih frekvenc konstrukcij

Od inženirjev se velikokrat zahteva, da ocenijo potresno odpornost zidanih konstrukcij, kar je v splošnem zelo zahtevna naloga, še posebno, ko destruktivne preiskave materiala in konstrukcijskih detajlov niso dovoljene. V tem primeru so vhodni podatki za modeliranje in analizo konstrukcij zelo negotovi, njihovega vpliva na rezultate pa ne smemo zanemariti, kar so dokazali številni raziskovalci (npr. Liel et al., 2009; Dolsek, 2009; Rota et al., 2010; Vamvatsikos in Fragiadakis, 2010; Tondelli et al., 2012). Poleg destruktivnih je mogoče uporabiti tudi nedestruktivne eksperimentalne metode (npr. Schuller, 2003; Bosiljkov et al., 2010b), s katerimi se vsaj do določene mere zmanjšajo negotovosti. Dve od takšnih metod zahtevata merjenje ambientnih in vsiljenih vibracij, na podlagi katerih se lahko oceni lastne frekvence konstrukcije. Pionirsko delo na tem področju sta opravila Crawford in Ward (1964), ki sta merila vibracije zaradi vetra, na podlagi katerih sta ocenila prve tri nihajne oblike devetnajst-etažne stavbe. Manj kot desetletje kasneje je Trifunac (1972) pokazal, da so lastne frekvence konstrukcije, določene na podlagi vsiljenih oziroma ambientnih vibracij praktično enake. Zanimivo študijo so naredili Trifunac et al. (2001), v kateri so ugotovili, da je ocenjena lastna frekvenca objekta odvisna tudi od intenzitete obtežbe, s katero vsiljujemo nihanje. To so preverili na sedemnadstropni stavbi, pri kateri so izmerili odziv pri dvanajstih potresih in pri vsakem izmed njih določili nekoliko drugačne dinamične karakteristike stavbe.

Vsiljene vibracije se običajno generira z napravami, ki z vrtenjem ekscentričnega rotorja povzročajo harmonično obtežbo (angl. *eccentric mass excitors*). Občasno vibracije v konstrukcijo vsiljujemo tudi s posebnimi vozili, z bližnjimi eksplozijami (Ditommaso et al., 2010) ali celo s spuščanjem mase iz določene višine, kar vzbudi lastno nihanje konstrukcije (Cunha et al., 2006). Kljub številnim možnostim vsiljevanja vibracij, se predvsem zaradi enostavnosti v zadnjem času vse bolj uveljavlja merjenje ambientnih vibracij, ki nastopijo bodisi zaradi človeških vplivov (npr. promet) bodisi zaradi naravnih obtežb (npr. veter, potres, plimovanje oceanov, itd.). Ambientne vibracije so pri svojem delu merili številni raziskovalci: Crawford in Ward (1964), Ivanović et al. (2000), Hans et al. (2005), Michel et al. (2008) ter Gallipoli et al. (2009).

Računske tehnike za oceno lastnih frekvenc stavbe temeljijo na analizi izmerjenih signalov, ki jih lahko analiziramo bodisi v frekvenčnem prostoru s Fourierjevo spektralno analizo bodisi v časovnem

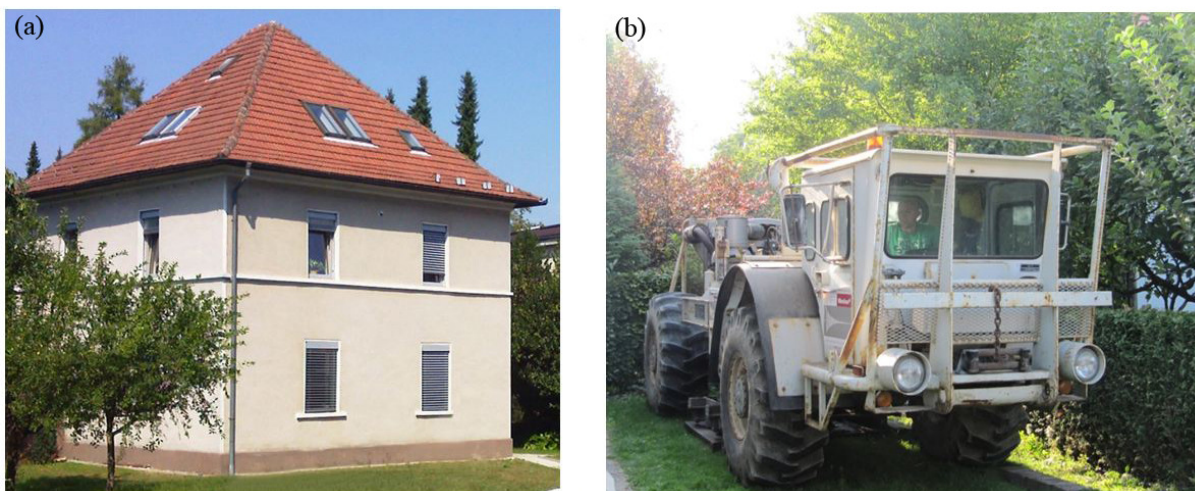
prostoru, npr. z neparametrično analizo dušenja (angl. *non-parametric damping analysis – NonPaDAn*), ki sta jo predstavila Mucciarelli in Gallipoli (2007). V okviru naših raziskav smo uporabili preprosto tehniko iskanja spektralnih vrhov (angl. *peak-picking technique - PP*) (Crawford in Ward, 1964; Trifunac, 1972 in Krstevska et al., 2010), ki zahteva Fourierjevo transformacijo kratkih časovnih oken signala v frekvenčnem prostoru in iskanje vrhov v amplitudnem spektru. Obstaja še več podobnih metod, v katerih iščemo vrhove razmerij spektralnih vrednosti. Najbolj znana je metoda spektralnih razmerij (angl. *Horizontal to Vertical Spectral Ratio – HVSR*), ki jo je prvi uporabil Nakamura (2000) in temelji na razmerju spektralnih vrednosti horizontalne in vertikalne komponente signala izmerjenega na vrhu stavbe. Druga tehnika, pri kateri določimo razmerje amplitud spektrov horizontalnih komponent signala na vrhu konstrukcije in v kleti, je metoda SSR (angl. *standard spectral ratio - SSR*), za katero so Gallipoli et al. (2009) ugotovili, da daje boljše rezultate kot metoda HVSR. V primeru, ko potresi ali bližnje eksplozije povzročijo poškodbe in nelinearno obnašanje konstrukcije, zaradi česar se lastne frekvence konstrukcije spreminjajo s časom, je bolje uporabiti metode v frekvenčnem prostoru. Mednje tako sodi tudi transformacija S (angl. *S-transform*), ki so jo utemeljili Stockwell et al. (1996), njeno uporabo pa so na primeru zidanega stolpa prikazali Ditommaso et al. (2012).

Merjenje ambientnih vibracij se lahko uporablja tudi za merjenje lastnih frekvenc tal in morebitne interakcije med konstrukcijo in zemljino (Gosar et al., 2010) ali pa za določanje in kalibracijo poenostavljenih zvez med nihajnim časom in višino konstrukcije (angl. *simplified period-height relationship*). Pri slednjem je potrebno izmeriti nihajne čase večjega števila objektov, ki so zgrajeni v različnih časovnih obdobjih in iz različnih materialov, nato pa se na podlagi statistične obdelave podatkov določi empirični izraz za povezavo višine konstrukcije in njenega nihajnega časa (Gallipoli et al., 2009; Oliveira in Navarro, 2010; Crowley in Pinho, 2010; Masi in Vona, 2010). V literaturi je mogoče najti tudi številne študije, kjer so kalibrirali elastične modele konstrukcij na podlagi eksperimentalno določenih lastnih frekvenc (Cunha et al., 2006; Michel et al., 2011), De Sortis et al. (2005) pa so izvedli identifikacijo dinamičnih karakteristik zidane stavbe in tako izboljšali oceno elastičnega obnašanja zidane konstrukcije v Istanbulu.

3.2 Eksperimentalno določanje lastnih frekvenc stare zidane stavbe v Ljubljani

3.2.1 Opis obravnavane konstrukcije in eksperimenta

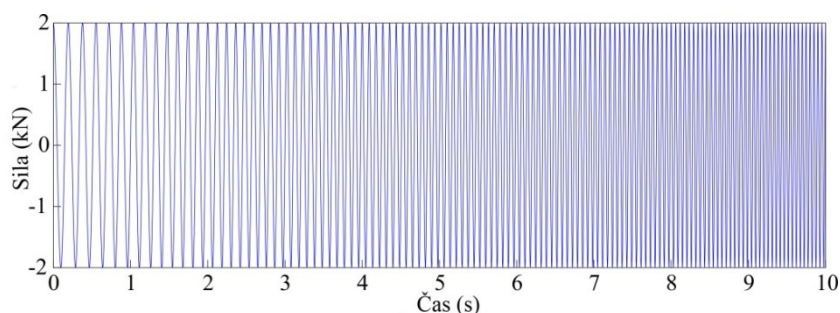
Za določitev lastnih frekvenc stare dvoetažne zidane konstrukcije (slika 3.1a), ki je bila zgrajena iz polne opeke okrog leta 1930 v Ljubljani, smo uporabili dve eksperimentalni tehniki. Pri prvi smo merili ambientne vibracije, pri drugi pa vsiljene vibracije, ki smo jih v bližini stavbe v tla vsiljevali s strojem VibroScan, ki je prikazan na sliki 3.1b (Blaumoser in Österreicher, 2010). Stroj VibroScan je v lasti avstrijskega podjetja iC Consulente, ki pri mednarodnih projektih tesno sodeluje s slovenskim projektantskim podjetjem Elea iC, v katerem je bil avtor doktorske disertacije zaposlen kot mladi raziskovalec iz gospodarstva. Podjetje Elea iC je študijo morebitnega zmanjšanja negotovosti z nedestruktivno metodo merjenja vsiljenih vibracij in eksperimentalnega določanja nihajnega časa konstrukcij s strojem VibroScan naročilo z namenom razširitve nabora lastnih storitev in z namenom preboja partnerskega avstrijskega podjetja na področje Slovenije in Zahodnega Balkana. Na ta način so bili izpolnjeni glavni cilji projekta Mladi raziskovalci iz gospodarstva 2009 (MRG 2009): krepitev razvojnih oddelkov v podjetjih, povezovanje znanosti in gospodarstva in razvijanje ter ponudba novih produktov na tržišču. Projekt MRG 2009, je bil sofinanciran iz evropskih kohezijskih skladov, v Sloveniji pa ga je do nedavnega izvajala Javna agencija Spirit Slovenija oziroma nekdanja Javna agencija za tehnološki razvoj Republike Slovenije (TIA).



Slika 3.1: (a) Izbrana stara zidana stavba v Ljubljani in (b) stroj VibroScan v neposredni bližini obravnavane stavbe.

Figure 3.1: (a) The investigated old masonry building in Ljubljana and (b) the VibroScan machine located 1m from the tested building.

Stroj VibroScan je sicer v osnovi namenjen za simuliranje vsiljenih vibracij, ki jih povzroči železniški promet, ter za oceno prenosa in vpliva vibracij vlakov na okoliške objekte (Blaumoser in Österreicher, 2010), vendar ga je mogoče uporabiti tudi za potrebe določanja nihajnih časov konstrukcij. Vozilo, katerega masa je 13 ton, ima hidravlični generator vibracij, ki lahko povzroča vibracije v vertikalni smeri v frekvenčnem razponu med 5 in 120 Hz. Pri tem se vibracije reakcijske mase na vozilu prenašajo v tla preko toge jeklene plošče kot dinamična obtežba z amplitudo do 68 kN. Sila, ki jo stroj vnaša v tla, je definirana s sinusnim signalom s konstantno amplitudo, katerega frekvenca s časom linearno narašča (angl. *sweep signal*). Uporabili smo tri razpone frekvenc sinusnega signala: med 5 in 100 Hz, med 5 in 30 Hz ter med 5 in 20 Hz, slednji pa je prikazan na sliki 3.2.

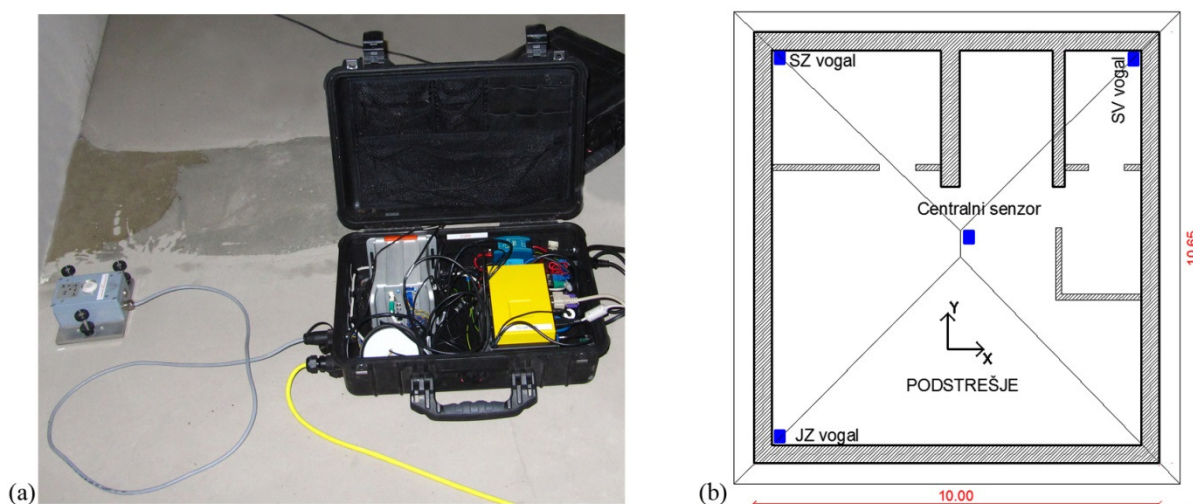


Slika 3.2: Sinusni signal dinamične obtežbe v frekvenčnem razponu med 5 in 20 Hz.

Figure 3.2: The sinusoidal sweep signal in the frequency interval from 5 to 20 Hz.

Pri vsakem izmed razponov frekvenc je stroj vsiljeval vibracije v tla v petih serijah, znotraj katerih je desetim sekundam vibracij sledilo deset sekund premora pred naslednjim sklopom vibracij. Vibracije smo v tla vsiljevali v neposredni bližini obravnavane stavbe, saj smo se morali izogniti morebitnim poškodbam sosednjih stavb. Zaradi izjemne moči stroja VibroScan in neposredne bližine obravnavane stavbe, pri kateri je deloval, smo pri vzbujanju vibracij uporabili silo 2 kN, kar predstavlja zgolj 3 % zmožnosti stroja. Pri tem so se že čutile močne vibracije stavbe, ki so povzročile tresenje pohištva in pokanje v lesenih nekonstrukcijskih elementih. Hitrost premikanja stavbe v vodoravni smeri zaradi vsiljenih vibracij s strojem VibroScan, ki smo jo s senzorji izmerili na podstrešju (4 mm/s), je bila kar 400-krat večja kot ob merjenju hitrosti premikanja stavbe zaradi ambientnih vibracij (10 μ m/s).

Za merjenje vibracij smo uporabili 3D senzorne za merjenje hitrosti (angl. *velocimeter*) švicarskega proizvajalca Walesch Electronic (2012), ki omogočajo hkratno merjenje hitrosti v treh medsebojno pravokotnih smereh. Senzorji so bili povezani z računalnikom (slika 3.3a), ki je omogočal zajem in pretvorbo analognega v digitalni signal. Podatke o premikanju konstrukcije smo zajemali na vsake 0.002 s (s frekvenco zajemanja 500 Hz), na trdi disk pa so se v obliki ločenih tekstovnih datotek shranili vsake 4 minute. Merilne senzorne smo postavili neposredno ob nosilne zidove, da bi tako čim bolj izločili vpliv lastnega nihanja podajnih lesenih stropov. Glavne smeri senzorjev so bile orientirane vzdolž glavnih smeri stavbe, katere vzdolžno smer X smo definirali v smeri vzhod-zahod, njeno prečno smer Y pa v smeri sever-jug. Razpored senzorjev na podstrešju stavbe, ki smo jih uporabili za merjenje vsiljenih vibracij, je prikazan na sliki 3.3b. Pri merjenju ambientnih vibracij, ki smo jih merili čez noč, ko je bila stavba popolnoma prazna, smo uporabili samo centralni senzor in senzor v JZ vogalu stavbe, saj že dva senzorja v najvišji etaži zadoščata za določitev prve translacijske in prve torzijske lastne frekvence (Gallipoli et al., 2009; Masi in Vona, 2010; Michel et al., 2011).



Slika 3.3: (a) Centralni senzor za merjenje hitrosti, priklopljen na računalnik in (b) lokacija senzorjev na podstrešju obravnavane stavbe.

Figure 3.3: (a) The central sensor wired to the computer and (b) the position of the sensors in the roof storey.

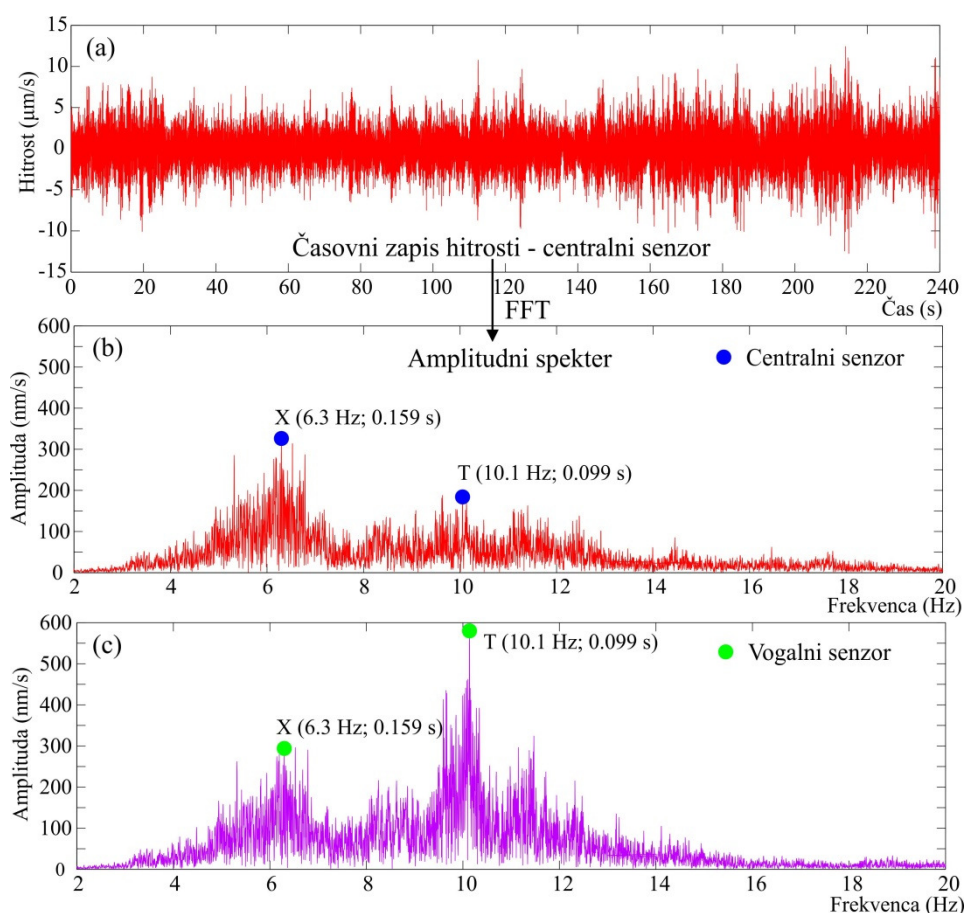
3.2.2 Metodologija za eksperimentalno določanje lastnih frekvenc konstrukcij

Prvi translacijski lastni frekvenci zaradi nihanja v smereh X in Y ter prva torzijska lastna frekvenca so bile določene z uporabo osnovne analize v frekvenčnem prostoru, kjer v amplitudnem spektru iščemo vrhove, ki predstavljajo lastne nihajne frekvence (angl. *peak picking technique – PP*). Pri metodi PP, ki je prikazana na sliki 3.4, je potrebno najprej izvesti Fourierovo transformacijo vseh časovnih zapisov hitrosti, nato pa se na podlagi vrhov amplitudnih spektrov določi lastne frekvence konstrukcije. Pogosto raziskovalci pri tem uporabljajo glajenje spektrov z drsečimi povprečji in različne filtre za izločitev določenih frekvenc iz signala, vendar mi tega nismo upoštevali. Metodo PP smo namreč uporabili na velikem številu izmerjenih signalov, kar je omogočilo oceno verjetnostne porazdelitve eksperimentalno določenih lastnih frekvenc konstrukcije (glej poglavje 3.2.3).

Na sliki 3.4a je prikazan štiriminutni časovni zapis poteka horizontalnih hitrosti gibanja stavbe v vzdolžni smeri stavbe izmerjen s centralnim senzorjem. Na vsakem izmed takšnih signalov je bila narejena hitra Fourierjeva transformacija (angl. *fast Fourier transform – FFT*) (MathWorks, 2009), pripadajoča amplitudna spektra v centralnem in vogalnem senzorju pa sta prikazana na slikah 3.4b in

3.4c. Na ta način dobimo krivuljo s tipičnimi vrhovi zvonaste oblike, frekvence v amplitudnem spektru, kjer se pojavijo, pa predstavljajo lastne nihajne frekvence konstrukcije. V realnosti se večkrat zgodi, da na ožjem frekvenčnem območju spektra s povečanimi amplitudami, ni izrazitega vrha (glej sliko 3.4c). V takšnih primerih smo poiskali frekvenco v težišču takšnega območja in jo razglasili za lastno frekvenco konstrukcije.

Prvi vrh v amplitudnem spektru na slikah 3.4b in 3.4c med 5 in 7 Hz pripada translacijski nihajni obliki v smeri X (smer V-Z), saj sta amplitudi v centralnem in vogalnem sensorju enakega velikostnega reda. Drugi izraziti vrh v amplitudnem spektru, ki se pojavi med frekvencama 9 in 11 Hz, pa predstavlja prvo torzijsko nihajno obliko, saj je amplituda nihanja v amplitudnem spektru vogalnega sensorja na jugozahodu stavbe veliko večja kot v centralnem sensorju. V primeru translacijske nihajne oblike v smeri X smo ocenili lastno frekvenco $f_X = 6.3$ Hz, v primeru torzije pa $f_T = 10.1$ Hz.

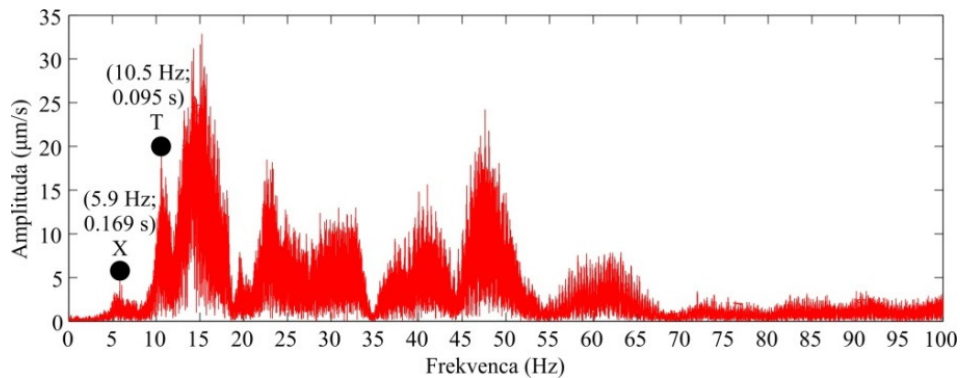


Slika 3.4: Prikaz metode PP za določitev prve translacijske lastne frekvence v smeri V-Z (X) in prve torzijske lastne frekvence (T) na osnovi merjenja ambientnih vibracij. (a) Štiriminutni časovni interval hitrosti izmerjenih s centralnim sensorjem, (b) amplitudni spekter hitrosti izmerjenih s centralnim sensorjem in (c) amplitudni spekter hitrosti izmerjenih z vogalnim sensorjem na jugozahodu stavbe.

Figure 3.4: Illustration of the procedure for the estimation of the first natural frequency in the EW (X) direction and the first torsional frequency (T) in the case of ambient vibration measurements. (a) The recorded 4 min time interval of velocities at the center of the building, (b) the corresponding Fourier spectrum of the measured velocities at the center of the building and (c) the Fourier spectrum corresponding to the location of the SW corner sensor.

Podoben postopek določanja lastnih frekvenc je bil uporabljen v primeru merjenja vsiljenih vibracij s strojem VibroScan. Glavna razlika med amplitudnimi spektri hitrosti zaradi ambientnih in vsiljenih

vibracij je opazna v področju višjih frekvenc (slika 3.5), saj je zaradi močnih vibracij stroja VibroScan v širokem frekvenčnem območju mogoče oceniti tudi lastne frekvence višjih nihajnih oblik, ki pa za primer ocene potresne odpornosti zidanega objekta niso zelo pomembne. Prva vrhova s tipično zvonasto obliko tudi v primeru vsiljenih vibracij še vedno predstavljata prvo translacijsko in torzijsko nihajno obliko.



Slika 3.5: Prva translacijska lastna frekvenca v smeri V-Z (X) in prva torzijska lastna frekvenca, ocenjeni na podlagi Fourierjeve transformacije petih serij vsiljenih vibracij v frekvenčnem razponu med 5 in 100 Hz.

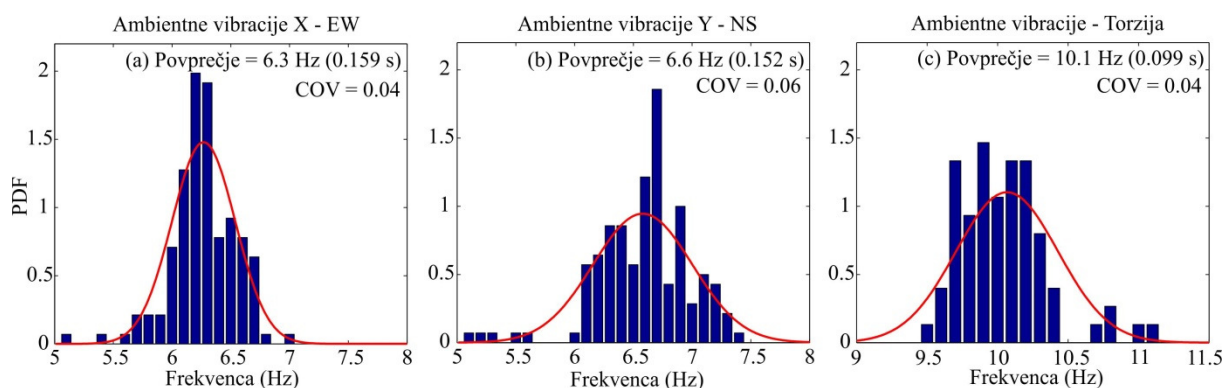
Figure 3.5: The first translational frequency in the EW(X) direction and the first torsional frequency (T), estimated on the basis of a Fourier spectrum corresponding to forced vibrations with 5 sweep signals in the frequency interval from 5 to 100 Hz.

3.2.3 Eksperimentalno določene lastne frekvence konstrukcije

Pri eksperimentu smo zajeli več kot 140 časovnih zapisov hitrosti na podlagi merjenja ambientnih vibracij in 53 signalov zaradi vibracij vsiljenih s strojem VibroScan. Lastne frekvence so bile po zgoraj opisani metodi ocenjene za vsakega izmed signalov. Predpostavili smo, da so tako ocenjene frekvence porazdeljene normalno, kar smo preverili s statističnim testom χ^2 (Walpole et al., 1998). Statistika vzorca χ^2 je bila manjša od kritične vrednosti $\chi_{0,05}^2$ pri stopnji tveganja $\alpha = 0.05$, zato ničelne hipoteze o normalni porazdelitvi lastnih frekvenc ni bilo mogoče zavrni. Zaključili smo torej, da normalna porazdelitev s srednjo vrednostjo in standardno deviacijo iz vzorca dobro opiše populacijo eksperimentalno določenih lastnih frekvenc konstrukcije. Rezultati statistične analize treh vzorcev lastnih frekvenc konstrukcije, dveh translacijskih in torzijske, so prikazani na slikah 3.6 in 3.7. Na prvi sliki prikazujemo rezultate zaradi ambientnih vibracij, na drugi pa zaradi vsiljenih vibracij s strojem VibroScan.

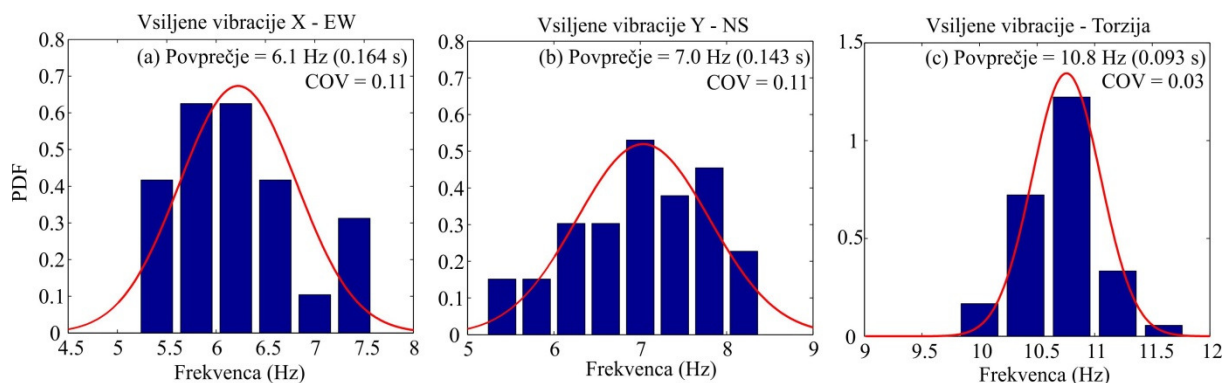
Razlike v povprečnih vrednostih lastnih frekvenc ocenjenih na podlagi ambientnih oziroma vsiljenih vibracij so majhne, okoli 6 %. Majhni koeficienti variacije ocenjenih lastnih frekvenc (0.03 – 0.11) nakazujejo na konsistentnost in zanesljivost določanja lastnih frekvenc z obema načinoma merjenja vibracij, kar potrjujejo tudi podobne ugotovitve drugih raziskovalcev (Trifunac, 1972; Hans et al., 2005). Zaradi majhnih razlik v rezultatih, v nadaljevanju ne bomo več ločevali med lastnimi frekvencami določenimi na podlagi ambientnih oziroma vsiljenih vibracij, ampak se bomo sklicevali kar na eksperimentalno določene lastne frekvence konstrukcije, ki so določene kot povprečne vrednosti rezultatov dobljenih na podlagi obeh načinov merjenja. Ocenjena nihajna časa konstrukcije v globalnih smereh X in Y sta torej 0.16 s in 0.15 s, osnovni torzijski nihajni čas pa je 0.10 s. Kratki nihajni časi konstrukcije so bili pričakovani, saj so zidani stanovanjski objekti običajno precej togi, kar drži tudi v primeru obravnavane stavbe, katere nosilne stene imajo debelino 0.45 m, njihova površina v vsaki izmed glavnih smeri pa predstavlja približno 10 % tlorisne površine. Do sedaj smo uporabljali

izraz lastna frekvenca konstrukcije, ki je bolj običajen v terminologiji eksperimentalnega določanja dinamičnih karakteristik konstrukcij, odslej pa bomo uporabljali izraz nihajni čas konstrukcije, ki se pogosteje uporablja v potresnem inženirstvu in pri numeričnih analizah konstrukcije.



Slika 3.6: Gostote verjetnosti translacijskih lastnih frekvenc (nihajnih časov) konstrukcije v smereh X in Y ter torzijske lastne frekvence (nihajnega časa), ocenjene na podlagi ambientnih vibracij. Srednja vrednost in koeficient variacije sta bila ocenjena po metodi največjega verjetja (poglavje 4.5.8).

Figure 3.6: Probability density functions of the first translational natural frequencies (periods) in the X and Y directions and the torsional natural frequency (period) estimated on the basis of ambient vibrations. The mean values and corresponding coefficients of variation were estimated by using the maximum likelihood method (chapter 4.5.8).



Slika 3.7: Gostote verjetnosti translacijskih lastnih frekvenc (nihajnih časov) konstrukcije v smereh X in Y ter torzijske lastne frekvence (nihajnega časa), ocenjene na podlagi vsiljenih vibracij. Srednja vrednost in koeficient variacije sta bila ocenjena po metodi največjega verjetja (poglavje 4.5.8).

Figure 3.7: Probability density function of the first translational natural frequencies (periods) in the X and Y directions and the torsional natural frequency (period) estimated on the basis of forced vibrations. The mean values and corresponding coefficients of variation were estimated by using the maximum likelihood method (chapter 4.5.8).

Izkazalo se je, da je določanje nihajnih časov z vsiljenimi vibracijami s strojem VibroScan veliko zahtevnejše, kot z merjenjem ambientnih vibracij. Najprej je bilo potrebno težak in okoren stroj pripeljati do obravnavanega objekta, nato določiti ustrezno intenziteto vibracij ter pri tem paziti, da ne bi prišlo do škode na sosednjih objektih in poškodb na obravnavani stavbi. Že pri najmanjši intenziteti vibriranja stroja VibroScan (3 % kapacitete) so se pojavile zelo močne vibracije, poleg vsega pa je vsiljevanje vibracij s strojem Vibroscan omejeno samo na sinusne signale z linearno spreminjajočo se frekvenco zelo omejenega trajanja, saj se stroj v nasprotnem primeru hitro pregreva. Kljub omenjenim pomanjkljivostim ima merjenje vsiljenih vibracij tudi prednost, saj omogoča jasnejšo določitev višjih nihajnih oblik. Žal, ravno v primeru večine zidanih konstrukcij, katerih odziv je pretežno odvisen od prve nihajne oblike, ta prednost ne odtehta vseh slabosti. Zaradi kratkega časa, ko je stavba vzbujena v

območju prvih nihajnih oblik pri majhnih frekvencah vsiljenih vibracij na začetku vibriranja, je namreč težje natančno določiti prav najpomembnejše osnovne lastne frekvence konstrukcije.

3.2.4 Komentar rezultatov

Metoda PP za oceno nihajnih časov obravnavane konstrukcije, ki je bila uporabljena v okviru doktorske disertacije, zahteva uporabo Fourierjeve transformacije, izračun amplitudnega spektra in določanje vrhov v spektru horizontalnih komponent izmerjenega signala (Crawford in Ward, 1964). Obstaja pa še veliko drugih tehnik, ki ravno tako temeljijo na analizi nihanja v frekvenčnem prostoru, kot je opisano v poglavju 3.1. V našem primeru žal ni bilo mogoče uporabiti metode SSR, saj na nivoju kleti nismo namestili senzorjev, vendar smo zaradi primerjave, lastne frekvence konstrukcije ocenili še z metodo HVSR ter pri tem dobili približno 15 % manjše vrednosti kot z osnovno metodo PP. Razlike v lastnih frekvencah, določenih z metodama PP in HVSR so pričakovane, saj so mnogi raziskovalci opozorili na pristranskost rezultatov po metodi HVSR, katere teoretična izhodišča še vedno niso dokončno pojasnjena (Gallipoli et al., 2009; Ditommaso et al., 2010 in 2012). Ditommaso et al. (2010) so ugotovili, da metoda HVSR daje pristranske rezultate, ko sta si frekvenci pri vrhovih v amplitudnem spektru horizontalne in vertikalne komponente podobni in ko so amplitude v amplitudnem spektru vertikalne komponente relativne velike, v primerjavi z amplitudami spektra horizontalne komponente, kar z drugimi besedami pomeni, da je lastna frekvenca stropnih konstrukcij v vertikalni smeri podobna lastni frekvenci konstrukcije v horizontalni smeri. Gallipoli et al. (2009) so dodatno opozorili še na to, da lahko na rezultate močno vpliva tudi interakcija med konstrukcijo in zemljino, če je lastna frekvenca zemljine v vertikalni smeri podobna lastni frekvenci konstrukcije.

Z namenom, da bi raziskali razlike v lastnih frekvencah obravnavanega objekta po obeh metodah, smo numerično simulirali ambientne vibracije z elastično dinamično analizo. Osnovno konstrukcijo, ki smo jo modelirali s ploskovnimi elementi v programu SAP 2000 (CSI, 2009), smo v vseh treh smereh obremenili z naključno generiranimi šumi pospeškov, ki so bili podobni izmerjenim ambientnim vibracijam. Na ta način smo določili hitrosti nihanja v vogalih in centru zgornje etaže konstrukcije, pri tem pa smo enkrat spremljali signal v točki na steni, drugič pa tik ob njej, torej na stropni konstrukciji. Po metodah PP in HVSR smo določili nihajni čas konstrukcije, ki smo ga primerjali z nihajnim časom konstrukcijskega modela, ki je bil določen z analizo nihajnih oblik s programom SAP 2000 in smo ga privzeli za »točno« vrednost. Izkazalo se je, da smo z metodo PP dobili enake nihajne čase kot pri numerični analizi nihajnih oblik neodvisno od lokacije merilnega mesta, z metodo HVSR pa smo določili prevelike nihajne čase v primeru, ko smo signal zajeli v točki stropu tik ob steni. S tem smo dokazali, da obstaja velika verjetnost, da so rezultati, dobljeni z metodo HVSR, v primeru obravnavane konstrukcije netočni. Pri eksperimentu smo namreč senzorje postavili v neposredno bližino sten, ne pa točno na steno. Zaradi podajnosti lesenih stropov je ocena po metodi HVSR nezanesljiva, zato smo za določanje nihajnih časov, na podlagi katerih smo tudi kalibrirali matematične modele konstrukcije, uporabljali samo metodo PP.

Eksperimentalno določene nihajne čase smo primerjali tudi z nihajnimi časi, ki smo jih ocenili na podlagi poenostavljenih odnosov med nihajnim časom in višino konstrukcije. Na podlagi Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005) določimo osnovni nihajni čas obravnavane konstrukcije po enačbi:

$$T = C_t \cdot H^{0.75} \quad (3.1)$$

kjer je H višina stavbe merjena od vrha temeljev oziroma od vrha toge kleti, C_t pa je koeficient odvisen od tipa stavbe in je za zidane konstrukcije enak 0.05. Na ta način izračunamo nihajni čas

obravnane konstrukcije 0.21 s, kar je za približno 30 % več kot je bilo ugotovljeno z eksperimentom. Evrokod 8 dopušča tudi uporabo alternativne možnosti določanja koeficienta C_t :

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad (3.2)$$

kjer je A_c celotna efektivna površina sten v prvi etaži, ki jo lahko izrazimo z enačbo 3.3:

$$A_c = \sum \left[A_i \cdot \left(0.2 + \left(\frac{l_i}{H} \right) \right)^2 \right]. \quad (3.3)$$

V njej je A_i efektivni prerez določenega zidu v prvi etaži stavbe v obravnavani smeri, l_i pa njegova dolžina, pri čemer je potrebno upoštevati omejitev $l_i/H \leq 0.9$. Z uporabo enačbe 3.2 smo za obravnavano stavbo določili osnovna nihajna časa konstrukcije v smereh X in Y ($T_X = 0.18$ s in $T_Y = 0.14$ s), s čimer smo se bolj približali eksperimentalno določenim vrednostim ($T_{X,exp} = 0.16$ s in $T_{Y,exp} = 0.15$ s). Pri tem je potrebno poudariti, da sta Crowley in Pinho (2010) opazila manjšo razliko v enačbi 3.3 iz Evrokoda ter v originalni enačbi za koeficient C_t (SEAOC, 1996; UBC, 1997), kjer je kvadriran samo člen l_i/H . Razliko v enačbah sta avtorja pripisala površnosti pri prepisovanju, izkaže pa se, da so pri razmerju $l_i/H \leq 0.3$, razlike v rezultatih po obeh enačbah zanemarljive. Temu pogoju je zadoščeno tudi v primeru obravnavane stavbe, pri višjih konstrukcijah z bolj vitkimi stenami pa bi se v izračunanih nihajnih časih pojavile večje razlike.

Gallipoli et al. (2009) so ugotovili, da poenostavljene enačbe nikoli ne omogočajo izračuna točnega nihajnega časa konstrukcije. Pokazali so, da čeprav bi lahko z določeno obliko enačb dobro zajeli povezavo med nihajnimi časi in višino konstrukcij, lahko pri posameznih objektih izmerjeni nihajni časi precej odstopajo od izračunanih. Na podlagi zgornjih ugotovitev lahko zaključimo, da imajo brez merjenja vibracij, poenostavljene enačbe za določanje nihajnega časa omejeno uporabnost in predvsem informativno vrednost, za natančnejšo določitev nihajnega časa, pa se meritvam žal ne moremo izogniti.

Potrebno se je zavedati, da so eksperimentalno določeni nihajni časi povezani z elastičnim obnašanjem stavbe, poenostavljene nelinearne metode, ki temeljijo na potisni analizi, pa zahtevajo nihajni čas ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo, katerega nihajni čas je večji od eksperimentalno določenega zaradi načina idealizacije krivulje potisne analize (glej poglavje 4.5.3). To razliko je potrebno vedno imeti pred očmi, ko se primerja eksperimentalno določene nihajne čase z efektivnimi nihajnimi časi konstrukcije pri poenostavljenih metodah (npr. N2 metoda) ali pri projektiranju konstrukcij z Evrokodom 8, ki predvideva razpokane prereze konstrukcijskih elementov. Kljub vsemu je v poglavju 3.4.3 pokazano, da je kalibracija modela na eksperimentalno določen nihajni čas vseeno pomembna, kljub temu, da se razlikuje od efektivnega nihajnega časa.

Na podlagi izmerjenih vibracij in amplitudnega spektra smo z metodo širine krivulje maksimalnega odziva (angl. *half-power bandwidth method*, Clough in Penzien (1975)) določili tudi koeficient kritičnega dušenja konstrukcije. Povprečna vrednost tega koeficienta, ki smo jo dobili iz večjega števila signalov, je bila 5.5 %. Izkazalo se je, da ima stopnja glajenja amplitudnega spektra velik vpliv na ocenjen koeficient kritičnega dušenja, kar so opazili tudi nekateri drugi raziskovalci. Wang et al. (2012) so ugotovili, da lahko z metodo širine krivulje maksimalnega odziva precenimo dušenje in

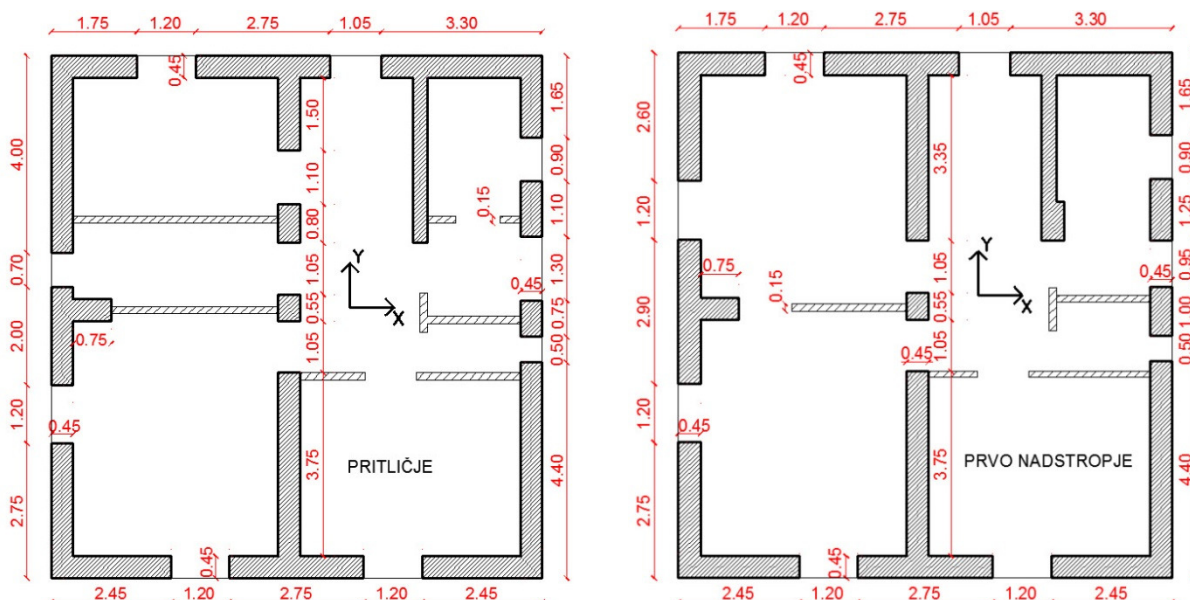
dobimo nekonzervativne ocene koeficienta dušenja, Gallipoli et al. (2009) pa so pokazali, da je za oceno koeficienta kritičnega dušenja boljša metoda NonPaDAn, s katero dobimo manj razpršene rezultate. Zaradi negotovosti v določitvi koeficienta kritičnega dušenja, smo pri analizi konstrukcije predpostavili 5 % dušenje, kar je konzervativno glede na izmerjene rezultate in konsistentno z Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005).

3.3 Numerična analiza lastnega nihanja stavbe

V tem poglavju najprej predstavimo matematične modele konstrukcije, ki smo jih naredili s programoma 3Muri (S.T.A. Data, 2012) in SAP 2000 (CSI, 2009), nato pa primerjamo eksperimentalno določene nihajne čase z nihajnimi časi iz numerične analize lastnega nihanja. Kasneje prikazujemo tudi rezultate parametrične študije, v kateri smo ugotavljali, kateri vhodni podatki imajo največji vpliv na nihajne čase.

3.3.1 Opis osnovnega matematičnega modela konstrukcije

Obravnavana stara zidana stavba predstavlja tipično stanovanjsko hišo, kakršne so gradili v Ljubljani med obema svetovnjima vojnama. Zidovi so zgrajeni iz opečnih zidakov starega avstrijskega formata ter apnene malte. Strop nad pritličjem je v celoti lesen, strop nad nadstropjem pa ima nad lesenimi stropniki in deskami dodatno izveden še betonski tlak debeline 6 cm. Stropniki v lesenih stropih imajo v prerezu dimenzije 14/24 cm, razporejeni pa so na medsebojni osni razdalji 90 cm in so orientirani vzdolž smeri X. Nosilna konstrukcija ostrejša je lesena, prekrita pa je z opečnimi strešniki. Etažna višina je v obeh nadstropjih enaka 3.4 m, debelina nosilnih zidov pa je 45 cm. Tlorisni površini zidov v smereh X in Y predstavljata 8.5 % oziroma 10.8 % celotne tlorisne površine. Tlorisa pritličja in prvega nadstropja sta prikazana na sliki 3.8.

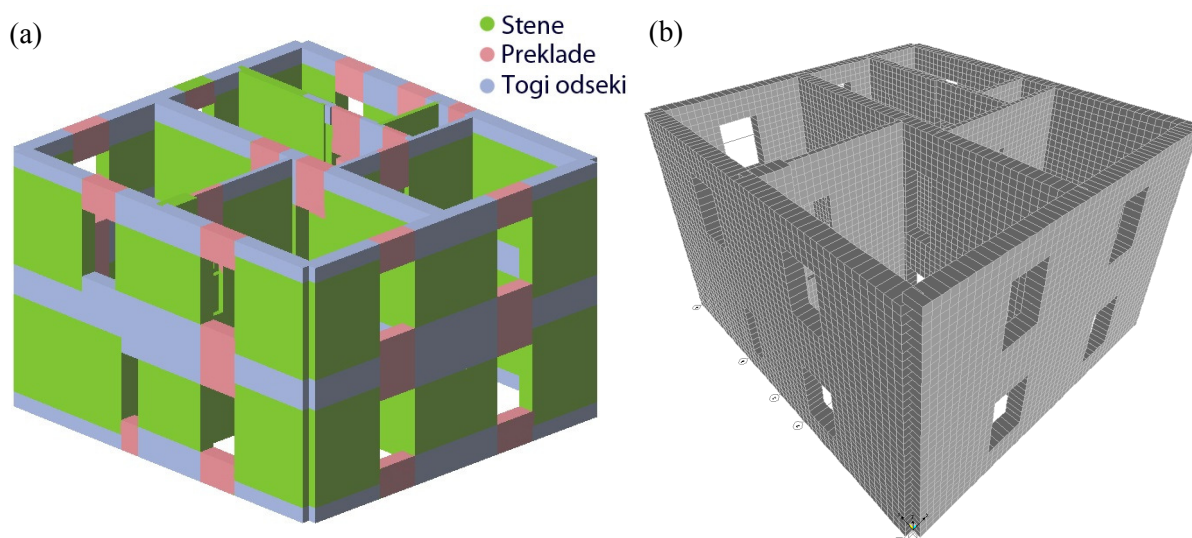


Slika 3.8: Tlorisa pritličja in prvega nadstropja obravnavane konstrukcije.

Figure 3.8: Plans of the ground storey and the first storey of the investigated building.

Nelinearni model konstrukcije je sestavljen iz ravninskih okvirov, ki so na vogalih in stičnih točkah povezani s 3D vozlišči, stropi pa so modelirani s ploskovnimi elementi. Bolj detajlno je modeliranje s 3Murijem, v katerem je bil narejen nelinearen model konstrukcije, opisano v poglavju 4.5.1 in drugje

(Penna, 2002; Galasco et al., 2004 ter S.T.A. Data, 2012). Poenostavljeno analizo obnašanja konstrukcije z metodo N2 (Fajfar, 2000) smo naredili z raziskovalno verzijo tega programa - Tremuri (Lagomarsino et al., 2009), ki poleg potisne analize omogoča tudi nelinearno dinamično analizo zidanih konstrukcij. Dodatno smo zaradi primerjave nihajnih oblik naredili še linearni elastični model konstrukcije v programu SAP 2000 (CSI, 2009), oba modela konstrukcije pa sta shematično prikazana na sliki 3.9. V obeh programih smo stropne pri osnovnem modelu konstrukcije upoštevali kot toge diafragme, interakcijo med zemljino in konstrukcijo (angl. *soil-structure interaction*) pa smo zanemarili, saj na trdnih tleh, kjer je zgrajen obravnavani objekt, nima velikega vpliva pri analizi konstrukcije.



Slika 3.9: Shematičen prikaz modela konstrukcije iz programov (a) 3Muri in (b) SAP2000.

Figure 3.9: Schematically presented structural models in (a) 3Muri and (b) SAP2000.

Lastna teža konstrukcije in stalna obtežba sta bili določeni karseda natančno glede na dejansko stanje v času izvedbe eksperimenta. Lastno težo lesenih stropov nad pritličjem in prvim nadstropjem smo ocenili na 1 kN/m^2 oziroma 1.7 kN/m^2 , stalno obtežbo zaradi obstoječega pohištva in opreme v obeh etažah pa na 0.5 kN/m^2 oziroma 0.3 kN/m^2 . Upoštevali smo specifično težo zidov 16 kN/m^3 , kar je manj kot priporočajo nekateri standardi (npr. MIT, 2009). Ob preteklih obnovah obravnavanega objekta so iz sten odstranili nekaj zidakov, zato smo lahko izmerili njihovo specifično težo, ki je znašala 14.8 kN/m^3 , dodatno pa smo pri specifični teži zidu upoštevali še težo ometa in malte. Poleg specifične teže zidovja in mase na nihajni čas konstrukcije odločilno vpliva tudi njena togost. Njena določitev je zelo negotova, saj je odvisna od številnih dejavnikov: geometrije zidov, mehanskih lastnosti materiala in natančnosti modelov za določitev togosti zidov. Poleg tega je težko pravilno upoštevati razpoke in poškodbe v stenah, ki so lahko prisotne zaradi preteklih potresov, vendar ostajajo očem skrite. V primeru obravnavanega objekta na stenah ni bilo sledov preteklih poškodb, zato smo konstrukcijo modelirali kot nepoškodovano.

Izkaže se, da so ob odsotnosti destruktivnih in-situ preiskav materialnih parametrov, prav ti najbolj negotovi. V standardu Evrokod 6 (SIST EN 1996-1, 2006) je mogoče določiti elastični in strižni modul zidovja na podlagi karakteristične tlačne trdnosti zidovja f_{ck} , ki se jo lahko določi s pomočjo normalizirane tlačne trdnosti zidaka f_b in tlačne trdnosti malte f_m . Elastični in strižni modul se določita kot $E = 1000 f_{ck}$ in $G = 0.4 E$. Na takšen način določeni moduli so občutno večji kot eksperimentalno določeni (Tomaževič, 2009), zato smo se odločili, da za materialne karakteristike privzamemo

vrednosti, ki jih je Tomažević eksperimentalno določil za zidovje iz polne opeke. Pri tem je bila tlačna trdnost zidaka $f_b = 15$ MPa, tlačna trdnost malte $f_m = 2.5$ MPa, tlačna trdnost in začetna strižna trdnost tega zidovja pa sta bili $f_c = 2.3$ MPa in $f_{v0} = 0.20$ MPa. Strižni modul in elastični modul, ki ju je izmeril Tomažević (2009), smo povečali za 25 %, saj sta bila eksperimentalno določena na podlagi sekantne togosti pri tretjini tlačne trdnosti zidovja (SIST EN 1052-1, 1999). Izbrani materialni parametri obravnavane obstoječe zidane stavbe so prikazani v preglednici 3.1.

Preglednica 3.1: Materialne karakteristike zidovja osnovnih modelov konstrukcije.

Table 3.1: Material properties of the masonry assumed for the base-case models.

Količina	Oznaka	Vrednost	Enota
Elastični modul	E	1000	MPa
Strižni modul	G	250	MPa
Specifična teža	γ	16	kN/m ³
Razmerje G/E	G/E	0.25	/
Tlačna trdnost	f_c	2.3	MPa
Začetna strižna trdnost	f_{v0}	0.20	MPa

3.3.2 Primerjava numerično in eksperimentalno določenih nihajnih časov konstrukcije

Nihajni časi konstrukcije v smereh X in Y, izračunani z osnovnima modeloma konstrukcije v obeh programih, se med seboj zelo malo razlikujejo (preglednica 3.2). Razlika med eksperimentalno določenimi nihajnimi časi in tistimi, določenimi z analizo nihajnih oblik, je manj kot 5 %, razen v primeru nihajnega časa pri torzijski nihajni obliki. V tem primeru je nihajni čas modela v programu 3Muri za 25 % večji od tistega določenega s programom SAP 2000, kar je posledica nekoliko manjše torzijske togosti 3D modela v 3Muriju, ki je sestavljen iz ravninskih okvirov, ter večjega masnega momenta etaže, saj so v 3Muriju mase razporejene po vozliščih vseh sten. Kljub temu, podobni nihajni časi dokazujejo, da je mogoče z uporabo pravilnih inženirskih predpostavk o vhodnih parametrih modela konstrukcije, relativno natančno oceniti njen nihajni čas.

Preglednica 3.2: Primerjava nihajnih časov osnovnih modelov konstrukcije z eksperimentalno določenimi nihajnimi časi dobljenimi z merjenjem ambientnih in vsiljenih vibracij.

Table 3.2: Comparison of the vibration periods for the base-case models with the vibration periods corresponding to the ambient and force vibration tests.

Nihajni čas	1X	1Y	1T
Vir	(s)	(s)	(s)
Eksperiment	0.161	0.147	0.096
3Muri	0.159	0.145	0.122
SAP2000	0.161	0.148	0.098

Potrebno je opozoriti, da ocena nihajnih oblik konstrukcije ni bila mogoča, saj meritve vibracij niso bile sinhronizirane po višini. Kljub temu so bile prve tri nihajne oblike (1X, 1Y in 1T) matematičnih modelov konstrukcije, ki smo jih določili z obema programoma, med seboj zelo podobne. Pri tretji nihajni obliki je prevladovala torzija, prvi dve nihajni obliki pa sta bili translacijski in po obliki zelo podobni obrnjenemu trikotniku.

3.3.3 Parametrična študija vpliva modelnih negotovosti na nihajni čas konstrukcije

Osnovni model konstrukcije je bil definiran na podlagi inženirske presoje, zato je povsem mogoče, da bi drugi inženirji privzeli drugačne modelne parametre pri oceni obnašanja konstrukcije. Zaradi tega je bila narejena preprosta parametrična študija, v kateri smo poleg osnovnega modela preiskovali obnašanje dodatnih 16 modelov konstrukcije, s katerimi smo poskušali določiti občutljivost izračunanih nihajnih časov na vhodne parametre. Dodatne konstrukcijske modele lahko razvrstimo v štiri skupine, ki so skupaj z lastnostmi posameznih modelov prikazane v preglednici 3.3.

Preglednica 3.3: Variante konstrukcijskih modelov in njihovih vhodnih parametrov. Spremenjena vrednost parametrov v primerjavi z osnovnim modelom je označena s sivo barvo.

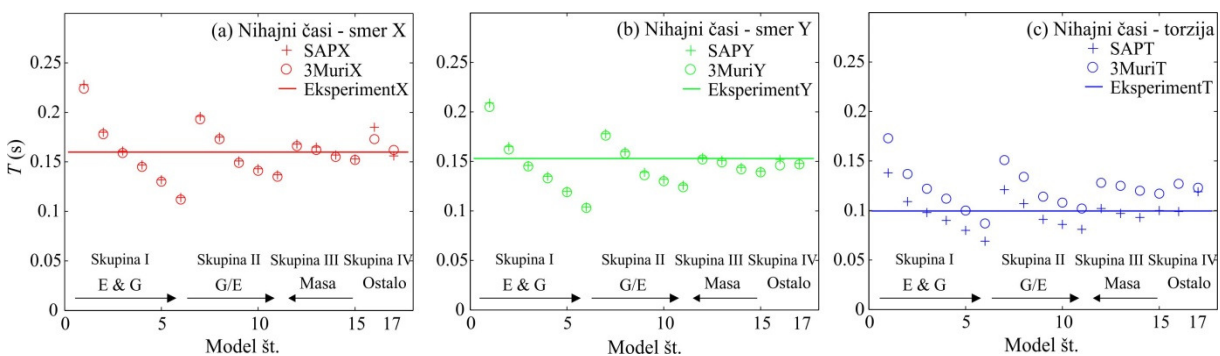
Table 3.3: Variations of the structural models and their input parameters. The variation of the parameters compared to the base model No. 3 is marked in gray.

Skupina	Model št.	Opis	E (MPa)	G (MPa)	G/E	Predelne stene	Stropi	γ (kN/m ³)
Skupina 1 Togostni parametri	1	<i>E500 G125</i>	500	125	0.25	Da	Togi	16
	2	<i>E800 G200</i>	800	200	0.25	Da	Togi	16
	3 Osnovni	<i>E1000 G250</i>	1000	250	0.25	Da	Togi	16
	4	<i>E1200 G300</i>	1200	300	0.25	Da	Togi	16
	5	<i>E1500 G375</i>	1500	375	0.25	Da	Togi	16
	6	<i>E2000 G500</i>	2000	500	0.25	Da	Togi	16
Skupina 2 Razmerje G/E	7	<i>E1000 G/E 0.15</i>	1000	150	0.15	Da	Togi	16
	8	<i>E1000 G/E 0.20</i>	1000	200	0.2	Da	Togi	16
	9	<i>E1000 G/E 0.30</i>	1000	300	0.3	Da	Togi	16
	10	<i>E1000 G/E 0.35</i>	1000	350	0.35	Da	Togi	16
	11	<i>E1000 G/E 0.40</i>	1000	400	0.4	Da	Togi	16
Skupina 3 Masa – specifična teža zidov	12	MASA 18	1000	250	0.25	Da	Togi	18
	13	MASA 17	1000	250	0.25	Da	Togi	17
	14	MASA 15	1000	250	0.25	Da	Togi	15
	15	MASA 14	1000	250	0.25	Da	Togi	14
Skupina 4 Model	16	Brez predelnih sten	1000	250	0.25	Ne	Togi	16
	17	Podajni stropi	1000	250	0.25	Da	Podajni	16

Prvo skupino (modeli 1-6) sestavljajo modeli, v katerih smo hkrati spreminjali elastični in strižni modul za $\pm 20, 50$ in 100% . Predpostavili smo, da so to možne vrednosti obeh parametrov, ki bi jih izbrali drugi inženirji. V tem primeru je bilo razmerje med strižnim in elastičnim modulom G/E enako kot v osnovnem modelu, v drugi skupini (modeli 7-11) pa smo spreminjali ravno razmerje G/E in sicer na intervalu med 0.15 in 0.40 s korakom 0.05 . Zgornja vrednost razmerja $G/E = 0.4$ predstavlja priporočilo Evrokoda 6 (SIST EN 1996-1, 2006), vendar Tomažević (2009) ugotavlja, da je malo verjetno, da bo razmerje med eksperimentalno določenima moduloma G in E res tako veliko. Tretjo skupino modelov (modeli 12-15) predstavljajo modeli, v katerih smo variirali specifično težo zidov, ki prispevajo skoraj 90% k masi celotne konstrukcije, v intervalu med 14 in 18 kN/m^3 s korakom 1 kN/m^3 . Dodatno smo definirali še dva modela, v katerih smo zajeli vpliv predelnih sten (model 16) in podajnosti lesenih stropov (model 17), česar nekateri inženirji v svojih analizah ne upoštevajo. Pri tem se je potrebno zavedati, da je bila stropna konstrukcija modela 17 zelo toga zaradi betonskega tlaka, zato je efekt podajnih stropov določal predvsem strop nad pritličjem. Raziskali smo tudi vpliv interakcije med zemljino in konstrukcijo, ki smo jo poenostavljeno modelirali z vzmetmi, katerih

togost je določal modul reakcije tal. Izkazalo se je, da se nihajni časi konstrukcije ne spremenijo veliko (manj kot 2 %), čeprav upoštevamo zelo različne vrednosti modula reakcije tal, zato smo se odločili, da interakcijo med zemljino in konstrukcijo enostavno zanemarimo. Pri parametrični študiji nismo upoštevali različnih vrednosti trdnostnih parametrov, ki bi jih verjetno izbrali različni inženirji, saj trdnostni parametri nimajo vpliva na nihajne čase zidanih konstrukcij. V poglavju 3.4.4 je pokazano celo, da v specifičnem primeru obravnavanega objekta, trdnostni parametri niso imeli bistvenega vpliva niti na oceno potresne odpornosti konstrukcije.

Po pričakovanjih so rezultati razkrili, da imajo obravnavani vhodni parametri velik vpliv na izračunane nihajne čase, kar je razvidno na sliki 3.10. Možna odstopanja v materialnih karakteristikah lahko povzročijo, da nihajni čas, ocenjen z analizo nihajnih oblik tudi do 40 % odstopa od eksperimentalno določenega. Največji vpliv na nihajne čase je imelo hkratno spreminjanje elastičnega in strižnega modula (skupina 1), kar se je odrazilo v velikem razponu nihajnih časov variant osnovnega modela, to je med 0.11 s in 0.23 s za translacijsko nihajno obliko v smeri X. Variacije v razmerju G/E so imele manjši vpliv na nihajni čas konstrukcije, ki se je gibal med 0.14 s in 0.19 s. Na sliki 3.10 so vidni jasni trendi pri variacijah materialnih parametrov v skupinah 1, 2 in 3, ki so pričakovani, saj je nihajni čas proporcionalen kvadratnemu korenu ekvivalentne mase konstrukcije in obratno sorazmeren s korenem njene togosti. Za obravnavani objekt se je izkazalo, da imata sprememba v gostoti zidu ter upoštevanje podajnih stropov sorazmerno majhen vpliv na nihajni čas pri translacijskih nihajnih oblikah (< 5 % v primerjavi z eksperimentalnimi rezultati), bistveno večji vpliv pa ima togost konstrukcije, zato ne preseneča, da je bila pri modelu z zmanjšano togostjo (brez predelnih sten) razlika glede na nihajni čas osnovnega modela 10 %. Na sliki 3.10 je ponovno razvidno tudi, da so razlike v nihajnih časih, določenih z obema programoma zelo majhne, še posebno v primeru translacijskih oblik (manj kot 2 %), zaradi razlogov opisanih v poglavju 3.3.2 pa so razlike pri torzijski obliki večje.



Slika 3.10: Nihajni časi, določeni s programoma SAP 2000 in 3Muri za konstrukcijske modele definirane v preglednici 3.3. Horizontalna črta predstavlja povprečje eksperimentalno določenih nihajnih časov z merjenjem ambientnih in vsiljenih vibracij.

Figure 3.10: Vibration periods calculated for the SAP 2000 and the 3Muri structural models as defined in Table 3.3. The horizontal line indicates an average estimate of the vibration period from the ambient and forced vibrations measurements.

3.4 Ocena obnašanja konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve

Čeprav je bilo pokazano, da imajo vhodni modelni parametri velik vpliv na ocenjen nihajni čas konstrukcije, je bil glavni namen študije preveriti, kakšen je vpliv negotovih vhodnih parametrov na oceno obnašanja konstrukcije z nelinearno analizo pri mejnem stanju blizu porušitve ter ali je mogoče zmanjšati njihov vpliv z merjenjem elastičnih dinamičnih karakteristik konstrukcije.

3.4.1 Opis nelinearnega modela konstrukcije, mejnega stanja blizu porušitve in N2 metode

Ocena obnašanja konstrukcije je bila narejena na modelu konstrukcije v programu Tremuri z uporabo poenostavljene nelinearne metode N2 (Fajfar, 2000), ki temelji na potisni analizi. Nelinearen model konstrukcije, katerega lastnosti so podrobneje opisane v poglavju 4.5.1, je bil sestavljen iz nosilcev in sten, ki so imeli na koncih definirane plastične členke. Strižna nosilnost z zdrsom je bila določena po enačbah 2.10 - 2.12, upogibna nosilnost stene pa po enačbi 2.13. Pri tem smo uporabili vrednost koeficienta trenja $\mu = 0.4$, kot je priporočeno v Evrokodu 6 (SIST EN 1996-1, 2006). Odnos med silo in pomikom v plastičnem členu je bil definiran elastoplastično, pri čemer se je nosilnost elementa hipoma zmanjšala na 0, ko je bil dosežen mejni zasuk zidu v odvisnosti od tipa porušitve: $\delta_s = 0.4 \%$ pri strižni porušitvi in $\delta_f = 0.8 \%$ pri upogibni, kar je skladno z Evrokodom 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005).

Za določitev pospeška, ki v konstrukciji povzroči mejno stanje blizu porušitve (angl. *near collapse* - NC), smo najprej idealizirali krivulje potisne analize z elastoplastično idealizacijo do mejnega stanja blizu porušitve, ki nastopi, ko krivulja potisne analize pade pod 80 % nosilnosti F_{max} . Potisno analizo smo skladno z zahtevami Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005) naredili v štirih smereh (+X, -X, +Y in -Y), pri tem pa smo upoštevali dve razporeditvi horizontalnih sil po višini (»enakomerno« in »modalno«). Pri »enakomerni« razporeditvi (angl. *uniform* - U) so bile horizontalne sile po višini razporejene sorazmerno z masami, pri »modalni« (angl. *modal* - M) pa so bile horizontalne sile sorazmerne s prvo nihajno obliko. Upoštevali smo tudi slučajno 5 % ekscentričnost obtežbe ($\pm e_{X(Y)}$), kar pomeni, da smo za vsako izmed variant konstrukcijskih modelov naredili 24 potisnih analiz z različnimi kombinacijami parametrov, med katerimi je bila kritična tista z najmanjšim pospeškom, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve pga_{NC} . Nato smo skladno z zahtevami metode N2 (Fajfar, 2000) pretvorili odziv sistema z več prostostnimi stopnjami na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (enačba 4.37) preko transformacijskega faktorja Γ (enačba 4.38). Določili smo tudi maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo m^* (enačba 4.38) in njegov nihajni čas T^* (enačba 4.39).

Postopka idealizacije krivulje potisne analize in pretvorbe iz MDOF v SDOF model, ki sta prav tako del metode N2, sta podrobneje opisana v poglavjih 4.5.3 in 4.5.4, zato smo ju tukaj opisali zelo na kratko. V nadaljevanju podrobneje predstavimo zadnji del ocene obnašanja konstrukcije s poenostavljeno metodo N2. Po pretvorbi rezultatov na sistem z eno prostostno stopnjo lahko določimo potresne zahteve z neelastičnimi spektri odziva. Spektri odziva so definirani v formatu spektralni pospešek - spektralni pomik (format A-D), zato je potrebno nosilnost idealiziranega sistema z eno prostostno stopnjo F_y^* deliti z ekvivalentno maso m^* , da dobimo diagram kapacitete (Vidic et al., 1994):

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (3.4)$$

Zatem za neelastični sistem določimo neelastični odziv iz elastičnega spektra, pri čemer izhajamo iz zveze med elastičnim spektrom pomikov in spektrom pospeškov:

$$S_{de} = \frac{T^{*2}}{4\pi^2} \cdot S_{ae} \quad (3.5)$$

kjer sta S_{de} in S_{ae} elastični spektralni pomik in elastični spektralni pospešek, izračunana pri nihajnem času T^* idealiziranega sistema z eno prostostno stopnjo. Z zgornjo enačbo lahko izračunamo potresne zahteve izražene s pomikom za sistem z eno prostostno stopnjo le, ko se sistem obnaša elastično oziroma, če je spektralni pospešek S_{ae} manjši od pospeška S_{ay} , kjer neelastični sistem doseže mejo elastičnosti. V primeru, da ta pogoja nista izpolnjena, je potrebno izračunati neelastični spektralni pomik S_d sistema SDOF z enačbo:

$$S_d = \mu \cdot S_{dy} = \mu \cdot \frac{T^{*2}}{4\pi^2} \cdot S_{ay} \quad (3.6)$$

kjer neelastični spektralni pomik izračunamo z zmnožkom zahtevane duktilnosti μ in spektralnega pomika na meji tečenja S_{dy} , ki je definiran podobno kot v enačbi 3.6. Zahtevano duktilnost μ določimo kot razmerje med zahtevanim pomikom d^* in pomikom na meji elastičnosti d_y^* :

$$\mu = \frac{d}{d_y^*} \quad (3.7)$$

Ker želimo neelastični spektralni pomik izraziti v odvisnosti od elastičnega spektralnega pospeška definiramo redukcijski faktor R_μ kot razmerje med elastičnim spektralnim pospeškom S_{ae} in spektralnim pospeškom neelastičnega sistema na meji elastičnosti S_{ay} :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (3.8)$$

To upoštevamo v enačbi 3.6 in tako dobimo splošno enačbo za določitev ciljnega pomika S_d ekvivalentnega sistema SDOF izražena z elastičnim spektralnim pospeškom:

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot \frac{T^{*2}}{4\pi^2} \cdot S_{ae} \quad (3.9)$$

V zgornji enačbi so neelastični spektri odziva izraženi z zvezo med redukcijskim faktorjem R_μ , duktilnostjo μ in ekvivalentnim nihajnim časom idealiziranega sistema T^* . V literaturi so podani številni predlogi za R - μ - T odnose (Miranda in Bertero, 1994; Dolšek, 2002), vendar se v okviru metode N2 uporablja enostaven bilinearen odnos (Fajfar, 2000):

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T^*}{T_C} + 1 \quad \dots \quad T^* < T_C \quad (3.10)$$

$$R_\mu = \mu \quad \dots \quad T^* \geq T_C$$

kjer je T_C karakteristični nihajni čas gibanja tal, običajno definiran na meji med konstantnim spektralnim pospeškom in konstantno spektralno hitrostjo. Ker je pri večini zidanih konstrukcij $T^* < T_C$, ne velja pravilo o enakosti pomikov neelastičnega in elastičnega sistema, zato lahko ob upoštevanju enačbe 3.10 pomike sistema z eno prostostno stopnjo določimo po končni enačbi 3.11:

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right). \quad (3.11)$$

Zgoraj smo z metodo N2 določili potresne zahteve za konstrukcijo izražene s pomikom, postopek pa lahko tudi obrnemo in na podlagi rezultatov krivulje potisne analize določimo pospešek tal, ki bi v konstrukciji povzročil določeno mejno stanje, npr. mejno stanje blizu porušitve. Pri tem je potrebno najprej določiti elastični spektralni pospešek pri mejnem stanju blizu porušitve $S_{ae,NC}$ pri zahtevani duktilnosti μ_{NC} :

$$R_{\mu,NC} = \frac{S_{ae,NC}}{S_{ay}} = (\mu_{NC} - 1) \frac{T^*}{T_C} + 1 \rightarrow S_{ae,NC} = \left((\mu_{NC} - 1) \frac{T^*}{T_C} + 1 \right) \cdot S_{ay}. \quad (3.12)$$

Elastični spektralni pospešek po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005) je pri vrednosti koeficienta kritičnega dušenja 5 % definiran kot:

$$S_{ae}(T^*) = 2.5 \cdot S \cdot pga_A \quad (3.13)$$

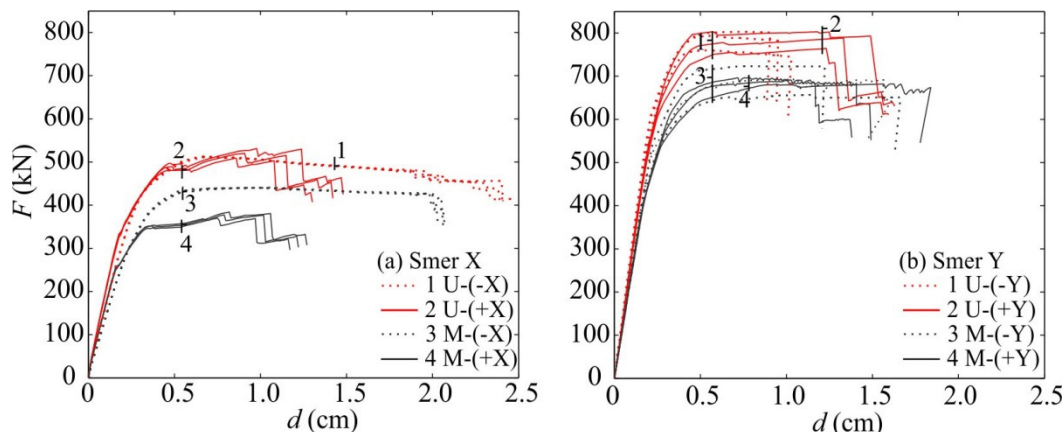
kjer je S faktor tal, pga_A pa je maksimalni pospešek na tleh tipa A oziroma na skali. Uporaba vrednosti spektralnih pospeškov na platuju je pri zidanih stavbah upravičena, saj ima večina zidanih konstrukcij nihajne čase med T_B in T_C . Na podlagi enačb 3.12 in 3.13 lahko izpeljemo izraz za maksimalni pospešek tal, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve pga_{NC} :

$$pga_{NC} = pga_A \cdot S = \frac{F_y^*}{2.5 \cdot m^*} \left(\left(\frac{d_{NC}^*}{d_y^*} - 1 \right) \cdot \frac{T^*}{T_C} + 1 \right). \quad (3.14)$$

3.4.2 Ocena obnašanja osnovne konstrukcije

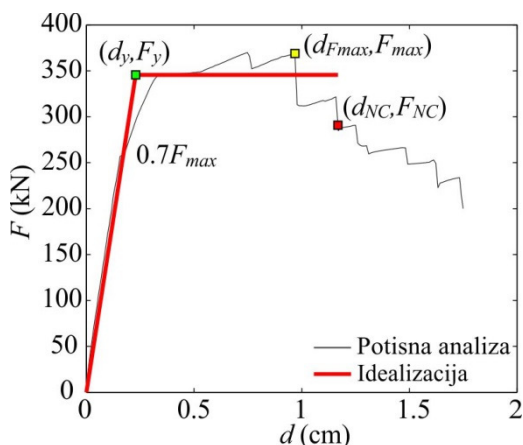
Rezultati potisne analize so pokazali, da je nosilnost konstrukcije v smeri X mnogo manjša zaradi manjše površine nosilnih sten kot v smeri Y (slika 3.11). Poleg tega se obtežba po lesenih stropih preko stropnikov raznaša samo na stene, ki so nosilne v smeri Y, kar dodatno poveča njihovo osno silo in posledično tudi nosilnost. Po pričakovanjih je prečna sila ob vpetju konstrukcije precej večja v primeru enakomerne porazdelitve horizontalnih sil po višini zaradi manjše ročice, v vseh primerih pa se nosilnost konstrukcije giblje v razponu med 370 kN in 530 kN. Veliko večji raztros kot pri nosilnosti se je pojavil pri deformacijski kapaciteti konstrukcije, saj so se vzpostavili različni plastični mehanizmi v odvisnosti od kombinacije parametrov potisne analize, po drugi strani pa se je za obravnavano konstrukcijo izkazalo, da slučajna ekscentričnost obtežbe ni imela pretirano velikega vpliva na krivulje potisne analize.

Na sliki 3.12 je prikazan kritični primer potisne analize osnovnega modela konstrukcije v smeri +X z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti ter modalne razporeditve horizontalnih sil po višini, pri katerem je bila ocenjena najmanjša vrednost pospeška tal pga_{NC} , ki povzroči nastanek mejnega stanja blizu porušitve. Koeficient potresne odpornosti (angl. *shear resistance coefficient* – SRC), ki je definiran kot razmerje med nosilnostjo (345 kN) in težo konstrukcije (2470 kN), je znašal 0.14.



Slika 3.11: Štiri skupine krivulj potisne analize za osnovni model konstrukcije v (a) smeri X in (b) smeri Y. Vsaka skupina krivulj potisne analize ima določeno smer in razporeditev horizontalnih sil po višini, znotraj vsake skupine pa je razviden vpliv slučajne ekscentričnosti mase $e_{X(Y)} = \pm 5\%$.

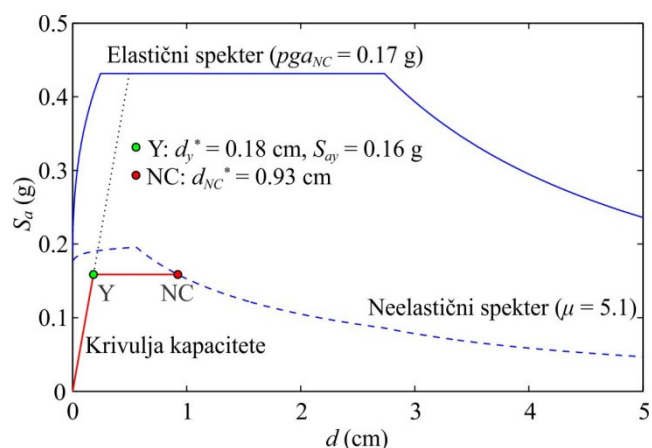
Figure 3.11: Four sets of pushover curves for the base-case model in (a) X direction and (b) Y direction. Each set of pushover curves corresponds to a certain combination of the direction of loading and type of lateral force distribution, where the three curves in each set show the effect of accidental eccentricity $e_{X(Y)} = \pm 5\%$.



Slika 3.12: Kritična krivulja potisne analize osnovnega modela in njena idealizacija s karakterističnimi točkami.

Figure 3.12: The critical pushover curve of the base-case model and the idealized force-displacement relationship with characteristic points.

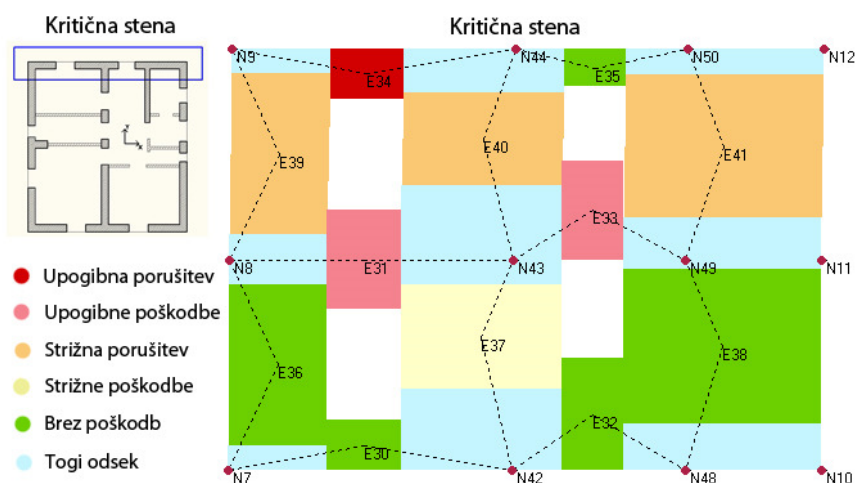
Na sliki 3.13 je prikazan grafični postopek določitve pospeška pga_{NC} v formatu A-D, ki vsebuje neelastični spekter pri zahtevani duktilnosti $\mu_{NC} = 5.1$, krivuljo kapacitete in elastični spekter pospeškov za tip tal B ($S = 1.2$). Transformacijski faktor konstrukcije v smeri X je bil $\Gamma = 1.26$, nihajni čas ekvivalentnega sistema SDOF pa $T^* = 0.21$ s. Pomik na vrhu konstrukcije ob nastanku mejnega stanja blizu porušitve je $d_{NC}^* = 0.93$ cm, pomik na meji elastičnosti pa $d_y^* = 0.18$ cm. Kapaciteta ekvivalentnega sistema SDOF je bila $S_{ay} = 0.16$ g. Na podlagi zgornjih podatkov smo lahko po enačbi 3.14 izračunali, da je pospešek, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve $pga_{NC} = 0.17$ g, kar je občutno manj kot znaša projektni pospešek tal za projektiranje novih stavb na področju Ljubljane ($pga_D = 1.2 \cdot 0.25$ g = 0.30 g). Pri analizi obnašanja vseh variant osnovnega modela se je izkazalo, da je pospešek pga_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve variiral med 0.17 g in 0.27 g za smer X oziroma med 0.25 g in 0.35 g smer Y.



Slika 3.13: Grafični prikaz metode N2 in določitev pga_{NC} v formatu A-D. Ocena obnašanja je narejena na podlagi rezultatov potisne analize v smeri +X z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti in modalne razporeditve horizontalnih sil po višini (glej sliko 3.12).

Figure 3.13: Determination of pga_{NC} in A-D format. Assessment is made based on the pushover analysis in the +X direction with consideration of accidental mass eccentricity and the modal distribution of horizontal forces (see Figure 3.12).

Po pričakovanjih stara zidana konstrukcija ne ustreza varnostnim zahtevam sodobnih standardov. Na sliki 3.14 je prikazana pričakovana poškodovanost v osnovnem modelu konstrukcije, pri čemer se največ poškodb pojavi na severni zunanji steni zaradi efekta ekscentričnosti mase. Trije elementi v zgornji etaži so odpovedali v strigu z zdrsom, nekatere preklade pa v upogibu zaradi nizkih vrednosti materialnih karakteristik stare stavbe in majhnih osnih sil v elementih. V smeri X sta nosilni samo zunanji steni, ki sta zelo ranljivi, saj v primeru odpovedi kateregakoli zidu, nosilnost konstrukcije zelo hitro pade za 20 %, kar že pomeni nastanek mejnega stanja blizu porušitve.



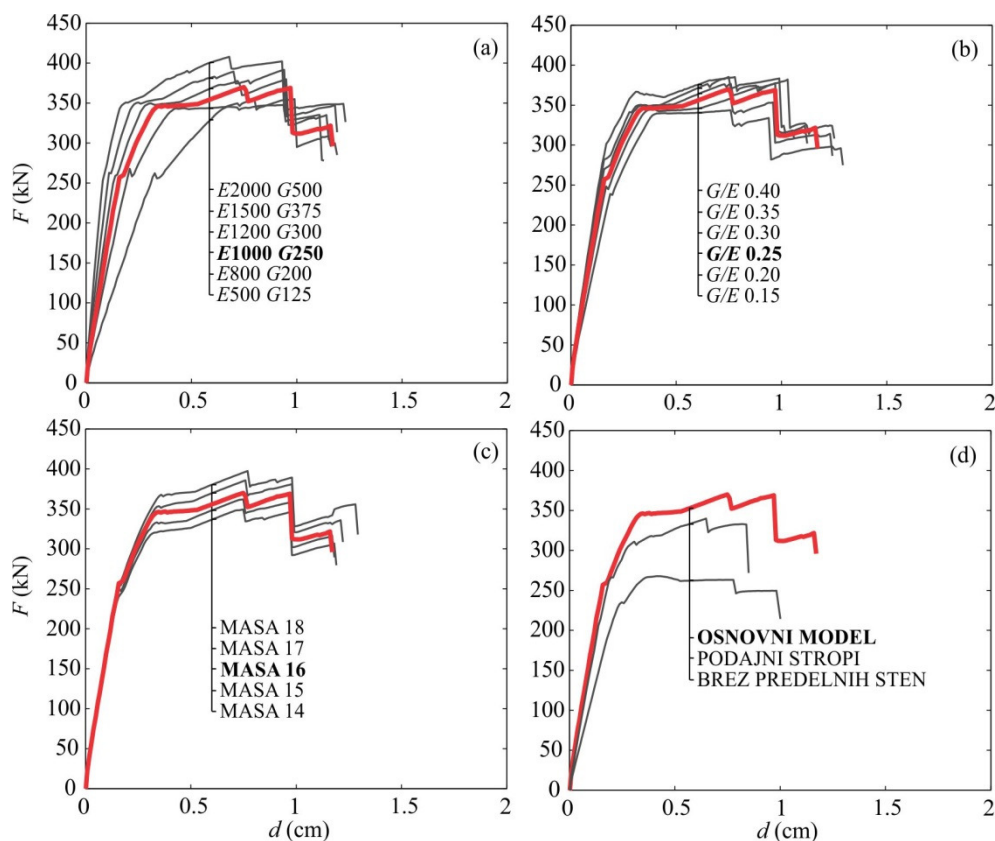
Slika 3.14: Poškodbe v kritični severni steni pri pomiku d_{NC} , ki ustreza mejnemu stanju blizu porušitve na krivulji potisne analize na sliki 3.12.

Figure 3.14: Damage of the critical northern wall corresponded to the near-collapse displacement d_{NC} of the pushover curve presented in Fig. 3.12.

3.4.3 Parametrična študija vpliva modelnih negotovosti na oceno obnašanja

Skupine konstrukcijskih modelov, ki so opisane v poglavju 3.3.3, so bile namenjene raziskavi vpliva vhodnih parametrov na končne rezultate ocene obnašanja konstrukcije in za oceno do kakšne mere

lahko kalibracija konstrukcijskega modela na osnovi eksperimentalno določenih nihajnih časov prispeva k bolj točnim rezultatom. Parametrična študija temelji na predpostavki, da so izbrane vrednosti vhodnih podatkov možne vrednosti, ki bi jih lahko pri svojih izračunih privzeli drugi inženirji, zato je potrebno biti previden pri vrednotenju rezultatov študije, saj vzorčenje negotovih parametrov ravno tako temelji na inženirski oceni. Vpliv posameznih vhodnih podatkov na kritične krivulje potisne analize je predstavljen na sliki 3.15.



Slika 3.15: Vpliv negotovih vhodnih parametrov na krivulje potisne analize. Krivulja potisne analize osnovnega modela je primerjana z modeli, kjer smo spreminjali: (a) modula E in G , (b) razmerje G/E , (c) maso modela preko specifične teže zidovja in (d) podajnost stropov ter upoštevanje predelnih sten.

Figure 3.15: The effect of variation of the input parameters on the pushover curves. The pushover curve of the base-case model is compared to those corresponding to: (a) simultaneous variation of E and G , (b) variation of the ratio G/E , (c) variation of the mass (wall density) and (d) models with flexible floors and without partition walls.

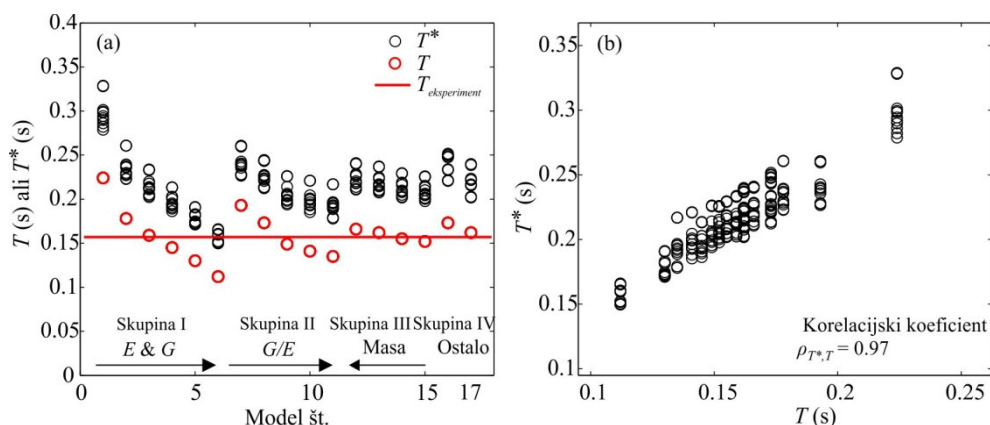
Hkratno spreminjanje modula elastičnosti E in strižnega modula G , ob konstantnem razmerju G/E (slika 3.15a), je imelo močan vpliv na začetno togost konstrukcije, kar se kaže v začetnem naklonu krivulje potisne analize. Ob spremembi obeh modulov za določen faktor, se je za podoben faktor spremenila začetna togost konstrukcije, posledično pa se je nihajni čas konstrukcijskega modela spremenil približno za kvadratni koren tega faktorja. Hkratna sprememba modulov E in G ni imela vpliva na razvoj plastičnih mehanizmov, zato je bil mejni pomik d_{NC} praktično enak za vse modele iz skupine 1. Njihova nosilnost v kritični smeri X je bila v intervalu med 350 in 410 kN. Pri tem je bila kritična potisna analiza, pri kateri smo izračunali najmanjši pospešek pga_{NC} , praviloma vedno zaradi modalne razporeditve horizontalnih sil po višini v smeri +X in s +5 % slučajno ekscentričnostjo obtežbe, razen v primeru modelov 6 in 9, pri katerih je bil najmanjši pospešek pga_{NC} dosežen v primeru modalne razporeditve horizontalnih sil v +X smeri z -5 % slučajno ekscentričnostjo oziroma brez slučajne ekscentričnosti obtežbe. Kljub temu se pospeška pga_{NC} v omenjenih primerih nista

bistveno razlikovala od pospeška pga_{NC} v primeru modalne razporeditve horizontalnih sil v smeri +X pri +5 % slučajni ekscentričnosti obtežbe.

Spreminjanje razmerja G/E je imelo manjši vpliv na začetno togost konstrukcije kot hkratno spreminjanje modulov E in G , vendar še vedno precejšnjega, nekaj vpliva pa je imelo tudi na nosilnost konstrukcije. Možne variacije v masi konstrukcije so imele pričakovano majhen vpliv na začetno togost in nihajni čas konstrukcije, vendar so se s spreminjanjem specifične teže zidov precej spreminjale nosilnosti elementov in posledično konstrukcije (med 350 in 400 kN – slika 3.15c). Tako upogibna kot strižna nosilnost zidov sta odvisni od nivoja osne obremenitve, zato je bil tudi ta efekt predvidljiv, za seboj pa je potegnil tudi formacijo različnih plastičnih mehanizmov, kar je vodilo do večjih variacij pomika d_{NC} .

Vpliv upoštevanja predelnih sten na nosilnost konstrukcije je bil v primeru obravnavanega objekta precejšen (slika 3.15d). To je posledica relativne šibkosti konstrukcije v smeri X, saj so samo zunanje stene, z debelino 45 cm, nosilne. Ostale stene so bile obravnavane kot predelne, čeprav je njihov prispevek k nosilnosti znašal kar 30 %. Podajnost stropov ni imela bistvenega vpliva na nosilnost konstrukcije, vendar se je ravno v tem primeru plastični mehanizem formiral pri najmanjšem pomiku d_{NC} .

Pomemben globalni parameter pri oceni obnašanja konstrukcije z metodo N2 je tudi nihajni čas ekvivalentnega modela SDOF (T^*), ki ima direkten vpliv na ocenjene potresne zahteve. Zaradi načina idealizacije je nihajni čas T^* (med 0.15 s in 0.33 s) večji od izračunanega nihajnega časa elastičnega modela konstrukcije T (med 0.11 s in 0.23 s). To je razvidno tudi na sliki 3.16a, kjer so bili nihajni časi T elastičnih modelov določeni s programoma 3Muri oziroma Tremuri, nihajni časi T^* pa sledijo iz idealizacij vseh potisnih analiz v smeri X. Kljub temu sta oba nihajna časa skoraj popolnoma korelirana (slika 3.16b), kar govori v prid trditvi, da je mogoče s kalibracijo modela na podlagi eksperimentalno izmerjenega nihajnega časa konstrukcije dobiti bolj verodostojne rezultate tudi pri poenostavljeni nelinearni oceni obnašanja konstrukcije.

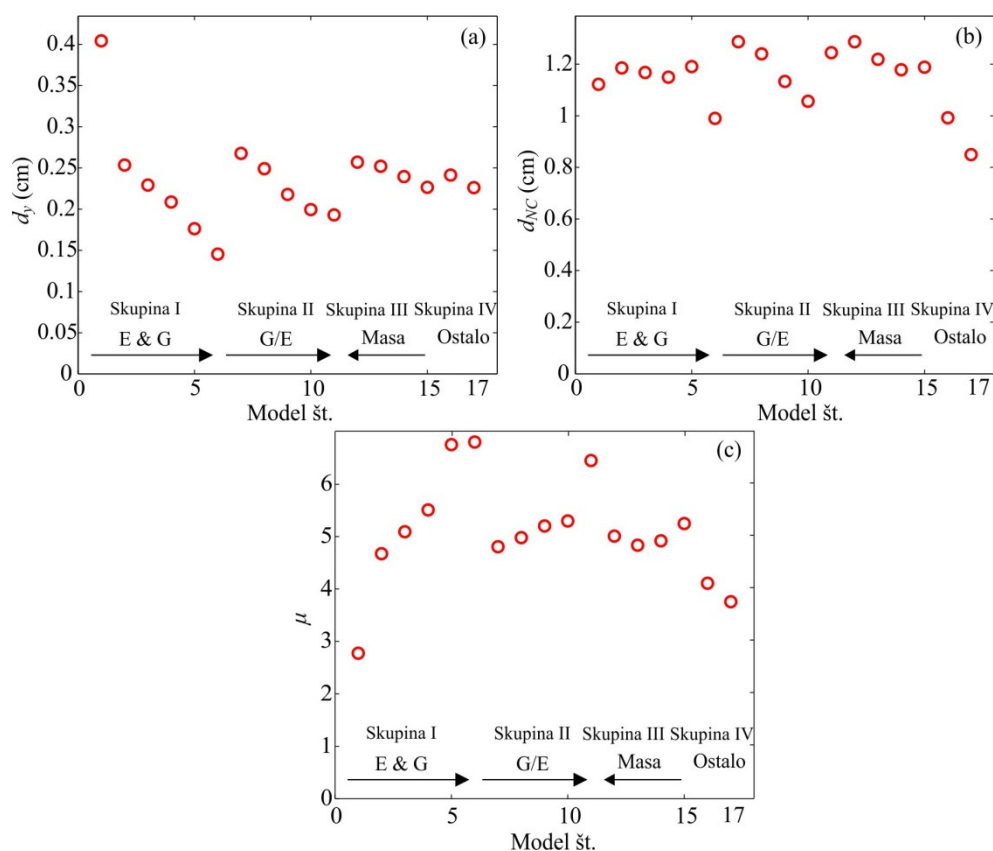


Slika 3.16: (a) Vpliv negotovih vhodnih parametrov na nihajne čase ekvivalentnega modela SDOF pri potisnih analizah v smeri X in pripadajoči nihajni časi elastičnih modelov konstrukcije ter (b) korelacija med T^* in T .

Figure 3.16: (a) The effect of the input parameters on the vibration period of the equivalent SDOF model due to pushover analysis in the X direction and corresponding vibration period of the building and (b) the correlation between T^* and T .

Vpliv hkratnih sprememb modulov E in G na pomik na meji elastičnosti d_y je po pričakovanjih zelo velik, saj je ta parameter zelo dobro koreliran s togostjo in nihajnim časom konstrukcije (korelacijski

koeficient $\rho_{d_y, T} = 0.95$), ob možnih vrednostih obeh modulov pa se pomik na meji elastičnosti giblje v razponu med 0.14 cm in 0.4 cm (slika 3.17a). Vpliv razmerja G/E na d_y je manjši, pri čemer se pomik d_y giblje v intervalu med 0.19 in 0.27 cm. Spreminjanje gostote zidov ima še manjši vpliv na pomik na meji elastičnosti, ki se je spremenil za manj kot 10 % v primerjavi z osnovnim modelom konstrukcije. V primeru modelov 16 in 17, s podajnimi stropi in brez upoštevanja predelnih sten, je bila začetna togost obeh modelov manjša kot pri osnovnem modelu konstrukcije (slika 3.15d), vendar so izbrana pravila idealizacije in nižja nosilnost pripomogla k podobnemu pomiku na meji elastičnosti ($d_y = 0.24$ cm), kot v primeru osnovnega modela ($d_y = 0.23$ cm). Vpliv vhodnih parametrov na pomik d_{NC} pri mejnem stanju blizu porušitve ni bil tako izrazit, tako da se je d_{NC} v večini primerov gibal med 1 cm in 1.3 cm (slika 3.17b). Posledično je bila tudi duktilnost konstrukcije v največji meri odvisna od pomika d_y na meji elastičnosti, kar je razvidno na sliki 3.17c.



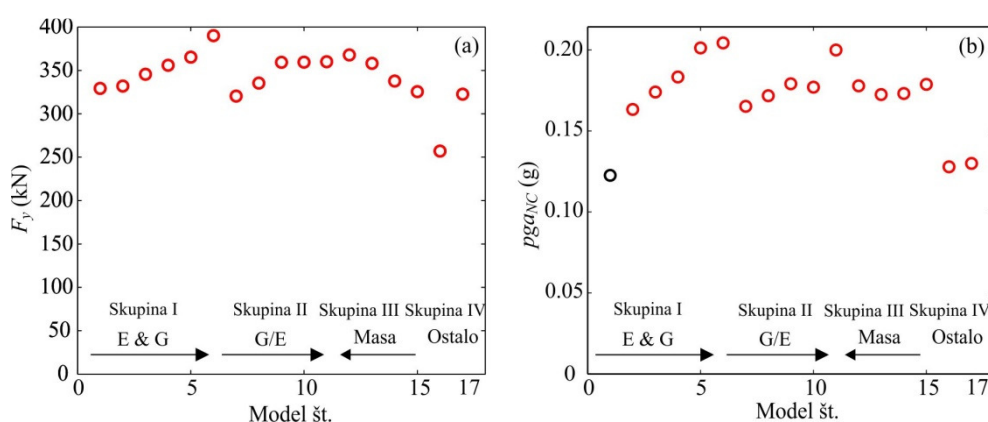
Slika 3.17: Vpliv štirih skupin negotovih vhodnih parametrov na (a) pomik na meji elastičnosti d_y , (b) pomik pri mejnem stanju blizu porušitve d_{NC} in (c) duktilnost konstrukcije $\mu = d_{NC} / d_y$.

Figure 3.17: The effect of the variation of the four groups of input parameters on (a) the yield displacement d_y , (b) the near-collapse limit state displacement d_{NC} and (c) the ductility $\mu = d_{NC} / d_y$.

Na nosilnosti konstrukcije F_y se je najbolj poznalo, če v modelu nismo upoštevali predelnih sten (Model 16, slika 3.18a). Tudi spremembe modulov E in G ter specifične teže zidov so imele velik vpliv na nosilnost F_y , saj se je v primeru različnih variacij vhodnih parametrov gibal med 320 in 390 kN, kar predstavlja odstopanje ± 11 % glede na nosilnost osnovnega modela konstrukcije. Precejšen vpliv na nosilnost je imela specifična teža zidov, saj je manjša gostota zidovja pomenila manjše vrednosti osnih sil, kar je vodilo v zmanjšanje nosilnosti elementov in posledično tudi konstrukcije. V splošnem je nosilnost konstrukcije močno odvisna tudi od strižne in tlačne trdnosti zidovja, vendar se to v primeru obravnavane stavbe ni pokazalo, saj je variacija strižne in tlačne trdnosti za ± 30 % imela zanemarljivo majhen vpliv na nosilnost in druge globalne parametre, s katerimi merimo potresno

odpornost konstrukcije. Kombinacija zelo nizke osne obremenitve v elementih in podobnih plastičnih mehanizmov je bila razlog, da je pospešek pga_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve, v primeru spreminjanja materialnih trdnostnih karakteristik variiral za manj kot 5 % glede na osnovni model.

Nazadnje je bilo globalno obnašanje konstrukcije ocenjeno še preko izračunanega pospeška pga_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve (enačba 3.14). Na sliki 3.18b je razvidno, da ima hkratno povečanje modulov E in G ter tudi povečanje razmerja G/E za posledico povečanje pospeška pga_{NC} , pri spreminjanju gostote zidov pa se zgodi ravno obratno. Kombinacija nizke nosilnosti (slika 3.18) in relativno nizke duktilnosti (velik pomik d_y in majhen d_u na sliki 3.17c) sta bila glavna razloga za zelo majhne pospeške pga_{NC} v primeru modelov 1, 16 in 17. Izkaže se, da različni vhodni podatki povzročijo, da inženirji izračunajo zelo različne mejne pospeške pga_{NC} , ki se gibljejo med 0.12 g in 0.20 g.



Slika 3.18: Vpliv negotovih vhodnih podatkov na (a) nosilnost idealizirane krivulje potisne analize F_y in (b) pospešek pga_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve.

Figure 3.18: The effect of the variation of the input parameters on (a) the force F_y of the idealized pushover curve and (b) on the limit state peak ground acceleration pga_{NC} .

Občutljivost globalnih parametrov za oceno obnašanja konstrukcije na negotove vhodne parametre smo vrednotili z indeksom občutljivosti $\delta_{y,x}$:

$$\delta_{y,x} = \frac{y(x_{BC} + \delta x) - y(x_{BC})}{y(x_{BC})} \quad (3.15)$$

kjer je δx sprememba vhodnega parametra x , x_{BC} je vrednost vhodnega parametra x v osnovnem modelu, $y(x_{BC})$ in $y(x_{BC} + \delta x)$ pa sta izhodna parametra oziroma vrednosti globalnih parametrov odziva konstrukcije pri osnovnem modelu konstrukcije in pri eni od njegovih variant. Indeks občutljivosti je bil izračunan za skupino modelov 1 (hkratne spremembe modulov E in G), 2 (spremembe razmerja G/E) in 3 (spremembe specifične teže zidov γ), kot so definirane v preglednici 3.3.

V preglednici 3.4 so prikazane povprečne vrednosti indeksa občutljivosti za vse tri skupine modelov in sedem izhodnih parametrov. Iz preglednice je razvidno, da ima hkratna sprememba modulov E in G največji vpliv na nihajne čase ter pomike na meji elastičnosti d_y , torej parametre, ki so dobro korelirani s togostjo. Sprememba razmerja G/E ima manjši vpliv na nihajne čase, vpliv specifične teže zidov pa je najmanjši. Globalna parametra d_{NC} in F_y , ki sta odvisna tudi od formiranih plastičnih mehanizmov, materialnih karakteristik in nivoja osnih sil v elementih, sta najmanj odvisna od vhodnih parametrov, saj sta njuna indeksa občutljivosti občutno manjša od tistih povezanih z nihajnim časoma

konstrukcije T in ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo T^* . Zaradi velike občutljivosti parametra d_y na vhodne parametre, je posledično velika tudi občutljivost duktilnosti μ . Ker je pospešek pri mejnem stanju blizu porušitve odvisen od vseh zgornjih parametrov, je njegova občutljivost na spremembe vhodnih parametrov vmes med občutljivostmi ostalih parametrov, vendar je kljub vsemu najbolj občutljiv na spremembe v togosti konstrukcije (E in G ter razmerje G/E).

Preglednica 3.4: Povprečna vrednost indeksa občutljivosti globalnih parametrov odziva konstrukcije (v %) v odvisnosti od spreminjanja različnih vhodnih parametrov.

Table 3.4: The mean absolute value of variability of the global response parameters (in %) with respect to variation of the different input parameters.

Izhodni Vhodni	T	T^*	d_y	d_{NC}	μ	F_y	pga_{NC}
E in G	22	18	31	5	26	6	15
Razmerje G/E	13	9	12	7	8	4	5
Masa	3	3	7	4	3	5	2

3.4.4 Komentar rezultatov

Rezultati analize obnašanja na osnovnem modelu obravnavane obstoječe zidane konstrukcije so pokazali, da konstrukcija ne izpolnjuje zahtev standarda Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005). Dejstvo je, da ima osnovni model enake nihajne čase kot dejanska konstrukcija, vendar bi lahko z različnimi kombinacijami elastičnega in strižnega modula ter specifične teže zidovja modelirali konstrukcijo z enakimi nihajnimi časi. Zelo verjetno je, da bi nekateri drugi inženirji izbrali večjo specifično težo zidovja iz polne opeke kot tisto, ki smo jo izmerili na preostalih zidkih iz stavbe, saj je specifična teža novjših polnih zidakov običajno večja. Večja teža konstrukcije bi posledično povzročila izbiro večje togosti konstrukcije v primeru kalibracije modela na eksperimentalno določen nihajni čas, kar bi bilo bolj konsistentno tudi z nekaterimi priporočenimi vrednostmi materialnih karakteristik iz določenih standardov (MIT, 2009). Kljub temu so nizke vrednosti elastičnega modula starih zidanih stavb v Sloveniji pričakovane predvsem zaradi šibke apnene malte, ki povzroča izrazito anizotropno obnašanje zidov (Bosiljkov et al., 2005). Dodatno smo se pri določanju materialnih parametrov oprli tudi na in-situ preiskave obstoječih zidov podobnih zidov na področju Slovenije, ki so jih izvedli Gostič et al. (2012), v katerih so izmerili vrednost elastičnega modula $E = 640$ MPa, kar je še manj, kot smo ocenili mi. Negotovosti v privzetih materialnih karakteristikah bi lahko zajeli tudi s pomočjo logičnega drevesa (angl. *logic-tree approach*) (Franchin et al., 2010; Tondelli et al., 2012). S kalibracijo modela glede na eksperimentalno določen nihajni čas bi zmanjšali njegovo razvejenost, saj bi upoštevali zgolj tiste kombinacije materialnih karakteristik, pri katerih bi bila nihajna časa modela in konstrukcije enaka.

Naredili smo še 8 dodatnih modelov (modeli A1-A8), ki so imeli enak nihajni čas kot dejanska konstrukcija, da bi preverili kakšen vpliv imajo drugačne kombinacije masnih in togostnih parametrov na končne rezultate ocene obnašanja. Na osnovi rezultatov, ki so prikazani v preglednici 3.5, se je pri obravnavani stavbi pokazalo, da so pospeški pga_{NC} praktično enaki v vseh primerih, razen v primeru, ko je bilo razmerje G/E fiksirano pri 0.4. Vendar so tudi v tem primeru, glede na osnovni model, odstopanja v pospešku pga_{NC} relativno majhna, zgolj okrog 11 %, kar samo dodatno potrjuje, da kalibracija osnovnega matematičnega modela stavbe na eksperimentalno določene nihajne čase konstrukcije poveča zanesljivost ocene obnašanja konstrukcije tudi, če ta temelji na nelinearni analizi.

Preglednica 3.5: Različice modela konstrukcije, katerih nihajni čas je enak eksperimentalno določenemu, in so bile narejene s kombiniranjem elastičnega modula, strižnega modula in specifične teže zidovja. Prikazan je tudi pospešek pga_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve.

Table 3.5: Variants of possible models consistent with the experimentally estimated vibration periods, which were obtained by variation of the elastic modulus, the shear modulus and the specific weight of the masonry walls, and the peak ground acceleration pga_{NC} associated with the near collapse limit state.

Oznaka modela	E (MPa)	G (MPa)	G/E	Predelne stene	γ (kN/m ³)	T_X (s)	$pga_{NC,X}$ (g)	T_Y (s)	$pga_{NC,Y}$ (g)
Osnovni	1000	250	0.25	Da	16	0.161	0.174	0.147	0.237
A1	1400	215	0.15	Da	16	0.162	0.179	0.147	0.234
A2	700	280	0.4	Da	16	0.161	0.155	0.148	0.237
A3	1200	250	0.21	Da	18	0.160	0.178	0.147	0.235
A4	1400	235	0.17	Da	18	0.161	0.179	0.147	0.234
A5	750	300	0.4	Da	18	0.161	0.174	0.148	0.236
A6	1000	290	0.29	Da	20	0.160	0.178	0.147	0.235
A7	1400	255	0.18	Da	20	0.161	0.176	0.147	0.233
A8	800	320	0.4	Da	20	0.160	0.168	0.148	0.233

Potrebno je poudariti, da imajo lahko tudi modelni parametri, ki zgoraj niso upoštevani, velik vpliv na pga_{NC} . V osnovnem modelu smo predpostavili, da se stropni konstrukciji v svoji ravnini obnašata kot togi diafragmi, saj je to običajna predpostavka pri analizi zidanih konstrukcij v Sloveniji. S to predpostavko lahko precenimo pospešek pga_{NC} , saj smo v primeru upoštevanja podajnih stropov ocenili pospešek pga_{NC} , ki je za 30 % manjši kot pri osnovnem modelu (slika 3.18b, modela 3 in 17). Zaradi tega bi bilo morda bolje za osnovni primer izbrati model s podajnimi stropi, vendar se tudi v tem primeru pokaže podoben vpliv posameznih vhodnih parametrov na rezultate ocene obnašanja konstrukcije z metodo N2. V preglednici 3.6 so prikazane povprečne vrednosti indeksa občutljivosti za vse tri skupine modelov in sedem izhodnih parametrov, le da smo tokrat v osnovnem modelu upoštevali podajne stropne. Trendi indeksa občutljivosti so zelo podobni kot v primeru osnovnega modela s togimi stropi (preglednica 3.4) in ponovno potrdijo ugoden vpliv kalibracije matematičnega modela na eksperimentalno določene nihajne čase konstrukcije.

Preglednica 3.6: Povprečna vrednost indeksa občutljivosti globalnih parametrov odziva konstrukcije (v %) v odvisnosti od spreminjanja različnih vhodnih parametrov, ko za osnovni model privzamemo model 17, kjer smo upoštevali podajne stropne.

Table 3.6: The mean absolute value of the variability of the global response parameters (in %) with respect to variations of the different input parameters when the base-case model is Model No.17, which takes into account the effect of flexible floors.

Vhodni	Izhodni						
	T	T^*	d_y	d_{NC}	μ	F_y	pga_{NC}
E in G	22	20	37	8	44	4	19
Razmerje G/E	13	6	8	2	6	3	5
Masa	2	4	7	1	6	5	3

4 METODOLOGIJA ZA OCENO POTRESNEGA TVEGANJA ZIDANIH STAVB Z UPOŠTEVANJEM MODELNIH NEGOTOVOSTI

Ljudje so že od nekdaj ogroženi zaradi naravnih nevarnosti, kot so poplave, zemeljski plazovi in potresi. Naravne katastrofe lahko povzročijo ogromno gmotno škodo, ogrožajo pa tudi človeška življenja. Potres je naravni pojav, ki lahko v nekaj minutah poruši vse, za kar so si ljudje prizadevali desetletja, popravilo poškodb pa zahteva ogromno finančnih sredstev. V Sloveniji, ki sodi v področja s srednjo potresno ogroženostjo, so najbolj ogroženi stari zidani objekti, ki so bili zgrajeni še pred uveljavitvijo potresnih predpisov.

V preteklosti so se na področju Slovenije že zgodili močni potresi (ARSO, 2013), od dveh potresnih sunkov v Idriji in Furlaniji leta 1511 z magnitudo okrog 7 do potresa v Ljubljani leta 1895, ki je imel magnitudo 6.1 in je poškodoval okoli 10 % vseh zgradb, ki so jih kasneje večinoma porušili. V 20. stoletju so bili, poleg potresa na Kozjanskem leta 1974, najbolj odmevni potresi na območju Posočja. Glavna potresna sunka potresa v Furlaniji leta 1976 z magnitudama 6.5 in 5.9 sta poškodovala 12000 zgradb, pri čemer je bilo treba porušiti 4000 objektov, oziroma jih je porušil že potres. Eden najmočnejših potresov z žariščem na ozemlju Slovenije je nastal leta 1998 v zgornjem Posočju in je imel magnitudo 5.7. V prvih 20 urah po glavnem potresu je bilo več kot 400 popotresnih sunkov, v naslednjih mesecih pa več kot 9000. Potresni sunki so poškodovali kar 4000 objektov, na srečo pa smrtnih žrtev ni bilo. Zadnji močnejši potres v Sloveniji, z magnitudo 4.9, se je zgodil leta 2004 na Bovškem, poškodovalo pa se je 1800 stavb.

Čeprav se tako močni potresi redko zgodijo, njihovih ekonomskih in socialnih posledic ne smemo podcenjevati. V tem poglavju opisujemo metodologijo, s pomočjo katere je mogoče kvantificirati potresno tveganje zidanih stavb v smislu ekonomskih izgub ter verjetnosti prekoračitve izbranih mejnih stanj. Najprej definiramo pojme za opis potresnega tveganja, nato pa prikažemo časovni razvoj metodologije in podrobno opišemo vsakega izmed korakov, ki jo sestavljajo.

4.1 Definicija potresnega tveganja

Kakovostna presoja tveganj v zvezi z naravnimi nesrečami ni mogoča brez uporabe nedvoumno opredeljenih temeljnih pojmov in ustrezno izbranih pripadajočih izrazov. V strokovni literaturi se številni izrazi, na primer tveganje, hazard, nevarnost, riziko, ogroženost, ranljivost, vulnerabilnost pogosto mešajo oziroma uporabljajo kot sopomenke (Đurović in Mikoš, 2006). Obenem so številni izmed teh pojmov definirani opisno in zelo splošno, kar onemogoča, da bi jih objektivno določili in vrednotili, kar je v tehničnih panogah nujno potrebno (Coburn et al. (1994), UNDP (2004), Scawthorn et al. (2006), Marzocchi et al. (2009), Parisi (2010) in Barrantes (2012)). V omenjenih virih tveganje zaradi naravnih nesreč, npr. zaradi potresa, obravnavajo bodisi kot verjetnost dogodka pomnoženega s posledicami, če se dogodek pojavi, bodisi kot presek verjetnosti nastopa naravne nevarnosti in ranljivosti družbenih struktur (Đurović in Mikoš, 2006). Skladno z UNESCO-vo definicijo (UNDP, 2004), ki jo kot osnovo uporabi mnogo izmed naštetih raziskovalcev, je potresno tveganje (angl. *seismic risk* - *R*) definirano kot produkt potresne nevarnosti (angl. *seismic hazard* - *H*), ranljivosti (angl. *vulnerability* - *V*) in izpostavljenosti (angl. *exposure* - *E*).

$$R = H \cdot V \cdot E \quad (4.1)$$

Potresno tveganje je v resnici odvisno od faktorjev, ki so uporabljeni v enačbi 4.1. Najmanjše potresno tveganje ima zagotovo investitor, ki je stavbo zgradil na območju z majhno seizmičnostjo (majhna

potresna nevarnost), skladno s predpisi o protipotresni gradnji (majhna ranljivost) ter z majhnim denarnim vložkom (majhna izpostavljenost v finančnem smislu). Analogno velja, da je največje potresno tveganje sprejel investitor, katerega stara stavba ni bila zgrajena skladno s predpisi o varni gradnji, na potresno močno ogroženem območju in v katero je vložil ogromno finančnih sredstev. Žal je po enačbi 4.1, ki zelo poenostavljeno in splošno opiše tveganje, praktično nemogoče kvantificirati potresno tveganje vsakega od investorjev in ju medsebojno primerjati.

V doktorski disertaciji nedvoumno definiramo potresno tveganje s pričakovanimi izgubami zaradi potresne nevarnosti na nekem območju in v določenem časovnem obdobju. Potresno tveganje je lahko izraženo s številom smrtnih žrtev oziroma poškodovancev, z ekonomskimi izgubami, s stopnjo verjetne poškodovanosti ali s časom prekinitve v poslovanju in motnjami v ekonomski dejavnosti. Določili smo ga s pomočjo predelane metodologije PEER, ki je podrobneje opisana v nadaljevanju tega poglavja in omogoča izračun potresnega tveganja na vse naštete načine, vendar se v okviru doktorske disertacije omejimo zgolj na oceno ekonomskih izgub in poškodovanosti zaradi potresne nevarnosti.

Za kvantifikacijo potresnega tveganja smo uporabili različne mere (angl. *performance measures*), ki močno olajšajo komunikacijo med investitorji in inženirji. V grobem ločimo verjetnostne mere, pri katerih običajno izražamo verjetnost prekoračitve določene stopnje poškodovanosti ali izgub ter mere, kjer potresno tveganje eksplicitno izrazimo z različnimi izgubami, največkrat z ekonomskimi. Pri obeh tipih mer dodatno ločimo pogojne mere, kjer je mera za potresno tveganje odvisna od določene predpostavke, npr. verjetnost porušitve zaradi potresa z določeno intenziteto ter absolutne mere, ki jih z ničemer ne pogojujemo, npr. pričakovana izguba na objektu zaradi delovanja potresov. V nadaljevanju predstavljamo nekatere izmed možnosti za predstavitev rezultatov, s katerimi opišemo potresno tveganje, od najenostavnejših do kompleksnejših. Podrobneje je postopek za njihovo določitev opisan v poglavjih 4.7 in 4.8, v poglavjih 5 in 6 pa je na primeru zidanih stavb prikazana uporaba te metodologije.

Pričakovana izguba pri določenem potresnem scenariju predstavlja pričakovano vrednost celotne izgube L_T zaradi poškodb stavbe pri določenem potresnem scenariju (angl. *scenario-based assessment*), ki je definiran z določeno magnitudo potresa in oddaljenostjo od epicentra (ATC, 2012a). Takšen način ocene je podoben oceni izgub pri potresu z določeno intenziteto, le da upošteva negotovosti v intenziteti. Uporaben je za področja, ki se nahajajo blizu znanih aktivnih prelomov, matematično pa bi takšno izgubo lahko zapisali kot $E(L_T|\text{potresni scenarij})$.

Pričakovana izguba zaradi potresa z določeno intenziteto predstavlja pričakovano vrednost celotne izgube L_T zaradi poškodb stavbe v primeru potresa z določeno intenziteto (angl. *intensity-based assessment* - ATC, 2012a). Tako lahko ocenimo pričakovane izgube pri projektnem potresu ali pri potresu z določeno povratno dobo, matematično pa takšno izgubo zapišemo kot $E(L_T|IM = im)$.

Pričakovana izguba zaradi delovanja potresov v nekem časovnem obdobju predstavlja pričakovano vrednost celotne izgube zaradi poškodb stavbe z upoštevanjem različno močnih potresov, ki se utegnejo zgoditi na lokaciji stavbe v prihodnosti, uteženimi z verjetnostjo njihove pojavitve. Tako lahko izračunamo celotno pričakovano izgubo v predvideni življenjski dobi objekta ali pa **pričakovano letno izgubo** (angl. *expected annual loss* - *EAL*). Slednja mera je zelo zanimiva za zavarovalnice/investitorje, saj jim pomaga oceniti višino/smiselnost plačevanja zavarovalne premije za določen objekt. Določitev omenjenih mer je zelo zahtevna, saj je potrebna analiza odziva konstrukcije pri različnih intenzitetah, ki se kombinira s srednjo letno frekvenco prekoračitve izbrane intenzitete.

Vse naštetje mere izražene z izgubami so zelo uporabne tudi za analizo stroškov in koristi (angl. *cost benefit analysis*) pri načrtovanju finančne konstrukcije projektov. Preprosto analizo stroškov in koristi je na primeru zidane zgradbe prikazal Kušar (2009), ki je na zelo poenostavljen način in na podlagi mnenj strokovnjakov upošteval povezavo med stroški, mero za intenziteto in odpornostjo zgradbe. Pri svoji oceni ni upošteval potresne nevarnosti, stroške popravil pa je ocenil zelo grobo in pri tem ni direktno upošteval poškodovanosti posameznih komponent oziroma konstrukcije, zato je potrebno takšne ocene izgub kritično presoditi, saj so lahko varljive in pogosto subjektivne.

Zgornje mere izražajo pričakovane izgube zaradi delovanja potresov določene intenzitete v nekem časovnem obdobju, ne povedo pa, kako velike so lahko maksimalne pričakovane izgube, kar lahko ocenimo, če izračunamo še pričakovano standardno deviacijo izgub.

Verjetnost prekoračitve določene izgube l_t zaradi potresov z določeno intenziteto im predstavlja verjetnost, da bodo izgube prekoračile določeno denarno vrednost ob pogoju nastopa potresa z določeno intenziteto im , $P(L_T > l_t | IM = im)$. Na podoben način lahko izračunamo tudi **verjetnost prekoračitve določene izgube l_t pri pogoju določenega potresnega scenarija**, kjer upoštevamo različne možne intenzitete potresov, matematično pa jo izrazimo kot $P(L_T > l_t | \text{potresni scenarij})$. S pomočjo takšnega načina lahko izrazimo tudi izgubo l_t , za katero obstaja določena (npr. 10 %) verjetnost prekoračitve zaradi delovanja potresa z intenziteto im ali zaradi scenarija potresov.

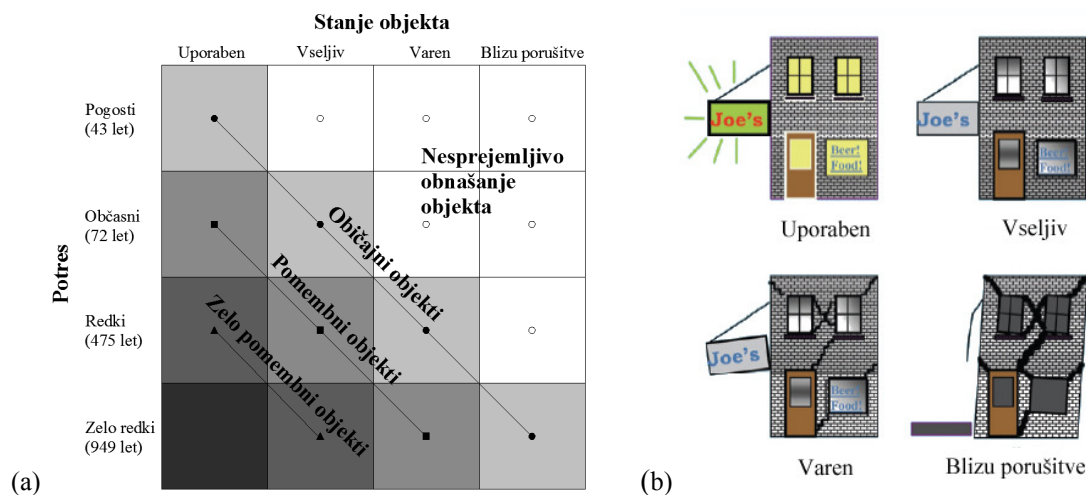
Verjetnost prekoračitve določene izgube l_t zaradi potresov v določenem časovnem obdobju predstavlja verjetnost, da bodo izgube prekoračile določeno denarno vrednost ob upoštevanju vseh pričakovanih potresov na nekem območju in v obravnavanem časovnem obdobju. Pri tem je potrebno poznati verjetnost pojavitve potresov z določeno intenziteto oziroma potresno nevarnost. Na ta način lahko ocenimo verjetnost, da bodo izgube zaradi potresov prekoračile npr. milijon evrov oziroma izračunamo izgubo, za katero obstaja npr. 1 % verjetnosti, da bo prekoračena v 50 letih. Določimo lahko tudi pričakovane stroške zaradi potresov v preostalem življenjskem obdobju konstrukcije.

Verjetnost prekoračitve določenega mejnega stanja poškodovanosti ds omogoča izračun verjetnosti $P(DS > ds | IM = im)$, da bo poškodovanost v stavbi zaradi delovanja potresa z intenziteto im , scenarija potresov ali zaradi delovanja potresov nasploh presegla neko stopnjo. Na tak način lahko določimo verjetnost porušitve objekta ali verjetnost, da bo objekt močno oziroma malo poškodovan. Tako lahko tudi preverimo obstoječe standarde in določimo, ali so novi projektirani objekti res tako varni, kot določa standard.

4.2 Pregled razvoja metodologije za oceno potresnega tveganja

Začetek razvoja metodologije za oceno potresnega tveganja in standardizacije verjetnostnega pristopa v potresnem inženirstvu sega v drugo polovico 20. stoletja. Raziskovalci so temu področju namenili posebno pozornost po katastrofalnih potresih v Northridgu (1994) in Kobeju (1995), ko se je pokazalo, da sta poškodovanost in materialna škoda tudi pri stavbah, ki so sicer skladne z gradbenimi predpisi, pogosto nesorazmerno visoki. Dodatno je bilo moč opaziti, da poleg neposredne materialne škode pomembno vlogo igra tudi posredna škoda zaradi motenega poslovanja in zaradi poškodovanih objektov, ki se sicer niso porušili, vendar se jih ni dalo več uporabljati. Eden prvih poskusov objektivnega določanja varnosti konstrukcije je bil dokument Vision 2000 (SEAOC, 1995), ki so ga izdelali inženirji v sodelovanju z raziskovalci. V okviru tega dokumenta so bili definirani štirje nivoji potresne nevarnosti: pogosti potresi s pričakovano srednjo povratno dobo 43 let, občasni potresi s pričakovano srednjo povratno dobo 72 let, redki potresi s pričakovano povratno dobo 475 let in zelo

redki potresi s pričakovano povratno dobo 949 let. Vision 2000 definira tudi štiri stanja objekta v povezavi s poškodovanostjo konstrukcijskih in nekonstrukcijskih komponent ter posledic, ki jih ima škoda na stanovalce in funkcionalnost stavbe: nepoškodovan, uporaben in varen objekt ter objekt blizu porušitve. Določeno je tudi pričakovano obnašanje objekta pri določeni potresni nevarnosti v odvisnosti od njegove pomembnosti, kar je grafično prikazano v matriki obnašanja (angl. *performance matrix*) na sliki 4.1a. Žal so bila stanja objekta opisana zelo splošno, temeljila pa so na subjektivnih presojah inženirjev, ki niso bile podprte z eksperimenti in opazovanji škode po potresih (Ramirez in Miranda, 2009).



Slika 4.1: (a) Matrika obnašanja v Vision 2000 (SEAOC, 1995) ter (b) nivoji obnašanja objektov v Vision 2000, FEMA-273 ter FEMA-356 (ATC, 2012a).

Figure 4.1: (a) Performance matrix in Vision 2000 (SEAOC, 1995) and (b) performance levels according to Vision 2000, FEMA-273 and FEMA-356 (ATC, 2012a).

Po Vision 2000 je Applied Technology Council (ATC) izdal dokument ATC-40 oziroma *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (ATC, 1996), Federal Emergency Management Agency (FEMA) pa je izdala dokument *National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) – Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings* oziroma FEMA-273 (FEMA, 1997). Oba dokumenta vsebujeta podobne nivoje potresne nevarnosti ter stanja objekta kot Vision 2000 (slika 4.1b), osredotočita pa se predvsem na oceno obnašanja obstoječih objektov. FEMA-273 in ATC-40 predstavljata temelj za predstandard FEMA-356 (FEMA, 2000) in standard ASCE-41 (ASCE, 2007), katerih glavni cilj je bil inženirjem dati smernice za oceno obnašanja obstoječih objektov z bolj konkretnimi kriteriji za oceno obnašanja. V FEMA-356 so stopnje potresne nevarnosti definirane z določeno verjetnostjo prekoračitve intenzitete 50 %, 20 %, 10 % in 2 % v 50 letih, kar se nekoliko razlikuje od nivojev potresne nevarnosti v Vision 2000. Podani so natančnejši opisi mejnih stanj in povezava s poškodovanostjo po različnih tipih konstrukcij na nivoju posameznih komponent (preglednica 4.1). Dodana je tudi povezava med poškodovanostjo in potresnimi zahtevami, ki jih lahko inženir določi tudi z nelinearnimi metodami, ki so podrobneje opisane, cilj pa je, da investitor in inženir skupaj določita nivo poškodovanosti, ki naj bi ga stavba pri določeni stopnji potresne nevarnosti ne preseгла. Kljub vsemu je imel dokument FEMA-356 tudi pomanjkljivosti, saj se je osredotočal predvsem na poškodbe, ki so bile opisane precej splošno in kvalitativno, ter manj na izgube, ki so za investitorje bolj zanimive. Dodatno so bili odnosi med parametri potresnih zahtev in poškodovanostjo definirani nekonsistentno, nekateri na podlagi laboratorijskih preiskav, drugi na podlagi numeričnih analiz, tretji pa na podlagi mnenj strokovnjakov, odziv posameznih komponent pa ni bil dobro povezan z globalnim odzivom celotne konstrukcije (Moehle in Deierlein, 2004). Čeprav je

bila potresna nevarnost že obravnavana probabilistično, je bila določitev potresnih zahtev in kapacitet v celoti deterministična, kar pomeni, da je konstrukcija potresno obtežbo bodisi prenesla bodisi pa ne. Na ta način je bilo nemogoče obravnavati negotovosti, ki imajo v potresnem inženirstvu zelo pomembno vlogo, obenem pa je bilo nemogoče kvantificirati stopnjo tveganja in (ne)konzervativnost kontrol za oceno obnašanja. Dober pregled prve generacije dokumentov za oceno obnašanja konstrukcij z determinističnim pristopom (Vision 2000, FEMA-273, FEMA-356) in medsebojno primerjavo stanj konstrukcije so podali: Porter (2003), Wen et al. (2003) ter Mitrani-Reiser in Beck (2007).

Preglednica 4.1: Povezava med poškodovanostjo in nivoji obnašanja posameznih komponent v FEMA-356 (FEMA, 2000).

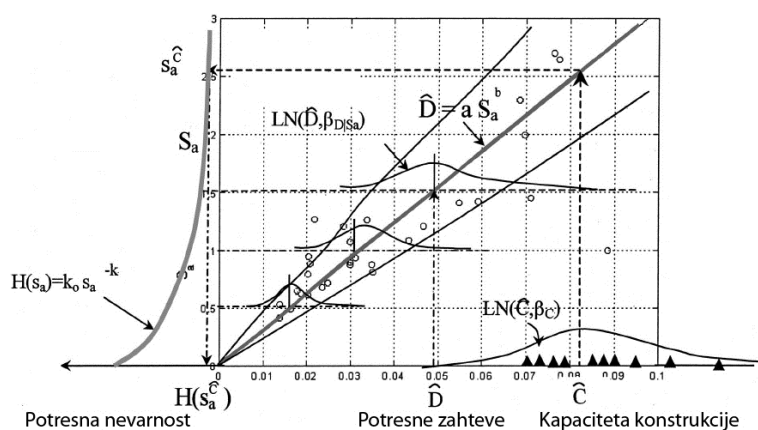
Table 4.1: The relationship between damage and target performance levels for various components in FEMA-356 (FEMA, 2000).

		Globalna poškodovanost	Splošno	Nekonstruktivski elementi
Stanja objekta v FEMA-356	Uporaben	Zanemarljiva	Ohranjena nosilnost in togost konstrukcije, brez zaostalih deformacij. Manjše poškodbe na fasadah, predelnih stenah, stropih in nosilnih elementih. Vsi sistemi delujejo normalno.	Zanemarljiva poškodovanost. Vsi sistemi delujejo.
	Vseljiv	Majhna	Ohranjena nosilnost in togost konstrukcije, brez zaostalih deformacij. Manjše poškodbe na fasadah, predelnih stenah, stropih in nosilnih elementih. Dvigala in protipožarna zaščita še delujeta.	Večina opreme je nepoškodovane, a zahteva pregled serviserja.
	Varen	Srednja	Srednje zmanjšana togost in horizontalna nosilnost, elementi prenašajo vertikalno obtežbo. Ni izpadanja zidov iz svoje ravnine, trajnih deformacij. Poškodbe predelnih sten. Sanacija pogosto ni ekonomsko upravičena.	Inštalacije so poškodovane.
	Blizu poružitve	Močna	Močno zmanjšani togost in nosilnost konstrukcije, elementi prenašajo vertikalno obtežbo. Velike trajne deformacije, nekateri izhodi so blokirani. Izpadanje parapetov in zatrepnih zidov, stavba je blizu poružitve.	Velika poškodovanost.

Pri potresu v Northridgu leta 1994 so se pojavili krhki lomi stikov v jeklenih konstrukcijah, zato so se pri raziskovalnem delu združile organizacije Structural Engineers Association of California (SEAOC), Applied Technology Council (ATC) ter California Universities for Research in Earthquake engineering (CUREe), ki so v sodelovanju s Federal Emergency Management Agency (FEMA) sodelovale v projektu SAC/FEMA. Njihov cilj je bil razvoj metodologije za projektiranje in oceno obnašanja konstrukcij, ki bi temeljil na verjetnostnih metodah in s katerim bi bilo mogoče oceniti verjetnost prekoračitve določenih mejnih stanj (Cornell et al., 2002). Temelj metodologije SAC/FEMA je prikazan na sliki 4.2, kjer je na levem delu slike krivulja potresne nevarnosti, s katero določimo verjetnost, da bo mera za intenziteto potresa prekoračila določeno vrednost. Na desnem delu slike 4.2 je prikazana krivulja IDA, ki se jo izračuna z inkrementalno dinamično analizo (angl. *incremental dynamic analysis* – IDA). Utemeljila sta jo Vamvatsikos in Cornell (2002), z njo pa določimo parametre potresnih zahtev pri različnih vrednostih mere za intenziteto. V primeru, da upoštevamo modelne negotovosti ter negotovosti v potresni obtežbi z več izbranimi akcelorogrami, potem dobimo pri vsaki intenziteti različne vrednosti parametrov potresnih zahtev, s pomočjo statističnih orodij, pa lahko določimo njihovo mediano ter standardni odklon. Če tudi kapaciteto konstrukcije obravnavamo probabilistično, lahko ob določenih predpostavkah preko enačbe tveganja 4.2 (Cornell, 1996) ocenimo srednjo letno frekvenco prekoračitve λ_{DS} izbranega mejnega stanja poškodovanosti:

$$\lambda_{DS} = k_0 \cdot (pga_{50,DS})^{-k} \cdot e^{\frac{1}{2}k^2\beta_{DS}^2} \quad (4.2)$$

kjer sta $pga_{50,DS}$ in β_{DS} mediana in disperzija kapacitete konstrukcije pri izbranem mejnem stanju poškodovanosti, k_0 in k pa parametra za določitev krivulje potresne nevarnosti. Tako je bilo mogoče prvič oceniti obnašanje stavbe z neko stopnjo zaupanja in ne zgolj na podlagi izpolnjevanja binarnega kriterija. Kljub temu so bile stopnje poškodovanosti v okviru metodologije SAC/FEMA določene še precej ohlapno, primanjkovalo pa je tudi ustreznih laboratorijskih preiskav, s katerimi bi bolje povezali poškodovanost in parametre potresnih zahtev na nivoju komponent.



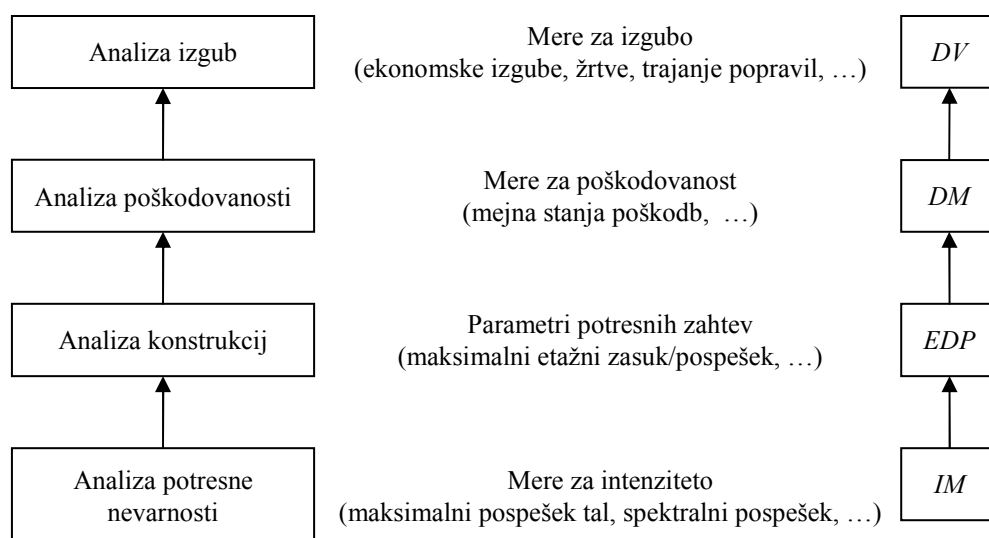
Slika 4.2: Shematični prikaz osnovnih korakov metodologije SAC/FEMA za določitev verjetnosti prekoračitve določenega mejnega stanja z upoštevanjem negotovosti (Cornell et al. 2002).

Figure 4.2: The schematic view of the basic steps of SAC/FEMA methodology for determination of seismic risk with consideration of uncertainties (Cornell et al., 2002).

Z nalogo zapolniti vrzeli v metodologiji je bil leta 1997 ustanovljen raziskovalni center PEER (angl. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*). Glavna novost metodologije PEER za oceno obnašanja stavb je bila, da je bilo mogoče z njo oceniti tudi izgube zaradi potresov v smislu ekonomskih izgub, števila žrtev in časa motenega poslovanja zaradi sanacije stavbe po potresu (angl. *dollars, deaths and downtime – 3Ds*). Metodologija temelji na verjetnostnih metodah in predpostavki o popolni verjetnosti dogodka, preko katere so povezani štirje tipe analize: analiza potresne nevarnosti na določeni lokaciji, numerična analiza obnašanja matematičnega modela konstrukcije, analiza poškodovanosti ter analiza izgub (slika 4.3, poglavja 4.4 - 4.8). V analizah uporabimo mere za intenziteto (angl. *intensity measure – IM*), parametre potresnih zahtev stavbe (angl. *engineering demand parameter – EDP*), mere za poškodovanost (angl. *damage measure – DM*) in mere za izgubo (angl. *decision variables – DV*). Pri vsakem koraku analize določimo porazdelitvene funkcije slučajnih spremenljivk, s katerimi matematično opišemo našteje mere in v katerih so zajete številne negotovosti. Natančnost metodologije zavisi predvsem od vhodnih podatkov ter zanesljivosti povezav med izgubami, poškodbami ter odzivom konstrukcije. Ob večanju količine eksperimentalnih podatkov in podatkovnih baz je mogoče metodologijo PEER izboljševati, na začetku razvoja pa je veliko podatkov temeljilo na subjektivnih mnenjih strokovnjakov, kar je bila ena od njenih pomanjkljivosti. Poleg tega je bil izračun mer za izgubo računsko izjemno zahteven, še posebno z upoštevanjem negotovosti, zato je v strokovni literaturi na voljo dokaj omejeno število študij, kjer so celotno metodologijo implementirali tudi na konkretnem primeru, večinoma na armiranobetonskih okvirih. Navajamo samo nekatere izmed njih, kjer lahko vedoželjen bralec najde več informacij: Porter in Kiremidjian (2001), Krawinkler et al. (2005), Aslani in Miranda (2005), Mitrani-Reiser in Beck (2007), Bradley (2009) ter Ramirez in Miranda (2009). Dober pregled nad izjemno obširno metodologijo PEER, ki predstavlja

temelj za nadaljnji razvoj metodologije za oceno potresnega tveganja in so jo razvijali praktično 10 let, si lahko bralec ustvari tudi na podlagi pregleda dela naslednjih avtorjev (poleg že prej omenjenih): Deierlein et al. (2003), Miranda in Aslani (2003), Fajfar in Krawinkler (urednika, 1997 in 2004), Dhakal in Mander (2006) ter Günay in Mosalam (2012).

Poleg metodologije za oceno potresnega tveganja konstrukcij, je raziskovalni center PEER razvil še odprtokodni program za analizo konstrukcij OpenSees (PEER, 2007), podatkovno bazo s preko 1500 zapisi gibanja tal med potresi (PEER, 2011a) ter podatkovno bazo, ki vsebuje preko 400 cikličnih testov na različnih betonskih stebrih (PEER, 2011b).



Slika 4.3: Sestavni deli metodologije PEER za oceno obnašanja konstrukcij (Aslani in Miranda, 2005).

Figure 4.3: Components of PEER performance assessment methodology (Aslani in Miranda, 2005).

Pred kratkim se je zaključil projekt ATC 58 (ATC, 2013), ki ga je skupaj z agencijo FEMA financiral Applied Technology Council (ATC). Cilj tega desetletnega projekta je bil razviti programsko opremo, ki bi omogočala aplikacijo metodologije PEER v praksi ter narediti raziskave, ki bi metodologijo dopolnile, predvsem na področju funkcij ranljivosti, s katerimi se povežeta poškodovanost in odziv stavb, ter na področju upoštevanja negotovosti v potresni obtežbi in kapaciteti konstrukcij. Rezultat tega projekta so: dokumenta FEMA P-58-1 (ATC, 2012a), FEMA P-58-2 (ATC, 2012b), programsko orodje za oceno potresnega tveganja PACT II (Naeim in Hagie, 2012) ter veliko pomožnih dokumentov, vključno z veliko bazo funkcij ranljivosti in funkcij izgub. Metodologija PEER je bila razširjena tako, da omogoča oceno potresnega tveganja zaradi delovanja potresov v določenem obdobju, zaradi potresa določene pričakovane intenzitete ali zaradi potresov določene magnitude in oddaljenosti od epicentra. V okviru metodologije je bila narejena jasna ločnica med konstrukcijskimi in nekonstrukcijskimi komponentami, saj slednje pogosto prispevajo k izgubam več kot prve, določene pa so bile tudi tipične količine posameznih komponent v odvisnosti od namembnosti stavbe (bolnišnice, pisarne, stanovanjski objekti, itd.).

Skladno z metodologijo PEER in na osnovi dokumentov FEMA P-58-1 (ATC, 2012a) in FEMA P-58-2 (ATC, 2012b), ki predstavljajo zadnjo generacijo smernic za oceno potresnega tveganja stavb, z malenkostnimi izboljšavami, so bile narejene tudi analize potresnega tveganja zidanih stavb v tej disertaciji.

4.3 Povzetek metodologije za oceno potresnega tveganja stavb

Metodologija PEER za oceno potresnega tveganja omogoča oceno pričakovanih izgub zaradi potresov na osnovi verjetnostne analize v odvisnosti od lokacije stavbe in lastnosti njenih konstrukcijskih in nekonstrukcijskih komponent. Izgube se lahko oceni preko pričakovanih smrtnih žrtev, ekonomskih izgub ali časa motenega poslovanja zaradi sanacije stavbe (angl. *deaths, dollars, downtime – 3Ds*), posamezne mere za oceno izgub pa so definirane v poglavju 4.1. Ocena potresnega tveganja je koristna za projektiranje novih konstrukcij oziroma za načrtovanje potresne utrditve obstoječih objektov ne glede na tip stavb in material, iz katerega so narejene.

Metodologija PEER za oceno potresnega tveganja, ki je bila kasneje nadgrajena v projektu ATC-58 (ATC, 2013) in je shematično prikazana na sliki 4.4, je sestavljena iz štirih zaporednih analiz, ki so povezane v enačbi 4.3: analize potresne nevarnosti, analize obnašanja konstrukcije, analize poškodovanosti ter analize izgub. Razvita je bila z namenom, da bi lahko pri oceni potresnega tveganja konstrukcij upoštevali različne negotovosti, zato temelji na konceptu izreka o popolni verjetnosti dogodka ter predpostavki o medsebojni neodvisnosti posameznih analiz.

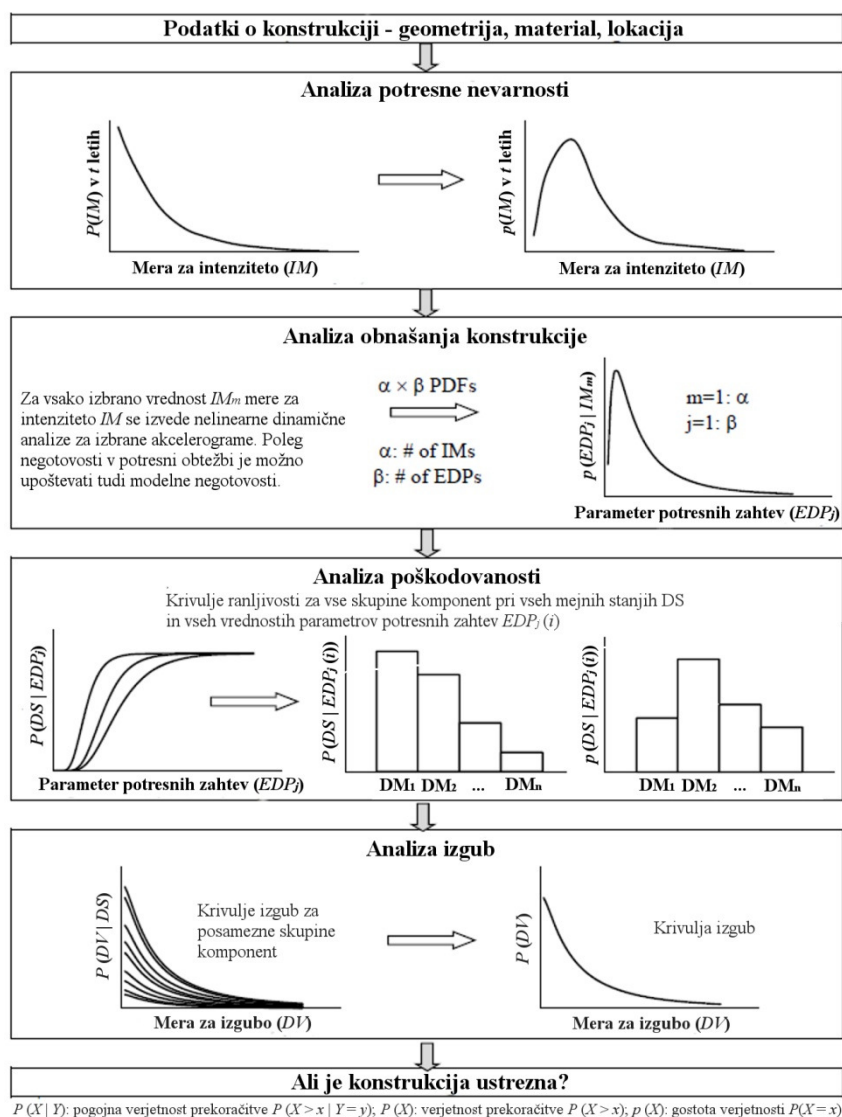
$$\lambda(DV > dv) = \iiint P(DV > dv | DS = ds) | dP(DS > ds | EDP = edp) | dP(EDP > edp | IM = im) | d\lambda(IM > im) \quad (4.3)$$

V enačbi 4.3 izrazi $P(X > x | Y = y)$ predstavljajo pogojno verjetnost, da bo slučajna spremenljivka X prekoračila določeno vrednost x ob pogoju, da slučajna spremenljivka Y zasede vrednost y . V vseh primerih gre za komplementarno kumulativno porazdelitveno funkcijo P , ki se običajno porazdeljuje lognormalno, z pa označujemo njen odvod.

Ocena tveganja se začne z definicijo mere za intenziteto IM (angl. *intensity measure*), s katero lahko probabilistično opišemo potresno nevarnost. Na voljo je veliko mer za intenziteto, od enostavnih: maksimalni pospešek tal PGA (angl. *peak-ground acceleration*), spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času $S_a(T)$, spektralni pomik S_d , maksimalna hitrost tal PGV (angl. *peak-ground velocity*), do kompleksnejših: Ariasova intenziteta (Arias, 1970), Housnerjeva intenziteta (Housner, 1952), itd. V odvisnosti od seizmičnosti lokacije objekta D je mogoče izraziti pogojno verjetnost, da bo mera za intenziteto IM prekoračila določeno vrednost intenzitete im . Pogojna verjetnost $P(IM > im | D)$ predstavlja krivuljo potresne nevarnosti, ki jo lahko določimo na podlagi potresnih kart (Lapajne et al., 2001a-d) ob določenih predpostavkah glede njene oblike, oziroma s pomočjo verjetnostne analize potresne nevarnosti (angl. *probabilistic seismic hazard analysis - PSHA*). Pogosto se namesto verjetnosti prekoračitve uporablja tudi srednja letna frekvenca prekoračitve (angl. *mean annual frequency of exceedance - MAF*) $\lambda_{IM}(im)$, ki predstavlja pričakovano število prekoračitev določene vrednosti intenzitete v obdobju enega leta.

Drugi korak metodologije predstavlja analiza obnašanja matematičnega modela stavbe pri različnih intenzitetah in izračun pričakovanih vrednosti parametrov potresnih zahtev EDP (angl. *engineering demand parameter EDP*). Parameter potresnih zahtev je lahko etažni zasuk IDR (angl. *interstorey drift*), maksimalni pospešek etaže PFA (angl. *peak floor acceleration*), zasuk elementa δ ali pa katerikoli druga količina s katero opišemo obnašanje konstrukcije npr. sila, deformacija, pospešek, rotacija v plastičnem členku, energija sipanja, itd. Pri analizi obnašanja stavbe in določitvi pogojne verjetnosti prekoračitve vrednosti parametra potresnih zahtev pri določeni vrednosti intenzitete $P(EDP > edp | IM)$, lahko zajamemo aleatorne in modelne negotovosti. Pri tem lahko uporabljamo katerikoli primeren računalniški program, pomembno pa je, da omogoča simulacijo obnašanja

konstrukcije tako pri majhnih potresnih obremenitvah kot tudi pri večjih intenzitetah, kjer je obnašanje tipično nelinearno in poškodovanost večja.



Slika 4.4: Shematični prikaz metodologije PEER za oceno potresnega tveganja (Porter, 2003).

Figure 4.4: The schematic presentation of PEER performance assessment methodology (Porter, 2003).

Pri določanju potresnega odziva je pomembno, da zajamemo tudi poškodovanost komponent, saj v tretjem koraku metodologije PEER sledi analiza poškodovanosti. Obstajajo različne mere za poškodovanost DM (angl. *damage measures*), od zveznih indeksov poškodovanosti (Cosenza in Manfredi, 2000) do diskretnih mejnih stanj poškodovanosti DS , pri čemer je potrebno za vsako mejno stanje ds definirati obseg poškodb. Za povezavo med merami za poškodovanost in parametri potresnih zahtev se uporabljajo krivulje ranljivosti (angl. *fragility curves*), ki vsebujejo informacije o verjetnosti, da bo pri neki vrednosti parametra potresnih zahtev edp , poškodovanost v določeni komponenti (npr. nosilec, steber, okno, itd.) preseгла poškodovanost pri mejnem stanju ds – $P(DS > ds | EDP = edp)$. Krivulje ranljivosti so izpeljane za posamezne komponente bodisi na podlagi eksperimentalnih podatkov, numeričnih analiz, mnenja strokovnjakov ali kombinacije vsega naštetega. Na tej stopnji je bilo v metodologiji PEER največ nedorečenosti, kar je do neke mere izboljšal projekt ATC 58 (ATC, 2013), vendar bo zaradi obsežnosti problema tudi v prihodnosti potrebnega veliko sistematičnega

raziskovalnega dela na področju povezovanja poškodovanosti in odziva konstrukcije, ki doslej, še posebno pri nekonstrukcijskih komponentah (okna, predelne stene, inštalacije, itd.), ni bilo najbolj raziskano.

Zadnji korak metodologije je določitev izbranega sodila oziroma mere za izgubo DV pogojene s poškodovanostjo DS . Mere za izgubo, ki se nanašajo na ekonomske izgube, so podrobneje opisane v poglavju 4.1, metodologija pa omogoča tudi določitev trajanja popravil, število žrtev ter verjetnost, da bo stavba v popotresnem pregledu zaradi velikih poškodb označena za porušitev (angl. *safety tagging*). Na ta način lahko ocenimo potresno tveganje oziroma dobimo verjetnostno oceno, da bodo izgube prekoračile določeno vrednost $\lambda(DV > dv)$. Na podlagi ocenjenega potresnega tveganja se lahko inženir oziroma investitor odloči o morebitni sanaciji ali protipotresni utrditvi obstoječega objekta ali pa ne stori ničesar. Podobno lahko postopa inženir pri načrtovanju novega objekta, ki ga lahko z iterativnim postopkom izboljšuje, dokler ne ustreza varnostnim zahtevam. V nadaljevanju podrobneje prikažemo vsak korak povzete metodologije PEER ter njeno implementacijo v primeru zidanih objektov. Opozoriti je potrebno, da so določeni podatki/slike v naslednjih poglavjih, ki so prikazani zaradi lažje predstave teoretičnega ozadja metodologije, hkrati tudi vhodni podatki implementacije metodologije na zidanih stavbah v poglavjih 5 in 6.

4.4 Analiza potresne nevarnosti

Potresna nevarnost je odvisna od seizmoloških značilnosti lokacije, kjer se stavba nahaja, in od lokalnih lastnosti tal. Pomemben je potek prelomov in drugih potencialnih virov nastanka potresa, pa tudi topografske značilnosti terena v okolici stavbe. Analiza potresne nevarnosti v potresnem inženirstvu obsega določitev krivulje potresne nevarnosti ter izbiro akceleroگرامov, oboje pa predstavljamo v naslednjih podpoglavjih.

4.4.1 Določitev potresne nevarnosti

Za določitev krivulje potresne nevarnosti, ki pove verjetnost oziroma srednjo letno frekvenco λ (angl. *mean annual frequency* – MAF), da bo mera za intenziteto potresa IM prekoračila določeno vrednost im , je na voljo več načinov (Brozovič, 2013). Najbolj kompleksen in obenem najzanesljivejši način temelji na verjetnostni analizi potresne nevarnosti (angl. *probabilistic seismic hazard analysis* - *PSHA*), ki jo je utemeljil Cornell (1968). Verjetnostno analizo potresne nevarnosti sestavlja pet korakov (Baker, 2008). Najprej je potrebno določiti vse možne izvore potresov, ki lahko povzročijo gibanje tal na izbrani lokaciji. Izvori potresov so lahko točkovni, linijski (prelomi) oziroma površinski, pri katerih ni jasnih potresnih prelomnic. Zatem je potrebno določiti gostoto verjetnosti oddaljenosti izvora potresa od izbrane lokacije $f_{Ri}(r)$, ki temelji na geometriji potencialnega izvora potresa in lokaciji izbrane stavbe. Tretji korak je določitev gostote verjetnosti magnitude M potresov za vsak potresni izvor $f_{Mi}(m)$. Obstaja več različnih modelov, ki so jih izpeljali na podlagi podatkov o preteklih potresih, npr. Gutenberg-Richterjev (1944), s katerimi povežemo frekvenco pojavitev potresa z določeno magnitudo m . Pri tem velja logično sklepanje, da se verjetnost, da bo potres imel magnitudo večjo od določene vrednosti m , hitro manjša z naraščanjem magnitude. Zelo pomemben je četrti korak, to je uporaba modela pojemanja intenzitete potresa (angl. *ground motion prediction model*) oziroma atenuacijskih pravil, ki so določena na podlagi statističnih obdelav podatkov baz preteklih potresov. Omogočajo povezavo med mero za intenziteto ter različnimi parametri, kot so npr. magnituda potresa M , oddaljenost lokacije od potencialnega izvora potresa R , in drugih parametrov θ (npr. lastnosti tal, tipa preloma, itd.). Obstaja cel kup modelov pojemanja intenzitete potresa, v splošnem pa lahko večino zapišemo v naslednji splošni obliki (Baker, 2008):

$$\ln IM = \mu_{\ln IM}(M, R, \theta) + \sigma_{\ln IM}(M, R, \theta) \cdot \varepsilon \quad (4.4)$$

kjer je $\ln IM$ naravni logaritem izbrane mere za intenziteto, ki jo privzamemo kot lognormalno porazdeljeno slučajno spremenljivko, $\mu_{\ln IM}(M, R, \theta)$ in $\sigma_{\ln IM}(M, R, \theta)$ pa sta pričakovana srednja vrednost in standardna deviacija logaritmov IM . ε predstavlja število logaritmskih standardnih deviacij za katero se mera za intenziteto im pri nekem nihajnem času razlikuje od predvidene srednje vrednosti mere za intenziteto ocenjene z modelom pojemanja intenzitete potresa. V zadnjem koraku verjetnostne analize potresne nevarnosti povežemo predhodne štiri korake skladno z izrekom o popolni verjetnosti v enačbi 4.5 (Baker, 2008):

$$\lambda_{IM}(IM > im) = \sum_{i=1}^{n_{izvor}} \lambda(M_i > m_{min}) \int_{m_{min}}^{m_{max}} \int_0^{r_{max}} P(IM > im | m, r) f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) dr dm \quad (4.5)$$

kjer je n_{izvor} upoštevano število možnih izvorov potresov, $\lambda(M_i > m_{min})$ je pričakovano število potresov zaradi izvora potresa i z magnitudo večjo od m_{min} , $P(IM > im | m, r)$ pa je pogojna verjetnost prekoračitve določene intenzitete ob določeni magnitudi in oddaljenosti izvora potresa od lokacije stavbe, ki je določena glede na izbrani model pojemanja intenzitete potresa. Ob upoštevanju vseh možnih potencialnih virov potresov, potencialnih magnitud potresov, ki lahko poškodujejo stavbe, med m_{min} in m_{max} ter vseh možnih oddaljenosti r izvora potresa od lokacije stavbe, lahko po enačbi 4.5 določimo pričakovano število potresov, ki bodo na lokaciji prekoračili določeno intenziteto im . Ob predpostavki, da je pričakovano število neodvisnih dogodkov λ konstantno na enoto časa in porazdeljeno po Poissonovi porazdelitvi (homogeni Poissonov proces), lahko izrazimo verjetnost, da se bo v določenem obdobju t zgodilo n dogodkov po enačbi 4.6.

$$P(n | t) = \frac{(\lambda t)^n e^{-(\lambda t)}}{n!} \quad (4.6)$$

Verjetnost, da bo se torej v časovnem obdobju t zgodil dogodek vsaj enkrat $P(n \geq 1)$ je posledično izražena po enačbi 4.7:

$$\begin{aligned} P(n \geq 1 | t) &= 1 - P(n = 0 | t) \\ &= 1 - e^{-\lambda t} \end{aligned} \quad (4.7)$$

Če pretvorimo vse skupaj v terminologijo potresne nevarnosti in zamenjamo parameter λ s pričakovano srednjo letno frekvenco λ_{IM} , lahko na podlagi enačb 4.6 in 4.7 izrazimo verjetnost, da se bo v obdobju t zgodil vsaj en potres, pri katerem bo mera za intenziteto IM večja od določene vrednosti im :

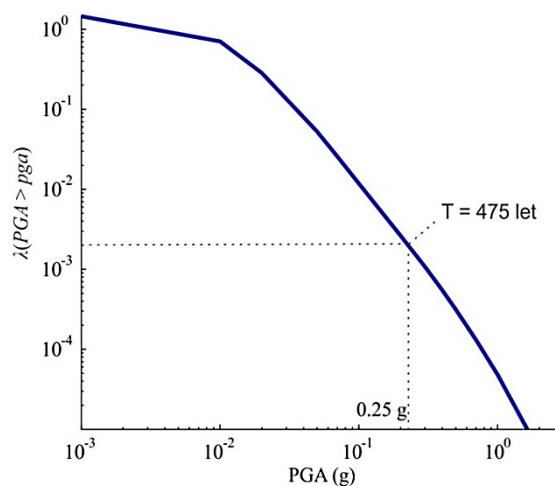
$$\begin{aligned} H_{IM}(im | t) &= P(IM \geq im | t) \\ &= 1 - e^{-\lambda_{IM}(im)t} \\ &\approx \lambda_{IM}(im)t, \text{ za majhne vrednosti } \lambda_{IM}(im)t \end{aligned} \quad (4.8)$$

pri čemer $H_{IM}(im|t)$ velikokrat imenujemo funkcija oziroma krivulja potresne nevarnosti. Izkaže se, da sta verjetnost prekoračitve določene mere za intenziteto in produkt $\lambda_{IM}(im)t$ praktično enaka pri majhnih vrednostih $\lambda_{IM}(im)t$, zato je mogoče na ta način enostavno pretvarjati rezultate iz srednjih letnih frekvenc prekoračitve $\lambda_{IM}(im)$ v verjetnost prekoračitve $H_{IM}(im)$ in obratno. Verjetnostna analiza

letnih frekvenc prekoračitve $\lambda_{IM}(im)$ v verjetnost prekoračitve $H_{IM}(im)$ in obratno. Verjetnostna analiza potresne nevarnosti je zelo kompleksna predvsem zaradi pomanjkljivih podatkov za njeno izvedbo, posledično pa so rezultati močno odvisni od številnih predpostavk. Cornell et al. (2002) so pri izpeljavi enačbe tveganja v zaključeni obliki predpostavili, da ima krivulja potresne nevarnosti $H_{IM}(im)$ naslednjo obliko:

$$H_{IM}(im) = k_0 \cdot im^{-k} \quad (4.9)$$

kjer sta k_0 in k parametra krivulje potresne nevarnosti, ki ju lahko preprosto določimo kar na podlagi kart potresne nevarnosti (Lapajne et al., 2001a-d). Takšen poenostavljen način določitve krivulje potresne nevarnosti so pri svojih raziskavah upoštevali tudi številni slovenski raziskovalci: Dolšek (2002), Zevnik (2007), Kramar (2008), Rejec (2011), Vidrih (2012), Celarec (2012) in Brozovič (2013). V doktorski disertaciji smo v okviru ocene potresnega tveganja zidanih stavb uporabili krivuljo potresne nevarnosti, ki sta jo za območje Ljubljane na podlagi verjetnostne analize potresnega tveganja določila Brozovič in Dolšek (2013b) v sodelovanju z dr. Bakerjem z uporabo računalniškega orodja EZ-FRISK (2012). Uporabljena krivulja potresne nevarnosti je prikazana na sliki 4.5, pri čemer je bila izbrana mera za intenziteto maksimalni pospešek tal PGA . Maksimalni pospešek tal PGA je bil izbran, ker ga je mogoče enostavno povezati z določenimi parametri potresnih zahtev in kasneje tudi z uporabljenimi funkcijami ranljivosti (glej poglavji 4.6 in 4.7). Poleg tega ima večina zidanih konstrukcij takšen nihajni čas, da se njihovi spektralni pospeški določijo glede na plato v spektru, kar pomeni, da z uporabo maksimalnega pospeška tal dobimo sorazmerno primerljive rezultate kot pri uporabi spektralnih pospeškov. To velja tudi za raztrose rezultatov analize obnašanja konstrukcije, čeprav se pri drugih tipih konstrukcij velikokrat izkaže, da so raztrosi v rezultatih manjši pri uporabi spektralnih pospeškov.



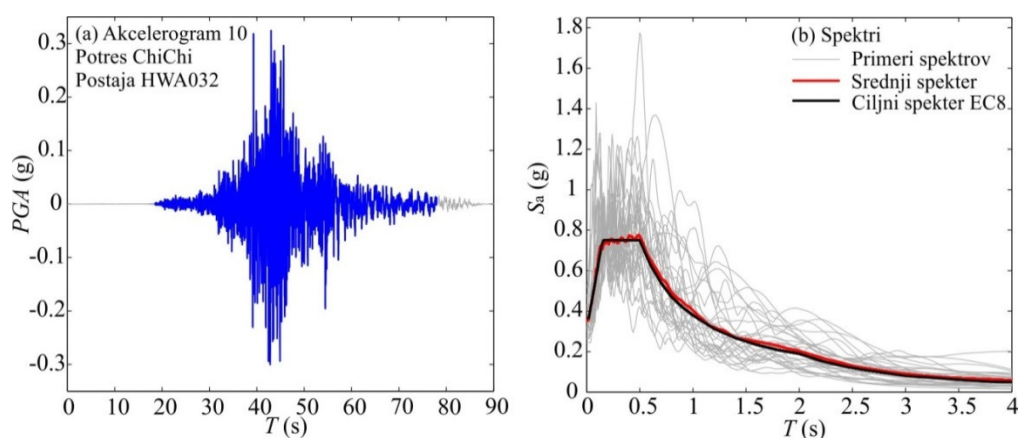
Slika 4.5: Krivulja potresne nevarnosti za območje Ljubljane (Brozovič in Dolšek, 2013b).

Figure 4.5: Seismic hazard curve for Ljubljana region (Brozovič and Dolšek, 2013b).

Iz slike 4.5 je razvidno, da je srednja letna frekvenca prekoračitev majhnih vrednosti intenzitete velika, potresi, kjer so presežene višje vrednosti intenzitet pa se v Ljubljani pojavijo precej redkeje. Povratno dobo potresa, ki bi prekoračil izbrano vrednost intenzitete, predstavlja obratna vrednost srednje letne frekvence. Na sliki je označen pospešek tal za povratno dobo potresa $T = 475$ let, ki ustreza verjetnosti 90 %, da njegova vrednost ne bo prekoračena v 50 letih, kar predstavlja predvideno življenjsko dobo navadnih objektov. Skladno z Evrokodom 8 (SIST EN 1998, 2005) nove objekte projektiramo tako, da

4.4.2 Izbira potresne obtežbe

Pri analizi obnašanja konstrukcije ima ključno vlogo predpostavljena potresna obtežba. Žal še vedno ne znamo zanesljivo napovedati niti trenutka, ko bo do potresa prišlo, kaj šele, da bi lahko napovedali njegovo frekvenčno sestavo, spektralne lastnosti in v končni fazi časovni zapis pospeškov. Trenutno je največ kar lahko storimo, da model konstrukcije obremenimo s potresno obtežbo, ki je na določenem območju realna in možna. To praktično pomeni, da konstrukcijo obremenimo s potresom, ki se je na nekem področju že zgodil ob predpostavki, da takšen potres predstavlja tipične potrese na tem območju. V Sloveniji doslej ni bilo veliko močnih potresov, zato nimamo dobro razvite baze preteklih potresov, ki bi jih lahko upoštevali pri analizi. Posledično si zato pomagamo s podatkovnimi bazami registriranih potresov iz drugih držav ali pa z generiranimi akcelerogrami. V tej doktorski disertaciji smo izbrali akcelerograme iz ameriške baze PEER Ground Motion Database (PEER, 2011a) skladno s postopkom, ki so ga predlagali Jayaram et al. (2011). V njem se akcelerograme izbere glede na predpisane srednje vrednosti in varianco ciljnega spektra odziva. Najprej z metodo Monte Carlo generiramo simulirane spektre, ki imajo predpisano srednjo vrednost in varianco. Nato v bazi podatkov poiščemo dejanske akcelerograme s čim bolj podobnim spektrom odziva, kasneje pa uporabimo še optimizacijski postopek (angl. *greedy optimization*), s katerim poskušamo že izbrane akcelerograme nadomestiti z akcelerogrami iz baze podatkov, ki bi povzročili še boljše ujemanje povprečnega spektra in variance s ciljnim spektrom in predpisano varianco. Pri izbiri akcelerogramov smo kot ciljni spekter uporabili kar Evrokodov elastični spekter. Predpostavili smo, da se stavba nahaja na tleh tipa B, zato smo iz baze podatkov izbirali le zapise pospeškov tal pri postajah, kjer je bila izmerjena hitrost strižnega valovanja $v_{s,30}$ med 360 in 800 m/s. Izbiro primernih akcelerogramov smo dodatno omejili tudi z razponom magnitud med 5.5 in 7.5, ki so možne na področju Slovenije ter z oddaljenostjo potresa od lokacije, pri čemer smo izbirali samo akcelerograme iz postaj, ki so bile od izvora potresa oddaljene med 5 in 50 km. Z zgornjo mejo smo omejili tudi faktor skaliranja $f_s \leq 3$, s katerim so lahko pomnoženi akcelerogrami, da ustrezajo ciljnemu spektru, saj preveliki faktorji skaliranja (pre)močno popačijo akcelerogram. Izbrane akcelerograme smo tudi skrajšali, s čimer smo za 40 % zmanjšali računski čas potreben za oceno potresnega tveganja. Na začetku zapisa pospeškov tal smo odrezali zanemarljivo majhne vrednosti pospeškov ($pga \leq 0.002$ g), na koncu zapisa pa smo odrezali del, na katerem pospeški ne presežejo več 5 % maksimalnega pospeška tal (slika 4.6a). Izbrani akcelerogrami, s katerimi zajamemo aleatorne negotovosti v potresni obtežbi, so predstavljeni v preglednici 4.2, njihovi spektri skupaj s ciljnim in srednjim spektrom pa so prikazani na sliki 4.6b.



Slika 4.6: (a) Primer izbranega skrajšanega akcelerograma ter (b) elastični spektri izbranih 30 akcelerogramov skupaj s ciljnim spektrom iz Evrokoda 8 za tip tal B.

Figure 4.6: (a) Example of shortened selected ground motion and (b) elastic spectra of the 30 selected ground motions and target spectrum from Eurocode 8 for soil type B.

Preglednica 4.2: Skupina 30 akceleroogramov izbrana glede na ciljni spekter iz Evrokoda 8 za tip tal B in maksimalni pospešek tal $pga = 0.25$ g.

Table 4.2: Selection of 30 ground motions according to the target spectrum from Eurocode 8 for soil type B and peak ground acceleration $pga = 0.25$ g.

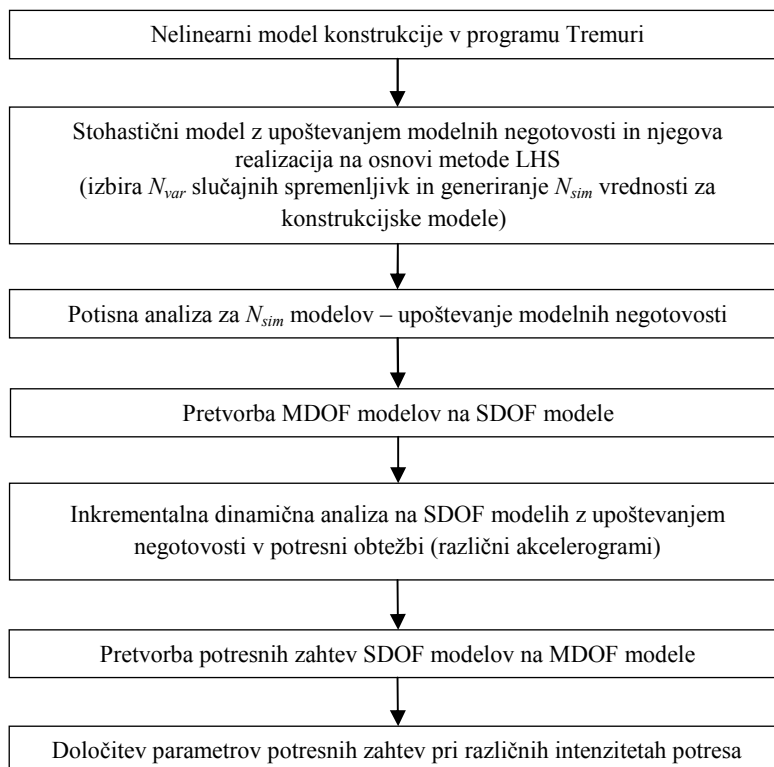
Št.	Št. v bazi NGA	Ime/lokacija potresa	Leto	Postaja	M	R (km)	$v_{s,30}$ (m/s)	PGA (g)	f_s	t (s)
1	585	Baja, ZDA	1987	Cerro Prieto	5.5	7	660	0.53	1.69	12
2	1161	Kocaeli, Turčija	1999	Gebze	7.5	11	792	0.29	0.48	27
3	1042	Northridge, ZDA	1994	Coldwater Canyon	6.7	13	446	0.32	0.85	22
4	1083	Northridge, ZDA	1994	MT Gleason	6.7	13	446	0.30	0.52	30
5	1485	ChiChi, Tajvan	1999	TCU045	7.6	26	705	0.48	1.07	41
6	1546	ChiChi, Tajvan	1999	TCU122	7.6	9	476	0.35	0.75	62
7	1487	ChiChi, Tajvan	1999	TCU047	7.6	35	520	0.32	1.29	48
8	2734	ChiChi, Tajvan	1999	CHY074	6.2	6	553	0.31	1.13	47
9	3281	ChiChi, Tajvan	1999	CHY046	6.3	49	442	0.35	0.38	42
10	1281	ChiChi, Tajvan	1999	HWA032	7.5	47	474	0.32	0.35	59
11	289	Irpinia, Italija	1980	Calitri	6.9	18	600	0.32	0.42	35
12	1111	Kobe, Japonska	1995	Nishi-Akashi	6.9	7	609	0.35	1.42	26
13	126	Gazli, Sovjetska zveza	1976	Karakyr	6.8	6	660	0.41	1.76	15
14	986	Northridge, ZDA	1994	Brentwood	6.7	23	417	0.33	0.56	41
15	1013	Northridge, ZDA	1994	La Dam	6.7	6	629	0.47	1.08	23
16	948	Northridge, ZDA	1994	Arcadia Campus	6.7	41	368	0.28	0.40	35
17	265	Victoria, Mehika	1980	Cerro Prieto	6.3	14	660	0.52	1.20	22
18	1083	Northridge, ZDA	1994	Sunland	6.7	13	446	0.26	0.48	30
19	568	San Salvador, Salvador	1986	Geotech center	5.8	6	545	0.42	1.12	9
20	1633	Manjil, Iran	1990	Manjil	7.4	13	724	0.25	2.01	46
21	796	Loma Prieta, ZDA	1989	Presidio	6.9	48	595	0.43	0.46	27
22	739	Loma Prieta, ZDA	1989	Anderson Dam	6.9	20	488	0.34	0.72	35
23	3269	ChiChi, Tajvan	1999	CHY029	6.3	41	545	0.40	0.60	28
24	78	San Fernando, ZDA	1971	Palmdale fire station	6.6	29	452	0.35	0.35	30
25	139	Tabas, Iran	1978	Dayhook	7.4	14	659	0.43	0.95	24
26	3472	ChiChi, Tajvan	1999	TCU076	6.3	26	615	0.31	0.40	33
27	989	Northridge, ZDA	1994	Chalon	6.7	20	740	0.36	0.63	27
28	1508	ChiChi, Tajvan	1999	TCU072	7.5	7	468	0.27	1.51	53
29	1787	Hector, ZDA	1999	Hector mine	7.1	12	685	0.42	0.81	32
30	802	Loma Priera, ZDA	1989	Saratoga Aloha	6.9	9	371	0.35	1.47	24

4.5 Analiza obnašanja konstrukcije

Glavni cilj analize obnašanja konstrukcije je določitev parametrov potresnih zahtev v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe. Zaradi slučajnosti v potresni obtežbi ter negotovosti v lastnostih stavbe in v matematičnih modelih je potrebno odziv stavbe obravnavati probablistično s slučajnimi spremenljivkami na osnovi pričakovanih vrednosti in standardnih deviacij parametrov potresnih zahtev. Kot parameter potresnih zahtev lahko uporabimo katerokoli količino s katero kvantificiramo odziv stavbe pri potresni obtežbi: notranje sile, deformacije, pomike, zasuke, pospeške, indekse poškodovanosti, itd. Smiselno je uporabiti takšne fizikalne količine, ki jih je mogoče najlažje povezati s poškodovanostjo, zato se najpogosteje uporabljajo: maksimalni etažni zasuk θ , zasuk posameznih elementov δ ter maksimalni etažni pospešek PFA .

Prvi korak pri analizi obnašanja konstrukcije je priprava matematičnega modela. Pomembno je, da se v okviru metodologije PEER v model vključi tudi nekonstruktivne elemente, za katere je potrebno ravno tako določiti odziv med potresom. V fazi modeliranja je potrebno privzeti določene predpostavke o materialnih karakteristikah, geometriji konstrukcijskih elementov, robnih pogojih in o vrsti, smeri ter jakosti obtežbe, ki deluje na konstrukcijo. Inženir mora torej modelirati: (1) obnašanje materiala preko odnosov med napetostjo in deformacijo ter izrazov za izračun nosilnosti in deformacijske kapacitete elementov; (2) geometrijske lastnosti elementov vključno z vezmi preko katerih so elementi povezani v celoto; (3) vpetost konstrukcije v temelje vključno z interakcijo med zemljino in konstrukcijo; dodatno pa še (4) obtežbo, kjer je potrebno ločiti med stalno in koristno obtežbo ter obtežbo iz okolja. V odvisnosti od predpostavk glede materialnih in geometrijskih karakteristik ločimo linearno in nelinearno analizo, glede na predpostavke o obtežbi pa dodatno ločimo še statično ter dinamično analizo. Linearna odvisnost med količinami oziroma linearne analize so uporabne predvsem za kontrolo mejnih stanj uporabnosti, kjer v odzivu konstrukcije nelinearno obnašanje še ne pride do izraza. V primeru, da analiziramo poškodovanost stavbe pri močni obtežbi oziroma mejna stanja blizu porušitve, pa je potrebno v analizah nujno upoštevati tudi nelinearno obnašanje konstrukcije, saj so lahko v nasprotnem primeru rezultati analiz precej vprašljivi. Inženir se lahko odloči tudi, da bo obtežbo upošteval kot statično oziroma dinamično, tako da ima na voljo več možnosti analize obnašanja konstrukcije: linearno statično analizo (analiza z vodoravno ekvivalentno statično obtežbo), linearno dinamično analizo, modalno analizo s spektrom odziva, nelinearno statično analizo (potisna (angl. *pushover*) analiza) ter nelinearno dinamično analizo (nelinearna analiza časovnega odziva). Zgoraj naštetih analize si sledijo od najenostavnejše linearne statične analize do najzahtevnejše nelinearne dinamične analize, ki hkrati s teoretičnega stališča, omogoča tudi najbolj »točen« izračun odziva konstrukcije, seveda v okviru privzetih predpostavk.

V okviru doktorske disertacije smo za določitev potresnih zahtev in kapacitet uporabljali poenostavljeno nelinearno metodo na osnovi potisne analize. Vhodne modelne parametre, ki so bili najbolj negotovi, smo definirali kot slučajne spremenljivke, katerih vrednosti smo generirali z metodo stratificiranega vzorčenja z latinsko hiperkocko (angl. *Latin Hypercube Sampling technique - LHS*). S tem smo sestavili skupino N_{sim} nelinearnih konstrukcijskih modelov, ki predstavljajo realizacijo stohastičnega modela konstrukcije. Na njih smo izvedli nelinearne statične oziroma potisne analize, s katerimi smo povezali poškodovanost konstrukcije in odziv komponent konstrukcije pri določeni vrednosti parametra potresnega odziva. Na ta način odziva konstrukcije nismo izračunali samo za deterministični model, temveč za skupino konstrukcijskih modelov z različnimi karakteristikami, s čimer smo v analizi zajeli tudi izbrane epistemčne negotovosti, ki so podrobneje opisane v poglavju 2.8. Poleg epistemčnih negotovosti smo kasneje v analizi obnašanja zajeli tudi negotovosti v potresni obtežbi z več izbranimi akceleroگرامi. Potisno analizo smo izvedli na modelih z več prostostnimi stopnjami (MDOF modeli, angl. *multiple-degree-of-freedom*), nato smo krivulje potisne analize idealizirali s tri-linearno idealizacijo in pretvorili na ekvivalentne modele z eno prostostno stopnjo (SDOF modeli, angl. *single-degree-of-freedom*). Zaradi velikega števila analiz smo namreč uporabili poenostavljeno inkrementalno dinamično analizo na modelu konstrukcije z eno prostostno stopnjo. Na koncu smo potresne zahteve na SDOF modelu spet pretvorili na MDOF model in določili odnos med mero za intenziteto im ter različnimi parametri potresnih zahtev $edp - P(EDP > edp|IM = im)$. Shematično so vsi koraki, ki so potrebni za analizo obnašanja konstrukcije, prikazani na sliki 4.7, podrobneje pa jih opisujemo v naslednjih podpoglavjih. Na zelo podoben način je pri določanju parametrov potresnih zahtev postopal Dolšek (2012), uporabil pa jih je za oceno verjetnosti prekoračitve različnih mejnih stanj armiranobetonskih okvirnih konstrukcij z upoštevanjem epistemčnih in aleatornih negotovosti.



Slika 4.7: Glavni koraki poenostavljene nelinearne analize obnašanja konstrukcije za določitev parametrov potresnih zahtev z upoštevanjem negotovosti.

Figure 4.7: The main steps of simplified nonlinear structural analysis for determination of engineering demand parameters with consideration of uncertainties.

4.5.1 Matematično modeliranje zidanih konstrukcij s programom Tremuri

Zidovje je kompoziten in anizotropen material, ki je sestavljen iz zidakov in malte. V numeričnih analizah imamo precej možnosti za obravnavo materialnih karakteristik zidu ter tudi za modeliranje zidanih objektov (Mistler et al., 2006; Lourenco, 1996; Tzamtis in Asteris, 2003). Zidovje je mogoče obravnavati tako, da posebej določimo karakteristike zidakov, malte in stikov med njimi preko konstitutivnih zvez, kar lahko modeliramo s pomočjo končnih elementov in tako tvorimo tako imenovane mikromodele. Na drugi strani je mogoče materialne zveze poenostaviti tako, da sestavne dele zidu obravnavamo kot celoto in zid homogeniziramo. V tem primeru lahko spet uporabimo končne elemente ali pa kar makroelemente s predpisanimi možnimi porušnimi mehanizmi ter tako tvorimo makromodele. Z njimi obravnavamo posamezen zid z enim elementom, takšni modeli pa so namenjeni predvsem za račun globalnega odziva konstrukcije. Med makromodeli znova obstaja več različic modeliranja zidanih konstrukcij. V Sloveniji je bila razvita metoda POR (Tomažević, 1978), v kateri je strižna nosilnost etaže določena kot seštevek nosilnosti posameznih zidov. Omenjena metoda omogoča nelinearno statično analizo kritične etaže konstrukcije in kontrolo nosilnosti vertikalnih elementov ob predpostavki, da se stropna konstrukcija obnaša kot toga diafragma. Pri tem se upošteva zgolj prispevek vertikalnih elementov k togosti in nosilnosti stavbe, kar onemogoča obravnavanje stavbe kot celote. Nasploh je bilo v preteklosti narejenih malo nelinearnih analiz odziva zidanih stavb kot celote, saj so takšne analize izjemno zahtevne zaradi močno nelinearnega obnašanja zidu ter nezanesljivih vhodnih podatkov. V Italiji sta bila zato razvita programa 3Muri in Tremuri, ki omogočata nelinearno analizo celotne zidane stavbe. V nadaljevanju najprej prikažemo kako so v programu Tremuri modelirani posamezni zidovi, kasneje pa še, kako so med seboj povezani v celoto, kar omogoča modeliranje celotne zidane konstrukcije.

Makroelement za modeliranje zidov

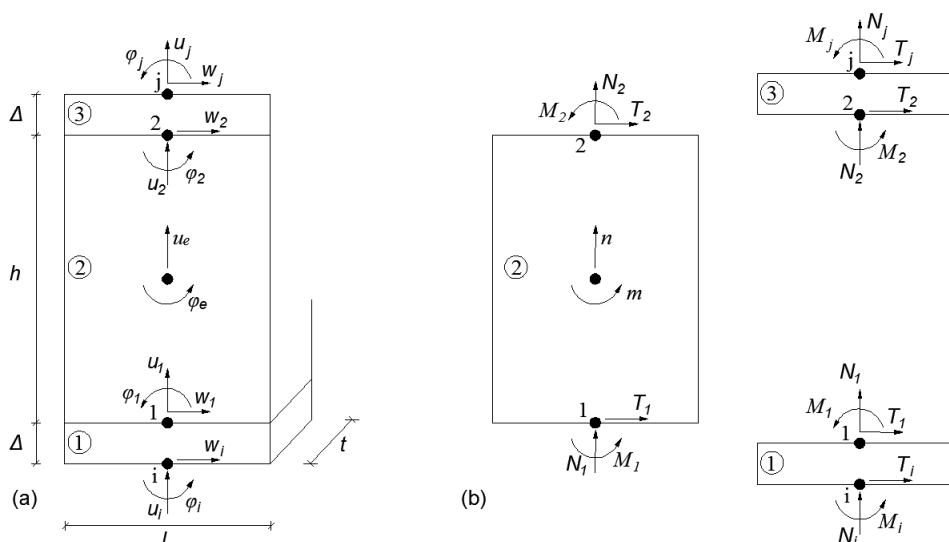
Glavne zahteve, ki jim mora zadostiti makroelement, da je ustrezen za matematično modeliranje zidov so, da ustrezno zajame elastično obnašanje zidu, da je mogoče z njim zajeti značilne porušne mehanizme zidov ter da omogoča simuliranje cikličnega obnašanja zidanih preizkušancev, ki so podvrženi horizontalni obtežbi. Makroelement, s katerim v programu Tremuri modeliramo zidove ustreza vsem zgornjim kriterijem, prvotno sta ga razvila Gambarotta in Lagomarsino (1997a,b), kasneje pa ga je dodelal Penna (2002). V doktorski disertaciji predstavljamo samo povzetek predpostavk in glavnih enačb, s katerimi opišemo obnašanje makroelementa, detajle pa lahko bralec najde v naslednjih virih: Dolšek et al. (2010), Lagomarsino et al. (2009), Lagomarsino et al. (2013) in Penna et al. (2014).

Makroelement je sestavljen iz treh delov, ki so prikazani na sliki 4.8. V robnih delih ① in ③, katerih višina Δ je infinitezimalno majhna, so koncentrirane deformacije zaradi osnih sil in upogibnih momentov, strig pa na deformacije robnih delov makroelementa nima vpliva. V centralnem delu ② z višino h so koncentrirani vplivi strižnih prečnih sil, osna sila in moment pa na deformacije in notranje sile tega dela nimata vpliva. Med seboj so pomiki in zasuki v vseh treh delih povezani z naslednjimi zvezami:

$$w_1 = w_i \text{ ter } w_2 = w_j, \text{ saj imata robna dela neskončno strižno togost} \quad (4.10)$$

$$u_1 = u_2 = u_e \text{ ter } \varphi_1 = \varphi_2 = \varphi_e, \text{ saj je centralni del neskončno upogibno in osno tog} \quad (4.11)$$

kar pomeni, da lahko model celotnega makroelementa kinematično opišemo samo z osmimi prostostnimi stopnjami: tremi prostostnimi stopnjami v vsakem izmed vozlišč i in j (u_i, w_i, φ_i in u_j, w_j, φ_j) ter dvema prostostnima stopnjama v osrednjem delu makroelementa (osni pomik u_e in zasuk φ_e).



Slika 4.8: (a) Kinematični model makroelementa in (b) pripadajoče notranje sile (Lagomarsino et al., 2009).

Figure 4.8: (a) The kinematic model of macroelement and (b) corresponding internal forces (Lagomarsino et al., 2009).

Zaradi izjemno majhne natezne trdnosti zidu je potrebno modelirati tudi prevrnitev elementa, kar je storjeno s stikom med centralnim in robnim delom, ki je sestavljen iz niza osnih elastičnih vzmeti, ki

ne nosijo v nategu. Tako lahko v vsakem trenutku določimo kolikšen del prereza je v tlaku in iz tega izračunamo strižno nosilnost makroelementa.

V vozliščih robnih delov makroelementa najprej obravnavamo osno in upogibno obnašanje. Konstitutivni zvezi med kinematičnima spremenljivkama u in φ ter pripadajočima statičnima količinama N in M sta med seboj nepovezani, dokler je celoten prerez v tlaku oziroma osna sila N deluje znotraj jedra prereza ($e = M/N \leq l/6$). Ko osna sila pade izven jedra prereza, se v prerezu pojavi razpoka, ki zmanjša dolžino tlačne cone in obenem povzroči medsebojno odvisnost omenjenih kinematičnih spremenljivk. V splošnem je mogoče izpeljati izraza za osno silo N_i in moment M_i v vozlišču i , ki sta sestavljena iz elastičnega dela in neelastične korekcije zaradi razpokanosti prereza:

$$N_i = ktl(u_e - u_i) + N_i^* \quad (4.12)$$

$$M_i = \frac{1}{12} ktl^3 (\varphi_i - \varphi_e) + M_i^* \quad (4.13)$$

kjer sta l in t dolžina in debelina makroelementa, pomiki in zasuki so prikazani na sliki 4.8, $k = 2E/h$ pa predstavlja osno togost vzmeti, v kateri je E elastični modul zidovja in h višina makroelementa. Nelinearna prispevka osne sile N_i^* in momenta M_i^* lahko določimo po naslednjih izrazih:

$$N_i^* = \frac{-ktl}{8|\varphi_i - \varphi_e|} \left[|\varphi_i - \varphi_e| l + 2(u_e - u_i) \right]^2 H\left(\left| e_i \right| - \frac{1}{6} l \right) \quad (4.14)$$

$$M_i^* = \frac{ktl}{24(\varphi_i - \varphi_e)|\varphi_i - \varphi_e|} \left[|\varphi_i - \varphi_e| l - (u_e - u_i) \right] \left[|\varphi_i - \varphi_e| l + 2(u_e - u_i) \right]^2 H\left(\left| e_i \right| - \frac{1}{6} l \right) \quad (4.15)$$

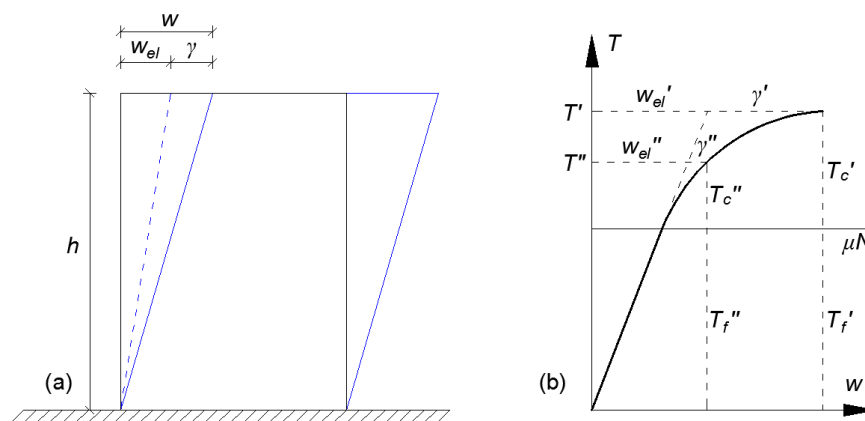
kjer je $H(\bullet)$ Heavisidova funkcija, s katero poskrbimo, da se nelinearni korekciji osne sile in momenta vklopita, ko se v prerezu pojavi razpokanost. Analogno lahko izpeljemo tudi izraza za osno silo in moment v vozlišču j . Poleg tega, da makroelement omogoča upoštevanje razpokanosti prereza zidanega elementa, je mogoče simulirati tudi krušenje zidakov v vogalih, ki se v zidovih pogosto pojavi predvsem pri upogibnem obnašanju. To se stori z dodatno korekcijo osne sile, katera temelji na upadanju togosti vzmeti med robnim in centralnim delom ter upoštevanju omejene tlačne trdnosti v vogalih elementa. Izpeljave takšnih izrazov in manj pomembne enačbe teoretičnega ozadja programa Tremuri presegajo okvir doktorske disertacije, zato jih ne navajamo, bralec pa si lahko več o tej tematiki prebere v zgoraj navedenih virih.

V nadaljevanju prikažemo še glavne enačbe za upoštevanje striga v centralnem delu makroelementa. Prečni pomik w centralnega dela je sestavljen iz elastičnega dela w_{el} in plastičnega dela - strižnega zdrsa γ , kot je razvidno iz slike 4.9a. Potek prečne sile v makroelementu, ki jo določata prispevka trenja T_f in kohezije T_c , prikazujemo na sliki 4.9b.

V elastičnem območju prečna sila narašča sorazmerno z relativnim pomikom centralnega dela w po naslednji enačbi:

$$T = \frac{Gtl}{h} w = \frac{Gtl}{h} (w_i - w_j + \varphi_e h) \quad (4.16)$$

kjer je G strižni modul zidovja. Ko enkrat prečna sila doseže maksimum trenjskega dela ($T_f \leq \mu N$), potem se začne drsenje, ki ga zajamemo z notranjo spremenljivko γ . Potrebno je definirati tudi parameter α , s katerim spremljamo poškodovanost. Parameter α ima vrednost 0, dokler element ni poškodovan, potem pa njegova vrednost in hkrati poškodovanost makroelementa naraščata do 1, ko je dosežena tudi maksimalna nosilnost. Vrednost parametra α lahko narašča tudi, ko element že doseže maksimalno odpornost, vendar od tedaj dalje nosilnost elementa zaradi poškodovanosti upada (angl. *softening*).



Slika 4.9: (a) Elastični in neelastični del pomika centralnega dela makroelementa ter (b) trenjski in kohezijski sil prečne sile v makroelementu.

Figure 4.9: (a) Elastic and plastic displacement in the central part of macroelement and (b) contribution of friction and cohesion to the shear force in macroelement.

Kohezijski del prečne sile T_c in strižni zdrs γ sta povezana v naslednjem izrazu (Gambarotta in Lagomarsino, 1997b):

$$T_c = T - T_f = \frac{lt}{ch\alpha} \gamma \quad (4.17)$$

kjer je c nelinearni strižni deformacijski parameter (glej tudi poglavje 2.7.4 in sliko 2.3). Notranji spremenljivki poškodovanosti in strižnega zdrsa v vsakem koraku določimo na podlagi dveh kriterijev: trenjskega in energijskega. Prvi kriterij trenja določa maksimum trenjskega dela strižne sile.

$$\Phi_s = |T - T_c| - T_f = \left| \frac{Glt}{h} (w - \gamma) - \frac{\gamma lt}{ch\alpha} \right| - \mu N \leq 0 \quad (4.18)$$

V primeru, da trenjski del strižne sile preseže maksimalno dovoljeno vrednost, potem sta na voljo dve možnosti:

- povečanje notranje spremenljivke γ (strižni zdrs), pri čemer parameter poškodovanosti α ostane nespremenjen ali
- povečanje notranje spremenljivke γ (strižni zdrs) in tudi parametra poškodovanosti α .

Energijski kriterij določa, katera od dveh možnosti se bo v danem koraku analize izvršila. Energija, ki se disipira zaradi neelastične deformacije materiala je enaka:

$$E_d = \frac{1}{2} \frac{lt}{ch\alpha^2} \gamma^2 \quad (4.19)$$

maksimalna energija, ki se lahko disipira pri določeni stopnji poškodovanosti, pa je izražena s funkcijo $R(\alpha)$:

$$R(\alpha) = \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{ch}{lt} T_{c,\max}^2 \alpha = \frac{1}{2} f_{v0}^2 chlt \alpha & \dots \alpha \leq 1 \\ \frac{1}{2} f_{v0}^2 chlt \alpha^{-\beta} & \dots \alpha > 1 \end{cases} \quad (4.20)$$

v kateri je f_{v0} začetna strižna trdnost zidovja, $f_{v0}lt$ je maksimalna vrednost kohezijskega dela strižne sile T_c brez upoštevanja osne sile, β pa je parameter, s katerim je določeno upadanje nosilnosti (glej poglavje 2.7.4 in sliko 2.3) in se giblje v mejah $0 < \beta < 2$. Ko je poškodovanost enaka 0, v makroelementu ne pride do disipacije energije, dokler nosilnost elementa narašča, narašča tudi disipirana energija, po doseženi nosilnosti pa se sipa vse manj energije.

Na podlagi zgornjih funkcij definiramo še energijski kriterij.

$$\Phi_d = E_D - R(\alpha) = \frac{1}{2} \frac{lt}{ch\alpha^2} \gamma^2 - R(\alpha) \leq 0 \quad (4.21)$$

V vsakem novem obtežnem koraku moramo zadostiti energijskemu in trenjskemu kriteriju. V primeru, da kateri od kriterijev ni izpolnjen to namiguje na neravnotežje parametrov, ki ga dosežemo z njihovo spremembo. Tako iterativno poiščemo novo stopnjo poškodovanosti α in strižni zdrs γ , ki zadostita obema kriterijema, zaradi česar lahko tudi strižno silo v makroelementu izrazimo z elastičnim delom in korekcijo zaradi poškodovanosti ter strižnega zdrsa.

$$T_i = T_j = T = T_{el} - T^* = \frac{Glt}{h} (u_i - u_j + \varphi_e h) - \frac{Glt}{h} \gamma \quad (4.22)$$

Makroelement ima poleg vozliščnih notranjih sil tudi dve notranji sili v centralnem delu makroelementa - N_e ter M_e , ki sledita iz ravnotežja:

$$N_e = N_j - N_i \quad (4.23)$$

$$M_e = M_j - M_i + T_i h \quad (4.24)$$

s čimer lahko sestavimo celotno togostno matriko za makroelement, ki je prikazana v enačbi 4.25.

Pri makroelementu v programu Tremuri je potrebno omeniti še eno lastnost, to je zasuk elementa δ , pri katerem izgubi celotno nosilnost in se začne obnašati kot palica, ki prenaša samo še vertikalno obremenitev, horizontalna obtežba pa se prerazporedi na preostale makroelemente, ki so še ohranili nosilnost. Tremuri določi zasuk elementa v odvisnosti od načina prevladujočega obnašanja, mogoče pa je nastaviti tudi mejna zasuka, pri katerih element odpove, ločeno za strižno δ_s in upogibno obnašanje δ_f (enačbi 4.26 in 4.27).

$$\begin{Bmatrix} N_i \\ T_i \\ M_i \\ N_j \\ T_j \\ M_j \\ N_e \\ M_e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} klt & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -klt & 0 \\ 0 & \frac{Glt}{h} & 0 & 0 & \frac{Glt}{h} & 0 & 0 & Glt \\ 0 & 0 & \frac{1}{12}klt^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{12}klt^3 \\ 0 & 0 & 0 & klt & 0 & 0 & -klt & 0 \\ 0 & -\frac{Glt}{h} & 0 & 0 & \frac{Glt}{h} & 0 & 0 & Glt \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{12}klt^3 & 0 & -\frac{1}{12}klt^3 \\ -klt & 0 & 0 & -klt & 0 & 0 & 2klt & 0 \\ 0 & -Glt & -\frac{1}{12}klt^3 & 0 & Glt & -\frac{1}{12}klt^3 & 0 & Glt + \frac{1}{6}klt^3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \varphi_i \\ u_j \\ w_j \\ \varphi_j \\ u_e \\ \varphi_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N_i^* + N_i^{**} \\ T_i^* \\ M_i^* + M_i^{**} \\ N_j^* + N_j^{**} \\ T_j^* \\ M_j^* + M_j^{**} \\ N_e^* \\ M_e^* \end{Bmatrix} \quad (4.25)$$

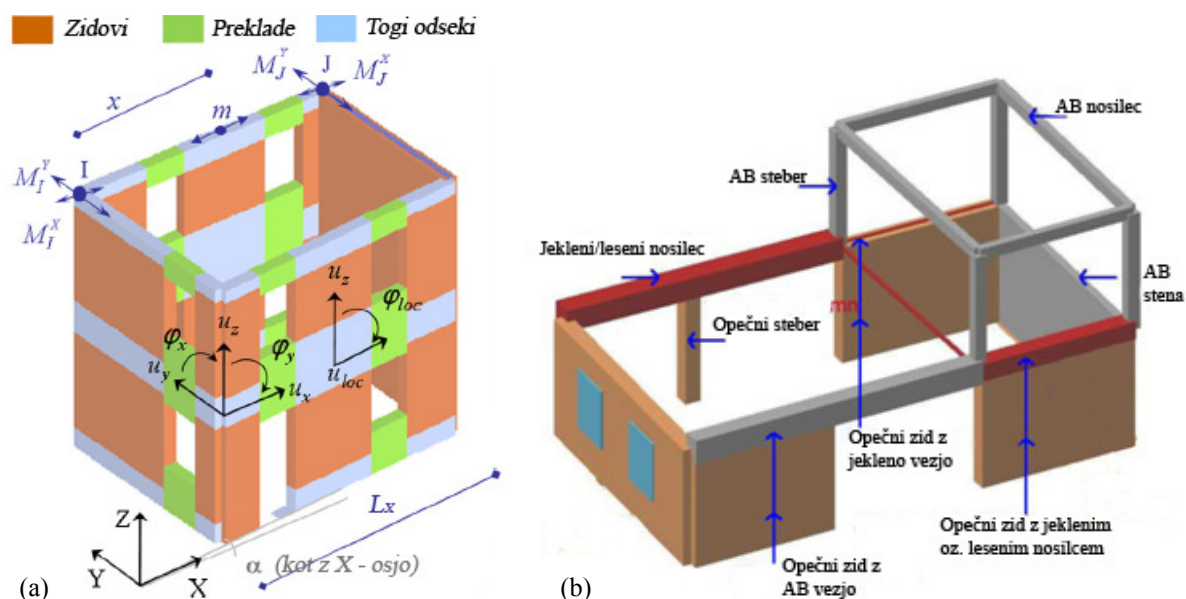
$$\delta = \left| \frac{u_j - u_i}{h} + \varphi_e \right| \leq \delta_s \dots \text{strig} \quad (4.26)$$

$$\delta = \left| \frac{\varphi_j + \varphi_i}{2} + \varphi_e \right| \leq \delta_f \dots \text{upogib} \quad (4.27)$$

3D model konstrukcije

Velika prednost programa Tremuri pred ostalimi programi za analizo zidanih stavb je v tem, da omogoča analizo celotne prostorske konstrukcije. Prostorsko modeliranje celotnih zidanih zgradb zahteva uvedbo določenih predpostavk o konstrukcijskem in potresnem obnašanju. Stene so sestavljene iz linijskih elementov, ki prenašajo horizontalno obtežbo, medetažne plošče pa so ploskovni elementi, ki služijo za prenos vertikalne obtežbe in vztrajnostnih sil na stene. Od togosti plošče v svoji ravnini je odvisno, kako se bo na stene razporedila horizontalna obtežba. Osno togost plošč se lahko poljubno modelira (toge AB plošče, leseni stropi, rebričast strop, zidani oboki, itd.), kar omogoča, da upoštevamo tudi podajne strope. Upogibno obnašanje plošč in odziv sten izven svoje ravnine pa običajno v analizi globalnega odziva konstrukcij zanemarimo, zato ju tudi v programu ni mogoče modelirati.

Globalni potresni odziv konstrukcije je možen le, če so vertikalni in horizontalni elementi med seboj primerno povezani in se stavba obnaša kot škatla. Potrebno je definirati globalni koordinatni sistem (X, Y, Z), stene pa so določene s koordinatami ene izmed njenih točk in kotom med osjo X in ravnino stene (slika 4.10a). Stene so modelirane kot ekvivalenten okvir iz nelinearnih elementov, ki predstavljajo dejansko obnašanje zidanih panelov preko ustreznih porušnih mehanizmov. Vsaka stena je razdeljena na zidove/makroelemente in prekladne dele, ki so med seboj povezani s togimi odseki. Opazovanja škode po potresih razkrivajo, da se poškodbe redko pojavijo na območjih togih odsekov, zaradi česar so deformacije na teh območjih sten zanemarljive v primerjavi z drugimi deli stene. Nosilci in zidovi so modelirani z linijskimi elementi z dvema vozlišči, togi deli pa so uporabljeni za prenos statičnih in kinematičnih spremenljivk med posameznimi deli sten. Ekvivalentni okvirni model program ustvari avtomatsko, poleg zidanih elementov, pa je možno upoštevati tudi armiranobetonske stebre, nosilce in stene, jeklene oziroma lesene nosilce, opečne zidove s horizontalno armiranobetonsko preklado ter jeklene vezi (slika 4.10b).



Slika 4.10: (a) 3D model konstrukcije, določitev 3D in 2D vozlišč ter pravila za razdelitev mase (Lagomarsino et al., 2013) in (b) možnosti za modeliranje konstrukcijskih elementov v programu Tremuri.

Figure 4.10: (a) 3D assembly of masonry walls, classification of 3D and 2D nodes and mass sharing rules (Lagomarsino et al., 2013) and (b) options for modeling of structural elements in Tremuri.

Na vogalih in sečiščih sten se nahajajo 3D vozlišča, ki jih opišemo s petimi prostostnimi stopnjami v globalnem koordinatnem sistemu (u_x, u_y, u_z, ϕ_x in ϕ_y), torzijski zasuk okrog osi Z pa ni upoštevan. Lokalna vozlišča posameznih zidov, v katerih se stene ne sekajo, so 2D vozlišča, kinematične količine v njih (u_{loc}, u_z, ϕ_{loc}) pa se iz njih prenesejo v globalna 3D vozlišča, s čimer se zmanjša celotno število prostostnih stopenj v modelu konstrukcije, kar omogoča učinkovitejšo analizo obnašanja konstrukcije v krajšem času. Podobno velja za maso v 2D vozliščih, ki se prenese na sosednja 3D vozlišča na isti steni in v istem nadstropju po naslednjih pravilih:

$$M_X^I = M_X^I + m(1 - |\cos(\alpha)|) \frac{L_X - x}{L_X}$$

$$M_Y^I = M_Y^I + m(1 - |\sin(\alpha)|) \frac{L_X - x}{L_X}$$
(4.28)

kjer sta m in M masi v 2D oziroma 3D vozliščih, L_X pa je dolžina stavbe v smeri X.

4.5.2 Modeliranje modelnih negotovosti z metodo LHS

Modelne negotovosti v potresnem inženirstvu običajno upoštevamo tako, da pripravimo več matematičnih modelov, ki vsebujejo različne možne kombinacije vrednosti negotovih parametrov, vsak takšen matematični model pa predstavlja eno simulacijo (Dolšek, 2012; Celarec, 2012; Tondelli et al., 2012). Uveljavilo se je veliko metod za generiranje vzorca vrednosti slučajnih spremenljivk, ki jih uporabimo v posamezni simulaciji. Najbolj direktna je metoda Monte Carlo, kjer vrednosti slučajne spremenljivke X generiramo na podlagi porazdelitvene funkcije negotovih parametrov $F_X(x)$. Njena največja pomanjkljivost je v tem, da je računsko in časovno izjemno zahtevna, saj zahteva zelo veliko število simulacij (tudi nekaj milijonov), zato jo kljub enostavnosti redko uporabljamo. V doktorski disertaciji smo za generiranje vrednosti slučajnih spremenljivk raje uporabili metodo stratificiranega vzorčenja z latinsko hiperkocko (angl. *Latin Hypercube Sampling - LHS*), ki zahteva bistveno manj simulacij. Stratificirano vzorčenje je v uporabi že od leta 1979, ko so ga utemeljili McKay et al.

(1979). Kasneje se je uveljavilo več njegovih izpeljank, od katerih smo uporabili različico s simuliranim ohlajanjem, ki sta jo predlagala Vořechovský in Novák (2002 in 2003), ki omogoča rešitev pojava nezaželene korelacije med posameznimi spremenljivkami.

Pri metodi LHS za generiranje vzorca uporabimo inverzne porazdelitvene funkcije slučajnih spremenljivk. V poglavju 2.8 so zbrani podatki o negotovih modelnih parametrih, ki smo jih obravnavali z N_{var} slučajnimi spremenljivkami $X_1, X_2, \dots, X_{N_{var}}$. Na podlagi števila modelnih negotovosti, ki jih preiskujemo, je potrebno določiti število različic konstrukcijskih modelov N_{sim} , s katerimi zajamemo njihov vpliv. Dolšek (2009) je ugotovil, da neželena korelacija med posameznimi spremenljivkami praktično izgine in da je vpliv na končne vrednosti parametrov potresnih zahtev majhen, če je število simulacij približno enako ali večje od dvakratnika števila slučajnih spremenljivk N_{var} .

Za določitev vrednosti negotovih vhodnih parametrov po metodi LHS je potrebno najprej za vsako izmed N_{var} slučajnih spremenljivk določiti N_{sim} ekvidistančnih intervalov oziroma stratumov (podobmočij). Vsak izmed njih ima dolžino $1/N_{sim}$, skupaj pa predstavljajo celotno zalogo vrednosti porazdelitvene funkcije spremenljivke X_j , to je interval $[0,1]$. Meje posameznih intervalov določimo po naslednjem pravilu, kar je prikazano tudi na sliki 4.11:

$$a_{i,j} = F_{X_j}^{-1} \left(\frac{i}{N_{sim}} \right), \quad i=0, \dots, N_{sim}, \quad j=1, \dots, N_{var} \quad (4.29)$$

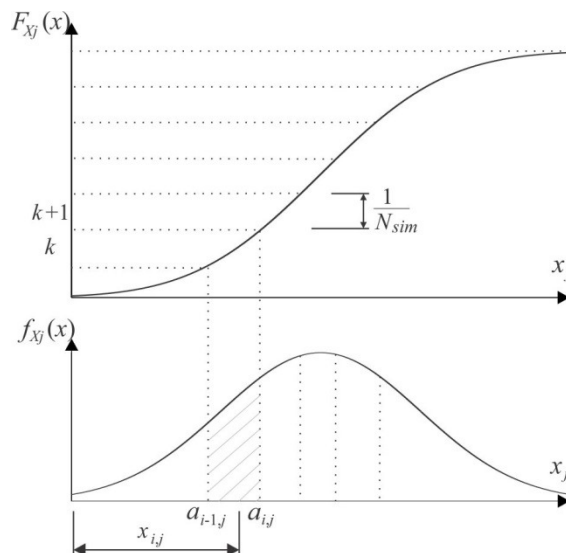
kjer je $a_{i,j}$ spodnja meja i -tega podobmočja zaloge vrednosti porazdelitvene funkcije F_{X_j} j -te slučajne spremenljivke X_j . Zatem lahko izračunamo i -to vrednost $x_{i,j}$ slučajne spremenljivke X_j v težišču i -tega stratuma funkcije gostote verjetnosti po enačbi 4.30:

$$x_{i,j} = \frac{\int_{a_{i-1,j}}^{a_{i,j}} x \cdot f_{X_j}(x) dx}{\int_{a_{i-1,j}}^{a_{i,j}} f_{X_j}(x) dx} = N_{sim} \int_{a_{i-1,j}}^{a_{i,j}} x \cdot f_{X_j}(x) dx \quad (4.30)$$

kjer je $f_{X_j}(x)$ gostota verjetnosti slučajne spremenljivke X_j , $a_{i-1,j}$ ter $a_{i,j}$ pa predstavljata spodnjo in zgornjo mejo i -tega intervala. Številni raziskovalci vrednosti slučajnih spremenljivk po metodi LHS določajo kar pri srednji verjetnosti porazdelitvene funkcije v določenem podobmočju (Dolšek, 2009; Celarec, 2012). To je problematično predvsem v repih funkcije gostote porazdelitve, kjer dobimo preveč ekstremne vrednosti slučajnih spremenljivk, kar ima lahko vpliv tudi na končne rezultate.

Izbrane vrednosti slučajnih spremenljivk so simbolno prikazane v preglednici 4.3. Glede na opisani postopek metode LHS je očitno, da so vrednosti $x_{1j}, x_{2j}, \dots, x_{N_{sim}j}$ urejene po velikosti, kar pomeni, da je korelacijski koeficient ρ med njimi enak 1 v primeru, da je tip porazdelitvenih funkcij slučajnih spremenljivk enak, oziroma blizu vrednosti 1, če imajo slučajne spremenljivke različne porazdelitvene funkcije (Celarec, 2012). Po opisani metodologiji smo torej med slučajne spremenljivke vnesli neželjeno soodvisnost, čeprav je morda v resnici med njimi sploh ni, zato izbrane vrednosti niso primerne za določitev N_{sim} konstrukcijskih modelov. Pravimo, da se generirana korelacijska matrika S ne sklada s ciljno korelacijsko matriko K v mejah zahtevane natančnosti. To je lahko še posebno izrazit problem pri majhnih vzorcih (10-100), kjer včasih sploh ne moremo zagotoviti dovoljšnega

ujemanja korelacijskih matrik. Kljub temu je mogoče ujemanje generirane in ciljne korelacijske matrike popraviti s permutacijo elementov x_{ij} , pri čemer smo uporabili optimizacijski algoritem simuliranega ohlajanja (angl. *simulated annealing*). Ta je bil prvič uporabljen v 80-tih letih (Kirkpatrick et al., 1983), uporabila pa sta ga tudi Vořechovský in Novák (2003).



Slika 4.11: Določitev vrednosti vzorca slučajne spremenljivke X_j po metodi vzorčenja z latinsko hiperkocko.

Figure 4.11: Sampling of random variable X_j according to the Latin Hypercube Sampling technique.

Preglednica 4.3: Vzorec N_{sim} generiranih vrednosti N_{var} slučajnih spremenljivk.

Table 4.3: Sampling scheme for N_{sim} evaluations of N_{var} random variables.

Simulacija	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}	$x_{N_{sim}1}$	$x_{N_{sim}2}$...	$x_{N_{sim}N_{var}}$

Pri optimizaciji korelacijske matrike po metodi simuliranega ohlajanja je potrebno najprej definirati mero/normo E za odstopanje med generirano in ciljno korelacijsko matriko. Uporabimo lahko normo E_{max} , ki predstavlja maksimalno razliko med členi matrik S in K ali normo $E_{overall}$, s katero hkrati zajamemo odstopanja vseh korelacijskih koeficientov v obeh korelacijskih matrikah. Obe normi, ki sta definirani v enačbah 4.31 in 4.32, predstavljata dobro namensko funkcijo optimizacijskega problema, ki jo lahko minimiziramo z naključno permutacijo vrstnega reda elementov x_{ij} matrike v preglednici 4.3.

$$E_{max} = \max |S_{ij} - K_{ij}| \quad \dots \quad 1 \leq i < j \leq N_{var} \quad (4.31)$$

$$E_{overall} = \frac{2}{N_{var} (N_{var} - 1)} \sqrt{\sum_{i=1}^{N_{var}-1} \sum_{j=i+1}^{N_{var}} (S_{ij} - K_{ij})^2} \quad (4.32)$$

V zgornjih enačbah predstavljajo S_{ij} ter K_{ij} vrednosti korelacijskih koeficientov generirane in ciljne korelacijske matrike med slučajnima spremenljivkama X_i in X_j , in lahko zavzamejo le vrednosti na

intervalu $[-1,1]$. Korelacijski koeficient $\rho = -1$ pomeni popolno negativno korelacijo med dvema slučajnima spremenljivkama, $\rho = 1$, pomeni popolno pozitivno korelacijo, $\rho = 0$, pa pomeni, da sta slučajni spremenljivki med seboj neodvisni. Običajno je začetna vrednost norm E_{max} ter $E_{overall}$ velika zaradi vsiljene korelacije, preko optimizacijskega postopka simuliranega ohlajanja pa se zmanjšuje. Optimizacijski postopek je iterativen postopek, kjer vsaka iteracija sestoji iz dveh korakov: mutacije (angl. *mutation*) in selekcije (angl. *selection*). Mutacija predstavlja zamenjavo dveh slučajno izbranih elementov slučajne spremenljivke X_j , selekcija pa nam na podlagi izračunanih vrednosti norm omogoča izbiro med novo in staro razporeditvijo v vzorcu generiranih vrednosti slučajnih spremenljivk. V primeru, da je vrednost norme v mutaciji $k+1$ manjša kot v prejšnji mutaciji $E_{k+1} < E_k$, se tako dobljeni vzorec slučajnih spremenljivk upošteva kot izhodišče v naslednji iteraciji, saj je generirana korelacijska matrika bližja ciljni. V kolikor bi kot kriterij za izbiro »primernih« mutacij imeli samo zmanjševanje norme E , bi se lahko »ulovili« na lokalnem minimumu, zato v drugem koraku selekcije dodamo še dodaten kriterij, ki omogoča, da tudi mutacije, kjer je $E_{k+1} > E_k$, sprejmemo kot uspešne, vendar le če je slučajna spremenljivka Z pozitivna.

$$Z = e^{\frac{-\Delta E}{T}} - R \quad (4.33)$$

V enačbi 4.33 je ΔE razlika med normama pred in po mutaciji E_k ter E_{k+1} , R je enakomerno porazdeljena slučajna spremenljivka na intervalu $[0,1]$, T pa je tako imenovana temperatura, ki izhaja iz postopnega ohlajanja kovin v metalurgiji (angl. *simulated annealing*), po katerem je optimizacijski postopek tudi dobil ime. Začetno vrednost parametra temperature T_0 je potrebno nastaviti, po določenem številu mutacij N_{mut} (npr. 1000) v vsakem koraku optimizacije pa se temperatura postopoma zmanjšuje po enačbi 4.34:

$$T_{i+1} = T_i \cdot f_T \quad (4.34)$$

kjer je f_T redukcijski faktor ohlajanja, njegova priporočena vrednost pa je 0.95 (Vořechovský in Novák, 2003). Proces optimizacije norme E izvajamo dokler parameter T ne doseže dovolj nizke vrednosti (npr. 10^{-5}) oziroma dokler odstopanje med generirano in ciljno korelacijsko matriko ni v mejah sprejemljive natančnosti.

Rezultat optimizacijskega postopka je matrika vrednosti N_{var} slučajnih spremenljivk, ki jo sestavlja N_{sim} vektorjev $\mathbf{x}_i = \{x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{iN_{var}}\}$, $i = 1, 2, \dots, N_{sim}$. Ta vzorec ima korelacijsko matriko S , ki se v mejah zahtevane natančnosti ujema s ciljno korelacijsko matriko K . Vsak izmed vektorjev \mathbf{x}_i predstavlja N_{var} vrednosti negotovih parametrov, s katerimi opišemo posamezen konstrukcijski model, skupina N_{sim} konstrukcijskih modelov pa predstavlja realizacijo stohastičnega modela konstrukcije, ki nam omogoča zajem modelnih negotovosti v analizi obnašanja konstrukcije.

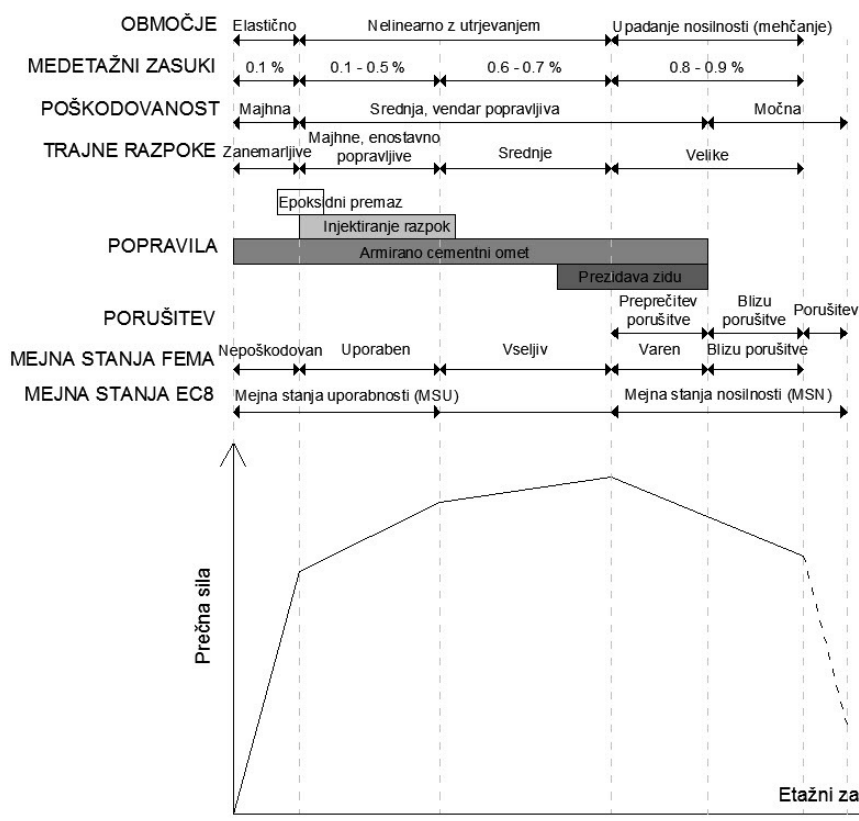
4.5.3 Nelinearna statična analiza modelov z več prostostnimi stopnjami (MDOF)

Z nelinearno statično analizo oziroma potisno analizo (angl. *pushover analysis*) določimo odnos med celotno prečno silo ob vpetju konstrukcije F in kontrolnim pomikom d , kar lahko prikažemo v obliki obtežno-deformacijske krivulje oziroma krivulje potisne analize (angl. *pushover curve*). Pri nelinearni statični analizi inkrementno povečujemo kontrolni pomik d , ki je običajno izbran na vrhu konstrukcije, pri tem pa spremljamo pripadajočo deformacijsko obliko in poškodovanost posameznih konstrukcijskih elementov. Konstrukcijo obremenimo s horizontalnimi silami, ki imajo prijemališče v centru mas vsake etaže, oblika teh sil pa se lahko določi le približno. V okviru doktorske disertacije

smo za to uporabili dve porazdelitvi vodoravnih sil po višini, ki sta predpisani tudi v standardu Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005): "enakomerno" porazdelitev (angl. *uniform - U*) ter "modalno" porazdelitev (angl. *modal - M*). V prvem primeru so vodoravne sile sorazmerne etažnim masam m_e ne glede na višinsko koto etaže, v primeru "modalne" razporeditve pa so vodoravne sile sorazmerne produktu etažnih mas m_e in normiranih pomikov pri prvi nihajni obliki konstrukcije. Z enačbo 4.35 lahko to zapišemo za obe obliki razporeditve horizontalnih sil po višini:

$$F_e = m_e \cdot \phi_e \quad (4.35)$$

kjer je F_e vodoravna sila za potisno analizo v e -ti etaži, m_e in ϕ_e pa sta masa in komponenta deformacijske oblike v e -ti etaži. Deformacijska oblika mora biti normirana in je v primeru »enakomerne« porazdelitve sil konstantna po višini, v primeru »modalne« porazdelitve sil pa za obravnavane objekte lahko predpostavimo, da je sorazmerna kar prvi nihajni obliki konstrukcije. Dodatno standard predpisuje izvedbo potisne analize v pozitivni in negativni smeri (+ in -) v dveh med seboj pravokotnih glavnih smereh konstrukcije (X in Y), kar pomeni, da je potrebno za vsakega izmed N_{sim} konstrukcijskih modelov, s katerimi zajamemo modelne negotovosti, določiti 8 potisnih krivulj z različnimi kombinacijami parametrov potisne analize. Tipična oblika krivulje potisne analize zidane konstrukcije je prikazana na sliki 4.12.



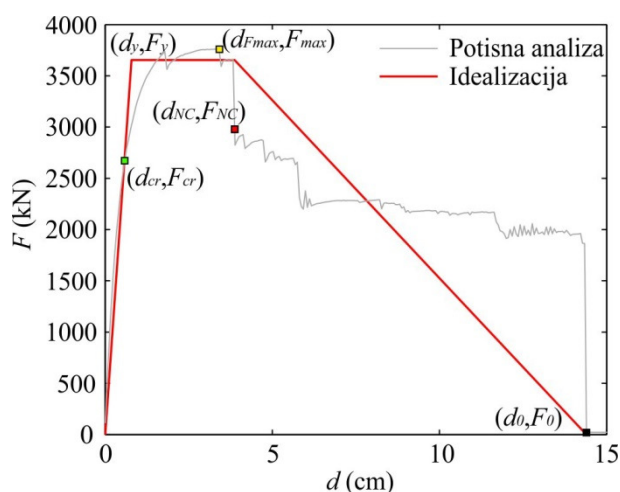
Slika 4.12: Povezava krivulje potisne analize in karakterističnih mejnih stanj poškodovanosti zidane konstrukcije vključno s tipičnimi etažnimi zasuki in pripadajočimi popravili (povzeto po Bosiljkov et al., 2010a).

Figure 4.12: Relationship between pushover curve, characteristic damage states, typical interstorey drifts of masonry building including the corresponding repair actions (after Bosiljkov et al., 2010a).

Konstrukcija iz elastičnega območja prehaja v nelinearno območje, kjer nosilnost sprva še narašča, kasneje pa začne upadati (območje mehčanja). V elastičnem območju, pri zelo majhnih etažnih

zasukih, so poškodbe zanemarljive in jih lahko enostavno saniramo z uporabo epoksidnih premazov. V nelinearnem območju se poškodbe konstrukcije in njenih elementov povečujejo, nastajajo tudi prve trajne razpoke (angl. *residual cracks*), vendar se konstrukcijske elemente običajno še izplača popraviti npr. z injektiranjem razpok ali z armirano-cementnim ometom. Pri večjih etažnih zasukih na padajočem delu krivulje potisne analize pa je poškodovanost že tako velika, da je običajno potrebno prezidati posamezne zidove, ali pa celotno konstrukcijo enostavno podreti in nadomestiti z novo.

Na krivulji potisne analize je mogoče določiti tudi karakteristična mejna stanja poškodovanosti konstrukcije. Skladno z definicijami poškodovanosti Tomaževiča (2007) in Bosiljkova et al. (2010a), ki temeljijo na eksperimentalnih raziskavah na pomanjšanih modelih zidanih stavb, smo definirali štiri mejna stanja celotne konstrukcije, ki so prikazana na sliki 4.13: nastanek prvih razpok, ki povzročijo prve spremembe v naklonu krivulje potisne analize oziroma v togosti konstrukcije (d_{cr}, F_{cr} - DS1), nosilnost konstrukcije (d_{Fmax}, F_{max} - DS2), končno mejno stanje oziroma mejno stanje blizu porušitve (d_{NC}, F_{NC} - DS3), ko nosilnost pade na 80 % nosilnosti, ter porušitev konstrukcije (d_0, F_0 - DS4), ko postane njena horizontalna nosilnost zanemarljiva. Na sliki 4.13 je prikazana tudi tri-linearna idealizacija, ki je podrobneje opisana v poglavju 4.5.3. Omenjena mejna stanja je mogoče povezati s poškodovanostjo preko mejnih stanj poškodovanosti konstrukcije, ki so definirana z razredi poškodovanosti 2 – 5 (Grünthal, 1998), ki opisujejo majhno, srednjo in močno poškodovanost ter porušitev zidane konstrukcije in prevladujoče tipične poškodbe.



Slika 4.13: Krivulja potisne analize z mejnimi stanji poškodovanosti in njena tri-linearna idealizacija.

Figure 4.13: Pushover curve with damage states for masonry building and tri-linear idealization.

4.5.4 Pretvorba MDOF modelov na ekvivalentne SDOF modele

Osnovo za pretvorbo MDOF modelov v SDOF modele predstavlja idealizacija krivulje potisne analize, s katero poenostavimo odnos med celotno prečno silo in kontrolnim pomikom, kljub vsemu pa se mu mora idealizacija dovolj dobro prilagati, da odraža vse bistvene lastnosti dejanskega obnašanja konstrukcije. Obstaja veliko načinov idealizacije krivulje potisne analize, mi pa smo uporabili zelo preprosto tri-linearno idealizacijo, ki se najpogosteje uporablja pri zidanih stavbah (Tomaževič, 2009) in je prikazana na sliki 4.13. Začetni naklon idealizirane krivulje kapacitete določa sekantna togost pri meji nastanka razpok, ki jo imenujemo tudi efektivna togost K_e . Meja nastanka razpok sovпада s točko, kjer se opazno spremeni naklon izračunane krivulje potisne analize, običajno pa se predpostavi, da se to zgodi pri določenem deležu nosilnosti (npr. 70 % F_{max}). Dodatno je potrebno definirati še točko mejnega stanja blizu porušitve (d_{NC}, F_{NC}), ki je doseženo na padajočem delu ovojnice, ko

krivulja potisne analize pade pod 80 % nosilnosti F_{max} . Končno vrednost nosilnosti na idealizirani ovojnici F_y , dobimo z upoštevanjem dejstva, da imata idealizirana in dejanska konstrukcija enako sposobnost sipanja energije, torej na podlagi enakosti površin pod dejansko in idealizirano ovojnico:

$$F_y = K_e \cdot \left(d_{NC} - \sqrt{d_{NC}^2 - \frac{2A_{env}}{K_e}} \right) \quad (4.36)$$

kjer je K_e efektivna togost, A_{env} pa površina pod krivuljo potisne analize do pomika pri končnem mejnem stanju d_{NC} . Padajoči del trilinearne idealizacije smo enostavno določili tako, da smo elastoplastični del idealizacije linearno povezali s točko (d_0, F_0) , kjer nosilnost konstrukcije pade na zanemarljivo vrednost.

V tej disertaciji obravnavamo konstrukcijske sisteme, ki jih lahko aproksimiramo s sistemom z eno prostostno stopnjo, zato smo po idealizaciji krivulje potisne analize določili karakteristike ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo. Za pretvorbo sil in pomikov iz MDOF modela v SDOF model smo uporabili enostaven postopek s transformacijskim faktorjem Γ (Fajfar, 2000):

$$F^* = \frac{F}{\Gamma}, \quad d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (4.37)$$

pri čemer transformacijski faktor Γ določimo po enačbi 4.38:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{e=1}^n m_e \cdot \phi_e^2}; \quad m^* = \sum_{e=1}^{n_s} m_e \phi_e \quad (4.38)$$

kjer je m^* masa ekvivalentnega SDOF modela, m_e in ϕ_e pa sta masa e -te etaže in komponenta normirane deformacijske oblike v e -ti etaži, ki je odvisna od porazdelitve horizontalnih sil po višini. Pri pretvorbi idealizirane krivulje potisne analize se njena oblika ohrani, merilo na oseh pa se spremeni (Fajfar, 2000). Nihajni čas ekvivalentnega SDOF modela T^* lahko izračunamo po naslednji enačbi:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.39)$$

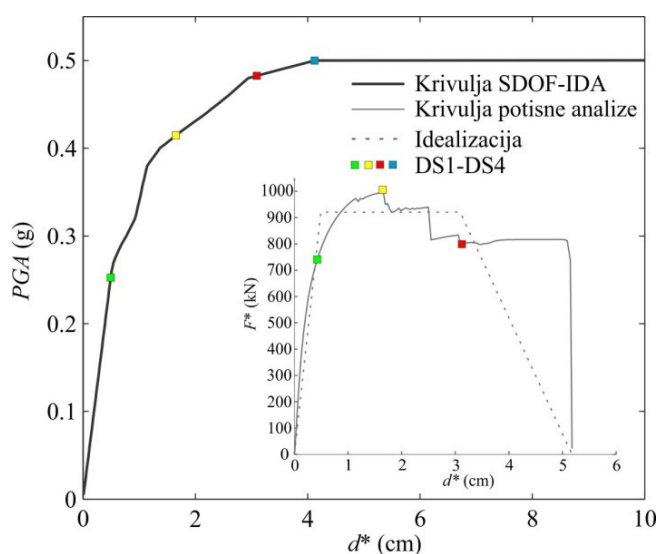
kjer sta F_y^* in d_y^* sila in pripadajoči pomik sistema z eno prostostno stopnjo na prelomu idealizacije iz elastičnega v plastični del (slika 4.13).

4.5.5 Določitev potresnih zahtev na SDOF modelu z inkrementalno dinamično analizo

Potresne zahteve na SDOF modelu lahko določimo z uporabo neelastičnih spektrov odziva, vendar takšen način ne omogoča eksplicitnega vrednotenja negotovosti zaradi potresne obtežbe, ki je definirana preko izbranih akcelorogramov. Zato smo potresne zahteve na poenostavljenem SDOF modelu določili z inkrementalno dinamično analizo (angl. *incremental dynamic analysis – IDA*), ki je parametrična metoda za oceno odziva konstrukcij pri potresni obtežbi (Vamvatsikos in Cornell, 2002). Sestavljena je iz serije nelinearnih dinamičnih analiz, s katerimi izračunamo odziv konstrukcije pri različnih nivojih intenzitete obtežbe. Različne intenzitete obtežbe smo upoštevali s skaliranjem

izbranih akcelerogramov. Rezultat je krivulja IDA (slika 4.14), s katero prikažemo odnos med mero za intenziteto (IM) in parametrom potresnih zahtev konstrukcije (EDP), ki v primeru sistema z eno prostostno stopnjo predstavlja pomik na vrhu konstrukcije. Kot mero za intenziteto smo izbrali maksimalni pospešek tal (angl. *peak ground acceleration - PGA*), saj ga je mogoče zelo enostavno povezati z drugimi parametri potresnih zahtev v okviru metodologije PEER, npr. z maksimalnim etažnim pospeškom (angl. *peak floor acceleration - PFA*), ki je osnovni parameter potresnih zahtev pri večini konstrukcijskih komponent, občutljivih na pospeške (glej poglavje 4.6).

Na sliki je prikazan primer krivulje IDA na sistemu z eno prostostno stopnjo in tri-linearno ovojnico, pri čemer smo uporabili material *hysteretic*, ki omogoča simulacijo globalnega obnašanja zidanih konstrukcij. Vgrajen je v programsko okolje Opensees (PEER, 2007), s katerim smo izvajali inkrementalne dinamične analize z upoštevanjem negotovosti v modeliranju in v potresni obtežbi. Krivulja IDA vsebuje začetno »elastično« območje, v katerem je linearna, njen začetni naklon pa je enak ne glede na izbrani akcelerogram. Pri pomiku, kjer je definirano mejno stanje nastanka prvih razpok se začne nelinearno območje krivulje IDA, ki poteka vse do točke, ko nastopi globalna porušitev konstrukcije in postane krivulja IDA praktično vodoravna. Precejšna ukrivljenost krivulj IDA je predvsem posledica majhnega nihajnega časa zidanih stavb, vendar takšna oblika ni splošna, saj se glede na lastnosti potresne obtežbe lahko zgodi, da povečanje intenzitete potresa povzroči zmanjšanje vrednosti parametra potresnega odziva (t.i. *snap-back effect*).



Slika 4.14: Tipična krivulja IDA SDOF modela (SDOF-IDA) z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti.

Figure 4.14: Typical IDA curve for SDOF model (SDOF-IDA) with corresponding limit states.

Globalno porušitev konstrukcije lahko numerično zajamemo le z modelom, s katerim upoštevamo degradacijo nosilnosti. V območju porušitve so parametri potresnih zahtev običajno zelo občutljivi in nestabilni, saj že zelo majhno povečanje intenzitete potresa povzroči veliko povečanje parametra potresnih zahtev, kar v realnosti pomeni porušitev konstrukcije. Mejno intenziteto, pri kateri se to zgodi, smo v doktorski disertaciji privzeli kot porušitev in označili kot seizmično kapaciteto konstrukcije. Običajno je prehod med »stabilnim« in »nestabilnim« delom krivulje IDA postopen in se kaže v postopnem zmanjševanju naklona krivulje IDA oziroma togosti konstrukcije, zato nekateri drugi raziskovalci (npr. Kramar, 2008) za kriterij porušitve bolj konzervativno uporabljajo že intenziteto, pri kateri naklon krivulje IDA pade pod določen delež začetne togosti (npr. 10 %). V določenih primerih se lahko zgodi celo, da konstrukcija prenese tudi potrese z intenziteto večjo od

tiste, kjer smo zaznali porušitev, čemur pravimo »oživitev konstrukcije«. To je posledica prekrivanja frekvenčnega sestava akceleroograma z lastno frekvenco konstrukcije (Kramar, 2008). V takšnih primerih je lahko za konstrukcijo manj usodna večja intenziteta potresa, ki konstrukcijo sprva poškoduje, kasneje pa nanjo zaradi spremenjenega nihajnega časa poškodovane konstrukcije nima več vpliva. Takšni primeri so se pojavili zelo redko, pri določenih akceleroogramih, vendar smo kot kapaciteto konstrukcije vedno upoštevali minimalno intenziteto, pri kateri je prišlo do porušitve. Inkrementalno dinamično analizo konstrukcije na modelu z eno prostostno stopnjo smo namreč izvedli tako, da smo najprej z bisekcijo poiskali intenziteto, kjer pride do porušitve konstrukcije v okviru zelo majhne tolerance (0.005 g), nato pa smo pri večjem številu vmesnih intenzitet poiskali parametre potresnih zahtev. Če je pri kateri izmed vmesnih intenzitet prišlo do porušitve konstrukcije, je to postala nova kapaciteta konstrukcije.

Tudi pri inkrementalnih dinamičnih analizah SDOF modelov smo uporabili mejna stanja poškodovanosti, ki smo jih definirali na krivulji potisne analize v poglavju 4.5.3. Na podlagi pomikov na vrhu konstrukcije, ki povzročijo določena mejna stanja v konstrukciji v ovojnici ekvivalentnega SDOF modela, ter na podlagi krivulj IDA smo določili intenzitete, ki povzročijo nastanek prvih razpok (majhna poškodovanost), nosilnost konstrukcije (srednja poškodovanost), mejno stanje blizu porušitve (velika poškodovanost) ter mejno stanje porušitve oziroma kapaciteto konstrukcije (glej sliko 4.14).

4.5.6 Pretvorba parametrov potresnih zahtev SDOF modelov na MDOF modele

Po opravljeni inkrementalni dinamični analizi na sistemu z eno prostostno stopnjo, v kateri so z različnimi akceleroگرامi zajete negotovosti v potresni obtežbi in preko idealiziranih ovojnic potisnih analiz realiziranega stohastičnega modela tudi modelne negotovosti, je potrebno pomike na vrhu konstrukcije pretvoriti na nivo konstrukcije (MDOF model). Pri tem pomike SDOF modela d^* enostavno pomnožimo s transformacijskim faktorjem Γ :

$$d = \Gamma \cdot d^* \quad (4.40)$$

4.5.7 Odnos med mero za intenziteto in parametri potresnih zahtev $P(EDP > edp | IM = im)$

Globalne potresne zahteve smo izrazili s pomikom na vrhu konstrukcije. Za potrebe določitve izgub je potrebno spremljati še druge parametre potresnih zahtev MDOF modela, ki so potrebni za določitev krivulj ranljivosti (glej poglavji 4.6 in 5.1.2), s katerimi definiramo zvezo med potresnimi zahtevami in poškodovanostjo komponent stavbe. Spremljali smo: etažne zasuke θ , maksimalne pospeške etaž (angl. *peak floor acceleration* - *PFA*) ter zasuke konstrukcijskih elementov δ , ki se razlikujejo od etažnih zasukov zaradi posebnega načina določanja efektivnih višin posameznih zidov (glej poglavje 4.5.2). Pri določeni intenziteti potresa smo določili potresno zahtevo SDOF modela in jo pretvorili v pomik na vrhu konstrukcije MDOF modela, nato pa smo pri tem pomiku na vrhu konstrukcije iz rezultatov potisne analize določili etažne zasuke za vsako etažo ter pripadajoče zasuke za vse elemente in njihovo prevladujoče obnašanje - strižno oziroma upogibno. Maksimalen pospešek etaže e pri vsaki vrednosti mere za intenziteto smo določili na poenostavljen način, skladno s postopkom v FEMA P-58-1 (ATC, 2012a):

$$PFA_e = H_{PFA_e}(S, T, z_e, H) \cdot PGA \dots \text{ za } e = 1, \dots, N \quad (4.41)$$

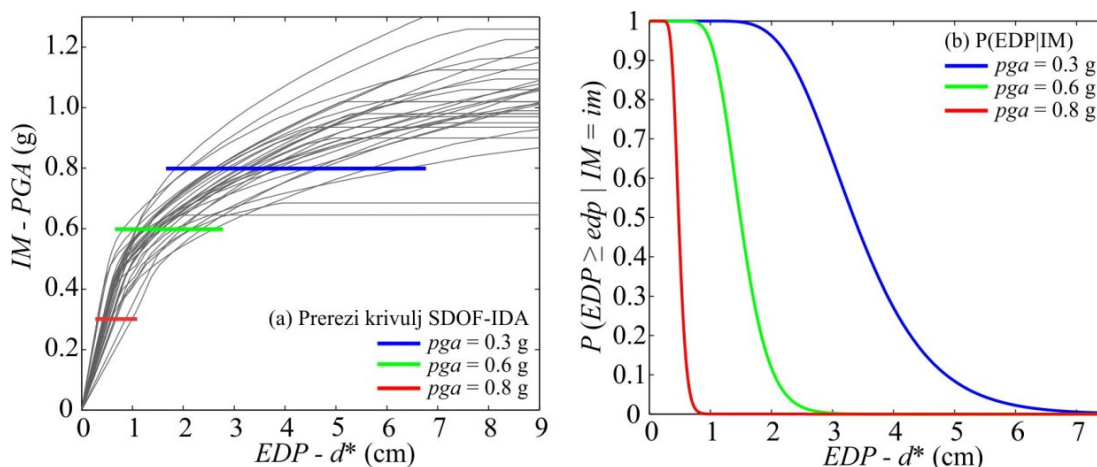
kjer je PFA_e maksimalni pospešek v e -ti etaži, ki se ga izračuna s korekcijo maksimalnega pospeška tal, ki predstavlja izbrano mero za intenziteto potresa. Korekcija H_{PFA_e} se določi skladno z enačbo 4.42:

$$\ln(H_{PFA_e}) = a_0 + a_1 T + a_2 S + a_3 \frac{z_e}{H} + a_4 \left(\frac{z_e}{H}\right)^2 + a_5 \left(\frac{z_e}{H}\right)^3 \dots \text{ za } S \geq 1, e = 1 \text{ do } N \quad (4.42)$$

$$S = \frac{S_a(T)W}{F_y}$$

kjer je T osnovni nihajni čas konstrukcije, z_e/H predstavlja razmerje med koto etaže e in višino celotne konstrukcije H , S pa je razmerje med produktom teže konstrukcije W in spektralnega pospeška pri osnovnem nihajnem času $S_a(T)$ ter ocenjeno silo na meji elastičnosti F_y . Koeficienti $a_0 - a_5$ so odvisni od etažnosti in tipa stavbe, v primeru stenastih konstrukcij z manj kot 9 etažami, kamor sodi večina zidanih konstrukcij, pa so enaki: $a_0 = 0.66$, $a_1 = -0.15$, $a_2 = -0.084$, $a_3 = -0.26$, $a_4 = 0.57$ in $a_5 = 0$. Postopek predpisan v FEMA P-58-1 (ATC, 2012a) temelji predvsem na raziskovalnem delu Taghavija in Mirande (2006), ki sta preučevala potresne zahteve izražene s pospeški etaž v različnih konstrukcijah, numerične analize pa sta podprla tudi z eksperimentalno določenimi pospeški v posameznih etažah zabeleženih po potresih.

Ko s pomočjo zgoraj opisanega postopka določimo parametre potresnih zahtev pri vsaki vrednosti mere za intenziteto im , lahko vzorec statistično obdelamo in na podlagi predpostavljene porazdelitve določimo tudi njene parametre. V poglavju 4.5.8 je prikazana ocena statističnih parametrov z metodo momentov in metodo največjega verjetja, pri čemer smo določili srednjo vrednost in varianco vzorca izračunanih vrednosti parametrov potresnih zahtev edp pri vsaki vrednosti mere za intenziteto im . Tako je mogoče oceniti tudi verjetnost, da bo pri določeni vrednosti mere za intenziteto im , parameter potresnih zahtev zavzel oziroma presežal določeno vrednost – $P(EDP \geq edp | IM = im)$, kar je shematično prikazano na sliki 4.15.



Slika 4.15: (a) Krivulje SDOF-IDA z označenimi parametri potresnih zahtev pri različnih stopnjah intenzitete in (b) verjetnost prekoračitve parametra potresnih zahtev pri različnih intenzitetah.

Figure 4.15: (a) SDOF-IDA curves with engineering demand parameters at various intensity levels and (b) the probability of exceeding engineering demand parameters at various intensity levels.

4.5.8 Ocena parametrov porazdelitvene funkcije slučajnih spremenljivk

Običajno parametrov porazdelitvene funkcije, s katerimi opišemo slučajne spremenljivke, vnaprej ne poznamo, vendar jih lahko ocenimo na podlagi vzorca potresnih zahtev, ki ga izračunamo za določeno število akceleroگرامov in za določeno število modelov konstrukcije. V doktorski disertaciji smo parametre porazdelitvene funkcije potresnih zahtev določili z dvema metodama, ki spadata pod točkovne ocene statističnih parametrov: z metodo momentov in z metodo največjega verjetja. V primeru normalne oziroma lognormalne porazdelitve in v primeru dovolj velikih vzorcev, po obeh metodah dobimo zelo podobne rezultate. Takšna ocena parametrov porazdelitvene funkcije je precej običajna in pogosto uporabljena pri verjetnostnih analizah konstrukcije, pojavlja pa se na več mestih v okviru metodologije PEER, zato temu namenjamo posebno poglavje, na katerega se kasneje sklicujemo, iz enakega razloga pa postopek prikazujemo splošno, zato velja za vzorec katerekoli slučajne spremenljivke X .

Metoda momentov

S to metodo običajno ocenjujemo parametre porazdelitvene funkcije z enim ali dvema parametroma. Želimo določiti takšne ocene parametrov, da bodo momenti slučajne spremenljivke izbrane porazdelitve enaki iz vzorca izračunanim ocenam teh parametrov. Prva dva momenta predstavljata pričakovano vrednost in varianco slučajne spremenljivke X , ki jo lahko izračunamo iz vzorca vrednosti (npr. Turk, 2009):

$$\begin{aligned} m_X &= E[X] = \bar{X} \\ \sigma_X^2 &= \text{var}[X] = S_X^2 \end{aligned} \quad (4.43)$$

Parametra, ki definirata lognormalno porazdelitev lahko nato izračunamo na podlagi znanih zvez med parametri in momenti porazdelitev:

$$\begin{aligned} \sigma_{\ln X}^2 &= \ln\left(\frac{\sigma_X^2}{m_X^2} + 1\right) \\ \tilde{m}_X &= m_X \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\sigma_{\ln X}^2\right) \end{aligned} \quad (4.44)$$

kjer sta \tilde{m}_X in $\sigma_{\ln X}$ mediana in standardna deviacija logaritmov vrednosti slučajne spremenljivke X .

Metoda največjega verjetja

Pri tej metodi je upoštevano, da je vzorec vrednosti slučajne spremenljivke X slučajen. Verjetnost, da se zgodi nek vzorec je odvisna od porazdelitve slučajne spremenljivke X in njenih parametrov. Določiti želimo takšne parametre porazdelitve slučajne spremenljivke, da bo verjetnost, da se je zgodil vzorec, ki ga imamo na voljo, največja (npr. Turk, 2009). Zato je potrebno definirati funkcijo verjetja v odvisnosti od gostote verjetnosti $f_X(x)$ slučajne spremenljivke X :

$$L(\tilde{m}_X, \sigma_{\ln X}) = \prod_{i=1}^n f_X(x_i) \quad (4.45)$$

in poiskati tak par parametrov, pri katerem funkcija verjetja zavzame svoj maksimum. V primeru normalne porazdelitve s to metodo dobimo enake parametre, kot z metodo momentov, torej srednjo

vrednost vzorca in njegovo varianco \bar{X} in S_X^2 , v primeru lognormalne porazdelitve, pa funkcija verjetja zavzame svoj maksimum pri vrednostih parametrov:

$$\begin{aligned} m_X &= \exp(\lambda_X) \\ \sigma_{\ln X}^2 &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i - \lambda_X) \end{aligned} \quad (4.46)$$

kjer je λ_X srednja vrednost naravnih logaritmov slučajne spremenljivke X , n pa število vrednosti v vzorcu.

$$\lambda_X = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (4.47)$$

4.6 Analiza poškodovanosti komponent zidane stavbe

Analiza poškodovanosti poteka na dveh nivojih: globalnem in lokalnem. Na globalnem nivoju, ki je predstavljen v poglavju 4.7, vrednotimo poškodovanost konstrukcije kot celote in njeno (ne)zmožnost prenašanja različnih tipov obremenitve. Podobno velja za lokalni nivo, le da tu vrednotimo posamezne komponente zgradbe, bodisi konstrukcijske bodisi nekonstrukcijske (okna, predelne stene, strope, itd.).

Cilj analize poškodovanosti je vzpostavitev zveze med poškodovanostjo celotne konstrukcije/komponente in parametri potresnih zahtev. Običajno se pri tem najprej definira mejna stanja konstrukcije/komponent, nato pa se na podlagi analize obnašanja konstrukcije določi pogojno verjetnost $P(DS > ds | EDP = edp)$, da bo pri določeni vrednosti parametra potresnih zahtev edp poškodovanost konstrukcije/komponente preseгла poškodovanost pri določenem mejnem stanju poškodovanosti ds . Pogojna verjetnost $P(DS > ds | EDP = edp)$ predstavlja t.i. funkcijo ranljivosti (angl. *fragility function*), ki jo je mogoče prikazati tudi grafično v obliki krivulje ranljivosti (angl. *fragility curve*). Pri tem je potrebno opozoriti, da v strokovni literaturi pogosto enačijo oba izraza in ju uporabljajo v obeh primerih, ko se poškodovanost nanaša bodisi na celotno zgradbo bodisi na posamezno komponento.

Obstaja več nivojev določanja funkcij ranljivosti (ATC, 2012a). Najbolj nezanesljive in pogosto subjektivne so krivulje ranljivosti, ki so določene na podlagi mnenja strokovnjakov, sledijo krivulje ranljivosti, ki so določene s pomočjo numeričnih simulacij obnašanja komponent na mikro nivoju, za najbolj verodostojne pa veljajo krivulje ranljivosti, ki temeljijo na eksperimentalnih podatkih. Na enega izmed naštetih načinov so bile določene tudi funkcije ranljivosti za komponente, ki so bile uporabljene v doktorski disertaciji in so prikazane v preglednici 4.4. V preglednici ločimo konstrukcijske in nekonstrukcijske komponente, za vsako izmed njih pa podajamo tipično enoto za določanje količin ter parameter potresnih zahtev. Kot že rečeno, sta najpogosteje uporabljena parametra potresnih zahtev etažni zasuk IDR ter maksimalni etažni pospešek PFA . Pri vsaki izmed komponent je definirano tudi različno število mejnih stanj poškodovanosti, s katerimi opišemo razvoj poškodb v izbrani komponenti, pri vsakem mejnem stanju poškodovanosti pa sta poleg opisa tipičnih poškodb podana še parametra porazdelitvene funkcije, ki določata funkcijo ranljivosti. Večina funkcij ranljivosti je bila določenih med razvojem metodologije za oceno potresnega tveganja, najnovejša dognanja pa so združena v dokumentu FEMA-P-58-1 (ATC, 2012a) in programskem orodju PACT II (Naeim in Hagie, 2013). Potrebno je še enkrat poudariti, da so nekateri podatki o funkcijah ranljivosti manj zanesljivi, saj temeljijo na subjektivnih mnenjih strokovnjakov, vendar trenutno boljših podatkov

ni na voljo (npr. dimnik). Po drugi strani podatki za okna sicer temeljijo na eksperimentalnih raziskavah komponent, vendar so vrednosti etažnih zasukov, kjer pride do resnih poškodb izjemno visoke (3.2 % in 3.6 %), zaradi česar v večini implementacij metodologije ne prispevajo veliko k izgubam (npr. Bradley, 2009; Aslani, 2005). Trenutno je metodologija za oceno potresnega tveganja že precej dobro razvita, vendar bo potrebno v prihodnje veliko raziskovalnega dela nameniti izboljšanju njenih gradnikov, kamor zagotovo sodijo tudi funkcije ranljivosti komponent.

V nadaljevanju prikazujemo postopek določanja krivulj ranljivosti na podlagi eksperimentalnih podatkov za zidane konstrukcijske elemente, ki se porušijo bodisi v strigu bodisi v upogibu. Glavni koraki za določanje krivulj ranljivosti na nivoju komponente, ki so podrobneje opisani v naslednjih podpoglavjih, so:

- definicija mejnih stanj na nivoju zidanih elementov
- vzpostavitev baze eksperimentalnih podatkov
- matematična določitev krivulj ranljivosti (porazdelitvena funkcija)
- ocena verjetnosti pojava določenega mejnega stanja v odvisnosti od parametra potresnih zahtev

Preglednica 4.4: Baza upoštevanih funkcij ranljivosti za konstrukcijske in nekonstrukcijske komponente pri različnih mejnih stanjih poškodovanosti vključno z opisom poškodb.

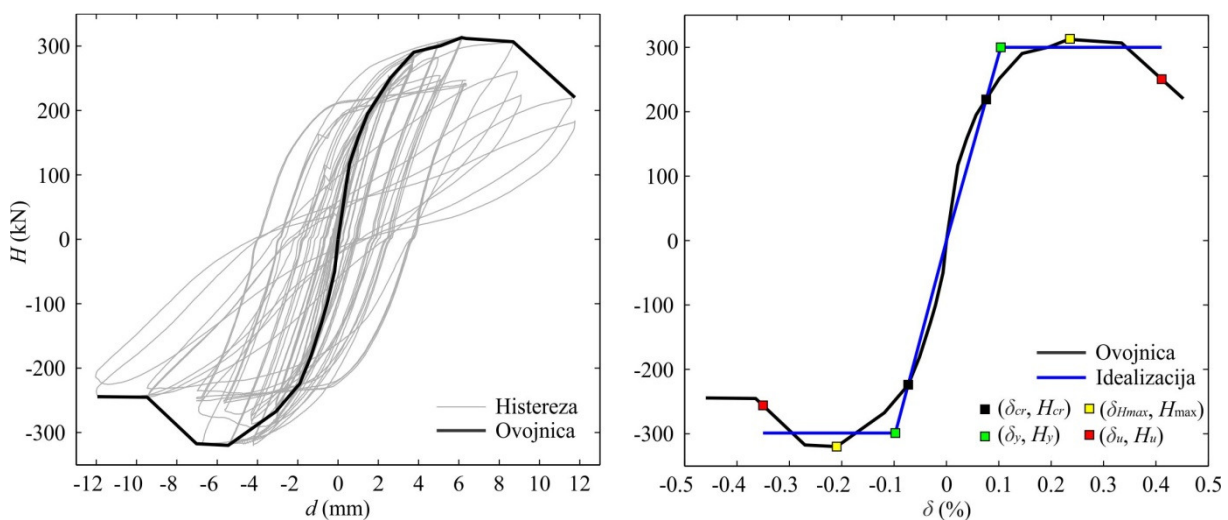
Table 4.4: The database of considered fragility functions for structural and nonstructural components at various damage states including the description of damage.

Tip	#	Komponenta	Opis	Enota	DS	Poškodovanost	EDP	Porazdelitev	μ_{EDP}	COV	Vir
Konstrukcijska	1	Zidovi strig	Zidovi s strižnim obnašanjem	m ²	DS1	Majhne lasaste razpoke v zidovih in zaključnih slojih (omet)	IDR (%)	Lognormalna	0.113	0.26	Podatkovna baza (glej poglavje 4.6.3)
					DS2	Pojav trajnih diagonalfunknih razpok z debelino manjšo od 0.2 mm			0.292	0.47	
					DS3	Široke diagonalne razpoke (1 - 10 mm), drobljenje zidakov vzdolž tlačne diagonale			0.408	0.57	
	2	Zidovi upogib	Zidovi z upogibnim obnašanjem	m ²	DS1	Majhne horizontalne upogibne razpok na delih zidov v nategu	IDR (%)	Lognormalna	0.045	0.50	Podatkovna baza (glej poglavje 4.6.3)
					DS2	Številne trajne upogibne razpoke, blago krušenje zidakov na tlačnem delu zidu			0.325	0.52	
					DS3	Veliko poškodb na tlačnih vogalih zidov zaradi drobljenja zidakov			0.718	0.47	
Nekonstrukcijska	3	Predelne stene	Mavčno kartonske plošče na kovinski podkonstrukciji	m ²	DS1	Majhna poškodovanost in manjše razpoke v mavčnih ploščah	IDR (%)	Lognormalna	0.21	0.60	ATC (2012a)
					DS2	Velike razpoke v ploščah, brez poškodb nosilne konstrukcije			0.71	0.45	
					DS3	Poškodovanost kovinskega okvirja in nosilne konstrukcije			1.20	0.45	
	4	Okna	Zunanja okna	# oken (1.4m x 1.4m)	DS1	Majhne poškodbe okenskih okvirjev	IDR (%)	Lognormalna	1.60	0.29	Taghavi in Miranda (2003), Aslani (2005)
					DS2	Pokanje steklenih šip			3.20	0.29	
					DS3	Močne poškodbe okvirja in izpadanje steklenih šip iz okvirja			3.60	0.27	
	5	Dimnik	Zidani dimnik Schiedel z enojno tuljavo	m	DS1	Majhne poškodbe in razpoke v dimniku	PFAI (g)	Lognormalna	0.35	0.60	ATC (2012a)
					DS2	Prelom dela ali celotnega dimnika			0.50	0.60	
	6	Strešna kritina	Bobrovec, naklon do 45°	m ²	DS1	Majhna poškodovanost, izpadanje posameznih strešnikov	PFA (g)	Lognormalna	0.40	0.30	ATC (2012a)
					DS2	Večji del strehe je poškodovan			0.50	0.30	
	7	Zatrejni zid	Nearmiran in nepovezan zatrejni zid	m ²	DS1	Srednja poškodovanost, trajne razpoke širše od 2 mm	PFA (g)	Lognormalna	0.20	0.60	ATC (2012a)
					DS2	Prevrnitev in izpad iz svoje ravnine dela ali celotnega zatrepnega zidu			0.40	0.60	
	8	Spuščeni strop	Akustični strop Armstrong	m ²	DS1	Majhna poškodovanost, zvijanje žic, nekaj panelov pade na tla (cca 5%)	PFA (g)	Lognormalna	0.27	0.40	Aslani (2005), Ramirez (2009)
					DS2	Srednja poškodovanost, poškodbe nosilne konstrukcije, izpad panelov (cca. 30 %)			0.65	0.50	
					DS3	Celoten strop se poruši ali zvije (blizu porušitve)			1.28	0.55	
9	Strežnik in računalniki	Računalniška oprema in serverji	/ etažo	DS1	Nepriprta elektronska oprema na mizi (računalnik, monitor ter serverji) se ob prevrnitvi poškoduje in ni več uporabna.	PFA (g)	Lognormalna	1.00	0.50	ATC (2012a), Bradley (2009)	
10	Druge komponente občutljive na zasuk	Vertikalne inštalacije, prezračevalni jaški	/ etažo	DS1	Majhna poškodovanost	IDR (%)	Lognormalna	0.40	0.50	HAZUS (NIBS, 2009), Aslani (2005)	
				DS2	Srednja poškodovanost			0.80	0.50		
				DS3	Močna poškodovanost			2.50	0.50		
				DS4	Porušitev			5.00	0.50		
11	Druge komponente občutljive na pospeške	Požarna zaščita, ogrevalni sistemi, črpalke, itd.	/ etažo	DS1	Majhna poškodovanost	PFA (g)	Lognormalna	0.25	0.60	HAZUS (NIBS, 2009), Aslani (2005)	
				DS2	Srednja poškodovanost			0.50	0.60		
				DS3	Močna poškodovanost			1.00	0.60		
				DS4	Porušitev			2.00	0.60		

4.6.1 Definicija mejnih stanj na nivoju zidanih elementov

Za določitev krivulj ranljivosti je potrebno najprej definirati mejna stanja, ki določajo stopnjo poškodovanosti, povežemo pa jih tudi z ustreznimi sanacijskimi deli za popravilo poškodovanega elementa in pripadajočimi stroški. Mitrani-Reiser et al. (2006) so mejna stanja poškodovanosti konstrukcijskih elementov definirali z majhno, srednjo in močno poškodovanostjo, in jih povezali s popravili za vzpostavitev njihove prvotne odpornosti: injektiranje z epoksidno smolo, obbetoniranjem in zamenjavo konstrukcijskega elementa. Skladno z ugotovitvami Tomaževiča (2007), ki mejna stanja poveže s stopnjo poškodovanosti po evropski makroseizmični lestvici (Grünthal, 1998), ter Bosiljkova et al. (2010) smo v doktorski disertaciji definirali tri karakteristična mejna stanja zidanih elementov: mejo nastanka razpok, mejo največje nosilnosti in končno mejno stanje blizu porušitve.

Na sliki 4.16a je prikazan odnos med silo in pomikom v zidu s prevladujočim strižnim obnašanjem ter ovojnica odnosa sila-pomik. Na sliki 4.16b je prikazana ovojnica odnosa sila-pomik v brezdimenzijski obliki z zasukom zidanega elementa δ , ki predstavlja razmerje med vodoravnim pomikom d na vrhu preizkušanca ter njegovo višino h . Prikazana je tudi enostavna elasto-plastična idealizirana krivulja, ki je določena skladno s pravili, opisanimi v poglavju 4.5.4. Prikazane so še karakteristične točke na ovojnicu, ki so v pomoč pri definiciji mejnih stanj v zidanem preizkušancu: točka, kjer idealizirana krivulja seka ovojnico pri 70 % nosilnosti oziroma meja nastanka razpok (δ_{cr} , H_{cr}); meja elastičnosti, kjer pride do preloma v elasto-plastični idealizirani krivulji (δ_y , H_y); meja največje nosilnosti zidu (δ_{Hmax} , H_{max}) ter točka končnega mejnega stanja blizu porušitve, kjer nosilnost pade pod 80 % maksimalne nosilnosti (δ_u , H_u).



Slika 4.16: (a) Odvisnost med vodoravno silo H in pomikom d na vrhu zidanega preizkušanca s prevladujočim strižnim obnašanjem ter ovojnica odnosa sila – pomik; (b) idealizacija eksperimentalno določene krivulje odpornosti z idealizirano krivuljo vključno s karakterističnimi točkami.

Figure 4.16: (a) Force-displacement ($H-d$) relationship and corresponding envelope of a shear-sensitive masonry specimen, and (b) idealized force-displacement envelope of experimentally obtained hysteresis envelope including characteristic points.

Mejno stanje razpok – majhna poškodovanost (DS1)

Prve razpoke v zidanih elementih iz opečnih votlakov se običajno pojavijo zelo hitro, pri zelo majhnih zasukih elementa (slika 4.17a). Velikokrat se v preizkušancih, kjer prevladuje upogibno obnašanje, zaradi obojestranske vpetosti pojavijo majhne, lasaste horizontalne razpoke ob vpetju na tisti strani elementa, ki je v nategu. V primeru strižnega obnašanja se pojavijo komaj vidne strižne razpoke v

sredini zidu in se kasneje širijo proti vogalom. Nastanek prvih razpok v elementu se jasno pokaže v ovojnici histerezne zanke, saj ga spremlja spremenjeni naklon odnosa med silo in pomikom oziroma sprememba v togosti elementa. Takšne začetne razpoke ne predstavljajo velike nevarnosti za element in konstrukcijo in se jih da razmeroma enostavno popraviti. V večini poročil žal ne beležijo zasuka, pri katerem pride do nastanka prvih razpok, zato smo ob pomanjkanju tega podatka za nastanek prvih razpok privzeli zasuk elementa na meji elastičnosti, kjer pride do preloma v elastoplastični idealizaciji ovojnice histerezne zanke. V večini primerov je ta zasuk zelo podoben zasuku pri 70 % maksimalne nosilnosti, kjer se običajno predpostavlja, da nastanejo prve poškodbe.

Mejno stanje nosilnosti – srednja poškodovanost (DS2)

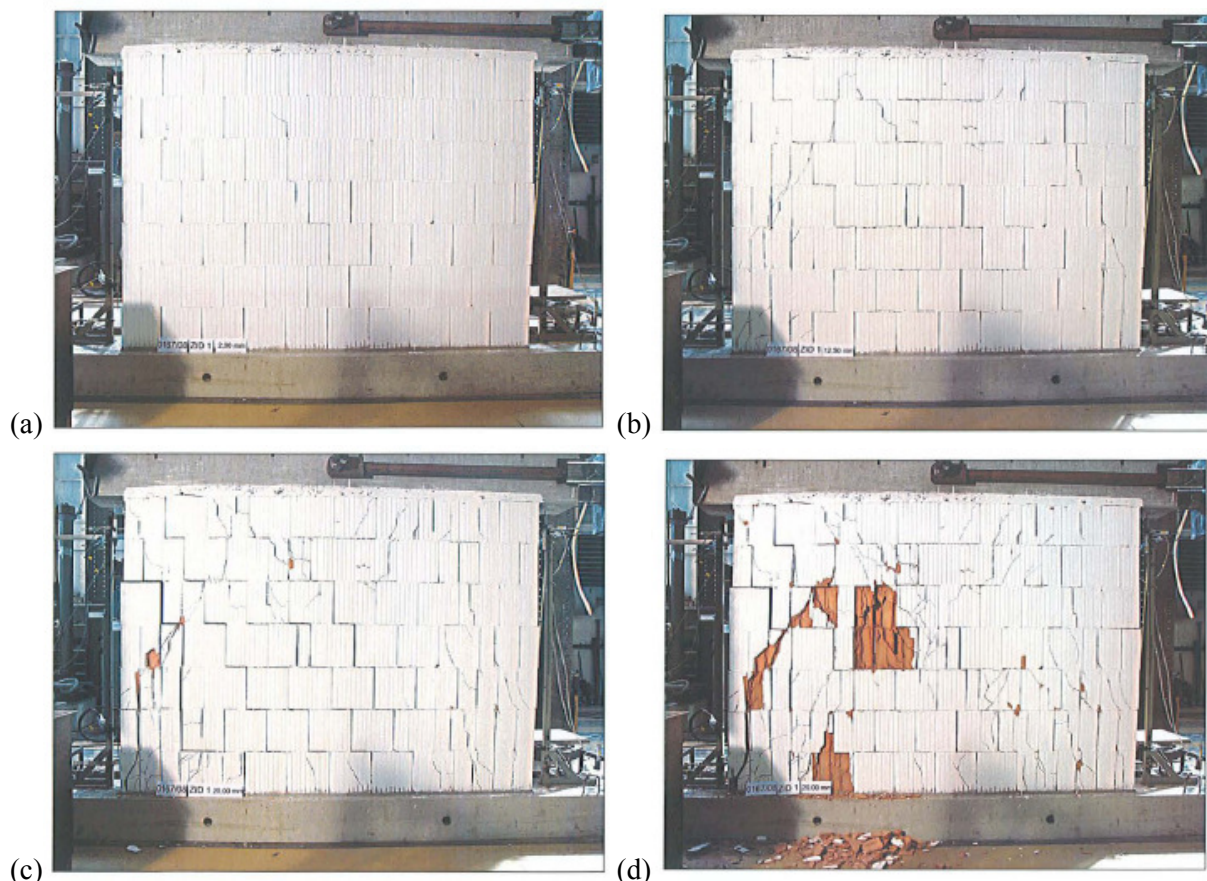
Pri doseženi nosilnosti elementa H_{max} je poškodovanost v elementu že takšna, da začne nosilnost upadati. Pri elementu, kjer prevladuje strižno obnašanje se pojavijo prve večje diagonalne razpoke, vendar imajo te razpoke še vedno debelino manjšo od 0.2 mm (Tomaževič, 2007). Podobno velja za element s prevladujočim upogibnim obnašanjem, kjer se pojavijo številne upogibne razpoke ob vpetju z majhno debelino, v manjšem obsegu pa se lahko že pojavi pokanje zidakov v tlačnem vogalu. Poškodovanost je še vedno tako majhna, da jo je smiselno popraviti (slika 4.17b).

Mejno stanje blizu porušitve – močna poškodovanost (DS3)

Ko nosilnost elementa upade pod 80 % nosilnosti H_{max} , se v elementu že pojavijo večje poškodbe (slika 4.17c). V elementih s strižnim obnašanjem, se pojavi veliko diagonalnih razpok, ki imajo debelino med 1 mm in 10 mm, lahko se pojavi tudi drobljenje zidakov vzdolž tlačene diagonale. V elementih, kjer prevladuje upogib, se podobno pojavijo razpoke z večjo debelino, v vogalih pa se praviloma zgodi tlačna porušitev zidakov. V primeru upogibnega obnašanja elementa se pogosto zgodi, da nosilnost preizkušanca sploh ne upade pod 80 %, čeprav preizkušance preverjajo pri zelo velikih zasukih elementa (> 2 %). Pri določanju mejnih stanj in karakterističnih zasukov se je potrebno ves čas zavedati, da vsak eksperiment na zidanem preizkušancu, ki ga izvedejo v kontroliranih laboratorijskih pogojih, predstavlja samo idealiziran približek obnašanja zidu v konstrukciji med potresom. V realnosti so stanje materiala, obtežba in njen časovni potek ter robni pogoji v zidovih precej drugačni kot v laboratoriju, posledično pa je lahko tudi obnašanje zidov drugačno kot v eksperimentih, kjer omejitve pogosto predstavlja laboratorijska oprema (npr. dosežen maksimalni hod bata). V takšnih primerih smo za končno mejno stanje uporabili maksimalni zasuk, do katerega je bil preizkušanec testiran. V tem mejnem stanju nastopi močna poškodovanost, ki je v veliko primerih še popravljiva, vendar je vprašljivo, če je sanacija ekonomsko upravičena.

Mejno stanje porušitve (DS4)

S tem mejnim stanjem opišemo element, ki je tik pred porušitvijo, ali pa je že porušen do te mere, da je njegova nosilnost na horizontalno obtežbo zanemarljiva (slika 4.17d). Običajno se v elementu pojavijo strižne diagonalne razpoke večje od 10 mm, drobljenje zidakov vzdolž diagonal in vogalu zidu, ki je v tlaku. Posledično nosilnost elementa močno upade. Velikokrat pri eksperimentalnem preizkušanju zidanih elementov eksperiment končajo predno se pojavi porušitev, saj obstaja velika nevarnost poškodb občutljive laboratorijske opreme, pri elementih, kjer prevladuje upogibno obnašanje elementa, pa se pogosto zgodi, da je deformacijska kapaciteta zidu večja od maksimalnega pomika bata. Zaradi omenjenih razlogov je določitev zasuka, pri katerem pride do porušitve elementa zelo nezanesljiva zaradi pomanjkanja uporabnih podatkov in podvržena številnim negotovostim, zato je v okviru podatkovne baze in določanja krivulj ranljivosti nismo določali.



Slika 4.17: Poškodovanost pri različnih mejnih stanjih poškodovanosti zidanega preizkušanca: (a) nastanek prvih razpok, (b) dosežena nosilnost elementa (c) mejno stanje blizu porušitve ob padcu nosilnosti na 80 % H_{max} in (d) porušitev elementa (Tomažević et al., 2009).

Figure 4.17: Damage at various damage states for masonry specimen: (a) first cracks, (b) maximum base shear, (c) near-collapse limit state at 80 % of H_{max} and (d) collapse of the specimen (Tomažević et al., 2009).

4.6.2 Podatkovna baza eksperimentalnih rezultatov

Določanje verjetnosti prekoračitve nekega mejnega stanja zahteva zbiranje informacij o mejnih zasukih zidov, kjer nastopi izbrano mejno stanje. Najbolje bi bilo, če bi lahko te informacije dobili direktno iz stavb, ki so bile poškodovane med potresi različnih intenzitet, vendar je to praktično nemogoče izmeriti. Najboljši približek obnašanja zidanih elementov med potresi je njegova simulacija v laboratoriju, zato smo v obliki podatkovne baze zbrali podatke o preiskavah na zidanih preizkušancih, ki smo jih pridobili iz več raziskovalnih centrov po Evropi: Zavod za Gradbeništvo v Ljubljani (Bosiljkov et al., 2004; Bosiljkov in Tomažević, 2006; Tomažević et al., 2009), Tehnična univerza v Dortmundu (Ötes in Löring, 2003), Tehnična univerza v Münchnu (Zilch et al., 2008), Univerza v Kasselu (Fehling et al., 2007) in v raziskovalnem centru EUCENTRE iz Pavije (Magenes et al., 2008).

V podatkovno bazo smo vključili 69 preizkušancev iz opečnih votlakov ter 27 preizkušancev iz zidakov iz kalcijevega silikata. Spremljali smo pogoje preizkušanja (vpetost ter nivo osne sile v elementu), splošne lastnosti preizkušanca (geometrija, prisotnost armature, prisotnost AB vezi), lastnosti zidakov (tip, tlačna trdnost), lastnosti malte (tip, tlačna trdnost, zapolnjenost reg) ter materialne karakteristike zidovja (tlačna trdnost, začetna strižna trdnost, natezna trdnost, elastični modul ter strižni modul). Pri vsakem preizkušancu smo beležili zasuke, ki so privedli do nastanka

prvih razpok, njegove nosilnosti ter mejnega stanja blizu porušitve. Podatkovna baza je v celoti na voljo na priloženem CD-ju, v tem poglavju pa se osredotočamo predvsem na zasuke elementov iz opečnih votlakov pri različnih mejnih stanjih.

Prvoten namen vzpostavitve baze podatkov je bil razviti empiričen izraz za odvisnost mejnih zasukov zidanih elementov od osne obremenitve, trdnostnih parametrov, tipa zidovja in malte ter geometrije zidu. Kasneje se je izkazalo, da v številnih primerih iz poročil o izvedenih eksperimentih manjkajo nekateri podatki o materialnih lastnostih zidov, zasuki pri nastanku razpok in v območju blizu porušitve pa niso zabeleženi. Dodatno težavo predstavlja dejstvo, da želijo pri večini eksperimentov, raziskovalci s čim manjšim številom preizkušancev, preiskati čim več parametrov naenkrat, kar je razumljivo zaradi drage izvedbe eksperimentov, vendar je zato težko najti sistematično študijo, kjer bi preiskovali samo vpliv enega parametra na določeno količino, kar bi omogočilo izpeljavo bolj verodostojnih empiričnih izrazov.

V preglednici 4.5 so prikazani osnovni podatki 63 preizkušancev iz opečnih votlakov, vključno z geometrijo zidov, tipom malte, zapolnjenostjo vertikalnih reg ter robnimi pogoji. Prikazujemo samo primere nepovezanega in nearmiranega zidovja iz opečnih votlakov. Vsi zidaki sodijo v drugo skupino zidakov po Evrokodu 6 (SIST EN 1996, 2006), kar pomeni, da vsebujejo med 25 in 55 % navpičnih lukenj. V bazo so vključeni zidovi debeline med 0.17 m in 0.37 m, pri čemer ima največ zidov debelino 0.30 m. Dolžine zidov so med 1.0 m in 2.7 m, višine zidov pa so med 1.5 m in 2.5 m. Približno polovica zidov je bila med preizkušanjem polno vpeta zgoraj in spodaj, preostali zidovi so bili preizkušeni z enim prostim robom kot konzole. V bazi podatkov je bila tretjina zidov sezidanih s tankoslojno malto, dve tretjini zidov z malto za splošno uporabo, zgolj en zid pa je bil narejen iz lahke malte. Pestra je bila tudi izvedba vertikalnih reg, ki so bile bodisi zapolnjene z malto po celotni širini bodisi le delno (maltni žep). V nekaterih primerih so zidaki omogočali izvedbo stika na pero in utor, v drugih pa so bile vertikalne rege popolnoma nezapolnjene z malto.

V preglednici 4.6 so povzeti pomembnejši parametri, ki smo jih zbrali v podatkovni bazi. Razmerje med višino elementa h in njegovo dolžino l določa vitkost elementa, pri čemer pri bolj vitkih elementih običajno prevladuje upogibno obnašanje, pri daljših zidovih pa strižno. V podatkovni bazi so razvrščeni elementi, katerih razmerje h/l se giblje med 0.7 in 2.5. Na odziv zidanih elementov močno vpliva tudi stopnja tlačne napetosti σ_0 , ki se pri elementih, zbranih v podatkovni bazi, giblje med 0.03 in 0.39 tlačne trdnosti f_c . Prikazane so tudi eksperimentalno določene vrednosti materialnih karakteristik f_c, f_t, G in E , če so bile v poročilu navedene. Ponekod so raziskovalci vzporedno z glavno preiskavo zidov v horizontalni smeri, dodatno preiskali preizkušance enakega tipa in tako dobili tudi materialne karakteristike za določen tip zidakov in zidu, vendar tega žal niso storili pri vseh preizkušancih.

Pri vsakem izmed preizkušancev smo določili tudi na kakšen način se je porušil, pri čemer smo upoštevali naslednje kriterije: zaporedje nastajanja in tip poškodb iz priložene fotodokumentacije in opisa v poročilu, oblika histerezne zanke in sipanje energije ter absolutna kapaciteta pomika. Na njihovi podlagi smo določili ali je bila porušitev strižna (diagonalne razpoke, široke histerezne zanke z veliko sipanja energije in majhno kapaciteto pomika), upogibna (upogibne razpoke, drobljenje zidakov na robu, S – histerezna zanka z manj sipanja energije in velika kapaciteta pomika) ali pa kombinirana. Pri kombiniranih poružitvah smo določili ali je prevladoval upogibni ali strižni mehanizem, pri določenih preizkušancih pa smo porušitev razvrstili kot dvomljivo, saj ni bilo mogoče jasno določiti prevladujočega mehanizma. Upogibno se je porušilo 23 preizkušancev v bazi, strižno 35, pri petih preizkušancih pa je bil tip porušitve dvomljiv.

Preglednica 4.5: Osnovni podatki preizkušancev iz opečnih votlakov, ki so vključeni v podatkovno bazo.

Table 4.5: The properties of hollow clay masonry specimens used in the database.

#	Oznaka	Vir	Vpetost zidu	Tip malte	Vertikalne rege	t (m)	l (m)	h (m)
1	CL03	Magenes et al., 2008	Polna	Tankoslojna	Nezapolnjene	0.37	1.00	2.50
2	CL04	Magenes et al., 2008	Polna	Splošna	Zapolnjene	0.30	2.50	2.60
3	CL05	Magenes et al., 2008	Polna	Splošna	Zapolnjene	0.30	2.50	2.60
4	CL06	Magenes et al., 2008	Polna	Splošna	Zapolnjene	0.30	1.25	2.60
5	CL07	Magenes et al., 2008	Polna	Splošna	Pero in utor	0.30	1.25	2.60
6	CL08	Magenes et al., 2008	Polna	Splošna	Pero in utor	0.30	2.50	2.60
7	CL09	Magenes et al., 2008	Polna	Tankoslojna	Pero in utor	0.30	1.25	2.60
8	CL10	Magenes et al., 2008	Polna	Tankoslojna	Pero in utor	0.30	2.50	2.60
9	Zid 1	Tomažević et al., 2009	Konzola	Tankoslojna	Pero in utor	0.30	2.50	1.75
10	Zid 2	Tomažević et al., 2009	Konzola	Tankoslojna	Pero in utor	0.30	2.50	1.75
11	Zid 3	Tomažević et al., 2009	Konzola	Tankoslojna	Pero in utor	0.30	2.50	1.75
12	Zid 4	Tomažević et al., 2009	Konzola	Tankoslojna	Pero in utor	0.30	2.50	1.75
13	Zid 5	Tomažević et al., 2009	Konzola	Tankoslojna	Pero in utor	0.30	2.50	1.75
14	Zid 6	Tomažević et al., 2009	Konzola	Tankoslojna	Pero in utor	0.30	2.50	1.75
15	Zid 7	Tomažević et al., 2009	Konzola	Tankoslojna	Pero in utor	0.30	2.50	1.75
16	Zid 8	Tomažević et al., 2009	Konzola	Tankoslojna	Pero in utor	0.30	2.50	1.75
17	Zid 9	Tomažević et al., 2009	Konzola	Tankoslojna	Pero in utor	0.30	2.50	1.75
18	BNL1	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Zapolnjene	0.30	1.03	1.51
19	BNL2	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Zapolnjene	0.30	1.03	1.51
20	BNL3	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Zapolnjene	0.30	1.03	1.52
21	BNL4	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Zapolnjene	0.30	1.03	1.51
22	BNL5	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Zapolnjene	0.30	1.03	1.51
23	BNL6	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Zapolnjene	0.30	1.03	1.51
24	BGL1	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Nezapolnjene	0.30	0.99	1.51
25	BGL2	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Nezapolnjene	0.30	0.99	1.51
26	BGL3	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Nezapolnjene	0.30	0.99	1.51
27	BPL1	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Maltni žep	0.30	0.99	1.51
28	BPL2	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Maltni žep	0.30	0.99	1.51
29	BPL3	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Maltni žep	0.30	0.99	1.51
30	BWL1	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Maltni žep	0.30	0.99	1.52
31	BWL2	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Maltni žep	0.30	0.99	1.51
32	BWL3	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Maltni žep	0.30	0.99	1.51
33	BZL1	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Pero in utor	0.30	0.99	1.51
34	BZL2	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Pero in utor	0.30	0.99	1.51
35	BZL3	Bosiljkov et al., 2004	Konzola	Splošna	Pero in utor	0.30	0.99	1.51
36	BNW1	Bosiljkov in Tomažević, 2006	Konzola	Splošna	Zapolnjene	0.30	2.57	1.75
37	BNW2	Bosiljkov in Tomažević, 2006	Konzola	Splošna	Zapolnjene	0.30	2.57	1.75
38	BNW3	Bosiljkov in Tomažević, 2006	Konzola	Splošna	Zapolnjene	0.30	2.58	1.75
39	BZW1	Bosiljkov in Tomažević, 2006	Konzola	Splošna	Pero in utor	0.30	2.48	1.75

Preglednica 4.5 (nadaljevanje): Osnovni podatki preizkušancev iz opečnih votlakov iz podatkovne baze.

Table 4.5 (continued): The properties of hollow clay masonry specimens used in the database.

#	Oznaka	Vir	Vpetost zidu	Tip malte	Vertikalne rege	t (m)	l (m)	h (m)
40	BZW2	Bosiljkov in Tomažević, 2006	Konzola	Lahka	Pero in utor	0.30	2.48	1.75
41	BTW	Bosiljkov in Tomažević, 2006	Konzola	Splošna	Maltni žep	0.25	2.36	1.60
42	BSW	Bosiljkov in Tomažević, 2006	Konzola	Splošna	Zapolnjene	0.17	2.71	1.82
43	Clay01	Zilch et al., 2008	Polna	Tankoslojna	Pero in utor	0.18	1.50	2.50
44	1	Fehling et al., 2007	Polna	Splošna	/	0.18	2.20	2.50
45	3	Fehling et al., 2007	Polna	Splošna	/	0.18	2.20	2.50
46	4	Fehling et al., 2007	Polna	Tankoslojna	/	0.18	2.20	2.50
47	5	Fehling et al., 2007	Polna	Tankoslojna	/	0.18	2.20	2.50
48	6	Fehling et al., 2007	Polna	Splošna	/	0.18	2.20	2.50
49	7	Fehling et al., 2007	Polna	Tankoslojna	/	0.18	1.10	2.50
50	8	Fehling et al., 2007	Polna	Splošna	/	0.18	1.10	2.50
51	9	Fehling et al., 2007	Polna	Tankoslojna	/	0.18	2.20	2.50
52	10	Fehling et al., 2007	Polna	Tankoslojna	/	0.18	2.20	2.50
53	11	Fehling et al., 2007	Polna	Splošna	/	0.18	2.20	2.50
54	12	Fehling et al., 2007	Polna	Tankoslojna	/	0.18	1.10	2.50
55	13	Fehling et al., 2007	Polna	Tankoslojna	/	0.18	1.10	2.50
56	14	Fehling et al., 2007	Polna	Tankoslojna	/	0.18	1.10	2.50
57	15	Fehling et al., 2007	Polna	Tankoslojna	/	0.18	2.20	2.50
58	23	Fehling et al., 2007	Polna	Tankoslojna	/	0.30	2.00	2.50
59	24	Fehling et al., 2007	Polna	Tankoslojna	/	0.30	2.00	2.50
60	25	Fehling et al., 2007	Polna	Tankoslojna	/	0.30	2.00	2.50
61	V6	Ötes in Löring, 2003	Polna	Splošna	/	0.18	1.25	2.50
62	V8	Ötes in Löring, 2003	Polna	Splošna	/	0.18	2.50	2.50
63	V11	Ötes in Löring, 2003	Konzola	Splošna	/	0.18	2.50	2.50

Oznaka / pomeni, da v poročilu ni bilo podatka.

Skladno z zgoraj definiranimi mejnimi stanji, so v preglednici 4.6 prikazani tudi mejni zasuki elementov, ki povzročijo nastanek različno močnih poškodb. V primeru preizkušancev, kjer je prevladovalo strižno obnašanje so se prve razpoke pojavile pri zasukih elementov med 0.056 % in 0.176 %, pri tistih z upogibno porušitvijo pa še celo pri manjših zasukih med 0.024 % in 0.152 %. Močnejše razpoke, ki sovpadajo z doseženim mejnim stanjem nosilnosti elementa so se pri preizkušancih s strižnim obnašanjem pojavile pri zasukih med 0.108 % in 0.66 %, pri tistih z upogibno porušitvijo pa pri zasukih med 0.114 % in 0.80 %. Velike poškodbe, ki jih povežemo z mejnim stanjem blizu porušitve, kjer nosilnost elementa upade pod 80 % nosilnosti, so se pri elementih s strižnim obnašanjem pojavile pri zasukih med 0.108 % in 1.00 %, pri tistih z upogibnim obnašanjem pa pri zasukih med 0.34 % in 1.95 %. Veliki razponi v mejnih zasukih kažejo na veliko razpršenost mejnih zasukov elementov pri različnih mejnih stanjih, glede na sorazmerno majhno število preizkušancev v bazi pa je težko oceniti kateri izmed parametrov najbolj vpliva nanjo.

Preglednica 4.6: Lastnosti preizkušancev iz opečnih votlakov, ki so vključeni v bazi, in pripadajoči mejni zasuki.

Table 4.6: The characteristics of hollow clay masonry specimens used in the database and the corresponding limit state drifts.

#	Oznaka	Geometrija				Obtežba σ_v (delež f_c)	Materialne karakteristike				Mejni zasuki preizkušancev			
		t (m)	l (m)	h (m)	h/l		f_c (MPa)	f_t (MPa)	G (MPa)	E (MPa)	Tip porušitve	δ_{el} (%)	δ_{Hmax} (%)	δ_u (%)
1	CL03	0.37	1.00	2.50	2.5	0.03	/	/	/	/	Upogib	0.024	0.24	1.46
2	CL04	0.30	2.50	2.60	1.0	0.09	8.00	0.28	/	5905	Strig	0.097	0.21	0.35
3	CL05	0.30	2.50	2.60	1.0	0.09	8.00	0.28	/	5905	Strig	0.110	0.19	0.21
4	CL06	0.30	1.25	2.60	2.1	0.06	8.00	0.28	/	5905	Upogib	0.076	0.38	1.95
5	CL07	0.30	1.25	2.60	2.1	0.09	5.70	/	/	3213	Strig	0.097	0.18	0.26
6	CL08	0.30	2.50	2.60	1.0	0.12	5.70	/	/	3213	Strig	0.150	0.26	0.49
7	CL09	0.30	1.25	2.60	2.1	0.11	4.70	/	/	3874	Strig	0.113	0.21	0.23
8	CL10	0.30	2.50	2.60	1.0	0.14	4.70	/	/	3874	Strig	0.123	0.36	0.45
9	Zid 1	0.30	2.50	1.75	0.7	0.18	4.98	/	/	6444	Mešano-upogib	0.110	0.56	1.13
10	Zid 2	0.30	2.50	1.75	0.7	0.18	4.98	/	/	6444	Mešano-upogib	0.094	0.23	0.68
11	Zid 3	0.30	2.50	1.75	0.7	0.18	4.98	/	/	6444	Mešano-upogib	0.116	0.43	0.83
12	Zid 4	0.30	2.50	1.75	0.7	0.12	4.98	/	/	6444	Upogib	0.065	0.57	1.43
13	Zid 5	0.30	2.50	1.75	0.7	0.12	4.98	/	/	6444	Upogib	0.099	0.42	1.15
14	Zid 6	0.30	2.50	1.75	0.7	0.12	4.98	/	/	6444	Mešano-upogib	0.088	0.29	0.73
15	Zid 7	0.30	2.50	1.75	0.7	0.07	4.98	/	/	6444	Upogib	0.066	0.85	1.94
16	Zid 8	0.30	2.50	1.75	0.7	0.07	4.98	/	/	6444	Upogib	0.047	0.84	1.92
17	Zid 9	0.30	2.50	1.75	0.7	0.07	4.98	/	/	6444	Upogib	0.049	0.57	1.48
18	BNL1	0.30	1.03	1.51	1.5	0.15	4.13	0.11	332	3088	Dvornljivo	0.065	0.66	1.99
19	BNL2	0.30	1.03	1.51	1.5	0.29	4.13	0.18	280	3088	Mešano-strig	0.128	0.33	0.71
20	BNL3	0.30	1.03	1.52	1.5	0.15	4.13	0.11	337	3088	Upogib	0.057	0.66	1.54
21	BNL4	0.30	1.03	1.51	1.5	0.29	4.13	0.23	369	3088	Upogib	0.112	0.66	0.97
22	BNL5	0.30	1.03	1.51	1.5	0.29	4.13	0.22	320	3088	Dvornljivo	0.126	0.49	0.83
23	BNL6	0.30	1.03	1.51	1.5	0.15	4.13	0.15	342	3088	Upogib	0.064	0.83	2.32
24	BGL1	0.30	0.99	1.51	1.5	0.28	4.20	0.20	354	3302	Mešano-strig	0.110	0.33	0.66
25	BGL2	0.30	0.99	1.51	1.5	0.28	4.20	0.20	355	3302	Mešano-upogib	0.085	0.66	0.95
26	BGL3	0.30	0.99	1.51	1.5	0.14	4.20	0.17	355	3302	Mešano-upogib	0.074	1.32	1.99
27	BPL1	0.30	0.99	1.51	1.5	0.20	5.97	0.21	323	4815	Dvornljivo	0.123	0.40	0.82
28	BPL2	0.30	0.99	1.51	1.5	0.20	5.97	0.23	320	4815	Mešano-strig	0.132	0.49	0.89
29	BPL3	0.30	0.99	1.51	1.5	0.20	5.97	0.23	316	4815	Mešano-strig	0.127	0.66	0.83
30	BWL1	0.30	0.99	1.52	1.5	0.21	5.79	0.21	316	4733	Mešano-strig	0.132	0.66	0.85
31	BWL2	0.30	0.99	1.51	1.5	0.21	5.79	0.22	320	4733	Upogib	0.122	0.66	0.92
32	BWL3	0.30	0.99	1.51	1.5	0.21	5.79	0.21	300	4733	Upogib	0.121	0.50	0.86
33	BZL1	0.30	0.99	1.51	1.5	0.20	6.09	0.19	379	5548	Strig	0.087	0.39	0.44
34	BZL2	0.30	0.99	1.51	1.5	0.20	6.09	0.20	337	5548	Mešano-strig	0.110	0.49	0.59
35	BZL3	0.30	0.99	1.51	1.5	0.20	6.09	0.21	386	5548	Strig	0.106	0.33	0.65
36	BNW1	0.30	2.57	1.75	0.7	0.14	4.13	/	/	/	Upogib	0.062	0.29	1.75
37	BNW2	0.30	2.57	1.75	0.7	0.29	4.13	/	/	/	Strig	0.090	0.23	0.57
38	BNW3	0.30	2.58	1.75	0.7	0.22	4.13	/	/	/	Strig	0.115	0.29	0.86
39	BZW1	0.30	2.48	1.75	0.7	0.22	4.30	/	/	/	Strig	0.113	0.57	0.86

Preglednica 4.6 (nadaljevanje): Lastnosti preizkušancev iz opečnih votlakov, ki so vključeni v bazi, in pripadajoči mejni zasuki.

Table 4.6 (continued): The characteristics of hollow clay masonry specimens used in the database and the corresponding limit state drifts.

#	Oznaka	Geometrija				h/l	Obtežba σ_v (delež f_c)	Materialne karakteristike				Mejni zasuki elementov		
		t (m)	l (m)	h (m)				f_c (MPa)	f_t (MPa)	G (MPa)	E (MPa)	Tip porušitve	δ_{el} (%)	δ_{Hmax} (%)
40	BZW2	0.30	2.48	1.75	0.7	0.22	2.39	/	/	/	Upogib	0.072	1.15	2.42
41	BTW	0.25	2.36	1.60	0.7	0.22	3.89	/	/	/	Mešano-strig	0.151	0.62	1.00
42	BSW	0.17	2.71	1.82	0.7	0.22	9.42	/	/	/	Strig	0.134	0.28	0.34
43	Clay01	0.18	1.50	2.50	1.7	/	/	/	/	/	Upogib	0.052	0.66	0.80
44	1	0.18	2.20	2.50	1.1	0.39	/	/	/	/	Strig	0.076	0.11	0.11
45	3	0.18	2.20	2.50	1.1	0.39	/	/	/	/	Strig	0.100	0.15	0.22
46	4	0.18	2.20	2.50	1.1	/	/	/	/	/	Strig	0.132	0.20	0.23
47	5	0.18	2.20	2.50	1.1	/	/	/	/	/	Strig	0.092	0.26	0.26
48	6	0.18	2.20	2.50	1.1	0.39	/	/	/	/	Strig	0.108	0.16	0.28
49	7	0.18	1.10	2.50	2.3	/	/	/	/	/	Strig	0.176	0.44	0.44
50	8	0.18	1.10	2.50	2.3	0.39	/	/	/	/	Mešano-strig	0.156	0.26	0.43
51	9	0.18	2.20	2.50	1.1	/	/	/	/	/	Strig	0.100	0.43	0.40
52	10	0.18	2.20	2.50	1.1	/	/	/	/	/	Strig	0.148	0.19	0.20
53	11	0.18	2.20	2.50	1.1	0.39	/	/	/	/	Strig	0.144	0.23	0.28
54	12	0.18	1.10	2.50	2.3	/	/	/	/	/	Strig	0.140	0.31	0.31
55	13	0.18	1.10	2.50	2.3	/	/	/	/	/	Mešano-upogib	0.152	0.62	0.62
56	14	0.18	1.10	2.50	2.3	/	/	/	/	/	Upogib	0.136	0.80	1.00
57	15	0.18	2.20	2.50	1.1	/	/	/	/	/	Mešano-strig	0.120	0.46	0.46
58	23	0.30	2.00	2.50	1.3	/	/	/	/	/	Dvumljivo	0.088	0.24	0.35
59	24	0.30	2.00	2.50	1.3	/	/	/	/	/	Strig	0.108	0.24	0.44
60	25	0.30	2.00	2.50	1.3	/	/	/	/	/	Mešano-strig	0.124	0.42	0.78
61	V6	0.18	1.25	2.50	2.0	0.09	/	/	/	/	Mešano-strig	0.068	0.24	0.29
62	V8	0.18	2.50	2.50	1.0	0.09	/	/	/	/	Strig	0.056	0.14	0.15
63	V11	0.18	2.50	2.50	1.0	0.09	/	/	/	/	Dvumljivo	0.076	0.22	0.26

Oznaka / pomeni, da v poročilu ni bilo podatka.

4.6.3 Določitev krivulj ranljivosti

V preglednici 4.6, kjer so prikazani zasuki elementa pri različnih mejnih stanjih v odvisnosti od tipa porušitve elementa, se lepo vidi razpršenost mejnih zasukov od preizkušanca do preizkušanca. To je potrebno upoštevati pri določanju verjetnosti, da pri nekem zasuku elementa ta doseže določeno mejno stanje, kar predstavlja krivuljo ranljivosti. Z drugimi besedami, krivulja ranljivosti nam pove, kolikšna je pogojna verjetnost, da bo pri nekem parametru potresnih zahtev presežena določena stopnja poškodovanosti. Krivulje ranljivosti za zidane elemente, ki se porušijo bodisi v strigu bodisi v upogibu smo določili skladno z metodologijo po standardu FEMA P-58 (ATC, 2012a). V našem primeru smo za zasuke elementov pri mejnem stanju poškodovanosti ds predpostavili, da se porazdeljujejo lognormalno, zato lahko matematično zapišemo krivuljo ranljivosti po naslednjem izrazu:

$$P(DS \geq ds | \delta) = \Phi \left(\frac{\ln(\delta / \tilde{\delta}_{DS})}{\beta_{DS}} \right) \quad (4.48)$$

kjer je $P(DS \geq ds | \delta)$ pogojna verjetnost, da bo element dosegel poškodovanost v mejnem stanju ds pri zasuku elementa δ , Φ predstavlja standardizirano normalno porazdelitveno funkcijo, $\tilde{\delta}_{DS}$ in β_{DS} pa sta mediana in standardna deviacija naravnih logaritmov zasukov elementov v mejnem stanju ds , ki ju za vsak tip porušitve in vsako mejno stanje na podlagi eksperimentalnih podatkov določimo po enačbi 4.46, torej po metodi največjega verjetja (glej poglavje 4.5.8).

Dodatno smo s statističnimi testi preizkusili tudi domnevo, da so podatki iz eksperimentov porazdeljeni lognormalno. Običajno raziskovalci pri tem uporabljajo test Kolmogorova in Smirnova (Kramar, 2008; Vidrih, 2012) ki pa ni primeren za porazdelitve, katerih parametrov vnaprej ne poznamo in jih moramo oceniti iz vzorca, saj v tem primeru test ne da točne ocene tveganja pri zavrnitvi ničelne domneve (Turk, 2009). Alternativno, nekateri raziskovalci za preizkušanje skladnosti uporabljajo test χ^2 , ki pa tudi ni primeren za majhne vzorce, saj je potrebno podatke razvrstiti v razrede, pri čemer lahko število razredov pomembno vpliva na rezultate (Kramar, 2008). Zato smo se odločili, da preverimo ničelno domnevo o lognormalni porazdelitvi zasukov s statističnim testom Lillieforsa (Lilliefors, 1967), kar je priporočeno tudi v FEMA P-58-1 (ATC, 2012a). Test Lillieforsa je v osnovi podoben testu Kolmogorova in Smirnova in temelji na teoretični porazdelitveni funkciji $F_X(x)$ ter empirični porazdelitveni funkciji $F_X^*(x_j)$, ki jo dobimo iz vzorca. Vrednosti elementov vzorca $x_j, j = 1, \dots, n$ razvrstimo po velikosti od najmanjše vrednosti do največje in tvorimo empirično porazdelitveno funkcijo:

$$F_X^*(x_j) = \frac{j}{n} \quad (4.49)$$

kjer j predstavlja zaporedno številko elementa v razvrščenem vzorcu. Statistiko D_{max} določimo podobno kot pri testu Kolmogorov-Smirnov tako, da poiščemo največjo absolutno razliko med porazdelitvenima funkcijama $F_X(x_j)$ in $F_X^*(x_j)$

$$D_{max} = \max_{j=1}^n |F_X(x_j) - F_X^*(x_j)| \quad (4.50)$$

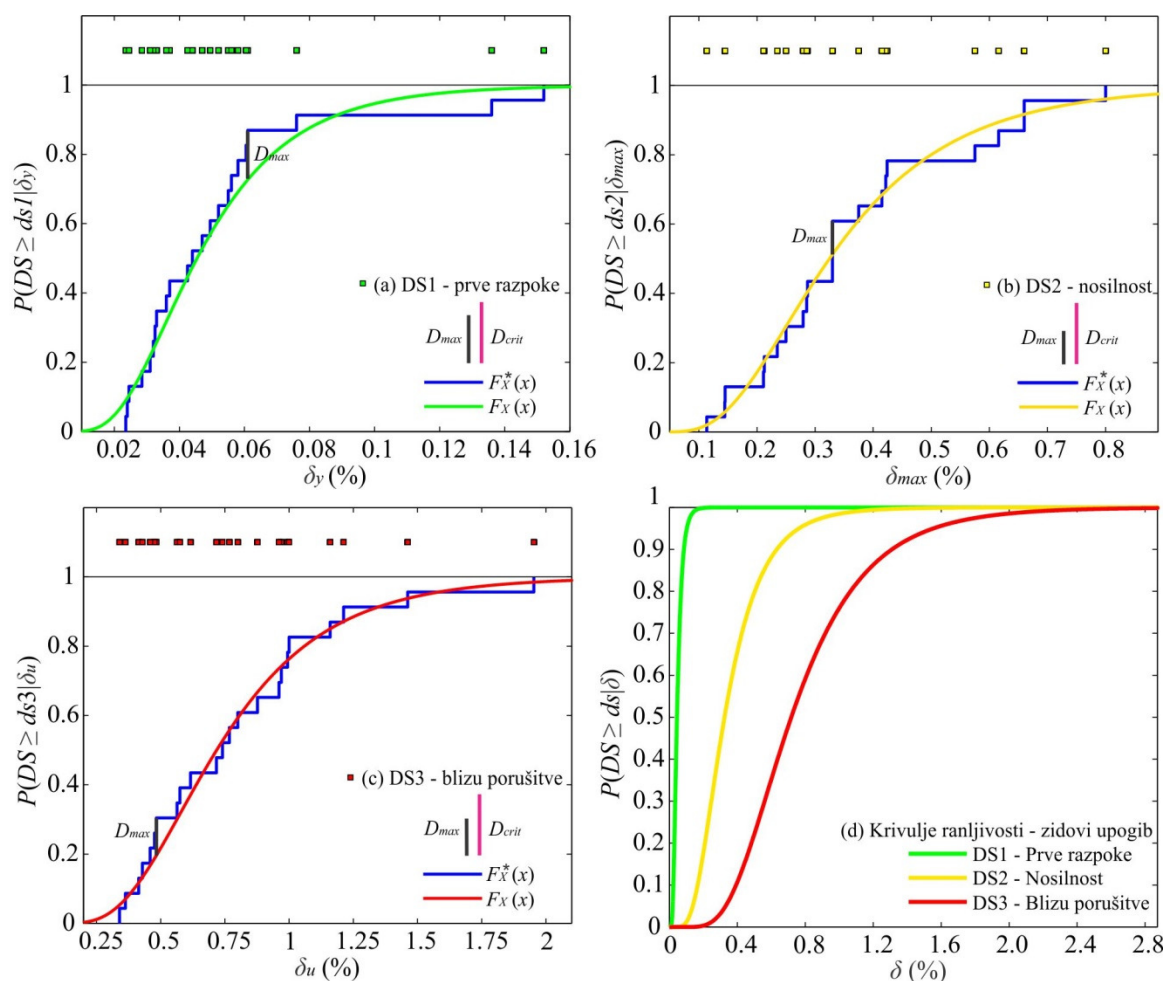
kjer je vrednost n enak velikosti vzorca, torej številu elementov vzorca. Če je statistika D_{max} večja od mejne vrednosti D_{crit} pri določenem tveganju α , ki jo izračunamo iz preglednice 4.7, moramo ničelno domnevo zavrniti in lahko s tveganjem α trdimo, da porazdelitev ni taka, kot pravi ničelna domneva.

Preglednica 4.7: Mejne vrednosti statistike D_{max} pri statističnem testu Lillieforsa (1967).

Table 4.7: Critical values for Lilliefors goodness-of-fit test (1967).

Stopnja tveganja α	D_{crit} (ATC, 2012a)
$\alpha = 0.15$	$0.775 / (n^{0.5} - 0.01 + 0.85n^{-0.5})$
$\alpha = 0.10$	$0.819 / (n^{0.5} - 0.01 + 0.85n^{-0.5})$
$\alpha = 0.05$	$0.895 / (n^{0.5} - 0.01 + 0.85n^{-0.5})$
$\alpha = 0.025$	$0.995 / (n^{0.5} - 0.01 + 0.85n^{-0.5})$

Na sliki 4.18a so za 23 preizkušancev, ki so se porušili po upogibu, prikazani zasuki elementa, ki so povzročili nastanek razpok ter grafični prikaz testa Lillieforsa vključno s teoretično in stopničasto empirično porazdelitveno funkcijo. Označena je statistika D_{max} , ki smo jo primerjali s kritično statistiko iz preglednice 4.7. Izkazalo se je, da vrednost statistike ne leži v kritičnem območju zavrnitve ničelne domneve, zato je ne moremo zavriniti pri 5 % stopnji tveganja in torej ne moremo trditi, da zasuki elementa pri nastanku razpok niso porazdeljeni lognormalno. Podobno se je pokazalo tudi pri mejnem stanju nosilnosti (slika 4.18b) ter pri mejnem stanju blizu porušitve (slika 4.18c). Dodatno smo vse krivulje ranljivosti za nastanek različnih mejnih stanj pri elementih, ki se obnašajo upogibno prikazali na sliki 4.18d. Razvidno je, da pri zasuku elementa δ , ki je manjši od 0.3 %, obstaja zelo majhna možnost, da bo element, kjer prevladuje upogib močno poškodovan, pri zasuku elementa, ki je večji od 1.5 % pa je skoraj gotovo, da se bo to zgodilo.



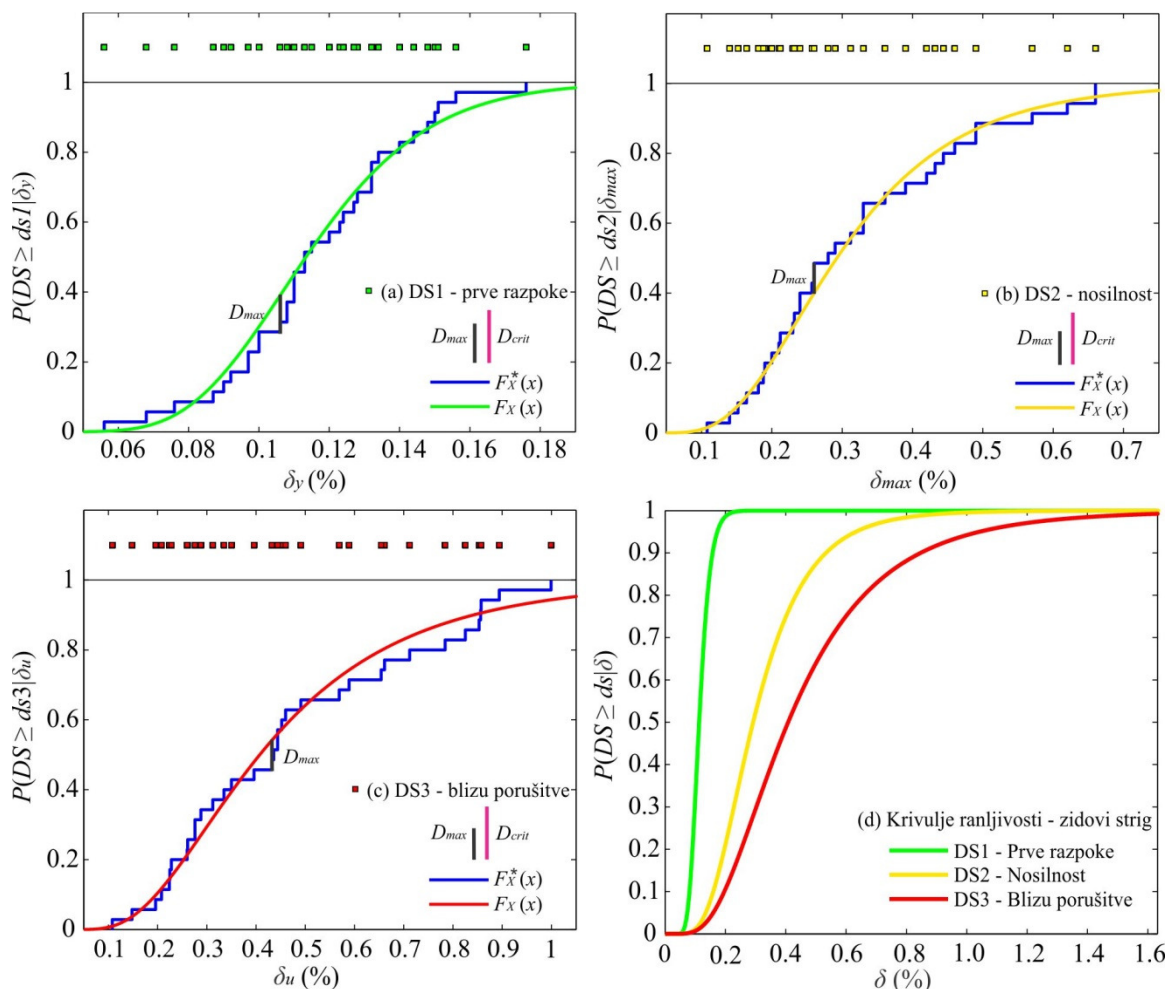
Slika 4.18: Grafični prikaz testa Lillieforsa s porazdelitveno funkcijo F_X in empirično porazdelitveno funkcijo F_X^* pri mejnem stanju: (a) nastanka poškodb, (b) nosilnosti, (c) blizu porušitve ter (d) krivulje ranljivosti za zidane elemente, ki se poškodujejo v upogibu.

Figure 4.18: Graphical representation of statistical test according to Lilliefors (1967) including cumulative distribution function F_X and empirical cumulative distribution function F_X^* at various limit states: (a) first cracks, (b) maximum base shear, (c) near collapse and (d) fragility curves for masonry elements with flexural failure.

Na enak način smo preverili tudi veljavnost predpostavke o lognormalni porazdelitvi zasukov pri različnih mejnih stanjih pri elementih, ki se porušijo strižno, kar je prikazano na slikah 4.19a – 4.19c, dodatno pa prikazujemo tudi krivulje ranljivosti za zidane elemente, ki se porušijo v strigu (slika 4.19d). Tudi tu je razvidno, da pri zasukih manjših od 0.2 % obstaja majhna verjetnost, da bo element

močno poškodovan, pri zasukih večjih od 1 % pa je močna strižna poškodovanost praktično neizogibna.

V preglednici 4.8 so prikazani parametri krivulj ranljivosti - mediane in standardne deviacije naravnih logaritmov za zidane elemente, ki se porušijo bodisi v strigu bodisi v upogibu, ter za vsa mejna stanja. Očitno je, da so disperzije zasukov pri vseh mejnih stanjih, še posebno pri večji poškodovanosti zelo velike.



Slika 4.19: Grafični prikaz testa Lilliefors s porazdelitveno funkcijo F_X in empirično porazdelitveno funkcijo F_X^* pri mejnem stanju: (a) nastanka poškodb, (b) nosilnosti, (c) blizu porušitve ter (d) krivulje ranljivosti za zidane elemente, ki se poškodujejo v strigu.

Figure 4.19: Graphical representation of statistical test according to Lilliefors (1967) including cumulative distribution function F_X and empirical cumulative distribution function F_X^* at various limit states: (a) first cracks, (b) maximum base shear, (c) near collapse and (d) fragility curves for masonry elements with shear failure.

Preglednica 4.8: Parametri krivulj ranljivosti za mejne zasuke zidov pri treh mejnih stanjih.

Table 4.8: Parameters of fragility curves for drifts of masonry walls corresponding to the three limit states.

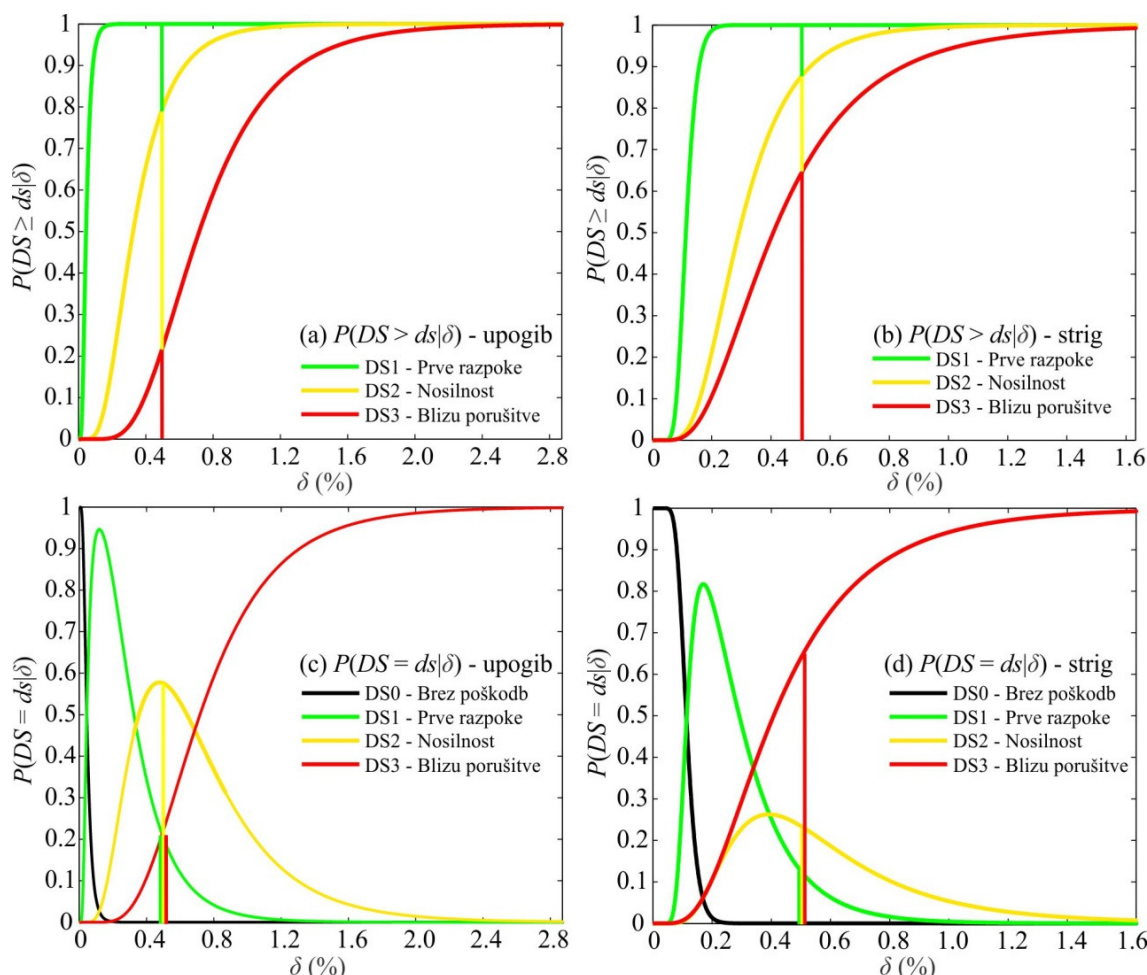
Tip porušitve	Strig (35 preizkušancev)		Upogib (23 preizkušancev)	
Mejno stanje	$\delta_{DS}^{\tilde{}}$ (%)	β_{DS}	$\delta_{DS}^{\tilde{}}$ (%)	β_{DS}
DS1 – nastanek razpok	0.113	0.26	0.045	0.50
DS2 – nosilnost	0.292	0.47	0.325	0.52
DS3 – blizu porušitve	0.408	0.57	0.718	0.47

4.6.4 Verjetnost pojava mejnega stanja

Krivulje ranljivosti lahko uporabimo tudi za določitev verjetnosti, da se bo zidan element nahajal v točno določenem mejnem stanju. Verjetnost pojavitve mejnega stanja ds_d pri pogoju, da je zasuk elementa enak δ , se po enačbi 4.51 določi kot razlika verjetnosti prekoračitve mejnih stanj ds_{d+1} in ds_d .

$$P(DS = ds_d | \delta) = \begin{cases} 1 - P(DS \geq ds_{d+1} | \delta) & d = 0 \\ P(DS \geq ds_d | \delta) - P(DS \geq ds_{d+1} | \delta) & 1 \leq d \leq m \\ P(DS \geq ds_d | \delta) & d = m \end{cases} \quad (4.51)$$

kjer $d = 0$ predstavlja stanje elementa brez poškodb, $P(DS \geq ds_d | \delta)$ krivuljo ranljivosti za d -to mejno stanje elementa, ki jo izračunamo z enačbo 4.48, m pa število vseh mejnih stanj za določeno komponento. V primeru zidanih elementov je $m = 3$. Na sliki 4.20 so poleg krivulj ranljivosti elementov v upogibu (slika 4.20a) in strigu (slika 4.20b) prikazane tudi verjetnosti, da se bo zidani element nahajal v določenem mejnem stanju (slika 4.20c – upogib ter slika 4.20d – strig).



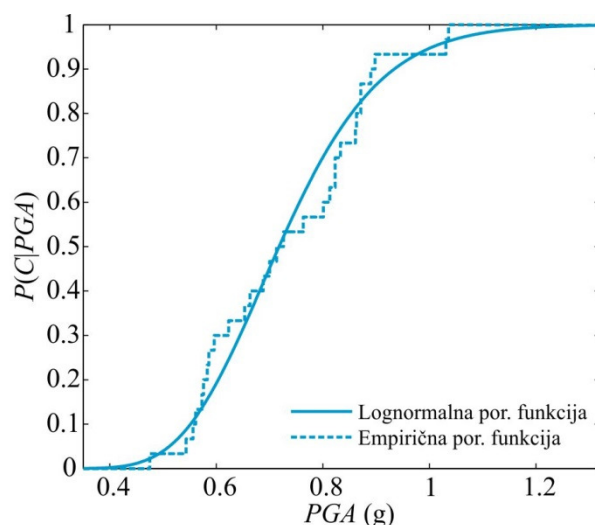
Slika 4.20: Krivulje ranljivosti pri vseh mejnih stanjih poškodovanosti za zidove, ki se porušijo v (a) upogibu ali (b) strigu ter verjetnost pojava mejnih stanj poškodovanosti v odvisnosti od zasuka elementa, ki se poruši v (c) upogibu ter (d) strigu.

Figure 4.20: Fragility curves for all damage states of masonry walls which fail in (a) flexure or (b) shear and corresponding probability of occurrence of damage states depending on the element's drift at (c) flexural and (d) shear failure.

Tako je pri relativno majhnem zasuku $\delta = 0.2 \%$ zidu, ki se poškoduje strižno, verjetnost, da bo takšen element nepoškodovan, torej v mejnem stanju DS0, enaka zgolj 1.4 %, verjetnosti, da se bodo v elementu pojavile srednje ali močne poškodbe sta 10.5 %, najbolj verjetno (78 %) pa je, da se bo pri takšnem zasuku element malo poškodoval - DS1. V primeru, da bo zasuk elementa enak 0.5 %, je verjetnost, da bo element malo poškodovan (DS1) 13 %, za pojav srednje velikih poškodb (DS2) obstaja 23 % verjetnosti, najbolj verjetno (64 %) pa je, da bo element močno poškodovan. Podobno lahko na sliki 4.20c razberemo, da je v primeru upogibnega obnašanja in zasuka elementa 0.2 %, praktično nemogoče, da bi se element nahajal v mejnih stanjih DS0 brez poškodb in DS3 z močnimi poškodbami, vendar obstaja zelo velika verjetnost (82 %), da se bodo v elementu pojavile majhne poškodbe. Pri zasuku 0.5 % je najbolj verjetno (58 %), da bo takšen element utrpel srednjo poškodovanost (DS2), pri zasuku 1 %, pa je zelo verjetno (76 %), da se bodo v elementu pojavile večje razpoke in močna poškodovanost (DS3).

4.7 Ocena verjetnosti prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti na nivoju konstrukcije

Eden temeljnih sestavnih delov metodologije PEER in ocene potresnega tveganja je tudi določanje verjetnosti prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti celotne konstrukcije, pri čemer največkrat govorimo o verjetnosti porušitve, ki je za investitorje najbolj zanimiva. Popolna porušitev ali delna porušitev konstrukcije povzroči največjo škodo, saj zahteva zamenjavo celotnega objekta, obenem pa predstavlja glavni vzrok za smrtne žrtve med potresom. Ocena verjetnosti porušitve je zato ena izmed najbolj raziskanih tem v potresnem inženirstvu, saj je njena verodostojna določitev eden izmed končnih ciljev skoraj vsakega raziskovalca (npr. Ibarra in Krawinkler, 2005a; Liel in Deierlein, 2008; Celarec, 2012). Z inkrementalno dinamično analizo konstrukcije je mogoče določiti pogojno verjetnost porušitve pri vsaki intenziteti $P(C|IM)$ (angl. *collapse fragility*) na podlagi deleža števila konstrukcijskih modelov in akcelorogramov, pri katerih pride do porušitve konstrukcije pri določeni intenziteti, običajno pa se empirično kumulativno porazdelitveno funkcijo nadomesti z lognormalno porazdelitveno funkcijo. Z drugimi besedami, pogojna verjetnost porušitve pri določeni intenziteti je verjetnost, da bo intenziteta potresa prekoračila mejno intenziteto, ki v konstrukciji povzroči porušitev $P(im_c \leq im)$. Pogojna verjetnost porušitve pri izbrani meri za intenziteto PGA je v obliki lognormalne porazdelitve prikazana na sliki 4.21.



Slika 4.21: Krivulja ranljivosti za porušitev objekta: empirična in lognormalna porazdelitvena funkcija $P(C|IM)$.

Figure 4.21: The collapse fragility curve: empirical and lognormal cumulative distribution function $P(C|IM)$.

V primeru, da upoštevamo še rezultate analize potresne nevarnosti, pri čemer pogojno verjetnost porušitve pri določeni vrednosti mere za intenziteto $P(C|IM)$ utežimo še s pričakovano srednjo letno frekvenco potresov s takšno intenziteto, potem lahko izračunamo tudi srednjo letno frekvenco porušitve konstrukcije zaradi delovanja vseh možnih potresov oziroma verjetnost takšnega dogodka (glej enačbo 4.8):

$$\lambda_C = \int_{\text{vsi } im} P(C|IM) \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{dIM} \right| dIM \quad (4.52)$$

kjer je $\frac{d\lambda_{IM}(im)}{d im}$ odvod krivulje potresne nevarnosti, v integralu pa zajamemo vse vrednosti mere za intenziteto, ki se lahko na določenem območju pojavijo.

Na podoben način je mogoče določiti tudi verjetnost prekoračitve drugih mejnih stanj poškodovanosti konstrukcije, ki so definirana v poglavju 4.5.3, $P(DS > ds_d|IM)$: majhnih poškodb pri meji nastanka razpok, srednjih poškodb pri doseženi nosilnosti ter velikih poškodb pri mejnem stanju blizu porušitve. Podoben postopek, ki temelji na inkrementalni dinamični analizi in simulacijah z upoštevanjem negotovosti so uporabili tudi Rota et al. (2010) za oceno ranljivosti zidanih stavb iz lehnjaka. Ta postopek je računsko zelo zahteven, zato so se uveljavili enostavnejši načini za določitev verjetnosti prekoračitev mejnih stanj oziroma določanja krivulj ranljivosti celotnih stavb. Kot rečeno, je Cornell (2002) na podlagi določenih predpostavk verjetnost prekoračitve mejnih stanj izrazil z enačbo 4.2. Drugje, predvsem pri projektiranju novih objektov in pri množičnem vrednotenju ranljivosti urbanih območij, pa so se uveljavile kar splošne krivulje za oceno verjetnosti porušitev v odvisnosti od tipa in etažnosti stavbe ter materiala iz katerega je bila zgrajena npr. HAZUS (NIBS, 2009) in za zidane zgradbe Barrantes (2012) ter Erbay (2004). Pri množičnem vrednotenju ranljivosti konstrukcij so se uveljavile tudi metode za hitro oceno ranljivosti na podlagi ogleda in izvedbe konstrukcije ter indeksov poškodovanosti (Gent et al., 2008), vendar je njihova uporabnost relativno omejena.

4.8 Ocena izgub

Zadnji izmed korakov metodologije PEER je ocena izgub, ki jih izračunamo preko povezave s poškodovanostjo. Podobno kot pri analizi poškodovanosti, kjer smo s pomočjo krivulj ranljivosti povezali poškodovanost s parametri potresnih zahtev, definiramo funkcije izgub (angl. *loss functions*) s katerimi povežemo poškodovanost z izgubami. Najlažje si je to predstavljati na primeru ekonomskih izgub, pri čemer moramo za vsako mejno stanje poškodovanosti določiti stroške sanacije posamezne komponente, ki mora imeti po popravilu enake lastnosti, kot jih je imela pred nastankom poškodb. Aslani in Miranda (2005) sta izgube vrednotila kot slučajne spremenljivke, zato sta poleg pričakovane vrednosti izgub pri določenem mejnem stanju določila tudi koeficient variacije. Na ta način sta tudi funkcije izgub definirala v verjetnostnem smislu, s čimer sta neposredno upoštevala negotovosti v določanju ekonomskih izgub. V dokumentu FEMA P-58-1 (ATC, 2012a) se za določitev funkcij izgub upoštevajo negotovosti, poleg tega pa so funkcije izgub odvisne tudi od števila poškodovanih komponent. Določeni sta ceni za popravilo manjšega oziroma večjega števila enakih komponent ter mejni vrednosti števila komponent, pri katerih pride do količinskega popusta. Negotovosti v izgubah je mogoče upoštevati z Monte Carlo simulacijo, kar še dodatno podaljša in oteži račun potresnega tveganja po metodologiji PEER, zato smo se odločili, da ekonomske izgube pri pogoju poškodovanosti upoštevamo deterministično, podobno, kot so to storili tudi nekateri drugi raziskovalci

(npr. Ramirez in Miranda, 2009). V nadaljevanju tega poglavja najprej prikažemo urejen način razdelitve komponent konstrukcije v skupine, ki omogoča enostaven vpogled v izgube po posameznih komponentah in olajša izračun izgub. Nato določimo funkcije izgub za posamezne komponente v odvisnosti od stopnje njihove poškodovanosti, na koncu pa prikažemo glavne enačbe za določitev potresnega tveganja zidanih konstrukcij izražene z različnimi merami s poudarkom na ekonomskih izgubah.

4.8.1 Ranljivostne skupine in skupine komponent

Zelo pomembno pred določitvijo izgub je, da konstrukcijo razdelimo na posamezne komponente in skupine komponent, preko katerih lažje zasledujemo poškodovanost in izgube. Najprej je potrebno določiti ranljivostne skupine (angl. *fragility groups* - *fg*), za katere je značilno, da vsebujejo komponente, ki imajo enake funkcije ranljivosti. V okviru doktorske disertacije smo obravnavali ranljivostne skupine konstrukcijskih elementov - zidov (dodatno smo jih ločili na tiste, ki se porušijo v strigu in tiste, pri katerih prevladuje upogibno obnašanje) ter ranljivostne skupine nekonstrukcijskih elementov, pri katerih ločimo: predelne stene iz mavčnih plošč, okna, dimnike, strešno kritino, zatrepane zidove, spuščene strope ter računalniško opremo. Dodatno smo obravnavali ranljivostni skupini generičnih nekonstrukcijskih komponent občutljivih na etažne zasuke (vertikalne inštalacije in prezračevalni jaški) ter generičnih nekonstrukcijskih komponent občutljivih na etažne pospeške (požarna zaščita, ogrevalni sistemi, črpalke, itd.). Pri vsaki izmed ranljivostnih skupin je potrebno podati njen opis, enoto, ključen parameter potresnih zahtev, funkcijo ranljivosti ter funkcijo izgub.

Vsako izmed ranljivostnih skupin je potrebno razdeliti še na skupine komponent (angl. *performance groups* - *pg*), ki imajo poleg skupne funkcije ranljivosti, tudi skupen parameter potresnih zahtev. Običajno se skupine komponent ločijo glede na nadstropje, v katerem se nahajajo, ter glede na smer, v kateri prevzamejo obtežbo. Ranljivostna skupina predelnih sten iz mavčnih plošč tako vsebuje skupino predelnih sten, ki prevzamejo obtežbo v smeri X v prvem nadstropju, skupino predelnih sten, ki prevzamejo obtežbo v smeri Y v drugem nadstropju, itd. Pri vsaki izmed omenjenih skupin komponent je poškodovanost posledica drugega parametra potresnih zahtev. V določenih primerih, npr. dimnik, poškodbe povzroči določena stopnja etažnega pospeška neodvisno od smeri delovanja potresa, zato takšne komponente označimo kot brezsmernne (angl. *non-directional components*), ki jih lahko med seboj ločimo samo glede na nadstropje. Vsaka skupina komponent je sestavljena iz večjega števila posameznih elementov/komponent, ki predstavljajo posamezno najmanjšo enoto skupine komponent. Pri tem gre lahko bodisi za posamezen zid ali pa na primer za eno izmed oken v steni pritličja v smeri X. Pri vsaki od skupin komponent je potrebno podati njeno prevladujočo smer, nadstropje, ranljivostno skupino ter količino komponent izraženo v ustreznih enotah (enota je lahko število posameznih komponent, m, m², okno s površino 1,4 m x 1,4 m, itd.).

Urejen način spremljanja posameznih komponent je nujen, saj omogoča spremljanje poškodb in izgub v različnih komponentah pri različnih intenzitetah potresne obtežbe v zelo kompleksnem določanju potresnega tveganja. Omogoča tudi razčlenitev rezultatov, s katero lahko določimo prispevek posamezne komponente h končni vrednosti izgub.

4.8.2 Funkcije izgub

V doktorski disertaciji izgube zaradi poškodovanosti pri vsakem mejnem stanju izrazimo relativno z deležem stroškov, ki bi nastali pri izdelavi nove komponente. Najprej smo pregledali literaturo, kjer so avtorji obravnavali izgube v podobnih komponentah: Porter in Kiremidjian (2001), Aslani in Miranda

(2005), Mitrani-Reiser in Beck (2007), Ramirez in Miranda (2009), Bradley (2009) in seveda FEMA P-58-1 (ATC, 2012a). Upoštevali smo podatkovne baze s cenami v gradbeništvu, s katerimi smo lahko določili relativne stroške sanacije v primerjavi s ceno izdelave nove komponente ter tudi absolutne vrednosti cen posameznih popravil. Uporabili smo ameriško bazo RS Means (2013) ter bazo Cening s cenami v gradbeništvu na področju Slovenije, ki jo vsako leto izda podjetje IB Marinko (Marinko, 2011a, b, c in d). Zelo koristen vir podatkov o cenah v slovenskem gradbeništvu, še posebno na področju sanacije objektov, predstavljajo tudi ceniki Državne tehnične pisarne, ki so objavljeni v uradnih listih Republike Slovenije (Uradni list RS, št. 59-2735/1998, št. 59-2736/1998, št. 9-399/1999, št. 19-901/2000, št. 31-1905/2001, št. 32-1085/2005, št. 83-4213/2007). V njih je mogoče najti tudi specialne postavke gradbenih del, ki se uporabljajo pri sanaciji starih zidanih objektov, obenem pa je mogoče slediti spremembam v cenah na področju Slovenije skozi časovno obdobje med letoma 1998 in 2007, ko so se ceniki, uporabljeni v popotresni obnovi po potresih v Posočju, obnavljali. Zelo pomembno pri računu ekonomskih izgub je namreč, da vse cene pretvorimo na enako časovno obdobje in pri tem upoštevamo časovno spreminjanje vrednosti denarja. Običajno se to upošteva z diskontnimi stopnjami (angl. *discount rates*), ki pa imajo lahko v finančnih izračunih izjemno velik vpliv na končne rezultate, še posebno, če upoštevamo daljše časovno obdobje, v katerem diskontiramo cene (glej enačbo 4.62). Dodatno je zelo negotova tudi določitev njihovih vrednosti, saj že navedeni avtorji uporabljajo zelo različne diskontne stopnje, ki se gibljejo v razponu med 3 % in 9 %. Diskontna stopnja, ki je določena na podlagi preteklega časovnega obdobja je odvisna od stopnje inflacije in posledično tudi od dolžine obdobja, na podlagi katerega jo določimo.

Zaradi tega smo poleg podatkov Državne tehnične pisarne o cenah obnove v Posočju, pri prevrednotenju cen na sedanje vrednosti uporabili tudi podatke o revalorizaciji denarnih zneskov (SURS, 2013) in tako sprejeli ustrezne faktorje za pretvorbo med cenami v letih 2007, 2011 in 2013, iz katerih izhaja največ uporabljenih cen. Vse cene iz podatkovne baze Cening smo s pretvornimi faktorji pretvorili na leto 2013, faktor za pretvorbo cen med letoma 2007 in 2013 je bil 1.16, med letoma 2011 in 2013 pa 1.04 (SURS, 2013).

Kot že rečeno, smo konstrukcijo obravnavali kot skupek več komponent, ki se lahko poškodujejo in doprinesejo k celotni izgubi. Podrobneje predstavljamo postopek za določitev relativnih izgub zidov v odvisnosti od doseženega mejnega stanja poškodovanosti. Najprej je potrebno določiti ceno izdelave novega zidu, kasneje pa je potrebno določiti tudi strošek vseh del, vključno s pomožnimi, ki je potreben za sanacijo poškodb, povezanih z vsakim izmed mejnih stanj poškodovanosti na podlagi potrebnih popravil. Pri tem smo določili ceno nadomestitve enote komponente z enakovredno novo komponento a ter delež cen popravila poškodb komponente v primerjavi s ceno enakovredne nove komponente L' po preprostih enačbah:

$$a_{nov} = \sum_{\text{vsa dela}} c_{nov} \cdot f_t \quad (4.53)$$

$$a_{popravit} = \sum_{\text{vsa dela}} c_{popravit} \cdot f_t \quad (4.54)$$

$$L' = \frac{a_{popravit}}{a_{nov}} \quad (4.55)$$

kjer sta c_{nov} in $c_{popravit}$ stroška posameznih del, ki so potrebna za izdelavo oziroma popravilo enote izbrane komponente, f_t pa je pretvorbni faktor, s katerim smo vse cene pretvorili na leto 2013. Delež cene za popravilo poškodb komponente $a_{popravit}$ v primerjavi s ceno za izdelavo nove komponente a_{nov} je označen z L' .

Izdelava novega zidu (debelina 30 cm)

- 1) Zidanje opečnih zidov z opečnimi votlaki debeline 30 cm z apneno-cementno malto, obračun po kubičnem metru (Marinko, 2011a) ($159.54 \text{ €/m}^3 \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 1.04 = 49.8 \text{ €/m}^2$)
- 2) Grobi in fini omet fasade z napravo malte, prenosi in vsemi pomožnimi deli na objektu, obračun po kvadratnem metru (Marinko, 2011b) ($30.25 \text{ €/m}^2 \cdot 1.04 = 31.5 \text{ €/m}^2$)
- 3) Grobi in fini omet notranjih opečnih sten z apneno malto 1:3, predhodni cementni obrizg, naprava malte, prenosi ter vsa pomožna dela na objektu, obračun po kvadratnem metru (Marinko, 2011b) ($16.17 \text{ €/m}^2 \cdot 1.04 = 16.8 \text{ €/m}^2$)
- 4) Slikanje sten in stropov z disperzijsko barvo za notranja dela na fino ometane površine, na že beljeno zidarsko podlago, impregnacija, osnovni in dvakrat končni premaz, obračun po kvadratnem metru (Marinko, 2011b) ($3.31 \text{ €/m}^2 \cdot 1.04 = 3.4 \text{ €/m}^2$)

Skupaj $a_{nov} = 101.5 \text{ €/m}^2$

Sanacija površinskih lasnih razpok (DS1)

- 1) Odstranjevanje ometov in odvoz na začasno deponijo gradbenega materiala na gradbišču, obračun po kvadratnem metru (Uradni List RS št. 83-4213/2007) ($6.36 \text{ €/m}^2 \cdot 1.16 = 7.4 \text{ €/m}^2$)
- 2) Krpanje fasadnega ometa z grobo in fino podaljšano cementno malto 1:2:6, predhodni obrizg s cementno malto 1:3, naprava malt, prenosi in vsa pomožna dela na objektu, obračun po kvadratnem metru (Uradni List RS št. 83-4213/2007) ($30.08 \text{ €/m}^2 \cdot 0.30$ (predpostavljen delež m^2 elementa, ki ga je potrebno popraviti) $\cdot 1.16 = 10.5 \text{ €/m}^2$)
- 3) Slikanje sten in stropov s poldisperzijsko barvo, krpanje, impregnacija, osnovni in dvakrat končni premaz, obračun po kvadratnem metru (Marinko, 2011b) ($3.31 \text{ €/m}^2 \cdot 1.04 = 3.4 \text{ €/m}^2$)

Skupaj $a_{popravit,DS1} = 21.3 \text{ €/m}^2 \rightarrow L'_{DS1} = 0.21$

Sanacija globljih razpok z injektiranjem (DS2)

- 1) Odstranjevanje ometov in odvoz na začasno deponijo gradbenega materiala na gradbišču, obračun po kvadratnem metru (Uradni List RS št. 83-4213/2007) ($6.36 \text{ €/m}^2 \cdot 1.16 = 7.4 \text{ €/m}^2$)
- 2) Injektiranje razpok v nosilnih armiranobetonskih elementih z nizko-viskozno epoksidno smolo, vključno z vsemi transporti in pomožnimi deli, obračun po tekočem metru (Uradni List RS št. 83-4213/2007) ($51.69 \text{ €/m} \cdot 1 \text{ m/m}^2$ (predpostavljena dolžina razpoke v m^2 elementa, ki jo je potrebno popraviti) $\cdot 1.16 = 60.0 \text{ €/m}^2$)
- 3) Grobi in fini omet notranjih opečnih sten z apneno malto 1:3, predhodni cementni obrizg, naprava malte, prenosi ter vsa pomožna dela na objektu, obračun po kvadratnem metru (Marinko, 2011b) ($16.17 \text{ €/m}^2 \cdot 1.04 = 16.8 \text{ €/m}^2$)
- 4) Slikanje sten in stropov s poldisperzijsko barvo, krpanje, impregnacija, osnovni in dvakrat končni premaz, obračun po kvadratnem metru (Marinko, 2011b) ($3.31 \text{ €/m}^2 \cdot 1.04 = 3.4 \text{ €/m}^2$)

Skupaj $a_{popravit,DS2} = 87.6 \text{ €/m}^2 \rightarrow L'_{DS2} = 0.86$

Zamenjava zidu z novim (DS3)

- 1) Rušenje nosilnih opečnih zidov, zidanih v apneni ali podaljšani cementni malti, z odstranjevanjem ruševin na začasno deponijo gradbenega materiala na gradbišču, obračun po kubičnem metru zidu (Uradni List RS št. 83-4213/2007) ($60.52 \text{ €/m}^3 \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 1.16 = 21.1 \text{ €/m}^2$)
- 2) Zidanje opečnih zidov z opečnimi votlaki debeline 30 cm z apnencementno malto, obračun po kubičnem metru (Marinko, 2011a) ($159.54 \text{ €/m}^3 \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 1.04 = 49.8 \text{ €/m}^2$)
- 3) Grobi in fini omet fasade z napravo malte, prenosi in vsemi pomožnimi deli na objektu, obračun po kvadratnem metru (Marinko, 2011b) ($30.25 \text{ €/m}^2 \cdot 1.04 = 31.5 \text{ €/m}^2$)

- 4) Grobi in fini omet notranjih opečnih sten z apneno malto 1:3, predhodni cementni obrizg, naprava malte, prenos ter vsa pomožna dela na objektu, obračun po kvadratnem metru (Marinko, 2011b) ($16.17 \text{ €/m}^2 \cdot 1.04 = 16.8 \text{ €/m}^2$)
 - 5) Slikanje sten in stropov z disperzijsko barvo za notranja dela na fino ometane površine, na že beljeno zidarsko podlago, impregnacija, osnovni in dvakrat končni premaz, obračun po kvadratnem metru (Marinko, 2011b) ($3.31 \text{ €/m}^2 \cdot 1.04 = 3.4 \text{ €/m}^2$)
- Skupaj $a_{popravit,DS3} = 122.6 \text{ €/m}^2 \rightarrow L'_{DS3} = 1.21$

Relativen način prikazovanja izgub glede na ceno izdelave nove komponente ima prednost, saj so razmerja med ceno popravil pri različnih mejnih stanjih in ceno novih komponent v različnih državah podobna, absolutne vrednosti pa se lahko močno razlikujejo že v sosednjih državah. Pri relativnih vrednostih izgub je potrebno za oceno potresnega tveganja določiti samo absolutno ceno izdelave nove komponente a_{nov} na območju, kjer stoji obravnavan objekt in v času, ko izvajamo analizo, ne pa tudi vseh stroškov popravil, kar precej poenostavi določanje funkcij izgub. Na podlagi pregleda literature in skladno s FEMA P-58-1 (ATC,2012a) smo poleg pričakovane relativne vrednosti izgub pri vsakem mejnem stanju poškodovanosti $E(L|DS)$ določili tudi koeficient variacije, s pomočjo katerega bi v primeru, da bi izgube obravnavali probabilistično lahko določili tudi verjetnost, da bo izguba pri določeni poškodovanosti res dosegla določeno vrednost. Funkcije izgub za različne komponente, ki smo jih upoštevali pri oceni potresnega tveganja, prikazujemo v preglednici 4.9. Ob vsem navedenem se je potrebno ves čas zavedati, da so lahko cene v gradbeništvu, kot seveda tudi povsod drugje, zelo negotove in se spreminjajo v odvisnosti od ponudbe in povpraševanja ter glede na trenutno situacijo na trgu. Predpostavljeno je, da cene gradbenih storitev v izbranih cenovnih bazah predstavljajo poštene vrednosti.

Preglednica 4.9: Baza funkcij izgub za konstrukcijske in nekonstrukcijske komponente pri različnih mejnih stanjih poškodovanosti vključno z opisom popravil.

Table 4.9: The database of loss functions for structural and nonstructural components at various damage states including description of repair actions.

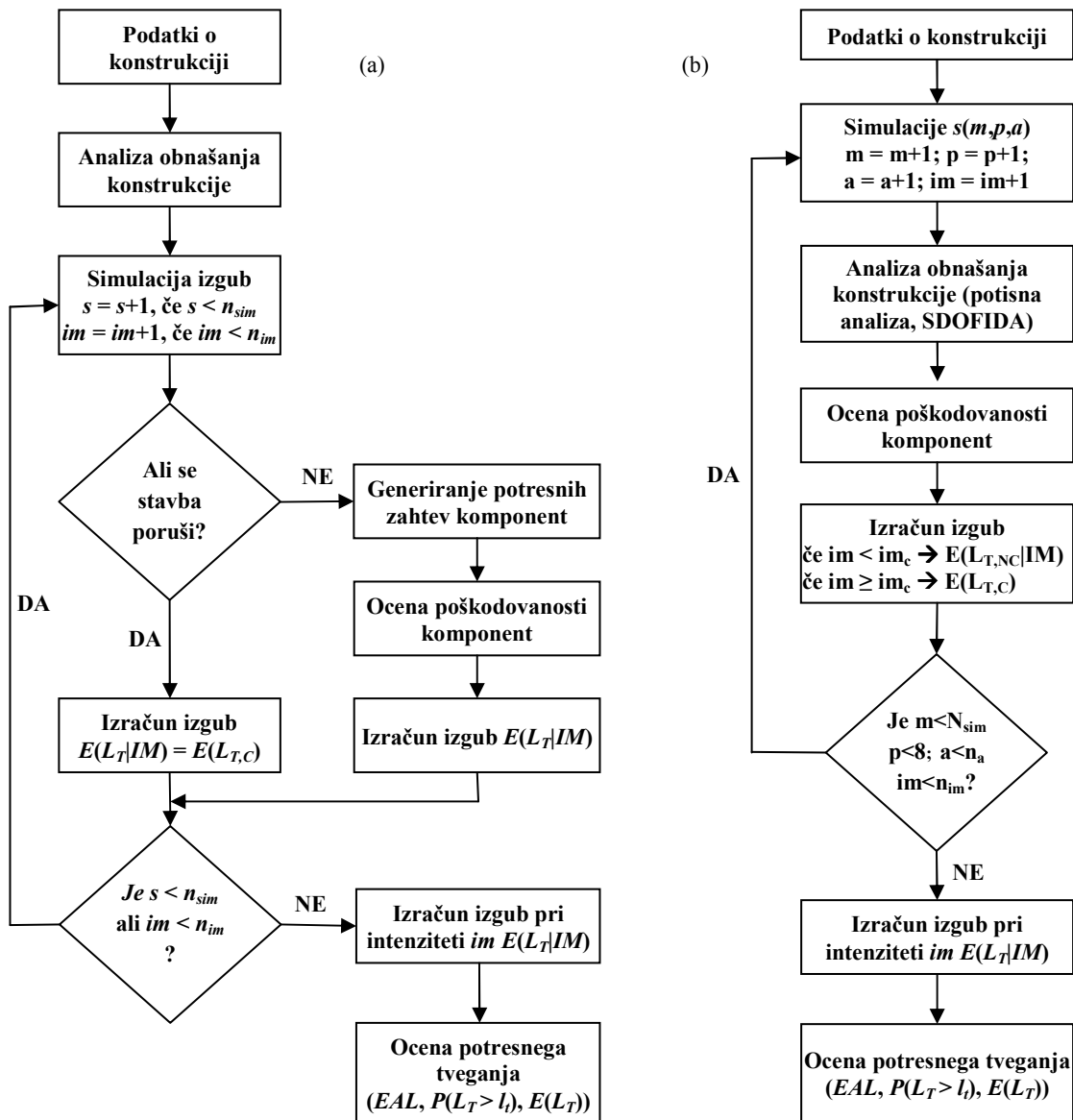
Tip	#	Komponenta	Opis	Enota	DS	Koraki sanacije komponente pri določeni stopnji poškodovanosti	Porazdelitev	a_{nov} (€)	$E(L^i DS)$	COV	Vir
Konstrukcijska	1	Zidovi strig	Zidovi s strižnim obnašanjem	m ²	DS1	1) Odstranitev ometov, 2) Krpanje ometa, 3) Slikanje sten	Normalna	101.5	0.21	0.65	Marinko (2011a,b) Glej poglavje 4.8.
					DS2	1) Odstranitev ometov, 2) Injektiranje razpok - epoksi, 3) Grobi in fini omet, 4) Slikanje sten			0.86	0.70	
					DS3	1) Podpiranje plošč, 2) Rušenje zidu, 3) Zidanje novega zidu z ometom in slikanje sten			1.21	0.75	
	2	Zidovi upogib	Zidovi z upogibnim obnašanjem	m ²	DS1	1) Odstranitev ometov, 2) Krpanje ometa, 3) Slikanje sten	Normalna	101.5	0.21	0.65	Marinko (2011a, b) Glej poglavje 4.8.
					DS2	1) Odstranitev ometov, 2) Injektiranje razpok - epoksi, 3) Grobi in fini omet, 4) Slikanje sten			0.86	0.70	
					DS3	1) Podpiranje plošč, 2) Rušenje zidu, 3) Zidanje novega zidu z ometom in slikanje sten			1.21	0.75	
Nekonstrukcijska	3	Predelne stene	Mavčno kartonske plošče na kovinski podkonstrukciji	m ²	DS1	1) Kitanje mavčnih plošč, 2) Slikanje predelnih sten	Normalna	37	0.30	0.90	Taghavi in Miranda (2003), Marinko (2011a,b)
					DS2	1) Odstranitev, 2) Kitanje, 3) Slikanje mavčnih plošč			0.60	0.75	
					DS3	1) Odstranitev, 2) Zamenjava nosilne konstrukcije, 3) Kitanje, 4) Slikanje mavčnih plošč			1.20	0.75	
	4	Okna	Zunanja okna	# oken 1,4m x 1,4m	DS1	Poravnava okna, kozmetični popravki	Normalna	560	0.10	0.96	Taghavi in Miranda (2003), Marinko (2011a, b)
					DS2	Zamenjava počenega stekla			0.60	0.80	
					DS3	Zamenjava celotnega okna vključno z demontažo			1.20	0.80	
	5	Dimnik	Zidani dimnik z enojno tuljavo	m	DS1	Zidanje Schiedel dimnika z enojno tuljavo, vsaj 2 m nad streho	Normalna	150	1.20	0.14	Marinko (2011a, b), ATC (2012a)
					DS2	Zidanje Schiedel dimnika z enojno tuljavo, vsaj 2 m nad streho			1.20	0.14	
	6	Strešna kritina	Bobrovec, naklon do 45°	m ²	DS1	Zamenjaj poškodovane strešnike (cca 5 %)	Normalna	34	0.06	0.51	Marinko (2011a, b), ATC (2012a)
					DS2	Odstrani in zamenjaj celotno streho			1.10	0.47	
	7	Zatrejni zid	Nearmiran, nepovezan zatrejni zid	m ²	DS1	1) Rušenje, 2) Zidanje novega povezanega zatrepnega zidu	Normalna	78	0.60	0.25	Marinko (2011a, b), ATC (2012a)
					DS2	1) Rušenje, 2) Zidanje novega povezanega zatrepnega zidu			1.20	0.25	
	8	Spuščeni strop	Akustični strop Armstrong	m ²	DS1	Ponovno nastavi žice in nadomesti padle panele (cca 5 %)	Normalna	22.5	0.12	0.70	Aslani (2005), Ramirez (2009), Marinko (2011a, b)
					DS2	Ponovno nastavi žice, nosilno konstrukcijo in nadomesti padle panele (cca 30 %)			0.36	0.70	
					DS3	Zamenjava celotnega spuščenege stropa			1.20	0.70	
	9	Strežnik in računalniki	Računalniška oprema in serverji	/ etažo	DS1	Zamenjaj uničeno elektronsko opremo (PC - 1000 €, server 5000€)	Normalna	1000	1.00	0.30	Bradley (2009), ATC (2012a)
	10	Druge komponente občutljive na zasuk	Vertikalne inštalacije, prezračevalni jaški	/ etažo	DS1	Majhna popravila	Normalna	1000	0.025	0.70	Aslani (2005), Bradley (2009), Marinko (2011c, d)
					DS2	Srednja popravila			0.10	0.70	
DS3					Velika popravila	0.60			0.70		
DS4					Zamenjava komponente	1.20			0.70		
11	Druge komponente občutljive na pospeške	Požarna zaščita, ogrevalni sistemi, črpalke, itd.	/ etažo	DS1	Majhna popravila	Normalna	1000	0.02	0.70	Aslani (2005), Bradley (2009), Marinko (2011c, d)	
				DS2	Srednja popravila			0.12	0.70		
				DS3	Velika popravila			0.36	0.70		
				DS4	Zamenjava komponente			1.20	0.70		

4.8.3 Izračun izgub

V FEMA P-58-1 (ATC, 2012a) se ekonomske izgube določijo po algoritmu, ki je prikazan na sliki 4.22a. Za oceno izgub po algoritmu, ki je vgrajen tudi v programsko orodje PACT 2 (Naeim in Hagie, 2012), je potrebno najprej zbrati osnovne podatke o konstrukciji (lokacija, višina in število nadstropij, etažna površina, cena nadomestne gradnje, itd.), funkcije ranljivosti ter funkcije izgub za vse komponente vključno s seznamom njihovih količin in ustrezno razdelitvijo v ranljivostne skupine oziroma v skupine komponent. Dodatno je potrebno z analizo obnašanja in poškodovanosti konstrukcije določiti verjetnost porušitve pri vsaki izmed vrednosti mere za intenziteto (angl. *collapse fragility*) ter matrike parametrov potresnih zahtev. FEMA P-58-1 priporoča uporabo nelinearne dinamične analize z vsaj sedmimi akcelerogrami pri vsaj osmih stopnjah intenzitete, na podlagi katerih zajamemo aleatorne negotovosti. Epistemične negotovosti zaradi nepoznavanja konstrukcije in vgrajenih materialov, vprašljivega nadzora in negotovosti v matematičnem modeliranju se lahko enostavno upošteva s predpisanim povečanjem disperzije parametrov potresnih zahtev pri vsakem nivoju intenzitete. Vse zgoraj omenjene količine so obravnavane kot slučajne spremenljivke, ki jih opišemo s porazdelitvenimi funkcijami, kar omogoča Monte-Carlo simulacije za določitev ekonomskih izgub. Vse, kar je še potrebno definirati, je število simulacij n_{sim} pri vsaki izmed vrednosti mere za intenziteto im , nato pa se na podlagi zgoraj opisanih vhodnih podatkov algoritem za določitev izgub lahko izvede. Najprej z generiranjem slučajnih števil določimo, ali v izbrani simulaciji pride do porušitve konstrukcije. V takšnem primeru, je izguba v tej simulaciji kar enaka vsoti stroškov porušitve konstrukcije in cene nadomestne gradnje. V kolikor do porušitve ne pride, se na podlagi matrike parametrov potresnih zahtev v vsaki komponenti generirajo potresne zahteve skladno z algoritmom, ki so ga predlagali Yang et al. (2009). Na podlagi funkcij ranljivosti ter funkcij izgub se z metodo Monte-Carlo določijo poškodovanost in stroški popravil v vsaki izmed komponent. S seštevkem izgub po vseh komponentah je določena celotna izguba L_T v konstrukciji pri vsakem izmed nivojev mere za intenziteto. Na koncu izgubo pri vsaki izmed stopenj mere za intenziteto $E(L_T|IM)$ utežimo še z verjetnostjo njene prekoračitve, s čimer dobimo pričakovano letno izgubo ali pa krivuljo izgub, s katero opišemo verjetnost prekoračitve določene vrednosti izgub $P(L_T > I_t)$.

Doslej smo velikokrat upoštevali priporočila FEMA-P-58-1 (ATC, 2012a), na tem mestu, pa prikazujemo razlike med predlagano metodologijo v okviru doktorske disertacije in zgoraj opisanim postopkom določanja izgub po FEMA P-58-1 (glej sliko 4.22b). Glavna razlika je v določitvi parametrov potresnih zahtev. V okviru metodologije, opisane v doktorski disertaciji, aleatorne in epistemične negotovosti upoštevamo bolj direktno z uporabo večjega števila akcelerogramov in konstrukcijskih modelov, pri tem pa ne uporabimo zahtevnejše inkrementalne dinamične analize na MDOF modelu, temveč kombinacijo potisne analize z različnimi razporeditvami horizontalnih sil po višini ter inkrementalne dinamične analize na SDOF modelu. Enostavnejša metoda analize obnašanja konstrukcije nam omogoča spremljanje poškodovanosti konstrukcije pri potresnih zahtevah, ki temeljijo na dejanskem odzivu konstrukcije, za razliko od postopka po FEMA P-58-1, kjer se poškodovanost in posledično izgube določijo s »kockanjem« po metodi Monte-Carlo. Zelo veliko število simulacij dejanskega obnašanja konstrukcije, ki smo jih izvedli v doktorski disertaciji, omogoča oceno izgub praktično brez predpostavk o porazdelitvah različnih količin in prenosu negotovosti v rezultatih, saj lahko vse delamo na podlagi računsko določenih empiričnih porazdelitvenih funkcij. Pri tem je vsaka simulacija s v predlaganem postopku definirana s konstrukcijskim modelom m (skupaj N_{sim} naborov modelnih parametrov), s kombinacijo parametrov potisne analize p (skupaj 8 možnih primerov) in z izbranim akcelerogramom a (skupaj n_a zapisov gibanja tal). Pri vsaki simulaciji s je potrebno določiti njen odziv pri različnih stopnjah intenzitete im (korak maksimalnega pospeška tal pri inkrementalni dinamični analizi je znašal 0.01 g, število vseh

obravnanih stopenj intenzitete n_{im} pri vsaki simulaciji s pa je bilo tako odvisno od kapacitete konstrukcije). Pri vseh količinah, obravnanih v nadaljevanju bi morali zraven pisati tudi zgornje indekse m , p , in a , s katerimi bi poudarili, da gre za določeno simulacijo s , vendar bomo zaradi lažje notacije to opustili, kjerkoli bo mogoče.



Slika 4.22: Algoritem ocene ekonomskih izgub po (a) FEMA P-58-1 (ATC, 2012a) in (b) predlagani metodologiji.

Figure 4.22: The algorithm for loss estimation according to (a) FEMA P-58-1 (ATC, 2012a) and (b) proposed methodology.

Kljub zgoraj opisanim razlikam, so osnovne enačbe za določitev različnih mer za oceno potresnega tveganja v smislu ekonomskih izgub podobne, opisali pa jih bomo s poudarkom na metodologiji predlagani v doktorski disertaciji. Ocena izgub se začne na nivoju posameznih komponent. Najprej določimo vrednosti izgub komponent ob predpostavki, da ne pride do takšnih poškodb konstrukcije, ki bi privedle do njene porušitve in posledično do nadomestne gradnje (angl. *non-collapse case - NC*). Pri analizi obnašanja konstrukcije je potrebno pri vsaki stopnji intenzitete im določiti vrednost parametra potresnih zahtev konstrukcije edp , s katerim opišemo odziv komponente j , za katero potem na podlagi funkcij ranljivosti in izgub določimo pričakovano izgubo $E(L_j | EDP = edp)$.

$$E(L_j | EDP = edp) = \sum_{vsi ds} E(L_j | DS = ds) \cdot p(DS = ds | EDP = edp) \quad (4.56)$$

V enačbi 4.56 je $E(L_j | DS = ds)$ pričakovana izguba oziroma strošek popravila komponente j pri izbranem mejnem stanju poškodovanosti ds , ki sledi iz funkcij izgub, $p(DS = ds | EDP = edp)$ pa je pogojna verjetnost nastopa mejnega stanja poškodovanosti ds ob predpostavki, da parameter potresnih zahtev zavzame vrednost edp . Gre pravzaprav za uteženo vsoto pričakovanih izgub pri vseh možnih mejnih stanjih poškodovanosti, ki se lahko pojavijo v komponenti pri vrednosti parametra potresnih zahtev edp , ki v našem primeru sledi direktno iz analize obnašanja konstrukcije. V primeru postopka po FEMA P-58-1 (ATC, 2012a) je potrebno na podlagi simulacije obnašanja konstrukcije pri manjšem številu akcelerogramov in intenzitet, ob predpostavljene disperziji za upoštevanje modelnih negotovosti, določiti porazdelitvene funkcije parametrov potresnih zahtev, nato pa se s pomočjo Monte Carlo simulacij določi parametre potresnih zahtev v vseh komponentah konstrukcije, kar pomeni, da sta odziv in poškodovanost posameznih komponent zajeta zgolj posredno.

Pričakovana izguba v komponenti j pri določeni stopnji poškodovanosti $E(L_j | DS = ds)$ je določena kot produkt količine enot q , cene nadomestitve enote komponente z enakovredno novo komponento a_{nov} , ter deleža cene popravila poškodb komponente v mejnem stanju ds v primerjavi s ceno enakovredne nove komponente L' .

$$E(L_j | DS = ds) = a_{nov} \cdot L' \cdot q \quad (4.57)$$

Ko izračunamo pričakovano izgubo v vseh komponentah, je potrebno sešteti izgube po vseh skupinah komponent pg , kasneje pa še po vseh ranljivostnih skupinah fg , da dobimo celotno pričakovano izgubo na nivoju konstrukcije L_T (angl. *total loss*), seveda ob pogoju, da ne pride do porušitve konstrukcije. Pri tem je potrebno poudariti, da pri vsaki simulaciji zaradi upoštevanja različnih kombinacij parametrov potresne analize p dobimo 8 možnih izgub L_T na nivoju konstrukcije. Kot merodajno smo upoštevali maksimalno izmed njih. Dodatno se je potrebno zavedati, da so parametri potresnih zahtev edp pri vsaki simulaciji določeni pri različnih vrednostih intenzitet potresa im , vendar so z intenziteto potresa enolično določeni, zaradi česar v enačbi 4.58 uporabimo pogojenost celotne izgube z mero za intenziteto:

$$E(L_{T,NC} | IM = im) = \max_{p=1:8} \left(\sum_{vsi fg} \sum_{vsi pg} E(L_j | IM = im) \right) \approx \max_{p=1:8} \left(\sum_{vsi fg} \sum_{vsi pg} E(L_j | EDP = edp) \right) \quad (4.58)$$

kjer je $E(L_{T,NC} | IM = im)$ pričakovana vrednost celotne izgube konstrukcije pri določeni intenziteti ob pogoju, da ne pride do porušitve konstrukcije. Skladno s teoremom o popolni verjetnosti dogodka, je za določitev pričakovane celotne izgube pri izbrani intenziteti im , potrebno dodati še pričakovane izgube ob pogoju, da se porušitev zgodi (angl. *collapse case*). Pri tem smo ceno nadomestne novogradnje določili na podlagi cen iz primerov na gradbenem portalu PEG (2013), kjer je mogoče dostopati do ocen investicij v gradbeništvo. Privzeli smo, da je cena izgradnje nove stavbe $c_{novogradnje} = 700 \text{ €/m}^2$ bruto tlorisne površine BTP . V primeru porušitve konstrukcije je pred postavitvijo novogradnje potrebno do konca počistiti ostanke konstrukcije in jih odpeljati na deponijo. Ocenili smo, da znašajo stroški rušitvenih del in vse potrebne dokumentacije za novogradnjo 10 % cene novogradnje L_{nad} , nekateri drugi raziskovalci pa so te stroške ocenili na 8 % (Bradley, 2009) oziroma 15 % (Porter in Kiremdjian, 2001).

$$E(L_T | IM = im) = E(L_{T,NC} | IM = im) \cdot P(NC | IM = im) + E(L_{T,C}) \cdot P(C | IM = im) \quad (4.59)$$

$$E(L_{T,C}) = 1.1 \cdot L_{nad} = 1.1 \cdot BTP \cdot c_{novogradnje}$$

Pričakovani vrednosti izgub v primeru porušitve oziroma neporušitve, utežimo z verjetnostjo porušitve $P(C|IM = im)$ oziroma neporušitve konstrukcije $P(NC|IM = im)$, ki sledita iz ocene verjetnosti prekoračitve mejnih stanj (poglavje 4.7). Za obe pogojni verjetnosti velja, da opisujeta komplementarna dogodka, zato je njuna vsota enaka 1.

$$P(C | IM = im) + P(NC | IM = im) = 1 \quad (4.60)$$

V metodologiji FEMA P-58-1 (ATC,2012a) je verjetnost porušitve določena z deležem simulacij, kjer pride do porušitve pri določeni stopnji mere za intenziteto. V primeru naše metodologije pa je pri vsaki simulaciji s verjetnost porušitve $P(C|IM)$ bodisi enaka 0, če je intenziteta im manjša od kapacitete konstrukcije im_c bodisi je enaka 1, če je trenutna obravnavana intenziteta im večja od kapacitete konstrukcije. Z zgornjimi enačbami torej dobimo pričakovano izgubo pri določeni intenziteti im v vsaki izmed simulacij s , ki je kot rečeno definirana z naborom modelnih parametrov v konstrukcijskem modelu m in pri določenem akceleroogramu a . Na ta način dobimo $n_a \cdot N_{sim}$ pričakovanih izgub pri vsaki intenziteti im , za katere lahko določimo statistične parametre, kot npr. mediano, srednjo vrednost ali disperzijo in tako določimo pričakovane izgube zaradi potresa z določeno intenziteto $E(L_T|IM)$ ter tudi pogojno verjetnost prekoračitve določene vrednosti izgub l_i bo nastanku potresa z določeno intenziteto $P(L_T > l_i | IM)$. Tako lahko določimo tudi verjetne izgube ob predpostavki, da bo na konstrukcijo deloval projektni potres.

Ob upoštevanju potresne nevarnosti in srednje letne frekvence prekoračitve določene vrednosti mere za intenziteto im , je mogoče določiti pričakovano letno izgubo v konstrukciji (angl. *expected annual loss - EAL*):

$$EAL = \int_{\text{vs}i \text{ } im} E(L_T | IM = im) \left| \frac{d\lambda_{im}(im)}{dIM} \right| dIM \quad (4.61)$$

kjer $\left| \frac{d\lambda_{im}(im)}{dIM} \right|$ predstavlja absolutno vrednost odvoda funkcije potresne nevarnosti, ki je sicer negativen. Pričakovana letna izguba je zelo pomembna mera potresnega tveganja za investitorje, saj v eni številki vsebuje informacije o odzivu konstrukcije pri širokem razponu intenzitet gibanja tal. Uporabna je tudi za vrednotenje (ne)smiselnosti plačevanja letnih premij za zavarovanje stavb pred potresi ali pa za izbiro najustreznejše rešitve sanacije oziroma protipotresne utrditve objekta. Pri vrednotenju večjega števila variant je mogoče za vsako izmed njih izračunati pričakovano letno izgubo konstrukcije, nato pa na podlagi trenutnih enkratnih stroškov za sanacijo/protipotresno obnovo C_R primerjati neto sedanje vrednosti stroškov $E(L_{T,NPV})$ celotne operacije pri različnih variantah (Bradley, 2009):

$$E(L_{T,NPV}) = \frac{(1 - e^{-\lambda t})}{\lambda} EAL + C_R \quad (4.62)$$

kjer je λ diskontna stopnja, s katero opišemo časovno spreminjanje vrednosti denarja, t pa je dolžina obravnavanega časovnega obdobja (npr. preostala življenjska doba konstrukcije ali predvideni čas v

finančni konstrukciji projekta). Če enačbo 4.62 nekoliko preuredimo, lahko izračunamo tudi čas t_{cr} , v katerem se nam stroški protipotresne utrditve C_R izplačajo zaradi zmanjšanja pričakovanih izgub:

$$t_{cr} = \frac{-1}{\lambda} \ln \left(1 - \frac{\lambda}{(1-\alpha)} \frac{C_R}{EAL} \right) \quad (4.63)$$

kjer α predstavlja razmerje med pričakovano letno izgubo EAL pred in po protipotresni utrditvi.

Zadnja mera za oceno potresnega tveganja konstrukcij je srednja letna frekvenca prekoračitve določene vrednosti izgube zaradi delovanja potresov $\lambda(L_T > l_t)$, kar prikažemo na krivulji izgub (angl. *loss curve*). Izračuna se jo po naslednjem izrazu:

$$\lambda(L_T > l_t) = \int_{\text{vsi } im} P(L_T > l_t | IM = im) \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{dIM} \right| dIM \quad (4.64)$$

kjer je verjetnost $P(L_T > l_t | IM = im)$ določena nekoliko višje. Pri majhnih vrednosti srednje letne frekvence prekoračitev izgub je mogoče rezultate aproksimirati kar z verjetnostjo prekoračitve določene vrednosti izgub $P(L_T > l_t)$.

$$P(L_T > l_t) \approx \int_{\text{vsi } im} P(L_T > l_t | IM = im) \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{dIM} \right| dIM \quad (4.65)$$

5 OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ZA DETERMINISTIČNI MODEL

V tem poglavju predstavimo implementacijo zgoraj opisane metodologije za oceno potresnega tveganja izbranih stanovanjskih in poslovnih zidanih objektov. Vse štiri obravnavane konstrukcije imajo tri etaže, dve sta bila zgrajeni iz opečnih votlakov, dve pa iz zidovja iz polne opeke. Tako smo želeli zajeti tudi vpliv starosti objekta na oceno potresnega tveganja. V tem poglavju nismo upoštevali modelnih negotovosti, torej je ocena potresnega tveganja narejena za deterministični model konstrukcije, v naslednjem poglavju pa prikazujemo še uporabo metodologije z upoštevanjem modelnih negotovosti in njihov vpliv na končne rezultate.

V nadaljevanju najprej predstavimo podatke o izbranih konstrukcijah. Poleg nosilne konstrukcije prikažemo še razdelitev nekonstruktivskih komponent v ranljivostne skupine ter skupine komponent in predstavimo njihovo matematično modeliranje. Zatem povežemo poškodovanost konstrukcije s parametri potresnih zahtev preko krivulj potisne analize, nato pa za izbrane akcelerograme pri različnih intenzitetah na ekvivalentnem modelu z eno prostostno stopnjo določimo potresne zahteve. Izračunamo tudi mejne intenzitete, ki v konstrukciji povzročijo nastanek različnih mejnih stanj poškodovanosti in krivuljo verjetnosti porušitve. Končno določimo tudi pričakovane ekonomske izgube, s katerimi lahko ovrednotimo ali je potresno tveganje pri obravnavani konstrukciji sprejemljivo ali ne.

5.1 Podatki o izbranih konstrukcijah

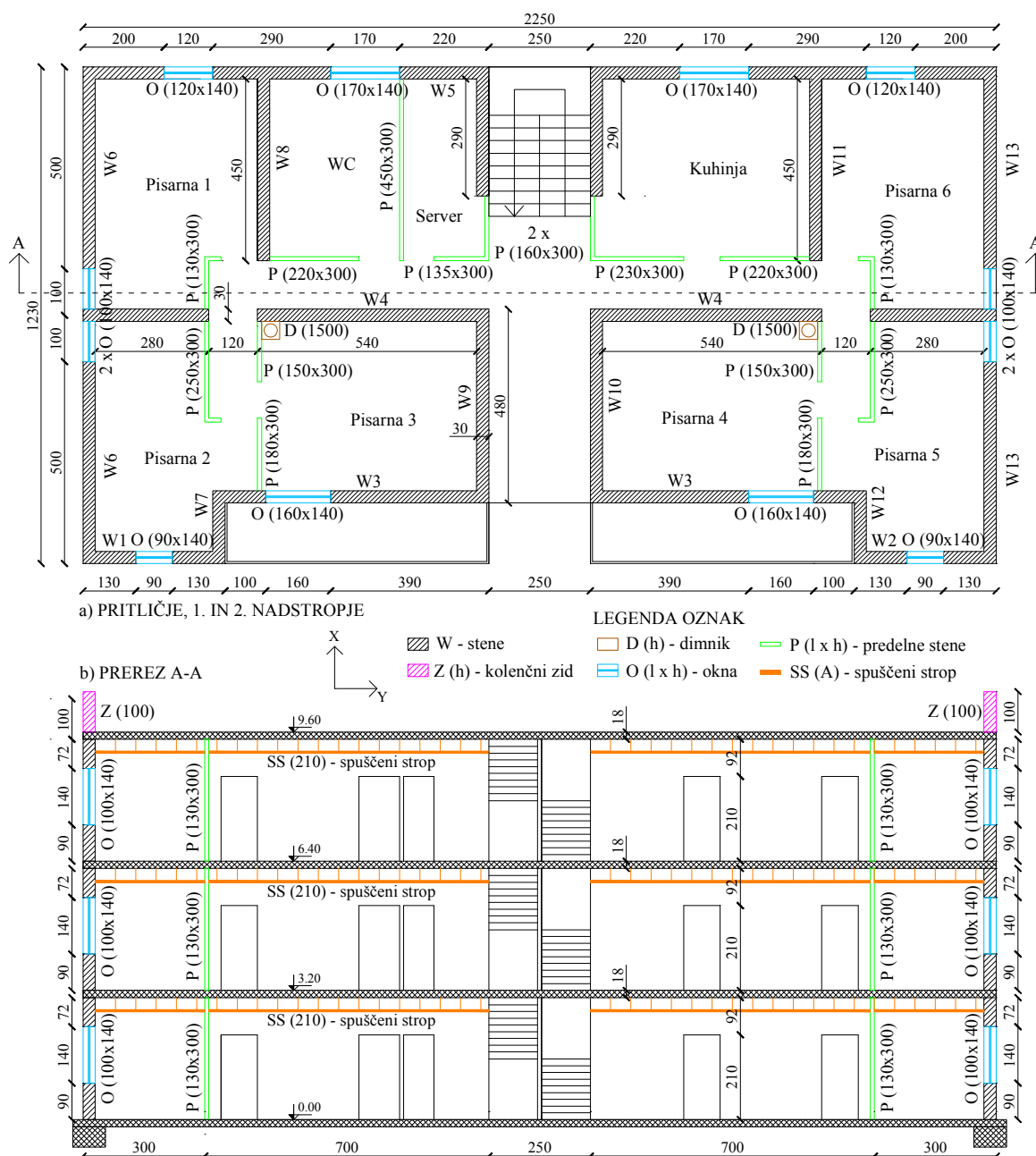
5.1.1 Opis testnih konstrukcij

Vse obravnavane zidane konstrukcije so bile zgrajene v sistemu povezanega zidovja. Prva črka v imenu stavbe predstavlja eno izmed izbranih geometrij (A ali B), druga črka pa predstavlja tip zidovja iz katerega je bila konstrukcija zgrajena (H - opečni votlaki (angl. *hollow clay*) oziroma S – polna opeka (angl. *solid bricks*)). Pri obravnavanju determinističnega modela smo za vsakega izmed materialov uporabili srednje mehanske lastnosti materiala iz preglednic 2.8 in 2.9.

Geometrija stavb AH in AS, ki predstavljata stanovanjska objekta, je bila izpeljana na podlagi geometrije stavbe, ki je bila pseudo-dinamično preizkušena v laboratoriju ELSA v Ispri in analizirana v predhodnih študijah (Fajfar et al., 2006; Rozman in Fajfar, 2009), le da smo nosilno konstrukcijo pretvorili iz trietažnega armiranobetonskega okvirja v trietažno zidano konstrukcijo (glej sliko 5.1). Konstrukciji AH in AS sta po tlorisu nesimetrični, njune zunanje mere pa so 9.3 m x 10.8 m. Razporeditev nosilnih elementov je v vseh etažah enaka, razlika je le v balkonu, ki se pojavi samo v prvem in drugem nadstropju, kar je razvidno tudi iz tlorisnih načrtov pritličja in obeh nadstropij (slika 5.1a-c). Debelina vseh zidov v konstrukcijah je 30 cm, skupno pa zidovi predstavljajo 7.3 % in 7.8 % celotne tlorisne površine objekta v smereh X oziroma Y. Vsi stropi v stavbah AH in AS so armiranobetonske plošče, nosilne v obeh smereh, z debelino 18 cm. Etažna višina je v vseh nadstropjih enaka in znaša 3.2 m. Nosilna konstrukcija dvokapne strehe je lesena, streha pa je pokrita z opečno kritino. Na vzhodni in zahodni strani stavb sta zgrajena tudi trikotna zatrepana zidova z višino 4 m.

Geometrija stavb BH in BS je privzeta po konstrukciji 8A, ki so jo pri študiji vrednotenja faktorja q uporabili Frumento et al. (2009). Gre za dokaj velika poslovna objekta, grajena iz povezanega zidovja, ki imata tlorisne dimenzije 22.5 m x 12.3 m. Stavbi sestavljajo pritličje in dve nadstropji z etažnimi višinami 3.2 m. Kot je razvidno iz slike 5.2a, sta konstrukciji BH in BS simetrični v prečni smeri. Debelina vseh zidov je enaka 30 cm, skupno pa zidovi predstavljajo 5.3 % in 5.6 % celotne tlorisne

Običajno pri analizah obnašanja konstrukcij prikazujemo samo elemente nosilne konstrukcije, v našem primeru pa na slikah 5.1 in 5.2 prikazujemo tudi pozicijo in dimenzije drugih komponent stavbe, ki smo jih upoštevali v oceni potresnega tveganja: okna, dimnike, zatrepane zidove, predelne stene, spuščeni strop in streho. Poleg tlorisov vseh nadstropij in razporeditve prostorov, prikaz geometrije zaokrožimo še s prečnim prerezom, ki vsebuje dodatne informacije o konstrukciji (sliki 5.1d in 5.2b). V primeru stavb AH in AS vse okenske odprtine merijo 1.4 m x 1.4 m; vratne pa 2.1 m x 1 m. V stavbah BH in BS pa je višina vseh okenskih odprtin 1.4 m, višina vseh vratnih odprtin 2.1 m, dolžine vrat in oken pa so različne. Predpostavljeno je bilo tudi, da se obe konstrukciji lokacijsko nahajata na območju Ljubljane, na temeljnih tleh tipa B.



Slika 5.2: Tloris (a) pritličja, (b) prvega nadstropja in (c) drugega nadstropja ter (d) prerez stavb BH in BS, ki poleg konstrukcijskih vključujejo tudi pozicijo in dimenzije nekonstrukcijskih komponent.

Figure 5.2: The plan of (a) ground storey, (b) first storey, (c) second storey and (d) cross section of the buildings BH and BS, including the position and dimensions of the structural and non-structural components.

5.1.2 Razdelitev komponent v ranljivostne skupine in pripadajoče funkcije ranljivosti

V oceni potresnega tveganja smo poleg konstrukcijskih zajeli tudi nekonstrukcijske komponente, saj bi v nasprotnem primeru močno podcenili potencialne izgube. Obstaja več različnih kategorizacij posameznih komponent v gradbeništvu, najbolj pa se je uveljavila klasifikacija UNIFORMAT, ki se sedaj uporablja v dopoljnjeni različici UNIFORMAT II (NIST, 1999). Vsaka komponenta ima standardizirano oznako z obliko X1234.567. V njej s prvo črko označimo glavno kategorijo, v katero sodi komponenta: A - temelji, B – konstrukcijski elementi in ovoj stavbe, C – notranje komponente, D – inštalacije, E – oprema in pohištvo ter F – posebna oprema. Prvi številki določata nadaljnjo klasifikacijo komponente v ožjo kategorijo, npr. B10 predstavlja konstrukcijske elemente, B20 pa zunanji ovoj stavbe. Naslednji dve številki klasifikacijo še dodatno zožita, npr. B105 pomeni, da komponenta sodi med zidane komponente, B1051 pa pomeni, da je komponenta zgrajena iz armiranega zidovja. Številke za decimalno piko definirajo različice znotraj določene podkategorije, s katerimi natančneje zajamemo pogoje vgradnje, materialne lastnosti, geometrijske posebnosti in druge lastnosti komponent. Tako npr. B1051.011 določa zidane elemente z armaturo, katerih rege so delno zapolnjene z malto in pri katerih prevladuje strižno obnašanje. Njihova debelina je med 20 in 30 cm, njihova višina pa je nižja od 3.65 m.

Na tej klasifikaciji komponent temeljijo tudi smernice za oceno potresnega tveganja FEMA-P-58-1 (ATC, 2012a) ter tudi razdelitev komponent v tej doktorski disertaciji. Najprej je potrebno komponente razdeliti v ranljivostne skupine s skupno funkcijo ranljivosti, ki sodijo v določeno kategorijo po klasifikaciji UNIFORMAT II. Pri tem je potrebno paziti, da za določeno komponento izberemo pravo podkategorijo, saj se lahko znotraj posameznih podkategorij funkcije ranljivosti med seboj razlikujejo. V preglednici 4.4 so navedene pričakovane vrednosti in disperzije parametrov potresnih zahtev za izbrane skupine ranljivosti, v nadaljevanju pa je za vsako izmed skupin na kratko opisano, kako so bile izpeljane njene funkcije ranljivosti. Na slikah 5.3-5.5 prikazujemo krivulje ranljivosti za izbrane ranljivostne skupine obravnavanih nekonstrukcijskih komponent ter verjetnosti, da se pri določenih vrednostih parametra potresnih zahtev komponente nahajajo v enem izmed mejnih stanj. Mejno stanje DS0 pomeni mejno stanje brez poškodb, za vsako ranljivostno skupino pa je pomen mejnih stanj DS1- DS4 opisan v preglednici 4.4.

V okviru dokumentov FEMA-P-58-1 (ATC, 2012a), FEMA-P-58-2 (ATC, 2012b) in pripadajočega programa PACT II (Naeim in Hagie, 2013) so definirane funkcije ranljivosti za 4 tipe predelnih sten iz mavčno kartonskih plošč na kovinski podkonstrukciji ter za en tip predelnih sten na leseni podkonstrukciji. V primeru obravnavanih stavb smo se omejili na predelne stene iz mavčno kartonskih plošč, katerih nosilna jeklena podkonstrukcija je bila na vseh mestih polno vpeta (slika 5.3a,b). Rezultate raziskav preko 50 preizkušancev, na podlagi katerih so bile izpeljane izbrane funkcije ranljivosti, sta zbrala in obdelala Miranda in Mosqueda (2011).

Uporabnik programa PACT II lahko izbira tudi med funkcijami ranljivosti za 31 tipov oken, ki se običajno pojavljajo na objektih s stekleno fasado, ter za 17 tipov oken, ki se uporabljajo za izložbe trgovin. Funkcije ranljivosti so bile določene na podlagi številnih eksperimentov, katerih rezultate so zbrali Memari et al. (2011). Okna so ločili glede na razmerje višine in širine, tip in debelino zasteklitve, tip tesnil, itd. Žal so v dokumentu FEMA-P-58-1 zajeti le tipi oken, ki se običajno uporabljajo v poslovnih zastekljenih objektih (npr. visoke stolpnice s steklenimi fasadami), ne pa tudi tipi oken, ki se uporabljajo v stanovanjski gradnji oziroma v zidanih konstrukcijah, zato smo pri oknih izbrali splošne funkcije ranljivosti, ki so bile že uporabljene v literaturi (slika 5.3c,d). Vrednosti etažnih zasukov, pri katerih pride do velikih poškodb oken so zelo visoke, zaradi česar je pri zidanih

konstrukcijah malo verjetno, da pride do večje poškodovanosti, posledično pa poškodbe oken ne prispevajo veliko k izgubam. V prihodnosti bi bilo nujno potrebno razširiti bazo funkcij ranljivosti tudi s primeri običajnih lesenih oziroma PVC oken, trenutno pa boljših podatkov v literaturi nismo našli.

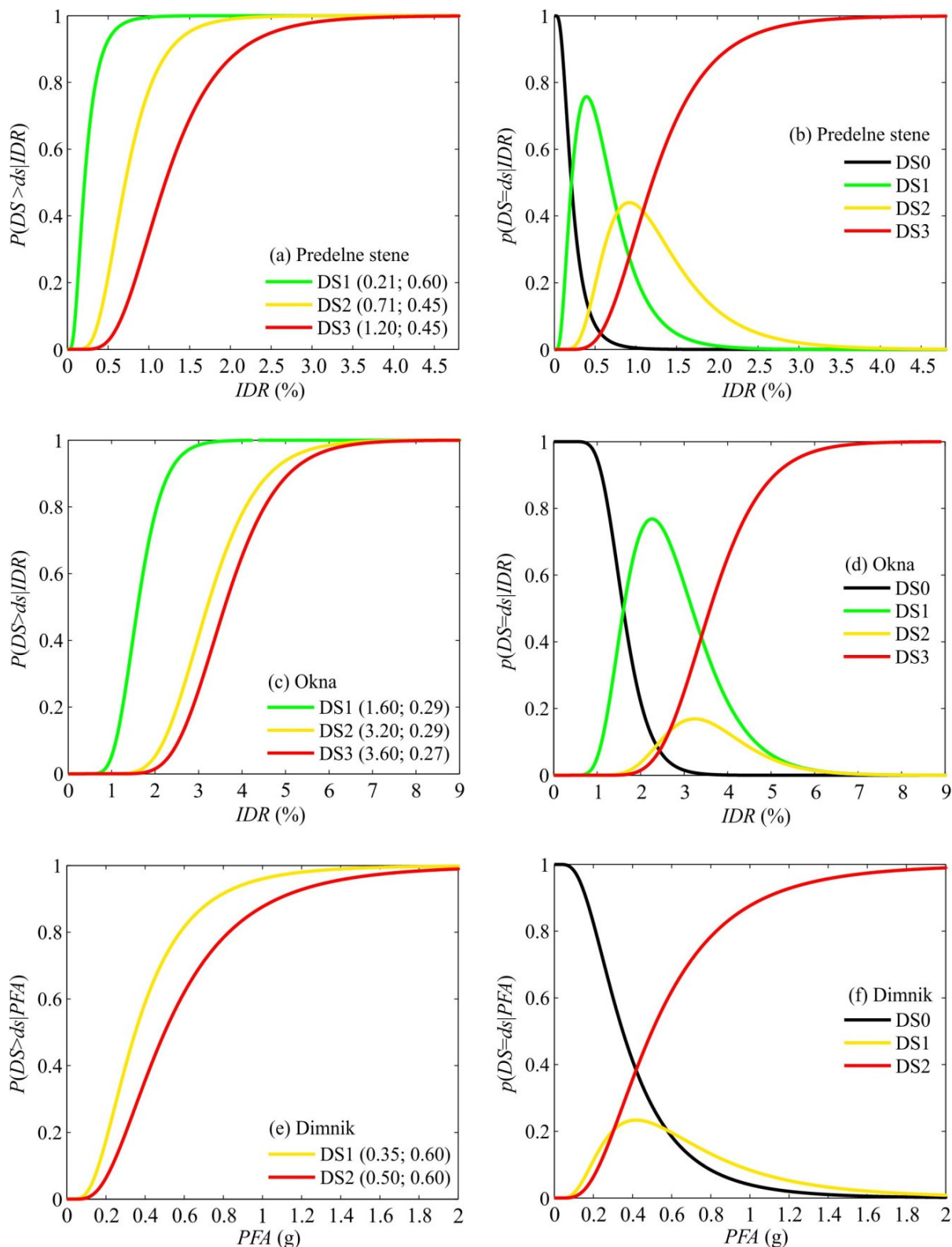
Funkcije ranljivosti komponent predelnih sten iz mavčno kartonskih plošč ter oken temeljijo na laboratorijskih preiskavah obnašanja komponent, ki so bile narejene na večjem številu preizkušancev, zato jih štejemo med bolj zanesljive. Funkcije ranljivosti drugih komponent, ki smo jih tudi upoštevali v primeru obravnavanih konstrukcij, pa večinoma temeljijo predvsem na ocenah strokovnjakov, zaradi česar jih je potrebno obravnavati pazljivo. Pri potresih v Posočju in tudi drugod se je pokazalo, da se med tresenjem tal pogosto poškodujejo ali delno porušijo tudi dimniki, strehe in zatrejni zidovi (DTP, 2009), kar precej doprinese k celotnim stroškom obnove, zato smo se odločili, da tudi te komponente vključimo v oceno potresnega tveganja. Za vse smo uporabili funkcije ranljivosti, ki so priporočene v dokumentu FEMA P-58-1 (ATC, 2012a).

Funkcije ranljivosti za dimnike sta izpeljala Osteraas in Krawinkler (2010a), pri tem pa sta uporabila dva različna pristopa. Pri prvem sta zbrala empirične podatke iz 41 merilnih postaj, kjer so merili pospeške tal, in podatke o deležu poškodovanih dimnikov v okolici postaj na podlagi 4 potresov, ki so se zgodili v Kaliforniji med leti 1971 in 2001. Na podlagi zbranih podatkov sta določila lognormalno porazdelitveno funkcijo, ki pa je že na oko močno odstopala od empirične porazdelitvene funkcije. Zato sta ubrala še analitični pristop, v katerem sta na podlagi zelo enostavnega matematičnega modela simulirala zibanje (angl. *rocking*) in zdrs dimnika nad nivojem strehe. Predpostavila sta dve varianti vpetja dimnika in sicer prostostoječega, ki ima z nosilno konstrukcijo po celotni višini slabo povezavo, ter dobro povezanega s konstrukcijo, obnašanje pa sta simulirala za različne višine dimnika nad streho. Na podlagi te preproste simulacije sta izpeljala končni verziji funkcij ranljivosti za dimnike, ki smo jih uporabili tudi v doktorski disertaciji (slika 5.3e,f).

Podobno velja za kolenčne in zatrejne zidove na vrhu konstrukcij, ki veljajo za zelo ranljive komponente, katerih porušitev velikokrat terja tudi smrtne žrtve ljudi na ulicah. Tudi tukaj sta Osteraas in Krawinkler (2010b) najprej določila funkcijo ranljivosti na podlagi podatkov o poškodbah parapetnih zidov iz dveh preteklih potresov, kar je v najboljšem primeru zelo pomanjkljiv način določanja funkcij ranljivosti. Pri tem zopet nista dobila uporabnih rezultatov, zato sta v analitičnem pristopu, tako kot pri dimnikih, spet uporabila preprost model za zatrejni/kolenčni zid. Obravnavala sta ga kot togo telo, ki se lahko suče in zdrsne, na podlagi numeričnih simulacij pa sta določila pospešek, pri katerem se to zgodi. Tako sta bili izpeljani funkciji ranljivosti za parapetne zidove, ki smo ju uporabili v okviru ocene potresnega tveganja (slika 5.4a,b).

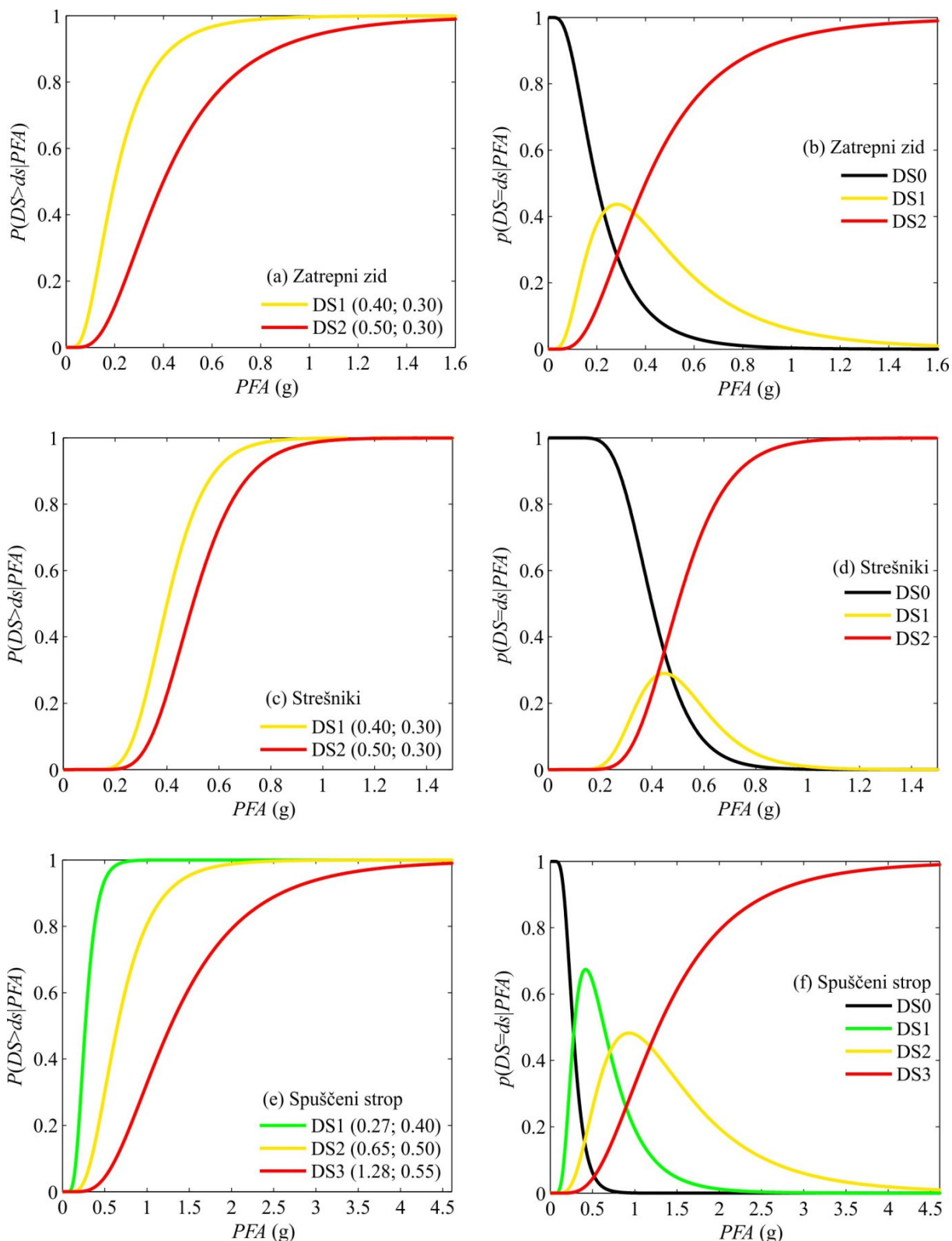
Funkcije ranljivosti za opečno kritino (slika 5.4c,d) je uredil Porter (2009), temeljijo pa na raziskovalnem delu Xiaa in Yuna (1998), ki sta na potresnih mizah preizkusila 24 modelov strehe iz betonskih in opečnih strešnikov ter pri tem beležila pospeške, ki povzročijo poškodbe manjšega in večjega dela strehe. Izbrali smo funkcije ranljivosti za običajno streho z opečno kritino, ki ni prilagojena za potresna območja.

Strokovnjaki so na podlagi opazovanj eksperimentov in logičnega razmišljanja določili empirično enačbo za določitev pričakovane vrednosti maksimalnega pospeška etaže, ki v spuščeni strop povzroči mejno stanje blizu porušitve (Bachman, 2011). Mejni pospešek etaže je odvisen od površine spuščene stropu, načina pritrditve nosilne podkonstrukcije v stene in strop ter od konstrukcijskih detajlov spuščene stropu. Zaključili so, da je razpon kvalitete izvedbe spuščeni stropov verjetno velik, zato so predpostavili vrednost disperzije 0.5 za večino tipov spuščeni stropov (slika 5.4e,f).



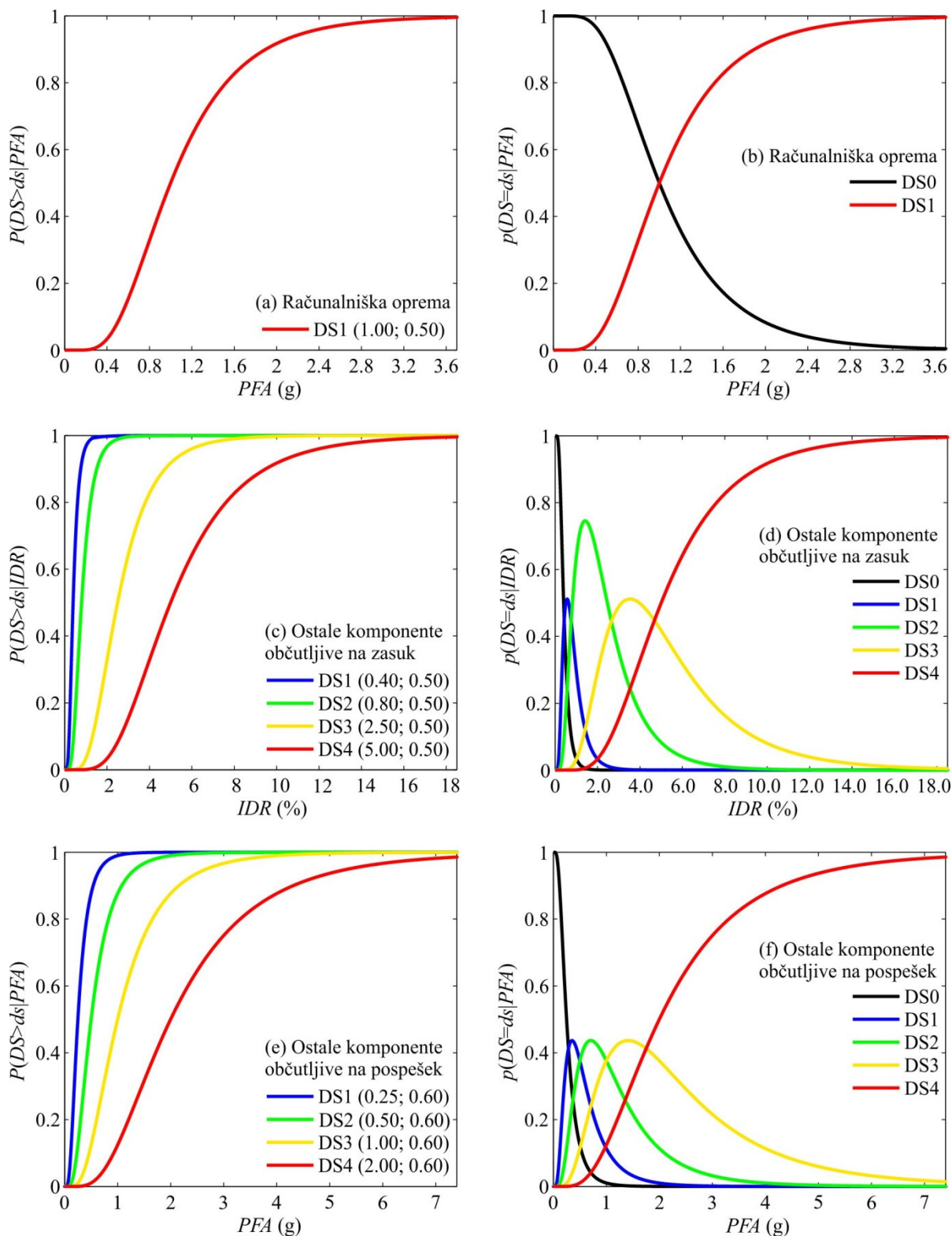
Slika 5.3: Krivulje ranljivosti nekonstrukcijskih komponent za (a) predelne stene, (c) okna in (e) dimnike ter verjetnost, da se bo komponenta pri določeni vrednosti parametra potresnih zahtev nahajala v izbranem mejnem stanju za (b) predelne stene, (d) okna in (f) dimnike.

Figure 5.3: Fragility curves of non-structural components for (a) partition walls, (c) windows and (e) masonry chimneys, and the corresponding probability of occurrence of designated damage state as a function of the engineering demand parameter in the case of (b) partition walls, (d) windows and (f) masonry chimneys.



Slika 5.4: Krivulje ranljivosti nekonstrukcijskih komponent za (a) zatrepane zidove, (c) strešnike in (e) spuščene stropove ter verjetnost, da se bo komponenta pri določeni vrednosti parametra potresnih zahtev nahajala v izbranem mejnem stanju za (b) zatrepane zidove, (d) strešnike in (f) spuščene stropove.

Figure 5.4: Fragility curves of non-structural components for (a) masonry parapets, (c) roofing and (e) suspended ceilings, and the corresponding probability of occurrence of designated damage state as a function of the engineering demand parameter in the case of (b) masonry parapets, (d) roofing and (f) suspended ceilings.



Slika 5.5: Krivulje ranljivosti nekonstrukcijskih komponent za (a) računalniško opremo, (c) ostale komponente občutljive na zasuk in (e) ostale komponente občutljive na pospešek ter verjetnost, da se bo komponenta pri določeni vrednosti parametra potresnih zahtev nahajala v izbranem mejnem stanju za (b) računalniško opremo, (d) ostale komponente občutljive na zasuk in (f) ostale komponente občutljive na pospešek.

Figure 5.5: Fragility curves of non-structural components for (a) desktop computers and servers, (c) generic drift-sensitive components and (e) generic acceleration-sensitive components, and the corresponding probability of occurrence of designated damage state as a function of the engineering demand parameter in the case of (b) desktop computers and servers, (d) generic drift-sensitive components and (f) generic acceleration-sensitive components.

S preprostimi simulacijami zdrsa računalniške opreme so bile izpeljane tudi funkcije ranljivosti za računalniško opremo (Eidinger, 2009 - slika 5.5a,b). Upoštevali smo tudi ostale nekonstruktivne komponente, ki so občutljive na zasuk oziroma pospeške. Privzeli smo enake krivulje ranljivosti kot nekateri drugi raziskovalci v literaturi, vse skupaj pa izhaja iz dokumenta HAZUS (NIBS, 2009), ki navaja, da splošne krivulje ranljivosti za nekonstruktivne komponente veljajo ne glede na tip konstrukcije, kar nedvomno v realnosti ne drži, vendar žal alternativnih krivulj ranljivosti v literaturi nismo uspeli najti. Za vsako izmed obravnavanih konstrukcij smo ocenili vrednost inštalacij, ki sodijo v obe kategoriji (slika 5.5c-f).

Iz zgoraj navedenih primerov sledi, da je potrebno nekatere funkcije ranljivosti jemati z rezervo in da so na tem področju potrebne še številne raziskave, s katerimi se bo povečala zanesljivost ocene potresnega tveganja glede na uporabljeno metodologijo.

5.1.3 Skupine komponent

Nekonstruktivne komponente se lahko v življenjskem obdobju objekta spreminjajo v okviru vzdrževalnih del zaradi dotrajanosti, različnih obnov ali ob menjavi lastnikov. To predstavlja še eno negotovost pri določanju izgub, ki pa je v doktorski disertaciji nismo eksplicitno zajeli. V primeru obstoječih konstrukcij je mogoče v izbranem trenutku narediti seznam komponent, ki se pri potresih lahko poškodujejo in tako prispevajo k potencialnim izgubam/stroškom popravil. Po drugi strani je to mnogo težje ali celo nemogoče storiti za nove objekte, za katere običajno tudi po fazi projektiranja še kar nekaj časa ni mogoče sestaviti popolnega inventarja vse opreme. V slednjem primeru je potrebno za oceno potresnega tveganja uporabiti orodja, s katerimi ocenimo pričakovano količino posameznih komponent v objektu na podlagi podatkovnih baz. Eno izmed takšnih orodij je *Normative Quantity Estimation tool*, ki je del priporočil FEMA P-58-1 (ATC, 2012a). Zbrali so podatke o komponentah iz 3000 stavb z različnimi površinami in namembnostmi, določili pa so tudi 10ti, 50ti in 90ti kvantil količine posameznih komponent v teh objektih. S pomočjo takšnega orodja je mogoče določiti tipične količine posameznih komponent v pisarnah, izobraževalnih ustanovah, zdravstvenih domovih in bolnišnicah, nastanitvenih objektih, večstanovanjskih stavbah, raziskovalnih laboratorijih, trgovinah ali v skladiščih.

V doktorski disertaciji smo za vse obravnavane objekte predpostavili razporeditev prostorov in komponent (sliki 5.1 in 5.2), kar smo potem upoštevali tudi pri določanju količin posameznih komponent, ki so zbrane v preglednici 5.1. Pri tem smo komponente iz posameznih ranljivostnih skupin še dodatno razporedili v skupine komponent, ki imajo poleg funkcije ranljivosti tudi skupni parameter potresnih zahtev. Skupine komponent smo določili glede na nadstropje, v katerem se nahajajo ter glede smer v kateri prevzamejo obtežbo. Jasno je, da se nekatere komponente lahko poškodujejo ne glede na smer v kateri pride obtežba (brezsmerne komponente), kar je upoštevano tudi v preglednici 5.1. Razdelitev v skupine komponent je potrebna predvsem zaradi urejenosti in lažjega spremljanja prispevkov posameznih komponent k celotnim izgubam.

Preglednica 5.1: Razdelitev nekonstrukcijskih komponent v skupine komponent za stavbe AH, AS, BH in BS, vključno z njihovimi količinami v posameznih nadstropjih, ločeno v dveh glavnih smereh konstrukcije.

Table 5.1: The classification of the non-structural components into performance groups for the buildings AH, AS, BH and BS, including their quantities for each storey in the main directions of the building.

Skupina komponent	Nadstropje	Smer	Enota	Količina komponent	
				Stavbi AH in AS	Stavbi BH in BS
Predelne stene	1	X	m ²	10.5	25.5
	1	Y		8.9	65.7
	2	X		23.9	25.5
	2	Y		12.0	65.7
	3	X		26.9	25.5
	3	Y		16.5	65.7
Okna	1	X	Št. oken (1.4 m x 1.4 m)	2	7.7
	1	Y		3	2.9
	2	X		2	7.7
	2	Y		3	2.9
	3	X		2	7.7
	3	Y		3	2.9
Dimnik	1	X ali Y	m	15.0	30.0
Strešna kritina	3	X ali Y	m ²	122	/
Zatrejni zid	3	X	m ²	42.0	24.6
	3	Y		/	45.0
Spuščeni strop	1	X ali Y	m ²		210
	2	X ali Y		/	210
	3	X ali Y			210
Strežnik in računalniki	1	X ali Y	€/ etažo		12000
	2	X ali Y		/	12000
	3	X ali Y			12000
Druge komponente občutljive na zasuk	1	X ali Y	€/ etažo	10000	20000
	2	X ali Y		10000	20000
	3	X ali Y		10000	20000
Druge komponente občutljive na pospeške	1	X ali Y	€/ etažo	10000	20000
	2	X ali Y		10000	20000
	3	X ali Y		10000	20000

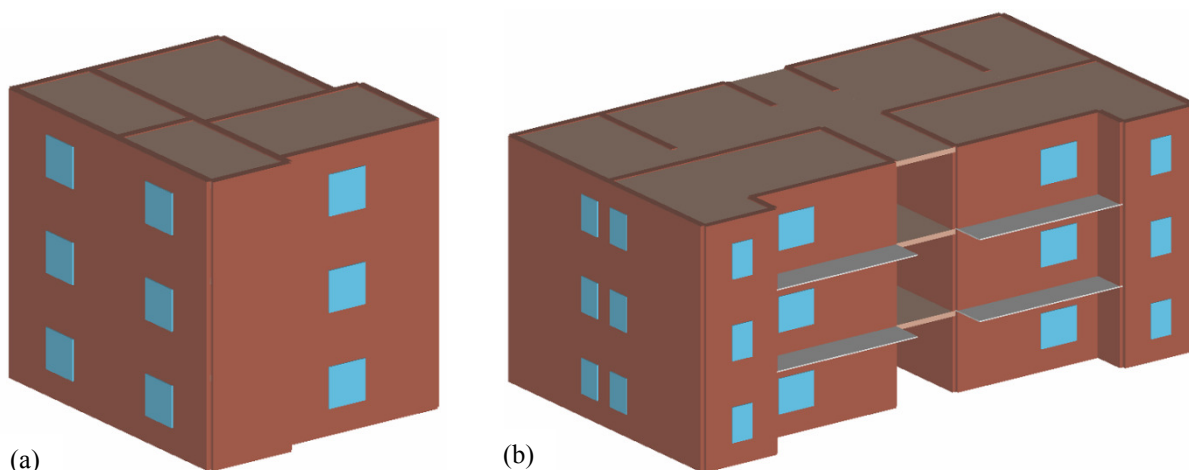
5.2 Opis modelov obravnavanih zidanih konstrukcij

3D modela za obe konstrukciji, ki sta prikazana na sliki 5.6, smo naredili v programu 3Muri, analizo obnašanja s potisno analizo pa smo izvedli v raziskovalni različici Tremuri. Detajli, na podlagi katerih se v obeh programih izvrši izračun obnašanja konstrukcije, so predstavljeni v poglavju 4.5.1, tukaj pa podajamo samo bistvene predpostavke matematičnih modelov konstrukcij, ki so bile upoštevane.

Stene obeh tipov konstrukcij, katerih oznake so predstavljene v tlorisih na sliki 5.7, je program avtomatsko razdelil na ekvivalentne okvirje iz togih odsekov, zidov in preklad, kar je za vsako steno posebej prikazano na slikah 5.8 in 5.9. Zidovi in preklade so modelirani z linijskimi elementi, med seboj pa so povezani s togimi odseki. Efektivno višino zidov program določi tako, da z navidezno črto poveže vogale odprtini oziroma zidov in potem privzame srednjo višino zidu. 3D vozlišča, kjer se stika

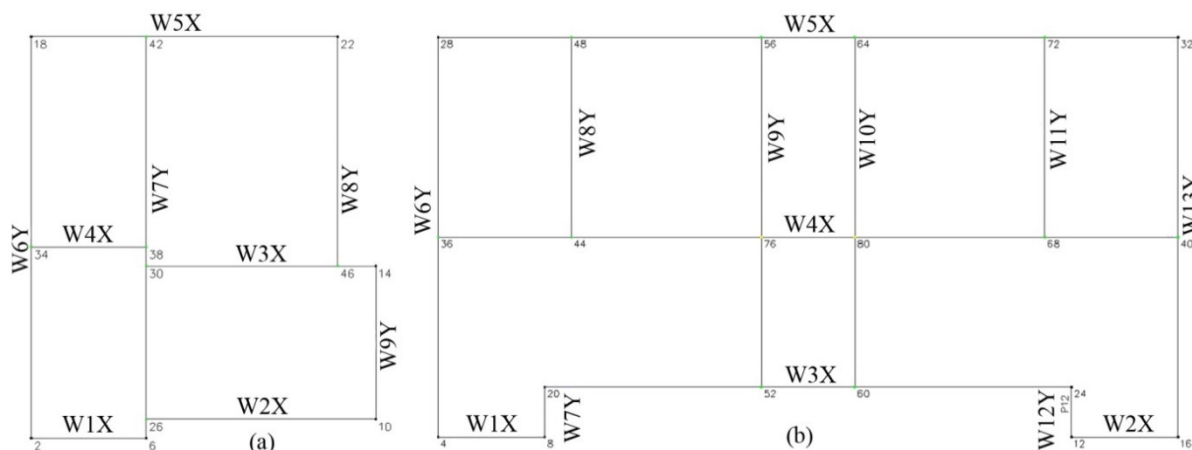
več sten so označena z velikimi tiskanimi črkami, 2D vozlišča posameznih sten so označena z majhnimi črkami, elementi pa so označeni s številkami. V stenah W8Y – W11Y stavbe B smo v konstrukcijo dodali armiranobetonske nosilce z višino in širino prečnega prereza 20/20 cm z minimalno armaturo. Program namreč zahteva »škatlasto« obnašanje kateregakoli dela stavbe, dodatni nosilci pa niso imeli velikega vpliva na globalno obnašanje celotne konstrukcije. AB monolitne plošče na nivojih etaž so bile upoštevane kot toge diafragme, ki so neskončno toge v svoji ravnini. Porazdeljena stalna in koristna obtežba v polju plošč se prenašata na obodne stene, od tam pa naprej v 3D vozlišča, kar pomeni, da je celotna masa upoštevana v 3D vozliščih po obodu sten.

Program Tremuri v vsakem koraku potisne analize prerazporedi notranje statične količine, kar pomeni, da se nosilnost posameznih elementov ves čas spreminja skladno s spremembami osne sile. Nosilnost elementov je minimalna izmed upogibne in strižne nosilnosti, do odpovedi posameznega zidu pa pride, ko zasuk elementa preseže mejno vrednost, ki je odvisna od tipa obnašanja. Razpokanost prereza je preko makroelementa v Tremuriju zajeta eksplicitno, zato smo uporabljali nezmanjšane vrednosti za materialne karakteristike.



Slika 5.6: Shematični prikaz 3D matematičnih modelov nosilne konstrukcije za (a) stavbi AH in AS ter za (b) stavbi BH in BS.

Figure 5.6: Schematically presented 3D structural models for (a) the buildings AH and AS and for (b) the buildings BH and BS.

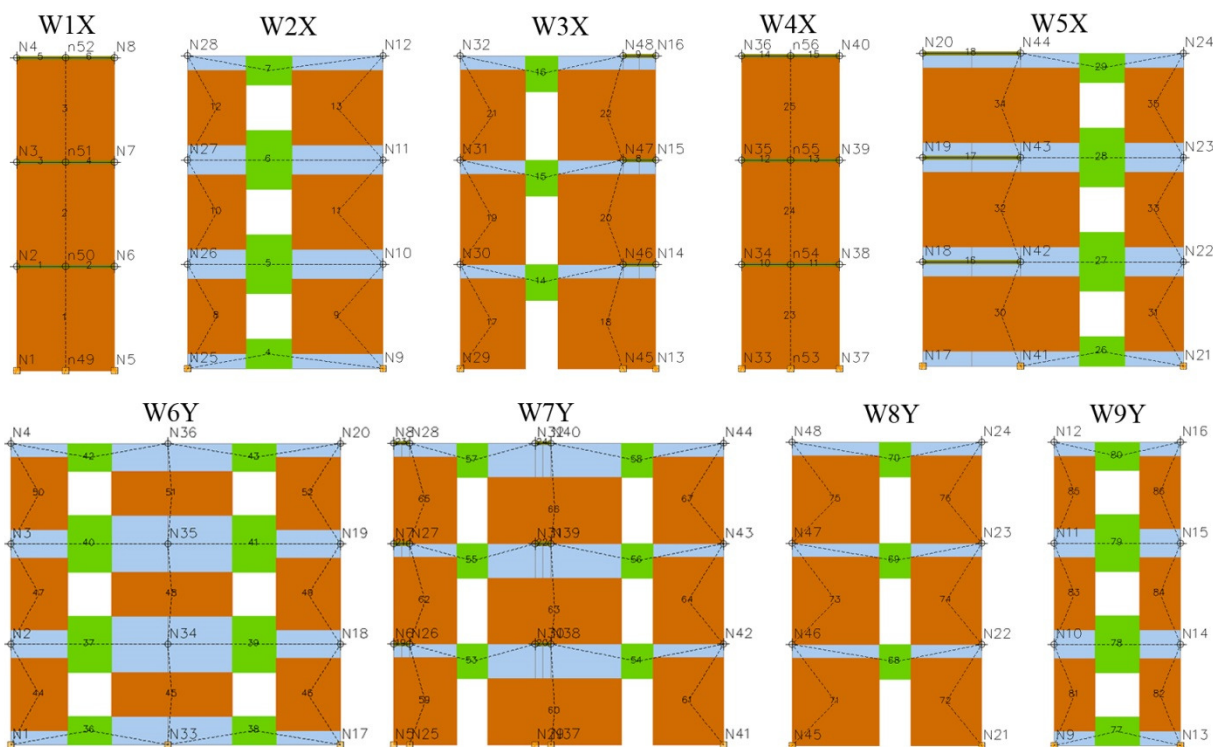


Slika 5.7: Oznake in lokacija posameznih sten v tlorisu (a) stavb AH in AS ter (b) stavb BH in BS.

Figure 5.7: Labels and location of the masonry walls in the plans of (a) the buildings AH and AS and (b) the buildings BH and BS.

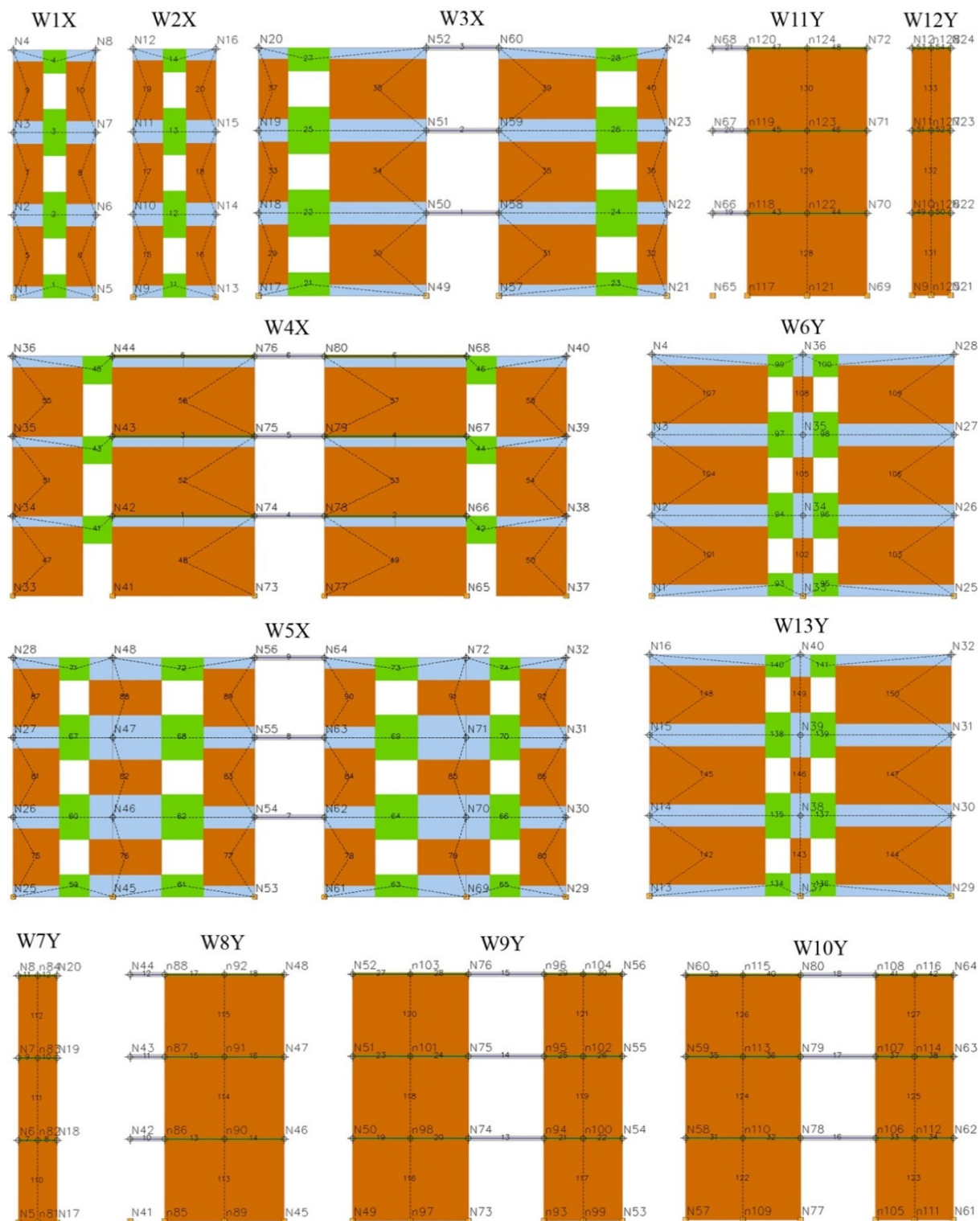
Po izvedeni potisni analizi in pretvorbi MDOF modela v SDOF model, smo izvedli še inkrementalne dinamične analize z uporabo orodja PBEE toolbox, ki ga je razvil Dolšek (2010). Gre za skupek funkcij v programskem okolju MATLAB (MathWorks, 2009) s katerimi lahko naredimo nelinearni model konstrukcije, določimo njen potresni odziv preko programa Opensees (PEER, 2007), postprocesiramo dobljene rezultate in ocenimo tudi potresno tveganje. Program Opensees je odprtokoden program, ki omogoča veliko izbiro nelinearnih modelov, vrst analize ter ima vgrajene številne materiale. Kljub temu žal nima uporabniku prijaznega grafičnega vmesnika, zato je uporaba orodja PBEE toolbox priporočljiva, saj omogoča poenostavitev modeliranja in izvedbe analiz. Bolj natančen opis orodja PBEE toolbox in primere uporabe je podal Dolšek (2008a in b), mi pa smo uporabljali predvsem funkcije za določitev odziva sistema z eno prostostno stopnjo. Za simuliranje globalnega obnašanja modela SDOF smo uporabili material *hysteretic*, ki je vgrajen v program Opensees. Za parameter, ki določa togost pri razbremenjevanju smo privzeli vrednost 0.6, efekta zmanjšanja histereznih zank (angl. *pinching*) pa nismo upoštevali, saj smo morali s histereznim obnašanjem zajeti odziv celotne konstrukcije. Uporabili smo model dušenja, ki je proporcionalen masi konstrukcije, pri determinističnem modelu pa smo upoštevali 5 % delež kritičnega dušenja pri osnovni nihajni obliki.

Tudi izbrana histerezna pravila za simulacijo globalnega obnašanja konstrukcije in pripadajoči parametri predstavljajo negotovosti v analizi obnašanja konstrukcije, vendar žal tudi z današnjo tehnologijo v omejenem času vseh negotovosti ni mogoče upoštevati, saj postane celoten izračun preveč razvejan. Kot je prikazano tudi v poglavju 6, upoštevanje velikega števila negotovosti močno podaljša čas za izračun potresnega tveganja, ki pa smo ga vseeno lahko zmanjšali z uporabo računalniške gruč, ki sta jo na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo vzpostavila Dolenc in Dolšek (2008).



Slika 5.8: Ekvivalentni okviri iz zidov, preklad in togih odsekov za stavbi AH in AS.

Figure 5.8: The equivalent frames consisting of masonry walls, lintels and rigid sections for the buildings AH and AS.



Slika 5.9: Ekvivalentni okviri iz zidov, preklad in togih odsekov za stavbi BH in BS.

Figure 5.9: The equivalent frames consisting of masonry walls, lintels and rigid sections for the buildings BH and BS.

5.3 Potisne analize in poškodovanost konstrukcije

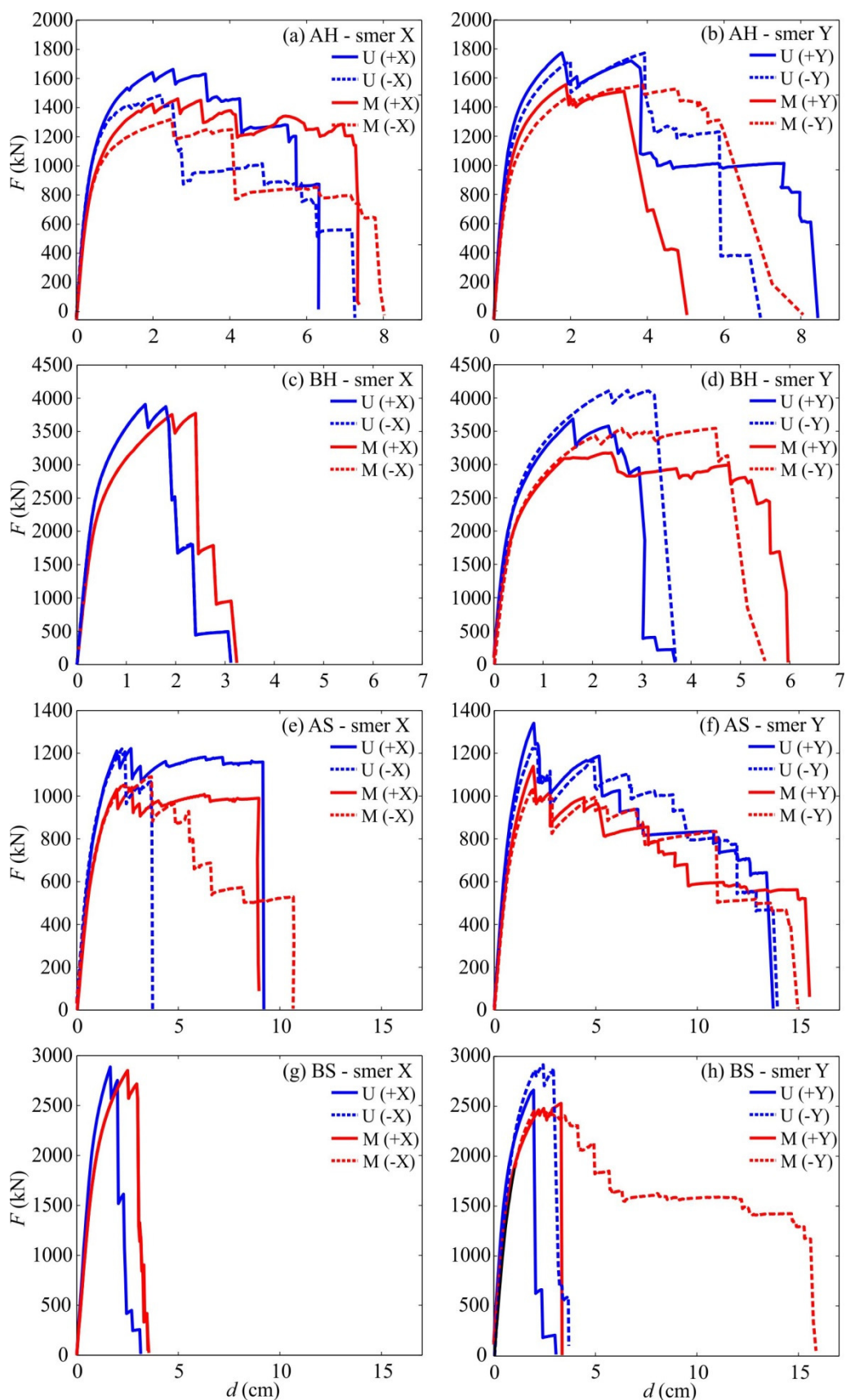
Predlagani postopek določanja potresnih zahtev temelji na rezultatih potisnih analiz. V nadaljevanju prikazujemo rezultate ločeno za vsakega izmed obravnavanih 3D modelov stavb iz dveh različnih

materialov. V vsakem izmed omenjenih primerov smo izvedli 8 potisnih analiz, skladno z Evrokodom 8 (SIST EN 1998, 2005) pa smo ločili potisne analize v smereh +X, -X, +Y, -Y ter dve različni razporeditvi horizontalnih sil po višini, enakomerno (U) in modalno (M). Posebej podrobno bomo v tem in naslednjih podpoglavjih prikazovali rezultate za deterministični model stavbe BH v smeri -Y, kjer so bile horizontalne sile v potisni analizi po višini razporejene sorazmerno s prvo nihajno obliko (simulacija 1 – BH-M-(-Y)) ter za deterministični model stavbe AS v smeri -X, kjer so bile horizontalne sile v potisni analizi po višini razporejene sorazmerno z masami (simulacija 2 - AS-U-(-X)). S tema primeroma želimo podrobneje pokazati določitev potresnih zahtev, poškodovanosti in izgub po predlaganem postopku, omenjeni simulaciji pa predstavljata samo dve izmed mnogih, s katerimi celovito zajamemo potresno tveganje obravnavanih konstrukcij.

V vseh potisnih analizah smo krmilili pomike v kontrolnem vozlišču na vrhu konstrukcije, ki je bilo najbližje centra mas, tako da smo inkrementalno povečevali pomik tega vozlišča s korakom velikostnega reda 0.0005 m. Velikost koraka mora biti pri zidanih konstrukcijah dovolj majhna, da lahko zajamemo razvoj poškodb, ki običajno nastopijo že pri zelo majhnih pomikih, njegovo velikost pa smo v nekaterih analizah po potrebi spreminjali, da so rezultati nelinearne statične analize konvergirali. V pregledu rezultatov potisne analize smo se osredotočili predvsem na izračunano nosilnost konstrukcije F_{max} , pripadajoče razmerje med nosilnostjo in težo konstrukcije F_{max}/W ter deformacijsko kapaciteto pri mejnem stanju blizu porušitve, ko prečna sila pade pod 80 % nosilnosti. Deformacijsko kapaciteto konstrukcije predstavimo absolutno s pomikom na vrhu konstrukcije d_{NC} oziroma relativno z globalnim zasukom konstrukcije ($\theta_{g,NC} = d_{NC}/H$).

Vse krivulje potisnih analiz za deterministične modele stavb AH, AS, BH in BS brez upoštevanja materialnih negotovosti so predstavljene na sliki 5.10, iz njih pa je mogoče razbrati precej o globalnem obnašanju konstrukcij. Vsaka izmed obeh predpostavljenih razporeditev horizontalnih sil po višini predstavlja možno razporeditev potresnih sil po višini. V primeru modalne razporeditve horizontalnih sil (M) se težišče horizontalne obtežbe nahaja nekoliko višje, zaradi česar je izračunana nosilnost konstrukcije v tem primeru običajno nižja kot v primeru enakomerne razporeditve horizontalnih sil po višini (U). Za deformacijsko kapaciteto d_{NC} pa velja ravno nasprotno, saj je ta pričakovano večja v primeru modalne razporeditve horizontalnih sil, kjer se običajno obtežba in poškodovanost razporedita na večje število elementov, medtem ko pri enakomerni razporeditvi horizontalnih sil po višini največkrat prevladuje plastični mehanizem v določeni etaži, to je efekt mehke etaže. Vse krivulje potisnih analiz na sliki 5.10 vsebujejo nenadne padce v celotni prečni sili ob vpetju, ki se dogodijo, ko v konstrukciji odpove kakšen element in ga program Tremuri zamenja s palico, ki nima horizontalne nosilnosti. V primeru odpovedi preklad in manjših elementov so ti padci v celotni prečni sili majhni, lahko pa se zgodi tudi, da naenkrat odpove več nosilnih zidov hkrati, kar običajno hitro pripelje do odpovedi celotne konstrukcije.

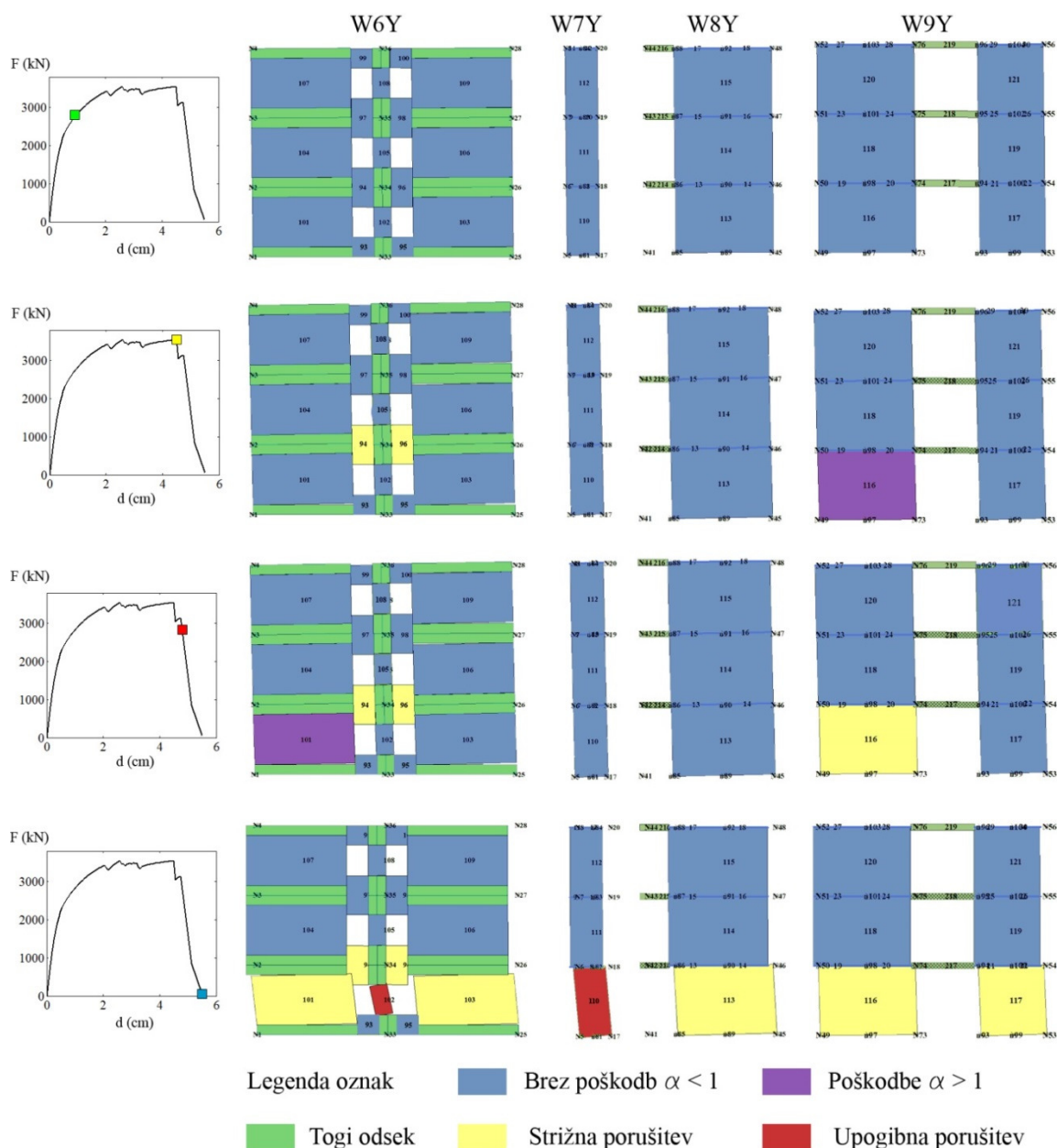
Velikokrat je že iz oblike potisne krivulje možno razbrati tip obnašanja elementov, ki prevladuje v konstrukciji in privede do nastanka končnega plastičnega mehanizma. Tako pri obnašanju stavbe BH v smeri X (slika 5.10c) prevladuje strižno obnašanje, saj nosilnost konstrukcije skoraj hipoma upade pri zelo majhnem pomiku kontrolnega vozlišča na vrhu konstrukcije $d_{NC} = 2.5$ cm ($\theta_{g,NC} = 0.26$ %). Zaradi enojne simetričnosti stavbe je krivulja potisne analize enaka pri delovanju obtežbe v pozitivni oziroma negativni smeri +X in -X. V smeri Y (slika 5.10d) se plastični mehanizem v vseh primerih pojavi pri nekoliko večjih pomikih kot v smeri X (d_{NC} med 3 in 6 cm oziroma $\theta_{g,NC}$ med 0.31 in 0.63 %), končni plastični mehanizem pa je v vseh primerih spet porušitev pritlične etaže.



Slika 5.10: Potisne krivulje za stavbe AH (a, b), BH (c, d), AS (e, f) in BS (g, h). Ločimo štiri smeri (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi sil po višini (U in M).

Figure 5.10: Pushover curves for the buildings AH (a, b), BH (c, d), AS (e, f) and BS (g, h). Four directions (+X, -X, +Y, -Y) and two vertical distributions of horizontal forces (U and M) are considered.

Na sliki 5.11 prikazujemo razvoj poškodovanosti v posameznih zidovih in prekladah sten za simulacijo 1 (BH-M(-Y)) pri karakterističnih mejnih stanjih poškodovanosti konstrukcije, ki so prikazana tudi na pripadajoči krivulji potisne analize. V mejnem stanju DS1, to je stanje majhnih poškodb, prečna sila v nobenem izmed zidov še ne doseže nosilnosti ($\alpha < 1$, glej poglavje 4.5.1). V mejnem stanju DS2 se v steni W6Y porušita dve prekladi, v steni W9Y pa pride do poškodovanosti zidu 116 v pritličju. Pri pomiku na vrhu stavbe $d_{NC} = 4.9$ cm ($\theta_{g,NC} = 0.51$ %) nastopi v konstrukciji mejno stanje velikih poškodb (DS3), pri katerem prečna sila ob vpetju F pade pod 80 % nosilnosti, omenjeni element 116 se poruši v strigu, poškoduje pa se tudi eden od zidov v pritličju stene W6Y. Pri še nekoliko večjem pomiku d pride do odpovedi ostalih zidov v pritličju, daljši se porušijo strižno, dva krajša pa upogibno. To povzroči nastanek mehke etaže in porušitev konstrukcije je neizbežna.



Slika 5.11: Razvoj poškodovanosti v stenah W6Y, W7Y, W8Y in W9Y v simulaciji 1 (BH-M(-Y)) pri štirih karakterističnih mejnih stanjih DS1-DS4. Zaradi simetrije sten W10Y, W11Y, W12Y in W13Y ne prikazujemo.

Figure 5.11: The evolution of damage in masonry elements for walls W6Y, W7Y, W8Y and W9Y for the Simulation 1 (BH-M(-Y)) at four characteristic damage states DS1 – DS4. The damage in the walls W10Y, W11Y, W12Y and W13Y is not shown due to the symmetry of the building.

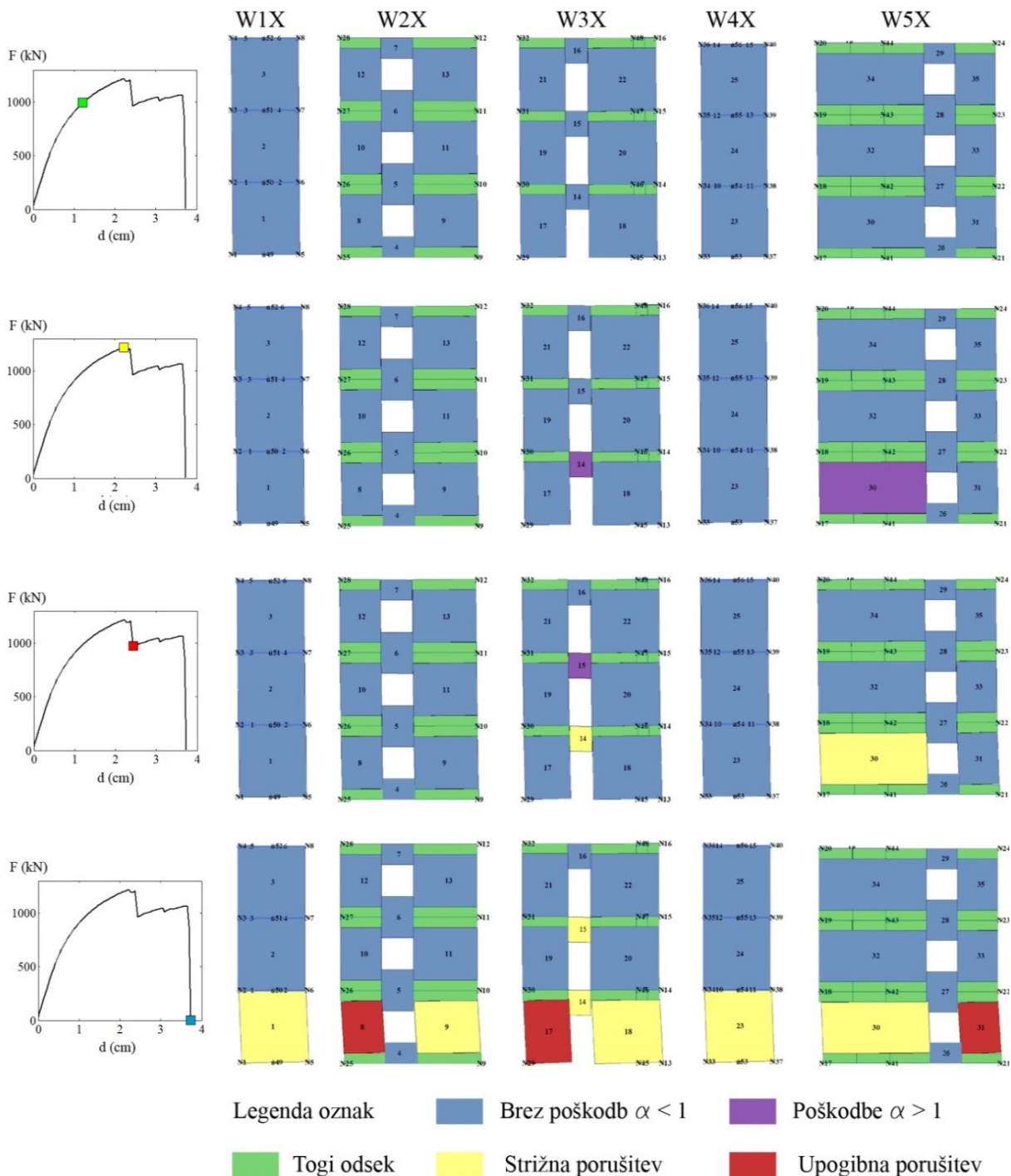
Pri drugih treh krivuljah potisnih analiz determinističnega modela stavbe BH (slika 5.10d) nastanejo podobni plastični mehanizmi, ki vodijo v porušitev vseh elementov v pritličju, vendar je razvoj poškodb nekoliko drugačen, kar naredi razliko tudi v krivuljah potisne analize. V primeru, ko so horizontalne sile sorazmerne z masami in delujejo v smeri +Y, se poškodujejo in porušijo samo zidovi v pritličju, v primeru, ko so horizontalne sile sorazmerne s prvo nihajno obliko v smeri +Y pa se poleg preklad poškodujejo in porušijo tudi nekateri elementi v višjih nadstropjih. Minimalna nosilnost konstrukcije v smeri X je 3650 kN, teža stavbe BH pa znaša $W_{BH} = 8730$ kN, kar pomeni, da je razmerje med maksimalno prečno silo ob vpetju in težo konstrukcije (F_{max}/W_{BH}) v smeri X enako 0.42, v smeri Y pa znaša razmerje med minimalno nosilnostjo in težo konstrukcije 0.36 ($F_{max}/W_{BH} = 3180$ kN/8730 kN).

V stanovanjskem objektu AH (slika 5.10a,b), so izračunane nosilnosti konstrukcije v smereh X in Y pričakovano manjše kot v primeru večjega poslovnega objekta. Razmerje med minimalno nosilnostjo in celotno težo konstrukcije stavbe A ($W_{AH} = 3620$ kN) v smeri X znaša 0.37 ($F_{max} = 1340$ kN), v smeri Y pa 0.43 ($F_{max} = 1570$ kN). Deformacijske kapacitete konstrukcije AH pri mejnem stanju DS3 v smeri X se gibljejo med 2.6 cm in 7.2 cm ($\theta_{g,NC}$ med 0.27 in 0.75 %), v smeri Y pa med 3.6 in 6.0 cm ($\theta_{g,NC}$ med 0.38 in 0.63 %) in so v največji meri odvisne od plastičnega mehanizma in razvoja poškodb.

V primeru, da sta stavbi A in B zgrajeni iz drugačnega materiala zidakov, to je iz polne opeke, je izračunana nosilnost konstrukcije manjša. Teža celotne konstrukcije se pri zidovju iz polnih zidakov poveča zaradi večje specifične teže zidakov in znaša v primeru stanovanjskega objekta A $W_{AS} = 3830$ kN, v primeru poslovnega objekta B pa $W_{BS} = 9150$ kN. Teža zidov predstavlja manj kot polovico celotne teže konstrukcije, zato je povečanje celotne teže konstrukcije manjše od razmerja med specifičnima težama različnih materialov in znaša, izraženo v odstotkih, 5 % oziroma 6 % za stavbi A in B. Zaradi večje teže konstrukcije in hkrati tudi manjše nosilnosti zidovja iz polne opeke, se razmerje med nosilnostjo konstrukcije ter njeno težo precej zmanjša. Razmerje med minimalno nosilnostjo in celotno težo konstrukcije stavbe AS v smeri X (slika 5.10e,f) je tako enako 0.27 ($F_{max} = 1040$ kN), v smeri Y pa 0.28 ($F_{max} = 1060$ kN). Kljub podobnosti v nosilnostih so deformacijske kapacitete konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve precej različne. V obeh smereh se pri konstrukciji AS v več zidovih zgodi, da je merodajna upogibna nosilnost zidu, kar za seboj potegne večjo deformacijsko kapaciteto zidov in posledično tudi konstrukcije. Na sliki 5.12 je prikazan razvoj poškodb za simulacijo 2 (AS-U(-X)), kjer je razvidno, da pri mejnem stanju DS1, nosilna konstrukcija še ne utрпи poškodb, pri mejnem stanju nosilnosti DS2 pa se poškodujeta preklada 14 in zid 30. V mejnem stanju DS3, ko nosilnost konstrukcije upade pod 80 %, se omenjena elementa strižno porušita, dodatno pa se poškoduje še preklada 15 v prvem nadstropju. Pri odpovedi zgolj enega zidu, nosilnost konstrukcije že upade za 20 %, kar se pogosto zgodi pri stavbah, ki nimajo veliko močnih elementov, na katere bi se lahko prerazporedila obtežba. Pri nadaljnjem povečevanju pomika d pride celo do manjšega utrjevanja konstrukcije, vendar potem pri pomiku $d_{NC} = 3.7$ cm ($\theta_{g,NC} = 0.39$ %), pride do nastanka plastičnega mehanizma, ko skoraj istočasno odpovedo vsi zidovi v pritličju. Zidovi 8, 17 in 31 se porušijo zaradi prekoračene upogibne nosilnosti in prekoračenega mejnega zasuka v upogibu, ostali pa zaradi prekoračene strižne nosilnosti.

Takšen način nastanka plastičnega mehanizma se zgodi pogosto, saj se horizontalna obtežba zaradi odpovedi določenega elementa prenaša na ostale, ki pa tega enostavno ne prenesejo več in sledi tudi njihova porušitev. V smeri Y (slika 5.10f) se zgodi tudi, da po višini najprej odpovedo preklade, preostali zidovi pa se obnašajo kot zelo visoki elementi, ki postopoma odpovedujejo predvsem upogibno, zaradi česar je padajoči del krivulj potisnih analiz precej razpotegnjen. Prikaz vseh

omenjenih plastičnih mehanizmov presega obseg tega dela, potrebno pa je poudariti, da imajo različni plastični mehanizmi pomembno vlogo pri rezultatih potisne analize in tudi kasneje pri določitvi karakteristik sistema z eno prostostno stopnjo ter posledično tudi na določitev potresnih zahtev in izgub v konstrukciji.



Slika 5.12: Razvoj poškodovanosti v stenah W1X, W2X, W3X, W4X in W5X v simulaciji 2 (A-S-U(-X)) pri štirih karakterističnih mejnih stanjih poškodovanosti DS1 – DS4.

Figure 5.12: The evolution of damage in masonry elements for walls W1X, W2X, W3X, W4X in W5X for the Simulation 2 (A-S-U(-X)) at four characteristic damage states DS1 – DS4.

V primeru stavbe BS, zgrajene iz slabšega materiala (slika 5.10 g,h), se ponovno v večini primerov zgodi strižna porušitev večine elementov v pritličju pri zelo majhnih pomikih kontrolnega vozlišča (deformacijske kapacitete d_{NC} se gibljejo med 2.0 in 3.3 cm oziroma $\theta_{g,NC}$ med 0.21 in 0.34 %), čemur sledi hiter upad prečne sile v krivulji potisne analize. Izjema se zgodi v primeru, ko so horizontalne sile, ki delujejo v smeri $-Y$, sorazmerne s prvo nihajno obliko, saj zaradi kombinacije materialnih parametrov, razvoja poškodovanosti in prerazporeditve notranjih sil, več elementov odpove upogibno in posledično pri večjem pomiku d . Minimalna nosilnost konstrukcije v smeri X je 2850 kN ($F_{max}/W_{BS} = 0.31$), v smeri Y pa 2450 kN ($F_{max}/W_{BS} = 0.27$). Vsa zgoraj prikazana razmerja med nosilnostjo in težo konstrukcije so na prvi pogled visoka za zidane stavbe, vendar se je potrebno zavedati, da imata obe konstrukciji stene z debelino 30 cm, ki predstavljajo relativno velik del tlorisne površine (pri stavbah AH in AS preko 7 % v vsaki od smeri) in tlorisno dobro razporejene nosilne stene z veliko nosilnimi zidovi. Kljub temu bi po standardu Evrokod 8 na podlagi enostavnega postopka za področje Ljubljane s projektnim pospeškom tal $pga = 0.25$ g, na tipu tal B ($S = 1.2$) ocenili vrednost spektralnega pospeška za nearmiran zidan objekt ($q = 1.5$) $S_a = 0.50$ g, kar pomeni, da obe konstrukciji, ne bi ustrezali varnostnim standardom, ki so zahtevani v Evrokodu 8. Iz tega sledi, da je v primeru realnih obstoječih zidanih konstrukcij, katerih zasnova in material sta običajno še slabša kot pri obravnavanih objektih, skoraj nemogoče zadostiti kriterijem varnosti iz standarda s poenostavljenim postopkom.

5.4 Idealizacija krivulj potisnih analiz in pretvorba na modele SDOF

Na sliki 5.13 prikazujemo idealizirani odnos med celotno prečno silo ob vpetju F^* in pomikom na vrhu konstrukcije d^* ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo za stavbe AH, AS, BH in BS. Vse krivulje potisne analize smo najprej idealizirali s trilinearno ovojnico, ki jo lahko opišemo s tremi karakterističnimi točkami: (d_y, F_y) , (d_u, F_u) in (d_o, F_o) , ki opisujejo mejna stanja poškodovanosti DS1, DS3 in DS4. Dodatno na sliki 5.13 prikazujemo še točko mejnega stanja poškodovanosti DS2, ki sovpada z doseženo nosilnostjo konstrukcije. Pri idealizaciji smo upoštevali sekantno začetno togost in enakost površin pod originalnim in idealiziranim odnosom med obtežbo in pomiki (glej poglavje 4.5.3).

Idealizirane krivulje potisnih analiz so bile osnova za enostavno pretvorbo modelov MDOF v modele SDOF. Pri tem je bilo potrebno določiti transformacijski faktor Γ in maso sistema z eno prostostno stopnjo m^* , dodatno pa še pomik na meji elastičnosti d_y^* , nosilnost F_y^* in nihajni čas T^* sistema z eno prostostno stopnjo (poglavje 4.5.4, enačbe 4.36-4.39). Vse omenjene količine za obravnavane stavbe so predstavljene v preglednici 5.2. Transformacijski faktor smo izračunali v odvisnosti od predpostavljene deformacijske oblike. Pri modalni razporeditvi horizontalnih sil po višini smo najprej z elastično analizo nihajnih oblik določili prve nihajne oblike konstrukcije v vsaki od glavnih smeri, nato pa smo izračunali še Γ in m^* , ki sta bila za stavbo AH, v smeri X enaka 1.263 in 259 t, v smeri Y pa 1.269 in 256 t. Zelo podobne vrednosti Γ in m^* v obeh smereh so posledica velike podobnosti prvih nihajnih oblik, ki jih lahko v primeru vseh obravnavanih zidanih konstrukcij zelo dobro aproksimiramo z obrnjenim trikotnikom. Pozitivna in negativna smer obtežbe pri določanju Γ in m^* ne igrata nobene vloge, iz preglednice 5.2 pa je razvidno, da imajo transformacijski faktorji za stavbo A iz obeh materialov tipične vrednosti okoli 1.27, za stavbo B pa približno 1.31. V posebnih primerih, ko predpostavimo enakomerno deformacijsko obliko, v kateri so potresne sile po višini sorazmerne z masami, je transformacijski faktor enak $\Gamma = 1$, masa sistema z eno prostostno stopnjo pa je v tem primeru kar enaka masi celotne konstrukcije $m^* = m$. Masi m^* za stavbi AH in BH sta bili torej 372 t in 890 t, za stavbi AS in BS pa 390 t oziroma 930 t.

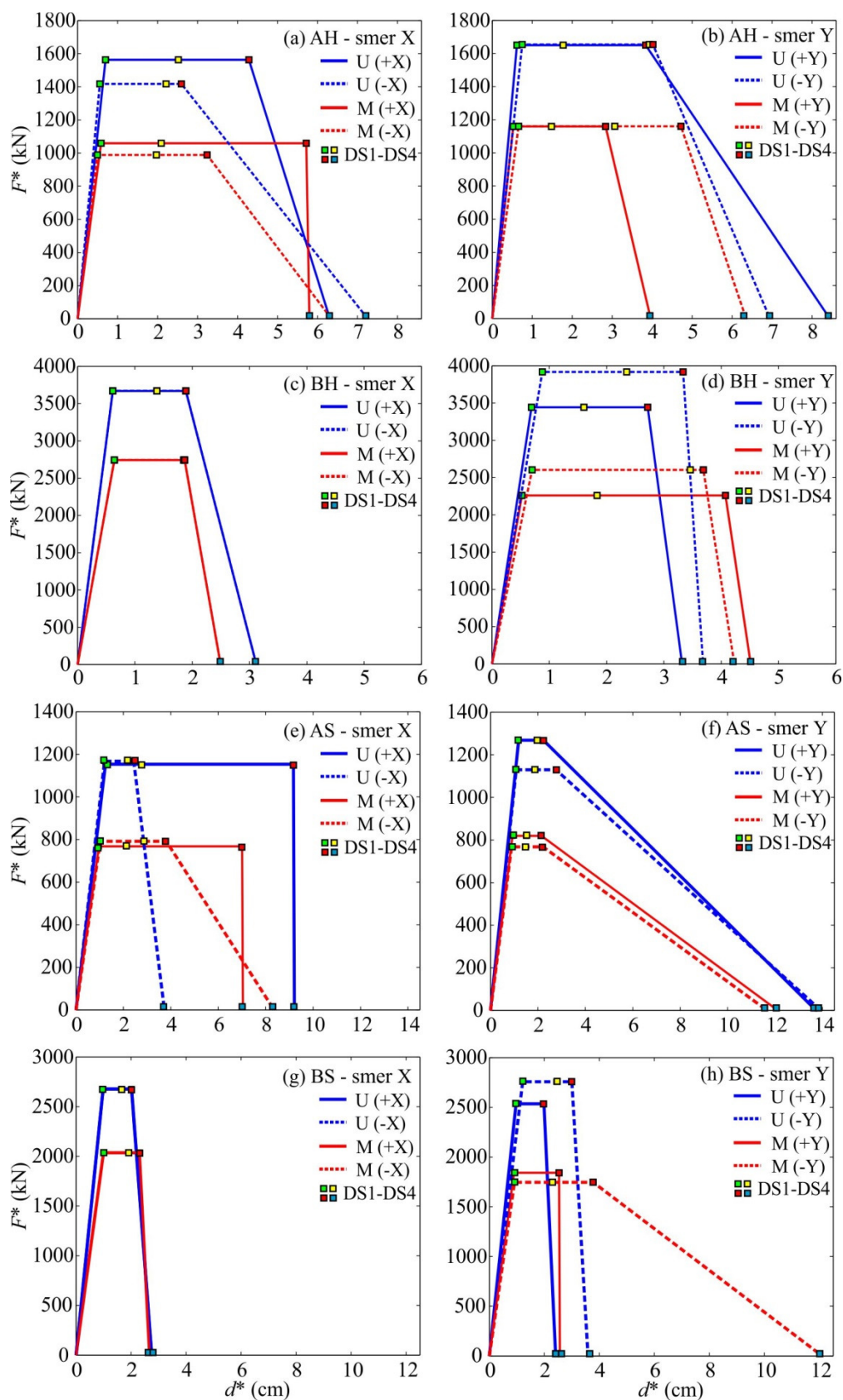
Preglednica 5.2: Nosilnost, pomik na meji elastičnosti, nihajni čas, transformacijski faktor in masa SDOF modelov stavb AH, AS, BH in BS. Ločimo štiri možne smeri delovanja obtežbe (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi horizontalnih sil po višini (U in M).

Table 5.2: The strength, the yield displacement, the vibration period, the transformation factor and the mass of the SDOF models of the buildings AH, AS, BH and BS. Four possible load directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U and M) are considered.

	Količina	$p = 1$ (U, +X)	$p = 2$ (M, +X)	$p = 3$ (U, -X)	$p = 4$ (M, -X)	$p = 5$ (U, +Y)	$p = 6$ (M, +Y)	$p = 7$ (U, -Y)	$p = 8$ (M, -Y)
Stavba AH $T_X = 0.18$ s $T_Y = 0.17$ s	m^* (t)	372	259	372	259	372	256	372	256
	Γ	1	1.26	1	1.26	1	1.27	1	1.27
	F_y^* (kN)	1560	1060	1420	990	1650	1160	1650	1160
	d_y^* (cm)	0.70	0.59	0.56	0.50	0.62	0.53	0.75	0.66
	T^* (s)	0.26	0.24	0.24	0.23	0.23	0.21	0.26	0.24
Stavba BH $T_X = 0.18$ s $T_Y = 0.18$ s	m^* (t)	890	603	890	603	890	603	890	603
	Γ	1	1.298	1	1.30	1	1.30	1	1.30
	F_y^* (kN)	3670	2740	3670	2740	3440	2270	3920	2600
	d_y^* (cm)	0.61	0.64	0.61	0.64	0.69	0.52	0.88	0.70
	T^* (s)	0.24	0.24	0.24	0.24	0.27	0.23	0.28	0.25
Stavba AS $T_X = 0.31$ s $T_Y = 0.30$ s	m^* (t)	390	268	390	268	390	264	390	264
	Γ	1	1.27	1	1.27	1	1.28	1	1.28
	F_y^* (kN)	1150	770	1170	790	1280	820	1140	770
	d_y^* (cm)	1.25	0.97	1.20	1.02	1.20	0.93	1.09	0.89
	T^* (s)	0.41	0.36	0.40	0.37	0.38	0.34	0.38	0.35
Stavba BS $T_X = 0.30$ s $T_Y = 0.30$ s	m^* (t)	930	619	930	619	930	617	930	617
	Γ	1	1.31	1	1.31	1	1.31	1	1.31
	F_y^* (kN)	2680	2040	2680	2040	2540	1840	2760	1760
	d_y^* (cm)	0.99	1.00	0.99	1.00	0.97	0.90	1.22	0.92
	T^* (s)	0.37	0.35	0.37	0.35	0.38	0.34	0.40	0.36

Nihajni časi obeh konstrukcij v obeh smereh so si med seboj zelo podobni, pričakovano pa imata konstrukciji zgrajeni iz polne opeke zaradi nižjih vrednosti strižnega in elastičnega modula za 65 % daljše nihajne čase, kot konstrukciji iz opečnih votlakov. Zaradi izbire idealizacije pri kateri uporabimo sekantno togost so učinkoviti nihajni časi SDOF modelov vedno večji od nihajnih časov MDOF modelov. V primeru stavbe AH, se nihajni časi T^* gibljejo med 0.21 s in 0.26 s, kar pomeni, da so v povprečju za 30 % večji od nihajnega časa MDOF modela, zelo podobno pa velja tudi za stavbo BH, pri kateri se nihajni časi T^* gibljejo v razponu med 0.23 s in 0.28 s, kar predstavlja približno 40 % povečanje v primerjavi z osnovnim nihajnim časom konstrukcije, določenim iz elastične analize nihajnih oblik. Podobno velja za stavbi AS in BS, le da je tukaj povečanje napram osnovnemu nihajnemu času konstrukcije nekoliko manjše, v povprečju za približno 20 %, razpon nihajnih časov T^* pa je med 0.34 s in 0.41 s.

Značilnost nekaterih idealizacij na sliki 5.13, ki najbolj bode v oči, je izjemno hiter upad prečne sile na zanemarljivo majhne vrednosti, kar za seboj potegne določene posledice, ki so podrobneje razložene v naslednjih poglavjih. Velikokrat se zgodi tudi, da so pomiki na vrhu konstrukcije, ki povzročijo mejna stanja srednjih poškodb, velikih poškodb in porušitve zelo blizu skupaj. Pomiki na meji elastičnosti d_y^* modelov SDOF, kjer je definirano tudi mejno stanje majhnih poškodb - DS1, so izjemno majhni in so za vse primere konstrukcij in materialov med 0.5 cm in 1.2 cm, nosilnosti F_y^* pa so odvisne od materialnih karakteristik, smeri in razporeditve horizontalne obtežbe ter vrste plastičnega mehanizma.



Slika 5.13: Trilinearni odnos sila-pomik za ekvivalenten SDOF model stavb AH (a, b), BH (c, d), AS (e, f) in BS (g, h) ter mejna stanja DS1–DS4. Ločimo štiri smeri (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi sil po višini (U in M).

Figure 5.13: Trilinear force-displacement relationship of the equivalent SDOF model of the buildings AH (a, b), BH (c, d), AS (e, f) and BS (g, h) including the damage states DS1–DS4. Four directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U and M) are considered.

5.5 Inkrementalne dinamične analize na modelih SDOF

Odnos med intenziteto potresa in ciljnim pomikom smo določili na osnovi številnih nelinearnih dinamičnih analiz na poenostavljenih SDOF modelih konstrukcije. Nelinearne dinamične analize smo naredili pri različnih vrednostih intenzitete za 30 izbranih akcelerogramov (poglavje 4.4.2). Pri vsaki intenziteti smo zabeležili odziv konstrukcije ter tako dobili krivulje SDOF-IDA, s katerimi povežemo parameter potresnih zahtev z mero za intenziteto. Za parameter potresnih zahtev smo izbrali pomik SDOF modela d^* , kot mero za intenziteto pa smo uporabili maksimalni pospešek tal PGA .

Pri nelinearnih dinamičnih analizah smo uporabili Newmarkovo integracijsko shemo ($\gamma = 0.5$ in $\beta = 0.25$) in material *hysteretic*, s katerim je mogoče dovolj dobro simulirati globalno obnašanje zidanih konstrukcij. Najprej smo za vsak akcelerogram z bisekcijo poiskali mejno intenziteto oziroma kapaciteto pga_C , ki povzroči dinamično nestabilnost oziroma porušitev konstrukcije, določili pa smo jo s toleranco 0.005 g. Nato smo z nelinearno dinamično analizo določili odziv SDOF modela še pri 30 vmesnih stopnjah mere za intenziteto, kar pomeni, da so bile točke krivulj SDOF-IDA določene z dinamično analizo s spremenljivim korakom intenzitete, ki je bil odvisen od kapacitete konstrukcije, v večini primerov, pa je bil ta korak manjši od 0.03 g. Dodatno smo z linearno interpolacijo zgoštili točke v SDOF-IDA krivuljah tako, da so bile potresne zahteve določene pri vseh večkratnikih maksimalnega pospeška tal 0.01 g.

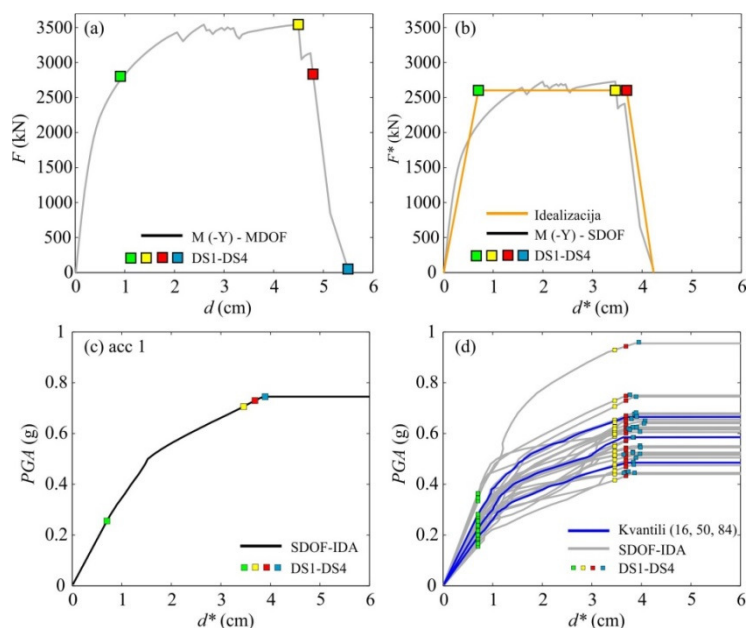
Na slikah 5.14 in 5.15 sta za simulaciji 1 (BH-M(-Y)) in 2 (AS-U(-X)) prikazani krivulji potisne analize, vključno s trilinearno idealizacijo ter spremenjenim merilom na oseh zaradi pretvorbe odnosa sila-pomik na sistem z eno prostostno stopnjo. Na slikah 5.14c in 5.15c sta prikazani krivulji SDOF-IDA za akcelerogram 1 (glej preglednico 4.2), na slikah 5.14d in 5.15d pa je razviden odziv izbrane konstrukcije pri vseh 30 izbranih akcelerogramih, dodane pa so še kvantilne SDOF-IDA krivulje, ki določajo 16-ti, 50-ti in 84-ti kvantil potresnih zahtev. Na vseh slikah prikazujemo tudi mejna stanja majhnih, srednjih in velikih poškodb ter porušitve (DS1-DS4), ki se zgodijo pri pomikih, ki smo jih določili že v potisnih analizah. Iz SDOF-IDA krivulj je razvidno, da je konstrukcija v primeru, ko so pomiki pri različnih mejnih stanjih zelo blizu skupaj, zelo občutljiva na povečevanje intenzitete potresa, saj lahko že majhno povečanje intenzitete povzroči preskok med srednjimi poškodbami in porušitvijo konstrukcije. Z upoštevanjem večjega števila akcelerogramov so v analizi upoštevane negotovosti v potresni obtežbi, ki imajo običajno precejšen vpliv na izračunan odziv konstrukcije. To potrjuje tudi raztros SDOF-IDA krivulj ter pospeškov, ki povzročijo posamezno mejno stanje v konstrukciji. V simulaciji 1 (BH-M(-Y)), na sliki 5.14d, se prve razpoke v konstrukciji pojavijo pri intenzitetah potresov med 0.15 g in 0.36 g (DS1), mejno stanje srednjih poškodb (DS2) pa pri intenzitetah med 0.41 g in 0.93 g. To je tudi eden izmed primerov, kjer konstrukcija po doseženi nosilnosti zelo hitro odpove, zato so tudi intenzitete pri katerih pride do mejnega stanja velikih poškodb (DS3) oziroma do porušitve (DS4) zelo podobne kot pri mejnem stanju srednjih poškodb (DS2). Pozoren bralec bo verjetno opazil, da se pri dveh SDOF-IDA krivuljah na sliki 5.14d zgodi, da nastopi mejno stanje porušitve pri nekoliko manjšem pomiku kot mejno stanje velikih poškodb, vendar pri skoraj identični intenziteti. Pri dinamični analizi na SDOF modelu je potrebno predpisati ovojnico histereznega obnašanja konstrukcije in v primerih, ko pride do hitrega upada nosilnosti se lahko zgodi, da zadnja intenziteta potresa, ki konstrukcije še ne poruši, povzroči manjši pomik d^* od pomika SDOF sistema pri mejnem stanju velikih poškodb (DS3). Če bi želeli to odpraviti, bi morali zmanjšati toleranco izračuna, vendar je pri poenostavljenih metodah iluzorno pričakovati, da bomo kapaciteto konstrukcije določili z napako, manjšo od 0.005 g. Poleg tega, je vpliv te napake na oceno potresnega tveganja zelo majhen, zgodi pa se zgolj v nekaj odstotkih primerov, zato se za korekcijo tolerance nismo odločili.

Zgoraj opisana napaka se ni ponovila v simulaciji 2 (AS-U(-X)), v kateri se prva razpokanost (DS1) konstrukcije pojavi pri intenzitetah med 0.14 g in 0.33 g, različno od akceleroograma do akceleroograma. Mejno stanje srednje poškodovanosti (DS2) povzročijo intenzitete med 0.24 g in 0.62 g, konstrukcija pa se blizu porušitve nahaja pri intenzitetah med 0.26 g in 0.64 g. Do porušitve pride pri še nekoliko večjih intenzitetah, med 0.29 g in 0.72 g, razvidno pa je, da se mejno stanje DS4 lahko zgodi pri kateremkoli pomiku na padajočem delu idealizirane krivulje potisne analize, odvisno od pomika v konstrukciji, ki ga povzroči maksimalna intenziteta, pri kateri še ne pride do porušitve. Ostala mejna stanja (DS1-DS3) so v vsakem primeru vezana na določen pomik SDOF modela, intenzitete, ki ga povzročijo, pa so odvisne od neugodnosti potresa oziroma od zapisa pospeškov tal. Običajno je tako, da so določeni potresi za konstrukcijo manj neugodni, kot na primer prikazani akceleroogram 1 (slika 5.15c), zato so intenzitete, ki povzročijo različna mejna stanja višje kot pri kakšnem drugem akceleroogramu. Opozoriti je potrebno še na obliko krivulje potisne analize, v kateri prečna sila zaradi odpovedi močnega elementa pade pod 80 % F_{max} , nato pa še nekaj časa ne pride do porušitve ostalih elementov. Rezultat je nekoliko nenavadna idealizacija, ki pa je vseeno skladna s pravili in na varni strani.

Na slikah 5.16 – 5.19 prikazujemo krivulje SDOF-IDA za vseh 30 izbranih akceleroogramov, za vsako od stavb AH, BH, AS in BS pri 8 kombinacijah parametrov potisnih analiz ($p \in [1,8]$). Ob pregledu rezultatov lahko hitro ugotovimo, da pri vseh prikazanih primerih ena SDOF-IDA krivulja leži precej nad ostalimi. To se zgodi v primeru akceleroograma z zaporedno številko 30. Vrh v spektru tega akceleroograma se nahaja pri nihajnih časih okrog 0.15 s, v območju nihajnih časov SDOF modelov obeh konstrukcij pa so vrednosti v spektru tega akceleroograma zelo nizke. To pomeni, da potres s takšnim zapisom pospeškov tal ne vzbudi močnega nihanja obravnavanih objektov, zaradi česar je potrebno akceleroogram precej skalirati in šele zelo visoke vrednosti pospeška tal povzročijo nastanek poškodb v konstrukciji. Ta odklon ima izjemno majhen vpliv na rezultate analize potresne odpornosti, na oceno verjetnosti prekoračitve mejnih stanj in tudi na pričakovano letno izgubo, saj predstavlja samo enega od 30 primerov. Druga precej splošna značilnost, ki jo lahko potegnemo iz vseh rezultatov je, da so pri veliki večini primerov, vrednosti pospeškov tal, ki povzročijo nastanek različnih mejnih stanj, večje pri analizah, kjer so horizontalne sile sorazmerne z masami. To je do neke mere pričakovano, saj so nosilnosti MDOF modelov v teh primerih običajno večje, poleg tega pa se pri pretvorbi MDOF v SDOF sistem nosilnosti ohranijo ($T^* = 1$).

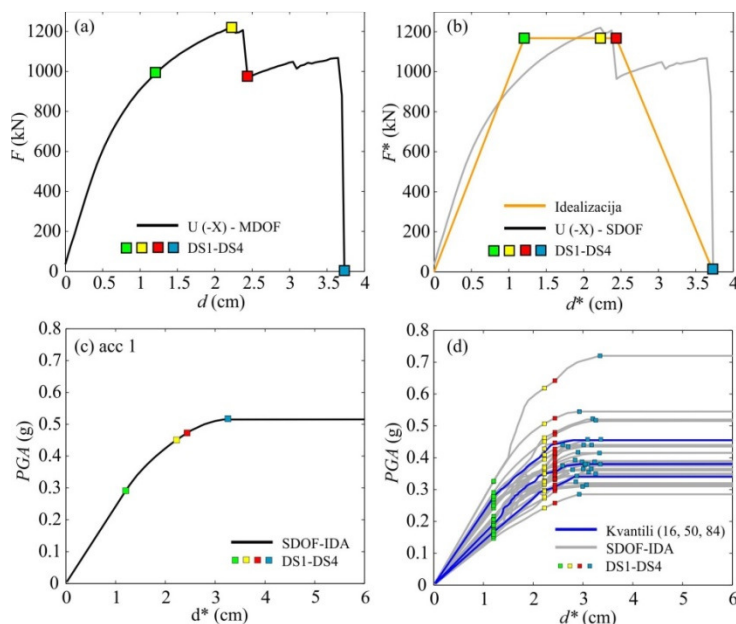
Značilnost vseh SDOF-IDA krivulj pri obeh obravnavanih stavbah z nizkim nihajnim časom ($T^* < T_C$) je tudi precejšnja ukrivljenost, kar pomeni, da po začetnem linearnem povečevanju potresnih zahtev sledi območje, ko potresne zahteve zelo hitro naraščajo z naraščanjem intenzitete. Omenjena lastnost je bila upoštevana tudi v Evrokodu pri določanju neelastičnih potresnih zahtev z metodo N2. Pri stavbah z večjimi nihajnimi časi ($T^* > T_C$), kjer velja enakost pomikov elastičnega in neelastičnega sistema, do omenjenega fenomena ne pride in krivulje SDOF-IDA običajno do maksimalne intenzitete oziroma kapacitete konstrukcije naraščajo z bolj enakomernim naklonom. Poleg modela konstrukcije na obliko krivulj SDOF-IDA najbolj vpliva izbrani akceleroogram. V nekaterih primerih se pojavi tudi zvijanje krivulje SDOF-IDA, ko kljub povečanju intenzitete potresa izračunamo nižje vrednosti parametra potresnih zahtev. Takšen primer sta Vamvatsikos in Cornell (2002) označila za utrditev konstrukcije, ki je lahko posledica tega, da zaradi velikega skaliranja akceleroograma že v njegovi začetni fazi pride do poškodb konstrukcije, ki spremenijo njene dinamične karakteristike, kasnejši močni sunki pa zato na konstrukcijo ne učinkujejo tako uničujoče zaradi česar se parameter potresnih zahtev pri določenih intenzitetah celo zniža. Takšni dogodki niso intuitivni, zato je posledično natančno obliko krivulje SDOF-IDA vnaprej zelo težko predvideti. Močan vpliv plastičnih mehanizmov na rezultate inkrementalne dinamične analize je hitro viden ob primerjavi posameznih

simulacij, npr. AS-U(+X) in AS-U(-X), kjer je pri enakem materialu v smeri +X prišlo do drugačnega plastičnega mehanizma kot v smeri -X, kar je rezultiralo v skoraj dvakrat nižji mediani kapacitet pri mejnem stanju DS4 pri precej manjših pomikih d_y^* .



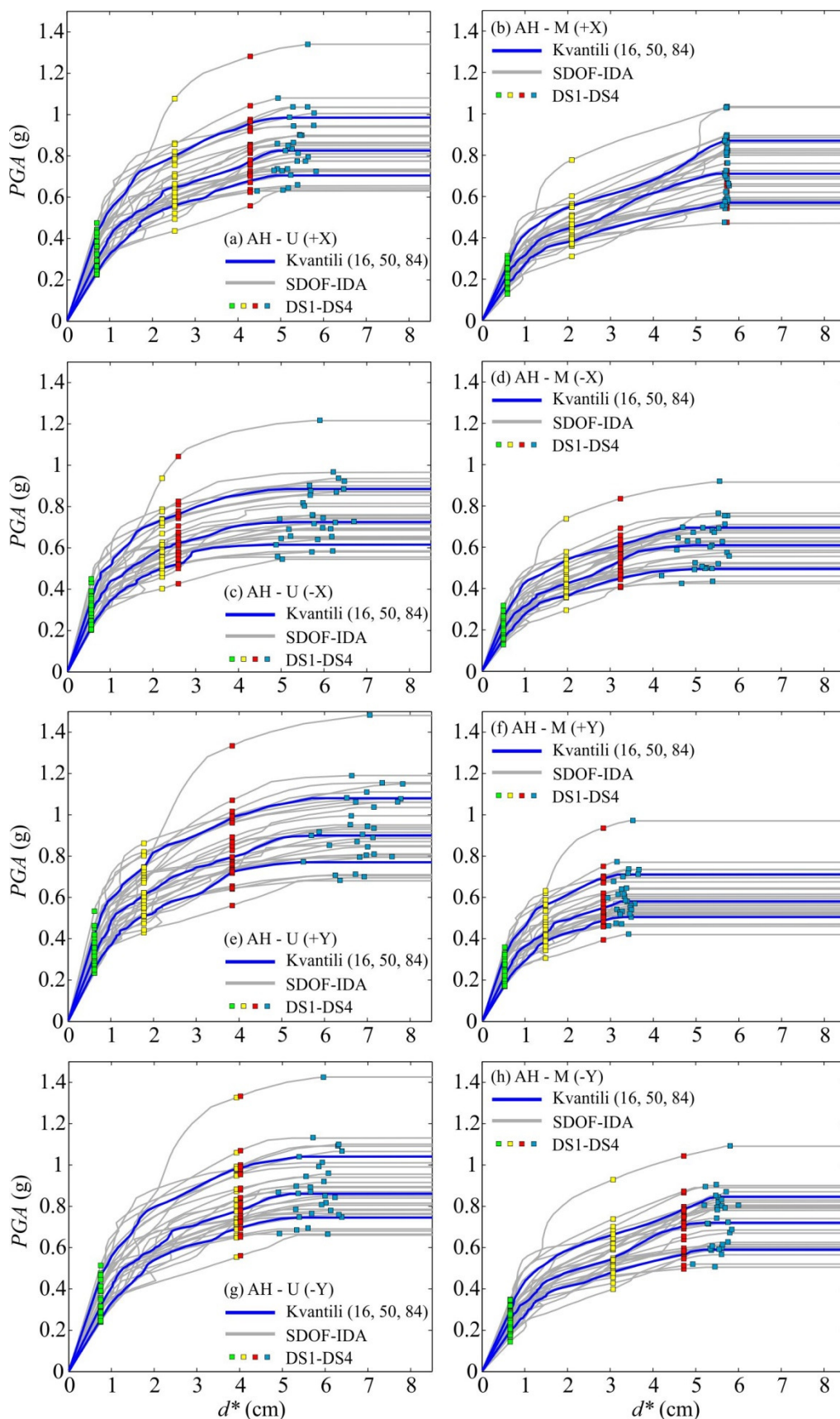
Slika 5.14: (a) Potisna krivulja, (b) idealizacija potisne krivulje s trilinearnim odnosom sila-pomik na sistemu SDOF z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti DS1-DS4, (c) krivulja SDOF-IDA za akcelerogram 1 in (d) krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme v simulaciji 1 (BH-M(-Y)).

Figure 5.14: (a) The pushover curve, (b) the idealization of the pushover curve by trilinear force-displacement relationship for the SDOF model with corresponding damage states DS1-DS4, (c) SDOF-IDA curve for the accelerogram 1 and (d) SDOF-IDA curves for the selected accelerograms in the simulation 1 (BH-M(-Y)).



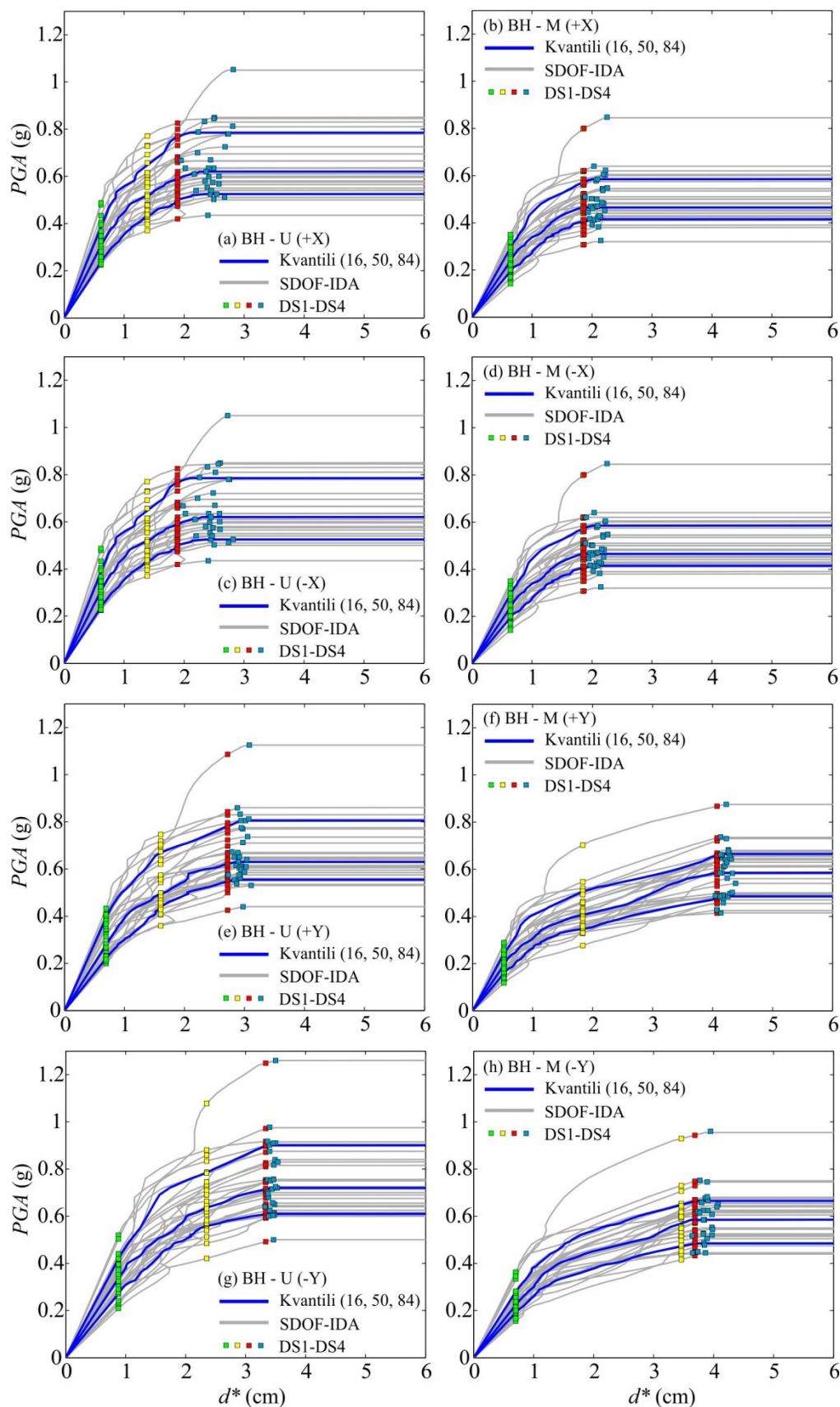
Slika 5.15: (a) Potisna krivulja, (b) idealizacija potisne krivulje s trilinearnim odnosom sila-pomik na sistemu SDOF z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti DS1-DS4, (c) krivulja SDOF-IDA za akcelerogram 1 in (d) krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme v simulaciji 2 (AS-U(-X)).

Figure 5.15: (a) The pushover curve, (b) the idealization of the pushover curve by trilinear force-displacement relationship for the SDOF model with corresponding damage states DS1-DS4, (c) SDOF-IDA curve for the accelerogram 1 and (d) SDOF-IDA curves for the selected accelerograms in the simulation 2 (AS-U(-X)).



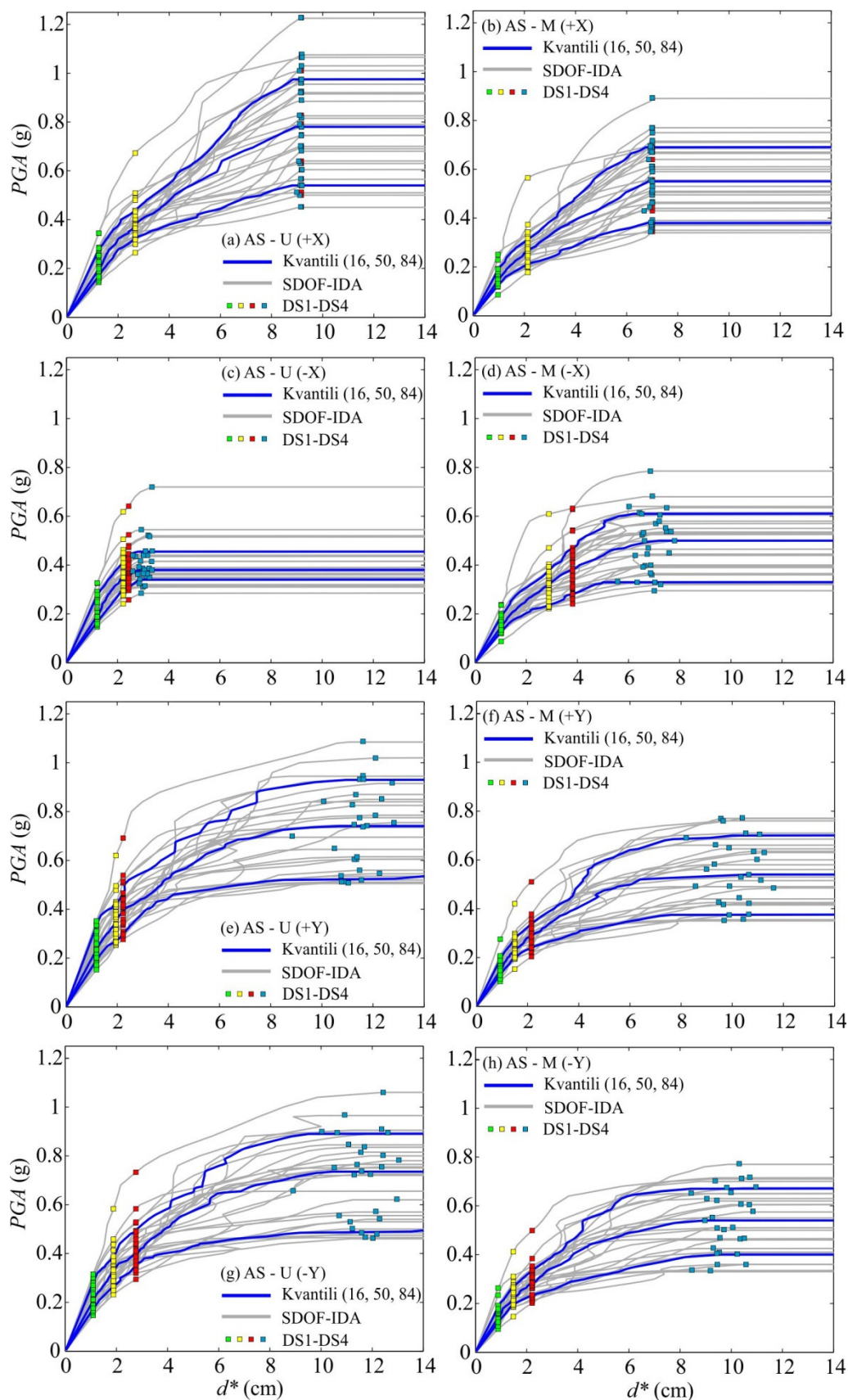
Slika 5.16: Krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme za stavbo AH z mejnimi stanji poškodovanosti DS1–DS4. Ločimo štiri smeri (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi sil po višini (U in M).

Figure 5.16: SDOF-IDA curves for all accelerograms with damage states DS1–DS4 in the case of building AH. Four directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U and M) are considered.



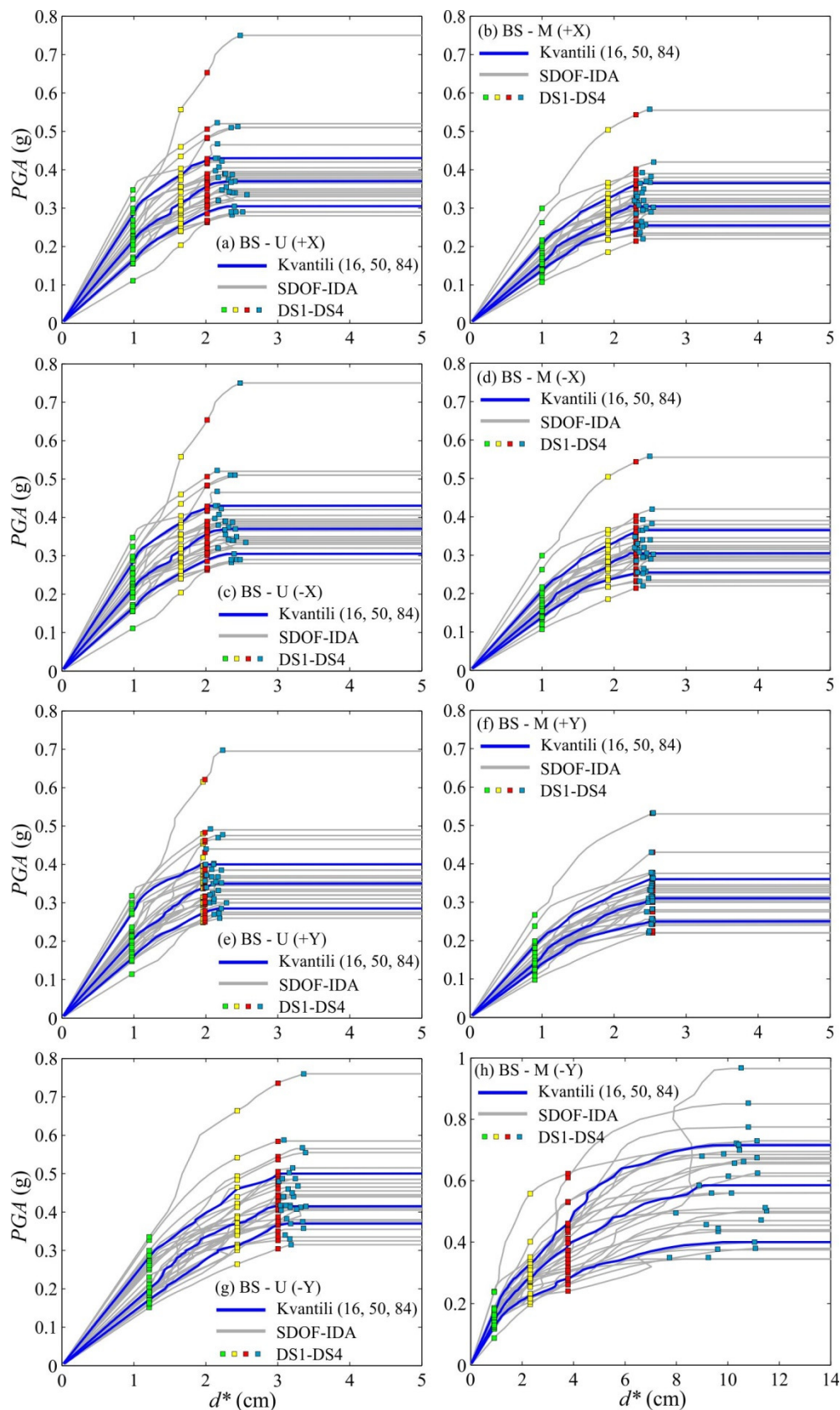
Slika 5.17: Krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme za stavbo BH z mejnimi stanji poškodovanosti DS1–DS4. Ločimo štiri smeri (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi sil po višini (U in M).

Figure 5.17: SDOF-IDA curves for all accelerograms with damage states DS1–DS4 in the case of building BH. Four directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U in M) are considered.



Slika 5.18: Krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme za stavbo AS z mejnimi stanji poškodovanosti DS1–DS4. Ločimo štiri smeri (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi sil po višini (U in M).

Figure 5.18: SDOF-IDA curves for all accelerograms with damage states DS1–DS4 in the case of building AS. Four directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U in M) are considered.

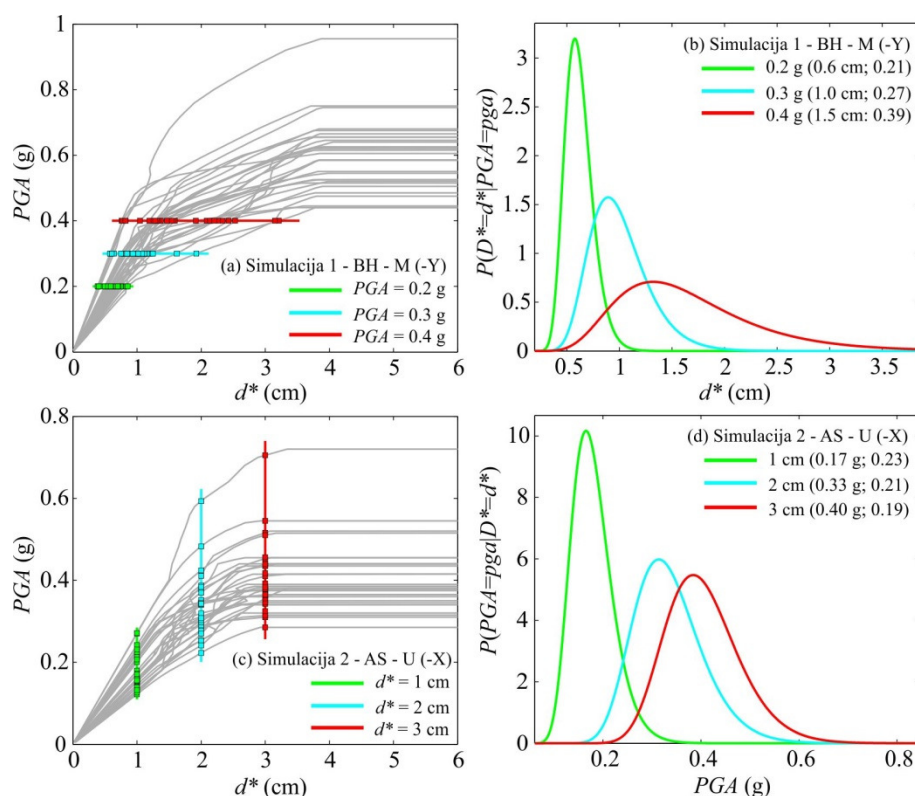


Slika 5.19: Krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme za stavbo BS z mejnimi stanji poškodovanosti DS1–DS4. Ločimo štiri smeri (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi sil po višini (U in M).

Figure 5.19: SDOF-IDA curves for all accelerograms with damage states DS1–DS4 in the case of building BS. Four directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U in M) are considered.

5.6 Določitev verjetnosti prekoračitve različnih mejnih stanj poškodovanosti

Na slikah 5.16-5.19 vidimo, da različni akceleroگرامi pri enaki vrednosti maksimalnega pospeška tal PGA , povzročijo različne vrednosti pomika d^* . Podobno lahko rečemo, da akceleroگرامi z različnimi intenzitetami povzročijo enak pomik d^* v konstrukciji. S statistično obdelavo IDA krivulj, bodisi po »pomikih« bodisi po »pospeških«, lahko določimo mediano in disperzijo pomikov pri neki vrednosti mere za intenziteto oziroma mediano in disperzijo intenzitet potresov, ki povzročijo določen pomik, ki ga lahko povežemo tudi z določenim mejnim stanjem poškodovanosti. Prvi način obravnave SDOF-IDA krivulj imenujemo metoda na osnovi pomikov (slika 5.20a,b), drugi način pa metoda na osnovi intenzitete (slika 5.20c,d). Predpostavili smo, da so pomiki/pospeški lognormalno porazdeljeni, parametra lognormalne porazdelitve pa smo pri vsakem rezu določili po metodi največjega verjetja (poglavje 4.5.8). Na podlagi obeh metod je mogoče ob upoštevanju potresne nevarnosti in določenih predpostavk določiti verjetnost prekoračitve mejnih stanj (Jalayer, 2003), vendar se raziskovalci pogosteje odločijo za uporabo metode na osnovi intenzitet (Cornell, 1996). Njena prednost je predvsem v tem, da jo lahko uporabimo tudi, ko v numeričnem modelu eksplicitno zajamemo porušitev konstrukcije bodisi kot posledico padanja nosilnosti bodisi zaradi dinamične nestabilnosti. Pri poružitvi postane krivulja IDA položnejša (horizontalna), kar nam pri višjih intenzitetah, kjer se je porušitev že zgodila, onemogoča določitev statistike po »pomikih«, po drugi strani pa lahko vedno naredimo statistiko po »pospeških« in tako določimo tudi pospeške, ki vodijo do nastanka različnih mejnih stanj.



Slika 5.20: Krivulje SDOF-IDA vključno s horizontalnimi in vertikalnimi rezi za (a) simulacijo 1 in (c) simulacijo 2. Prikazujemo še gostoti verjetnosti in parametra predpostavljene lognormalne porazdelitve pripadajočih (b) pomikov in (d) pospeškov tal.

Figure 5.20: SDOF-IDA curves with horizontal and vertical cuts for (a) the simulation 1 and (c) simulation 2. The lognormal probability distribution function and its parameters are shown for the corresponding (b) displacements and (d) accelerations.

Na sliki 5.20b lahko opazimo, da raztros pomikov z večanjem intenzitete narašča, kar se lepo pokaže pri metodi na osnovi pomikov, saj disperzija lognormalne porazdelitve z intenziteto narašča. Pri vrednosti $pga = 0.2$ g je v simulaciji 1 (BH-M-(-Y)) namreč standardna deviacija logaritmov pomikov 0.21, pri $pga = 0.3$ g 0.27, pri $pga = 0.4$ g pa kar 0.39. Pri metodi na osnovi intenzitet (slika 5.20d) tega trenda ni zaznati, saj izračunane disperzije intenzitet ne naraščajo s povečevanjem pomikov, celo več, pri pomikih d^* 1 cm, 2 cm in 3 cm so v simulaciji 2 (AS-U-(-X)) standardne deviacije logaritmov pospeškov celo rahlo upadale, pri vseh izbranih pomikih pa so bile med seboj podobne, med 0.19 in 0.23. To je razvidno tudi ob pogledu na preglednico 5.3, kjer smo zbrali mediane in standardne deviacije logaritmov pospeškov, ki povzročijo mejna stanja DS1-DS4 za stavbe AH, BH, AS in BS pri vseh 8 kombinacijah parametrov v potisnih analizah. Potrebno je poudariti, da smo v celotnem postopku določitve potresnega tveganja, vse količine ločeno spremljali za vseh 8 kombinacij parametrov smeri in razporeditve horizontalnih sil v potisni analizi. Ko nas je za vsako izmed obravnavanih stavb zanimal kakšen izmed končnih rezultatov naše analize, npr. pogojna verjetnost prekoračitve mejnega stanja pri določeni intenziteti $P(DS > DS_i | PGA = pga)$ ali verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja $P(DS > DS_i)$, smo naredili ovojnico rezultatov oziroma poiskali merodajne kombinacije obtežbe. Takšne kritične simulacije, ki v konstrukciji povzročijo najbolj neugoden odziv, npr. nastanek izbranega mejnega stanja pri najmanjših vrednostih intenzitete potresa, smo v preglednici 5.3 za vsako od glavnih smeri označili s sivo barvo.

Razberemo lahko, da je mediana pospeškov, ki v stavbi AH povzroči prvo razpokanost in tako nastanek manjših poškodb enaka 0.20 g, mejno stanje nosilnosti lahko pričakujemo pri pospešku tal 0.44 g, nastanek večjih poškodb in porušitev konstrukcije, pa se v 50 % zgodi pri pospeških tal 0.53 g in 0.60 g. Standardne deviacije naravnih logaritmov oziroma disperzije pospeškov, pri katerih pride do vseh mejnih stanj, se gibljejo med 0.17 in 0.24. Podobne vrednosti pospeškov in njihovih disperzij lahko opazimo tudi v smeri Y, kar pomeni, da je stavba AH podobno ranljiva v obeh smereh.

Poslovna stavba BH je nekoliko bolj ranljiva v smeri X, saj so mediane pospeškov, pri katerih pride do mejnih stanj DS3 in DS4, torej do velikih poškodb in porušitve, za 17 % manjše kot v Y smeri. Tudi za deterministični model te stavbe velja, da je raztros pospeškov, kjer pride do mejnih stanj praktično neodvisen od kombinacije parametrov v potisni analizi, za mejna stanja DS1-DS4 pa disperzije po vrsti znašajo 0.23, 0.20, 0.20 in 0.19. V primeru kritične obtežne kombinacije v smeri X (BH-M-(+X)) vidimo, da so mediane pospeškov, ki vodijo do nastanka srednjih in velikih poškodb ter porušitve, med seboj podobni, kar izhaja že iz rezultatov potisne analize, kjer smo ugotovili, da v konstrukciji pride do zelo hitrega upada nosilnosti zaradi strižnega mehanizma in posledično do majhnih razlik v deformacijskih kapacitetah pri vseh mejnih stanjih. Spet se jasno pokaže močan vpliv plastičnega mehanizma tudi na rezultate inkrementalne dinamične analize.

Pri stavbah, zgrajenih iz slabšega materiala, ki se je uporabljal v preteklosti, smo pričakovano določili nižje vrednosti pospeškov, ki povzročijo mejna stanja poškodb, kar dokazuje večjo ranljivost starejših objektov. Pri stanovanjskem objektu AS je bila v šibkejši smeri X mediana pospeškov, ki povzročijo mejno stanje majhnih poškodb že 0.15 g, mejna stanja DS2-DS4 pa po vrsti nastopijo pri medianah pospeškov tal 0.27 g, 0.37 g in 0.40 g, kar pomeni 25 %, 40 %, 30 % in 35 % znižanje v primerjavi s stavbo AH iz boljšega materiala. V tem primeru se izjemoma pojavi, da so bile merodajne analize, pri katerih so bile horizontalne sile v potisni analizi, sorazmerne z masami, v vseh ostalih primerih je bila namreč razporeditev horizontalnih sil sorazmerno s prvo nihajno obliko bolj kritična. V smeri Y je že na slikah 5.13f in 5.18e-h razvidno, da je prišlo do plastičnih mehanizmov s prevladujočim upogibnim obnašanjem, kar je imelo vpliv tudi na krivulje SDOFIDA. Zaradi počasnega upadanja nosilnosti konstrukcije pri precejšnjih pomikih, je prišlo velike razlike v pospeških, ki povzročijo mejno stanje

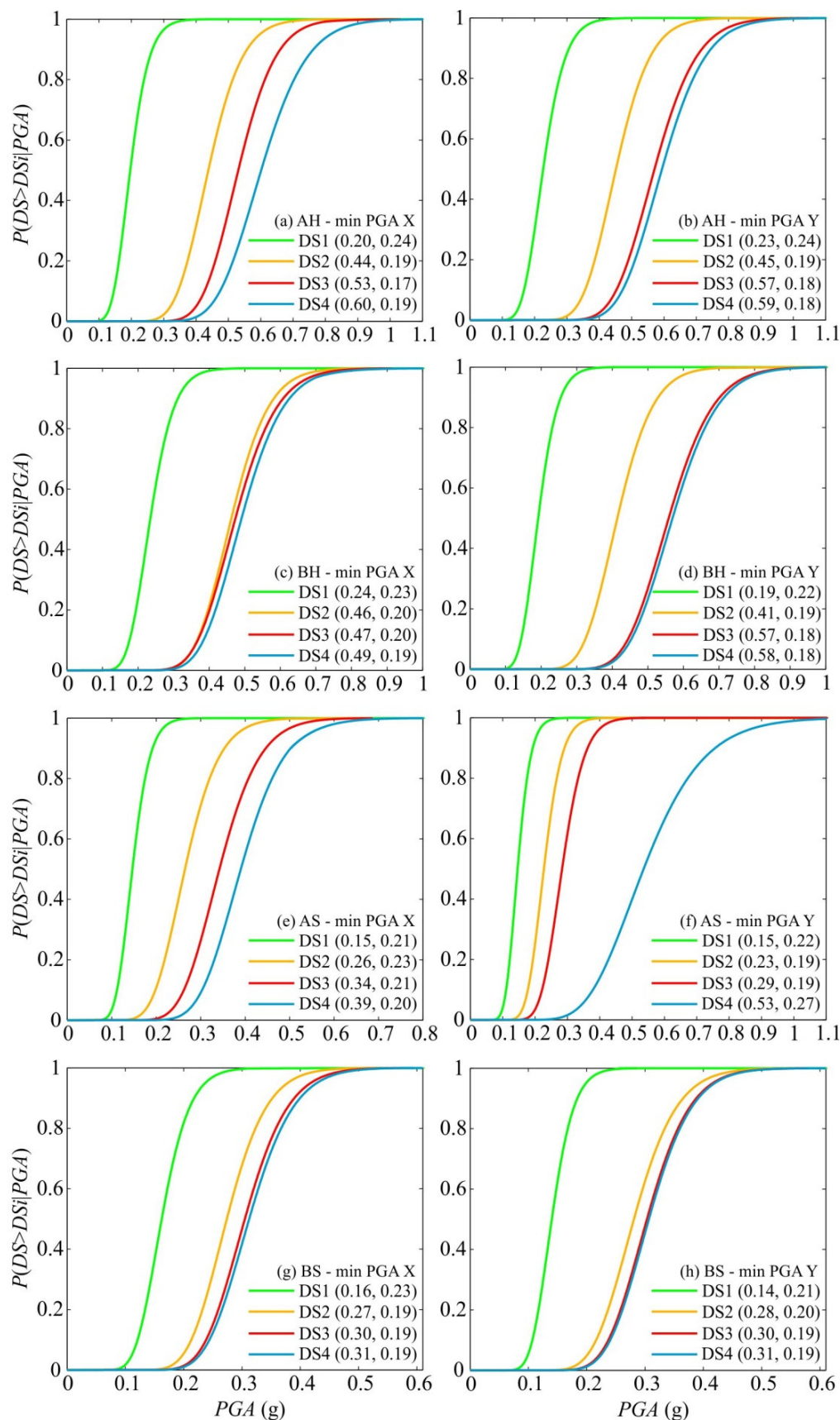
velikih poškodb in porušitev. Tudi v primeru stavbe BS so bile mediane pospeškov pri vseh 4 mejnih stanjih precej manjše v primerjavi s stavbo BH, in to za povprečno 35 % v vsaki izmed glavnih smeri.

Preglednica 5.3: Parametra ($pga_{50,DSi}$, β_{DSi}) krivulj ranljivosti za mejna stanja DS1-DS4 stavb AH, BH, AS in BS pri 8 kombinacijah parametrov v potisnih analizah. S sivo so označene kritične analize.

Table 5.3: Parameters ($pga_{50,DSi}$, β_{DSi}) of fragility curves for damage states DS1-DS4 for buildings AH, BH, AS and BS. Results are presented for 8 pushover analyses, critical analyses are marked in gray.

		$p = 1$ (U, +X)	$p = 2$ (M, +X)	$p = 3$ (U, -X)	$p = 4$ (M, -X)	$p = 5$ (U, +Y)	$p = 6$ (M, +Y)	$p = 7$ (U, -Y)	$p = 8$ (M, -Y)	
Stavba AH	DS1	$pga_{50,DS1}$	0.31	0.21	0.28	0.20	0.32	0.23	0.34	0.24
		β_{DS1}	0.24	0.22	0.23	0.24	0.22	0.24	0.24	0.22
	DS2	$pga_{50,DS2}$	0.66	0.46	0.60	0.44	0.61	0.45	0.81	0.57
		β_{DS2}	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18
	DS3	$pga_{50,DS3}$	0.80	0.72	0.64	0.53	0.82	0.57	0.81	0.69
		β_{DS3}	0.18	0.21	0.19	0.17	0.18	0.18	0.18	0.17
	DS4	$pga_{50,DS4}$	0.83	0.72	0.75	0.60	0.93	0.59	0.88	0.72
		β_{DS4}	0.18	0.21	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.18
Stavba BH	DS1	$pga_{50,DS1}$	0.30	0.24	0.30	0.24	0.29	0.19	0.33	0.23
		β_{DS1}	0.23	0.23	0.23	0.23	0.24	0.22	0.24	0.22
	DS2	$pga_{50,DS2}$	0.53	0.46	0.53	0.47	0.52	0.41	0.65	0.57
		β_{DS2}	0.20	0.20	0.20	0.20	0.19	0.19	0.20	0.17
	DS3	$pga_{50,DS3}$	0.60	0.47	0.60	0.47	0.64	0.57	0.73	0.58
		β_{DS3}	0.18	0.20	0.18	0.20	0.20	0.18	0.19	0.17
	DS4	$pga_{50,DS4}$	0.64	0.49	0.64	0.49	0.66	0.58	0.74	0.59
		β_{DS4}	0.20	0.19	0.20	0.19	0.19	0.18	0.19	0.17
Stavba AS	DS1	$pga_{50,DS1}$	0.21	0.15	0.21	0.15	0.24	0.16	0.21	0.15
		β_{DS1}	0.23	0.21	0.23	0.21	0.24	0.22	0.23	0.22
	DS2	$pga_{50,DS2}$	0.38	0.26	0.35	0.32	0.35	0.24	0.33	0.23
		β_{DS2}	0.19	0.23	0.20	0.22	0.21	0.19	0.21	0.19
	DS3	$pga_{50,DS3}$	0.77	0.54	0.37	0.38	0.39	0.29	0.41	0.29
		β_{DS3}	0.26	0.26	0.19	0.26	0.21	0.19	0.19	0.19
	DS4	$pga_{50,DS4}$	0.77	0.54	0.39	0.48	0.72	0.56	0.71	0.53
		β_{DS4}	0.26	0.26	0.20	0.26	0.24	0.27	0.25	0.27
Stavba BS	DS1	$pga_{50,DS1}$	0.21	0.16	0.21	0.16	0.20	0.15	0.22	0.14
		β_{DS1}	0.25	0.22	0.25	0.22	0.25	0.22	0.23	0.21
	DS2	$pga_{50,DS2}$	0.32	0.28	0.32	0.28	0.34	0.31	0.38	0.28
		β_{DS2}	0.22	0.19	0.22	0.19	0.21	0.19	0.19	0.21
	DS3	$pga_{50,DS3}$	0.36	0.31	0.36	0.31	0.34	0.31	0.43	0.38
		β_{DS3}	0.21	0.19	0.21	0.19	0.21	0.19	0.19	0.26
	DS4	$pga_{50,DS4}$	0.38	0.31	0.38	0.31	0.36	0.31	0.44	0.57
		β_{DS4}	0.21	0.19	0.21	0.19	0.21	0.19	0.19	0.27

Pri vseh objektih in pri vseh mejnih stanjih je bil raztros pospeškov zelo podoben (med 0.19 in 0.27), kar kaže na to, da je v največji meri odvisen od izbranih akcelerogramov, s katerimi definiramo potresno obtežbo. Z upoštevanjem negotovosti v potresni obtežbi preko izbranih akcelerogramov je mogoče določiti tudi verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja za primer potresa z določeno intenziteto. Na sliki 5.21 prikazujemo krivulje ranljivosti kritičnih analiz.



Slika 5.21: Krivulje ranljivosti za stavbe AH, BH, AS in BS v smereh X in Y, ki omogočajo določitev pogojne verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 pri potresu z določeno intenziteto.

Figure 5.21: Fragility curves for the buildings AH, BH, AS and BS, which enable the estimation of the conditional probability of exceeding damage states DS1-DS4 given intensity.

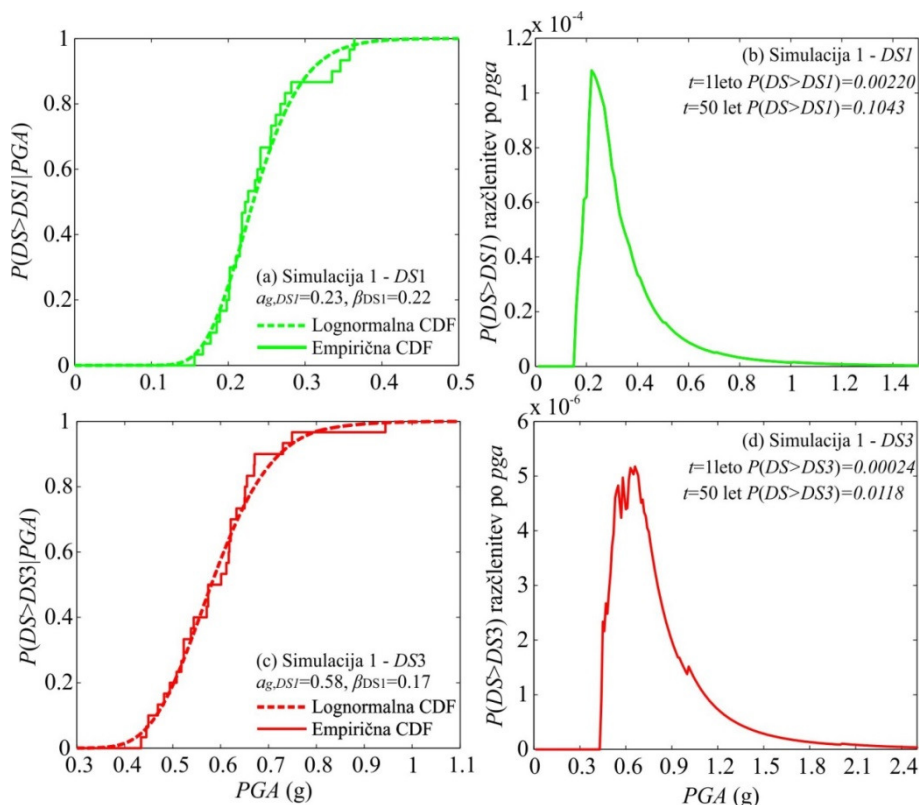
Iz njih je mogoče oceniti verjetnost, da bo v konstrukciji ob potresu z določeno intenziteto, npr. $pga = 0.25$ g, kar je projektna vrednost pospeška v Ljubljani, prišlo do določenega mejnega stanja poškodovanosti oziroma do porušitve objekta. Izkaže se, da je za stavbo AH pogojna verjetnost, da bo pri takšnem potresu doživela vsaj majhne poškodbe preko 75 % (slika 5.21a,b), za stavbo BH pa preko 65 % (slika 5.21c,d). Po drugi strani je pogojna verjetnost za nastanek mejnih stanj srednjih in velikih poškodb ter končno tudi porušitve, ob potresu z maksimalnim pospeškom tal 0.25 g, enaka 0, saj v nobeni simulaciji ni prišlo do nastanka teh mejnih stanj. To kaže na ustrezno obnašanje obeh konstrukcij, ki sta zgrajeni iz sodobnih opečnih votlakov.

Pogojna verjetnost nastanka mejnih stanj DS1-DS4 pri potresu z intenziteto $pga = 0.25$ g za stavbo AS je po vrsti 99 %, 69 %, 26 % in 1 %, za stavbo BS pa 100 %, 32 %, 16 % in 1 %. Ti podatki kažejo na to, da je pogojna verjetnost nastanka srednjih in večjih poškodb v stavbah iz polne opeke pri potresu s projektno vrednostjo pospeška tal precej večja kot pri stavbah iz modernih materialov. Zavedati pa se je potrebno, da so v Sloveniji že zabeležili potres s pospeškom tal $pga = 0.47$ g pri potresu v Bovcu (Tomaževič, 2005), kar ponovno nakazuje ranljivost starejših objektov. Z izjemo krivulje za mejno stanje DS4 stavbe AS (slika 5.21f) imajo vse krivulje ranljivosti zelo podoben naklon, ki je določen z disperzijo pospeškov, ta pa je bila, kot že rečeno, zelo podobna v vseh ostalih kritičnih primerih. Zaradi boljšega izgleda smo na sliki 5.21 prikazovali lognormalne porazdelitvene funkcije, ki temeljijo na ocenjenih vrednostih mediane in disperzije pospeškov. Potrebno je poudariti, da je statistični test s stopnjo tveganja 5 % pokazal, da je predpostavka o lognormalni porazdelitvi upravičena. Pri vseh simulacijah se je izkazalo tudi, da smo z lognormalnimi porazdelitvenimi funkcijami z ocenjenimi parametri izjemno dobro aproksimirali empirične kumulativne porazdelitvene funkcije, kar je za simulacijo 1 pri mejnih stanjih DS1 in DS3 prikazano na slikah 5.22a in 5.22c.

Poleg pogojne verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 pri določeni intenziteti smo za vse konstrukcije iz različnih materialov določili tudi srednjo letno frekvenco oziroma verjetnost prekoračitve vsakega izmed mejnih stanj (enačba 4.52) v obdobju enega oziroma petdesetih let (enačba 4.8), kar velja za pričakovano življenjsko dobo gradbenih objektov. To smo storili z numerično integracijo produkta pogojne verjetnosti prekoračitve mejnega stanja in diferenciala krivulje potresne nevarnosti po celotnem območju intenzitet. Z naraščanjem potresne intenzitete hitro narašča pogojna verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja, obenem pa hitro upada tudi verjetnost, da bo do potresa s tako močno intenziteto sploh prišlo. Ob združitvi teh podatkov smo tako najprej določili srednji letni frekvenci prekoračitve mejnih stanj DS1 in DS3 za simulacijo 1 (BH-M(-X)), ki sta znašali 0.00220 in 0.00024 (sliki 5.22b in 5.22d). Pri tako majhnih vrednostih srednje letne frekvence velja, da sta enaki tudi verjetnosti prekoračitve obeh mejnih stanj, preko enačbe 4.8, pa lahko določimo tudi verjetnosti, da bosta izbrani mejni stanji prekoračeni v 50 letih (10 % in 1 %).

Na slikah 5.22b in 5.22d prikazujemo tudi razčlenitev verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS1 in DS3 v simulaciji 1 po intenzitetah. Jasno je, da prispevajo vse intenzitete, pri katerih pride do prekoračitve izbranega mejnega stanja. Sprva prispevek z višanjem intenzitet narašča, približno po doseženi mediani pospeškov pa začne upadati sorazmerno z upadanjem krivulje potresne nevarnosti. Pri strmih krivuljah ranljivosti pride do bolj izrazitega vrha, večino pa prispevajo intenzitete do približno dvakratnika mediane pospeškov pri izbranem mejnem stanju. Oblika grafa na sliki 5.22d z nazobčanostjo pri vrhu je posledica tega, da smo za določitev verjetnosti prekoračitve mejnih stanj uporabili empirično kumulativno porazdelitveno funkcijo s stopničasto obliko. To smo upoštevali zato, da bi v postopek določanja potresnega tveganja uvedli čimmanj predpostavk, veliko število simulacij in rezultatov pa nam je to tudi omogočilo. Pri določitvi verjetnosti prekoračitve mejnega stanja je potrebno povedati še, da številni raziskovalci določijo mediane in disperzije pospeškov, ki

vodijo do nastanka mejnega stanja, nato pa za oceno srednje letne frekvence raje uporabijo kar enačbo 4.2 pri kateri je Cornell uvedel več predpostavk za obliko krivulj IDA in krivulje potresne nevarnosti. Kot je ugotovil že Bradley (2009), je verjetno v takšnih primerih bolj smiselno uporabiti kar numerično integracijo, saj ne podaljša ne časa ne zahtevnosti izračuna. V preglednici 5.4 prikazujemo verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS1 – DS4 v obdobju 1 leta oziroma 50 let še za preostale primere determinističnih modelov vseh stavb.



Slika 5.22: Pogojna verjetnost prekoračitve mejnih stanj pri določeni intenziteti za mejni stanja (a) DS1 in (c) DS3 ter razčlenitev verjetnosti prekoračitve mejnih stanj (b) DS1 in (d) DS3 po intenzitetah za simulacijo 1.

Figure 5.22: The conditional probability of exceeding damage states (a) DS1 and (c) DS3 given intensity and disaggregation of the probability of exceeding damage states (b) DS1 and (d) DS3 at different intensities for simulation 1.

Pri določanju verjetnosti prekoračitve mejnih stanj se je potrebno zavedati, da je dojemanje takšnih verjetnosti zelo subjektivno. Gre predvsem za vprašanje, kaj je za nekoga še sprejemljivo tveganje in kaj ne, določitev sprejemljivega tveganja pa predstavlja zelo kompleksen proces, ki je odvisen od mnogih dejavnikov. V splošnem je sprejemanje tveganja najbolj povezano s koristmi, ki jih imamo ob izpostavljenosti in narašča z večanjem koristi. Vožnja z avtomobilom ali uporaba mobitela sta potencialno zelo nevarni za življenje in zdravje posameznika, vendar omogočata hitrejše potovanje in lažjo komunikacijo, zato nihče ob njuni uporabi ne pomisli na prometno nesrečo oziroma nevarnost sevanja. Ločiti je potrebno tudi med primeri, ko smo določeni nevarnosti izpostavljeni prostovoljno (npr. adrenalinski športi, kajenje) oziroma neprostovoljno, kjer na dogodek ne moremo vplivati (npr. naravna nesreča). Pri prostovoljni je lahko sprejemljivo tveganje tudi do 1000 x večje kot pri neprostovoljni izpostavljenosti (Coburn et al., 1994). Pri naravnih nesrečah, npr. pri potresu, je sprejemljivo tveganje odvisno tudi od časa, ki je že minil od preteklega dogodka. Ljudje hitro pozabimo, kakšno rušilno moč ima lahko potres, ko pa se potres znova zgodi, se te nevarnosti spet zavemo in ponovno se pojavi potreba po utrjevanju starejših, ranljivih objektov. Sprejemljivo tveganje

pa je nenazadnje povezano tudi z razvitostjo družbe, saj se v manj razvitih civilizacijah morda niti ne zavedajo vseh nevarnosti oziroma jih dojemajo drugače, kot moderni zahodni človek, kateremu se zdi, da bi moral imeti vse pod kontrolo.

Preglednica 5.4: Verjetnost prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 v 1 letu in 50 letih za stavbe AH, BH, AS in BS iz dveh različnih materialov pri 8 kombinacijah parametrov v potisnih analizah.

Table 5.4: Probability of exceedance of damage states DS1-DS4 in 1 year and 50 years for buildings stavb AH, BH, AS and BS made from two materials for 8 combinations of parameters in pushover analyses.

			$p = 1$	$p = 2$	$p = 3$	$p = 4$	$p = 5$	$p = 6$	$p = 7$	$p = 8$
			(U, +X)	(M, +X)	(U, -X)	(M, -X)	(U, +Y)	(M, +Y)	(U, -Y)	(M, -Y)
Stavba AH	DS1	$P(DS > DS1 1 \text{ leto}) (\%)$	0.12	0.27	0.15	0.33	0.11	0.22	0.10	0.21
		$P(DS > DS1 50 \text{ let}) (\%)$	5.6	12.7	7.3	15.2	5.1	10.3	4.8	9.8
	DS2	$P(DS > DS2 1 \text{ leto}) (\%)$	0.02	0.04	0.02	0.05	0.02	0.05	0.01	0.03
		$P(DS > DS2 50 \text{ let}) (\%)$	0.9	2.2	1.1	2.4	1.0	2.3	0.5	1.3
	DS3	$P(DS > DS3 1 \text{ leto}) (\%)$	0.01	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.01	0.02
		$P(DS > DS3 50 \text{ let}) (\%)$	0.5	0.7	0.9	1.5	0.5	1.2	0.5	0.8
	DS4	$P(DS > DS4 1 \text{ leto}) (\%)$	0.01	0.01	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.01
		$P(DS > DS4 50 \text{ let}) (\%)$	0.4	0.7	0.6	1.1	0.3	1.1	0.4	0.7
Stavba BH	DS1	$P(DS > DS1 1 \text{ leto}) (\%)$	0.12	0.22	0.12	0.22	0.14	0.34	0.10	0.22
		$P(DS > DS1 50 \text{ let}) (\%)$	5.9	10.3	5.9	10.3	6.6	15.8	4.8	10.4
	DS2	$P(DS > DS2 1 \text{ leto}) (\%)$	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03	0.06	0.02	0.03
		$P(DS > DS2 50 \text{ let}) (\%)$	1.6	2.1	1.6	2.1	1.6	2.8	0.9	1.3
	DS3	$P(DS > DS3 1 \text{ leto}) (\%)$	0.02	0.04	0.02	0.04	0.02	0.02	0.01	0.02
		$P(DS > DS3 50 \text{ let}) (\%)$	1.1	2.0	1.1	2.0	0.9	1.2	0.6	1.2
	DS4	$P(DS > DS4 1 \text{ leto}) (\%)$	0.02	0.04	0.02	0.04	0.02	0.02	0.01	0.02
		$P(DS > DS4 50 \text{ let}) (\%)$	0.9	1.8	0.9	1.8	0.9	1.2	0.6	1.1
Stavba AS	DS1	$P(DS > DS1 1 \text{ leto}) (\%)$	0.28	0.61	0.28	0.58	0.22	0.55	0.29	0.62
		$P(DS > DS1 50 \text{ let}) (\%)$	13.0	26.4	13.1	25.3	10.4	23.9	13.3	26.8
	DS2	$P(DS > DS2 1 \text{ leto}) (\%)$	0.07	0.16	0.08	0.11	0.08	0.20	0.10	0.23
		$P(DS > DS2 50 \text{ let}) (\%)$	3.4	7.9	4.1	5.3	4.2	9.7	4.9	10.7
	DS3	$P(DS > DS3 1 \text{ leto}) (\%)$	0.01	0.03	0.07	0.07	0.07	0.13	0.06	0.13
		$P(DS > DS3 50 \text{ let}) (\%)$	0.6	1.6	3.6	3.7	3.3	6.2	2.8	6.5
	DS4	$P(DS > DS4 1 \text{ leto}) (\%)$	0.01	0.03	0.06	0.04	0.01	0.03	0.02	0.03
		$P(DS > DS4 50 \text{ let}) (\%)$	0.6	1.6	3.0	2.2	0.7	1.5	0.8	1.6
Stavba BS	DS1	$P(DS > DS1 1 \text{ leto}) (\%)$	0.29	0.48	0.29	0.49	0.32	0.60	0.26	0.65
		$P(DS > DS1 50 \text{ let}) (\%)$	13.3	21.4	13.3	21.5	14.8	25.9	12.1	27.9
	DS2	$P(DS > DS2 1 \text{ leto}) (\%)$	0.11	0.14	0.11	0.14	0.09	0.11	0.07	0.14
		$P(DS > DS2 50 \text{ let}) (\%)$	5.2	7.0	5.2	7.0	4.5	5.4	3.4	6.8
	DS3	$P(DS > DS3 1 \text{ leto}) (\%)$	0.08	0.11	0.08	0.11	0.09	0.11	0.05	0.07
		$P(DS > DS3 50 \text{ let}) (\%)$	4.0	5.6	4.0	5.6	4.3	5.4	2.6	3.7
	DS4	$P(DS > DS4 1 \text{ leto}) (\%)$	0.07	0.11	0.07	0.11	0.08	0.11	0.05	0.03
		$P(DS > DS4 50 \text{ let}) (\%)$	3.4	5.3	3.4	5.3	3.9	5.4	2.4	1.4

Lazar in Dolšek (2012) sta naredila pregled modelov za določitev sprejemljivega tveganja, na podlagi katerih je mogoče sprejeti odločitev o ustreznosti/varnosti konstrukcije. Ob tem se je potrebno zavedati, da zaenkrat še ni sprejetega širšega konsenza o tem kaj je sprejemljivo potresno tveganje in

kaj ne, zato lahko dobimo precej različne vrednosti sprejemljivega tveganja. V najenostavnejši obliki je sprejemljivo tveganje definirano s sprejemljivo verjetnostjo prekoračitve izbranega mejnega stanja $P(DS > DS_i)$, ki je izražena z indeksom zanesljivosti β :

$$P(DS > DS_i) = \Phi(-\beta) \quad (5.1)$$

kjer je Φ porazdelitvena funkcija standardizirane normalne porazdelitve. Vrednosti indeksa zanesljivosti β so predpisane v številnih standardih oziroma smernicah (npr. ISO2394, 1998; SIST EN 1990, 2004; JCSS, 2000, itd.), običajno pa so določene glede na izbrano mejno stanje, pripadajoče posledice prekoračitve mejnega stanja v smislu ekonomskih izgub oziroma človeških žrtev ter glede na stroške, potrebne za vzpostavitev varnostnih ukrepov. Lazar in Dolšek sta prikazala tudi uporabo nekaterih empiričnih izrazov za določitev sprejemljivega tveganja, ki temeljijo predvsem na številu ogroženih ljudi in stopnji smrtnosti zaradi potresov (npr. Helm, 1996; Melchers, 1999 in Bhattacharya et al. 2001), vendar jih v okviru te doktorske disertacije nismo podrobneje obravnavali.

V vseh obravnavanih zidanih stavbah, ki sodijo med običajne gradbene objekte, bivajo in delajo ljudje, zato smo predpostavili, da sodijo posledice prekoračitve mejnih stanj in potrebni stroški za vzpostavitev varnostnih ukrepov v srednji razred. Na podlagi te predpostavke smo v preglednici 5.5 iz zgoraj omenjenih standardov zbrali ciljne vrednosti indeksov zanesljivosti in pripadajoče sprejemljive verjetnosti prekoračitve mejnih stanj uporabnosti in nosilnosti v obdobju 1 leta oziroma 50 let.

Preglednica 5.5: Ciljni indeksi zanesljivosti in maksimalna sprejemljiva verjetnost prekoračitve mejnih stanj nosilnosti in uporabnosti v obdobju 1 leta oziroma 50 let (ISO2934,1998; SIST EN 1990, 2004 in JCSS, 2000).

Table 5.5: Target reliability index and the maximum acceptable probability of exceedance for ultimate and serviceability limit states in 1 year and 50 years (ISO2934,1998; SIST EN 1990, 2004 and JCSS, 2000).

Mejno stanje	Količina/Vir	1 leto			50 let		
		ISO	EC 0	JCSS	ISO	EC 0	JCSS
Nosilnosti (DS2-DS4)	β	4.1	4.7	4.2	3.1	3.8	3.2
	$P(DS > DS_i)$	$2.0 \cdot 10^{-5}$	$1.3 \cdot 10^{-6}$	$1.3 \cdot 10^{-5}$	$9.7 \cdot 10^{-4}$	$7.2 \cdot 10^{-5}$	$6.7 \cdot 10^{-4}$
Uporabnosti (DS1)	β	2.9	2.9	3.1	1.5	1.5	1.7
	$P(DS > DS_i)$	$1.9 \cdot 10^{-3}$	$1.9 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-3}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$6.7 \cdot 10^{-2}$	$4.5 \cdot 10^{-2}$

Na podlagi vrednosti iz preglednice 5.5 smo kot sprejemljive verjetnosti prekoračitve mejnega stanja uporabnosti privzeli verjetnosti $P(DS > DS1|1\text{leto}) = 2 \cdot 10^{-3}$ (0.2 %) oziroma $P(DS > DS1|50\text{ let}) = 7 \cdot 10^{-2}$ (7 %), za mejna stanja nosilnosti pa smo kot sprejemljive privzeli $P(DS > DS2-4|1\text{leto}) = 2 \cdot 10^{-5}$ (0.002 %) oziroma $P(DS > DS2-4|50\text{ let}) = 1 \cdot 10^{-3}$ (0.1 %).

Na podlagi preglednice 5.4 lahko zaključimo, da obstaja za stavbo AH verjetnost 0.33 %, da bo v enem letu prekoračeno mejno stanje DS1 oziroma se bo to s 15 % verjetnostjo zgodilo v predvideni življenjski dobi objekta. Verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS2-DS4 v enem letu se za stavbo AH gibljejo med 0.02 % in 0.05 % oziroma med 1.1 % in 2.4 % v 50 letih. Verjetnosti prekoračitve so za vsa mejna stanja višje od sprejemljivih. Podobno velja tudi za stavbo BH, kjer bodo v naslednjih 50 letih mejna stanja DS1-DS4 prekoračena z verjetnostmi 16 %, 2.8 %, 2.0 % in 1.8 %, kar je precej več od sprejemljivih verjetnosti. Pri stavbah AS in BS so verjetnosti prekoračitve mejnih stanj še večje in znašajo za mejna stanja DS1-DS4 po vrsti 27 %, 11 %, 6.5 % in 3 % (stavba AS) oziroma 28 %, 7 %, 5.6 % in 5.4 % (stavba BS). To pomeni, da obstaja več kot 5 % verjetnost, da se bo stavba BS v predvideni življenjski dobi 50 let porušila, kar bi verjetno številne odvrnilo od tega, da bi v njej živeli.

5.7 Ocena izgub z upoštevanjem determinističnega modela

V naslednjih podpoglavjih prikazujemo rezultate ocene potresnega tveganja na osnovi ekonomskih izgub. Z izrazom ekonomske izgube označimo bodisi pričakovane stroške popravil oziroma zamenjave poškodovanih komponent v posameznih ranljivostnih skupinah L_{fg} bodisi seštevek vseh stroškov popravil oziroma zamenjave komponent po celotni konstrukciji L_T . Pri tem je mišljeno, da imajo komponente po popravilu enake lastnosti kot pred nastankom poškodb. Najprej prikazujemo pogojne mere za izgube, ki so odvisne od intenzitete ($E(L_{T,NC}|IM)$, $E(L_T|IM)$ in $P(L_T|IM)$), na koncu pa še pričakovano letno izgubo EAL in krivuljo izgub $P(L_T)$, ki sta določeni z upoštevanjem potresne nevarnosti.

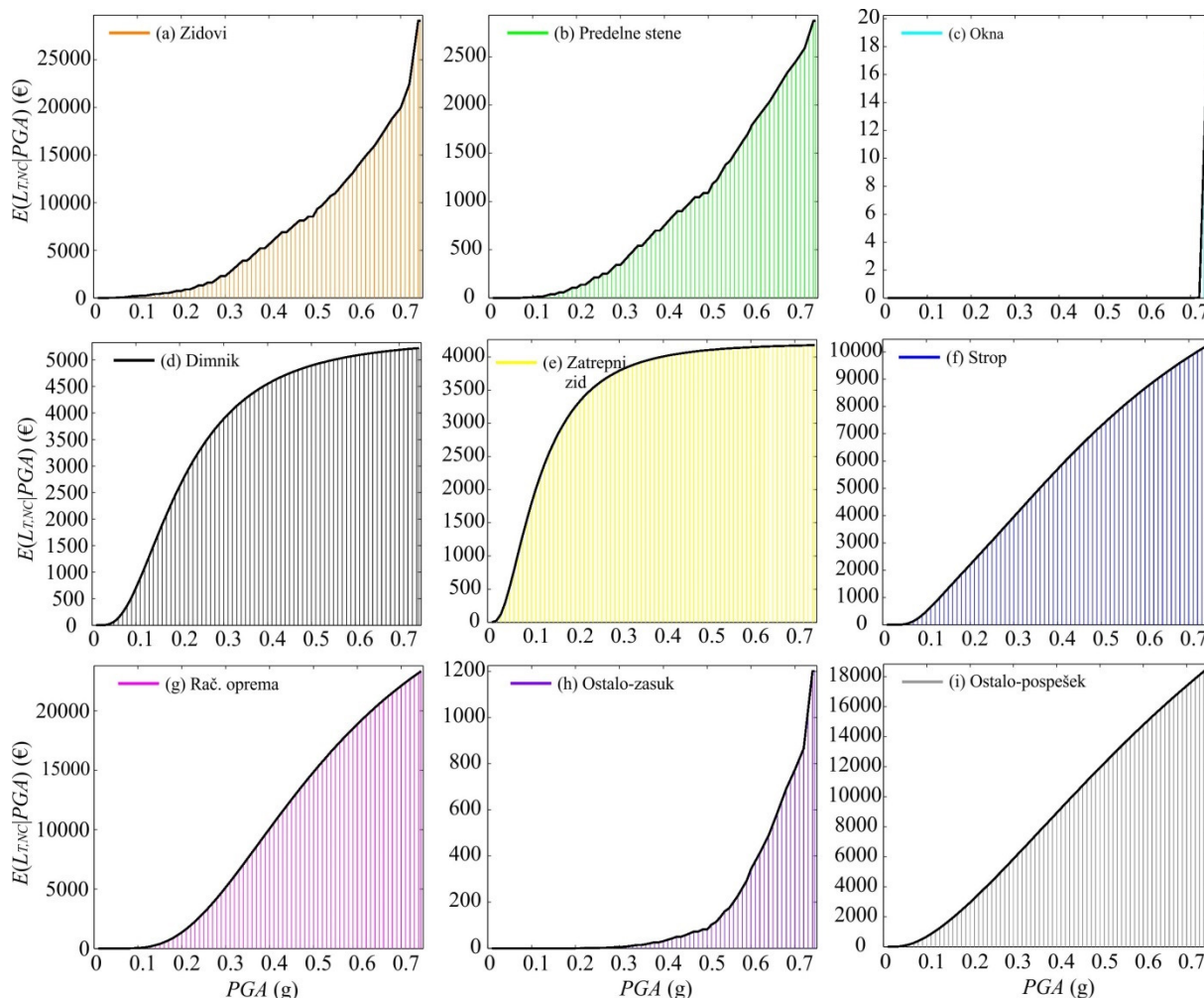
5.7.1 Pričakovana izguba pri pogoju neporušitve objekta pri pogoju $IM = im - E(L_{T,NC}|IM)$

V prejšnjih poglavjih je bilo prikazano, kako smo za stavbe AH, BH, AS in BS za vsako izmed kombinacij parametrov potisne analize ($p \in [1,8]$) in za vsakega izmed akcelorogramov ($a \in [1,30]$) pri številnih intenzitetah potresa ($pga < pga_C$) določili potresne zahteve na poenostavljenem modelu z eno prostostno stopnjo. Nato smo preko rezultatov potisnih analiz za vsakega od teh primerov določili poškodovanost komponent in tudi ostale parametre potresnih zahtev (IDR , PFA). V tem poglavju dodajamo še razdelitev komponent v ranljivostne skupine fg in skupine komponent pg , ki so v poglavjih 5.1.2 in 5.1.3 predstavljene za vsako stavbo posebej. Na podlagi predpostavljenih funkcij ranljivosti, funkcij izgub in pripadajočih vrednosti parametrov potresnih zahtev, smo določili pričakovano izgubo L_j v vsaki komponenti j , L_{pg} v vsaki skupini komponent pg , nato pa še L_{fg} v celotni ranljivostni skupini fg . Vse količine smo določili pri intenzitetah, kjer še ni prišlo do porušitve v posamezni simulaciji (angl. *non-collapse case* - NC) in tako pri vsaki intenziteti potresa dobili pričakovane izgube pri pogoju neporušitve objekta v vseh ranljivostnih skupinah ($E(L_{fg,NC}|PGA = pga)$ in v celotni konstrukciji ($E(L_{T,NC}|PGA = pga)$)).

Na slikah 5.23 in 5.24 je za simulaciji 1 (BH-M(-Y)) in 2 (AS-U(-X)) prikazano, kako naraščajo pričakovane izgube $E(L_{fg,NC}|PGA = pga)$ v posameznih ranljivostnih skupinah z naraščanjem intenzitete. To je v največji meri odvisno od naraščanja ustreznega parametra potresnih zahtev ter od funkcij ranljivosti. Okna niso skoraj nič prispevala k izgubam praktično do mejne intenzitete ob porušitvi, do katere smo spremljali izgube pri obeh obravnavanih simulacijah (slika 5.23c). Podobno velja tudi za ostale komponente, ki so občutljive na etažne zasuke, saj začnejo k izgubam nekaj malega prispevati šele pri potresih s pospeški $pga > 0.3$ g. Kot že rečeno, je to posledica izbranih funkcij ranljivosti (sliki 5.3c in 5.4e), pri katerih do poškodovanosti pride šele pri zelo velikih vrednostih medetažnih zasukov.

Pri komponentah, katerih glavni parameter potresnih zahtev je maksimalni etažni pospešek PFA (spuščeni stropi, računalniška oprema, zatrejni zid, strešniki, dimnik in ostale komponente občutljive na pospeške) je sprva trend naraščanja poškodb praktično linearen, kar je posledica poenostavljenega izračuna maksimalnih etažnih pospeškov, ki so linearno povezani s pospeški tal (enačba 4.41). Pri nekaterih izmed teh komponent (npr. dimnik (5.23d in 5.24c), strešniki (5.24d) in zatrejni zid (5.23e in 5.24e)) je razvidno tudi, da stroški popravil precej hitro dosežejo maksimalne vrednosti. Maksimalni stroški popravil komponente se v grafih pokažejo kot vodoravne asimptote in nastopijo pri takšnih vrednostih parametrov potresnih zahtev, pri katerih je verjetnost porušitve komponente enaka 1. Pri strešnikih (slika 5.4c) se to zgodi, ko maksimalni etažni pospeški na strehi (PFA_3), ki so običajno višji kot na tleh, dosežejo vrednost 1g. Podobno drži tudi v primeru zatrepnega zidu, katerega parameter potresnih zahtev je ravno tako maksimalni etažni pospešek v najvišjem nadstropju stavbe.

Pri spuščeni stropih, računalniški opremi in ostalih komponentah občutljivih na pospeške, do pojava mejne intenzitete, ki v konstrukciji povzroči porušitev, maksimalni stroški popravil očitno še niso bili doseženi. To je pričakovano, saj pri teh komponentah kot parameter potresnih zahtev nastopajo tudi maksimalni pospeški v nižjih etažah, pa tudi funkcije ranljivosti so takšne, da so za gotovo porušitev komponent potrebne precej visoke vrednosti etažnih pospeškov (slika 5.4e, 5.5a in 5.5e).

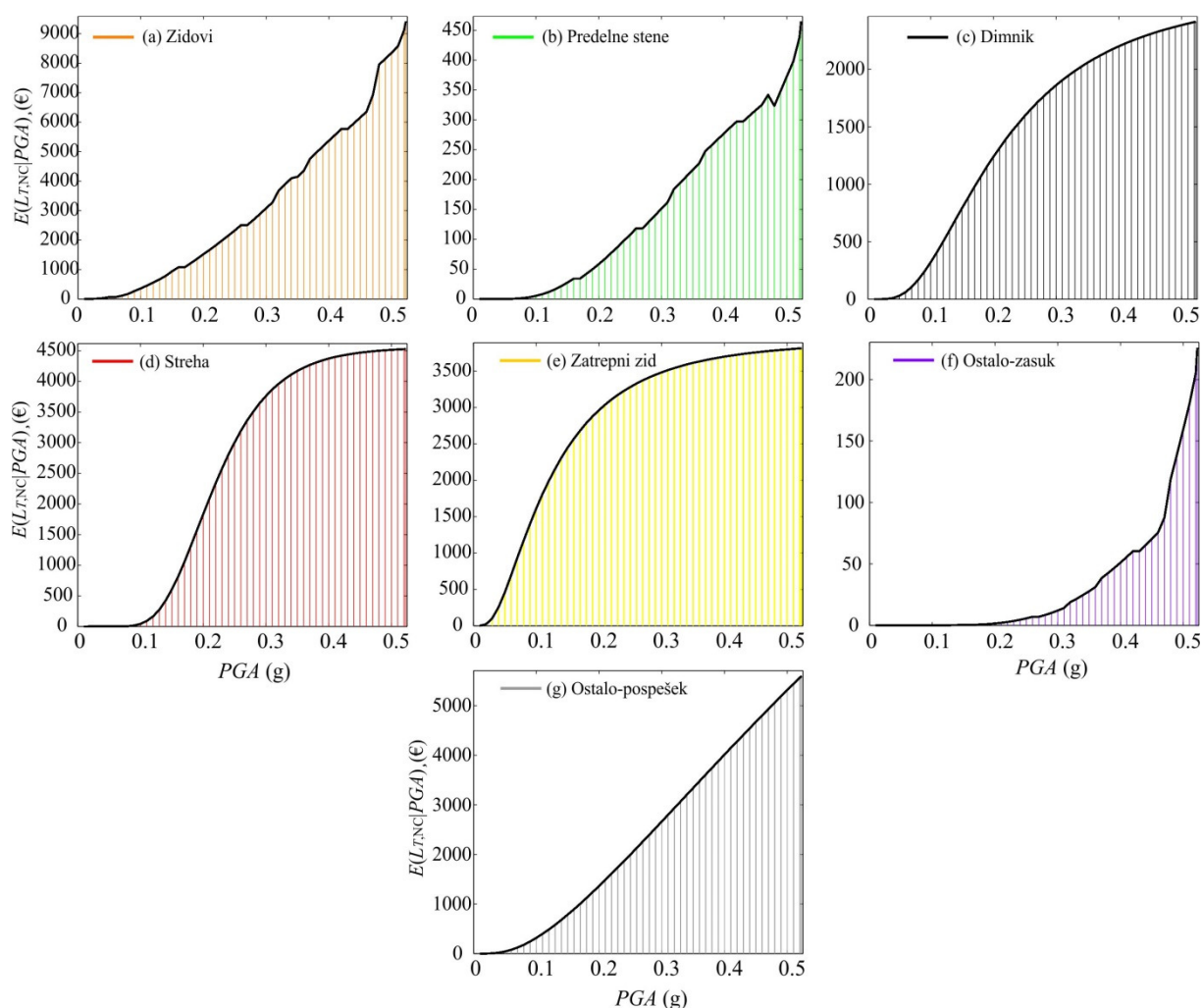


Slika 5.23: Razčlenitev celotne izgube pri različnih intenzitetah potresa za simulacijo 1 (BH-M(-Y)) po ranljivostnih skupinah: (a) zidov, (b) predelnih sten, (c) oken, (d) dimnikov, (e) zatrepnih zidov, (f) stropov, (g) računalniške opreme in ostalih komponent občutljivih na (h) zasuk ter (i) pospešek.

Figure 5.23: The disaggregation of the total losses at various intensities for the simulation 1 (BH-M(-Y)) and fragility groups: (a) masonry walls, (b) partition walls, (c) windows, (d) chimney, (e) parapet walls, (f) suspended ceilings, (g) desktop PCs and servers, (h) drift-sensitive components and (i) acceleration-sensitive components.

Glavni parameter potresnih zahtev v predelnih stenah je medetažni zasuk. Niti pri najvišjih intenzitetah maksimalni stroški popravil predelnih sten niso bili doseženi, obenem pa so predelne stene (slika 5.23b in 5.24b) relativno zelo malo prispevale k celotnim stroškom popravil. V obravnavanih objektih jih ni bilo veliko, pa še njihova zamenjava je relativno poceni. Največ izmed vseh komponent so k celotnim stroškom popravil v simulacijah 1 in 2 prispevali zidovi (slika 5.23a in 5.24a). Njihov parameter potresnih zahtev je poseben, saj gre za zasuk zidov na njihovi efektivni višini, ki je odvisen od tipa obnašanja (poglavje 4.5.1). Funkcije ranljivosti in izgub so bile določene posebno za zidane elemente, kar pomeni, da dobro sledijo njihovi poškodovanosti in izgubam. Zidovi so obenem tudi glavni nosilni elementi v konstrukciji, ki v največji meri določajo in vplivajo na vse ostale parametre

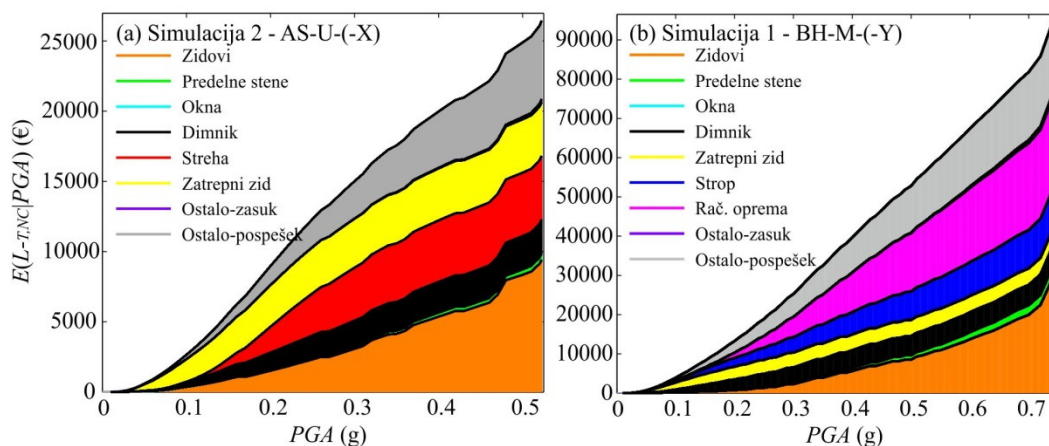
potresnih zahtev. Obnašanje ostalih nekonstrukcijskih komponent je v realnosti podrejeno obnašanju nosilnih elementov. Lep primer so npr. okna, ki se sicer v laboratorijih poškodujejo pri izjemno velikih zasukih, v dejanskem zidanem objektu pa bi se verjetno poškodovala že pri precej manjših zasukih, še posebno če bi prej odpovedali nekateri od bližnjih zidov. Drug primer je recimo porušitev stropa, zaradi česar se zelo verjetno poškodujejo tudi elektronska oprema in ostale nekonstrukcijske komponente pod njim, na katere pade. V okviru doktorske disertacije podobnih medsebojnih korelacij v razvoju poškodovanosti komponent in izgub nismo zajeli, če pa bi jih želeli, bi bilo potrebno definirati korelacijske koeficiente za poškodovanost in dodatno še korelacijske koeficiente za povezavo stroškov popravil v vseh parih komponent. V času nastanka te doktorske disertacije je bilo že o statistiki popravil pri različnih mejnih stanjih poškodovanosti v literaturi na voljo zelo omejeno število podatkov, po avtorjevem najboljšem znanju, pa ni bilo na voljo nobenih podatkov o omenjenih korelacijskih koeficientih, ki bi jih lahko koristno uporabili pri analizi izgub v zidanih objektih, saj jih večina raziskovalcev v svojih analizah sploh ne upošteva.



Slika 5.24: Razčlenitev celotne izgube pri različnih intenzitetah potresa za simulacijo 2 (AS-U-(-X)) po ranljivostnih skupinah: (a) zidov, (b) predelnih sten, (c) dimnika, (d) strehe, (e) zatrepnega zidu in ostalih komponent občutljivih na (f) zasuk ter (g) pospešek.

Figure 5.24: The disaggregation of the total losses at various intensities for the simulation 2 (AS-U-(-X)) and fragility groups: (a) masonry walls, (b) partition walls, (c) chimney, (d) roofing, (e) parapet walls, (f) drift-sensitive components and (g) acceleration sensitive components.

Če seštejemo stroške popravil oziroma izgube po vseh posameznih ranljivostnih skupinah, dobimo celotno izgubo pri pogoju neporušitve $L_{T,NC}$ pri različnih vrednostih mere za intenziteto. Na sliki 5.25 sta prikazani celotni izgubi za simulaciji 1 in 2, ki ju podrobneje spremljamo, vključno s prispevkom posameznih ranljivostnih skupin. Vidimo, da v obeh primerih največ k izgubam doprinesejo konstrukcijski elementi, vendar njihov prispevek predstavlja samo eno tretjino vseh stroškov popravil. To potrjuje dejstvo, da je potrebno pri oceni izgub upoštevati tudi nekonstrukcijske komponente, saj lahko brez tega izgube močno podcenimo (npr. Taghavi in Miranda, 2003).

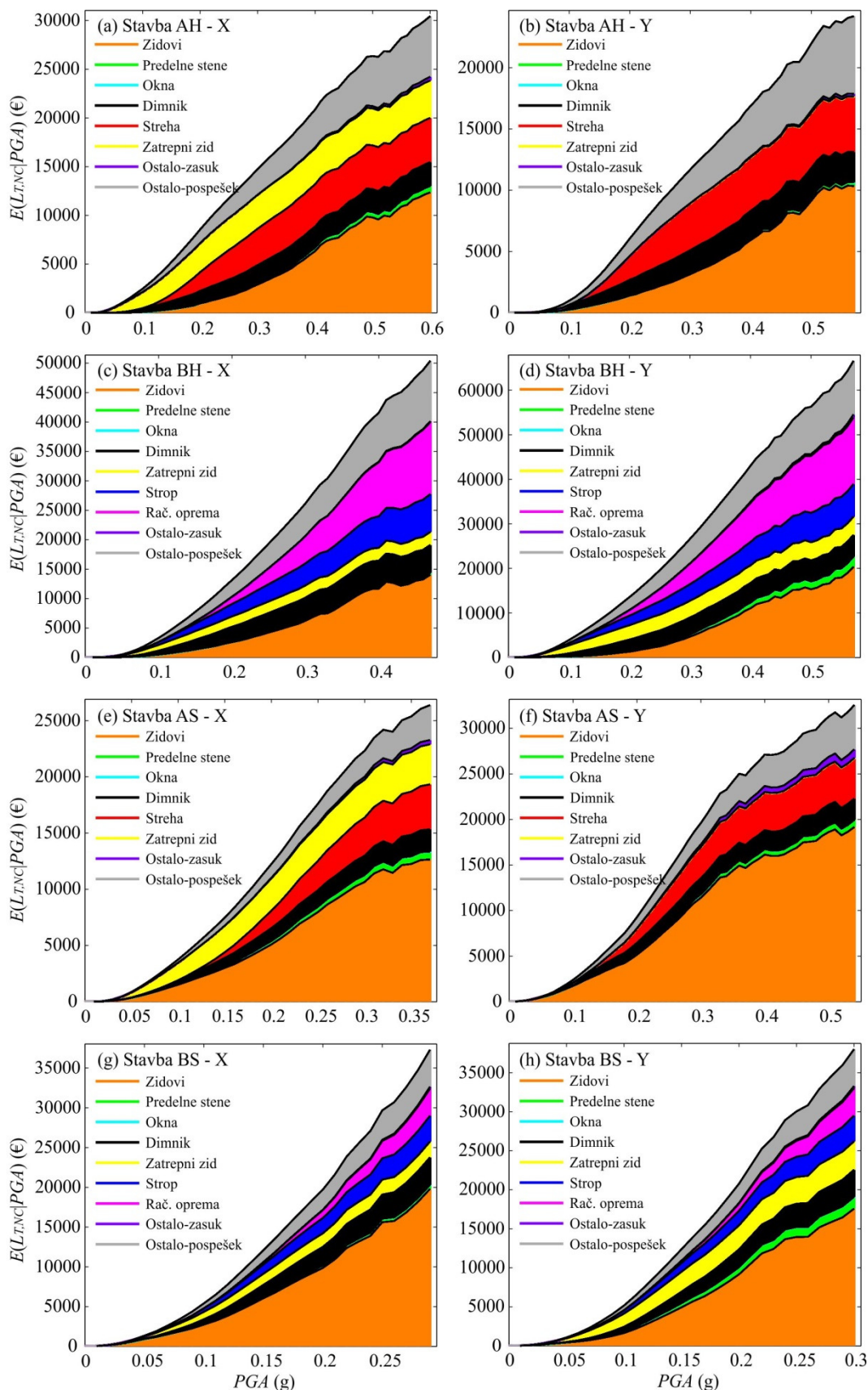


Slika 5.25: Prispevki posameznih skupin komponent k pričakovani celotni izgubi v odvisnosti od PGA za (a) simulacijo 2 in (b) simulacijo 1.

Figure 5.25: The contribution of considered fragility groups to the expected total loss given PGA for (a) the simulation 2 and (b) simulation 1.

Že pri analizi determinističnega modela smo zbrali ogromno količino rezultatov, saj je vsaka kombinacija parametrov potisne analize p in vsak akceleroگرام a pomenil eno simulacijo, posledično pa smo dobili ravno toliko različnih odnosov med celotno izgubo in intenziteto. Če smo želeli kaj skleniti o celotnih izgubah za primere, ko ne pride do porušitve, je bilo potrebno spet narediti ovojnico rezultatov, kar smo storili po naslednjih pravilih. Najprej smo pri vsakem akcelerogramu a in pri vsaki intenziteti i poiskali maksimalno/merodajno izgubo, pri čemer smo ločili analize v smereh X in Y. Tako smo pri vsaki intenziteti i za vsako izmed ranljivostnih skupin fg dobili n_a vrednosti izgub, na podlagi katerih smo končno določili pričakovane vrednosti prispevkov izgub po vseh komponentah. Celotna izguba $E(L_{T,NC}|IM)$, ko ne pride do porušitve, je potem enostavno določena s seštevkom po vseh ranljivostnih skupinah.

Vse to je prikazano na sliki 5.26, kjer prikazujemo pričakovane izgube brez upoštevanja porušitve pri različnih intenzitetah za deterministične modele stavb AH, BH, AS in BS. Potrebno je opozoriti, da je v primeru determinističnega modela, kmalu prišlo do tega, da je konstrukcijo porušil velik del akceleroگرامov, kar pomeni, da smo pričakovane izgube določali na podlagi vse manjšega števila simulacij, kar zmanjša zanesljivost ocene izgub zaradi neporušitve objekta. Poleg tega je pri višjih intenzitetah vse pomembnejši prispevek izgub zaradi zamenjave objekta ob porušitvi, zato smo se odločili, da na sliki 5.26 rišemo samo intenzitete, pri katerih je prišlo do porušitve konstrukcije pri manj kot polovici akceleroگرامov. Posledica tega dejstva so različne intenzitete na abscisi, pri primerjavi pa je potrebno biti pozoren, da primerjamo izgube pri enaki intenziteti, ne pa samo maksimalnih vrednostih izgub na ordinati.



Slika 5.26: Prispevki posameznih skupin komponent k pričakovani celotni izgubi za smeri X (a, c, e, g) in Y (b, d, f, h) za stavbi A (a-d) in B (e-h).

Figure 5.26: The contribution of considered fragility groups to the expected total losses in the direction X (a, c, e, g) and Y (b, d, f, h) for the buildings A (a-d) and B (e-h).

Barvni vzorec zelo lepo prikaže prispevek posameznih komponent k celotni izgubi. Pri stanovanjskem objektu AH je hitro vidno, da v izgubah zaradi potresa v smeri Y ni prispevka zatrepnega zidu, ki v tej stavbi poteka vzdolž glavne Y smeri, ranljiv pa je samo, če pride do potresa v smeri X. Poleg zidov k izgubam pomembno prispevajo še dimnik, strešniki, zatrejni zid in ostale komponente občutljive na pospeške. Podobno velja tudi v primeru, ko je stavba AS zgrajena iz zidovja iz polnih zidakov, le da imajo v tem primeru nekoliko večji vpliv tudi predelne stene in ostale komponente občutljive na zasuke, vendar je njihov skupni prispevek manjši od 5 % celotne izgube. Če bi imel potres intenziteto $pga = 0.25$ g, bi bila pri stavbi AH merodajna smer X z maksimalno izgubo. Celotna izguba bi znašala 11800 €, pri čemer bi zidovi prispevali zgolj 15 %, streha in zatrejni zid pa bi k celotni izgubi prispevala 26 %. Pri višjih intenzitetah se deleži prispevkov posameznih komponent spreminjajo, pri intenziteti 0.6 g, bi tako zidovi k izgubam prispevali 40 %. V kolikor bi bila stavba A zgrajena iz slabšega materiala, bi bile celotne izgube zaradi potresa v smeri X pri intenziteti $pga = 0.25$ g enake 17600 € (50 % povečanje), vendar bi bil v tem primeru prispevek šibkejših nosilnih zidov precej večji (45 %). V splošnem je pri stavbi A vidno povečanje prispevka konstrukcijskih elementov pri slabšem materialu, vendar vseeno nekonstrukcijski elementi k izgubam v večini primerov ne prinesejo več kot 50 %.

Za stavbo BH lahko ugotovimo, da bi stroški pri potresu z intenziteto $pga = 0.25$ g znašali 19500 €, neodvisno od smeri potresa. Zaradi drugačne razporeditve v vsaki izmed smeri, bi bili tudi prispevki posameznih ranljivostnih skupin komponent drugačni, približno enakovredne deleže (med 15 % in 20 %) pa bi prinesli zidovi, oba dimnika, zatrejni zidovi, spuščeni stropi, računalniška oprema in ostale komponente, občutljive na pospeške. Če bi bila stavba B zgrajena iz starejšega materiala, potem bi se ponovno povečal prispevek konstrukcijskih elementov, ki bi k celotni izgubi pri intenziteti potresa $pga = 0.25$ g (30000 €) prispevali okrog 50 %. Zelo majhni prispevki predelnih sten v vseh primerih so, kot rečeno posledica majhne površine predelnih sten in nizkih stroškov zamenjave. Po drugi strani se pri oknih in ostalih komponentah, občutljivih na zasuke, pokaže problematika izbire funkcij ranljivosti.

5.7.2 Pričakovana celotna izguba pri pogoju $IM = im - E(L_T|IM)$

Pričakovane izgube brez upoštevanja porušitve pri potresu z določeno intenziteto predstavljajo samo del pričakovane izgube. Potrebno je upoštevati tudi možnost, da se pri tej intenziteti konstrukcija poruši, zaradi česar jo je potrebno nadomestiti z novim objektom. Na podlagi predpostavk o ceni novogradnje (700 €/m², poglavje 4.8.3) smo določili, da je strošek nadomestitve porušenega objekta z novim L_{nad} za stavbi AH in AS enak 210000 €, za poslovna objekta BH in BS pa okrog 590000 €. Pričakovano izgubo pri vsaki intenziteti $E(L_T|PGA = pga)$ smo dobili kot seštevek izgub v primeru porušitve (C) in neporušitve (NC) objekta, uteženih z verjetnostjo porušitve in neporušitve pri vsaki izmed intenzitet. Za določitev verjetnosti porušitve determinističnega modela smo uporabili empirično kumulativno porazdelitveno funkcijo (poglavje 5.6). Na sliki 5.27 prikazujemo pričakovane celotne izgube L_T v odvisnosti od intenzitete z upoštevanjem morebitne porušitve objekta za stavbi AH in AS (5.27a-h) ter stavbi BH in BS (5.27i-p). Pri vsaki stavbi smo spet ločili rezultate v smereh X in Y, ločeno pa prikazujemo še delež izgub zaradi porušitve oziroma neporušitve objekta.

Izkazalo se je, da je v vseh primerih začetni del krivulje odvisen izključno od prispevka izgub brez upoštevanja porušitve. Takoj, ko se pri določeni intenziteti pri nekem akceleroogramu pri izbrani simulaciji pojavi porušitev, potem začne v izgubah zelo hitro prevladovati delež izgub zaradi porušitve objekta. V vseh primerih je pričakovana izguba v primeru nadomestitve objekta z novim $E(L_{T,C})$ več kot desetkrat višja od pričakovanih izgub brez upoštevanja porušitve $E(L_{T,NC}|PGA = pga)$, zato zelo

hitro prevlada. Stopničasto in izjemno strmo naraščanje izgub je ravno tako posledica upoštevanja stopničaste empirične kumulativne porazdelitvene funkcije pri mejnem stanju porušitve konstrukcije. To bi se spremenilo, če bi upoštevali aproksimirano lognormalno porazdelitveno funkcijo ali pa veliko večje število akceleroگرامov, v nobenem primeru pa ne bi dobili bistveno drugačnih rezultatov. Najnižja intenziteta, kjer se začnejo upoštevati izgube zaradi nadomestitve objekta in intenziteta, kjer so dosežene maksimalne vrednosti izgub pri določeni intenziteti sta direktno odvisni od porazdelitvene funkcije prekoračitve mejnega stanja porušitve, ki ima torej odločilen vpliv na krivuljo izgub $E(L_T|PGA)$. Če bi si želeli poenostaviti določanje te krivulje, bi bilo torej potrebno čim bolj natančno oceniti ceno nadomestitve objekta in porazdelitveno funkcijo porušitve konstrukcije. Pomanjkljivosti te poenostavitve bi se pokazale v primerih, ko bi bili stroški popravila tudi pri majhnih intenzitetah, ki še ne povzročijo porušitve, zelo visoki oziroma primerljivi s ceno nadomestitve ter v primerih, ko bi nas bolj natančno zanimalo izgube pri potresih z nižjimi in srednjimi intenzitetami (ki se v realnosti najpogosteje dogajajo), saj bi na tem območju naredili največjo napako pri oceni izgub.

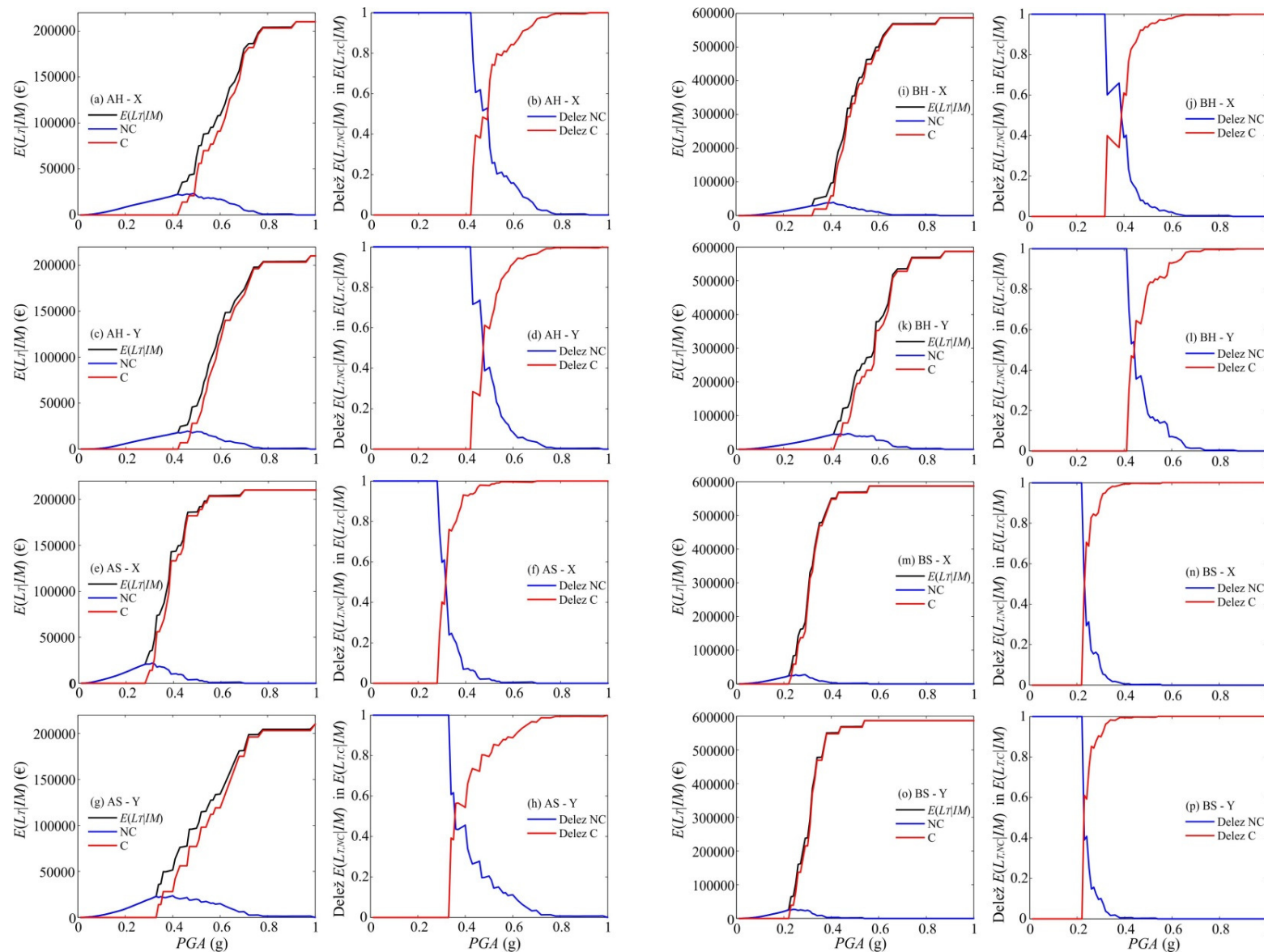
V preglednici 5.6 prikazujemo pričakovane izgube za obe stavbi iz obeh materialov pri intenzitetah $pga = 0.25$ g in $pga = 0.47$ g (pospešek tal zabeležen na eni izmed merilnih postaj ob potresu v Bovcu leta 2004) ter prispevek izgub z in brez upoštevanja primerov porušitve. Vidimo, da z naraščanjem intenzitete pričakovane izgube hitro narastejo na večkratnik izgub pri nižji intenziteti in se približajo vrednosti nadomestitve objekta, kar se zgodi predvsem v primeru slabšega materiala. Ko so pričakovane izgube večje od npr. 40 % nadomestne vrednosti, se v večini primerov stavbe ne izplača več popravljati, zato jo v praksi nadomestijo kar z novim objektom.

Pri objektu BH so izgube brez upoštevanja porušitve pri intenziteti $pga = 0.25$ g v merodajni analizi 19600 €, v primeru stavbe BS pa 26000 € (35 % večje), dodatno pa pri stavbi BS večino k celotni izgubi prinesejo še izgube z upoštevanjem porušitve objekta (78200 €). Pri višji intenziteti ($pga = 0.47$ g) se pričakovane izgube pri stavbah BH in BS povečajo za 16 krat (317900 €) oziroma za 5.5 krat (568800 €), večino (92 % oziroma 99 %) pa prinesejo izgube zaradi porušitve objekta.

Preglednica 5.6: Pričakovane izgube ločene na del brez oziroma z upoštevanjem porušitve konstrukcije pri potresih z intenziteto $pga = 0.25$ g in $pga = 0.47$ g za stavbe AH, BH, AS in BS.

Table 5.6: The expected total losses with or without consideration of collapse for intensities $pga = 0.25$ g and $pga = 0.47$ g for buildings AH, BH, AS and BS.

Stavba	Smer	$pga = 0.25$ g			$pga = 0.47$ g		
		Delež NC (€)	Delež C (€)	Skupaj (€)	Delež NC (€)	Delež C (€)	Skupaj (€)
AH	X	11800	0	11800	22400	21000	43400
	Y	9000	0	9000	19100	14000	33100
BH	X	19300	0	19300	24500	293400	317900
	Y	19600	0	19600	46200	78200	124500
AS	X	17600	0	17600	3800	182200	186000
	Y	14400	0	14400	18500	77100	95500
BS	X	26700	58700	85400	1600	567200	568800
	Y	26000	78200	104300	1600	567200	568800

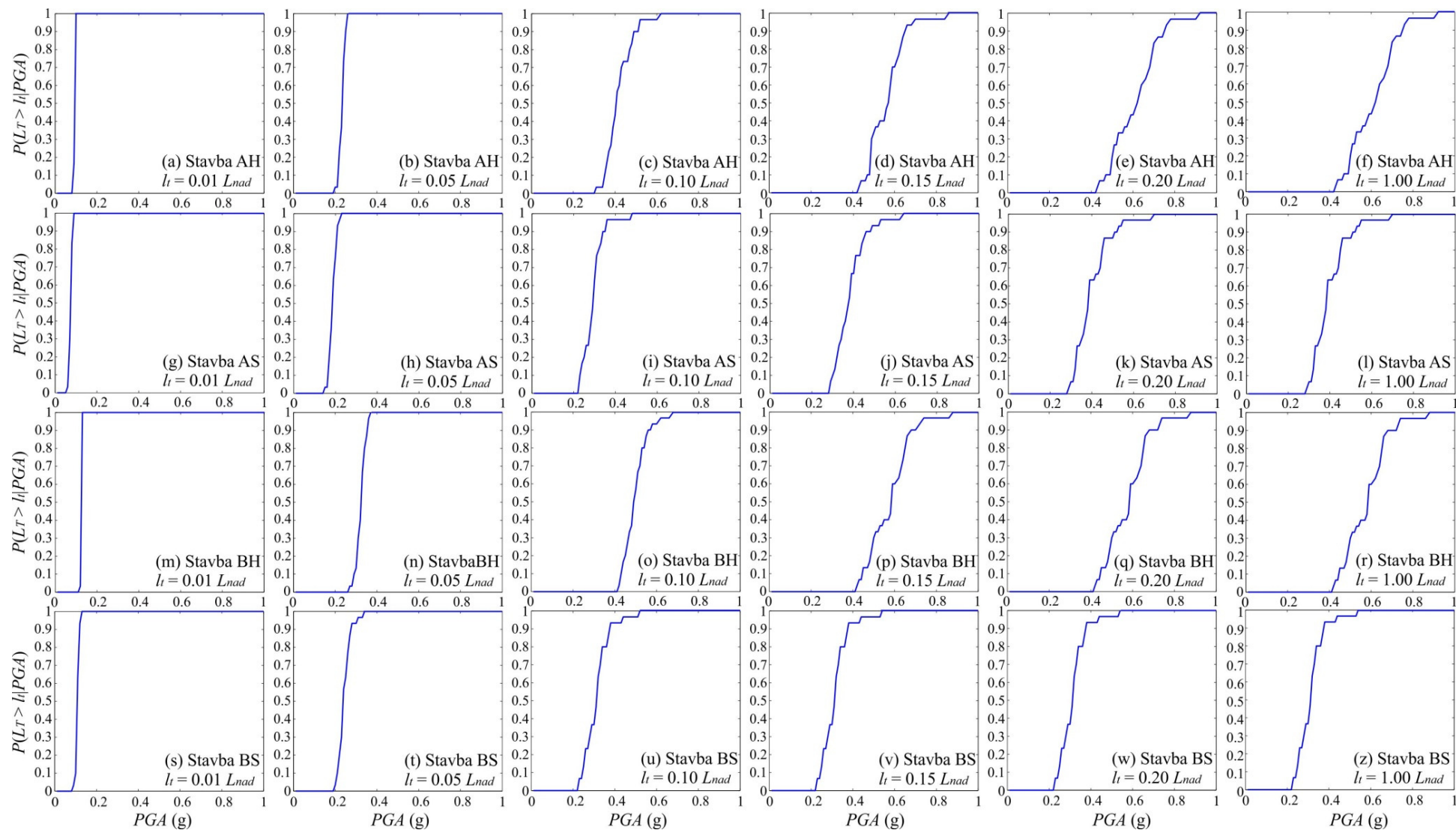


Slika 5.27: Razčlenitev pričakovanih izgub pri različnih intenzitetah na deleža zaradi (ne)porušitve za stavbe AH, BH, AS in BS, ločeno za smeri X in Y.

Figure 5.27: Disaggregation of the expected losses given intensity due to (non)collapse for buildings AH, BH, AS and BS in directions X and Y.

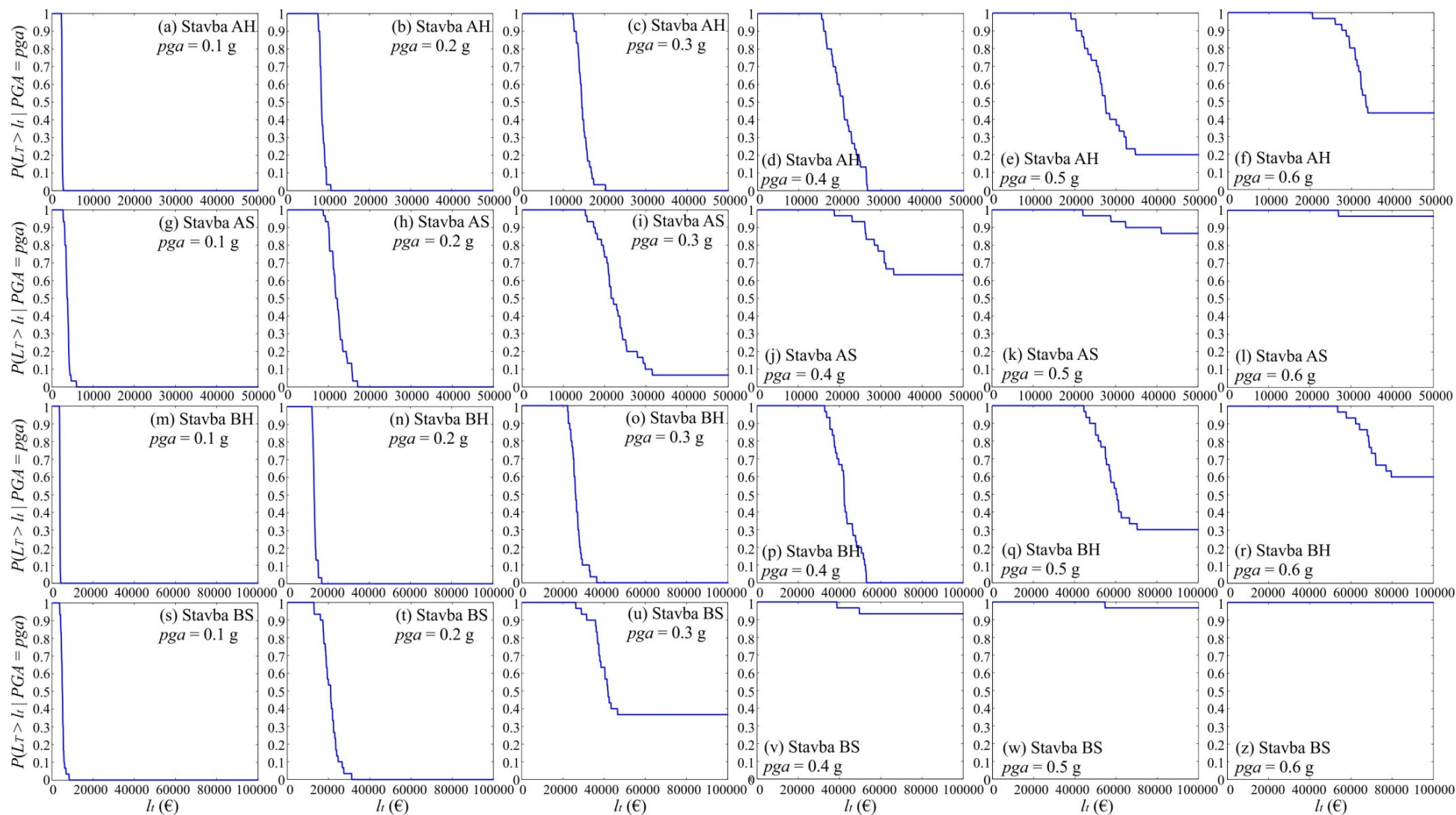
5.7.3 Verjetnost prekoračitve izgube L_T pri pogoju $IM = im - P(L_T|IM)$

Poleg določitve pričakovanih izgub pri določeni potresni intenziteti, nam večje število simulacij omogoča tudi oceno verjetnosti prekoračitve določene izgube. Na sliki 5.28 za vse obravnavane stavbe prikazujemo pogojno verjetnost prekoračitve izbrane izgube l_i v odvisnosti od intenzitete potresa $P(L_T > l_i|PGA)$, ki smo jo določili kot delež vseh simulacij (n_a), kjer je izguba preseгла izbrano vrednost. Pri stavbah AH in AS prikazujemo rezultate za merodajno smer X, pri stavbah BH in BS pa za bolj kritično smer Y, v vseh primerih pa so nas zanimale pogojne verjetnosti prekoračitve izgub $0.01 L_{nad}$, $0.05 L_{nad}$, $0.10 L_{nad}$, $0.15 L_{nad}$, $0.20 L_{nad}$ in L_{nad} , kjer je vrednost nadomestitve poškodovanega objekta z novim L_{nad} za stavbi A in B enaka 210000 € in 590000 €. Še enkrat poudarjamo, da rezultati temeljijo na porazdelitveni funkciji izgub v 30 simulacijah, zaradi česar so krivulje stopničaste. Pri majhnih vrednostih izgub ($0.01 L_{nad}$ in $0.05 L_{nad}$), verjetnosti prekoračitve hitro narastejo na 1, saj že pri majhnih intenzitetah potresov, izgube v vseh simulacijah presežejo izbrane vrednosti. Zelo strme krivulje pomenijo, da so bile izgube v vseh simulacijah med seboj precej podobne, nasprotno pa se večji raztros celotnih izgub pokaže pri srednjih izgubah (npr. $0.10 L_{nad}$ in $0.15 L_{nad}$). Pri večjih izgubah (nad $0.20 L_{nad}$) ima glavni vpliv spet verjetnost porušitve, pri kateri izgube hipoma narastejo na vrednost L_{nad} , verjetnosti prekoračitve izgub pa so zaradi relativno majhnega števila simulacij in velikega razkoraka med izgubami brez oziroma z upoštevanjem porušitve, praktično enake. Opazen je tudi premik krivulj v levo ob primerjavi boljšega in slabšega materiala pri vsaki izmed stavb, kar je pričakovano, saj takšen premik pomeni večjo verjetnost prekoračitve določene izgube, ob poslabšanju materiala pri enaki intenziteti potresa. V kolikor bi na objekt AH (slika 5.28a-f) deloval potres z maksimalnim pospeškom tal $pga = 0.25$ g, je gotovo, da bi izgube prekoračile $0.01 L_{nad}$ (2100 €), obstaja pa tudi 90 % verjetnost, da bi izgube prekoračile 5 % vrednosti nadomestitve objekta (10500 €). Po drugi strani je zelo malo verjetno, da bi izgube v tem primeru prekoračile vrednosti nad 15000 €. Če bi prišlo do potresa z intenziteto, podobno tisti iz Bovca ($pga = 0.47$ g), bi izgube zagotovo prekoračile 17500 €, verjetnosti za prekoračitev izgub $0.1L_{nad}$ (21000 €) oziroma $0.15L_{nad}$ (31500 €) pa bi bile 80 % oziroma 10 %. V primeru stavbe AS (slika 5.28g-l) bi izgube v primeru prvega potresa zagotovo presegle 12000 €, izgube v vrednosti $0.1L_{nad}$ (21000€) bi bile presežene z 20 % verjetnostjo, izgub nad 26000 €, pa pri takšnem potresu sploh ne bi pričakovali. V primeru močnejšega potresa, bi izgube zagotovo presegle 20000 €, v 86 % simulacij pa bi pri takšnem potresu prišlo do porušitve, kar pomeni, da bi bilo potrebno skoraj zagotovo stavbo zamenjati. Druga možnost podajanja rezultatov verjetnostne ocene izgub je prikazana na sliki 5.29, kjer prikazujemo nekoliko drugačen pogled na pogojno verjetnost izgub pri izbrani intenziteti. Prikazujemo namreč verjetnosti prekoračitve izgub, če bi prišlo do potresa z določeno intenziteto ($P(L_T > l_i|PGA = pga)$). V tem primeru se pri slabšem materialu pojavi zamik krivulj v desno, kar spet pomeni, da potres z enako intenziteto povzroči večje izgube. Z naraščanjem intenzitete potresa narašča tudi razpon možnih izgub, ki jih takšen potres lahko povzroči, pri višjih intenzitetah pa se pojavi horizontalna asimptota, ki sovпада z deležem simulacij, ki se pri izbrani intenziteti potresa končajo s porušitvijo in imajo posledično izgube enake stroškom nadomestitve objekta L_{nad} . Tokrat analizirajmo objekt BH (slika 5.29m-r). Pri dokaj šibkem potresu, ki ima maksimalni pospešek tal 0.1 g se pri skoraj vseh akceleroگرامih pojavijo izgube v velikosti 3900 €, že pri nekoliko višji intenziteti $pga = 0.3$ g, pa lahko pričakujemo precej večji razpon izgub med 22000 € in 36000 €. Višja kot je intenziteta, večji je omenjeni razpon izgub, ki se npr. pri potresu z intenziteto 0.4 g gibljejo med 33000 € in 54000€. Če bi prišlo do potresa, kjer bi bil $pga = 0.5$ g, bi se porušitev zgodila pri 30 % simulacij in celotna izguba bi bila 590000 €, pri $pga = 0.6$ g pa bi bilo takšnih primerov kar 60 %. V kolikor bi bila zgradba B zgrajena iz polne opeke (slika 5.29s-z) bi bila še bolj ranljiva, precejšnje izgube pa bi nastale že pri potresu z intenziteto 0.20 g (med 13000 € in 31000 €). Pri potresih z intenzitetami 0.3 g, 0.4 g, 0.5 g in 0.6 g, bi se objekti porušili zgodila z 38 %, 95 %, 97 % in 100 %, kar pomeni, da bi izgube bile enake nadomestitveni vrednosti $L_{nad} = 590000$ €.



Slika 5.28: Pogojna verjetnost prekoračitve izgube l_i izražene z deležem cene nadomestitve objekta L_{nad} (0.01, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20 in 1) v odvisnosti od intenzitete potresa za stavbe AH, BH, AS in BS.

Figure 5.28: The conditional probability that losses will exceed a certain value l_i expressed as the proportion of replacement cost of the building L_{nad} (0.01, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20 and 1) for various earthquake intensities for the buildings AH, BH, AS and BS.

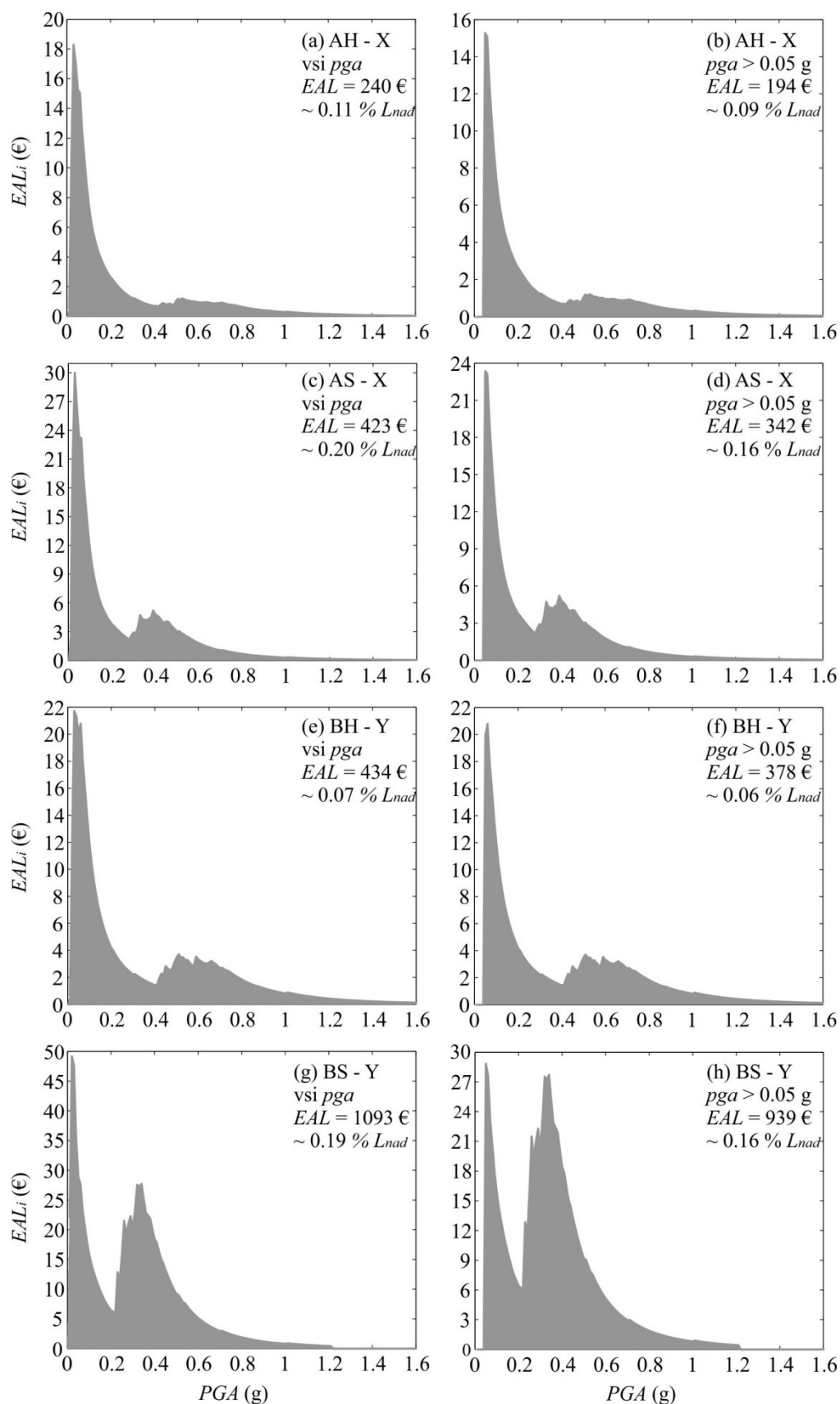


Slika 5.29: Pogojna verjetnost prekoračitve določene vrednosti izgub pri potresih z intenzitetami 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g, 0.5 g in 0.6 g za stavbe AH, BH, AS in BS.

Figure 5.29: The conditional probability of exceeding a specified value of loss given the earthquake intensities 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g, 0.5 g in 0.6 g for the buildings AH, BH, AS and BS.

5.7.4 Pričakovana letna izguba EAL

Doslej so bile vse mere za izgube pogojne, saj so bile odvisne od intenzitete potresa. Če pričakovane izgube pri vsaki intenziteti ($E(L_T|IM)$) utežimo z diferencialom krivulje potresne nevarnosti in vse skupaj integriramo po celotnem območju intenzitet, potem dobimo pričakovano letno izgubo zaradi vpliva potresov. Z drugimi besedami, upoštevali smo potrese z vsemi mogočimi intenzitetami, ki lahko delujejo na objekt in jih utežili z verjetnostjo njihovega nastanka v enem letu ter tako dobili pričakovane izgube v obdobju enega leta. Ta mera je zelo uporabna za investitorje, saj v eni številki združuje način obnašanja konstrukcije pri širokem naboru intenzitet potresa ter potresno nevarnost na območju objekta. Na osnovi te mere za izgubo lahko investitor pretehta smiselnost plačevanja letne premije zavarovanja za nepremičnino, kar se mu splača, če pričakovane letne izgube zaradi potresov presegajo vrednosti zavarovalne premije za primer potresa. Po drugi strani lahko omenjeno mero za izgubo uporabijo tudi zavarovalnice in tako določijo takšno letno premijo, ki jim zagotavlja njihovo varnost in seveda ustrezen dobiček. Če bi za različne variante zasnove novih objektov oziroma za različne variante utrditve obstoječih določili *EAL*, bi lahko na podlagi te mere izbrali najboljšo različico, ki bi se povrnila v najkrajšem možnem času (enačba 4.63). Na sliki 5.30 prikazujemo pričakovane letne izgube za stavbe AH, BH, AS in BS ter razčlenitev prispevkov posameznih intenzitet potresov h končnemu rezultatu. Dodatno prikazujemo tudi precejšen vpliv spodnje meje integracije na pričakovano letno izgubo. Vsi grafi namreč prikazujejo, da k pričakovani letni izgubi največ prispevajo prav potresi z nizkimi intenzitetami, v katerih so sicer poškodovanost in posledično izgube majhne, vendar se takšni potresi dogajajo izjemno pogosto. Na problematiko precenitve pričakovanih izgub zaradi pogostih šibkih potresov so opozarjali že drugi raziskovalci, ki so ocenjevali izgube (npr. Mitrani-Reiser, 2007; Aslani, 2005, Porter et al. 2002), veliko pozornosti izbiri mej intenzitete pri oceni verjetnosti prekoračitve izbranega mejnega stanja z enačbo tveganja pa sta namenila tudi Lazar in Dolšek (2014). Uporabljene so bile različne spodnje meje pospeškov: $pga_{min} = 0.02$ g (FEMA P-58-1 (ATC, 2012a)) ali $pga_{min} = 0.10$ g (Mitrani-Reiser, 2007), za katere so ocenili, da poškodbe in izgube pri šibkejših potresih niso več pomembne. Sami smo za spodnjo mejo izbrali $pga_{min} = 0.05$ g, na slikah 5.30b,d,f,h pa je prikazan vpliv upoštevanja omenjene meje na oceno pričakovane letne izgube. Izkaže se, da potresi z intenziteto manjšo od pga_{min} k izgubi za stavbi AH in AS prinesejo okrog 20 %, za stavbi BH in BS pa približno 15 %. Poleg vrha pri šibkih potresih je mogoče opaziti tudi vrh pri srednjih intenzitetah med 0.3 g in 0.5 g, ki je še posebej izrazit pri stavbah iz slabšega materiala. Potresi s takšno intenziteto so lahko že rušilni, vseeno pa se dogajajo dovolj pogosto, da imajo precejšen vpliv na *EAL*. Izjemno močni potresi, ki se dogajajo zelo redko, kjer zabeležimo pospeške tal $pga > 1$ g, pa k ocenjeni pričakovani letni izgubi *EAL* prinesejo manj kot 5 % za stavbi AH in AS oziroma manj kot 3 % za stavbi BH in BS. Ponovno smo za stavbi AH in AS ocenili merodajno izgubo, ki nastopi v smeri X, za stavbi BH in BS pa v smeri Y. Pričakovana letna izguba za stavbo AH je torej 194 € kar je ekvivalentno 0.09 % stroškov zamenjave objekta z novim L_{nad} . Pri stavbi BH so pričakovane izgube skoraj dvakrat večje (378 €; $0.0006L_{nad}$), kar je posledica velikosti poslovnega objekta. Zaradi lažje primerjave navajamo vrednost izgub na 100 m² površine, v tem primeru pa se izkaže, da je normirana pričakovana letna izguba večja za stavbo AH, saj znaša 71 €/100 m² v primerjavi z izgubo 49 €/100 m², ki jo lahko pričakujemo pri stavbi BH. Pri stavbah AS in BS bi bili pričakovani letni izgubi 342 € in 939 €, kar je ekvivalentno 0.16 % nadomestitvene vrednosti, normirani izgubi pa bi v primeru stavb AS in BS znašali 125 €/100 m² in 123 €/100m². Ponovno je razvidno precej večje potresno tveganje, kateremu so izpostavljeni lastniki obstoječih starejših zidanih objektov, ki so v večini zgrajeni iz polne opeke. Pri stavbi A je slabši material povzročil za 80 % večjo pričakovano letno izgubo, pri stavbi B pa celo za 150 %. Tudi ostali raziskovalci so dobili pričakovane letne izgube *EAL* podobnega velikostnega reda, npr. Bradley (2009) je ocenil $EAL = 0.08 \%L_{nad}$ za desetnadstropno stolpnico iz Nove Zelandije.



Slika 5.30: Pričakovana letna izguba v stavbah AH, BH, AS in BS ter prispevek potresov z intenzitetami pga brez upoštevanja mej (a, c, e, g) in z upoštevanjem omejitev $pga > 0.05$ g (b, d, f, h).

Figure 5.30: The expected annual loss in the buildings AH, BH, AS and BS and disaggregation of EAL by intensity measure without limitations (a, c, e, g) and for $pga > 0.05$ g (b, d, f, h).

5.7.5 Krivulja izgub ($P(L_T > l_t)$)

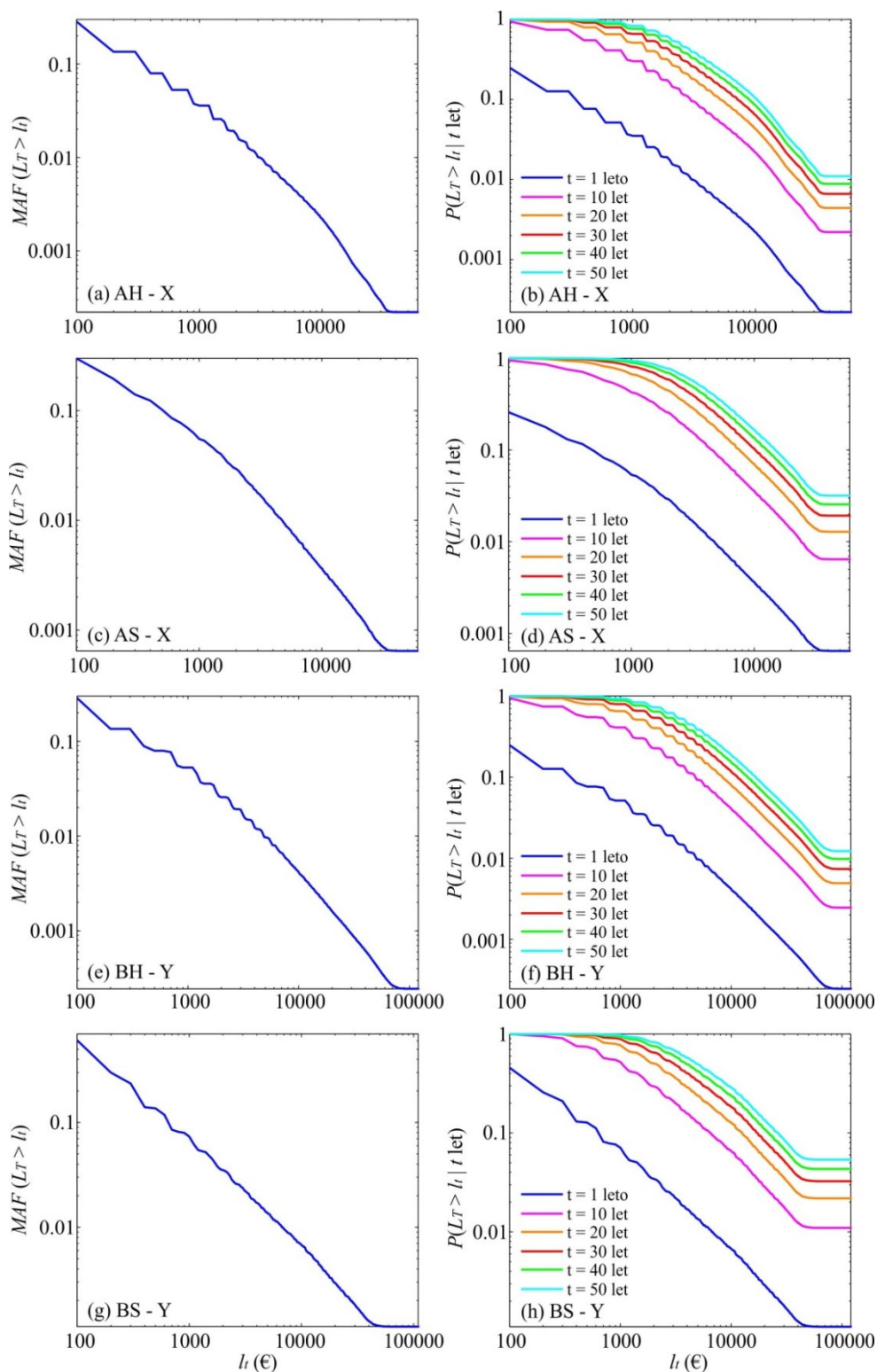
Podobno kot potresno tveganje, so določene tudi tako imenovane krivulje izgub, v katerih prikazujemo srednjo letno frekvenco oziroma verjetnost prekoračitve izbrane vrednosti izgub $\lambda(L_T > l_t)$ ali $P(L_T > l_t)$. V tem primeru verjetnosti prekoračitve določene vrednosti izgub pri neki intenziteti $P(L_T > l_t | IM)$ utežimo z verjetnostjo, da pri tej intenziteti res pride do potresa in vse skupaj integriramo po celotnem območju intenzitet. Zopet smo uporabili empirične kumulativne porazdelitvene funkcije iz simulacij (slika 5.28), zaradi česar so ocenjene krivulje izgub na sliki 5.31 stopničaste. Ponovno prikazujemo krivulje izgub za obe obravnavani stavbi iz dveh različnih materialov, enkrat s srednjo letno frekvenco prekoračitve, drugič pa z verjetnostjo prekoračitve izgub v 1, 10, 20, 30, 40 in 50 letih. S pomočjo takšnih shem lahko investitor hitro oceni tisto verjetnost, ki ga zanima. Če pogledamo krivulje izgub, lahko ugotovimo, da na prvi pogled delujejo zelo podobno, kar je predvsem posledica zelo majhnih števil in posledično izbranega logaritemskega merila na obeh oseh.

Izkazalo se je, da so krivulje izgub v največji meri odvisne od predpostavljene krivulje potresne nevarnosti ter od verjetnosti porušitve konstrukcije. Slednja na obliko vpliva tako, da srednja letna frekvenca porušitve (preglednica 5.5) predstavlja vodoravno asimptoto krivulj pri večjih vrednostih izgub. Nemogoče je namreč, da bi bila srednja letna frekvenca prekoračitve visokih izgub nižja od verjetnosti porušitve konstrukcije, pri kateri takšne izgube tudi nastanejo. Vpliv potresne nevarnosti na verjetnosti prekoračitve je velik zaradi zelo strmih krivulj $P(L_T > l_t | IM)$ (slika 5.28), kar pravzaprav pomeni, da večji delež $P(L_T > l_t)$ predstavlja seštevek vrednosti diferenciala krivulje potresne nevarnosti od določene intenzitete naprej. To precej zmanjša razlike med krivuljama izgub obeh stavb iz različnih materialov. Zaradi lažje primerjave v preglednici 5.8 prikazujemo verjetnosti, da bodo izgube v 1 letu oziroma v 50 letih prekoračile vrednosti 5000 €, 10000 € in 50000 € ter tudi izgube, za katere lahko z 2 % in 10 % verjetnostjo pričakujemo, da bodo prekoračene v 50 letih. Podajamo še vrednost asimptot krivulj izgub na sliki 5.31, ki predstavljajo srednjo letno frekvenco porušitve konstrukcije $\lambda(DS > DS4)$.

Preglednica 5.7: Verjetnosti prekoračitve 5000 €, 10000 € in 50000 € v 1 in 50 letih ter izgube, ki bodo z 2 % in 10 % verjetnostjo prekoračene v 50 letih za stavbe AH, BH, AS in BS.

Table 5.7: The probabilities of exceeding 5000 €, 10000 € and 50000 € in 1 and 50 years, and the losses, which will be exceeded in 50 years with 2 % and 10 % probability for buildings AH, BH, AS in BS.

	Stavba AH	Stavba AS	Stavba BH	Stavba BS
$P(L_T > 5000€ 1 \text{ leto})$	0.55	0.92	0.96	1.35
$P(L_T > 5000€ 50 \text{ let})$	24	37	38	49
$P(L_T > 10000€ 1 \text{ leto})$	0.22	0.36	0.42	0.68
$P(L_T > 10000€ 50 \text{ let})$	10	17	19	29
$P(L_T > 50000€ 1 \text{ leto})$	0.022	0.065	0.044	0.11
$P(L_T > 50000€ 50 \text{ let})$	1.1	3.2	2.2	5.4
$P(l_t 50 \text{ let}) = 2 \% \rightarrow l_t (\text{€})$	25000	210000	52500	590000
$P(l_t 50 \text{ let}) = 10 \% \rightarrow l_t (\text{€})$	10300	14800	16600	26500
$\min \lambda(L_T > l_t) \approx P(DS > DS4 1 \text{ leto})$	0.00022	0.00065	0.00025	0.00110



Slika 5.31: Krivulje izgub $\lambda(L_T > l_t)$ in verjetnosti prekoračitve izgub v t letih $P(L_T > l_t | t \text{ let})$ za stavbe AH, BH, AS in BS.

Figure 5.31: Loss curves $\lambda(L_T > l_t)$ and probabilities of exceeding losses in t years $P(L_T > l_t | t \text{ years})$ for the buildings AH, BH, AS in BS.

Pri vsaki izmed izbranih izgub lahko opazimo, da je verjetnost prekoračitve v 1 oziroma v 50 letih pri stavbah iz polne opeke pričakovano večja kot pri stavbah iz opečnih votlakov, verjetnost prekoračitve posameznih izgub pa se pri slabšem materialu poveča med 20 % in 50 %, odvisno od izbranega

časovnega obdobja in vrednosti izgub. Pri izgubah 50000 € so sicer te razlike večje, vendar so same verjetnosti zelo majhne. Verjetnosti pri enakih izgubah so večje pri stavbi B, ki je precej večja in ima tudi večjo vrednost izgub. Ugotovimo lahko tudi, da je pri stavbi AH z 2 % verjetnostjo v 50 letih prekoračena izguba 25000 €, pri stavbi B pa izguba 52500 €. Pri obeh stavbah iz polne opeke tega ni bilo mogoče določiti, ker je verjetnost porušitve v 50 letih za stavbo A 3.3 %, za stavbo B pa 5.9 %. Z 10 % verjetnostjo bodo v 50 letih prekoračene izgube 10300 € in 14800 € v stavbi AH in AS, oziroma 16600 € ter 26500 € pri stavbah BH in BS.

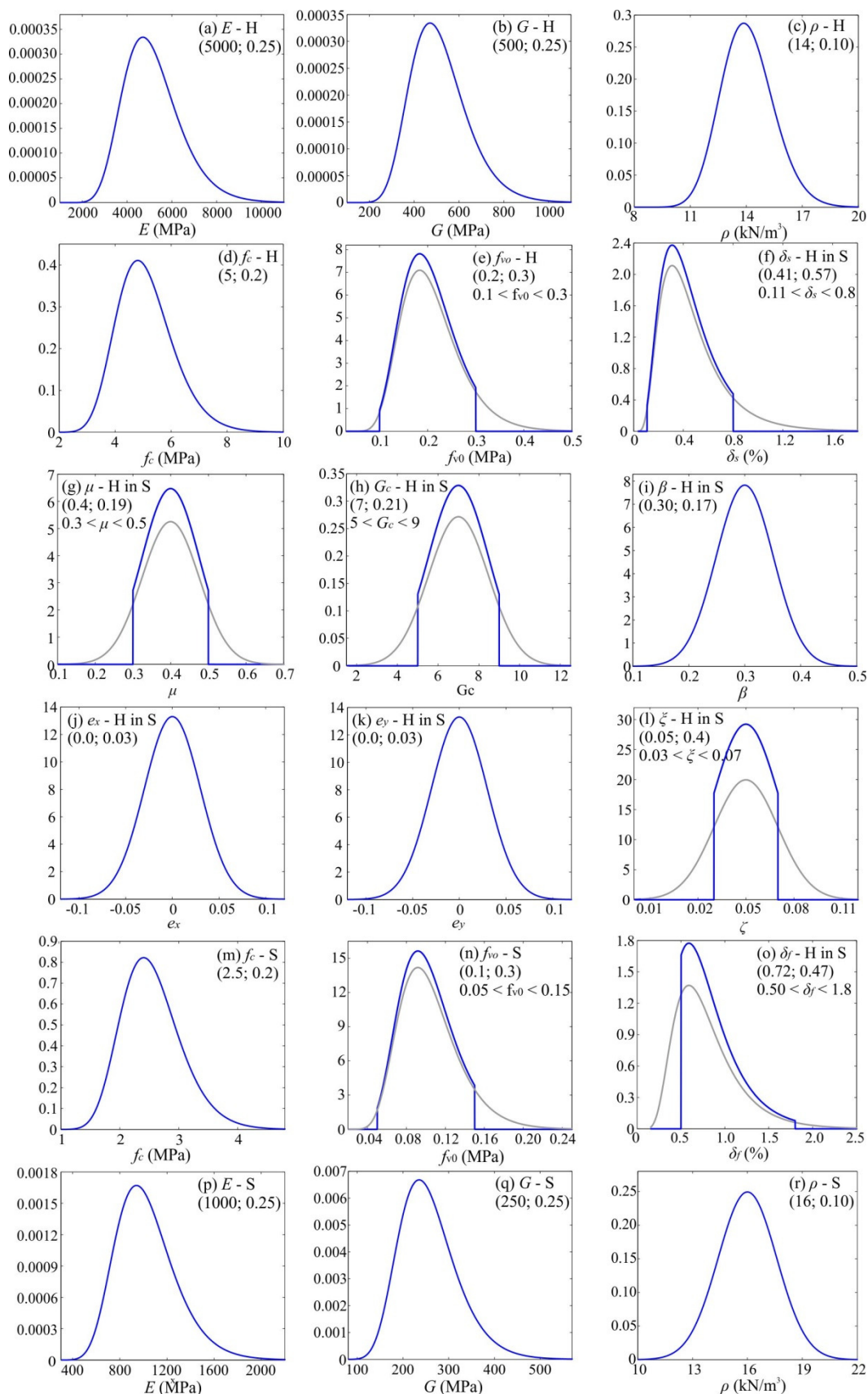
6 VPLIV NEGOTOVOSTI NA OCENO IZGUB ZARADI DELOVANJA POTRESOV

V prejšnjem poglavju smo prikazali oceno potresnega tveganja za deterministični model, pri katerem smo preko večjega števila izbranih akceleroگرامov upoštevali negotovosti v potresni obtežbi, nismo pa upoštevali modelnih negotovosti. Številni raziskovalci v svojih analizah modelnih negotovosti enostavno ne upoštevajo, saj naj bi bil njihov vpliv manj dominanten od aleatornih. Kljub temu so nekateri raziskovalci (npr. Liel et al., 2009; Dolšek, 2009, itd.) potrdili, da to ne drži vedno, zaradi česar smo se odločili, da tudi v oceni potresnega tveganja zidanih konstrukcij preverimo njihov vpliv na končne rezultate. Ponovno smo uporabili štiri stavbe AH, BH, AS in BS, ki so bile zgrajene iz dveh različnih tipov zidovja. Podatki o izbranih konstrukcijah, vključno z razdelitvijo komponent v ranljivostne skupine in skupine komponent, so prikazani v poglavju 5.1, nekaj podrobnosti o matematičnem modeliranju konstrukcij pa je bilo naštetih v poglavju 5.2. V nadaljevanju tega poglavja najprej prikažemo 30 variant modelnih parametrov, ki smo jih določili po metodi stratificiranega vzorčenja LHS in tako zajeli modelne negotovosti. Nato v poglavjih 6.2 – 6.6 ovrednotimo njihov vpliv na rezultate potisne analize, na pretvorbo iz MDOF modela v SDOF model, na rezultate inkrementalne dinamične analize, kasneje pa še vpliv negotovosti na verjetnost prekoračitve posameznih mejnih stanj in na oceno izgub. V poglavju 6.7 prikažemo še rezultate enostavne občutljivostne študije, s katero ugotavljamo, kateri izmed parametrov ima največji vpliv na omenjene rezultate.

6.1 Modelne negotovosti in generiranje vrednosti slučajnih spremenljivk po metodi LHS

Kot rečeno smo modelne negotovosti upoštevali tako, da smo naredili več variant konstrukcijskih modelov, v katerih smo upoštevali različne vrednosti modelnih parametrov. V preglednicah 2.8 in 2.9 smo prikazali parametre porazdelitvenih funkcij izbranih modelnih parametrov, ločeno za zidovje iz opečnih votlakov in iz polne opeke, ki smo jih obravnavali kot slučajne spremenljivke: elastični modul E , strižni modul G , specifično težo zidovja γ , tlačno trdnost f_c , mejne zasuke zidov, ki se porušijo v strigu δ_s oziroma upogibu δ_f , koeficient trenja μ , produkt strižnega modula in nelinearnega parametra strižne deformabilnosti Gc , parameter mehčanja materiala (β), začetno strižno trdnost f_{v0} , koeficient kritičnega dušenja ζ ter ekscentričnosti v smereh X in Y, e_X in e_Y . Večino parametrov porazdelitvenih funkcij in njihovih omejitev smo dobili na podlagi literature, parametri za mejne zasuke zidov so bili določeni na podlagi izdelane podatkovne baze zidanih preizkušancev, nekatere omejitve v vrednostih slučajnih spremenljivk pa smo sprejeli po inženirski presoji. Na sliki 6.1 so prikazane gostote verjetnosti za vse omenjene slučajne spremenljivke, dobro pa je viden tudi razpon ustreznih vrednosti vseh slučajnih spremenljivk. Nekatere slučajne spremenljivke so enake pri obeh materialih (δ_s , δ_f , μ , Gc , β , ζ , e_X in e_Y), druge pa so različne za opečne votlake in zidovje iz polne opeke (E , G , γ , f_c in f_{v0}). Določene spremenljivke so porazdeljene lognormalno (E , G , γ , f_c), spet druge normalno (β , e_X in e_Y), ostale pa imajo odrezano gostoto verjetnosti (angl. *truncated probability distribution function*), saj smo pri nekaterih slučajnih spremenljivkah uvedli omejitve njihovih vrednosti.

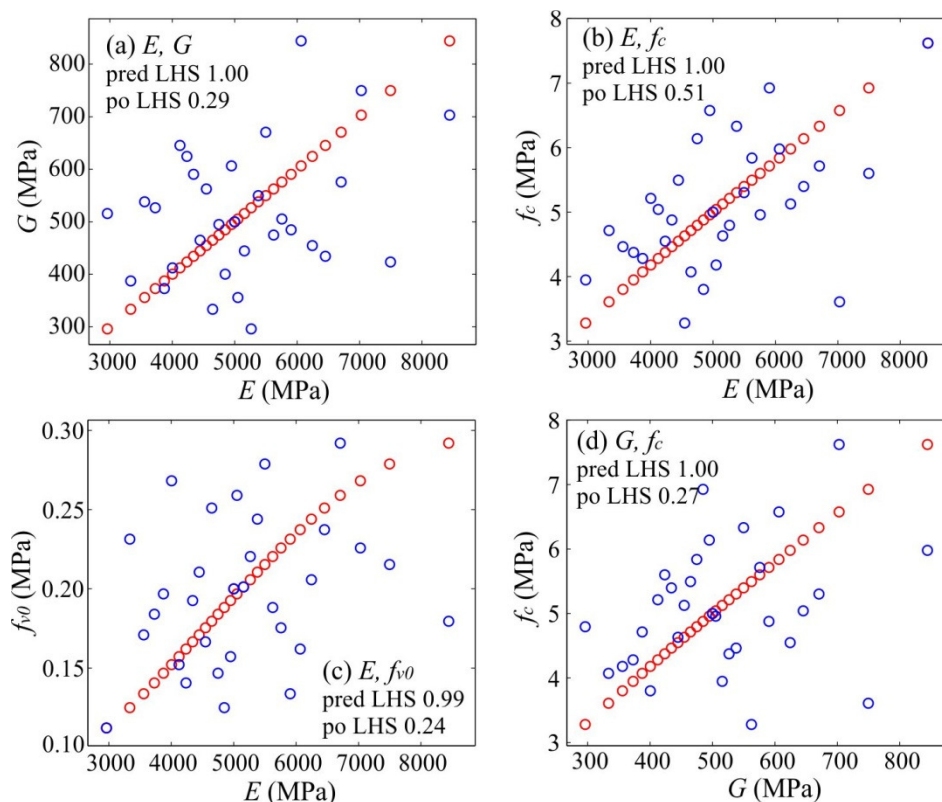
Natančnost rezultatov metode LHS je odvisna od števila simulacij. Z večanjem števila simulacij dobimo točnejše rezultate, po drugi strani pa to podaljša računski čas, ki ga potrebujemo za generiranje in analizo konstrukcijskih modelov. Da bi čim bolj skrajšali računski čas, moramo izbrati najmanjše smiselno število simulacij, ki še vodi k rezultatom v okviru zahtevane natančnosti. Pretekle analize so pokazale, da lahko dosežemo ustrezno natančnost že, če je število simulacij približno enako ali večje od dvakratnika števila slučajnih spremenljivk (Celarec, 2012; Dolšek, 2009). Upoštevali smo 13 modelnih parametrov oziroma slučajnih spremenljivk, zato smo z metodo LHS določili 30 simulacij oziroma variant modelov, s katerimi smo zajeli modelne negotovosti.



Slika 6.1: Gostote verjetnosti slučajnih spremenljivk izbranih modelnih negotovosti vključno s parametroma porazdelitvene funkcije.

Figure 6.1: The probability density functions of the random variables for the considered modelling uncertainties including the parameters of the cumulative distribution function.

Za določitev matrike po metodi LHS je potrebno definirati tudi ciljno korelacijsko matriko K , ki zajema korelacijske koeficiente med vsemi možnimi pari obravnavanih slučajnih spremenljivk. Iz podatkovne baze eksperimentalnih rezultatov na zidanih preizkušancih (poglavje 4.6.2) smo na podlagi tistih preizkušancev, pri katerih so bile določene tudi materialne karakteristike, določili korelacijske koeficiente med naslednjimi pari slučajnih spremenljivk: $\rho_{E,G} = 0.29$, $\rho_{E,f_c} = 0.51$, $\rho_{E,f_{v0}} = 0.24$, in $\rho_{G,f_c} = 0.27$. Pri vseh ostalih materialnih parametrih zaradi majhnega števila ustreznih podatkov korelacijskih koeficientov nismo uspeli določiti, zaradi česar smo upoštevali, da ostale slučajne spremenljivke medsebojno niso korelirane. Ko smo določili parametre vseh slučajnih spremenljivk, njihovih porazdelitvenih funkcij ter ciljno korelacijsko matriko, smo najprej za vsako slučajno spremenljivko določili vzorčni vektor na podlagi ekvidistančnih intervalov v porazdelitveni funkciji. Vsi vzorčni vektorji sestavljajo vzorčno matriko, v njej zbrane vrednosti slučajnih spremenljivk pa monotonno naraščajo, s čimer mednje uvedemo neželeno korelacijo. Zaradi tega je potrebno z naključnimi permutacijami zaporedja vzorčnih vrednosti poskrbeti, da postanejo koeficienti dejanske korelacijske matrike S čim bolj podobni ciljnim vrednostim K . Na sliki 6.2 so za vse štiri izvednotene koeficiente korelacije, različne od nič, prikazane vrednosti slučajnih spremenljivk pred in po optimizaciji vzorčne matrike. V primerih, kjer so slučajne spremenljivke porazdeljene z odrezano porazdelitveno funkcijo (npr. E in f_{v0} - slika 6.2c), je bil začetni koeficient korelacije nekoliko manjši od 1, v ostalih primerih pa 1.



Slika 6.2: Primerjava vzorčnih vrednosti materialnih parametrov izbranih parov slučajnih spremenljivk pred in po optimizaciji vzorčne matrike.

Figure 6.2: Comparison between the sample values of the selected pairs of random variables before and after the optimization of the sample matrix.

Optimizacijski postopek v metodi LHS se zaključi, ko je vrednost norme za odstopanje obeh korelacijskih matrik dovolj majhna. V našem primeru sta bili po zaključeni optimizaciji normi $E_{max} = 0.0118$ (maksimalna razlika med koeficienti dejanske in ciljne korelacijske matrike) in $E_{overall} =$

0.00042 (hkrati zajeta odstopanja vseh korelacijskih koeficientov v obeh korelacijskih matrikah). V preglednicah 6.1 in 6.2 prikazujemo končni matriki modelnih parametrov za oba obravnavana materiala. Vsaka vrstica predstavlja kombinacijo modelnih parametrov oziroma eno varianto konstrukcijskega modela, skupina vseh 30 variant pa predstavlja realizacijo stohastičnega modela konstrukcije. Zaradi lažje primerjave so v 31-ti vrstici zbrane tudi vrednosti modelnih parametrov, ki smo jih uporabili v deterministični varianti modela konstrukcije (poglavje 5).

Preglednica 6.1: Vrednosti modelnih parametrov po metodi LHS za 30 variant modela konstrukcije, zgrajenih iz opečnih votlakov (H) ter nominalne vrednosti slučajnih spremenljivk za deterministično varianto (št. 31).

Table 6.1: The values of the modelling parameters obtained by the LHS method for 30 variants of structural model for the building made from hollow clay (H) and the nominal values of the random variables for deterministic variant (No. 31).

Št.	E (MPa)	G (MPa)	γ (kN/m ³)	f_c (MPa)	δ_s (%)	δ_f (%)	μ	G_c	β	f_{v0} (MPa)	e_x (%)	e_y (%)	ξ (%)
1	6245	455	13.8	5.13	0.231	0.549	0.36	7.6	0.32	0.206	-3.58	0.38	6.28
2	5758	505	15.1	4.96	0.347	1.177	0.43	6.7	0.32	0.175	3.58	-0.38	5.52
3	6454	434	14.8	5.40	0.262	0.922	0.42	7.7	0.27	0.237	-1.16	-0.89	3.43
4	5623	475	16.5	5.84	0.713	0.703	0.41	6.8	0.25	0.188	-1.43	2.02	5.06
5	4648	333	15.5	4.07	0.599	0.989	0.41	5.3	0.23	0.251	-2.35	-3.11	3.86
6	4235	624	16.1	4.55	0.499	0.744	0.42	7.9	0.36	0.141	-0.63	0.89	5.88
7	5266	296	13.1	4.80	0.377	0.530	0.46	6.6	0.37	0.220	1.16	3.58	5.29
8	7028	750	14.3	3.61	0.140	0.569	0.40	6.5	0.28	0.226	0.38	1.16	3.26
9	5379	550	15.0	6.33	0.408	0.864	0.31	8.7	0.32	0.244	-0.38	-3.58	3.72
10	4848	400	12.9	3.80	0.544	1.450	0.39	6.9	0.27	0.125	-2.71	-1.72	4.12
11	3335	387	12.2	4.71	0.521	0.813	0.48	5.5	0.30	0.231	1.72	0.13	4.60
12	4446	465	13.2	5.50	0.172	0.723	0.38	7.5	0.30	0.211	-2.02	-4.15	3.09
13	6064	844	14.1	5.98	0.247	0.838	0.43	5.8	0.22	0.162	-0.89	-0.63	6.57
14	3874	373	17.3	4.28	0.277	0.625	0.39	8.2	0.31	0.197	2.35	4.93	5.40
15	3557	538	15.8	4.46	0.319	1.245	0.45	6.3	0.29	0.171	-6.38	2.71	5.76
16	2961	516	14.4	3.95	0.291	0.606	0.32	6.0	0.28	0.112	2.02	-1.16	4.24
17	5903	485	13.6	6.93	0.214	1.070	0.44	7.4	0.31	0.134	0.13	3.11	4.94
18	4748	495	11.9	6.14	0.333	0.683	0.33	7.1	0.24	0.147	-1.72	6.38	3.99
19	7496	423	13.9	5.60	0.479	0.955	0.48	8.3	0.25	0.215	2.71	-2.71	5.17
20	5498	671	12.4	5.30	0.392	1.120	0.49	8.0	0.33	0.279	-4.15	2.35	4.71
21	5157	445	12.8	4.63	0.195	1.332	0.38	7.8	0.35	0.201	4.15	-2.35	6.42
22	4547	562	11.3	3.28	0.632	0.644	0.37	7.3	0.28	0.167	3.11	1.43	5.64
23	4123	645	13.3	5.04	0.768	0.587	0.45	8.9	0.34	0.152	0.63	-0.13	3.58
24	4003	412	12.6	5.21	0.362	0.892	0.37	7.2	0.19	0.268	1.43	0.63	6.91
25	6705	576	15.3	5.71	0.571	1.028	0.35	6.2	0.29	0.292	6.38	4.15	4.83
26	4342	590	14.2	4.88	0.459	1.637	0.32	6.4	0.38	0.193	0.89	1.72	4.36
27	5052	356	13.7	4.18	0.424	0.510	0.35	5.7	0.41	0.259	-4.93	-2.02	6.14
28	8444	703	13.5	7.62	0.669	0.766	0.34	6.1	0.33	0.180	-3.11	-1.43	6.01
29	4949	606	14.5	6.58	0.305	0.664	0.47	5.1	0.35	0.157	4.93	-4.93	4.48
30	3728	527	14.7	4.37	0.441	0.790	0.40	8.5	0.26	0.184	-0.13	-6.38	6.74
31	5000	500	14.0	5.00	0.410	0.720	0.40	7.0	0.30	0.200	0.00	0.00	5.00

Preglednica 6.2: Vrednosti modelnih parametrov po metodi LHS za 30 variant modela konstrukcije, zgrajenih iz polne opeke (S) ter nominalne vrednosti slučajnih spremenljivk za deterministično varianto (št. 31).

Table 6.2: The values of the modelling parameters obtained by the LHS method for 30 variants of structural model for the building made from solid bricks (S) and the nominal values of the random variables for deterministic variant (No. 31).

Št.	E (MPa)	G (MPa)	γ (kN/m ³)	f_c (MPa)	δ_s (%)	δ_f (%)	μ	G_c	β	f_{v0} (MPa)	e_x (%)	e_y (%)	ξ (%)
1	1249	227	15.8	2.56	0.231	0.549	0.36	7.6	0.32	0.103	-3.58	0.38	6.28
2	1152	253	17.3	2.48	0.347	1.177	0.43	6.7	0.32	0.088	3.58	-0.38	5.52
3	1291	217	16.9	2.70	0.262	0.922	0.42	7.7	0.27	0.119	-1.16	-0.89	3.43
4	1125	237	18.9	2.92	0.713	0.703	0.41	6.8	0.25	0.094	-1.43	2.02	5.06
5	930	167	17.7	2.04	0.599	0.989	0.41	5.3	0.23	0.126	-2.35	-3.11	3.86
6	847	312	18.4	2.27	0.499	0.744	0.42	7.9	0.36	0.070	-0.63	0.89	5.88
7	1053	148	15.0	2.40	0.377	0.530	0.46	6.6	0.37	0.110	1.16	3.58	5.29
8	1406	375	16.3	1.80	0.140	0.569	0.40	6.5	0.28	0.113	0.38	1.16	3.26
9	1076	275	17.1	3.17	0.408	0.864	0.31	8.7	0.32	0.122	-0.38	-3.58	3.72
10	970	200	14.8	1.90	0.544	1.450	0.39	6.9	0.27	0.063	-2.71	-1.72	4.12
11	667	194	13.9	2.36	0.521	0.813	0.48	5.5	0.30	0.116	1.72	0.13	4.60
12	889	232	15.1	2.75	0.172	0.723	0.38	7.5	0.30	0.105	-2.02	-4.15	3.09
13	1213	422	16.1	2.99	0.247	0.838	0.43	5.8	0.22	0.081	-0.89	-0.63	6.57
14	775	186	19.8	2.14	0.277	0.625	0.39	8.2	0.31	0.098	2.35	4.93	5.40
15	711	269	18.0	2.23	0.319	1.245	0.45	6.3	0.29	0.086	-6.38	2.71	5.76
16	592	258	16.5	1.97	0.291	0.606	0.32	6.0	0.28	0.056	2.02	-1.16	4.24
17	1181	242	15.5	3.46	0.214	1.070	0.44	7.4	0.31	0.067	0.13	3.11	4.94
18	950	247	13.6	3.07	0.333	0.683	0.33	7.1	0.24	0.073	-1.72	6.38	3.99
19	1499	212	15.9	2.80	0.479	0.955	0.48	8.3	0.25	0.108	2.71	-2.71	5.17
20	1100	335	14.2	2.65	0.392	1.120	0.49	8.0	0.33	0.139	-4.15	2.35	4.71
21	1031	222	14.6	2.32	0.195	1.332	0.38	7.8	0.35	0.101	4.15	-2.35	6.42
22	909	281	12.9	1.64	0.632	0.644	0.37	7.3	0.28	0.083	3.11	1.43	5.64
23	825	323	15.3	2.52	0.768	0.587	0.45	8.9	0.34	0.076	0.63	-0.13	3.58
24	801	206	14.4	2.61	0.362	0.892	0.37	7.2	0.19	0.134	1.43	0.63	6.91
25	1341	288	17.5	2.86	0.571	1.028	0.35	6.2	0.29	0.146	6.38	4.15	4.83
26	868	295	16.2	2.44	0.459	1.637	0.32	6.4	0.38	0.096	0.89	1.72	4.36
27	1010	178	15.7	2.09	0.424	0.510	0.35	5.7	0.41	0.130	-4.93	-2.02	6.14
28	1689	351	15.4	3.81	0.669	0.766	0.34	6.1	0.33	0.090	-3.11	-1.43	6.01
29	990	303	16.6	3.29	0.305	0.664	0.47	5.1	0.35	0.079	4.93	-4.93	4.48
30	746	263	16.8	2.19	0.441	0.790	0.40	8.5	0.26	0.092	-0.13	-6.38	6.74
31	1000	250	16.0	2.50	0.410	0.720	0.40	7.0	0.30	0.100	0.00	0.00	5.00

Zaradi lažjega spremljanja kasnejših rezultatov moramo povedati, da številka variante pri vsakem izmed materialov, predstavlja podobne relativne spremembe posameznih modelnih parametrov v primerjavi z deterministično varianto, razlike v vrednostih pa se pojavijo samo pri tistih spremenljivkah, ki imajo pri različnih materialih različne gostote verjetnosti (E, G, γ, f_c in f_{v0}). Tako je pri varianti z zaporedno številko 26 pri obeh materialih mejni zasuk zidu z upogibnim obnašanjem δ_f največji, pri varianti s številko 16 pa je pri obeh materialih vrednost elastičnega modula najnižja. Zaradi omejitev programa Tremuri smo poleg upogibnega porušnega mehanizma upoštevali samo mehanizem strižne porušitve z zdrsom (f_{v0}), ne pa tudi mehanizma z diagonalnimi razpokami (f_t).

6.2 Potisne analize in poškodovanost konstrukcije

Ob upoštevanju modelnih negotovosti se količina rezultatov izjemno hitro poveča, saj je vse, kar je bilo prikazano za 4 deterministične modele stavb (poglavje 5) pomnoženo s številom variant, ki sestavljajo realizacijo stohastičnega modela. Zato v tem in vseh naslednjih poglavjih prikazujemo samo rezultate pri kritičnih kombinacijah parametrov potisnih analiz, v katerih smo določili največje verjetnosti prekoračitve mejnih stanj, ki se pojavijo pri najmanjših vrednostih pospeškov tal in posledično pripeljejo tudi do največjih pričakovanih izgub. Vseeno smo ločeno obravnavali kritične analize v vsaki od glavnih smeri X in Y.

Na sliki 6.3 prikazujemo kritične potisne krivulje za skupino 30 variant konstrukcijskih modelov, mediane potisnih krivulj ter potisne krivulje determinističnega modela konstrukcije. Mediano potisnih krivulj stohastičnega modela smo določili tako, da smo pri vsakem pomiku določili mediano prečnih sil iz vseh variant, predstavlja pa pričakovan odziv konstrukcije ob upoštevanju negotovosti, zato jo je smiselno primerjati s krivuljo odziva determinističnega modela. Izkazalo se je, da v določenih primerih mediana potisnih krivulj skoraj sovпада s krivuljo potisne analize determinističnega modela (npr. slika 6.3c), v drugih pa se obe krivulji precej razlikujeta bodisi v nosilnosti bodisi v deformacijski kapaciteti (npr. sliki 6.3b in 6.3h). Skladnost obeh krivulj je odvisna predvsem od prevladujočega plastičnega mehanizma in razvoja poškodovanosti v izbranih variantah stohastičnega modela.

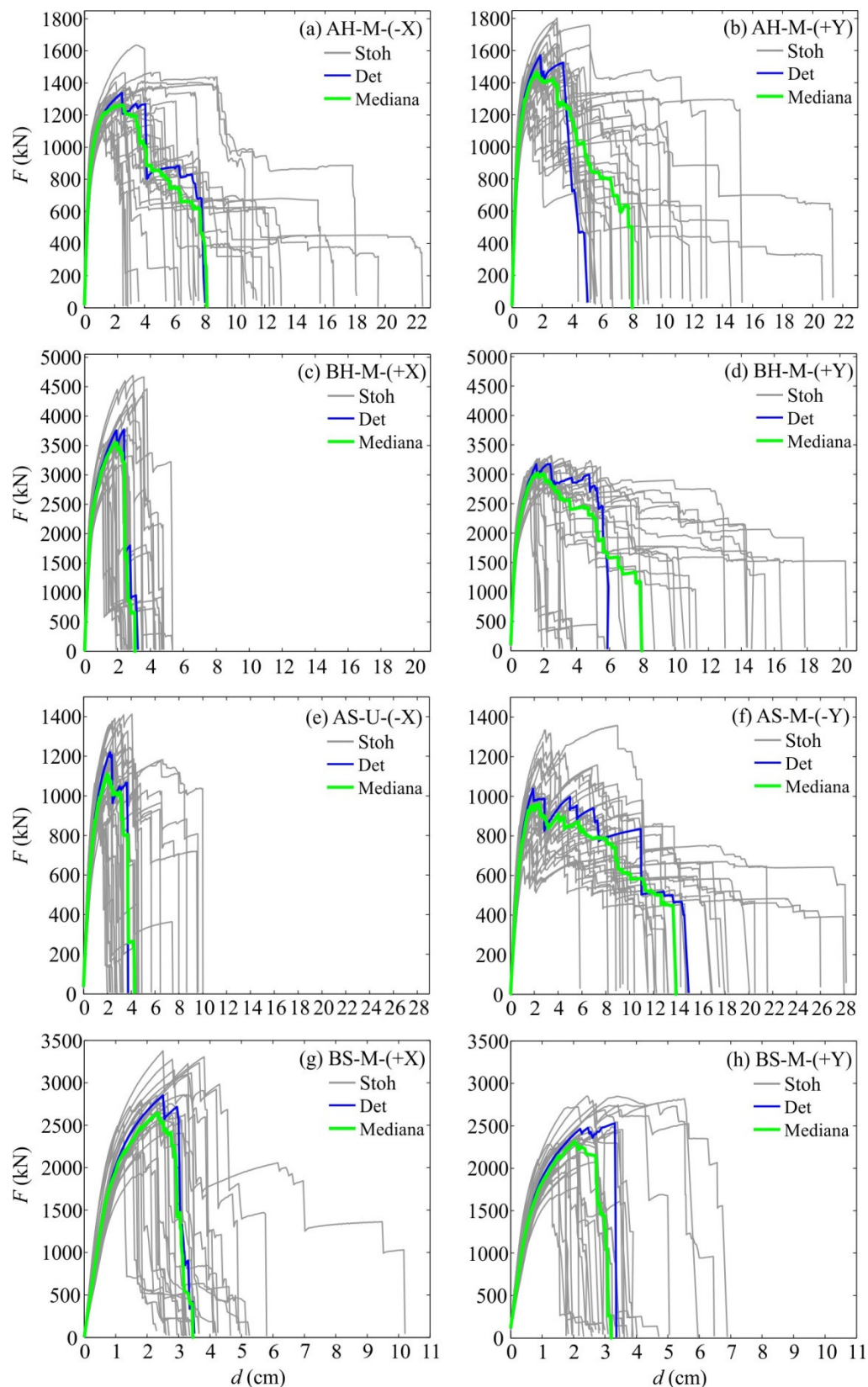
V vseh primerih je bila nosilnost mediane potisnih krivulj za približno 10 % nižja od nosilnosti determinističnega modela, kar pomeni, da lahko ob neupoštevanju modelnih negotovosti precenimo nosilnost konstrukcije. Pričakovano so mediane potisnih krivulj tudi bolj gladke od posamezne potisne krivulje determinističnega modela, saj se padci v prečni sili zaradi odpovedi posameznih elementov, ki ne nastopijo hkrati v vseh variantah, s povprečenjem zgladijo. Še ena splošna ugotovitev, ki sledi iz vseh primerov stavb na sliki 6.3, je, da imajo modelne negotovosti precejšen vpliv na začetno togost konstrukcije in na izračunano nosilnost ter zelo velik vpliv na deformacijsko kapaciteto konstrukcije.

Na sliki 6.4 prikazujemo vse karakteristične točke kritičnih potisnih krivulj pri mejnih stanjih DS1-DS3, dodatno pa sta na sliki predstavljena tudi parametra porazdelitvene funkcije μ_{LS} in β_{LS} skupaj z minimalnimi in maksimalnimi vrednostmi sil F_{DS} oziroma pomikov d_{DS} . Pri vsakem izmed mejnih stanj smo pri računu omenjenih parametrov predpostavili, da so sile in pomiki porazdeljeni lognormalno, izračunali pa smo jih po metodi največjega verjetja (glej poglavje 4.5.8). Ko obravnavamo stohastični model konstrukcije je potrebno rezultate obravnavati probabilistično, zato v doktorski disertaciji tudi na drugih mestih prikazujemo srednje vrednosti, mediane in raztros rezultatov ter tudi njihovo spodnjo in zgornjo mejo, s čimer lahko bralec dobi občutek o vplivu negotovosti posameznih parametrov na rezultate.

Kot rečeno je bilo ujemanje mediane potisnih krivulj s potisno krivuljo determinističnega modela v določenih primerih, npr. pri stavbi AH v smeri Y (slika 6.3b), slabše, kar je predvsem posledica različnih plastičnih mehanizmov. Pri deterministični varianti je prišlo do strižne porušitve pri majhnem pomiku na vrhu konstrukcije, v številnih ostalih variantah, pa smo lahko videli mešano upogibno in strižno obnašanje. Pri stavbi BH, kjer so bile v kritični potisni analizi horizontalne sile v smeri +X po višini razporejene sorazmerno s prvo nihajno obliko (slika 6.3c), je pri vseh variantah konstrukcijskih modelov prišlo do izjemno podobnega plastičnega mehanizma z nastankom mehke pritlične etaže, s prevladujočim strižnim obnašanjem zidov. Zato so imele potisne krivulje zelo podobno obliko, nosilnost in deformacijska kapaciteta pa sta se spreminjali predvsem glede na

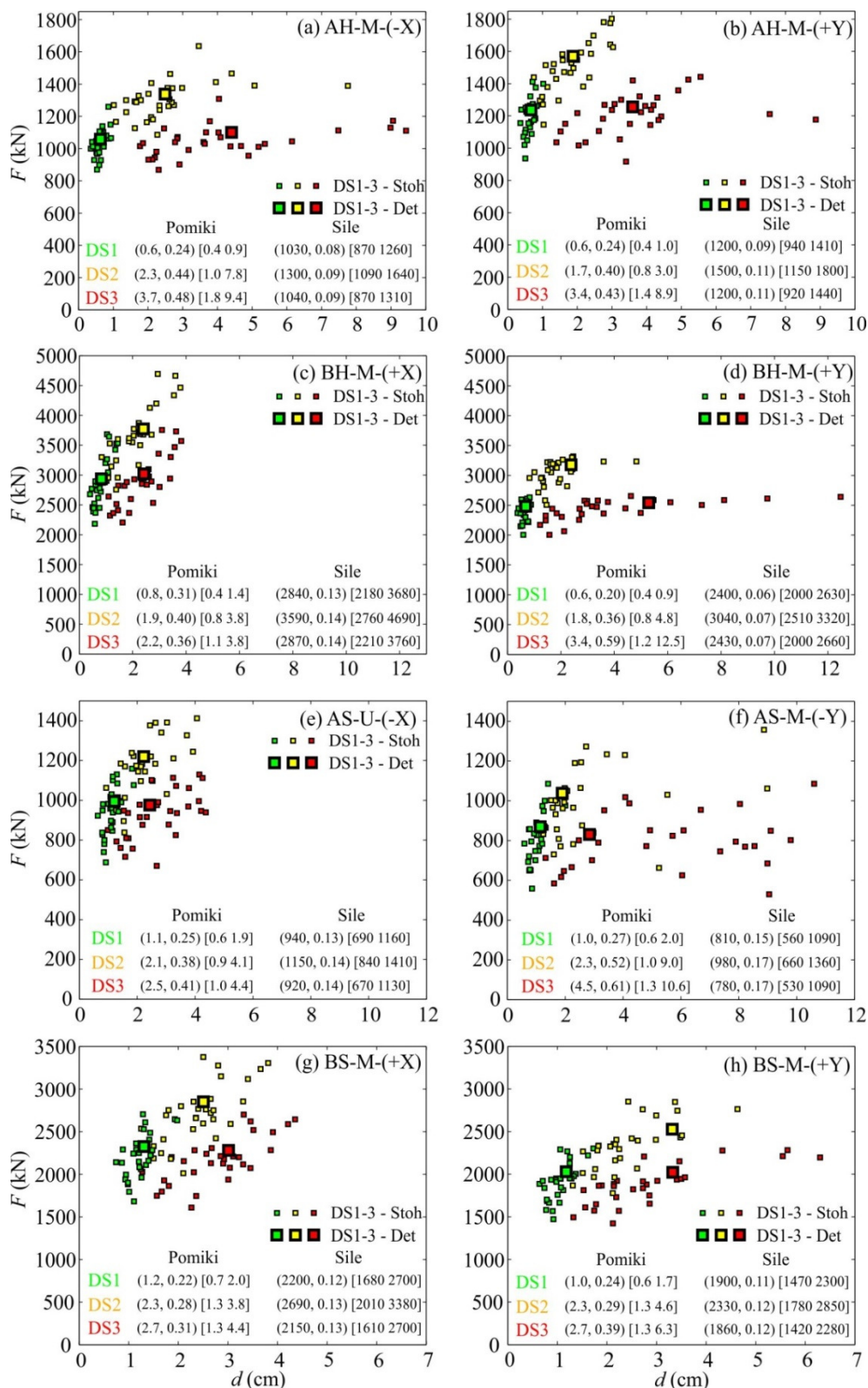
vrednosti parametrov μ , f_{v0} ter δ_s . Največje nosilnosti konstrukcije so bile tako dosežene pri variantah 20, 25 in 5, v katerih sta imela visoke vrednosti parametra f_{v0} in μ , ki najbolj vplivata na strižno nosilnost, najmanjše nosilnosti pa smo določili pri variantah 16, 12 in 21. Najmanjšo deformacijsko kapaciteto konstrukcije, ko prečna sila v potisni krivulji pade pod 80 % nosilnosti, smo določili pri variantah 8, 12 in 21, kar je pričakovano, saj elementi v teh primerih strižno odpovedo pri najnižjih vrednostih parametra δ_s ($\delta_s < 0.2$ %). Po drugi strani smo največjo deformacijsko kapaciteto konstrukcije pri mejnem stanju DS3 izračunali pri variantah 5, 4 in 11, čeprav to niso variante z najvišjimi vrednostmi parametra δ_s . To je posledica formacije plastičnih mehanizmov in razvoja poškodovanosti v posameznih zidovih, saj lahko drugačno zaporedje odpovedi zidov spremeni potek potisne krivulje in posledično povzroči odpoved konstrukcije pri večjih/manjših pomikih. Na prvi pogled nekoliko nepričakovani rezultati se še bolj pogosto pokažejo v primerih, ko pride do različnih plastičnih mehanizmov, v katerih poleg tega ne prevladuje samo določen tip porušitve zidov, ampak se prepletata strižno in upogibno obnašanje. Vnaprej je težko napovedati, kaj bo pri izbranih modelnih parametrih v določeni varianti in pri določeni kombinaciji parametrov potisne analize prevladalo. Lep primer je varianta 26, ki ima pri obeh obravnavanih materialih najvišjo vrednost mejnega zasuka pri upogibni porušitvi ($\delta_f = 1.64$ %), mejni zasuk pri strižni porušitvi zidu pa je nekje v sredini razpona tega parametra $\delta_s = 0.46$ %. V smeri X pri varianti 26 stavbe BH prevladuje strižno obnašanje, v smeri Y pa upogibno obnašanje, zaradi česar ta varianta na sliki 6.3d predstavlja ekstremno potisno krivuljo, v kateri prečna sila upade na zanemarljivo majhne vrednosti pri največjem pomiku $d_0 = 20.4$ cm.

Tudi sicer se pri stavbi BH pri kritičnih potisnih analizah v smeri Y pojavi več različnih plastičnih mehanizmov, pri nekaterih variantah prevladuje strižno obnašanje, pri drugih pa upogibno, zato je razpon pomikov, pri katerih pride do različnih mejnih stanj, predvsem mejnega stanja DS3, izjemno velik (slika 6.4d). Za stavbo BH v smeri Y torej velja, da se pomiki, ki privedejo do mejnega stanja DS3 gibljejo med 1.2 in 12.5 cm, njihova disperzija oziroma standardna deviacija naravnih logaritmov pa znaša 0.59. Prečne sile v konstrukciji pri tem mejnem stanju se gibljejo med 2000 kN in 2660 kN z mediano 2430 kN in disperzijo predpostavljene lognormalne porazdelitve 0.07. V primeru stavbe BH se je pokazalo, da je raztros v pomikih pri različnih mejnih stanjih vedno večji od raztrosa sil, kar je predvsem posledica različnih plastičnih mehanizmov, je pa to do neke mere tudi pričakovano, saj imajo različni plastični mehanizmi običajno manjši vpliv na nosilnost kot na deformacijsko kapaciteto konstrukcije. Do podobnih zaključkov smo prišli tudi pri stavbah AH, AS in BS (slike 6.4a, b, e, f, g in h). Disperzije pomikov v vseh stavbah, s katerimi smo zajeli vpliv modelnih negotovosti, so se za mejna stanja DS1-DS3 gibale v intervalih [0.20, 0.31], [0.28, 0.52] ter [0.31, 0.61], z naraščanjem poškodovanosti pa je naraščal tudi raztros pomikov. Po drugi strani raztros sil, ki povzročijo nastanek določenega mejnega stanja ni naraščal s povečevanjem poškodovanosti in se je skoraj neodvisno od mejnega stanja pri vseh stavbah gibal med 0.06 in 0.17. Do podobnih zaključkov je na primeru armiranobetonskega okvira prišel tudi Dolšek (2012).



Slika 6.3: Potisne krivulje za stavbe AH, BH, AS in BS za vse variante konstrukcijskih modelov vključno z mediano potisnih krivulj stohastičnega modela ter potisno krivuljo determinističnega modela. Prikazujemo kritične potisne analize v vsaki od smeri X in Y.

Figure 6.3: Pushover curves for the buildings AH, BH, AS and BS for the set of structural models, including the median pushover curve of the stochastic model and the pushover curve corresponding to the deterministic model. The critical pushover analyses in directions X and Y are shown.



Slika 6.4: Karakteristične točke potisnih krivulj stohastičnega in determinističnega modela stavb AH, BH, AS in BS, ki predstavljajo mejna stanja konstrukcije DS1-DS3. Za vsako mejno stanje prikazujemo parametra predpostavljene lognormalne porazdelitvene funkcije (μ_{DS} , β_{DS}) pomikov in sil ter njihove minimalne in maksimalne vrednosti [min max].

Figure 6.4: The characteristic points of the pushover curves for the stochastic and deterministic models of the buildings AH, BH, AS and BS, which represent damage states DS1-DS3. For each damage state, parameters of the assumed lognormal cumulative distribution function (μ_{DS} , β_{DS}) for displacements and base shear are shown, including minimum and maximum values [min max].

6.3 Idealizacija krivulj potisnih analiz in pretvorba na modele SDOF

Na sliki 6.5 prikazujemo idealizirani odnos med celotno prečno silo ob vpetju F^* in pomikom na vrhu konstrukcije d^* ekvivalentnih sistemov z eno prostostno stopnjo za stohastične modele stavb AH, AS, BH in BS. Naredili smo trilinearne idealizacije kritičnih potisnih analiz in pri tem upoštevali sekantno začetno togost in enakost površin pod originalnim in idealiziranim odnosom med obtežbo in pomiki (glej poglavje 4.5.3). Na podlagi idealiziranih krivulj potisnih analiz smo pri vseh variantah stohastičnega modela pretvorili modele MDOF v modele SDOF. Za vsako varianto smo določili transformacijski faktor Γ , maso sistema z eno prostostno stopnjo m^* , dodatno pa še pomik na meji elastičnosti d_y^* , nosilnost F_y^* in nihajni čas T^* sistema z eno prostostno stopnjo. Ob upoštevanju modelnih negotovosti, za razliko od determinističnega modela, dobimo več vrednosti pri vsaki od omenjenih količin, zato v preglednici 6.3 prikazujemo njihove mediane in razpon med minimalno in maksimalno vrednostjo. Transformacijski faktor pri potisnih analizah, kjer so horizontalne sile sorazmerne masam ($p = 1, 3, 5, 7$), je pri vseh variantah stohastičnega modela spet enak 1, mase m^* pa so v teh posebnih primerih pri vsaki stavbi enake kar celotni masi modela MDOF. Ko so horizontalne sile sorazmerne prvi nihajni obliki je mediana transformacijskih faktorjev v stavbi AH v smeri X enaka 1.26, v smeri Y pa 1.27, vrednosti transformacijskih faktorjev pa se pri različnih variantah modelnih parametrov gibljejo v ozkem območju med 1.25 in 1.27 v smeri X oziroma med 1.26 in 1.28 v smeri Y. Zelo podobne vrednosti transformacijskih faktorjev so bile izračunane tudi pri stavbi AS iz slabšega materiala, izjemno majhne razlike v transformacijskih faktorjih pri vseh variantah pa so posledica dejstva, da je pri vseh obravnavanih zidanih stavbah, ne glede na material, prvo nihajno obliko mogoče zelo dobro aproksimirati z obrnjenim trikotnikom. Zgoraj navedeno velja tudi za stavbi BH in BS, le da so tu vrednosti transformacijskih faktorjev nekoliko višje in se pri obeh obravnavanih materialih gibljejo med 1.29 in 1.32. Mase sistemov SDOF se pri potisnih analizah, kjer so sile sorazmerne s prvo nihajno obliko, razlikujejo od variante do variante, odvisno predvsem od predpostavljene gostote materiala, vendar se v vseh stavbah gibljejo med 91 % in 109 % mase determinističnega modela.

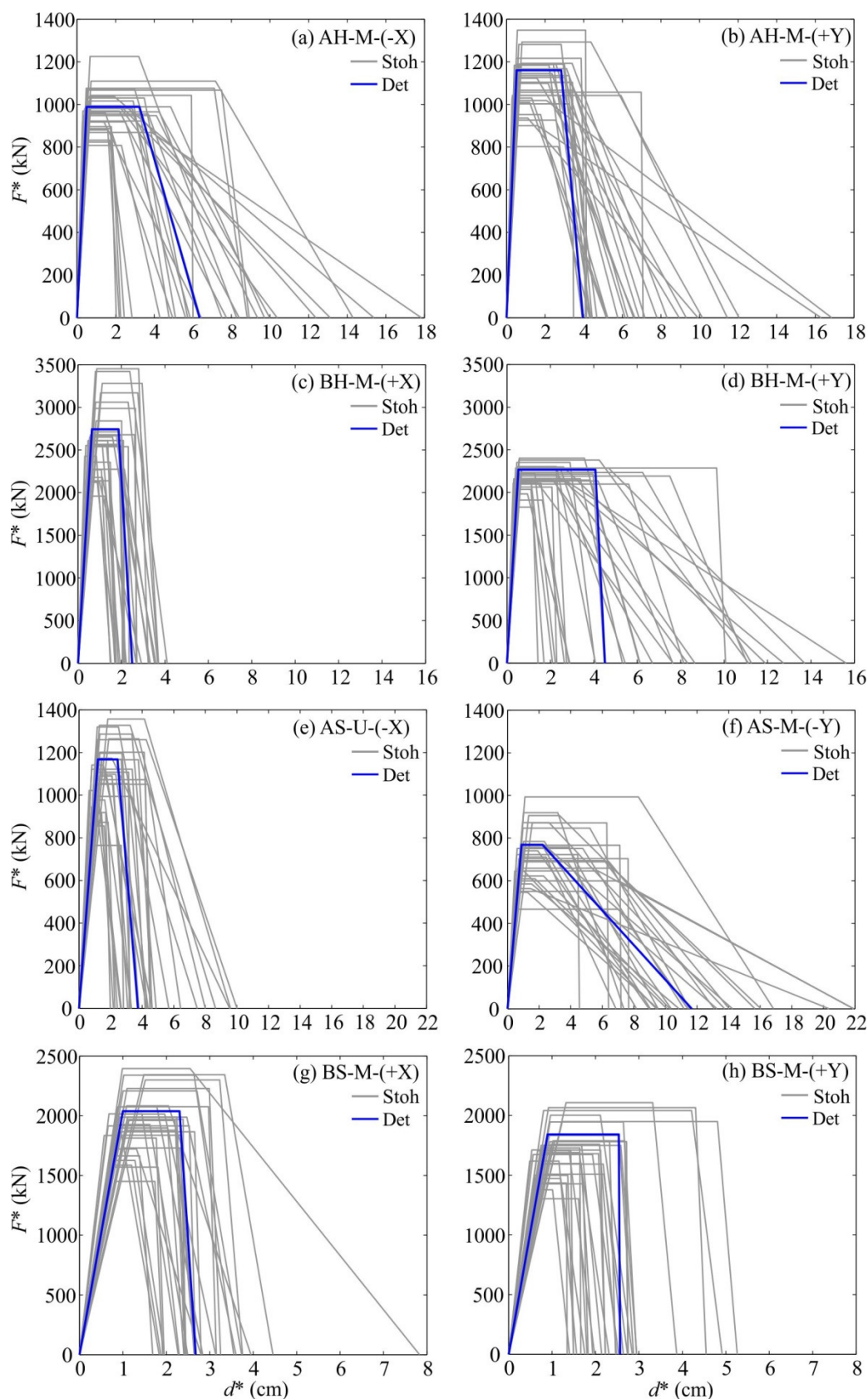
Ob primerjavi z nosilnostmi determinističnega modela (preglednica 5.2) ugotovimo, da so mediane nosilnosti modelov SDOF F_y^* pri stavbah AH, BH in AS v povprečju za 5 % manjše, pri stavbi BS, pa je izračunana mediana nosilnosti stohastičnega modela za 6 % večja od nosilnosti determinističnega modela SDOF. Kljub relativno majhnim razlikam v medianah nosilnosti pogled na sliko 6.5 pokaže, da imajo nosilnosti različnih variant precejšen raztros. Največji razpon v nosilnostih variant stohastičnega modela SDOF se pojavi pri stavbi AS v smeri Y (slika 6.5f), v kateri se nosilnosti gibljejo med 470 kN in 990 kN, kar predstavlja 61 % oziroma 129 % nosilnosti determinističnega modela oziroma približno ± 35 % glede na mediano nosilnosti.

Mediane pomikov na meji elastičnosti modelov SDOF d_y^* se pri stavbah AH in BH iz opečnih votlakov gibljejo med 0.47 cm in 0.70 cm, pri stavbah AS in BS pa so nekoliko večji in se nahajajo med 0.83 cm in 1.23 cm. Mediane pomikov so v povprečju za približno 8 % manjše od pomikov determinističnega modela. Absolutno gledano gre za zelo majhne pomike, ki se med seboj na prvi pogled ne razlikujejo dosti, vendar je potrebno vedeti, da relativno zmanjšanje pomika d_y^* za 50 % lahko pomeni povečanje duktilnosti za faktor 2, kar ima lahko precejšen vpliv na končne rezultate. Iz tega zornega kota so razponi pomikov d_y^* zaradi upoštevanja modelnih negotovosti v kritičnih analizah precejšnji, npr. pri stavbi BH-M-(+X) so razponi pomikov med 0.31 in 1.12 cm, v primeru kritične analize AS-U-(-X) pa se pomiki d_y^* gibljejo znotraj meja 0.64 cm in 1.88 cm.

Preglednica 6.3: Nosilnost, pomik na meji elastičnosti, nihajni čas, transformacijski faktor in masa SDOF modelov stavb AH, AS, BH in BS. Ločimo štiri smeri delovanja obtežbe (+X, -X, +Y, -Y) ter dve razporeditvi horizontalnih sil po višini (U in M). Navedene so mediane ter minimalne in maksimalne vrednosti količin.

Table 6.3: The strength, the yield displacement, the vibration period, the transformation factor and the mass of the SDOF models of the buildings AH, AS, BH and BS. Four possible load directions (+X, -X, +Y, -Y) and two distributions of horizontal forces (U and M) are considered. In addition to the median values of the quantities, the minimum and maximum values of quantities are also shown in brackets.

	Količina	$p = 1$	$p = 2$	$p = 3$	$p = 4$	$p = 5$	$p = 6$	$p = 7$	$p = 8$
		(U, +X)	(M, +X)	(U, -X)	(M, -X)	(U, +Y)	(M, +Y)	(U, -Y)	(M, -Y)
Stavba AH	m^* (t)	372	259	372	259	372	255	372	255
	[min max]		[240 281]		[240 281]		[237 277]		[237 277]
	Γ	1	1.26	1	1.26	1	1.27	1	1.27
	[min max]		[1.25 1.27]		[1.25 1.27]		[1.26 1.28]		[1.26 1.28]
	F_y^* (kN)	1460	1000	1400	970	1580	1100	1580	1100
	[min max]	[1170 1980]	[790 1360]	[1140 1650]	[810 1220]	[1230 2060]	[800 1350]	[1130 1860]	[760 1280]
d_y^* (cm)	0.63	0.51	0.54	0.47	0.58	0.50	0.65	0.56	
[min max]	[0.35 1.14]	[0.29 0.97]	[0.34 0.96]	[0.28 0.74]	[0.33 1.00]	[0.29 0.81]	[0.36 1.05]	[0.32 0.93]	
T^* (s)	0.26	0.23	0.24	0.22	0.23	0.21	0.25	0.23	
[min max]	[0.20 0.31]	[0.18 0.29]	[0.19 0.29]	[0.18 0.27]	[0.18 0.29]	[0.17 0.26]	[0.19 0.30]	[0.18 0.28]	
Stavba BH	m^* (t)	890	603	890	603	890	604	890	604
	[min max]		[564 649]		[564 649]		[563 650]		[563 650]
	Γ	1	1.30	1	1.30	1	1.30	1	1.30
	[min max]		[1.29 1.31]		[1.29 1.31]		[1.29 1.31]		[1.29 1.31]
	F_y^* (kN)	3510	2610	3500	2610	3310	2160	3600	2480
	[min max]	[2650 4710]	[1960 3450]	[2660 4700]	[1960 3450]	[2440 3760]	[1830 2400]	[2720 4360]	[1810 2910]
d_y^* (cm)	0.57	0.58	0.57	0.58	0.60	0.51	0.70	0.65	
[min max]	[0.30 1.06]	[0.31 1.12]	[0.31 1.06]	[0.31 1.12]	[0.37 0.88]	[0.29 0.68]	[0.36 1.21]	[0.29 0.93]	
T^* (s)	0.24	0.23	0.24	0.23	0.26	0.23	0.27	0.25	
[min max]	[0.18 0.29]	[0.18 0.29]	[0.19 0.29]	[0.18 0.29]	[0.20 0.30]	[0.18 0.27]	[0.20 0.32]	[0.18 0.29]	
Stavba AS	m^* (t)	390	268	390	268	390	263	390	263
	[min max]		[246 293]		[246 293]		[242 288]		[242 288]
	Γ	1	1.27	1	1.27	1	1.28	1	1.28
	[min max]		[1.26 1.28]		[1.26 1.28]		[1.27 1.29]		[1.27 1.29]
	F_y^* (kN)	1110	760	1100	780	1150	770	1070	710
	[min max]	[800 1330]	[550 950]	[760 1360]	[550 940]	[780 1410]	[520 980]	[720 1350]	[470 990]
d_y^* (cm)	1.23	0.99	1.12	0.97	1.02	0.85	1.01	0.83	
[min max]	[0.62 2.02]	[0.59 1.59]	[0.64 1.88]	[0.55 1.60]	[0.53 1.79]	[0.46 1.57]	[0.53 1.74]	[0.46 1.57]	
T^* (s)	0.41	0.38	0.39	0.37	0.37	0.34	0.38	0.35	
[min max]	[0.32 0.49]	[0.30 0.43]	[0.31 0.48]	[0.29 0.43]	[0.29 0.45]	[0.27 0.40]	[0.30 0.46]	[0.27 0.42]	
Stavba BS	m^* (t)	930	626	930	626	930	616	930	616
	[min max]		[581 672]		[581 672]		[574 671]		[574 671]
	Γ	1	1.30	1	1.30	1	1.31	1	1.31
	[min max]		[1.29 1.31]		[1.29 1.31]		[1.30 1.32]		[1.30 1.32]
	F_y^* (kN)	2560	1950	2570	1950	2380	1710	2520	1710
	[min max]	[1910 3240]	[1450 2400]	[1900 3240]	[1450 2400]	[1790 2980]	[1300 2110]	[1600 3160]	[1320 2260]
d_y^* (cm)	0.97	0.94	0.97	0.95	0.84	0.80	1.13	0.91	
[min max]	[0.55 1.53]	[0.57 1.51]	[0.57 1.53]	[0.58 1.51]	[0.53 1.49]	[0.48 1.32]	[0.64 1.69]	[0.54 1.50]	
T^* (s)	0.37	0.34	0.37	0.34	0.37	0.33	0.40	0.36	
[min max]	[0.30 0.43]	[0.28 0.40]	[0.30 0.43]	[0.28 0.40]	[0.29 0.44]	[0.27 0.40]	[0.32 0.46]	[0.29 0.41]	



Slika 6.5: Trilinearni odnos sila-pomik za ekvivalentne SDOF modele stavb AH (a,b), BH (c,d), AS (e,f) in BS (g,h). Prikazane so idealizacije kritičnih potisnih analiz v smereh X in Y za stohastični in deterministični model.

Figure 6.5: Tri-linear force-displacement relationship of the equivalent SDOF models of buildings AH (a,b), BH (c,d), AS (e,f) and BS (g,h). The results are shown for the critical pushover curves in directions X and Y utilizing stochastic and deterministic model.

Mediana nihajnih časov modela SDOF je pri vseh stavbah zelo podobna nihajnemu času determinističnega modela, saj je največja razlika med njima 4 %, v večini primerov pa je razlika manjša od 1 %. Kljub temu se pri posameznih variantah stohastičnega modela nihajni časi gibljejo v razponu ± 25 % glede na mediano, saj so odvisni od sekantne togosti konstrukcije.

6.4 Inkrementalne dinamične analize na modelih SDOF

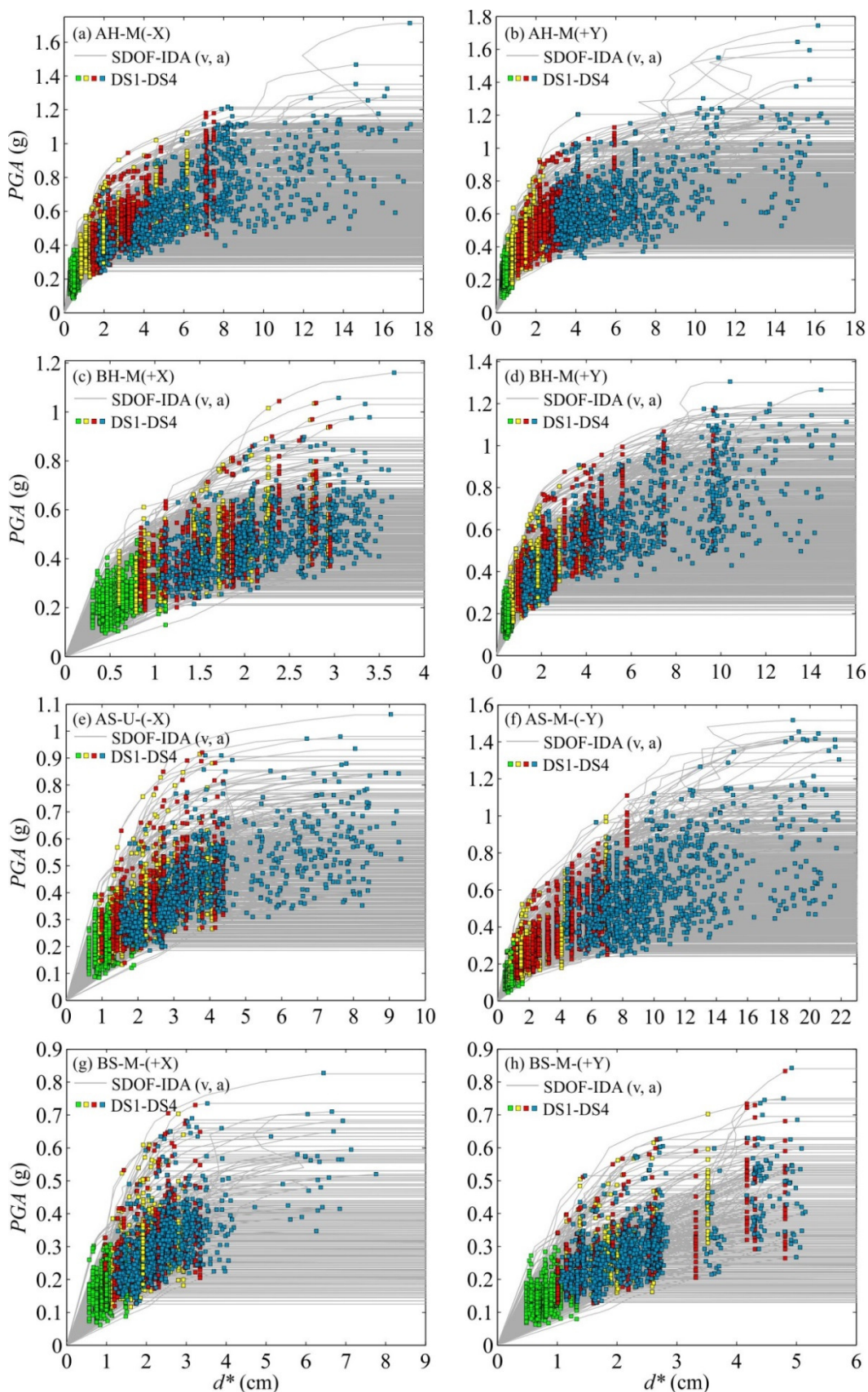
Nelinearne dinamične analize na poenostavljenih modelih smo tudi v primerih, ko smo upoštevali modelne negotovosti, naredili pri različnih vrednostih intenzitete za 30 izbranih akcelerogramov (poglavje 4.4.2), pri 30 variantah stohastičnega modela ter tako določili 900 krivulj SDOF-IDA pri vsaki izmed kritičnih kombinacij parametrov potisne analize za vsako izmed stavb AH, BH, AS in BS. Vse krivulje SDOF-IDA, skupaj z globalnimi mejnimi stanji konstrukcije DS1-DS4, so prikazane na sliki 6.6, v njih pa so poleg negotovosti v potresni obtežbi upoštevane tudi modelne negotovosti. Podobno kot pri determinističnem modelu, so tudi tukaj mejna stanja DS1-DS3 vsake izmed variant določena pri vrednosti pomika d^* , ki v potisni analizi povzroči izbrano mejno stanje. Mejno stanje porušitve - DS4 pa je določeno z največjo intenziteto potresa, pri kateri z inkrementalno dinamično analizo določimo porušitev konstrukcije in se nahaja nekje na padajočem delu idealizirane ovojnice sila-pomik. Zato je v primeru mejnega stanja DS4 na sliki 6.6 viden še posebno velik raztros točk, v katerih pride do porušitve konstrukcije. Ugotovimo lahko, da je potek krivulj SDOF-IDA lahko zelo različen od variante do variante in od akcelerograma do akcelerograma, zato so lahko analize, v katerih negotovosti ne upoštevamo zelo daleč od dejanskega obnašanja konstrukcije.

Na sliki 6.7 prikazujemo 16-ti, 50-ti in 84-ti kvantil krivulj SDOF-IDA stohastičnega in determinističnega modela za vse kritične primere. Obstaja 68 % verjetnost, da bo krivulja SDOF-IDA obravnavanih objektov v pasu med obema črtkanima črtama (16-ti in 84-ti kvantil). Izkaže se, da v vseh primerih, upoštevanje modelnih negotovosti poveča širino tega pasu in posledično tudi razpon rezultatov, predvsem v območju višjih intenzitet potresov. Vidimo tudi, da je mediana krivulj SDOF-IDA stohastičnega modela različna od mediane krivulj SDOF-IDA determinističnega modela. V določenih primerih, ko z determinističnim modelom ocenimo nižjo vrednost mediane pospeškov (npr. sliki 6.7b in 6.7e), je ocena na varni strani, v nasprotnem primeru, pa smo lahko celo na nevarni strani, če modelnih negotovosti ne upoštevamo (npr. sliki 6.7d in 6.7h). Vnaprej je praktično nemogoče napovedati, ali smo bodo rezultati brez upoštevanja modelnih negotovosti na varni strani, potrebno pa se je zavedati, da je ob upoštevanju modelnih negotovosti računski čas in čas za analizo vseh podatkov bistveno večji kot brez upoštevanja modelnih negotovosti, razlike v medianah krivulj SDOF-IDA pa so bile povsod manjše od 15 % (slika 6.7h).

V nadaljevanju podrobneje analiziramo rezultate inkrementalne dinamične analize za primer AH-M(-X) (sliki 6.6a in 6.7a). Pospeške, ki pri neki simulaciji, določeni z varianto v in akcelerogramom a , povzročijo enega od mejnih stanj DS1-DS4, označimo s $pga_{DSi}(v, a)$. Najprej ločeno spremljamo vpliv negotovosti v potresni obtežbi (R), pri čemer pospeške zaradi vseh akcelerogramov ($a \in [1,30]$) obravnavamo za vsako varianto posebej, kar označimo s $pga_{DSi}(v, :)$ oziroma krajše s $pga_{DSi,R}(v)$. Takšen vzorec 30 pospeškov nam ob predpostavki, da so porazdeljeni lognormalno, omogoča, da po metodi največjega verjetja (poglavje 4.5.8), ocenimo mediano $pga_{50,DSi,R}(v)$ in disperzijo $\beta_{DSi,R}(v)$ za vsako varianto v in tako raziščemo le vpliv negotovosti v potresni obtežbi na rezultate. Nato ločeno preverimo še vpliv modelnih negotovosti (U), pri čemer pospeške zaradi vseh variant ($v \in [1,30]$) obravnavamo za vsak akcelerogram posebej, kar označimo s $pga_{DSi}(:, a)$ oziroma krajše s $pga_{DSi,U}(a)$. Takšen vzorec pospeškov nam ob predpostavki, da so porazdeljeni lognormalno, ponovno omogoča, da po metodi največjega verjetja ocenimo mediano

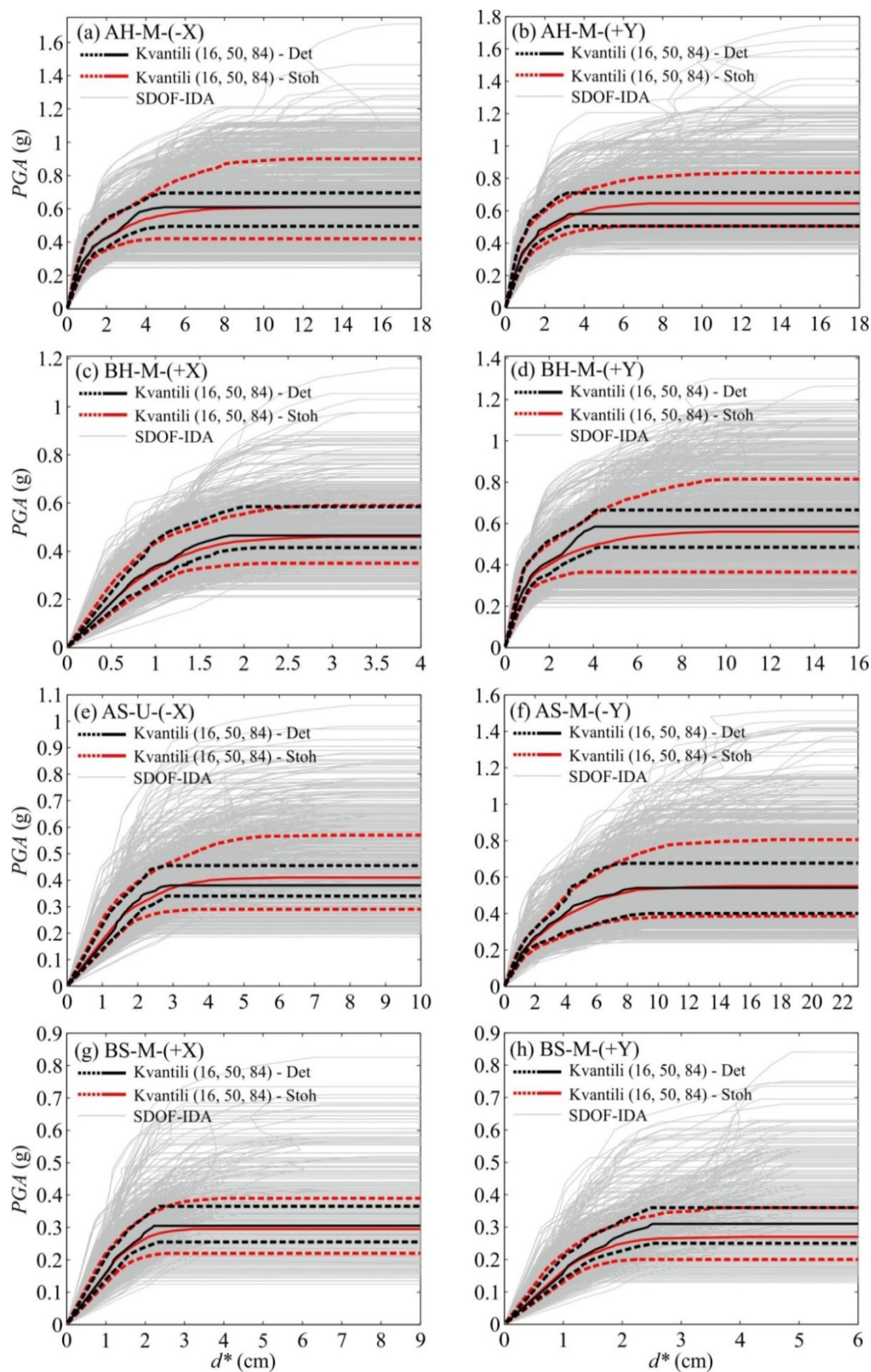
$pga_{50,DSi,U}(a)$ in disperzijo $\beta_{DSi,U}(a)$ za vsak akceleroگرام a , pri čemer upoštevamo samo vpliv modelnih negotovosti na rezultate. Končno smo ločena prispevka modelnih negotovosti in negotovosti v potresni obtežbi primerjali z mediano $pga_{50,DSi,RU}$ in disperzijo $\beta_{DSi,RU}$, v katerih smo hkrati upoštevali oba vira negotovosti (RU), določili pa smo ju na podoben način, le da smo v vzorcu zajeli vseh 900 vrednosti pospeškov $pga_{DSi}(v, a)$. Na slikah 6.8a-d je vsako mejno stanje DS1-DS4 prikazanih vseh 900 vrednosti pospeškov $pga_{DSi}(v, a)$ razporejenih po variantah. Pri vsaki varianti v je mogoče razbrati razpon pospeškov in mediano $pga_{50,DSi,R}(v)$, poleg vrednosti mediane pa v preglednici 6.4 za vsa mejna stanja prikazujemo tudi vrednosti disperzije pospeškov $\beta_{DSi,R}(v)$. V primeru stavbe AH-M-(-X) že iz slik 6.8a-d hitro vidimo, da razpon pospeškov, pri katerih pride do mejnega stanja, z naraščanjem poškodovanosti narašča, pri različnih variantah pa lahko z enakim naborom akceleroگرامov določimo zelo različne vrednosti kapacitet konstrukcije $pga_{DSi}(v, a)$.

Vidimo, da do mejnega stanja majhnih poškodb v konstrukciji pride pri pospeških $pga_{DSi}(v, a)$ med 0.09 g in 0.37 g, mediane kapacitet $pga_{50,DSi,R}(v)$ pa se gibljejo med 0.15 g in 0.25 g (glej tudi preglednico 6.4), kar pomeni, da variirajo za $\pm 25\%$ glede na mediano pospeškov determinističnega modela ($pga_{50,DSi,R}(31) = 0.20$ g). Do mejnega stanja srednjih poškodb DS2 pride pri intenzitetah potresov $pga_{DS2}(v, a)$ med 0.21 g in 1.06 g, mediane $pga_{50,DS2,R}(v)$ pa se gibljejo med 0.30 g in 0.76 g. Podobne vrednosti kapacitet povzročijo tudi mejno stanje DS3 (med 0.23 g in 1.18 g), njihove mediane $pga_{50,DS3,R}(v)$ pa se gibljejo med 0.38 g in 0.84 g. Pri mejnih stanjih DS2 in DS3 izstopata varianti 19 in 20, pri katerih mejni stanji nastopita pri precej večjih pospeških kot pri ostalih variantah. Pri obeh variantah sta bili izračunani relativno visoki nosilnosti konstrukcije, prečna sila v potisnih krivuljah pa ni upadla vse do velikih vrednosti pomikov, zato sta bili obe idealizaciji podobne oblike, z dolgim platojem in z izjemno strmim upadom nosilnosti. Podobne oblike sta bila tudi potisna krivulja in trilinearna idealizacija pri varianti 5, v kateri so bile vrednosti mediane kapacitet pri mejnem stanju DS4 tudi visoke ($pga_{50,DS4,R}(5) = 0.85$ g). Pri variantah 2, 10 in 15, ki ravno tako izstopajo z velikimi kapacitetami pri mejnem stanju DS4 (slika 6.8d), pa je prečna sila kljub relativno kratkemu platoju na padajočem delu trilinearne idealizacije upadala zelo počasi pri zelo velikih vrednostih pomikov d_0^* . Pri vseh omenjenih treh variantah so vrednosti mejnih zasukov, ki v elementih z upogibnim obnašanjem povzročijo odpoved, visoke ($\delta_f > 1.15\%$), kar je vzrok za »podaljšane« idealizacije. Pri takšnih oblikah ovojnica odnosa sila-pomik modela SDOF, torej z dolgim platojem in veliko nosilnostjo, v katerih se elementi poškodujejo šele pri večjih pomikih in prečna sila dolgo ne upade ter v primerih, ko je zaradi prevladujočega upogibnega obnašanja v konstrukciji, kljub kratkemu platoju upadanje prečne sile zelo počasno, se pogosto zgodi, da so potrebne večje vrednosti intenzitet potresov, da v konstrukciji pride do nastanka mejnih stanj DS1-DS4. Po drugi strani se pri variantah s prevladujočim strižnim obnašanjem z značilno obliko idealizacije s kratkim platojem in izjemno strmim upadom prečne sile na zanemarljive vrednosti praviloma zgodi, da so vsa mejna stanja poškodovanosti dosežena pri nižjih vrednostih pospeškov $pga_{DSi}(v, a)$. Pri obravnavani konstrukciji se je zgodila npr. pri variantah 12, 14, 16, 17 in 18, pri katerih prevladuje strižno obnašanje, vse variante pa imajo tudi precej majhne vrednosti mejnega zasuka, pri katerem odpovedo elementi, ki se obnašajo strižno ($\delta_s < 0.33\%$). Tudi pri drugih stavbah igra oblika trilinearne idealizacije, s katero je določena ovojnica modela SDOF, pri inkrementalni dinamični analizi zelo pomembno vlogo pri določanju kapacitet konstrukcije. Zanimiv je tudi pogled na disperzije pospeškov $\beta_{DSi,R}(v)$, ki se pri mejnem stanju DS1 gibljejo med 0.18 in 0.29, pri mejnem stanju DS2 v ozkem razponu med 0.17 in 0.21, pri mejnem stanju DS3 med 0.17 in 0.23, pri mejnem stanju DS4 pa med 0.17 in 0.30. Disperzije kapacitet $\beta_{DSi,R}$ se pri različnih variantah sicer med seboj razlikujejo, vendar njihovo povprečje razkriva, da izrazitega trenda naraščanja disperzij, skladno s poškodovanostjo v mejnih stanjih poškodovanosti, ni. Podobno se je pokazalo tudi pri vseh ostalih stavbah. V praktično vseh primerih so bile povprečne disperzije $\beta_{DSi,R}$ približno enake in so znašale okrog 0.20, skoraj neodvisno od mejnega stanja.



Slika 6.6: Krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme in variante pri kritičnih kombinacijah parametrov potisne analize za stavbe AH, BH, AS in BS. Prikazana so tudi mejna stanja poškodovanosti DS1–DS4.

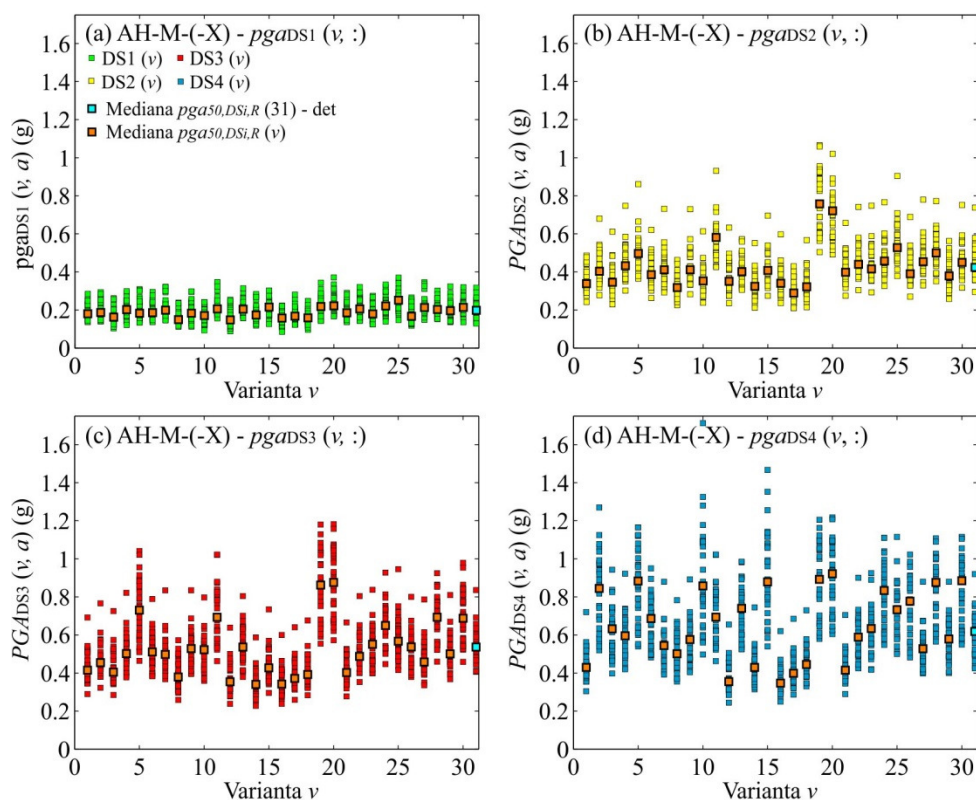
Figure 6.6: SDOF-IDA curves for all accelerograms and variants for critical combinations of pushover parameters in the case of buildings AH, BH, AS and BS. The damage states DS1–DS4 are also shown.



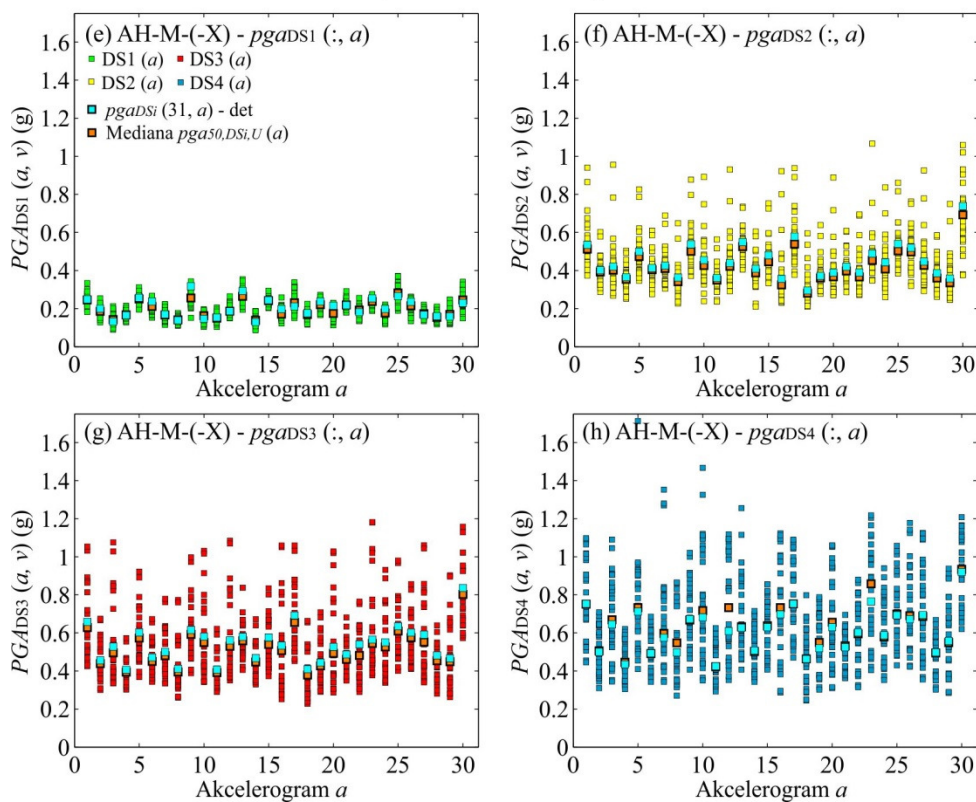
Slika 6.7: Krivulje SDOF-IDA stohastičnega in determinističnega modela pri kritičnih kombinacijah parametrov potrsne analize za stavbe AH, BH, AS in BS. Prikazane so tudi 16-ta, 50-ta in 84-ta kvantilna krivulja.

Figure 6.7: SDOF-IDA curves for stochastic and deterministic model for critical combinations of pushover parameters in the case of buildings AH, BH, AS and BS. The 16th, 50th and 84th percentile SDOF-IDA curves are also shown.

Vpliv negotovosti v potresni obtežbi



Vpliv modelnih negotovosti



Slika 6.8: (a)-(d) Vpliv negotovosti v potresni obtežbi in (e)-(h) vpliv modelnih negotovosti na ocenjene kapacitete konstrukcije BH-M(-X) pri mejnih stanjih DS1-DS4 pri različnih variantah oziroma akceleroگرامih.

Figure 6.8: (a)-(d) The effect of aleatoric and (e)-(h) modelling uncertainties on the estimated capacities for the building BH-M(-X) and damage states DS1-DS4 for various variants of the stochastic model and accelerograms.

Doslej smo ločeno preverjali vpliv negotovosti v potresni obtežbi na izračunane kapacitete konstrukcije pri različnih mejnih stanjih. Po mnenju številnih raziskovalcev je ta vrsta negotovosti prevladujoča, vendar v nadaljevanju preverimo tudi vpliv modelnih negotovosti (U). Na slikah 6.8e-h so prikazani pospeški $pga_{DSi}(v, a)$, ki v konstrukciji povzročijo mejna stanja DS1-DS4, razčlenjeni po akcelerogramih. Dodatno pri vsakem akcelerogramu a prikazujemo mediano pospeškov $pga_{50,DSi,U}(a)$ na podlagi vseh 30 variant, ki sestavljajo stohastični model konstrukcije, ločeno pa še kapaciteto determinističnega modela pri izbranem mejnem stanju in akcelerogramu $pga_{DSi}(31, a)$. Lepo je vidno, da je mediana pospeškov stohastičnega modela pri večini akcelerogramov pri mejnih stanjih DS1-DS3 nižja od vrednosti kapacitete determinističnega modela, pri mejnem stanju DS4 pa se pojavi ravno obraten trend, saj je pri večini akcelerogramov mediana pospeškov stohastičnega modela enaka ali nekoliko večja od kapacitete determinističnega modela. Razlike so v vseh primerih precej majhne (< 10 %). Iz slik 6.8e-h so razvidni tudi razponi pospeškov $pga_{DSi}(v, a)$, pri čemer velja, da širina razpona narašča z resnostjo poškodovanosti v izbranem mejnem stanju. Hitro je vidno tudi, da so nekateri akcelerogrami za konstrukcijo AH-M(-X) bolj neugodni, kot npr. 4, 11, 18, 28, saj povzročijo nastanek mejnih stanj poškodovanosti pri manjših intenzitetah potresa, drugi akcelerogrami, npr. 1, 17, 23 in 30, pa ne bi povzročili velikih poškodb v konstrukciji do velikih vrednosti potresnih intenzitet. Na tem mestu se ponovno pokaže, da je pomembno, da upoštevamo modelne negotovosti in tudi aleatorne negotovosti v potresni obtežbi po svojih najboljših močeh, saj tako dobimo precej boljše sliko o pričakovanem obnašanju konstrukcije. V preglednici 6.5 poleg median kapacitet konstrukcije $pga_{50,DSi,U}(a)$ prikazujemo tudi disperzije pospeškov $\beta_{DSi,U}(a)$ pri mejnih stanjih DS1-DS4 za vse akcelerograme. Za slednje se je izkazalo, da se pri mejnih stanjih DS1-DS4 v konstrukciji AH-M(-X) gibljejo v intervalih: $0.09 \leq \beta_{DS1,U}(a) \leq 0.23$, $0.15 \leq \beta_{DS2,U}(a) \leq 0.33$, $0.16 \leq \beta_{DS3,U}(a) \leq 0.40$ ter $0.19 \leq \beta_{DS4,U}(a) \leq 0.40$. Povprečja disperzije pospeškov $\beta_{DSi,U}$ po vseh akcelerogramih za mejna stanja DS1-DS4 so 0.16, 0.22, 0.25 in 0.29, kar kaže na trend rahlega povečevanja disperzije kapacitet z naraščanjem mejnih stanj poškodovanosti. To se je potrdilo tudi v večini drugih kritičnih primerov stavb AH, BH, AS in BS. Podobno, kot v primeru AH-M(-X), se je tudi pri vseh stavbah in pri vseh mejnih stanjih pokazalo, da je velikostni red povprečja disperzij kapacitet $\beta_{DSi,U}$ zaradi upoštevanja zgolj modelnih negotovosti enak velikostnemu redu disperzij $\beta_{DSi,R}$ zaradi negotovosti v potresni obtežbi, kar dokazuje, da k disperziji kapacitet pomembno prispevajo tudi modelne negotovosti.

V obeh preglednicah 6.4 in 6.5 sta na koncu za primerjavo pri vseh mejnih stanjih prikazana tudi mediana pospeškov $pga_{50,DSi,RU}$ in disperzija $\beta_{DSi,RU}$ v katerih smo pri vsakem mejnem stanju DS1-DS4 zajeli vseh 900 simulacij in tako hkrati upoštevali modelne in aleatorne negotovosti. Pri mejnem stanju DS1 lahko vidimo, da so povprečja median kapacitet konstrukcije z upoštevanjem aleatornih/modelnih/vseh negotovosti med seboj zelo podobna in znašajo okrog 0.19 g. Povprečna disperzija kapacitet zaradi modelnih negotovosti znaša $\beta_{DSi,U} = 0.16$, povprečna disperzija zaradi negotovosti v potresni obtežbi je enaka $\beta_{DSi,R} = 0.23$, celotna disperzija z upoštevanjem obeh tipov negotovosti pa znaša $\beta_{DSi,RU} = 0.26$. Pri mejnem stanju DS2 so v stavbi AH-M(-X) mediane kapacitet $pga_{50,DS2,RU} = 0.42$ g, disperzije zaradi aleatornih/modelnih/vseh negotovosti pa po vrsti znašajo 0.19, 0.22 in 0.28. Mejni stanji DS3 in DS4 se pojavita še pri nekoliko večjih pospeških ($pga_{50,DS3,RU} = 0.51$ g in $pga_{50,DS4,RU} = 0.61$ g), celotne disperzije z upoštevanjem vseh negotovosti pa so pri mejnih stanjih DS3 in DS4 enake $\beta_{DS3,RU} = 0.30$ in $\beta_{DS4,RU} = 0.34$. Izkazalo se je, da je pravilo vsote kvadratov disperzij (angl. *square root of the sum of the squares* - SRSS), ki ga za kombiniranje disperzij z upoštevanjem aleatornih in modelnih negotovosti upoštevajo številni raziskovalci (npr. Dolšek, 2012; Celarec, 2012 in ATC, 2012a), primerno, saj smo lahko z njim ustrezno povezali ustrezne disperzije kapacitet pri vseh kritičnih primerih v smereh X in Y stavb AH, BH, AS in BS, ki smo jih eksplicitno določili s statistično obdelavo rezultatov inkrementalnih dinamičnih analiz na modelu SDOF.

Preglednica 6.4: Vpliv negotovosti v potresni obtežbi (R) na ocenjeno kapaciteto konstrukcije AH-M(-X). Pri vsaki varianti prikazujemo mediano kapacitet konstrukcije $pga_{50,DSi,R}$ in njihovo disperzijo $\beta_{DSi,R}$ za mejna stanja DS1-DS4. Za primerjavo prikažemo tudi mediano kapacitet konstrukcije $pga_{50,DSi,RU}$ in disperzijo $\beta_{DSi,RU}$, kjer smo hkrati upoštevali aleatorne in modelne negotovosti (RU).

Table 6.4: The effect of aleatoric uncertainties on the estimated capacity of the building AH-M(-X). For each variant, median capacity $pga_{50,DSi,R}$ and dispersion $\beta_{DSi,R}$ for damage states DS1-DS4 are shown and compared with median capacity and dispersion obtained by considering both, aleatoric and epistemic uncertainties (RU).

Varianta v	DS1		DS2		DS3		DS4	
	$pga_{50,DS1,R}$	$\beta_{DS1,R}$	$pga_{50,DS2,R}$	$\beta_{DS2,R}$	$pga_{50,DS3,R}$	$\beta_{DS3,R}$	$pga_{50,DS4,R}$	$\beta_{DS4,R}$
1	0.19	0.22	0.35	0.18	0.42	0.18	0.44	0.18
2	0.20	0.23	0.42	0.19	0.47	0.18	0.81	0.24
3	0.17	0.28	0.36	0.21	0.42	0.19	0.61	0.21
4	0.20	0.23	0.44	0.19	0.51	0.17	0.59	0.18
5	0.20	0.24	0.50	0.18	0.71	0.23	0.85	0.24
6	0.19	0.22	0.39	0.19	0.51	0.17	0.66	0.20
7	0.21	0.21	0.41	0.19	0.50	0.17	0.54	0.18
8	0.16	0.22	0.32	0.20	0.38	0.19	0.51	0.20
9	0.19	0.26	0.42	0.20	0.52	0.17	0.56	0.18
10	0.17	0.24	0.36	0.20	0.50	0.18	0.88	0.30
11	0.22	0.22	0.57	0.17	0.70	0.21	0.70	0.21
12	0.15	0.29	0.36	0.21	0.37	0.21	0.37	0.21
13	0.21	0.18	0.41	0.18	0.54	0.17	0.71	0.20
14	0.18	0.22	0.32	0.20	0.34	0.20	0.43	0.18
15	0.21	0.22	0.41	0.19	0.44	0.19	0.89	0.26
16	0.15	0.24	0.35	0.19	0.35	0.19	0.35	0.19
17	0.17	0.24	0.30	0.20	0.39	0.19	0.41	0.18
18	0.16	0.26	0.33	0.20	0.41	0.18	0.45	0.18
19	0.21	0.24	0.76	0.21	0.84	0.22	0.86	0.23
20	0.23	0.24	0.69	0.18	0.86	0.21	0.89	0.22
21	0.19	0.22	0.41	0.18	0.41	0.18	0.42	0.18
22	0.21	0.23	0.45	0.18	0.50	0.17	0.58	0.18
23	0.18	0.26	0.44	0.19	0.53	0.17	0.61	0.20
24	0.22	0.20	0.47	0.18	0.64	0.18	0.80	0.22
25	0.25	0.22	0.54	0.18	0.58	0.17	0.71	0.19
26	0.18	0.25	0.41	0.19	0.52	0.17	0.74	0.22
27	0.22	0.21	0.47	0.18	0.47	0.18	0.53	0.17
28	0.20	0.19	0.50	0.18	0.67	0.18	0.82	0.21
29	0.19	0.25	0.38	0.19	0.51	0.18	0.57	0.18
30	0.21	0.21	0.46	0.18	0.68	0.20	0.82	0.22
Povprečje $pga_{50,DSi,R}$ oz. $\beta_{DSi,R}$	0.19	0.23	0.43	0.19	0.52	0.19	0.64	0.20
Min $pga_{50,DSi,R}$ oz. $\beta_{DSi,R}$	0.15	0.18	0.30	0.17	0.34	0.17	0.35	0.17
Max $pga_{50,DSi,R}$ oz. $\beta_{DSi,R}$	0.25	0.29	0.76	0.21	0.86	0.23	0.89	0.30
Deterministični model	0.20	0.24	0.44	0.19	0.53	0.17	0.60	0.19
$pga_{50,DSi,RU}$ oz. $\beta_{DSi,RU}$	0.19	0.26	0.42	0.28	0.51	0.30	0.61	0.34

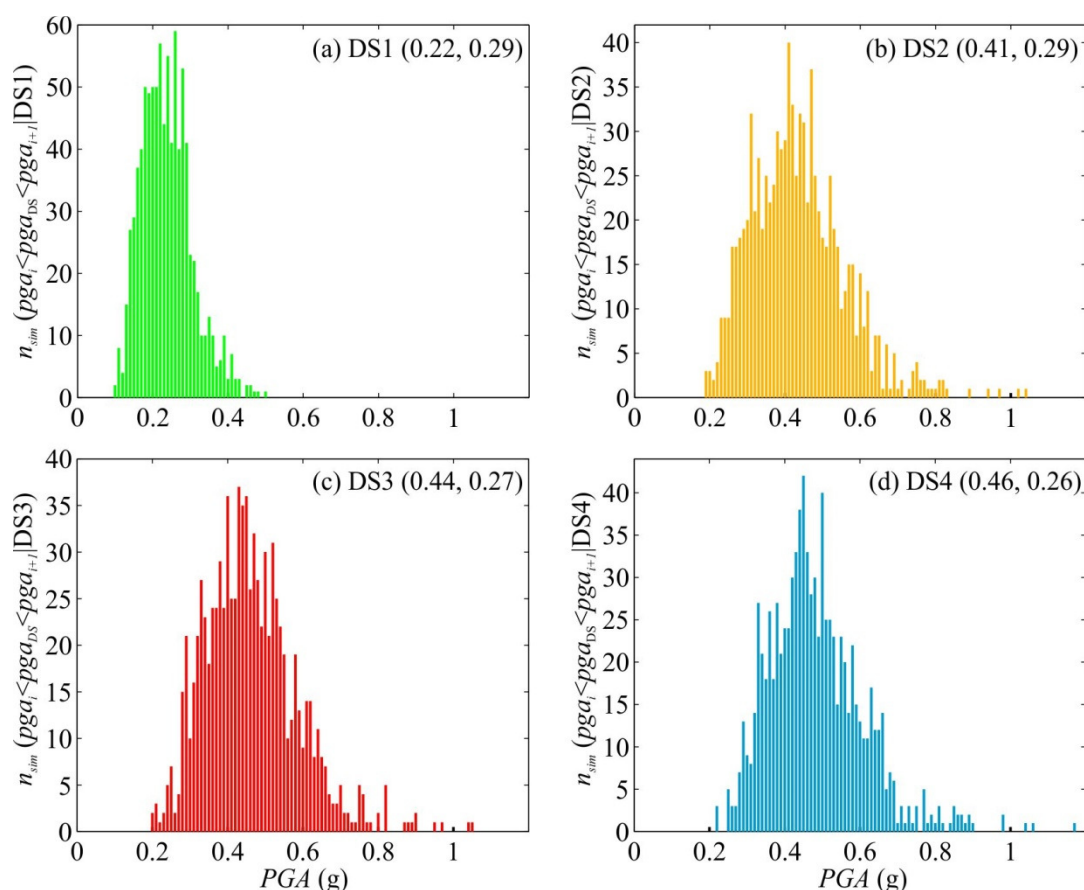
Preglednica 6.5: Vpliv modelnih negotovosti (U) na ocenjeno kapaciteto konstrukcije AH-M(-X). Pri vsakem akcelerogramu prikazujemo mediano kapacitet konstrukcije $pga_{50,DSi,U}$ in njihovo disperzijo $\beta_{DSi,U}$ za mejna stanja DS1-DS4. Za primerjavo prikazemo tudi mediano kapacitet konstrukcije $pga_{50,DSi,RU}$ in disperzijo $\beta_{DSi,RU}$, kjer smo hkrati upoštevali aleatorne in modelne negotovosti (RU).

Table 6.5: The effect of modelling uncertainties on the estimated capacity of the building AH-M(-X). For each accelerogram, median capacity $pga_{50,DSi,U}$ and dispersion $\beta_{DSi,U}$ for damage states DS1-DS4 are shown and compared with median capacity and dispersion obtained by considering both, aleatoric and epistemic uncertainties (RU).

Akcelerogram a	DS1		DS2		DS3		DS4	
	$pga_{50,DS1,U}$	$\beta_{DS1,U}$	$pga_{50,DS2,U}$	$\beta_{DS2,U}$	$pga_{50,DS3,U}$	$\beta_{DS3,U}$	$pga_{50,DS4,U}$	$\beta_{DS4,U}$
1	0.25	0.13	0.53	0.21	0.63	0.25	0.76	0.28
2	0.18	0.16	0.39	0.17	0.44	0.20	0.51	0.23
3	0.15	0.23	0.41	0.27	0.52	0.33	0.65	0.33
4	0.17	0.14	0.35	0.16	0.39	0.16	0.45	0.22
5	0.25	0.10	0.48	0.20	0.57	0.22	0.72	0.30
6	0.21	0.14	0.40	0.18	0.46	0.18	0.50	0.20
7	0.16	0.17	0.42	0.19	0.48	0.22	0.62	0.36
8	0.14	0.13	0.34	0.22	0.41	0.27	0.53	0.36
9	0.25	0.17	0.51	0.19	0.60	0.23	0.68	0.25
10	0.15	0.17	0.43	0.27	0.55	0.30	0.71	0.40
11	0.15	0.17	0.35	0.19	0.40	0.21	0.44	0.22
12	0.19	0.15	0.44	0.25	0.55	0.31	0.70	0.38
13	0.27	0.15	0.52	0.15	0.57	0.17	0.68	0.29
14	0.14	0.19	0.38	0.22	0.45	0.18	0.51	0.22
15	0.24	0.09	0.46	0.19	0.54	0.21	0.63	0.22
16	0.17	0.17	0.35	0.33	0.49	0.40	0.69	0.40
17	0.24	0.22	0.55	0.21	0.66	0.22	0.77	0.26
18	0.16	0.17	0.30	0.26	0.37	0.30	0.46	0.31
19	0.22	0.13	0.37	0.19	0.43	0.24	0.53	0.28
20	0.17	0.17	0.39	0.28	0.50	0.36	0.64	0.38
21	0.22	0.13	0.40	0.18	0.46	0.18	0.52	0.19
22	0.18	0.16	0.38	0.24	0.47	0.26	0.59	0.29
23	0.23	0.10	0.47	0.23	0.58	0.32	0.77	0.36
24	0.17	0.15	0.42	0.26	0.52	0.27	0.60	0.27
25	0.28	0.18	0.52	0.18	0.60	0.22	0.72	0.26
26	0.21	0.16	0.49	0.21	0.57	0.19	0.71	0.29
27	0.17	0.12	0.44	0.26	0.55	0.31	0.69	0.34
28	0.16	0.15	0.37	0.21	0.43	0.21	0.48	0.21
29	0.17	0.21	0.35	0.27	0.45	0.33	0.56	0.34
30	0.25	0.19	0.67	0.25	0.80	0.18	0.92	0.19
Povprečje $pga_{50,DSi,U}$, $\beta_{DSi,U}$	0.20	0.16	0.43	0.22	0.51	0.25	0.62	0.29
Min $pga_{50,DSi,U}$ oz. $\beta_{DSi,U}$	0.14	0.09	0.30	0.15	0.37	0.16	0.44	0.19
Max $pga_{50,DSi,U}$ oz. $\beta_{DSi,U}$	0.28	0.23	0.67	0.33	0.80	0.40	0.92	0.40
$pga_{50,DSi,RU}$ oz. $\beta_{DSi,RU}$	0.19	0.26	0.42	0.28	0.51	0.30	0.61	0.34

6.5 Določitev verjetnosti prekoračitve različnih mejnih stanj poškodovanosti

Na sliki 6.9 najprej za mejna stanja DS1-DS4 v enem od kritičnih primerov (BH-M-(+X)) prikazujemo razporeditev kapacitet konstrukcije iz 900 simulacij v intervale intenzitete z dolžino 0.01 g. Pokazalo se je, da pride do npr. mejnega DS2 pri intenziteti potresa med 0.41 g in 0.42 g v preko 40 simulacijah. Pri nekaterih simulacijah do mejnega stanja DS2 pride šele pri intenzitetah nad 1.0 g, vendar se to zgodi zelo redko. Na podlagi oblik prikazanih gostot porazdelitve in skladnosti med empiričnimi in teoretično določenimi krivuljami ranljivosti smo sklepali, da je smiselno predpostaviti, da so pri vsakem mejnem stanju kapacitete konstrukcije porazdeljene lognormalno. Na podlagi te predpostavke smo za vsako kombinacijo parametrov potisnih analiz in za vse stavbe AH, BH, AS in BS po metodi največjega verjetja določili mediane in disperzije pospeškov ($pga_{DSi,RU}$ in $\beta_{DSi,RU}$), ki povzročijo izbrana mejna stanja in so za stohastični model konstrukcije predstavljene v preglednici 6.6. Pri tem smo upoštevali modelne negotovosti in negotovosti v potresni obtežbi.



Slika 6.9: Število simulacij pri katerih pride do posameznih mejnih stanj konstrukcije BH-M-(+X) znotraj intervala intenzitete s korakom 0.01 g. Pri vsakem mejnem stanju DS1-DS4 sta dodana še parametra predpostavljene lognormalne porazdelitve kapacitet konstrukcije.

Figure 6.9: The number of simulations in which damage states DS1-DS4 occur in the building BH-M-(+X) in the intensity intervals $[pga_i, pga_{i+1}]$ with the interval length 0.01 g. For each damage state the parameters of the assumed lognormal distribution are shown.

Ob primerjavi median in disperzij kapacitet stohastičnega modela z determinističnim (preglednici 6.6 in 5.3) ugotovimo, da je v večini primerov kombinacij parametrov potisne analize pri stohastičnih modelih vseh obravnavanih stavb mediana pospeškov, ki povzročijo izbrano mejno stanje nižja, kot v determinističnih modelih brez upoštevanja modelnih negotovosti, vendar so razlike praviloma manjše

od 10 %. Nasprotno velja za disperzije, ki se ob upoštevanju modelnih negotovosti praviloma precej povečajo. Če si npr. pogledamo primer stavbe BH, lahko ob pogledu na preglednico 5.3 ugotovimo, da se disperzije pri mejnem stanju DS4 pri determinističnem modelu gibljejo med 0.17 in 0.20, z upoštevanjem modelnih negotovosti pa se disperzije povečajo in se gibljejo med 0.26 in 0.37, kar v povprečju pomeni več kot 50 % povečanje. Povečanja disperzij podobnega velikostnega reda so se pričakovano pojavila tudi pri ostalih stavbah in pri ostalih mejnih stanjih, zato lahko upravičeno trdimo, da modelne negotovosti imajo precejšen vpliv na rezultate in da jih je potrebno upoštevati, bodisi eksplicitno ali pa vsaj s povečanjem disperzije rezultatov determinističnega modela.

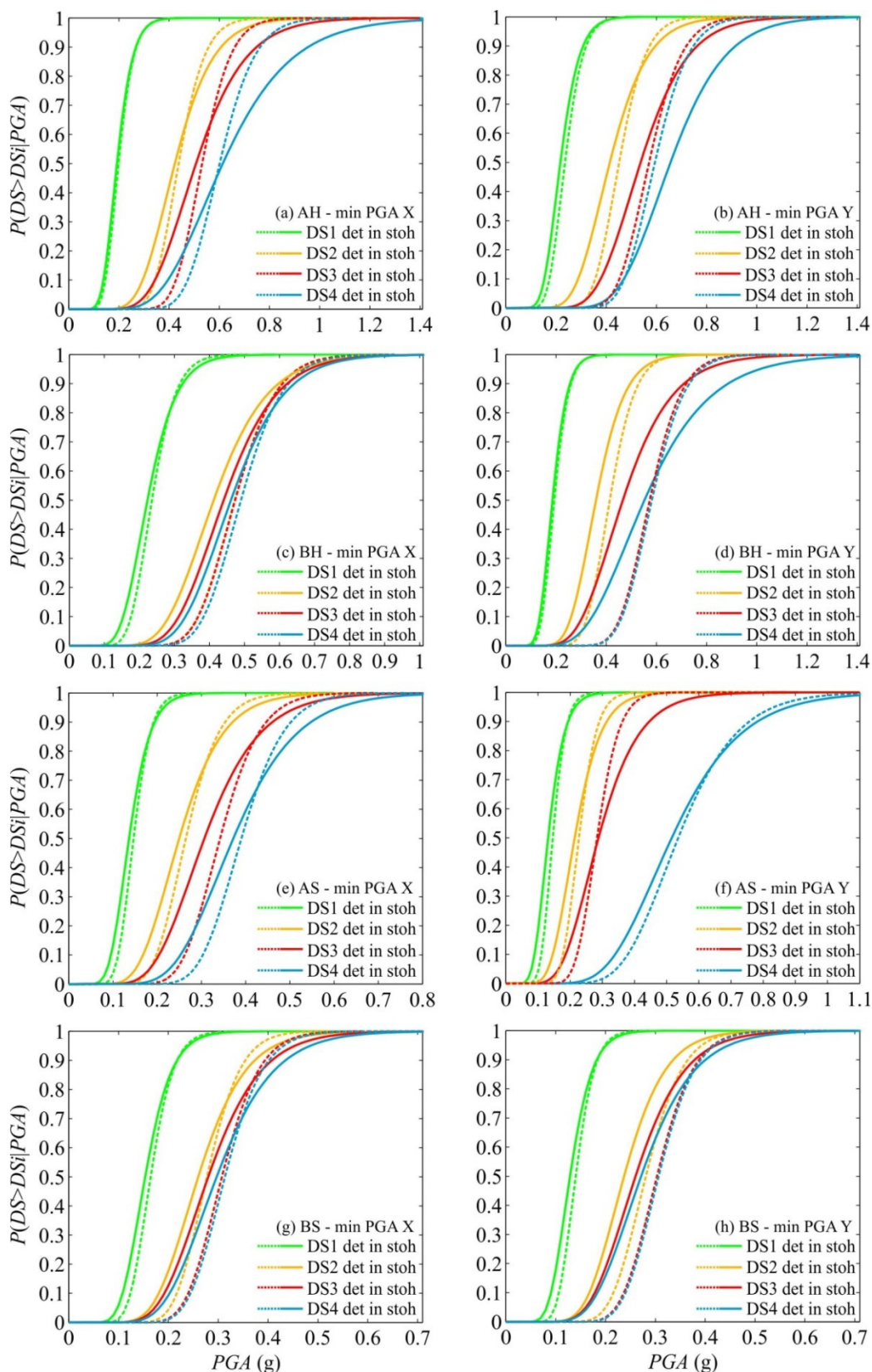
Njihov vpliv se še bolj jasno pokaže na sliki 6.10, na kateri so prikazane krivulje ranljivosti kritičnih primerov stavb AH, BH, AS in BS bodisi samo z upoštevanjem negotovosti v potresni obtežbi (deterministični model) bodisi z upoštevanjem aleatornih in modelnih negotovosti (stohastični model). Povečanje disperzije se, poenostavljeno rečeno, kaže v bolj položnem naklonu krivulj ranljivosti, spremembe mediane pa v zamiku krivulj ranljivosti v levo oziroma desno glede na krivulje ranljivosti determinističnega modela. Izkaže se, da povečanje disperzije znatno poveča pogojno verjetnost prekoračitve mejnih stanj pri nižjih in srednjih vrednostih intenzitete. To ima močan vpliv tudi na potresno tveganje izraženo z verjetnostjo prekoračitve mejnih stanj, kjer je pogojna verjetnost prekoračitve pri vsaki intenziteti utežena z verjetnostjo pojava potresa s takšno intenziteto, precejšen vpliv pa imajo nižje in srednje intenzitete, pri katerih je verjetnost pojava potresa relativno visoka.

V preglednici 6.7 je prikazana verjetnost prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 v 1 letu in 50 letih za stavbe AH, BH, AS in BS pri 8 kombinacijah parametrov v potisnih analizah z upoštevanjem aleatornih in modelnih negotovosti. Ob primerjavi s preglednico 5.4, v kateri so prikazane verjetnosti prekoračitve mejnih stanj determinističnega modela, je mogoče vrednotiti vpliv modelnih negotovosti na rezultate. Izkaže se, da je ta vpliv precej velik, saj se verjetnosti prekoračitve mejnega stanja nastanka razpok DS1 pri vseh stavbah v povprečju povečajo za približno 28 %. Največja verjetnost prekoračitve mejnega stanja DS4 pri stavbi BS brez upoštevanja modelnih negotovosti se pojavi pri potisni analizi BS-M-(+Y) in znaša 5.4 %, ko pa smo upoštevali modelne negotovosti, se je ta verjetnost povečala na 8 %, kar je skoraj 50 % povečanje, v primeru BS-M-(-Y) pa je bilo povečanje kar za faktor 3.2. Če pogledamo povprečno povečanje v vseh analizah pri vseh stavbah lahko ugotovimo, da so se zaradi upoštevanja modelnih negotovosti verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 povečale za 28 %, 49 %, 51 % in 33 %.

Preglednica 6.6: Parametra ($pga_{50,DSi,RU}$, $\beta_{DSi,RU}$) krivulj ranljivosti za mejna stanja DS1-DS4 za stavbe AH, BH, AS in BS pri 8 kombinacijah parametrov potisnih analiz z upoštevanjem aleatornih in modelnih negotovosti. S sivo so označene kritične analize.

Table 6.6: Parameters ($pga_{50,DSi,RU}$, $\beta_{DSi,RU}$) of the fragility curves for damage states DS1-DS4 for buildings AH, BH, AS and BS considering aleatoric and modelling uncertainties. Results are presented for 8 pushover analyses, critical analyses are marked in gray.

			$p = 1$	$p = 2$	$p = 3$	$p = 4$	$p = 5$	$p = 6$	$p = 7$	$p = 8$
			(U, +X)	(M, +X)	(U, -X)	(M, -X)	(U, +Y)	(M, +Y)	(U, -Y)	(M, -Y)
Stavba AH	DS1	$pga_{50,DS1,RU}$	0.29	0.20	0.27	0.19	0.31	0.22	0.30	0.22
		$\beta_{DS1,RU}$	0.28	0.28	0.26	0.26	0.27	0.27	0.28	0.27
	DS2	$pga_{50,DS2,RU}$	0.60	0.43	0.55	0.42	0.60	0.41	0.60	0.44
		$\beta_{DS2,RU}$	0.33	0.36	0.28	0.28	0.30	0.28	0.30	0.31
	DS3	$pga_{50,DS3,RU}$	0.80	0.66	0.60	0.51	0.72	0.54	0.74	0.57
		$\beta_{DS3,RU}$	0.31	0.31	0.27	0.30	0.31	0.27	0.29	0.34
	DS4	$pga_{50,DS4,RU}$	0.92	0.72	0.72	0.61	0.86	0.66	0.89	0.71
		$\beta_{DS4,RU}$	0.28	0.28	0.31	0.34	0.28	0.26	0.24	0.27
Stavba BH	DS1	$pga_{50,DS1,RU}$	0.28	0.22	0.28	0.22	0.27	0.19	0.29	0.21
		$\beta_{DS1,RU}$	0.29	0.29	0.29	0.29	0.27	0.25	0.28	0.28
	DS2	$pga_{50,DS2,RU}$	0.50	0.41	0.50	0.41	0.50	0.36	0.56	0.43
		$\beta_{DS2,RU}$	0.31	0.29	0.31	0.29	0.28	0.25	0.28	0.29
	DS3	$pga_{50,DS3,RU}$	0.56	0.44	0.56	0.44	0.57	0.47	0.59	0.52
		$\beta_{DS3,RU}$	0.28	0.27	0.28	0.27	0.35	0.33	0.26	0.30
	DS4	$pga_{50,DS4,RU}$	0.60	0.46	0.60	0.46	0.62	0.55	0.65	0.62
		$\beta_{DS4,RU}$	0.27	0.26	0.27	0.26	0.36	0.37	0.27	0.29
Stavba AS	DS1	$pga_{50,DS1,RU}$	0.20	0.14	0.20	0.14	0.21	0.14	0.19	0.13
		$\beta_{DS1,RU}$	0.27	0.27	0.28	0.28	0.30	0.29	0.30	0.30
	DS2	$pga_{50,DS2,RU}$	0.44	0.35	0.33	0.28	0.31	0.23	0.34	0.25
		$\beta_{DS2,RU}$	0.37	0.35	0.32	0.36	0.32	0.31	0.40	0.39
	DS3	$pga_{50,DS3,RU}$	0.64	0.53	0.36	0.32	0.41	0.31	0.51	0.36
		$\beta_{DS3,RU}$	0.49	0.38	0.31	0.34	0.40	0.36	0.42	0.44
	DS4	$pga_{50,DS4,RU}$	0.69	0.56	0.41	0.44	0.77	0.57	0.77	0.56
		$\beta_{DS4,RU}$	0.47	0.35	0.33	0.33	0.35	0.35	0.34	0.36
Stavba BS	DS1	$pga_{50,DS1,RU}$	0.20	0.15	0.20	0.15	0.18	0.14	0.20	0.14
		$\beta_{DS1,RU}$	0.29	0.27	0.29	0.27	0.29	0.27	0.28	0.27
	DS2	$pga_{50,DS2,RU}$	0.30	0.26	0.30	0.26	0.29	0.25	0.32	0.26
		$\beta_{DS2,RU}$	0.31	0.28	0.31	0.28	0.28	0.28	0.29	0.31
	DS3	$pga_{50,DS3,RU}$	0.33	0.28	0.33	0.28	0.31	0.27	0.33	0.33
		$\beta_{DS3,RU}$	0.30	0.29	0.30	0.29	0.29	0.32	0.29	0.37
	DS4	$pga_{50,DS4,RU}$	0.37	0.30	0.37	0.30	0.33	0.28	0.37	0.42
		$\beta_{DS4,RU}$	0.28	0.30	0.28	0.30	0.29	0.31	0.30	0.48



Slika 6.10: Krivulje ranljivosti za stavbe AH, BH, AS in BS v smereh X in Y, ki omogočajo določitev pogojne verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 pri potresu z določeno intenziteto z upoštevanjem aleatornih negotovosti (det) oziroma z upoštevanjem aleatornih in modelnih negotovosti (stoh).

Figure 6.10: Fragility curves for the buildings AH, BH, AS and BS, which enable the estimation of the conditional probability of exceeding damage states DS1-DS4 given intensity. The effect of aleatoric uncertainties (det) and aleatoric and modeling uncertainties (stoh) is shown.

Preglednica 6.7: Verjetnost prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 v 1 letu in 50 letih za stavbe AH, BH, AS in BS pri 8 kombinacijah parametrov v potisnih analizah z upoštevanjem aleatornih in modelnih negotovosti.

Table 6.7: Probability of exceeding the damage states DS1-DS4 in 1 year and 50 years for buildings AH, BH, AS and BS for 8 combinations of parameters in pushover analyses considering aleatoric and epistemic uncertainties.

			$p = 1$	$p = 2$	$p = 3$	$p = 4$	$p = 5$	$p = 6$	$p = 7$	$p = 8$
			(U, +X)	(M, +X)	(U, -X)	(M, -X)	(U, +Y)	(M, +Y)	(U, -Y)	(M, -Y)
Stavba AH	DS1	$P(DS > DS1 1 \text{ leto}) (\%)$	0.15	0.33	0.17	0.36	0.13	0.28	0.13	0.28
		$P(DS > DS1 50 \text{ let}) (\%)$	7.3	15.4	8.2	16.5	6.1	13.0	6.4	13.2
	DS2	$P(DS > DS2 1 \text{ leto}) (\%)$	0.03	0.06	0.03	0.06	0.03	0.06	0.03	0.06
		$P(DS > DS2 50 \text{ let}) (\%)$	1.4	3.1	1.5	2.9	1.3	3.2	1.3	2.9
	DS3	$P(DS > DS3 1 \text{ leto}) (\%)$	0.01	0.02	0.03	0.04	0.02	0.03	0.01	0.03
		$P(DS > DS3 50 \text{ let}) (\%)$	0.6	1.0	1.2	2.0	0.8	1.7	0.7	1.6
	DS4	$P(DS > DS4 1 \text{ leto}) (\%)$	0.01	0.02	0.02	0.03	0.01	0.02	0.01	0.02
		$P(DS > DS4 50 \text{ let}) (\%)$	0.4	0.8	0.9	1.3	0.5	1.0	0.4	0.8
Stavba BH	DS1	$P(DS > DS1 1 \text{ leto}) (\%)$	0.15	0.27	0.15	0.27	0.18	0.38	0.14	0.31
		$P(DS > DS1 50 \text{ let}) (\%)$	7.4	12.6	7.4	12.6	8.4	17.4	6.9	14.3
	DS2	$P(DS > DS2 1 \text{ leto}) (\%)$	0.04	0.07	0.04	0.07	0.04	0.09	0.03	0.06
		$P(DS > DS2 50 \text{ let}) (\%)$	2.1	3.2	2.1	3.2	2.0	4.2	1.5	3.0
	DS3	$P(DS > DS3 1 \text{ leto}) (\%)$	0.03	0.05	0.03	0.05	0.03	0.05	0.03	0.04
		$P(DS > DS3 50 \text{ let}) (\%)$	1.5	2.7	1.5	2.7	1.6	2.5	1.3	1.9
	DS4	$P(DS > DS4 1 \text{ leto}) (\%)$	0.02	0.05	0.02	0.05	0.03	0.04	0.02	0.02
		$P(DS > DS4 50 \text{ let}) (\%)$	1.2	2.3	1.2	2.3	1.3	1.8	1.0	1.2
Stavba AS	DS1	$P(DS > DS1 1 \text{ leto}) (\%)$	0.34	0.73	0.35	0.74	0.33	0.76	0.40	0.89
		$P(DS > DS1 50 \text{ let}) (\%)$	15.6	30.4	16.2	30.8	15.3	31.7	18.1	36.0
	DS2	$P(DS > DS2 1 \text{ leto}) (\%)$	0.06	0.10	0.12	0.18	0.13	0.26	0.12	0.23
		$P(DS > DS2 50 \text{ let}) (\%)$	3.1	5.1	5.7	8.8	6.4	12.2	5.6	10.9
	DS3	$P(DS > DS3 1 \text{ leto}) (\%)$	0.04	0.04	0.09	0.13	0.08	0.14	0.05	0.11
		$P(DS > DS3 50 \text{ let}) (\%)$	1.8	2.1	4.6	6.1	3.9	6.7	2.4	5.5
	DS4	$P(DS > DS4 1 \text{ leto}) (\%)$	0.03	0.03	0.07	0.06	0.01	0.03	0.01	0.03
		$P(DS > DS4 50 \text{ let}) (\%)$	1.4	1.7	3.4	2.9	0.7	1.6	0.7	1.7
Stavba BS	DS1	$P(DS > DS1 1 \text{ leto}) (\%)$	0.36	0.61	0.36	0.61	0.43	0.80	0.35	0.76
		$P(DS > DS1 50 \text{ let}) (\%)$	16.7	26.1	16.7	26.1	19.5	33.1	16.0	31.5
	DS2	$P(DS > DS2 1 \text{ leto}) (\%)$	0.15	0.19	0.15	0.19	0.14	0.20	0.12	0.19
		$P(DS > DS2 50 \text{ let}) (\%)$	7.2	8.9	7.2	8.9	6.8	9.4	5.7	9.0
	DS3	$P(DS > DS3 1 \text{ leto}) (\%)$	0.11	0.16	0.11	0.16	0.13	0.18	0.11	0.12
		$P(DS > DS3 50 \text{ let}) (\%)$	5.3	7.7	5.3	7.7	6.3	8.5	5.2	6.0
	DS4	$P(DS > DS4 1 \text{ leto}) (\%)$	0.08	0.14	0.08	0.14	0.11	0.17	0.08	0.09
		$P(DS > DS4 50 \text{ let}) (\%)$	4.1	6.7	4.1	6.7	5.3	8.0	4.0	4.5

6.6 Ocena mer za izgube za stohastični model

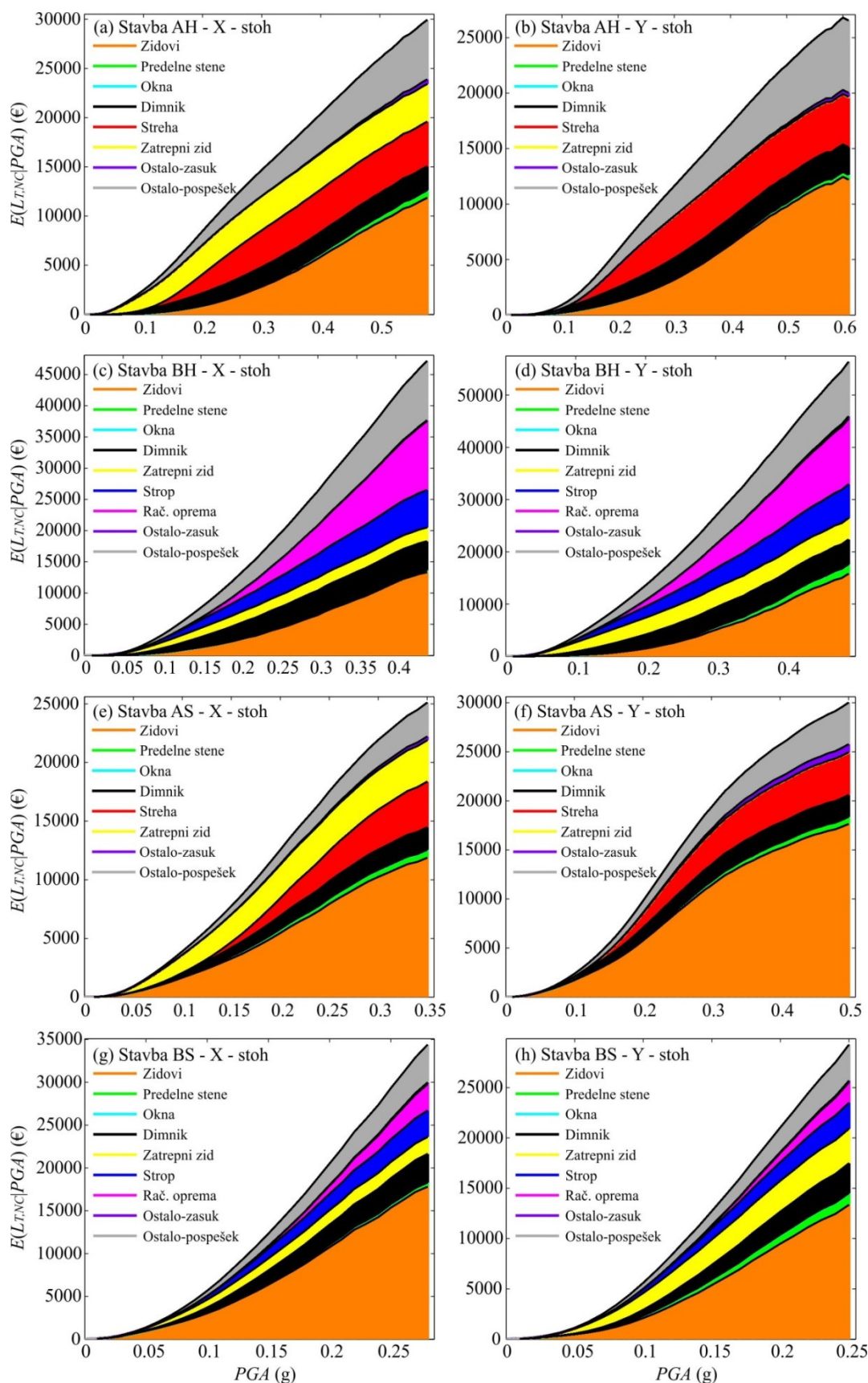
V poglavju 6.6 prikazujemo ocenjene ekonomske izgube za stavbe AH, BH, AS in BS z upoštevanjem modelnih negotovosti. Podobno kot v poglavju 5.7, najprej prikažemo vpliv negotovosti na pogoje mere za izgube ($E(L_{T,NC}|IM)$, $E(L_T|IM)$ in $P(L_T|IM)$), nato pa še na pričakovano letno izgubo EAL ter krivuljo izgub $P(L_T)$, v katerih smo dodali tudi informacijo o potresni nevarnosti.

6.6.1 Pričakovana izguba pri pogoju neporušitve objekta pri določeni intenziteti - $E(L_{T,NC}|IM)$ z upoštevanjem modelnih negotovosti

Na sliki 6.11 prikazujemo pričakovane izgube v kritičnih analizah za stavbe AH, BH, AS in BS, ločeno v smereh X in Y, z upoštevanjem modelnih negotovosti pri različnih intenzitetah s pogojem, da se objekt ne poruši. Prikazane so celotne izgube $E(L_{T,NC}|IM)$, razčlenjene po posameznih ranljivostnih skupinah. Tudi v tem primeru smo, podobno kot v poglavju 5.7.1, pričakovane izgube določili kot povprečne vrednosti izgub pri vsaki simulaciji, ki je bila pri izbrani kombinaciji parametrov potisne analize, definirana s kombinacijo modelnih parametrov (varianta v) in zaporedno številko akceleroograma (a). Tako smo torej na podlagi simulacij pri vsaki intenziteti določili 900 možnih vrednosti celotne izgube, vsaka vrednost izgube pa je predstavljala maksimalno od izgub, ki smo jih določili v vsaki od kombinacij parametrov potisne analize. Pri determinističnem modelu smo pri vsaki intenziteti določili samo 30 vrednosti izgub, zaradi česar smo na sliki 5.26 prikazovali samo intenzitete pri katerih je prišlo do porušitve v manj kot polovici simulacij. Ta kriterij je bil upoštevan tudi, ko smo upoštevali modelne negotovosti, čeprav je bilo število simulacij, na podlagi katerih je bila določena pričakovana izguba, bistveno večje. Vrednost pričakovanih izgub pri vsaki intenziteti je bila torej manj občutljiva na zmanjšano število upoštevanih simulacij, v katerih ni prišlo do porušitve, kar se na sliki 6.11 pokaže v večji gladkosti krivulj.

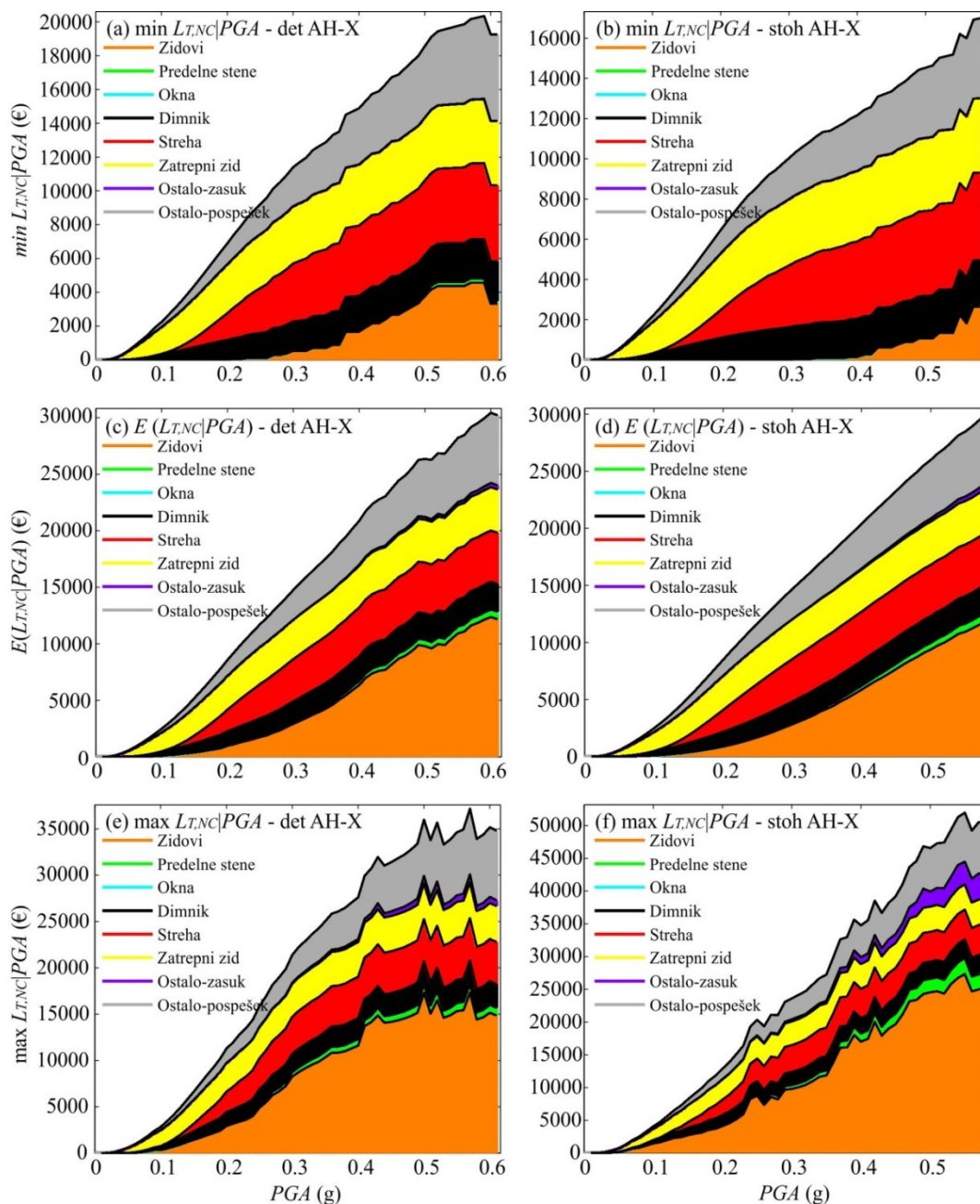
Tudi v primeru upoštevanja modelnih negotovosti, so se pokazali podobni trendi naraščanja izgub v posameznih komponentah z naraščanjem intenzitete kot pri determinističnem modelu. Ponovno zaradi izbranih funkcij ranljivosti, okna in ostale nekonstrukcijske komponente, občutljive na zasuk, praktično niso imeli nikakršnega vpliva na pričakovane vrednosti izgub. Vpliv predelnih sten na izgube je bil pri vseh stavbah in intenzitetah zelo majhen. Z naraščanjem intenzitete je naraščal tudi delež celotne izgube konstrukcijskih zidov, pri manjših intenzitetah pa so pri stavbah AH in BH prevladovali izgube zaradi poškodb strehe, zatrepnega zidu in dimnika, pri katerih so bile maksimalne vrednosti izgub dosežene pri relativno majhnih vrednosti parametrov potresnih zahtev. V stavbah AH in BH je bil delež izgub zaradi konstrukcijskih elementov vedno manjši od polovice celotne izgube, najmanjši pa je bil pri stavbi BH v smeri X, kjer je npr. pri intenziteti $pga = 0.4$ g znašal le 27 %. Pri stavbah AS in BS, ki sta bili zgrajeni iz slabšega materiala, so izgube zaradi zidov predstavljale večji delež v celotni izgubi, največji delež pa je bil dosežen pri stavbi AS v smeri Y, kjer je pri intenziteti $pga = 0.5$ g izguba zaradi poškodb znašala kar 58 % celotne izgube.

Tokrat si podrobneje pogledajmo kritični primer stavbe AH v smeri X. Na slikah 6.12c in 6.12d prikazujemo razčlenitev celotnih izgub brez upoštevanja porušitve po posameznih ranljivostnih skupinah v odvisnosti od intenzitete za deterministični in stohastični model. Dodatno na slikah 6.12a in 6.12b prikazujemo minimalne vrednosti, na slikah 6.12e in 6.12f pa maksimalne vrednosti izgub v posameznih ranljivostnih skupinah komponent v odvisnosti od intenzitete. Ob primerjavi celotnih izgub pri kritičnih analizah vseh stavb se nekoliko v nasprotju s pričakovanji zgodi, da so pričakovane izgube v primeru (ne)upoštevanja modelnih negotovosti praktično enake pri vseh intenzitetah in se pri vseh obravnavanih stavbah ne razlikujejo za več kot 10 %.



Slika 6.11: Prispevki posameznih ranljivostnih skupin k pričakovani celotni izgubi pri pogoju neporušitve z upoštevanjem modelnih negotovosti za stavbe AH, BH, AS in BS, ločeno v smereh X in Y.

Figure 6.11: The contribution of considered fragility groups to the expected total losses for non-collapse case, considering the modelling uncertainties for the buildings AH, BH, AS and BS in the directions X and Y.



Slika 6.12: Prispevki posameznih ranljivostnih skupin k pričakovani celotni izgubi z upoštevanjem in brez upoštevanja modelnih negotovosti (stoh/det) za stavbo AH v smeri X. Prikazan je tudi razpon minimalnih in maksimalnih izgub v posameznih ranljivostnih skupinah v odvisnosti od intenzitete.

Figure 6.12: The contribution of considered fragility groups to the expected total losses with/without consideration of modelling uncertainties (stoh/det) for the building AH in the direction X. Minimum and maximum loss for each fragility group and each intensity level are shown.

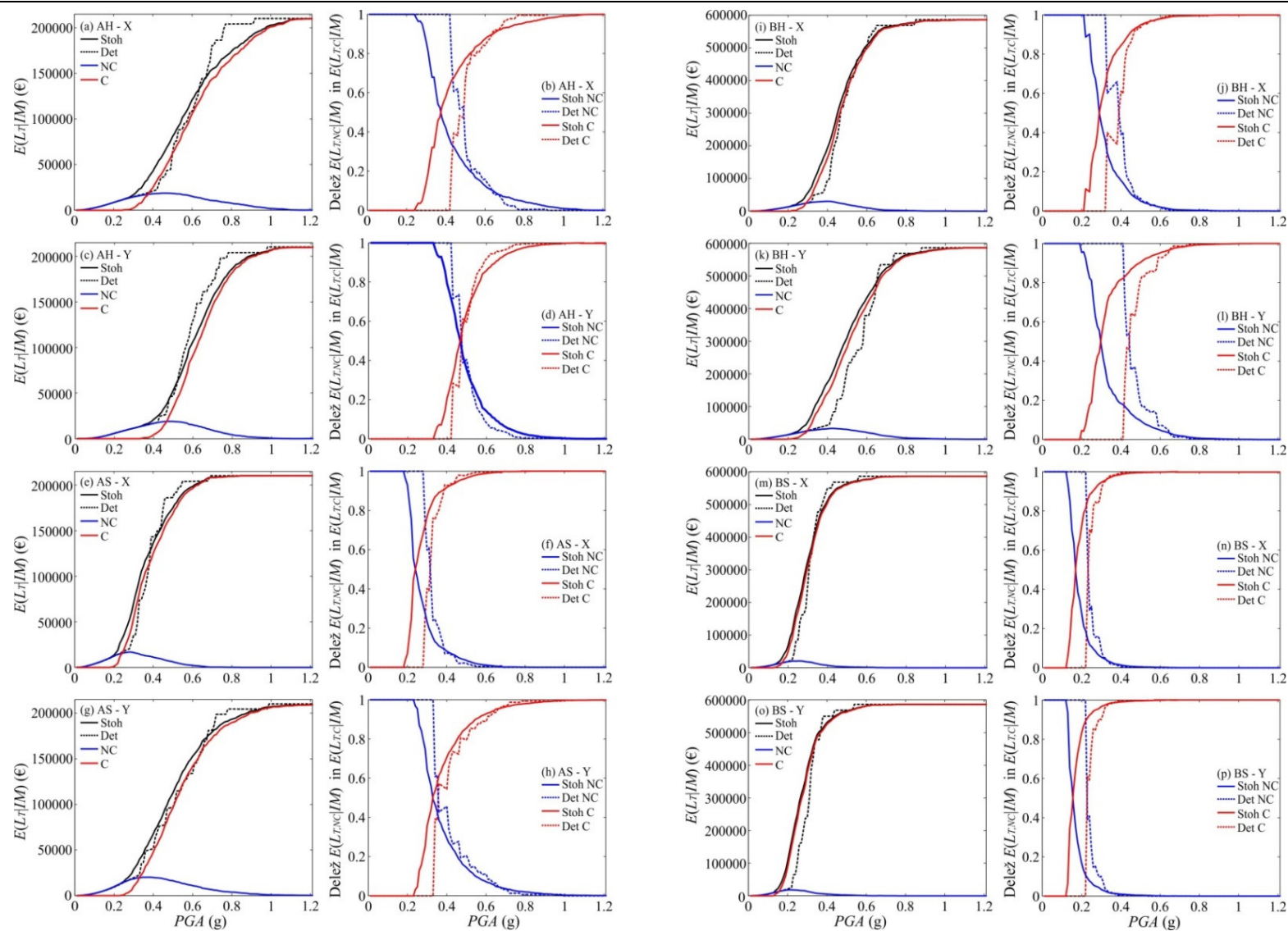
Z upoštevanjem modelnih negotovosti se vseeno poveča razpon možnih izgub vseh simulacij pri izbrani intenziteti. Izkaže se, da pri določenih komponentah, razlike med minimalnimi in maksimalnimi izgubami niso velike, kljub upoštevanju modelnih negotovosti. Tako so se izgube zaradi poškodb dimnika pri največjih intenzitetah gibale med minimalno vrednostjo 2350 € in maksimalno vrednostjo 2550 €. Razpon izgub zaradi poškodb strehe je bil največji pri intenziteti 0.33 g, kjer so se izgube gibale v razponu med 3800 € in 4300 €, pri intenziteti 0.6 g, pa je v vseh simulacijah izguba zaradi strehe znašala med 4500 in 4550 €, pri čemer slednja izguba predstavlja maksimalno predpostavljeno izgubo zaradi poškodb strehe. Podobne ugotovitve veljajo tudi za

zatrejni zid, pri katerem so razlike med minimalnimi izgubami in maksimalnimi izgubami pri določeni intenziteti zelo majhne in znašajo samo okoli 100 €, maksimalna izguba 3800 € pa je dosežena pri intenziteti 0.6 g. Vse navedene vrednosti izgub veljajo za deterministični model konstrukcije, pri stohastičnem pa se razpon izgub nekoliko poveča. Tako se izgube v zatrepnem zidu pri stohastičnem modelu pri večjih intenzitetah gibljejo med 3600 € in 3800 €, razpon izgub zaradi poškodb strehe pri intenziteti 0.6 g je med 4350 € in 4550 €, pri intenziteti 0.33 g pa so izgube zaradi strehe med 3300 € in 4300 €. Pri dimniku se z upoštevanjem modelnih negotovosti razpon izgub pri velikih intenzitetah poveča, izgube pa se gibljejo med 2200 € in 2550 €. Opazimo lahko, da je to povečanje razponov v primerjavi s celotno izgubo v konstrukciji precej majhno, zaradi česar lahko rečemo, da kljub povečanim razponom v izgubah omenjenih nekonstruktivskih komponent pri izbranih vrednostih intenzitete to izjemno malo vpliva na pričakovane vrednosti celotnih izgub pri pogoju neporušitve. Pri omenjenih nekonstruktivskih komponentah je bil glavni parameter potresnih zahtev maksimalni pospešek v etaži, ki smo ga določili na poenostavljen način in je bil odvisen predvsem od pospeška tal (enačbi 4.41 in 4.42), zato je manjši vpliv modelnih parametrov na izgube razumljiv. Po drugi strani so se največje vrednosti v razponih in največje razlike v izgubah stohastičnega in determinističnega modela pri posameznih intenzitetah pojavljale pri konstrukcijskih elementih, ki pa večinoma predstavljajo manj kot polovico celotnih izgub. Pri stohastičnem modelu so se pri intenziteti $pga = 0.5$ g izgube zaradi poškodb zidov gibale med 1000 in 24500 €, pri determinističnem modelu pa so bile minimalne in maksimalne izgube zaradi poškodb zidov v simulacijah enake 3800 € in 15000 €.

Zaključimo lahko, da upoštevanje modelnih negotovosti nima tako velikega vpliva na pričakovane izgube pri pogoju neporušitve v odvisnosti od intenzitete, kot bi lahko pričakovali. To še posebno velja za pričakovane vrednosti izgub, ki se pri stohastičnem in determinističnem modelu skoraj niso razlikovale, razlike pa so bile vidne predvsem v razponih izgub, pa še to predvsem pri konstrukcijskih komponentah. Izkazalo se je, da na potek pričakovanih izgub vplivajo predvsem način naraščanja ustreznega parametra potresnih zahtev, privzete funkcije ranljivosti in funkcije izgub, s katerimi so določene tudi maksimalne možne izgube v posameznih komponentah, del razlik med stohastičnim in determinističnim modelom pa se izgubi tudi s povprečenjem izgub pri posameznih intenzitetah. Dodatno se je izkazalo tudi, da ima poenostavljen postopek za določanje maksimalnih etažnih pospeškov svoje pomanjkljivosti, vendar je pri tako obsežnih študijah vedno potrebno tehtati med računskim časom ter učinkovitostjo in natančnostjo izračuna.

6.6.2 Pričakovana celotna izguba pri pogoju $IM = im - E(L_T|IM)$

V prejšnjem poglavju smo določili pričakovane izgube brez upoštevanja porušitve v odvisnosti od intenzitete, kar predstavlja samo del pričakovane celotne izgube pri vsaki intenziteti. V tem poglavju dodajamo še izgube, ki nastanejo, če se pri izbrani intenziteti potresa konstrukcija poruši. Na ta način združimo pričakovani izgubi brez upoštevanja porušitve $E(L_{T,NC}|PGA = pga)$ ter nadomestitev objekta z novim, ko pride do porušitve $E(L_{T,C}|PGA = pga)$, obe pa utežimo z verjetnostjo porušitve (C) in neporušitve (NC). Že v poglavju 5.7.2 smo določili, da je strošek nadomestitve porušenega objekta z novim L_{nad} za stavbi AH in AS enak 210000 €, za poslovna objekta BH in BS pa okrog 590000 €. To predstavlja precejšnjo vrednost v primerjavi z izgubami, ki nastanejo, če ne pride do porušitve, zaradi česar delež izgub $E(L_{T,C}|PGA = pga)$ hitro prevlada, čim pri določenih intenzitetah pride do prvih porušitev v posameznih simulacijah. Za določitev verjetnosti porušitve stohastičnega modela smo spet uporabili empirično kumulativno porazdelitveno funkcijo (poglavje 6.5). Na sliki 6.13 prikazujemo razčlenitev pričakovanih izgub pri različnih intenzitetah na deleža zaradi porušitve/neporušitve stavb AH, BH, AS in BS. Ločeno obravnavamo kritične primere v smereh X in Y. Zaradi lažje primerjave prikazujemo tudi krivulje za deterministični model, v katerem so zajete modelne negotovosti.



Slika 6.13: Razčlenitev pričakovanih izgub pri različnih intenzitetah na deleža zaradi (ne)porušitve za stavbe AH, BH, AS in BS, ločeno za smeri X in Y. Rezultati so prikazani za primer stohastičnega in determinističnega modela.

Figure 6.13: Disaggregation of the expected losses given intensity due to (non)collapse for buildings AH, BH, AS and BS in directions X and Y. The results based on stochastic and deterministic model are presented.

Kot se je pokazalo že v poglavju 6.6.1, je začetni del krivulje pri nižjih intenzitetah, ki je odvisen samo od izgub brez upoštevanja porušitve, praktično neodvisen od modelnih negotovosti in je zelo podoben v primeru determinističnega in stohastičnega modela. V drugem delu, torej pri intenzitetah, kjer v določenih simulacijah že nastopi porušitev, so vidne razlike v krivuljah pričakovane celotne izgube stohastičnega in determinističnega modela, ki so posledica razlik v krivuljah ranljivosti pri porušitvi. V poglavju 6.5 je bilo ugotovljeno, da imajo modelne negotovosti predvsem vpliv na disperzijo in razpon pospeškov, pri katerih pride do porušitve, kar se odraža tudi na krivuljah izgube, saj pri stohastičnem modelu začnejo prevladovati izgube zaradi porušitve objekta pri nižjih vrednostih intenzitet, po drugi strani pa njihov delež ne narašča tako strmo kot pri determinističnem modelu. Krivulje pri stohastičnem modelu so tudi bolj gladke kot pri determinističnem, saj je bolj gladka tudi empirična kumulativna porazdelitvena funkcija pri mejnem stanju porušitve, kar je posledica bistveno večjega števila simulacij.

V preglednici 6.8 prikazujemo pričakovane izgube za obe stavbi iz obeh materialov pri intenzitetah $pga = 0.25$ g in $pga = 0.47$ g ter prispevek izgub z in brez upoštevanja primerov porušitve za stohastični model konstrukcije. Kot rečeno so izgube pri posamezni intenziteti odvisne skoraj izključno od empirične porazdelitvene funkcije pri mejnem stanju porušitve posamezne stavbe. Pri intenziteti $pga = 0.25$ g v stavbi AH še ne pride do porušitve konstrukcije, zato so izgube pri stohastičnem in determinističnem modelu praktično enake. V stavbi BH pri tej intenziteti v stohastičnem modelu že pride do porušitve konstrukcije pri 1 % simulacij, zato delež izgub zaradi porušitve prispeva približno četrtno celotne izgube, kar za približno 25 % poveča tudi celotno izgubo pri tej stavbi v primerjavi z determinističnim modelom. Pri stavbah AS v kritični smeri X in BS v kritični smeri Y pri intenziteti $pga = 0.25$ g do porušitve pride v 9 % in 29 % simulacij, kar je bistveno več kot pri determinističnem modelu, zaradi česar pride do hitrega poskoka v pričakovanih izgubah.

Preglednica 6.8: Pričakovane izgube ločene na del brez oziroma z upoštevanjem porušitve konstrukcije pri potresih z intenziteto 0.25 g in 0.47 g za stavbe AH, BH, AS in BS.

Table 6.8: The expected total losses with or without consideration of collapse for intensities 0.25 g in 0.47 g for buildings AH, BH, AS and BS.

Stavba	Smer	$pga = 0.25$ g			$pga = 0.47$ g		
		Delež NC (€)	Delež C (€)	Skupaj (€)	Delež NC (€)	Delež C (€)	Skupaj (€)
AH	X	11700	200	11900	18600	50000	68600
	Y	8800	0	8800	19100	20300	39400
BH	X	19100	5900	25000	23800	314200	338000
	Y	19600	4600	24200	31400	240600	272000
AS	X	16000	18900	34900	7500	158600	166100
	Y	14800	700	15500	17600	81700	99300
BS	X	20800	171500	192200	3400	552200	555600
	Y	17600	234700	252300	2700	558700	561400

Podobne zaključke bi lahko potegnili ob pregledu rezultatov pri intenziteti $pga = 0.47$ g. Ob primerjavi rezultatov stohastičnega modela z determinističnim (preglednica 5.6), ugotovimo, da pri stavbah AH in BH pride do malenkostnega zmanjšanja izgub $E(L_{T,NC}|PGA=0.47$ g), precej pa se povečajo izgube z upoštevanjem porušitve, kar povzroči, da so celotne izgube pri stohastičnem modelu večje od izgub pri determinističnem modelu. Pri stavbah AS in BS, kjer so mediane pospeškov, pri katerih pride do mejnega stanja porušitve v konstrukcije, manjše od obravnavane intenzitete, pa pride celo do obratnega trenda, saj se delež izgub $E(L_{T,NC}|PGA=0.47$ g) poveča, delež izgub $E(L_{T,C}|PGA=0.47$ g) pa

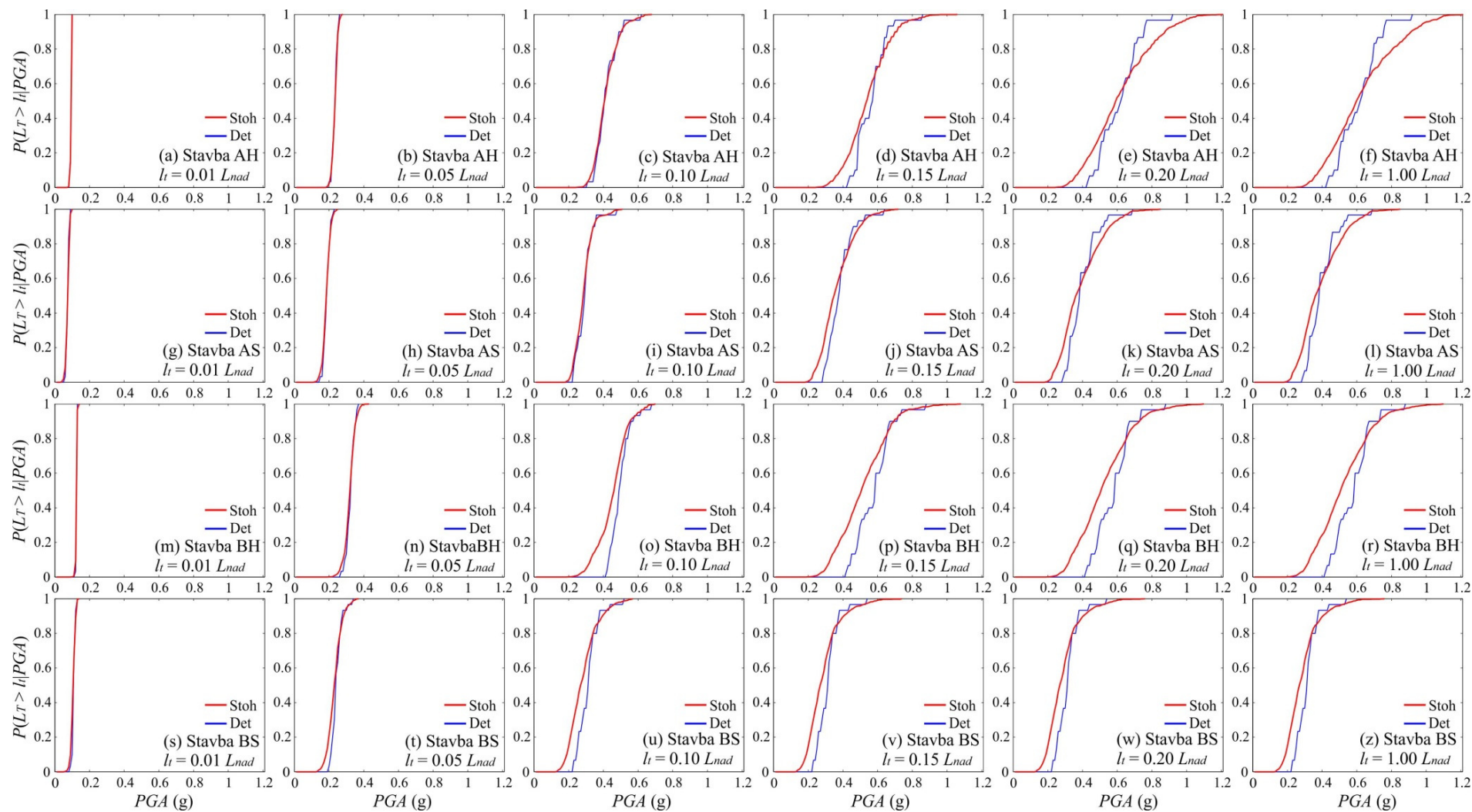
malenkostno zmanjša, kar rezultira celo v manjših izgubah določenih v primeru stohastičnega modela. Tudi to je posledica večje disperzije pospeškov, ki povzročijo porušitev konstrukcije, saj pri intenzitetah višjih od mediane, povzroči manj strmo naraščanje krivulj ranljivosti za porušitev konstrukcije, ki imajo očitno v vseh primerih največji vpliv na pričakovane izgube.

6.6.3 Verjetnost prekoračitve izgube L_T pri določeni intenziteti $IM = im - P(L_T|IM)$

Veliko simulacij omogoča oceno verjetnosti prekoračitve določene izgube. Na sliki 6.14 za vse obravnavane stavbe prikazujemo pogojno verjetnost prekoračitve izbrane izgube l_i v odvisnosti od pospeška potresa $P(L_T > l_i | PGA)$, ki smo jo določili kot delež vseh simulacij (skupaj $N_{sim} \cdot n_a = 900$), v katerih je izguba preseгла izbrano vrednost. Pri stavbah AH in AS prikazujemo rezultate za merodajno smer X, pri stavbah BH in BS pa za bolj kritično smer Y, v vseh primerih pa so nas, tako kot pri determinističnem modelu, zanimale pogojne verjetnosti prekoračitve izgub $0.01 L_{nad}$, $0.05 L_{nad}$, $0.10 L_{nad}$, $0.15 L_{nad}$, $0.20 L_{nad}$ in L_{nad} , kjer je L_{nad} vrednost nadomestitve poškodovanega objekta z novim.

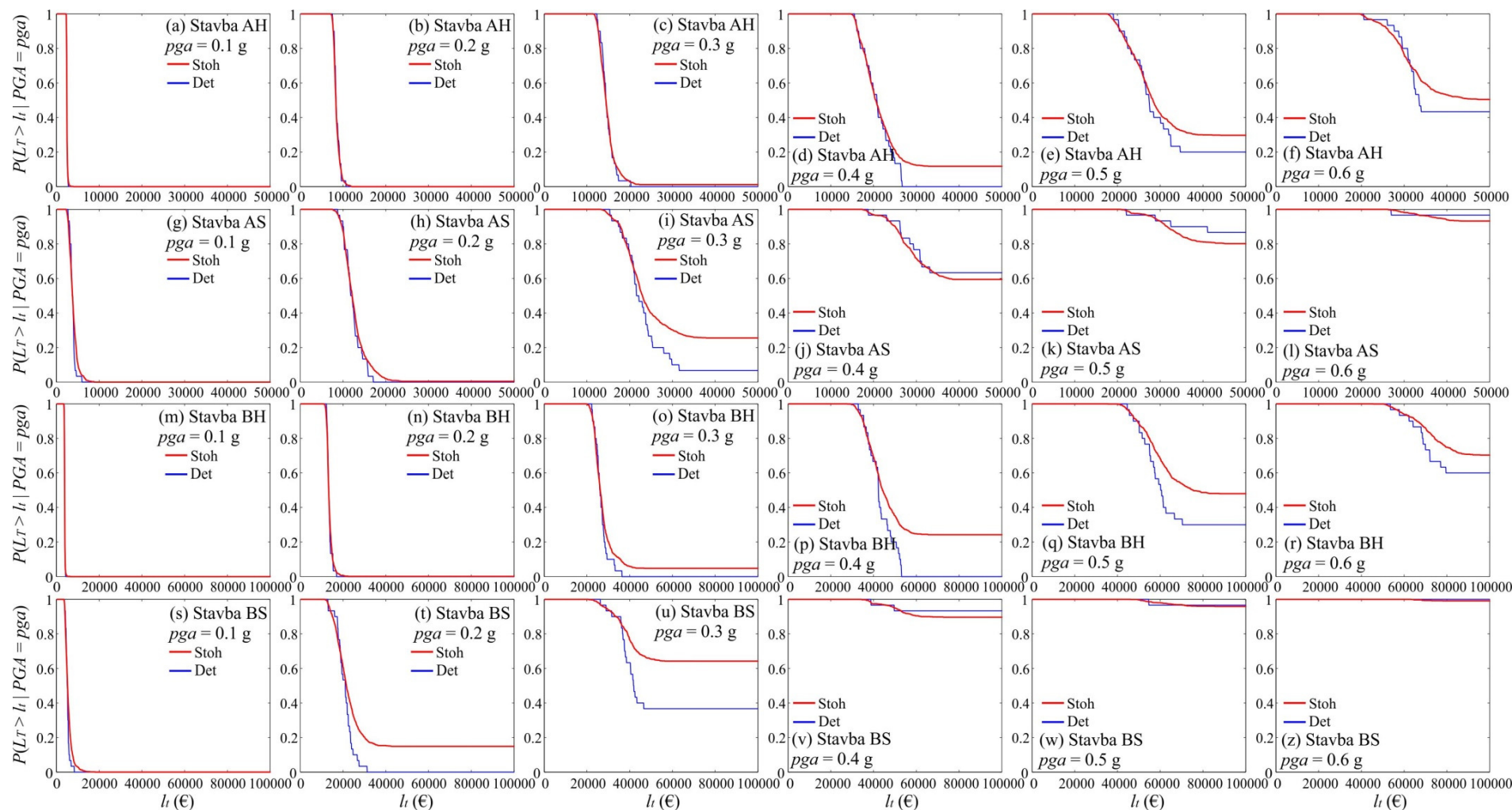
Zaradi lažje primerjave poleg rezultatov, v katerih smo upoštevali modelne negotovosti (stohastični model), prikazujemo tudi rezultate, kjer modelnih negotovosti nismo upoštevali, kar nam omogoča tudi neposredno vrednotenje vpliva modelnih negotovosti na oceno pogojne verjetnosti prekoračitve izgub $P(L_T|IM)$. Očitno je, da večje število simulacij pri stohastičnem modelu zgladi krivulje. Pri majhnih vrednostih izgub ($0.01L_{nad}$ in $0.05L_{nad}$) verjetnosti hitro narastejo na 1, razlik med stohastičnim in determinističnim modelom pa skoraj ni, saj že pri majhnih intenzitetah, izgube v vseh simulacijah presežejo izbrane vrednosti. Zelo strme krivulje pomenijo, da so bile izgube v vseh simulacijah med seboj precej podobne, nasprotno pa je raztros celotnih izgub pri srednjih izgubah (npr. $0.10L_{nad}$ in $0.15L_{nad}$) precej večji. Vidimo premik krivulje stohastičnega modela v levo, še bolj očiten pa je premik krivulj v levo ob primerjavi krivulj boljšega in slabšega materiala. To pomeni, da se verjetnosti prekoračitve izbrane izgube pri različnih intenzitetah povečajo v primerjavi stohastičnega z determinističnim modelom oziroma s poslabšanjem materiala. Pri večjih izgubah (nad $0.20 L_{nad}$) ima glavni vpliv spet verjetnost porušitve, zaradi katere izgube hipoma narastejo na vrednost L_{nad} .

Dodatno je na sliki 6.15, prikazan drugačen pogled na pogojno verjetnost izgub pri izbrani intenziteti, saj za stohastični in deterministični model prikazujemo verjetnost prekoračitve izgub, če bi prišlo do potresov z določeno intenziteto ($P(L_T > l_i | PGA = pga)$). Pri tem smo obravnavali naslednje intenzitete pga : 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g, 0.5 g in 0.6 g. Z naraščanjem intenzitete potresa narašča tudi razpon možnih izgub, ki jih takšen potres lahko povzroči, horizontalna asimptota, ki se pojavi pri višjih intenzitetah pa sovпада z deležem simulacij, v katerih pri izbrani intenziteti potresa pride do porušitve in imajo posledično izgube enake stroškom nadomestitve objekta L_{nad} . V tem primeru primerjava stohastičnega in determinističnega modela pokaže rahel premik krivulj v desno, značilen pa je tudi premik asimptote navzgor, kar pomeni, da lahko pričakujemo, da se verjetnost nastanka večjih izgub poveča. Tudi primerjava novejšega in slabšega materiala pokaže podoben zamik krivulj v desno, kar spet pomeni, da potres z enako intenziteto povzroči večje izgube. Podobno kot za deterministični model tudi za stohastičnega velja, da če bi na objekt AH (slika 6.14a) deloval potres z maksimalnim pospeškom tal $pga = 0.25$ g, bi izgube gotovo prekoračile vrednost $0.01 L_{nad}$ (2100 €), obstaja pa tudi 90 % verjetnost, da bi izgube prekoračile 5 % vrednosti nadomestitve objekta (10500 €). Po drugi strani obstaja zelo majhna verjetnost, da bi izgube v tem primeru prekoračile vrednosti nad 15000 €, če pa bi prišlo do potresa z intenziteto $pga = 0.47$ g, potem bi izgube zagotovo prekoračile 17000 €, verjetnosti za prekoračitev izgub $0.1L_{nad}$ (21000 €) oziroma $0.15L_{nad}$ (31500 €) pa bi bile 80 % oziroma 30 %.



Slika 6.14: Pogojna verjetnost prekoračitve izgube l_i izražena z deležem cene nadomestitve objekta L_{nad} (0.01, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20 in 1) v odvisnosti od intenzitete potresa za stavbe AH, BH, AS in BS z/brez upoštevanja modelnih negotovosti (stoh/det).

Figure 6.14: The conditional probability that losses will exceed a certain value l_i expressed as the proportion of replacement cost of the building (0.01, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20 and 1) for various earthquake intensities for the buildings AH, BH, AS and BS with/without consideration of the modelling uncertainties (stoh/det).



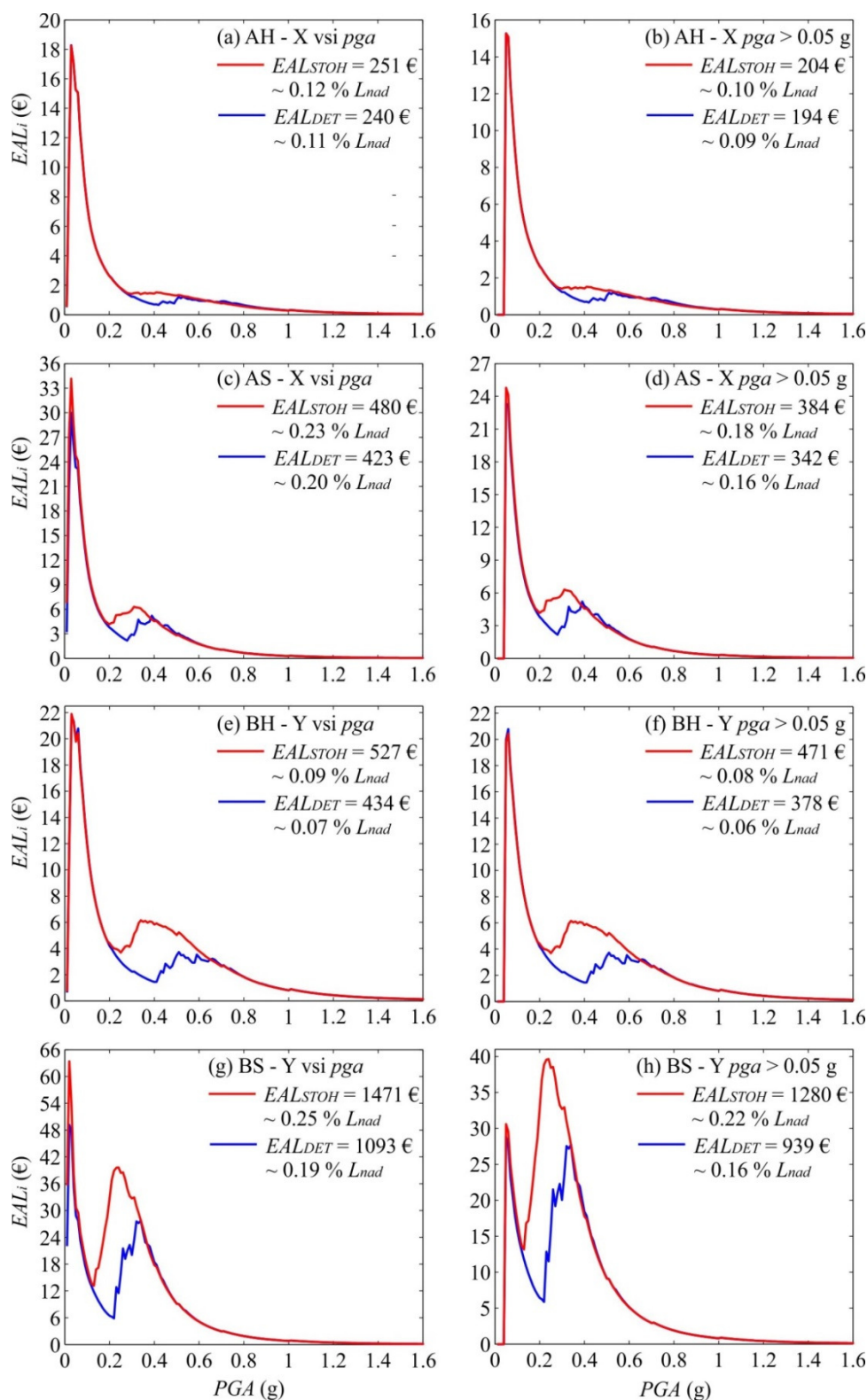
Slika 6.15: Pogojna verjetnost prekoračitve določene vrednosti izgub pri potresih z intenzitetami 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g, 0.5 g in 0.6 g za stavbe AH, BH, AS in BS z/brez upoštevanja modelnih negotovosti (stoh/det).

Figure 6.15: The conditional probability of exceeding a specified value of loss given the earthquake intensities 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g, 0.5 g in 0.6 g for the buildings AH, BH, AS and BS with/without consideration of the modelling uncertainties (stoh/det).

Če bi prišlo do potresa z intenziteto 0.1 g se skoraj pri vseh simulacijah pojavijo izgube 2500 €, pri višji intenziteti $pga = 0.3$ g, pa se bodo v stavbi AH zagotovo pojavile večje izgube od 11700 €, obstaja pa 1.1 % možnosti, da bo pri takšnem potresu prišlo do porušitve konstrukcije in bo posledično potrebno zamenjati celoten objekt z novim (porušitev se zgodi v 10 simulacijah). Višja kot je intenziteta, večji je razpon izgub tudi pri stohastičnem modelu, ki npr. pri potresu z intenziteto 0.4 g gotovo presegajo 14700 €, obstaja pa tudi 12 % verjetnost, da bo pri tej intenziteti prišlo do porušitve.

6.6.4 Pričakovana letna izguba EAL

Pričakovano letno izgubo EAL dobimo tako, da pričakovane izgube pri vsaki intenziteti ($E(L_T|IM)$) utežimo z diferencialom krivulje potresne nevarnosti, vse skupaj integriramo po celotnem območju intenzitet in tako dobimo mero za izgube, ki ni odvisna od intenzitete. Na sliki 6.16 prikazujemo pričakovane letne izgube za stavbe AH, BH, AS in BS ter razčlenitev prispevkov posameznih intenzitet potresov. Za primerjavo prikazujemo vrednosti izgub, ki smo jih določili z upoštevanjem modelnih negotovosti (stohastični model) in brez upoštevanja modelnih negotovosti (deterministični model), dodatno pa prikazujemo še vpliv spodnje meje integracije na pričakovano letno izgubo, saj se je izkazalo (poglavje 5.7.4), da je ta zaradi predpostavljene krivulje potresne nevarnosti in načina izračuna EAL precejšen. V vseh primerih se je pokazalo, da je upoštevanje modelnih negotovosti povečalo ocenjeno vrednost pričakovanih izgub. Ko pri integraciji nismo upoštevali omejitvev v intenzitetah, smo za stavbo AH določili pričakovano letno izgubo determinističnega modela 240 €, če pa smo v računu upoštevali tudi modelne negotovosti, se je ta izguba povečala za 5 % (251 €). Tudi pri stohastičnem modelu se je pokazal velik vpliv nižjih intenzitet na končne rezultate, saj smo ob upoštevanju spodnje meje intenzitete $pga_{min} = 0.05$ g dobili skoraj 20 % manjše vrednosti EAL. Kot je ugotavljal tudi Aslani (2005), pri majhnih vrednostih intenzitete pride do majhnih izgub, ki pa so utežene z izjemno veliko pogostostjo takšnih potresov, zaradi česar k celotni izgubi doprinesejo zelo veliko. Pri stavbi AS iz slabšega materiala je pričakovana izguba determinističnega modela z upoštevanjem spodnje meje intenzitete znašala 342 €, če pa smo upoštevali tudi modelne negotovosti se je povečala na 384 € (13 % povečanje). To se je zgodilo predvsem zaradi večjih izgub pri potresih z intenzitetami med 0.2 g in 0.4 g (glej tudi sliko 6.13a, b), kar je v končni fazi posledica večjega raztrosa v krivulji ranljivosti stavbe pri mejnem stanju porušitve, do katerega v stohastičnem modelu pride pri nižjih intenzitetah. Tudi tukaj se je pokazalo, da je povečanje EAL zaradi upoštevanja modelnih negotovosti relativno majhno (13 %), še posebno v primerjavi z vplivom spodnje meje intenzitete, pri čemer ocenimo kar 20 % nižjo pričakovano letno izgubo, kot brez upoštevanja te meje. Zanimivo je primerjati vpliv boljšega/slabšega materiala na ocenjene vrednosti pričakovane letne izgube. Izkaže se, da je ta velik, saj je slabši material stavbe pričakovano letno izgubo povečal za skoraj 90 %. Vpliv modelnih negotovosti je večji pri slabšem materialu, saj so pri takšnem materialu tudi kapacitete konstrukcije pri mejnem stanju porušitve precej nižje. To pomeni, da k izgubam več prispevajo nižje in srednje potresne intenzitete, pri katerih pa so večje tudi vrednosti diferencialov krivulje potresne nevarnosti in posledično njihov vpliv na rezultate. To se še bolje pokaže ob primerjavi pričakovanih letnih izgub stavb BH in BS, ki za stohastični model z upoštevanjem spodnje meje znašajo 471 € in 1280 €, za deterministični model pa 378 € in 939 €. Ponovno pride do večjega povečanja zaradi upoštevanja modelnih negotovosti pri stavbi BS iz slabšega materiala, saj se pričakovana letna izguba poveča za 36 %, pri stavbi BH pa za 25 %. Na sliki 6.16h je lepo vidno, da k pričakovani izgubi stavbe BS največ prispevajo potresi z intenzitetami med 0.15 in 0.35 g, celo več kot potresi z majhnimi intenzitetami, kar je posledica krivulje ranljivosti stavbe BS z upoštevanjem modelnih negotovosti, kjer se prve porušitve v simulacijah zgodijo že pri precej majhnih intenzitetah.



Slika 6.16: Pričakovana letna izguba v stavbah AH, BH, AS in BS ter prispevek potresov z intenzitetami pga brez upoštevanja mej (a, c, e, g) in z upoštevanjem omejitev intenzitet $pga > 0.05 \text{ g}$ (b, d, f, h). Prikazane so pričakovane letne izgube z in brez upoštevanja modelnih negotovosti.

Figure 6.16: The expected annual loss in the buildings AH, BH, AS and BS and disaggregation of EAL by intensity measure without limitations (a, c, e, g) and for $pga > 0.05 \text{ g}$ (b, d, f, h). The expected annual losses with and without consideration of modelling uncertainties are shown.

Za konec pogledjmo še normirane vrednosti pričakovane letne izgube, ki po vrsti za stohastične modele stavb AH, BH, AS in BS znašajo 0.10 %, 0.18 %, 0.08 % ter 0.22 % nadomestne vrednosti objekta

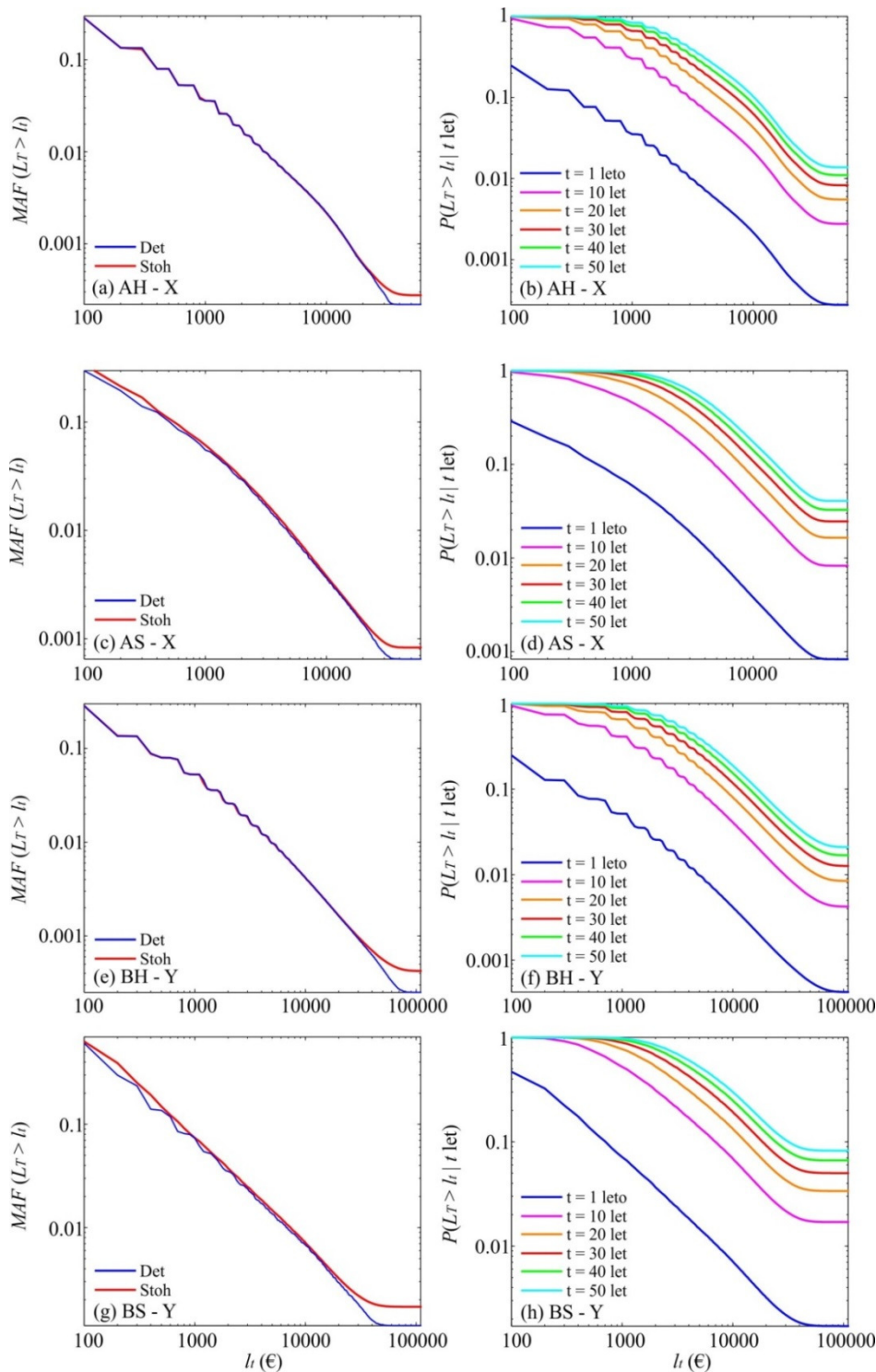
L_{nad} , če pa izgube izrazimo na 100 m² tlorisne površine objekta, za vse stavbe dobimo pričakovane letne izgube 75 €/100 m², 50 €/100 m², 173 €/100 m² ter 168 €/100 m². Če bi za veliko podobnih zidanih objektov določili takšne ocene izgub, bi lahko na podlagi takšnih rezultatov hitreje približno ocenili pričakovane vrednosti letnih izgub za določen objekt iz izbranega materiala tudi brez izjemno zahtevne in dolgotrajne analize.

6.6.5 Krivulja izgub $P(L_T > I_t)$

Podobno kot pričakovana letna izguba sta določeni tudi srednja letna frekvenca oziroma verjetnost prekoračitve izbrane vrednosti izgub $\lambda(L_T > I_t)$ ali $P(L_T > I_t)$, le da v tem primeru z verjetnostjo, da pri tej intenziteti res pride do potresa, utežimo verjetnosti prekoračitve določene vrednosti izgub $P(L_T > I_t | IM)$ in vse skupaj integriramo po vseh intenzitetah. Uporabljene so bile empirične kumulativne porazdelitvene funkcije iz simulacij, na sliki 6.17 pa prikazujemo krivulje izgub za vse stavbe, enkrat izražene s srednjo letno frekvenco prekoračitve, drugič pa z verjetnostjo prekoračitve izgub v 1, 10, 20, 30, 40 in 50 letih. Poleg krivulj izgub, ki smo jih določili z upoštevanjem modelnih negotovosti, zaradi lažje primerjave prikazujemo tudi krivulje izgub determinističnih modelov. Ponovno se je nekoliko nepričakovano izkazalo, da so razlike med krivuljami stohastičnega in determinističnega modela izjemno majhne, kar se pokaže tudi pri primerjavi različnih mer za oceno potresnega tveganja, ki so za stohastični model navedene v preglednici 6.9, za determinističnega pa v preglednici 5.7. V obeh lahko primerjamo verjetnosti, da bodo izgube v 1 letu oziroma v 50 letih prekoračile vrednosti 5000 €, 10000 € in 50000 € ter tudi izgube L_T , za katere lahko z 2 % in 10 % verjetnostjo pričakujemo, da bodo prekoračene v 50 letih. Podajamo še vrednost asimptot krivulj izgub, ki predstavljajo srednjo letno frekvenco porušitve konstrukcije $\lambda(DS > DS4)$.

Verjetnosti prekoračitve izgub 5000 in 10000 € v 1 oziroma 50 letih so se pri stohastičnem in determinističnem modelu vseh stavb razlikovale za manj kot 10 %. Kot smo ugotavljali že pri determinističnem modelu so omenjene mere potresnega tveganja v največji meri odvisne od krivulje potresne nevarnosti, verjetnosti porušitve konstrukcije ter tudi od pogojnih verjetnosti $P(L_T > I_t | IM)$, ki so za stohastični in deterministični model vseh stavb prikazane na sliki 6.14. Razlike v pogojnih verjetnostih $P(L_T > I_t | IM)$ med stohastičnim in determinističnim modelom so v strmini in razponu intenzitet, pri katerih so verjetnosti različne od 0 in 1. Izven tega razpona intenzitet razlik med obema modeloma ni, v vmesnem območju pa se zabrišejo s hitrim upadanjem vrednosti diferenciala krivulje potresne nevarnosti oziroma verjetnosti pojava potresa s takšnimi intenzitetami. Nekoliko večje so bile razlike v verjetnostih prekoračitve izgube 50000 €, ki so med determinističnim in stohastičnim modelom znašale 25 %.

Pri vsaki izmed izbranih izgub lahko opazimo, da je verjetnost prekoračitve v 1 oziroma v 50 letih pri stavbah iz polne opeke pričakovano večja kot pri stavbah iz opečnih votlakov, verjetnost prekoračitve posameznih izgub pa se pri slabšem materialu poveča med 35 % in 300 %, odvisno od izbranega časovnega obdobja in vrednosti izgub. Verjetnosti pri enakih izgubah so večje pri stavbi B, ki je precej večja in ima tudi večjo vrednost. Ugotovimo lahko tudi, da je pri stavbi AH z 2 % verjetnostjo v 50 letih prekoračena izguba 26400 €, pri stavbi B pa izguba 590000 €, saj je verjetnost porušitve v 50 letih večja od 2 %. Z 10 % verjetnostjo bodo v 50 letih prekoračene izgube 10200 € in 15400 € v stavbi AH in AS, oziroma 16600 € ter 31700 € pri stavbah BH in BS. Razlike v cenah niso pretirano velike, kar je posledica že prej omenjenih razlogov.



Slika 6.17: Krivulje izgub $\lambda(L_T > l_i)$ in verjetnosti prekoračitve izgub v t letih $P(L_T > l_i | t \text{ let})$ za stavbe AH, BH, AS in BS. Prikazane so razlike med rezultati stohastičnega in determinističnega modela.

Figure 6.17: Loss curves $\lambda(L_T > l_i)$ and probabilities of exceeding losses in t years $P(L_T > l_i | t \text{ years})$ for the buildings AH, BH, AS in BS. The difference between the results of the stochastic and deterministic model is shown.

Preglednica 6.9: Verjetnosti prekoračitve 5000€, 10000€ in 50000 € v 1 in 50 letih ter izgube, ki bodo z 2 % in 10 % verjetnostjo prekoračene v 50 letih za stohastične modele stavb AH, BH, AS in BS.

Table 6.9: The probabilities of exceeding 5000 €, 10000€ and 50000 € in 1 and 50 years, and the losses, which will be exceeded in 50 years with 2 % and 10 % probability for the stochastic models of the buildings AH, BH, AS and BS.

	Stavba AH	Stavba AS	Stavba BH	Stavba BS
$P(L_T > 5000\text{€} 1 \text{ leto})$	0.55	0.99	0.97	1.46
$P(L_T > 5000\text{€} 50 \text{ let})$	24	39	39	52
$P(L_T > 10000\text{€} 1 \text{ leto})$	0.22	0.38	0.42	0.71
$P(L_T > 10000\text{€} 50 \text{ let})$	10	17	19	30
$P(L_T > 50000\text{€} 1 \text{ leto})$	0.028	0.083	0.056	0.170
$P(L_T > 50000\text{€} 50 \text{ let})$	1.4	4.1	2.8	8.4
$P(l_t 50 \text{ let}) = 2 \% \rightarrow l_t (\text{€})$	26400	210000	590000	590000
$P(l_t 50 \text{ let}) = 10 \% \rightarrow l_t (\text{€})$	10200	15200	16600	31700
$\min \lambda (L_T > l_t) \approx P(DS > DS4 1 \text{ leto})$	0.00028	0.00083	0.00042	0.00170

6.7 Občutljivostna analiza

Doslej smo prikazovali rezultate metodologije za oceno potresnega tveganja, v katerih smo modelne negotovosti upoštevali preko stohastičnega modela stavbe oziroma z večjim številom variant konstrukcijskih modelov z različnimi kombinacijami modelnih parametrov. Zanimalo pa nas je tudi, kateri od modelnih parametrov imajo največji vpliv na rezultate, zato smo naredili občutljivostno analizo, v kateri smo ovrednotili vpliv posameznih parametrov. Naredili smo dodatnih 26 variant konstrukcijskih modelov, v katerih smo spreminjali vrednosti 13 vhodnih modelnih parametrov. V vsaki varianti smo upoštevali 16-ti oziroma 84-ti kvantil enega izmed parametrov, ostale pa smo upoštevali z njihovimi nominalnimi vrednostmi. Občutljivostno študijo smo izvedli za stavbo BH, predpostavili pa smo, da so horizontalne sile v potisni analizi razporejene sorazmerno z masami v smeri +X.

V preglednici 6.10 so za vseh 26 variant modelov v prvih stolpcih izpisane nominalne vrednosti parametra, ki smo ga pri posamezni varianti odklonili, ter tudi vrednosti 16-tega in 84-tega kvantila negotovih vhodnih parametrov. V nadaljevanju so za vsakega izmed 26 variant prikazani glavni rezultati potisnih analiz, s katerimi zajamemo globalno obnašanje konstrukcije ($F_y, d_y, F_{max}, d_{Fmax}, d_{NC}, T^*$ in T) ter pomembni rezultati inkrementalnih dinamičnih analiz na poenostavljenih SDOF modelih konstrukcije ($pga_{DS1,R}, \beta_{DS1,R}, pga_{DS2,R}, \beta_{DS2,R}, pga_{DS3,R}, \beta_{DS3,R}, pga_{DS4,R}, \beta_{DS4,R}$). V preglednici 6.11 so poleg splošnih lastnosti vseh modelov zbrani še rezultati ocene potresnega tveganja izražene z različnimi metrikami. Prikazujemo vpliv negotovosti na verjetnost prekoračitve mejnega stanja DSi v enem letu $P(DS > DSi|1 \text{ leto})$ ter na pričakovane izgube zaradi poškodb zidov, dimnika, zatrepnega zidu, stropov in ostalih komponent občutljivih na pospešek $E(L_{fg}|pga = 0.25 \text{ g})$, torej v ranljivostnih skupinah $fg = 1, 4, 5, 6, 9$ pri pogoju, da pride do potresa z intenziteto 0.25 g. Dodatno smo preverili še vpliv parametrov na celotno izgubo brez upoštevanja porušitve $E(L_{T,NC}|PGA)$, na pričakovano letno izgubo EAL , na izračunani verjetnosti, da bodo celotne izgube v 50 letih prekoračile 5000 € oziroma 10000 € ter končno še vpliv modelnih parametrov na izgube L_T za katere obstajata 2 % oziroma 10 % verjetnost prekoračitve v 50 letih .

Preglednica 6.10: Mediana, 16-ti in 84-ti kvantil negotovih vhodnih modelnih parametrov in njihov vpliv na rezultate potisnih in SDOF-IDA analiz.

Table 6.10: The median, 16th and 84th percentiles of the uncertain modeling parameters and their effect on the pushover and SDOF-IDA results.

SPLOŠNO				POTISNA ANALIZA IN IDEALIZACIJA							SDOF-IDA							
X	\tilde{X}	Kvantil		F_y (kN)	d_y (cm)	F_{max} (kN)	d_{Fmax} (cm)	d_{NC} (cm)	T^* (s)	T (s)	$pga_{DS1,R}$ (g)	$\beta_{DS1,R}$	$pga_{DS2,R}$ (g)	$\beta_{DS2,R}$	$pga_{DS3,R}$ (g)	$\beta_{DS3,R}$	$pga_{DS4,R}$ (g)	$\beta_{DS4,R}$
E (MPa)	5000	84	6250	3679	0.59	3921	1.35	1.88	0.196	0.175	0.30	0.22	0.53	0.19	0.61	0.18	0.65	0.19
		16	3750	3651	0.66	3893	1.45	1.97	0.207	0.188	0.31	0.25	0.53	0.20	0.61	0.17	0.64	0.20
G (MPa)	500	84	625	3772	0.57	4017	1.35	1.87	0.189	0.167	0.31	0.21	0.56	0.19	0.63	0.18	0.67	0.19
		16	375	3474	0.66	3720	1.40	1.92	0.214	0.200	0.28	0.25	0.49	0.21	0.56	0.17	0.57	0.20
γ (kN/m ³)	14	84	15.4	3734	0.62	3986	1.40	1.92	0.202	0.183	0.30	0.23	0.52	0.20	0.60	0.18	0.64	0.20
		16	12.6	3612	0.62	3848	1.40	1.93	0.199	0.177	0.31	0.22	0.54	0.19	0.62	0.18	0.65	0.20
f_c (MPa)	5	84	6	3674	0.62	3918	1.40	1.93	0.200	0.180	0.30	0.23	0.53	0.20	0.61	0.18	0.62	0.19
		16	4	3674	0.62	3917	1.40	1.93	0.200	0.180	0.30	0.23	0.53	0.20	0.61	0.17	0.64	0.19
δ_s (%)	0,41	84	0.64	3942	0.75	4216	1.90	2.71	0.213	0.180	0.33	0.24	0.62	0.19	0.71	0.17	0.72	0.19
		16	0.18	2951	0.40	3137	0.90	0.93	0.181	0.180	0.24	0.20	0.42	0.19	0.42	0.18	0.47	0.20
δ_f (%)	0,72	84	1.06	3673	0.62	3918	1.40	1.93	0.200	0.180	0.30	0.23	0.53	0.20	0.61	0.18	0.67	0.20
		16	0.38	3675	0.62	3918	1.40	1.82	0.200	0.180	0.30	0.23	0.53	0.20	0.59	0.19	0.60	0.20
μ	0,4	84	0.48	3975	0.67	4243	1.90	2.03	0.201	0.180	0.33	0.23	0.63	0.19	0.65	0.17	0.69	0.20
		16	0.32	3394	0.58	3621	1.30	1.81	0.203	0.180	0.28	0.24	0.48	0.20	0.56	0.18	0.58	0.19
G_c	7	84	8.5	3597	0.61	3851	1.40	1.92	0.200	0.180	0.30	0.23	0.52	0.19	0.60	0.18	0.61	0.19
		16	5.5	3733	0.62	3961	1.35	1.87	0.199	0.180	0.31	0.22	0.53	0.20	0.61	0.18	0.65	0.19
β	0,3	84	0.35	3672	0.62	3916	1.40	1.92	0.200	0.180	0.30	0.23	0.53	0.20	0.61	0.18	0.64	0.20
		16	0.25	3674	0.62	3920	1.40	1.93	0.200	0.180	0.30	0.23	0.53	0.20	0.61	0.18	0.64	0.20
f_{v0} (MPa)	0,2	84	0.26	4086	0.74	4337	2.05	2.13	0.208	0.180	0.35	0.25	0.66	0.19	0.67	0.18	0.69	0.20
		16	0.14	3226	0.51	3481	1.25	1.70	0.194	0.180	0.26	0.22	0.47	0.19	0.54	0.18	0.56	0.19
e_x	0	84	0.03	3673	0.62	3918	1.40	1.93	0.200	0.180	0.30	0.23	0.53	0.20	0.61	0.18	0.64	0.20
		16	-0.03	3673	0.62	3918	1.40	1.93	0.200	0.180	0.30	0.23	0.53	0.20	0.61	0.18	0.64	0.20
e_y	0	84	0.03	3655	0.60	3886	1.35	1.93	0.198	0.180	0.30	0.22	0.52	0.20	0.61	0.18	0.64	0.20
		16	-0.03	3661	0.62	3906	1.41	1.93	0.201	0.180	0.30	0.23	0.53	0.20	0.61	0.18	0.64	0.20
ζ	0.05	84	0.07	3673	0.62	3918	1.40	1.93	0.200	0.180	0.34	0.21	0.57	0.18	0.64	0.17	0.69	0.18
		16	0.03	3673	0.62	3918	1.40	1.93	0.200	0.180	0.26	0.27	0.48	0.22	0.56	0.19	0.60	0.22
Deterministični model				3673	0.62	3918	1.40	1.93	0.200	0.180	0.30	0.23	0.53	0.20	0.61	0.18	0.64	0.20

Preglednica 6.11: Mediana, 16-ti in 84-ti kvantil negotovih vhodnih modelnih parametrov in njihov vpliv na oceno potresnega tveganja z različnimi metrikami.

Table 6.11: The median, 16th and 84th percentiles of the uncertain modelling parameters and their effect on the seismic risk assessment expressed with various metrics.

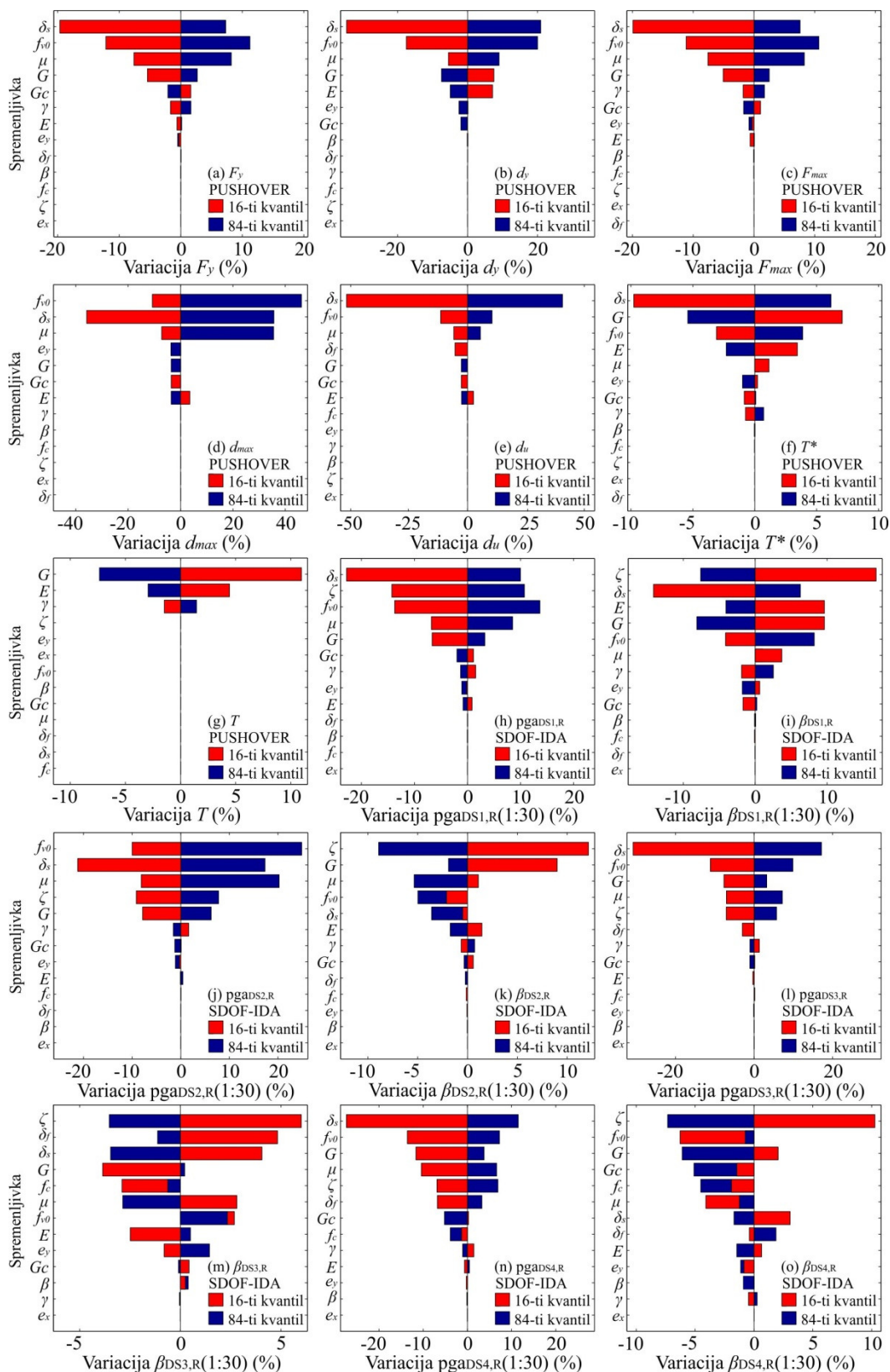
SPLOŠNO			VERJETNOST PREKORAČITVE DS_i				$E(L_{T,NC} PGA)$						EAL	$P(L_T > l_i)$			
X	\tilde{X}	Kvantil	$P(DS > DS1 1let)$	$P(DS > DS2 1let)$	$P(DS > DS3 1let)$	$P(DS > DS4 1let)$	$L_{fg1} 0.25g$	$L_{fg4} 0.25g$	$L_{fg5} 0.25g$	$L_{fg6} 0.25g$	$L_{fg9} 0.25g$	$E(L_{T,NC} 0.25g)$	EAL (€)	$P(L_T > 5000$ € 1let)	$P(L_T > 10000$ € 1let)	$L_T(2%$ 50let)	$L_T(10%$ 50 let)
E (MPa)	5000	84 6250	0.123	0.031	0.022	0.018	160	3232	1932	2907	4087	17030	322	0.7771	0.3358	43900	14500
		16 3750	0.121	0.031	0.022	0.019	409	3232	1933	2911	4092	17397	329	0.7813	0.3472	44800	14800
G (MPa)	500	84 625	0.111	0.027	0.020	0.017	276	3228	1932	2902	4079	17071	315	0.7897	0.3339	42900	14500
		16 375	0.145	0.039	0.027	0.026	390	3184	1921	2846	3986	17435	362	0.7771	0.3404	46000	14700
γ (kN/m ³)	14	84 15.4	0.125	0.033	0.022	0.019	326	3240	1934	2919	4105	17206	327	0.7813	0.3401	44200	14500
		16 12.6	0.116	0.030	0.021	0.018	346	3236	1934	2915	4100	17201	320	0.7813	0.3372	43700	14600
f_c (MPa)	5	84 6	0.121	0.031	0.021	0.020	322	3236	1934	2915	4100	17163	334	0.7813	0.3401	44000	14500
		16 4	0.121	0.031	0.021	0.019	350	3236	1934	2915	4100	17282	328	0.7813	0.3430	44200	14600
δ_s (%)	0.41	84 0.64	0.098	0.021	0.014	0.014	557	3266	1941	2956	4166	17856	305	0.7952	0.3513	45200	15000
		16 0.18	0.211	0.057	0.055	0.042	179	3131	1909	2780	3879	16100	446	0.7436	0.3210	43000	13500
δ_f (%)	0.72	84 1.06	0.121	0.031	0.021	0.017	322	3236	1934	2915	4100	17163	317	0.7813	0.3401	44000	14500
		16 0.38	0.121	0.031	0.024	0.022	337	3236	1934	2915	4100	17214	345	0.7813	0.3401	44100	14600
μ	0.4	84 0.48	0.100	0.019	0.018	0.016	361	3270	1941	2959	4172	17486	311	0.7939	0.3496	44100	14800
		16 0.32	0.143	0.039	0.026	0.024	330	3202	1926	2870	4026	17180	356	0.7729	0.3416	45000	14500
G_c	7	84 8.5	0.126	0.032	0.022	0.021	318	3228	1932	2904	4081	17146	338	0.7813	0.3387	44200	14500
		16 5.5	0.117	0.031	0.021	0.018	354	3245	1936	2927	4119	17249	323	0.7813	0.3385	43900	14600
β	0.3	84 0.35	0.121	0.031	0.021	0.018	337	3236	1934	2915	4100	17212	324	0.7813	0.3401	44100	14600
		16 0.25	0.121	0.031	0.021	0.018	337	3236	1934	2915	4100	17228	324	0.7813	0.3401	44100	14600
f_{v0} (MPa)	0.2	84 0.26	0.092	0.017	0.017	0.015	358	3283	1944	2974	4196	17674	312	0.7939	0.3496	44400	15000
		16 0.14	0.166	0.041	0.029	0.027	168	3180	1920	2840	3976	16717	365	0.7687	0.3288	45600	14100
e_x	0	84 0.03	0.121	0.031	0.021	0.018	337	3236	1934	2915	4100	17213	324	0.7813	0.3401	44100	14600
		16 -0.03	0.121	0.031	0.021	0.018	337	3236	1934	2915	4100	17213	324	0.7813	0.3401	44100	14600
e_y	0	84 0.03	0.124	0.032	0.021	0.018	331	3236	1934	2914	4097	17167	324	0.7813	0.3356	44000	14500
		16 -0.03	0.121	0.031	0.021	0.018	343	3236	1934	2915	4100	17234	325	0.7813	0.3401	44200	14600
ξ	0.05	84 0.07	0.093	0.025	0.019	0.015	185	3262	1940	2951	4159	17009	307	0.7855	0.3327	43000	14400
		16 0.03	0.178	0.041	0.027	0.023	337	3154	1915	2809	3926	17580	350	0.7965	0.3499	45900	14900
Deterministični model			0.121	0.031	0.021	0.018	337	3236	1934	2915	4100	17213	324	0.7813	0.3401	44100	14600

Občutljivost posameznih rezultatov na variacije izbranih negotovih vhodnih parametrov smo ocenili z indeksom občutljivosti $\delta_{y,x}$, ki je določen z enačbo 3.15, predstavlja pa relativno spremembo rezultata variante modela z odklonjeno vrednostjo izbranega vhodnega parametra glede na rezultat osnovnega modela konstrukcije. Občutljivost rezultatov na variacije posameznih vhodnih parametrov je grafično prikazana na slikah 6.18 in 6.19 v obliki stolpčnih diagramov z vodoravnimi stolpci, ki za vsako variacijo vhodne slučajne spremenljivke (16-ti in 84-ti kvantil) prikazujejo variacijo rezultatov. Vodoravni stolpci so razporejeni v padajočem vrstnem redu glede na velikost variacij rezultatov, kar jim daje značilno obliko, ki spominja na tornade, zato jih imenujemo tudi tornado diagrami (npr. Porter et al., 2002). Takšni diagrami se pogosto uporabljajo v občutljivostnih študijah.

Najprej si pogledajmo kako negotovi vhodni parametri vplivajo na rezultate potisne analize in trilinearne idealizacije (slika 6.18a-g). Izkaže se, da imajo na nosilnost konstrukcije, v kateri prevladuje strižno obnašanje, največji vpliv parametra f_{v0} ter μ , s katerima je strižna nosilnost določena, ter parameter δ_s , ki ima največji vpliv na plastični mehanizem. Ta parameter ima pričakovano tudi največji vpliv na karakteristične pomike konstrukcije d_y in d_{Fmax} , ki so v veliki meri odvisni od plastičnega mehanizma. Ob upoštevanju 16-tega kvantila mejnega strižnega zasuka δ_s se je namreč zmanjšal pomik pri mejnem stanju blizu porušitve d_{NC} za 50 %. Izkazalo se je, da imajo ostali parametri na nosilnosti in deformacijsko kapaciteto majhen (E , G , δ_f , Gc) ali pa celo zanemarljiv vpliv (β , f_c , δ_f). Na izračunan elastični nihajni čas konstrukcije T imata vpliv samo elastični in strižni modul E in G , ki določata togost konstrukcije, ter specifična teža materiala γ , ki ima vpliv na maso konstrukcije. Na nihajni čas ekvivalentnega modela T^* , ki je določen na podlagi rezultatov potisne analize in pripadajoče idealizacije, pa vplivajo tudi drugi parametri, ki imajo vpliv na nosilnost in deformacijsko kapaciteto konstrukcije. Po pričakovanjih na rezultate potisne analize konstrukcije v smeri +X nimata nobenega vpliva parametra (e_x , ζ).

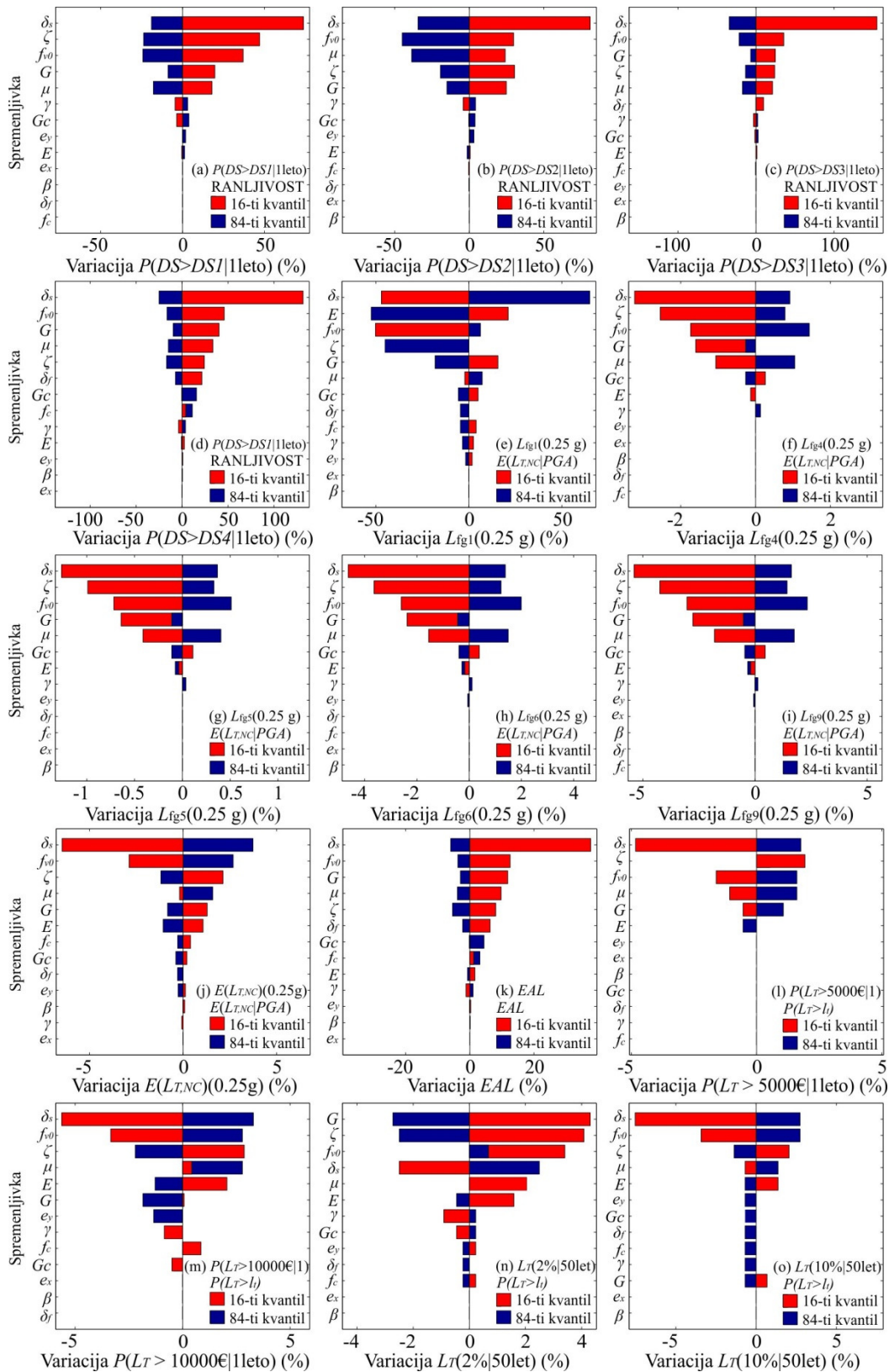
Drugi sklop rezultatov izhaja iz inkrementalne dinamične analize na sistemu z eno prostostno stopnjo (slika 6.18h-o). Spremljali pa smo vpliv na mediane in disperzije kapacitet konstrukcije v smislu pospeškov pri mejnih stanjih DS1-DS4 ($pga_{DSi,R}$, $\beta_{DSi,R}$), ki smo jih za vsako varianto modela določili na podlagi obravnavanih 30 akcelorogramov (glej poglavje 5.6). Izkaže se, da imajo na mediane kapacitet ponovno največji vpliv parametri, ki so vplivali tudi na rezultate potisne analize (δ_s , f_v , μ), pridruži pa se jim tudi delež kritičnega dušenja ζ . Ta ima tudi prevladujoč vpliv na disperzijo pospeškov pri vsakem od mejnih stanj. Zanimivo je, da imata nekaj vpliva na rezultate tudi strižni in elastični modul, ki imata močan vpliv na togost konstrukcije in nihajni čas T^* . Odklon negotovih vhodnih parametrov za eno standardno deviacijo od nominalnih vrednosti povzroči spremembe v medianah kapacitet do 25 %, pri disperzijah pa do približno 15 %.

Tretji sklop rezultatov se nanaša na verjetnost prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 oziroma krivulje ranljivosti objekta (slika 6.19a-d). Tu se je pokazalo, da imajo negotovi modelni parametri izjemno velik vpliv na rezultate, npr. pri mejnem stanju DS3 je izračunana verjetnost zaradi odklona mejnega zasuka δ_s za več kot 100 % drugačna kot pri nominalni vrednosti parametra δ_s . Velik vpliv na te rezultate imata tudi μ in f_{v0} zaradi njunega pomembnega vpliva na nosilnost, ter delež kritičnega dušenja ζ , vpliv ostalih parametrov pa je bistveno manjši.



Slika 6.18: Tornado diagrami prikazujejo vpliv vhodnih modelnih parametrov stavbe BH-M-(+X) na različne rezultate, dobljene s potisno analizo in inkrementalno dinamično analizo na modelu SDOF.

Figure 6.18: The tornado diagrams presenting the effect of input modelling parameters of the building BH-M-(+X) on the various results of the pushover and the incremental dynamic analysis of the equivalent SDOF model.



Slika 6.19: Tornado diagrami prikazujejo vpliv vhodnih modelnih parametrov stavbe BH-M-(+X) na različne mere za oceno potresnega tveganja zidanih konstrukcij.

Figure 6.19: The tornado diagrams presenting the effect of input modelling parameters of the building stavbe BH-M-(+X) on the various measures for the seismic risk assessment

Doslej je bil vpliv modelnih parametrov na rezultate čedalje večji, pri rezultatih, ki se nanašajo na izgube, pa se izkaže, da nanje poleg krivulj ranljivosti pomembno vplivajo tudi drugi vhodni podatki,

na katere smo opozorili v poglavjih 5 in 6: funkcije ranljivosti, funkcije izgub, krivulja potresne nevarnosti, razmerje med nadomestno vrednostjo objekta in pričakovano izgubo brez upoštevanja porušitve, itd. Izkaže se, da njihov vpliv pri izgubah v primerjavi z modelnimi negotovostmi prevlada. Občutljivostna študija je pokazala, da je vpliv modelnih negotovosti na izgube pri potresu z intenziteto $pga = 0.25$ g v ranljivostnih skupinah dimnika, zatrepnega zidu, spuščeni stropov in ostalih komponent, ki so občutljive na pospeške ($fg = 4, 5, 6, 9$ - slika 6.19f-i), zelo majhen (manjši od 5 %). To se zgodi, ker so parametri potresnih zahtev odvisni predvsem od intenzitete potresa pga , pri poenostavljenem načinu določitve pa so skoraj neodvisni od vhodnih modelnih parametrov (enačbi 4.41 in 4.42). Precej večji je vpliv modelnih negotovosti na pričakovane izgube v zidovih (slika 6.19e), vendar je bila pri $pga = 0.25$ g, absolutna vrednost teh izgub zelo majhna (med 180 € in 560 €). Vpliv negotovih modelnih parametrov na celotno pričakovano izgubo pri intenziteti $pga = 0.25$ g je manjši od 7 %, največji vpliv pa sta ponovno imela parametra δ_s in f_{v0} .

Podobno velja tudi za zadnji sklop rezultatov, ki se nanašajo na ocenjene krivulje izgub in pričakovano letno izgubo EAL . Ugotovljeno je bilo, da imajo na ti količini največji vpliv meje integracije ter predpostavljena krivulja potresne nevarnosti, to pa se je potrdilo tudi v občutljivostni analizi (slika 6.19 k-o). Odkloni v negotovih modelnih parametrih niso povzročili večjih razlik v izračunanih verjetnostih, da bodo celotne izgube v 50 letih prekoračile 5000 € oziroma 10000 € ter pri ocenjenih izgubah za katere obstajata 2 % oziroma 10 % verjetnost prekoračitve v 50 letih.

7 ZAKLJUČKI

Razvili smo metodologijo za oceno potresnega tveganja zidanih stavb v smislu verjetnosti prekoračitve izbranih mejnih stanj oziroma ekonomskih izgub. Pri tem smo se oprli na metodologijo PEER, ki smo jo nekoliko predelali, opozorili pa smo tudi na nekatere njene pomanjkljivosti in omejitve. Vse rezultate smo razčlenili na različne načine in jih podrobno analizirali z namenom, da bi olajšali razumevanje metodologije za oceno potresnega tveganja vsem, ki se z njo srečujejo prvič. V računu smo eksplicitno upoštevali nekatere modelne negotovosti in negotovosti v potresni obtežbi ter pokazali njihov vpliv na rezultate. Z eksperimentom smo preverili ali je mogoče z merjenjem nihajnih časov preko ambientnih in vsiljenih vibracij zmanjšati vpliv negotovosti na oceno obnašanja konstrukcije z nelinearno analizo. V nadaljevanju podajamo najpomembnejše ugotovitve razdeljene v štiri sklope, izvirne znanstvene prispevke in predloge za nadaljnje raziskave.

7.1 Glavne ugotovitve disertacije

Zmanjševanje negotovosti z uporabo nedestruktivnih eksperimentalnih tehnik

Preverili smo ali lahko z meritvami ambientnih in vsiljenih vibracij ter z bolj točno določitvijo nihajnih časov stavb zmanjšamo vpliv negotovosti na oceno obnašanja konstrukcije z nelinearno analizo. Ugotovljeno je bilo, da so razlike v povprečnih vrednostih in pripadajočih koeficientih variacije lastnih frekvenc ocenjenih na podlagi ambientnih oziroma vsiljenih vibracij zelo majhne, zato je možno za zanesljivo določitev nihajnih časov uporabiti oba načina merjenja vibracij. Kljub temu je verjetno učinkoviteje in cenovno ugodneje uporabiti ambientne vibracije, saj se tako izognemo uporabi dodatne opreme za vsiljevanje vibracij. Izmerjene nihajne čase smo primerjali tudi z nihajnimi časi, določenimi na podlagi približnih empiričnih enačb za določanje nihajnih časov konstrukcije. Izkazalo se je, da dobimo z različnimi enačbami precej različne vrednosti nihajnih časov, ki lahko v primeru konkretnih stavb precej odstopajo od dejanskih, zato imajo takšni empirični izrazi omejeno uporabnost in omogočajo le izračun informativne vrednosti nihajnih časov. Za natančnejšo določitev nihajnih časov, na podlagi katerih lahko kalibriramo matematične modele konstrukcij, se meritvam lastnih frekvenc žal ne moremo izogniti. Nihajne čase smo določili z dvema metodama: PP in HVSR. Kljub temu, da je metoda HVSR zelo pogosto uporabljena za ta namen, smo z linearno dinamično analizo konstrukcije dokazali, da v določenih primerih daje pristranske rezultate, zato jo je potrebno uporabljati pazljivo. To se zgodi v primeru, ko so lastne frekvence konstrukcije, temeljnih tal ali stropnih konstrukcij v vertikalni smeri podobne lastnim frekvencam konstrukcije v horizontalni smeri.

Eksperimentalno določeni nihajni časi so bili osnova za kalibracijo matematičnega modela obstoječe zidane konstrukcije iz Ljubljane, za katero je bila narejena ocena obnašanja s poenostavljeno nelinearno metodo N2. Po pričakovanjih smo ugotovili, da stavba iz polnih zidakov iz 30-tih let prejšnjega stoletja ne ustreza varnostnim zahtevam današnjih standardov. Vseeno smo želeli preveriti vpliv nepoznavanja dejanskega nihajnega časa konstrukcije na oceno obnašanja konstrukcije, saj obstaja velika verjetnost, da bi drugi inženirji v takšnem primeru izbrali drugačne vrednosti vhodnih parametrov. Naredili smo preprosto parametrično študijo, v kateri je bilo ugotovljeno, da se je mogoče z napačno izbiro vhodnih parametrov tudi za 40 % zmotiti pri oceni nihajnega časa, še huje pa je, da lahko tako podcenimo oziroma še slabše, precenimo pospešek pga_{NC} , ki v konstrukciji povzroči mejno stanje blizu porušitve. Rezultati parametrične študije so namreč pokazali, da se lahko pospešek pga_{NC} za obravnavano stavbo giblje med 0.12 g in 0.20 g, kar je 30 % manj oziroma 18 % več kot v primeru kalibriranega modela. V kolikor model konstrukcije kalibriramo glede na njen nihajni čas, ki je določen eksperimentalno, se kljub različnim kombinacijam elastičnega in strižnega modula ter specifične teže zidovja, ocenjeni pospeški pga_{NC} med seboj praktično ne razlikujejo. Poleg tega sta

nihajna časa konstrukcije in poenostavljenega SDOF modela skoraj popolno korelirana, kar še dodatno dokazuje, da s preprosto kalibracijo modela lahko povečamo zanesljivost ocene obnašanja konstrukcije, tudi ko pri tem uporabljamo nelinearne metode analize. Pokazalo se je tudi, da so imeli vhodni parametri največji vpliv na elastični nihajni čas, nihajni čas sistema z eno prostostno stopnjo ter tudi na pomik na meji elastičnosti in duktilnost konstrukcije, njihov vpliv na pomik pri mejnem stanju blizu porušitve, ki je najbolj odvisen od plastičnega mehanizma, ter na nosilnost konstrukcije pa je bil precej majhen. Posledično je bil vpliv vhodnih parametrov na pospešek pga_{NC} , ki je odvisna od vseh globalnih parametrov, nekje v sredini, torej večji kot na nosilnost in manjši kot na nihajni čas. Največji vpliv na omenjene rezultate je imelo hkratno spreminjanje elastičnega in strižnega modula E in G , nekoliko manjši je bil vpliv zaradi spreminjanja razmerja G/E , najmanjši vpliv na rezultate pa so imele negotovosti v specifični teži zidovja. Zanimivo je, da v konkretnem primeru obstoječe zidane stavbe iz Ljubljane trdnostni parametri niso imeli velikega vpliva na omenjene rezultate. Ocenjujemo, da predstavlja merjenje ambientnih vibracij za določitev nihajnega časa cenovno precej ugoden način zmanjševanja negotovosti, še posebno ko destruktivne metode za preiskavo materialnih karakteristik na objektu niso mogoče oziroma niso dovoljene v zadostni meri.

Metodologija za oceno potresnega tveganja zidanih stavb na osnovi metodologije PEER

Obstoječa metodologija PEER, ki je bila pred kratkim posodobljena (ATC, 2012a) ima po našem mnenju kar nekaj pomanjkljivosti. Ocenjujemo, da je glavna pomanjkljivost simulacija potresnih zahtev, saj metodologija PEER predvideva upoštevanje le majhnega števila intenzitet potresa (8) in akcelerogramov (7). Na podlagi teh vrednosti se potem pri vsaki intenziteti določi parametra porazdelitvene funkcije, običajno lognormalne, s katerima določimo pričakovane vrednosti parametrov potresnih zahtev in njihovo disperzijo zaradi negotovosti v potresni obtežbi. Če želimo upoštevati še modelne negotovosti, lahko to storimo z enostavnim povečanjem disperzije parametrov potresne odpornosti. Ti podatki so nato osnova za določitev poškodovanosti in izgub, ki pa žal ne temeljijo na dejanskih poškodbah v konstrukciji, temveč na »kockanju« npr. z metodo Monte Carlo, v katerem po izbranem logaritmu za veliko simulacij najprej določimo potresne zahteve v vseh komponentah, nato pa na podlagi funkcij ranljivosti in izgub še njihovo poškodovanost in izgube. Na ta način so sicer negotovosti upoštevane, vendar se pojavi vprašanje ali je takšen način najboljši. Zato smo v našem postopku predlagali eksplicitno upoštevanje poškodovanosti in izgub na podlagi simulacij, v katerih vsi rezultati temeljijo direktno na analizi obnašanja konstrukcije, tako pa je mogoče tudi eksplicitno upoštevati vse negotovosti v vseh korakih analize. Druga pomanjkljivost, ki je skupna metodologiji PEER in tudi našemu postopku, so funkcije ranljivosti, ki imajo velik vpliv predvsem na izračunane izgube. Kljub temu, da so metodologijo za oceno potresnega tveganja že večkrat nadgradili in veliko pozornosti namenili tudi funkcijam ranljivosti, se je pokazalo, da za določene komponente obstoječe funkcije ranljivosti še vedno niso primerne in bi jim morali nameniti še več pozornosti pri nadaljnjih raziskavah. Najbolj očiten primer so funkcije ranljivosti oken, ki se poškodujejo šele pri (pre)velikih vrednostih etažnih zasukov, kar lahko privede do absurdne situacije, ko tudi pri stavbah s stekleno fasado okna k izgubam ne prinesejo skoraj nič (Bradley, 2009).

Rešitev, s katero bi lahko delno rešili zgoraj omenjeni problem, bi bila v upoštevanju korelacije izgub in poškodovanosti med različnimi komponentami. Tako bi lahko ob porušitvi določene stene upoštevali tudi hkratno porušitev sosednjih oken in drugih komponent. V metodologiji PEER je sicer mogoče upoštevati korelacije med poškodovanostjo vseh parov komponent in tudi korelacije v izgubah, vendar je vse to na nivoju »kockanja«. V našem postopku je s primernim informacijskim modelom stavbe mogoče direktno upoštevati vse omenjene korelacije, saj v vsakem koraku spremljamo poškodovanosti in izgube vseh komponent v vseh simulacijah. V začetni fazi razvoja naše izboljšane verzije metodologije za oceno potresnega tveganja tega še nismo storili, vendar bo v

nadaljnjih raziskavah mogoče upoštevati tudi to. Zaradi vseh omenjenih lastnosti je naš postopek primernejši tudi za raziskovalno delo, saj v njem skoraj ni potrebno uporabljati različnih predpostavk o porazdelitvah in prenosu negotovosti po posameznih korakih metodologije. Predlagana metodologija predstavlja odlično izhodišče tudi za razvoj poenostavljenih metod, ki bodo nekoč uporabne tudi za gradbeno prakso, saj lahko vrednotimo kateri vhodni parametri imajo bistven vpliv na rezultate.

Ocena potresnega tveganja zidanih stavb brez upoštevanja modelnih negotovosti

Metodologijo za oceno potresnega tveganja smo implementirali na štirih stavbah, od katerih sta bila dve poslovni, dve pa stanovanjski, dva od objektov sta bila zgrajena iz opečnih votlakov, dva pa iz polne opeke, ki je predstavljala starejši in šibkejši material. V nadaljevanju nizamo ugotovitve v katerih logično sledimo vmesnim rezultatom vse od potisnih analiz do ocene izgub, najprej pa se osredotočimo na deterministični model konstrukcije.

Izkazalo se je, da imajo zelo velik vpliv na rezultate potisnih in tudi inkrementalnih dinamičnih analiz različni plastični mehanizmi, ki se formirajo v odvisnosti od smeri obtežbe in razporeditve horizontalnih sil po višini. V večini primerov so zidane stavbe odpovedale zaradi nastanka plastičnega mehanizma mehke pritlične etaže, v kateri se je večina zidov porušila strižno. V nekaterih primerih pa se je zaradi kombinacije materialnih karakteristik, geometrije in obtežbe pojavilo tudi upogibno obnašanje elementov, kar je spremenilo obliko potisne krivulje in njene idealizacije. Najbolj ekstremen primer se je zgodil pri stanovanjski stavbi iz slabšega materiala, kjer so bile horizontalne sile po višini razporejene enakomerno, saj je sprememba smeri $+X$ in $-X$ tako spremenila plastični mehanizem, da sta se ob identičnih ostalih parametrih mediani kapacitet konstrukcije določenih z inkrementalno dinamično analizo razlikovali za 100 %. Takšne spremembe niso intuitivne in jih je zelo težko, če ne celo nemogoče, napovedati vnaprej, zato je potrebno narediti analizo veliko primerov, da se takšne posebnosti odkrijejo. Pri vseh stavbah smo določili tudi koeficient potresne odpornosti, ki je definiran z razmerjem med nosilnostjo konstrukcije in njeno težo F_{max}/W . Pri obeh stavbah iz opečnih votlakov se je to razmerje gibalo med 0.36 in 0.43, pri stavbah iz slabšega materiala, torej zidovja iz polnih zidakov, pa je bilo to razmerje med 0.27 in 0.31. Precej visoke vrednosti so posledica tega, da imajo vse obravnavane stavbe dobro zasnovo z velikim deležem sten v tlorisu vsake etaže. To ne drži za obstoječo zidano stavbo iz Ljubljane, ki smo jo obravnavali pri merjenju nihajnih časov, v kateri je bilo razmerje F_{max}/W zaradi premajhnega števila nosilnih sten v smeri X zgolj 0.14. Kljub dobri zasnovi in visokim vrednostim koeficienta potresne odpornosti pri vseh hipotetičnih stavbah, se je izkazalo, da konstrukcije ne ustrezajo varnostnim zahtevam standarda Evrokod 8, ki za obstoječe zidane objekte zahteva enako stopnjo varnosti kot za nove armiranobetonske objekte. Takšne visoke zahteve so zelo problematične v realnih konstrukcijah, ki jih obravnavajo gradbeni inženirji v svoji vsakodnevni praksi, katerih zasnove in materiali so običajno še slabši, zato imajo inženirji pri takšnih objektih obilo težav, kako jih utrditi do te mere, da bodo skladni z zahtevami standarda. Velikokrat so pri takšnih stavbah prisiljeni v obbetoniranje sten in izvedbo dragih ukrepov, včasih pa imajo pri tem zvezane roke, saj Zavod za varstvo kulturne dediščine ne dovoli večjih posegov v zavarovane stavbe. Potrebno bi bilo razmisliti o drugačni obravnavi starejših objektov, npr. z vnaprejšnjo določitvijo stopnje sprejemljivega potresnega tveganja.

Pri vseh objektih se je pokazala velika ukrivljenost krivulj SDOF-IDA, ki je značilna za stavbe z nizkim nihajnim časom ($T^* < T_C$). Takšna oblika ima velik vpliv tudi na porušno kapaciteto konstrukcije, saj po začetnem linearnem povečevanju potresnih zahtev običajno sledi območje, ko potresne zahteve zelo hitro naraščajo z naraščanjem intenzitete, krivulje SDOF-IDA pa hitro postanejo vodoravne. Poleg majhnih nihajnih časov in tolerance izračuna imata na takšno obliko krivulj SDOF-IDA velik vpliv tudi način idealizacije potisnih krivulj in nastanek plastičnih mehanizmov, pri katerih

hkrati odpove več elementov, kar povzroči zelo strm upad prečne sile v potisnih krivuljah. Velikostni redi median pospeškov, ki v kritičnih analizah za deterministična modela stavb iz opečnih votlakov povzročijo nastanek mejnih stanj majhnih, srednjih in velikih poškodb ter porušitve so 0.20 g, 0.45 g, 0.55 g in 0.60 g. V primeru slabšega materiala, torej zidovja iz polne opeke, je do omenjenih mejnih stanj poškodovanosti prišlo pri precej nižjih intenzitetah, vrednosti median pospeškov pa so se pri obeh stavbah med seboj bolj razlikovale. Zanimivo je, da so bile standardne deviacije naravnih logaritmov pospeškov oziroma disperzije pospeškov z upoštevanjem negotovosti v potresni obtežbi pri različnih mejnih stanjih med seboj zelo podobne ($\beta_{DSi,R} = 0.20$) in skoraj neodvisne od stavbe in izbranega mejnega stanja. Značilnega naraščanja disperzij pospeškov $\beta_{DSi,R}$, z naraščanjem poškodovanosti ni bilo, po drugi strani pa se je jasno pokazalo naraščanje disperzij pomikov z naraščanjem intenzitete, če smo uporabili metodo na osnovi pomikov. Kot rečeno je pri slabšem materialu prišlo do precej nižjih vrednosti median kapacitet, kar ima vpliv na krivulje ranljivosti stavbe pri različnih mejnih stanjih, posledično pa se poveča tudi verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja, ki je določena na podlagi krivulje ranljivosti in krivulje potresne nevarnosti. Razlike v potresnem tveganju zaradi vpliva starosti materiala, izraženem z verjetnostjo prekoračitve mejnega stanja, so lahko izjemno velike, saj se lahko v določenih primerih pri slabšem materialu povečajo tudi za faktor 5, vse pa zavisi od stavbe, izbrane kombinacije parametrov potisne analize in mejnega stanja. Absolutno gledano gre sicer za precej majhne verjetnosti prekoračitve mejnih stanj v enem letu, npr. pri stavbah iz opečnih votlakov so bile verjetnosti prekoračitve mejnih stanj majhnih poškodb (DS1) oziroma porušitve (DS4) v enem letu velikostnega reda 0.3 % oziroma 0.05 %. Kljub temu so bile izračunane letne verjetnosti prekoračitve mejnih stanj večje od sprejemljivih, ki smo jih privzeli na podlagi pregleda literature in sta za mejni stanji uporabnosti oziroma nosilnosti znašali 0.2 % oziroma 0.002 %. Razčlenitev rezultatov je pokazala, da k verjetnosti prekoračitve mejnih stanj, največ prinesejo tiste intenzitete, pri katerih v nekaterih simulacijah že pride do izbranega mejnega stanja pa vse do mediane pospeškov pri tem mejnem stanju, pri višjih intenzitetah pa njihov vpliv upada zaradi hitrega upadanja krivulje potresne nevarnosti in posledično zaradi zelo majhnih verjetnosti, da bo do potresov s tako visokimi intenzitetami sploh prišlo.

Določili smo tudi več mer za vrednotenje ekonomskih izgub. Nekatere so bile pogojne, saj so bile odvisne od intenzitet potresov (npr. $E(L_{T,NC}|IM)$, $E(L_T|IM)$ in $P(L_T|IM)$), pri drugih merah pa smo upoštevali še podatke o potresni nevarnosti in na ta način določili pričakovano letno izgubo (EAL), verjetnost prekoračitve izbrane vrednosti izgube oziroma izgubo, ki v nekem časovnem obdobju nastopi z izbrano verjetnostjo prekoračitve. Konkretno vrednosti vseh mer za izgube si lahko bralec ogleda v petem in šestem poglavju, tukaj pa vseh rezultatov zaradi preglednosti ne prikazujemo. Izkazalo se je, da k pričakovani celotni izgubi brez upoštevanja porušitve pri izbrani intenziteti $E(L_{T,NC}|IM)$ največ doprinesejo konstrukcijski elementi, vendar njihov prispevek skoraj vedno predstavlja manj kot polovico vseh stroškov popravil. To potrjuje dejstvo, da je potrebno pri oceni izgub upoštevati tudi nekonstrukcijske komponente, saj lahko sicer izgube močno podcenimo. V večini primerov svoj delež (do 10 %) k celotni izgubi prinesejo tudi stropi, dimniki, strešniki, zatrejni zid in ostale komponente občutljive na pospeške. Zaradi neprimernih funkcij ranljivosti pa je bil v naši analizi izgub prispevek oken in ostalih komponent občutljivih na zasuk zanemarljiv, kar ne odraža dobro dejanskega stanja stroškov popravil, ki se zgodi ob realnih potresih. Delež prispevkov posameznih komponent k celotni pričakovani izgubi brez upoštevanja porušitve se spreminja v odvisnosti od intenzitete, najbolj pa na to vpliva izbrani parameter potresnih zahtev ter funkcije ranljivosti in izgub, s katerimi je določeno tudi kdaj bo dosežena maksimalna vrednost izgub v vsaki od komponent. Pri komponentah, v katerih je bil parameter potresnih zahtev maksimalni etažni pospešek PFA , ki smo ga določili na poenostavljen način, so izgube sprva naraščale linearno in sorazmerno z intenziteto potresa do maksimalnih vrednosti izgub pri neki komponenti.

Določili smo tudi pričakovane celotne izgube v odvisnosti od intenzitete $E(L_T|IM)$, v katerih smo upoštevali možnost, da se stavba poruši in da jo je potrebno nadomestiti z novo. Pri majhnih intenzitetah so bile pričakovane izgube $E(L_T|IM)$ kar enake pričakovanim izgubam brez upoštevanja porušitve $E(L_{T,NC}|IM)$, takoj ko pa v krivulji ranljivosti objekta pride do prvih porušitev v simulacijah, pa začnejo hitro prevladovati stroški nadomestitve objekta $E(L_{T,C}|IM)$. To je v veliki meri tudi posledica visokega razmerja med izgubami brez in tistimi z upoštevanjem porušitve objekta $E(L_{T,C}|IM)/E(L_{T,NC}|IM)$. Kljub temu je potrebno določiti tudi $E(L_{T,NC}|IM)$, saj pri manjših intenzitetah potresov, ki se pogosteje pojavljajo, igrajo pomembno vlogo. Preverili smo tudi pogojne verjetnosti $P(L_T|IM)$, da bodo izgube prekoračile izbrane vrednosti (npr. $0.10L_{nad}$) pri različnih vrednostih potresnih intenzitet. Izkazalo se je, da imajo tudi tu močan vpliv krivulje ranljivosti stavbe. Izkazalo se je, da pride do majhnih izgub v vseh simulacijah pri skoraj enakih intenzitetah, pri pogojnih verjetnostih prekoračitve večjih izgub pa je raztros v simulacijah večji, zato so tudi krivulje pogojne verjetnosti prekoračitve teh izgub manj strme. Drugi način pogleda na pogojno verjetnost prekoračitve izgube je ob predpostavki fiksne vrednosti intenzitete potresa. Večja kot je izbrana intenziteta, večji je raztros možnih izgub, obenem pa se poveča tudi verjetnost, da bo prišlo do porušitve konstrukcije, kar avtomatično pomeni, da bodo pričakovane izgube enake nadomestitveni vrednosti objekta.

Zadnji dve meri za izgube, ki smo ju obravnavali, sta pričakovana letna izguba EAL in verjetnost prekoračitve izgub, za njuno določitev pa je potrebno pogojne izgube/verjetnosti pri vseh intenzitetah utežiti z verjetnostjo nastanka potresa s takšno intenziteto, torej z diferencialom krivulje potresne nevarnosti. Pri razčlenitvi rezultatov po intenzitetah se je nepričakovano pokazal velik vpliv majhnih intenzitet, kjer so izgube sicer izjemno majhne, vendar je verjetnost za pojav takšnih šibkih potresov tako velika, da potresi do intenzitete $pga = 0.05$ g k pričakovani letni izgubi prispevajo tudi do 25 %. Zato smo uvedli spodnjo mejo intenzitete, do katere prispevka k pričakovani letni izgubi nismo upoštevali. Poleg uvedbe spodnje meje, bi bilo potrebno razmisliti tudi o morebitni korekciji funkcij ranljivosti, zaradi katerih pride do izgub pri tako majhnih vrednostih intenzitete potresov. Zgornji težavi sta spet pomanjkljivosti obstoječe metodologije, saj so pri tako majhnih intenzitetah k izgubam prispevale samo nekonstrukcijske komponente, pri katerih je bil glavni parameter potresnih zahtev maksimalni pospešek etaže. Zaradi pripadajočih funkcij ranljivosti in krivulje potresne nevarnosti je matematičen izračun pokazal fenomen prevelike pomembnosti majhnih intenzitet, ki bi se pojavil tudi pri drugih tipih stavb, če bi izbrali takšne nekonstrukcijske komponente. Pričakovane letne izgube so bile med 0.06 % in 0.11 % nadomestitvene vrednosti za stavbi iz opečnih votlakov, oziroma med 0.16 % do 0.20 % nadomestitvene vrednosti za stavbi iz slabšega materiala. Zaradi lažje primerjave podajamo tudi vrednosti pričakovanih letnih izgub normiranih na 100 m^2 bruto tlorisne površine objekta, ki so pri obeh stavbah iz opečnih votlakov znašale $49 \text{ €/}100\text{m}^2$ in $71 \text{ €/}100\text{m}^2$, pri stavbah iz slabšega materiala pa približno $125 \text{ €/}100\text{m}^2$. Največji vpliv na pričakovano letno izgubo so imele torej izgube $E(L_{T,NC}|IM)$ pri nižjih intenzitetah, zaradi velikega razmerja $E(L_{T,C}|IM)/E(L_{T,NC}|IM)$ pa je bil v določenih primerih velik tudi vpliv srednjih intenzitet, še posebno pri stavbah iz slabšega materiala, pri katerih je do porušitev prihajalo pri nižjih potresnih intenzitetah (krivulje ranljivosti). Zelo pomemben je tudi vpliv potresne nevarnosti, zato jo je potrebno čim bolj določiti. Podobno velja tudi za verjetnost prekoračitve izbranih izgub $P(L_T > l_i)$, kjer je vpliv krivulje potresne nevarnosti še večji, predvsem pri nižjih vrednostih izgub, ki v vseh simulacijah nastopijo pri zelo majhnih vrednostih intenzitete. Poseben mejnik predstavljajo intenzitete potresa, pri kateri je pogojna verjetnost prekoračitve izbrane izgube enaka $P(L_T > l_i|IM = im) = 1$, saj tedaj verjetnost prekoračitve izgube postane enaka seštevku vrednosti diferencialov krivulje potresne nevarnosti po vseh intenzitetah.

Ocena potresnega tveganja zidanih stavb z upoštevanjem modelnih in aleatornih negotovosti

V petem poglavju smo ocenili potresno tveganje omenjenih stavb na determinističnem modelu, v šestem poglavju pa smo dodatno raziskali tudi vpliv modelnih negotovosti. To smo storili na dva načina: preko realizacije stohastičnega modela in z občutljivostno analizo. Stohastični model konstrukcije smo realizirali s 30 konstrukcijskimi modeli, kombinacije vhodnih parametrov za vsakega od njih pa smo določili z metodo LHS. Pri stratificiranem vzorčenju z metodo LHS smo naleteli na težavo pri določitvi ciljne korelacijske matrike, saj v literaturi vlada pomanjkanje podatkov o korelacijah med posameznimi vhodnimi parametri, kar bi bilo potrebno v prihodnosti bolje raziskati. Na podlagi lastne podatkovne baze eksperimentalnih rezultatov na zidanih preizkušancih smo uspeli določiti korelacijske koeficiente med nekaterimi materialnimi karakteristikami, za ostale korelacijske koeficiente pa smo predpostavili, da so enaki 0. Vpliv posameznih vhodnih parametrov (E , G , γ , f_c , f_{v0} , δ_s , δ_f , μ , Gc , β , ξ , e_x in e_y) na vse rezultate ocene potresnega tveganja smo preverili z izvedbo občutljivostne študije. Pri tem smo naredili dodatnih 26 konstrukcijskih modelov, v vsakem pa smo odklonili en vhodni parameter za vrednost ene standardne deviacije v pozitivno oziroma negativno smer glede na nominalno vrednost tega parametra v determinističnem modelu.

Pokazalo se je, da imajo na rezultate potisnih analiz največji vpliv mejni zasuk elementa, ki povzroči strižno porušitev δ_s , začetna strižna trdnost zidovja f_{v0} in koeficient trenja μ . Slednja parametra imata pomemben vpliv na strižno nosilnost, ki je v večini primerov določala obnašanje konstrukcije. Z upoštevanjem modelnih negotovosti se je še bolj pokazal velik vpliv plastičnih mehanizmov na rezultate potisnih analiz in posledično na raztros deformacijskih kapacitet in nosilnosti konstrukcije. Ovrednotili smo tudi vpliv modelnih negotovosti na rezultate idealizacije potisnih krivulj in pretvorbo MDOF modelov v SDOF modele. Izkazalo se je, da je njihov vpliv na izračunani faktor transformacije in maso SDOF modela majhen, nekoliko večji pa je bil vpliv na nosilnost in deformacijsko kapaciteto konstrukcije F_y^* in d_y^* ter na nihajni čas modela SDOF T^* .

Velik je bil tudi vpliv modelnih negotovosti na nekatere izmed rezultatov inkrementalne dinamične analize SDOF modela. Z upoštevanjem modelnih negotovosti se precej poveča celotna disperzija pospeškov, ki povzročijo izbrano globalno mejno stanje poškodovanosti. Izkazalo se je, da je prispevek disperzije pospeškov $\beta_{DSi,U}$ zaradi upoštevanja modelnih negotovosti enakega velikostnega reda kot prispevek disperzije pospeškov $\beta_{DSi,R}$ zaradi upoštevanja negotovosti v potresni obtežbi, zato menimo, da modelnih negotovosti ne gre kar enostavno zanemariti, temveč jih je potrebno upoštevati bodisi eksplicitno bodisi s povečanjem disperzije. Za razliko od $\beta_{DSi,R}$ se je za $\beta_{DSi,U}$ izkazalo, da naraščajo s stopnjo poškodovanosti, vrednosti povprečnih disperzij za mejna stanja majhnih poškodb DS1, srednjih poškodb (DS2), velikih poškodb (DS3) in porušitve (DS4) pa so bile pri kritičnih primerih za vse stavbe znotraj naslednjih intervalov: $\beta_{DS1,U} \in [0.14, 0.24]$, $\beta_{DS2,U} \in [0.18, 0.34]$, $\beta_{DS3,U} \in [0.20, 0.38]$, $\beta_{DS4,U} \in [0.18, 0.32]$. Za primerjavo navajamo tudi intervale disperzij $\beta_{DSi,R}$: $\beta_{DS1,R} \in [0.23, 0.23]$, $\beta_{DS2,R} \in [0.19, 0.22]$, $\beta_{DS3,R} \in [0.19, 0.24]$, $\beta_{DS4,R} \in [0.19, 0.28]$. V splošnem torej drži, da se disperzije pospeškov z upoštevanjem modelnih negotovosti povečajo, mediane pospeškov, ki povzročijo izbrano mejno stanje pa so bile pri stohastičnem modelu manjše, večje ali zelo podobne kot pri determinističnem modelu, razlike v medianah pospeškov obeh modelov pa so bile manjše od 15 %. Vnaprej je zelo težko napovedati, ali bomo v analizi brez upoštevanja modelnih negotovosti na varni ali nevarni strani. Veliko simulacij nam je omogočilo razčlenitev rezultatov, s čimer je bilo mogoče hitro odkriti akceleroگرامe in kombinacije vhodnih parametrov, ki so najbolj neugodni. Občutljivostna analiza je pokazala, da imajo največji vpliv na mediane in disperzije pospeškov pri vseh mejnih stanjih podobni parametri kot pri potisnih analizah: strižna porušitev δ_s , začetna strižna trdnost zidovja f_{v0} in koeficient trenja μ , dodatno pa še koeficient kritičnega dušenja ζ . Ker je verjetnost prekoračitve mejnega stanja izračunana na podlagi krivulj ranljivosti, ki so definirane

z mediano in disperzijo pospeškov pri različnih mejnih stanjih, je posledično močno odvisna tudi od modelnih negotovosti, večinoma pa se zaradi njih verjetnosti prekoračitve mejnega stanja povečajo, v nekaterih primerih celo za faktor 3. Verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja je večja tudi, če je stavba zgrajena iz slabšega materiala, v tem primeru pa je bilo povečanje za stanovanjski in poslovni objekt od 60 % do 500 %, odvisno od tega, katero kombinacijo parametrov potisne analize smo analizirali.

Vpliv modelnih negotovosti na izgube je bil nepričakovano zelo majhen. Izkazalo se je, da na pričakovane izgube brez upoštevanja porušitve $E(L_{T,NC}|IM)$ najbolj vplivajo funkcije ranljivosti in funkcije izgub. Največji delež k celotni izgubi so spet prispevali konstrukcijski elementi, vendar je ta v nekaterih primerih predstavljal samo tretjino celotnih izgub, zato nekonstrukcijskih elementov ne gre zanemariti. Modelne negotovosti skoraj niso imele vpliva na povprečne vrednosti izgub, vseeno pa so se zaradi njih povečali razponi izgub pri določeni intenziteti. Majhen vpliv modelnih negotovosti smo dokazali tudi z občutljivostno analizo. Podobno bi lahko rekli tudi za pričakovano celotno izgubo $E(L_T|IM)$ ter pogojno verjetnost prekoračitve izgub $P(L_T|IM)$ pri določeni intenziteti, za kateri se je v občutljivostni analizi ravno tako pokazal majhen vpliv negotovih vhodnih modelnih parametrov. Vseeno smo ugotovili, da so razlike med stohastičnim in determinističnim modelom lahko precej velike, kar je predvsem posledica krivulj ranljivosti (z večjo disperzijo) in visokega razmerja med $E(L_{T,C}|IM)/E(L_{T,NC}|IM)$, zaradi česar hitro prevladajo stroški nadomestitve objekta. Tudi pri stohastičnem modelu se je pokazalo, da k pričakovani letni izgubi EAL veliko prispevajo izgube pri nižjih potresnih intenzitetah, dodatno pa se je, tako kot tudi pri verjetnosti $P(L_T > I_i)$ pokazal velik vpliv krivulje potresne nevarnosti, v kateri negotovosti nismo upoštevali. Za stohastična modela stavb iz opečnih votlakov so vrednosti pričakovanih letnih izgub znašale med 0.08 % in 0.12 %, za stavbi iz polnih zidakov pa med 0.18 % in 0.25 % nadomestne vrednosti objekta L_{nad} , zaradi upoštevanja modelnih negotovosti pa so se pričakovane izgube povečale. Ocenili smo tudi normirane izgube na 100 m² bruto tlorisne površine objekta za stavbi iz opečnih votlakov (50 €/100 m² in 75 €/100 m²) ter za stavbi iz polnih zidakov (približno 170 €/100 m²). Smiselno bi bilo narediti več takih primerov, na podlagi rezultatov pa bi lahko naredili hitro oceno pričakovanih izgub za podobne objekte.

Vse omenjene mere za oceno potresnega tveganja so izjemno zanimive za investitorje, saj omogočajo direkten vpogled v obnašanje objekta, potencialne izgube in verjetnost prekoračitve mejnih stanj ob različnih potresnih scenarijih. Obenem je mogoče s takšno metodologijo tudi eksplicitno preveriti ali so konstrukcije, ki jih projektiramo skladno z zahtevami standardov, res tako varne, kot naj bi to zagotavljali sodobni standardi. Po drugi strani je celostna obravnava potresnega tveganja zelo zahtevna in dolgotrajna, obenem pa je potrebno imeti kontrolo nad ogromno količino rezultatov že brez upoštevanja modelnih negotovosti, še bolj pa se vse skupaj zaplete, če poleg negotovosti v potresni obtežbi eksplicitno upoštevamo tudi modelne negotovosti. Zaenkrat žal še ni bilo razvitih veliko orodij, s katerimi bi to metodologijo lahko prenesli v gradbeno prakso, poleg tega pa je prej potrebno rešiti še nekatera odprta vprašanja (npr. funkcije ranljivosti, korelacije med poškodovanostjo in izgubami v komponentah, itd.), ki smo jih delno obravnavali tudi v tej disertaciji. Če pogledamo nelinearne metode za oceno obnašanja konstrukcij, kot je npr. metoda N2 (Fajfar, 2000), ki je že del standarda Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2006), pa se vseeno zelo redko uporablja v praksi, lahko ugotovimo da bi do uveljavitve tako kompleksne metodologije za oceno potresnega tveganja v gradbeni praksi morda prišlo šele čez nekaj desetletij. Kljub temu predstavljen postopek za oceno potresnega tveganja z eksplicitnim upoštevanjem negotovosti predstavlja odlično izhodišče za razvoj poenostavljenih metod, ki bodo lahko svoje mesto našle tudi v gradbeni praksi.

7.2 Izvirni znanstveni prispevki disertacije

Ocenjujemo, da smo z doseženimi izvirnimi znanstvenimi prispevki pripomogli k boljšemu razumevanju potresnega tveganja z upoštevanjem negotovosti in obnašanja zidanih stavb ter s tem prispevali k razvoju potresnega inženirstva. Na osnovi glavnih ugotovitev disertacije v naslednjih točkah predstavljamo izvirne znanstvene prispevke:

- Razvili smo metodologijo za oceno potresnega tveganja konstrukcij, ki omogoča eksplicitno upoštevanje negotovosti in poškodovanosti komponent, ki temeljijo na analizi konstrukcije pri različnih intenzitetah. Z njo je mogoče verodostojno oceniti potresno tveganje z minimalnim številom dodatnih predpostavk, obenem pa omogoča tudi ovrednotenje vpliva negotovosti na vse vmesne rezultate. V prihodnosti bo verjetno tudi razvoj standardov šel v smeri projektiranja stavb glede na sprejemljivo potresno tveganje, zato predstavlja predlagana metodologija dobro izhodišče za razvoj/vrednotenje poenostavljenih metod za oceno potresnega tveganja, ki bodo uporabne tudi za inženirje v gradbeni praksi.
- V oceni potresnega tveganja smo upoštevali številne modelne negotovosti in negotovosti v potresni obtežbi ter ovrednotili njihov vpliv na rezultate z uvedbo stohastičnega modela konstrukcije, v katerem smo preko večjega števila konstrukcijskih modelov hkrati upoštevali vpliv vseh negotovosti v vhodnih parametrih. Dodatno smo vpliv negotovosti ovrednotili tudi z izvedbo občutljivostne analize, v kateri smo spremljali vpliv posameznih vhodnih parametrov na rezultate.
- Vzpostavili smo podatkovno bazo z eksperimentalnimi rezultati na zidanih preizkušancih, kar nam je omogočilo izpeljavo funkcij ranljivosti za zidove, ki se porušijo bodisi strižno bodisi upogibno. S tem smo razširili obstoječo bazo funkcij ranljivosti in omogočili bolj verodostojno oceno potresnega tveganja zidanih konstrukcij.
- Prispevali smo k boljšemu razumevanju potresnega tveganja, saj smo v podrobnosti obravnavali vse korake metodologije za njegovo določitev in opozorili na nekatere pomanjkljivosti v obstoječi metodologiji, kar bo prispevalo k njenemu nadaljnjemu razvoju.
- Potresno tveganje zidanih stavb smo izrazili s številnimi merami, kot npr. verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti, verjetnost prekoračitve izgub, pričakovana letna izguba in pogojni verjetnostmi/izgubami v odvisnosti od različnih parametrov. Doslej teh informacij za zidane stavbe ni bilo na voljo, čeprav so omenjene mere zelo zanimive za investitorje.
- Pokazali smo, da je mogoče z uporabo cenovno ugodnih nedestruktivnih tehnik merjenja nihajnega časa in kalibracijo matematičnega modela konstrukcije zmanjšati vpliv negotovosti tudi na rezultate analize obnašanja konstrukcije z nelinearno metodo, kot je npr. poenostavljena metoda N2 (Fajfar, 2000).
- Doslej so nekateri raziskovalci opozarjali na pristranskost rezultatov, ki jih na podlagi meritev vibracij dobimo po metodi HVSR za oceno nihajnih časov konstrukcije. Z linearno dinamično analizo smo dokazali, da je uporaba omenjene metode nezanesljiva, še posebno v primerih, ko je nihajni čas konstrukcije, tal ali stropnih konstrukcij v vertikalni smeri podoben osnovnemu nihajnemu času konstrukcije v horizontalni smeri.

7.3 Možnosti nadaljnjega raziskovanja

Vzporedno z izvedenimi raziskavami, dobljenimi rezultati in ugotovitvami se odpirajo nove možnosti raziskovanja. Nekatere od teh smo omenili že v disertaciji in jih tukaj ponovno navajamo. Pokazale so se določene pomanjkljivosti v metodologiji za oceno potresnega tveganja, za katere menimo, da bi se jih dalo izboljšati z dodatnimi raziskavami:

- Potrebno bi bilo razširiti bazo funkcij ranljivosti, predvsem za nekonstrukcijske komponente. Več funkcij ranljivosti bi moralo temeljiti na eksperimentih. Njihov vpliv na rezultate je precejšen, trenutno pa številne funkcije ranljivosti temeljijo predvsem na mnenju strokovnjakov in preprostih numeričnih analizah, kar zmanjšuje verodostojnost rezultatov.
- Raziskali smo vpliv nekaterih modelnih negotovosti in negotovosti v potresni obtežbi. Zanimivo bi bilo raziskati tudi vpliv drugih virov negotovosti na rezultate: izbira histereznega obnašanja, negotovosti v potresni nevarnosti, negotovosti v ekonomskih izgubah, itd. Zanimivo bi bilo preveriti tudi kakšen je vpliv izbranih akceleroگرامov, tako da bi rezultate primerjali z drugimi nabori akceleroگرامov.
- Ugotovili smo pomanjkanje kakovostnih podatkov o korelacijskih koeficientih med posameznimi vhodnimi spremenljivkami za definicijo ciljne korelacijske matrike v metodi LHS.
- Potrebno bi bilo raziskati in smiselno ovrednotiti korelacijo med poškodbami in izgubami, nato pa še korelacije med poškodovanostjo in izgubami parov komponent ter določiti tudi njihov vpliv na rezultate. Doslej smo predpostavili materialne karakteristike za vse komponente v matematičnem modelu konstrukcije, zanimivo pa bi bilo spremljati tudi kakšen je vpliv bolj realnega upoštevanja različnih materialnih karakteristik v posameznih komponentah.
- Potrebno bi bilo razviti poenostavljene postopke na vseh nivojih metodologije za oceno potresnega tveganja in ovrednotiti vpliv negotovosti na rezultate, kar je mogoče storiti na osnovi predstavljene metodologije za oceno potresnega tveganja.

8 POVZETEK

V doktorski disertaciji smo obravnavali dve široki področji: določitev potresnega tveganja zidanih stavb z upoštevanjem negotovosti in zmanjševanje negotovosti v vhodnih podatkih in rezultatih nelinearne analize z nedestruktivnimi eksperimentalnimi tehnikami. Skupna tema obeh področij so prav gotovo negotovosti, osredotočili pa smo se na modelne negotovosti in negotovosti v potresni obtežbi. Naredili smo kratek pregled literature za negotovosti v: materialnih karakteristikah, nosilnosti in mejnih zasukih zidov, stalni in koristni obtežbi, slučajni ekscentričnosti obtežbe, upoštevanju dušenja in podajnosti stropov ter v histerezem obnašanju. Za večino od navedenih virov negotovosti, ki smo jih kasneje upoštevali v analizah preko slučajnih spremenljivk, smo določili ustrezen porazdelitveni zakon, pričakovano vrednost, koeficient variacije ter zgornjo in spodnjo mejo in sicer za dva različna tipa zidovja, iz opečnih votlakov in polnih zidakov.

Z boljšim poznavanjem konstrukcije je možno izločiti določene vire negotovosti ter tako povečati zanesljivost ocene potresnega tveganja. Vedenje o konstrukciji se lahko deloma poveča z nedestruktivnimi preiskavami, vendar doslej še ni bilo jasno ali lahko na ta način izboljšamo tudi napoved nelinearnega obnašanja konstrukcije. V okviru študije smo zato izvajali meritve ambientnih in vsiljenih vibracij za obstoječ star objekt v Ljubljani ter rezultate uporabili za kalibracijo nelinearnega modela objekta. Vsiljene vibracije smo preko tal vsiljevali s strojem VibroScan v vertikalni smeri in sicer v neposredni bližini obravnavanega objekta. Za določitev nihajnih časov smo uporabili metodo iskanja spektralnih vrhov, pri kateri iščemo vrhove v amplitudnem spektru vibracij, ter metodo spektralnih razmerij, pri kateri lastne frekvence stavbe določajo vrhovi razmerja med amplitudami horizontalnega in vertikalnega Fourierjevega spektra. Dobili smo zelo podobne vrednosti nihajnih časov, neodvisno od tega, ali smo merili ambientne ali vsiljene vibracije, zanimivo pa je, da smo po metodi spektralnih razmerij dobili 15 % večje nihajne čase kot po metodi iskanja spektralnih vrhov. Da bi poiskali vzrok za takšno razliko, smo naredili linearno dinamično analizo modela obravnavane konstrukcije, ki smo ga obremenili z generiranim šumom pospeškov, nato pa z obema metodama določili nihajne čase. Izkazalo se je, da metoda spektralnih razmerij daje pristranske rezultate, ko so lastne frekvence stropu, tal ali konstrukcije v vertikalni smeri podobne kot lastne frekvence stavbe v horizontalni smeri. Zatem smo na podlagi izmerjenih nihajnih časov, kalibrirali matematični model in ocenili obnašanje konstrukcije pri projektne potresu. Po pričakovanih stavba ni dosegala zahtevane varnosti, ki je predpisana v današnjih standardih. V gradbeni praksi inženirji pogosto pri posameznih vhodnih podatkih izberejo različne vrednosti zaradi pomanjkanja eksperimentalno določenih vrednosti parametrov, kar pomeni, da obstaja možnost, da bodo posamezni rezultati nelinearne analize bodisi precenjeni bodisi podcenjeni. Z namenom preverjanja vpliva omenjenih negotovosti smo naredili parametrično študijo. Izkazalo se je, da imajo napačne predpostavke o togostnih parametrih velik vpliv na ocenjeni nihajni čas konstrukcije, pomik na meji elastičnosti in tudi na duktilnost, manjši vpliv pa na nosilnost konstrukcije in pomik pri mejnem stanju blizu porušitve, ki je bolj odvisen od formacije plastičnih mehanizmov. Posledično negotovosti vplivajo tudi na to, da precenimo/podcenimo pospešek, ki povzroči nastanek mejnega stanja blizu porušitve celo za 30 %. Elastični nihajni čas konstrukcije je bil zaradi pravil idealizacije skoraj 100 % koreliran z nihajnim časom modela z eno prostostno stopnjo, zanj pa je bilo pokazano, da ima direkten vpliv na ocenjeno kapaciteto konstrukcije. Ko smo po drugi strani kalibrirali modele konstrukcije glede na izmerjen nihajni čas z različnimi kombinacijami vhodnih parametrov, so bile razlike v vrednostih kapacitete konstrukcije praktično zanemarljive. Tako smo dokazali, da meritve nihajnih časov prispevajo k bolj zanesljivim vrednostim rezultatov, tudi ko analizo obnašanja konstrukcije izvedemo z nelinearno metodo.

V drugem delu doktorata smo podrobno predstavili teoretično ozadje metodologije za oceno potresnega tveganja izraženega z verjetnostjo prekoračitve izbranega mejnega stanja oziroma s pričakovanimi ekonomskimi izgubami. Najprej smo nedvoumno definirali pojem potresnega tveganja in predstavili mere, s katerimi ga lahko izrazimo. Naredili smo kratek pregled razvoja metodologije, pri čemer smo se v veliki meri oprli na metodologijo PEER, ki je bila kasneje izboljšana in nadgrajena (ATC, 2012a). Predstavili smo vsakega izmed štirih korakov, ki jo sestavljajo: analizo potresne nevarnosti, analizo obnašanja konstrukcije, analizo poškodovanosti in analizo izgub. Glavna posebnost predlagane metodologije za oceno potresnega tveganja zidanih stavb v primerjavi z obstoječo metodologijo je v tem, da smo vse negotovosti upoštevali s simulacijami, v njih pa smo poškodovanost in izgube določili eksplicitno na podlagi izračunanega obnašanja konstrukcij pri različnih intenzitetah potresne obtežbe. Modelne negotovosti smo v analizah upoštevali z večjim številom konstrukcijskih modelov, ki smo jih določili po metodi LHS, negotovosti v potresni obtežbi pa smo upoštevali z večjim številom akceleroگرامov. Za vsako simulacijo smo naredili potisno analizo, nato pa smo krivulje potisne analize idealizirali s preprosto tri-linearno idealizacijo ter pretvorili odziv MDOF modela na SDOF model. Nato smo na modelu SDOF naredili inkrementalno dinamično analizo, s katero smo pri vsaki vrednosti intenzitete določili potresne zahteve. Ločili smo ranljivostne skupine konstrukcijskih in nekonstrukcijskih komponent, za vsako pa smo določili funkcije ranljivosti, s katerimi smo povezali potresne zahteve in poškodovanost preko definiranih mejnih stanj poškodovanosti. Dodatno smo definirali tudi funkcije izgub, s katerimi smo v vsaki komponenti povezali izgube s poškodovanostjo, s pomočjo povezovalnih enačb pa smo lahko določili pričakovane izgube oziroma verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj. Naš prispevek k metodologiji je tudi razvoj funkcij ranljivosti za zidove, ki se porušijo bodisi v strigu bodisi v upogibu, za njihovo izpeljavo pa smo vzpostavili tudi podatkovno bazo z rezultati iz številnih eksperimentov na zidanih preizkušancih.

Oceno potresnega tveganja smo izvedli na štirih zidanih stavbah, dve sta predstavljali poslovni objekt, in dve stanovanjskega, zgrajene pa so bile iz dveh tipov zidovja, iz opečnih votlakov in polnih zidakov. Poleg konstrukcijskih zidov smo v analizi izgub upoštevali tudi nekonstrukcijske komponente: predelne stene, okna, zatrepane zidove, dimnike, strešno kritino, spuščene strope, računalniško opremo in ostale nekonstrukcijske komponente občutljive na zasuk in pospeške. Modelne negotovosti smo upoštevali z večjim številom konstrukcijskih modelov (stohastični model), ki smo jih določili z metodo LHS. Izvedli smo tudi občutljivostno analizo, v kateri smo preiskovali vpliv posameznih vhodnih modelnih parametrov na vse vmesne rezultate. Ko smo pripravili vse vhodne podatke, smo naredili potisne analize za vse stavbe, pri čemer smo upoštevali 8 kombinacij parametrov potisnih analiz: štiri možne smeri (+X, -X, +Y in -Y) in dve razporeditvi horizontalnih sil po višini (enakomerno in modalno). Izkazalo se je, da so globalni rezultati potisnih analiz najbolj odvisni od parametrov začetne strižne trdnosti zidovja $f_{v,0}$, koeficienta trenja μ in mejnega zasuka pri strižni porušitvi δ_s , dodatno pa ima na rezultate močan vpliv tudi formacija različnih plastičnih mehanizmov. Čeprav v večini simulacij prevladuje mehanizem s prevladujočim strižnim obnašanjem z nastankom mehke pritlične etaže, se v nekaterih simulacijah pojavi tudi upogibno obnašanje. Vnaprej je zelo težko napovedati kakšen bo odziv konstrukcije, raztrosi rezultatov pa so veliki, zato je zelo pomembno, da se upoštevajo tudi modelne negotovosti. Krivulje potisne analize smo idealizirali s preprosto tri-linearno idealizacijo in jih pretvorili iz MDOF modelov v poenostavljene SDOF modele, na katerih smo izvedli inkrementalno dinamično analizo. Pokazal se je velik vpliv modelnih negotovosti, ki so povečale skupno disperzijo pospeškov, ki so privedli do izbranega mejnega stanja v konstrukciji, manjši pa je bil njihov vpliv na mediano pospeškov, ki so se pri stohastičnem in determinističnem modelu razlikovale za manj kot 15 %. Analizirali smo tudi disperzije zaradi modelnih negotovosti in negotovosti v potresni obtežbi in ugotovili, da so oboje enakega velikostnega

reda, disperzije pospeškov zaradi modelnih negotovosti pa z naraščanjem resnosti mejnega stanja celo naraščajo. Z občutljivostno analizo smo ugotovili še, da imajo na mediane in disperzije pospeškov pri izbranem mejnem stanju največji vpliv parametri začetne strižne trdnosti zidovja f_{v0} , koeficienta trenja μ , mejnega zasuka pri strižni porušitvi δ_s , dodatno pa še koeficient kritičnega dušenja ζ . Podobno velja tudi za verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja, pri kateri smo v račun vključili tudi podatke iz analize potresne nevarnosti. Pri vseh obravnavanih stavbah je bila sprejemljiva verjetnost prekoračitve mejnih stanj prekoračena.

Končno smo določili tudi ekonomske izgube. Ločili smo pričakovane ekonomske izgube brez oziroma z upoštevanjem porušitve konstrukcije v odvisnosti od intenzitete, ko pa smo upoštevali tudi potresno nevarnost, smo izračunali pričakovane letne izgube. Določili smo tudi verjetnost prekoračitve izbranih izgub pri pogoju neke intenzitete, z dodajanjem informacij o potresni nevarnosti pa smo dobili tudi krivuljo izgub, s katero določimo verjetnost, da bodo izgube prekoračile izbrano vrednost pri čemer upoštevamo vse možne potrese na lokaciji obravnavane stavbe. Ugotovili smo, da nekonstrukcijske komponente k celotni izgubi prispevajo več kot 50 %, zato jih je potrebno upoštevati. Pokazale so se pomanjkljivosti posameznih delov metodologije. Potrebno bi bilo ponovno kritično ovrednotiti nekatere funkcije ranljivosti in jih preveriti/posodobiti z dodatnimi eksperimenti. Dodatno bi bilo potrebno raziskati vpliv korelacij med poškodovanostjo in izgubami v posameznih komponentah, saj bi tako lahko v analizi še bolj realno zajeli poškodovanost. Ugotovili smo, da modelne negotovosti pri določanju izgub ne igrajo več tako pomembne vloge kot pri potisnih oziroma SDOF-IDA analizah, izkazalo pa se je, da imajo velik vpliv na izgube naslednje količine: krivulja potresne nevarnosti, funkcije ranljivosti in izgub, razmerje med izgubami brez upoštevanja porušitve in vrednostjo nadomestitve objekta ter krivulje ranljivosti stavb. Pričakovane letne izgube so bile med 0.06 % in 0.11 % nadomestitvene vrednosti stavb iz opečnih votlakov oziroma med 0.16 % do 0.20 % nadomestitvene vrednosti stavb iz slabšega materiala. Vrednosti smo normalizirali na 100 m² bruto tlorisne površine objekta in dobili pričakovane letne izgube 49 €/100m² in 71 €/100m² za stavbi iz opečnih votlakov ter 125 €/100m² za stavbi iz slabšega materiala. Izkazalo se je, da je vpliv materiala na rezultate zelo velik, kar pomeni, da je potresno tveganje starejših zidanih stavb veliko večje kot pri novejših objektih.

9 SUMMARY

In this dissertation, two extensive fields of research were addressed: the seismic risk assessment of masonry buildings with consideration of various uncertainties, and the reduction of uncertainties in the input parameters and in results obtained by non-linear analysis using non-destructive in-situ tests. The study was focused on the modelling uncertainties and on the uncertainties in the seismic load. A brief literature review was performed with regard to the uncertainty which occurs in the following parameters: the material characteristics, the resistance of the masonry walls and their ultimate drifts, the dead and the live loads, the accidental eccentricity, the damping, the hysteretic behaviour, and the rigidity of the floors. In the case of most of these sources of uncertainty, which were subsequently taken into account in the analyses by means of random variables, appropriate probability distribution functions were defined, as well as expected values, coefficients of variation, and upper and lower limits. Two different types of masonry, made from hollow clay or solid bricks, were considered.

With improved knowledge of structures it is possible to eliminate some of the sources of uncertainty, and thus increase the reliability of seismic risk assessment. This can be done by means of non-destructive in-situ tests, although until now it was not yet clear whether, by doing so, it may be possible to improve the results of non-linear analysis. The vibration periods of an existing old masonry building in Ljubljana were determined by measuring the ambient and forced vibrations. The forced vibrations were generated by a large machine called a VibroScan, and induced in the vertical direction in the nearby ground. The peak-picking technique was used, in which peaks in the amplitudes in the Fourier spectrum corresponded to the vibration periods of the building, and the HVSR technique, in which the natural frequencies of the building are determined based on the peaks in the ratio between the amplitudes of the Fourier spectra corresponding to the horizontal and vertical components of the same measured signal at the highest level of the structure. The differences between the mean natural frequencies, when estimated by means of either ambient or forced vibrations were small, although when the HVSR technique was used the obtained vibration periods were 15 % longer than in the case of the PP technique. In order to check whether the HVSR technique provided biased results in the case of the investigated building, the measurements of ambient vibrations were simulated numerically by performing elastic dynamic analyses, in which the structural model was subjected to noise acceleration signals in the three orthogonal directions. Time histories of the vibrations were obtained at the location of a bearing wall and also on a floor close to a bearing wall. The results of the numerical investigations revealed that the periods estimated using the HVSR technique are indeed very sensitive to the location of the sensors, and provide biased results if the natural vibration frequency, in the vertical direction, of the soil, the flexible floors, or the building, is close to the building's natural frequency in the horizontal direction. Subsequently, on the basis of the measured vibration periods, the mathematical model of the building was calibrated, and then its behaviour was assessed according to the N2 method. As expected, the building did not fulfil the safety requirements according to Eurocode 8. Engineers commonly adopt different values for the input parameters since there is a lack of reliable experimentally determined values, which can lead to an overestimation or, worse, an underestimation of the results of the nonlinear analysis. Hence, in order to verify the impact of these uncertainties, a simple parametric study was performed. It turned out that false assumptions about the stiffness parameters can have a substantial impact on the estimated vibration periods, the yield displacements, and the ductility, and a somewhat lesser impact on the resistance and near collapse displacement, which is mostly affected by the formation of a plastic mechanism. The results of the parametric study showed that, due to the uncertain input parameters, it is possible that engineers may overestimate/underestimate the peak ground acceleration which causes a near collapse limit state by up to 30 %. It was also shown that the elastic vibration period and the vibration period of the equivalent

SDOF model were in almost perfect correlation. When the calibration of the structural model according to the measured vibrations was based on different combinations of the moduli of elasticity and mass, the differences in the peak ground accelerations at the near collapse limit state were practically negligible. These observations confirmed that the supposition that the calibration of structural models of buildings to their experimentally obtained vibration periods could increase the reliability of their seismic performance assessments, even in the case when such assessments are based on a nonlinear method of analysis.

In the second part of the thesis the theoretical background of the methodology for the assessment of seismic risk is presented in detail. Firstly, the concept of seismic risk is clearly defined: it can be expressed in terms of the probability of exceeding a certain damage state, or as an expected economic loss. After a brief review of the PEER methodology, which has recently been updated and improved (ATC, 2012a), each of its basic four steps are presented: hazard analysis, structural analysis, damage analysis, and loss analysis. The main specificity of our procedure compared to the existing methodology lies in the fact that uncertainties were taken into account by means of simulations, in which damage and losses were explicitly calculated on the basis of the structural behaviour at various intensity levels. Modelling uncertainties were considered in the analysis with a larger number of variants, which were generated by the LHS method, and aleatoric uncertainties were considered by using multiple ground motions. For each simulation a pushover analysis was performed, followed by transformation from an MDOF model to an SDOF model, and then, finally, incremental dynamic analysis on the equivalent SDOF system. The fragility and performance groups of the structural and non-structural components were separated. Additionally, fragility functions and loss functions were defined in order to connect the engineering demand parameters to the damage and loss corresponding to each of the defined damage states. All the probabilistic quantities were combined by means of the PEER framework equation, so that the seismic risk could be defined. Our contribution to the methodology is the development of fragility functions for masonry walls which fail in shear or flexure. Fragility functions were derived based on a database containing the results of numerous experiments performed on masonry test specimens.

Seismic risk assessments were performed on four masonry buildings, two of which were commercial buildings, and two residential. They were built of two different types of masonry: hollow bricks and solid blocks. In addition to the structural elements, the following non-structural components were taken into account: partition walls, windows, parapet walls, chimneys, roofing, suspended ceilings, desktop computers, and other non-structural components sensitive to drifts or acceleration. The modelling uncertainties were considered using multiple variants of structural models (i.e. a stochastic model), which were determined by using the LHS method. Additionally, a sensitivity study was performed in which the effect of individual input parameters on the intermediate results was investigated. Pushover analysis was performed for all the simulations with 8 combinations of parameters: four possible directions (+X, -X, +Y and -Y), and two horizontal force distributions over the height of the building (uniform and modal). The results showed that the global engineering demand parameters mainly depended on the initial shear strength f_{v0} , the coefficient of friction μ , and the ultimate shear drift δ_s ; it was also shown that the formation of various plastic mechanisms had a significant impact on the results. Although, in the case of the vast majority of the simulations, a soft ground storey with predominant shear behaviour was the prevalent mechanism, in some of the simulations flexural behaviour, too, occurred. It is very difficult to predict in advance the response of buildings, since the dispersion of results can be very high, so it is very important to consider the modelling uncertainties. The pushover curves were idealized by means of a simple tri-linear idealization, and transformed from MDOF models to simplified SDOF models so that incremental

dynamic analyses could be performed. The modelling uncertainties had a strong impact on the total dispersion of the peak ground accelerations at various damage states, but their impact on the median accelerations was not as high, since the difference between the stochastic and the deterministic model was less than 15 %. The dispersion in the peak ground accelerations corresponding to certain damage states due to modelling uncertainty, and due to aleatoric uncertainties in the seismic load, were also separately analysed. These dispersions were of the same order of magnitude, but the dispersion due to modelling uncertainties increased with the severity of the damage state. By means of the above-mentioned sensitivity study it was shown that the initial shear strength f_{v0} , the coefficient of friction μ , the ultimate shear drift δ_s , and the damping coefficient ζ have the greatest impact on the median values and on the dispersion of the damage state peak ground accelerations. The same is true for the probability of exceeding a certain damage state, in which data from seismic hazard analysis are also considered. In all the analysed buildings the acceptable probability of exceeding damage states was exceeded.

Finally, the economic losses were investigated. The expected economic loss occurring in the case of the building's collapse was separated from the loss occurring when the building does not collapse, depending on the intensity. Taking into account the seismic hazard, it was then possible to calculate the expected annual loss. The probability of exceeding a certain loss as a function of intensity was also determined, and, by adding information from the corresponding seismic hazard, loss curves can be obtained. From these it is possible to determine the likelihood that losses will exceed a certain value, taking into account various earthquake scenarios at the site of the building. It was shown that non-structural components can contribute more than 50%, to the total loss, so they should certainly not be neglected. The weaknesses of some parts of the PEER methodology were revealed, so that they should be critically re-evaluated and possibly updated by means of experimental data. The impact of correlations between damage and loss in individual components should also be investigated, since this could result in a more realistic analysis of the captured damage. It was found that modelling uncertainties do not play such an important role as in pushover and SDOF-IDA analyses, since other quantities have a major impact on loss estimation, i.e. the hazard curve, the fragility and loss functions, the ratio between the replacement cost of the building and the losses without consideration of the building's collapse, and the collapse fragility. The expected annual loss was between 0.06 % and 0.11 % of the replacement cost in the case of buildings made from hollow bricks, and between 0.16 % and 0.20 % of the replacement cost in the case of buildings made from solid bricks. The normalized values of the expected annual loss for 100 m² gross floor area were 49 €/100m² and 71 €/100m² for the two investigated buildings which were made from hollow bricks, and 125 €/100 m² for the two investigated buildings made from an older type of material (solid bricks). It turned out that the effect of the type of material on the results is very significant, so that the seismic risk of older masonry buildings is much higher than that of newer buildings.

VIRI

- Abo-El-Ezz, A., Nolle, M.J., Naste, M. 2013. Seismic fragility assessment of low-rise stone masonry buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 12, 1:87-97.
- Arias, A. 1970. A measure of earthquake intensity. V: *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, MIT Press: 438-483.
- ARSO (Agencija Republike Slovenije za Okolje). 2013. Močni potresi v preteklosti, Ljubljana. 20f. http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20aktivnost/Mo%C4%8Dni_potresi_v_preteklosti.pdf (pridobljeno 29.8.2013).
- ASCE (American Society of Civil Engineers). 2007. *Seismic rehabilitation of existing buildings – ASCE/SEI 41-06*. Reston, Virginia.
- 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. Report no. 157: 355 f.
- ATC (Applied Technology Council). 1996. ATC – 40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (Vol. 1). Report No. SSC 96-01.
- ATC (Applied Technology Council). 2012a. FEMA P-58-1 - Seismic performance assessment of buildings: Volume 1 - Methodology. Redwood City, ATC: 319 f.
- ATC (Applied Technology Council). 2012b. FEMA P-58-2 - Seismic performance assessment of buildings: Volume 2 – Implementation guide. Redwood City, ATC: 365 f.
- ATC (Applied Technology Council). 2013. ATC 58 in ATC 58-1 project. <https://www.atcouncil.org/Projects/atc-58-project.html> (Pridobljeno 13.3.2013).
- Augenti, N., Parisi, F., Acconcia, E. 2012. MADA: Online experimental database for mechanical modelling of existing masonry assemblages. V: *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 24-28 September 2012. Sociedade Portuguesa do Engenharia Sismica, International Association for Earthquake Engineering: Paper 2897, p. 1-10.
- Azhdary, F., Shabakhty, N. 2011. Probabilistic evaluation of performance point in structures and investigation of the uncertainties. *Journal of Mechanical Engineering Research* 3, 6:197-208.
- Bachman, R.E. 2011. Development of seismic fragilities for acoustical tile or lay-in panel suspended ceilings – Background document for FEMA P-58/BD-3.9.4: 22 f.
- Baker, J.W. 2008. An introduction to probabilistic seismic hazard analysis (PSHA). http://www.stanford.edu/~bakerjw/publications.html#Other_publications_2008 (Pridobljeno 15. 8. 2011).
- Bakhshi, A., Karimi, K. 2008. Performance evaluation of masonry buildings using a probabilistic approach. *Scientia Iranica* 15, 3: 295-307.
- Barrantes, J.M. 2012. Seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings at a territorial scale. Doktorska disertacija. Firenze, University of Florence, Faculty of Engineering: 180 f.
- Bhattacharya, B., Basu, R., Ma, K. 2001. Developing target reliability for novel structures: the case of the Mobile Offshore Base. *Marine structures* 14, 37-58.
- Blaumoser, N., Österreicher, M. 2010. VibroScan - vibration generator - Mertz M10/601. Technical study. Dunaj, iC Consulenter: 22 f.
- Bonnet, R., Barbat, A.H., Pujades, L.G., Lagomarsino, S., Penna, A. 2004. Performance assessment for unreinforced masonry buildings in low seismic hazard areas. V: *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, 1-6 August 2004. 13th WCEE Conference Secretariat: Paper No. 409, p. 1-15.

- Bosiljkov, V. 2000. Eksperimentalne in računske raziskave vpliva modificiranih malt na mehanske lastnosti opečne zidovine. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba V. Bosiljkov): 314 f.
- Bosiljkov, V., Page, A.W., Bokan-Bosiljkov, V., Žarnić, R. 2010a. Progress in structural engineering and material: Structural masonry – Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls. *Structural Control and Health Monitoring* 17, 1:100-118.
- Bosiljkov, V., Tomaževič, M. 2006. Optimization of shape of masonry units and technology of construction for earthquake resistant masonry buildings: Part III – research report. Ljubljana Zavod za gradbeništvo: 115 f.
- Bosiljkov, V., Tomaževič, M., Lutman, M. 2004. Optimization of shape of masonry units and technology of construction for earthquake resistant masonry buildings: Part I and II - research report. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo Slovenije: 180 f.
- Bosiljkov, V., Totoev, Y.Z., Nichols, J.M. 2005. Shear modulus and stiffness of brickwork masonry: an experimental perspective. *Structural Engineering and Mechanics* 20, 1: 21-43.
- Bosiljkov, V., Uranjek, M., Žarnić, R., Bokan-Bosiljkov, V. 2010b. An integrated approach for the assessment of historic masonry structures. *Journal of Cultural Heritage* 11, 3:239-249.
- Bostock, J., Riley, H.T. 1855. The natural history of Pliny the Elder. Taylor and Francis, London. <http://www.perseus.tufts.edu/hopper/text?doc=Perseus:text:1999.02.0137>(Pridobljeno 11.8.2013).
- Bradley, B.A. 2009. Structure-specific probabilistic seismic risk assessment. Doktorska disertacija. Christchurch, University of Canterbury, Department of civil and natural resources engineering: 442 f.
- Brehm, E. 2011. Reliability of unreinforced masonry bracing walls: Probabilistic approach and optimized target values. Doktorska disertacija. Darmstadt, Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau: 207 f.
- Brignola, A., Frumento, S., Lagomarsino, S., Podesta, S. 2008. Identification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression test. *International Journal of Architectural Heritage* 3, 1: 52-73.
- Brozovič, M. 2013. Izbira akceleroگرامov za projektiranje stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Brozovič): 154 f.
- Brozovič, M., Dolšek, M. 2013a. Envelope-based pushover analysis procedure for the approximate seismic response analysis of buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 43, 1: 77-96.
- Brozovič, M., Dolšek, M. 2013b. Envelope-based pushover analysis procedure for assessing the collapse risk of buildings. V: *Proceedings of the 11th International Conference on Structural Safety & Reliability*, 16-20 June 2013, New York.
- Cardoso, J.B., Almeida, J.R., Dias, J.M., Coelho, P.G. 2007. Structural reliability analysis using Monte Carlo simulation and neural networks. *Computers and Structures* 39, 1: 503-513.
- Celarec, D. 2012. Potresno tveganje izbranih konstrukcijskih sistemov z upoštevanjem nezanesljivosti. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba D. Celarec): 158 f.
- Charney, F.A. 2008. Unintended consequences of modelling damping in structures. *Journal of Structural Engineering* 134, 4:581-592.
- Chopra, A.K., De la Llera, J.C. 1996. Accidental and natural torsion in earthquake response and design of buildings. V: *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica; International Association for Earthquake Engineering: Paper No. 2006, p. 1-15.

- Clough, R.W., Johnston, S.B. 1966. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. Report 66-16, Structural and Materials Research, Structural Engineering Laboratory. University of California, Berkeley.
- Clough, R.W., Penzien, J. 1975. Dynamics of structures. New York, McGraw-Hill: 634 f.
- Coburn, A.W., Spence, R.J.S., Pomonis, A. 1994. Vulnerability and risk assessment - 2nd edition. Cambridge: 69f.
- Colina, J., Benitez, B., Ruiz, S.E. 2011. Accidental eccentricity of story shear for low-rise office buildings. *Journal of Structural Engineering* 137, 4: 513-520.
- Cornell, C.A. 1968. Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America* 58, 5: 1583–1606.
- Cornell, C.A. 1996. Calculating building seismic performance reliability – a basis for multi-level design norms. V: Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica; International Association for Earthquake Engineering: Paper No. 2122, p. 1-8.
- Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O., Foutch, D.A. 2002. Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering* 128, 4: 526-553.
- Cosenza, E., Manfredi, G. 2000. Damage indices and damage measures. *Progress in Structural Engineering and Materials* 2, 1:50-59.
- Crawford, R., Ward, H.S. 1964. Determination of the natural periods of buildings. *Bulletin of Seismological Society of America* 54, 6:1743–1756.
- Crowley, H., Pinho, R. 2010. Revisiting Eurocode 8 formulae for periods of vibration and their employment in linear seismic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 39, 2:223–235.
- CSI. 2009. SAP 2000 user manual - Version 12. Computers & Structures Inc, Berkeley.
- Cunha, A., Caetano, E., Magalhaes, F., Moutinho, C. 2006. From input–output to output-only modal identification of civil engineering structures - SAMCO final report. Porto, University of Porto: 22 f.
- De Sortis, A., Antonacci, E., Vestroni, F. 2005. Dynamic identification of a masonry building using forced vibration tests. *Engineering Structures* 27, 2:155-165.
- Deierlein, G.G., Krawinkler, H., Cornell, C.A. 2003. A framework for performance-based earthquake engineering. 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 140.
- Dhakal, R.P., Mander, J.B. 2006. Financial risk assessment methodology for natural hazards. *Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering* 39, 2:91-105.
- Dhanasekar, M. 2011. Review of modelling of masonry shear. *International Journal of Advances in Engineering Sciences and Applied Mathematics* 2, 3:106-118.
- Ditommaso, R., Mucciarelli, M., Parolai, S., Picozzi, M. 2012. Monitoring the structural dynamic response of a masonry tower: comparing classical and time-frequency analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering* 10, 4:1221–1235.
- Ditommaso, R., Parolai, S., Mucciarelli, M., Eggert, S., Sobiesiak, M., Zschau, J. 2010. Monitoring the response and back-radiated energy of a building subjected to ambient vibration and impulsive action: the Falkenhof Tower (Potsdam, Germany). *Bulletin of Earthquake Engineering* 8, 3:705-722.
- Dolenc, M., Dolšek, M. 2008. High-throughput computing in engineering. V: Papadrakakis, M. (ur.), Topping, B.H.V. (ur.). Proceedings of the 6th International Conference on Engineering

- Computational Technology, Athens, Greece, 2-5 September 2008. Stirling, Civil-Comp Press, str. 1-10.
- Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Dolšek): 220 f.
- Dolšek, M. 2008a. PBEE toolbox – Examples of application. <http://ice4risk.slo-projekt.info/publications.html> (Pridobljeno 1. 12. 2011).
- Dolšek, M. 2008b. PBEE toolbox user's manual. <http://ice4risk.slo-projekt.info/publications.html> (Pridobljeno 1. 12. 2011).
- 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* 8, 6: 1309–1329.
- Dolšek, M. 2012. Simplified method for seismic risk assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty. *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance* 8, 10:939-953.
- Dolšek, M., Snoj, J., Celarec, D. 2010. Študija primernosti programske opreme za analize potresnega tveganja zidanih stavb. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 64 f.
- DTP (Državna tehnična pisarna). 2009. Končno poročilo o izvedbi popotresne obnove objektov v Posočju, poškodovanih v potresu, leta 1998. Kobarid, Ministrstvo za okolje in prostor: 39 f.
- Đurović, B., Mikoš, M. 2006. Ali smo ogroženi kadar tvegamo? Pojmi in izrazje teorije tveganj zaradi naravnih, geološko pogojenih nevarnosti. Are we under threat when we risk? Notions and terminology of risk theory due to geological hazards. *Geologija* 49, 1:151-161.
- Eidinger, J. 2009. Fragility of non-structural components – Background document for FEMA P-58/BD-3.9.12. G&E Engineering Systems, Olympic Valley, California: 162 f.
- 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: 223 f.
- Erbay, O.O. 2004. A methodology to assess seismic risk for populations of unreinforced masonry buildings. Illinois, Mid-America Earthquake center, Report 07-10: 198 f.
- EZ-FRISK. 2012. Software for earthquake ground motion estimation, version 7.62. Risk engineering, Inc., Louisville, Colorado, USA.
- Fajfar, P. (ur.), Krawinkler, H. (ur.) 1997. Seismic design methodologies for the next generation of codes. Bled, Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes: 411 f.
- Fajfar, P. (ur.), Krawinkler, H. (ur.) 2004. Performance-based seismic design concepts and implementation. Bled, Proceedings of an international workshop: 531 f.
- Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 f.
- 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.

- Fehling, E., Stuerz, J., Emami, A. 2007. ESECMaSE Deliverable D7.1a – Test results on the behaviour of masonry under static (monotonic and cyclic) in plane lateral loads. Kassel, University of Kassel, Institute of structural engineering: 77 f.
- FEMA. 1997. National earthquake hazard reduction program guidelines for the seismic rehabilitation of buildings – FEMA 273. Washington D.C., Federal emergency management agency.
- FEMA. 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings – FEMA 356. Washington D.C., Federal emergency management agency.
- Franchin, P., Pinto, P.E., Rajeev, P. 2010. Confidence factor? *Journal of Earthquake Engineering* 14, 7:989–1007.
- Frumento, S., Magenes, G., Morandi, P., Calvi, G.M. 2009. Interpretation of experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q-factors for seismic design. Pavia, EUCENTRE in University of Pavia: 268 f.
- Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., Resemini, S. 2004. Non-linear seismic analysis of masonry structures. V: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 1-6 August 2004. 13th WCEE Conference Secretariat: Paper No. 843, p. 1-15.
- Gallipoli, M.R., Mucciarelli, M., Vona, M. 2009. Empirical estimate of fundamental frequencies and damping for Italian buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 38, 8:973-988.
- Gambarotta, L., Lagomarsino, S. 1997a. Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls; part I: the mortar joint model and its applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 26, 423-439.
- Gambarotta, L., Lagomarsino, S. 1997b. Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls; part II: The continuum model and its applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 26, 441-462.
- Gehl, P., Sy, S., Seyed, D. 2011. Developing fragility surfaces for more accurate seismic vulnerability assessment of masonry buildings. V: COMPDYN, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece, 25–28 May 2011. Corfu, European Community on Computational Methods in Applied Sciences, Institute of Structural Analysis & Seismic Research: p. 1-12.
- Gent Franch, K.A., Giuliano Morbelli, G.M., Astroza Inostroza, M.A., Gori, R.E. 2008. A seismic vulnerability index for confined masonry shear wall buildings and a relationship with the damage. *Engineering Structures* 30, 10: 2605-2612, DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.02.005.
- Glowienka, S. 2007. Zuverlässigkeit von Mauerwerkswänden aus großformatigen Steinen. Doktorska disertacija. Darmstadt, Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau: 258 f.
- Gosar, A., Rošar, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2010. Microtremor study of site effects and soil-structure resonance in the city of Ljubljana (central Slovenia). *Bulletin of Earthquake and Engineering* 8, 3:571–592.
- Gostič, S., Jarc Simonič, M., Bosiljkov, V., Žarnić, R. 2012. Comparison of in-situ and laboratory tests of brick masonry walls strengthened with carbon fibre reinforced polymer fabric. V: Proceedings of the 6th international conference on FRP composites in civil engineering, Rome, Italy, 13-15 June 2012.
- Grünthal, G. 1998. European macroseismic scale 1998. In *Cahiers du Centre Europeen de Geodynamique et de Seismologie*. Vol. 15. European Seismological Commission, Luxemburg.
- Günay, M.S., Mosalam, K.M. 2012. PEER performance based earthquake engineering methodology, revisited. V: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24-28 September 2012. Sociedade Portuguesa do Engenharia Sismica, International Association for Earthquake Engineering: Paper 5606, p. 1-10.

- Gutenberg, B., Richter, C.F. 1944. Frequency of earthquakes in California. *Bulletin of the Seismological Society of America* 34, 4:185-188.
- Hans, S., Boutin, C., Ibraim, E., Roussillon, P. 2005. In situ experiments and seismic analysis of existing buildings: Part I - experimental investigations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 34, 12:1513–1529.
- Helm, P. 1996. Integrated Risk Management for Natural and Technological Disasters. *Tephra* 15, 1:5-19.
- Housner, G.W. 1952. Spectrum intensities of strong-motion earthquakes. Los Angeles, Symposium on Earthquakes and Blast Effects on Structures.
- Ibarra, L.F. 2005. Global collapse of frame structures under seismic excitations. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, 13WCEE in Vancouver, Paper No. 116.
- Ibarra, L.F., Krawinkler, H. 2005a. Global collapse of frame structures under seismic excitations. Berkley, University of Berkeley, PEER Report No. 152: 324 f.
- Ibarra, L.F., Medina, R.A., Krawinkler, H. 2005b. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 34, 12: 1489-1511.
- International Organization for Standardization (ISO). 1998. ISO 2394:1998(E) – General principles on reliability for structures.
- Ivanović, S.S., Trifunac, M.D., Todorovska, M.I. 2000. Ambient vibration tests of structures - a review. *Journal of Earthquake Technology* 37, 4:165–197.
- Jalayer, F. 2003. Direct probabilistic seismic analysis: Implementing non-linear dynamic assessments. Stanford, CA, Stanford university: 250 f.
- Jayaram, N., Lin, T., Baker, J.W. 2011. A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. *Earthquake Spectra* 27, 3:797-815.
- JCSS. 2000. Probabilistic Model Code Part I: Basis of design. Joint committee on structural safety, Danska.
- JCSS. 2001. Probabilistic Model Code Part II: Load models. Joint committee on structural safety, Danska.
- JCSS. 2011. Probabilistic Model Code Part III: Material properties. Joint committee on structural safety, Danska.
- Kirkpatrick, S., Gelatt, C.D., Vecchi, M.P. 1983. Optimization by simulated annealing. *Science*, 220, 4598: 671–680.
- Kramar, M. 2008. Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Kramar): 177 f.
- Krawinkler, H in ostali. 2005. Van Nuys hotel building test-bed report: exercising seismic performance assessment. University of Berkeley, PEER Report 2005/11: 250 f.
- Krstevska, L., Tashkov, L., Gocevski, V., Garevski, M. 2010. Experimental and analytical investigation of seismic stability of masonry walls at Beauharnois powerhouse. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8, 2:421–450.
- Kušar, M. 2009. Razvoj večkriterijskega odločitvenega modela za izbiro ukrepov pri obnovi stavb. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Kušar): 130 f.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. 2009. Seismic analyses program for 3D masonry buildings – Tremuri user guide. Genoa, University of Genoa: 61 f.

- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. 2013. TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56:1787-1799.
- Lang, K. 2002. Seismic vulnerability of existing buildings. Doktorska disertacija. Zurich, Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology: 188 f.
- Lapajne, J., Motnikar, B.Š. in Zupančič, P. 2001a. Potresna nevarnost Slovenije - projektni pospešek tal. MOP, Uprava Republike Slovenije za geofiziko, Ljubljana, Slovenija. http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html (Pridobljeno 14.9.2011).
- Lapajne, J., Motnikar, B.Š. in Zupančič, P. 2001b. Potresna nevarnost Slovenije - pospešek tal za 1000 let. MOP, Uprava Republike Slovenije za geofiziko, Ljubljana, Slovenija. http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek_1000.html (Pridobljeno 14.9.2011).
- Lapajne, J., Motnikar, B.Š. in Zupančič, P. 2001c. Potresna nevarnost Slovenije - pospešek tal za 10000 let. MOP, Uprava Republike Slovenije za geofiziko, Ljubljana, Slovenija. http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek_10000.html (Pridobljeno 14.9.2011).
- Lapajne, J., Motnikar, B.Š. in Zupančič, P. 2001d. Tolmač karte potresne nevarnosti. MOP - Agencija RS za okolje, Urad za seizmologijo, Ljubljana, Slovenija.
- Lazar, N., Dolšek, M. 2014. Incorporating intensity bounds for assessing the seismic safety of structures: Does it matter? *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 43, 5:717-738.
- Liel, A.B., Deierlein, G.G. 2008. Assessing the collapse risk of California's existing reinforced concrete frame structures: metrics for seismic safety decisions. Berkley, University of Berkeley, PEER Report No. 166: 293 f.
- Liel, A.B., Haselton, C.B., Deierlein, G.G., Baker, J.W. 2009. Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings. *Structural Safety* 31, 2:197-211.
- Lilliefors, H. 1967. On the Kolmogorov-Smirnov test for normality with mean and variance unknown. *Journal of the American Statistical Association* 62, 318: 399-402.
- Lourenco, P. J. 1996. Computational strategies for masonry structures. Doktorska disertacija. Delft, Univerza Delft, Fakulteta za gradbeništvo: 210 f.
- Magenes, G., Morandi, P., Penna, A. 2008. ESECMaSE Deliverable D7.1c – Test results on the behaviour of masonry under static cyclic plane lateral loads. Pavia, University of Pavia, Department of structural mechanics: 129 f.
- Mann, W., Müller, H. 1980. Failure of shear-stressed masonry – an enlarged theory, tests and application to shear walls. *Proceedings of the British Ceramic Society* 27:223-235.
- Marcari, G., Fabbrocino, G., Lourenco, P.B. 2010. Mechanical properties of tuff and calcarenite stone masonry panels under compression. V: *Proceedings of the 8th International Masonry Conference*, Dresden, Germany, 4-7 July 2010. London, International masonry society: p. 1083-1092.
- Marinko, S. 2011a. Cening 63 – gradbena dela. Ljubljana, Inženiring biro Marinko: 262 f.
- Marinko, S. 2011b. Cening 62 – zaključna dela. Ljubljana, Inženiring biro Marinko: 219 f.
- Marinko, S. 2011c. Cening 61 – elektro inštalacije. Ljubljana, Inženiring biro Marinko: 403 f.
- Marinko, S. 2011d. Cening 64 – strojne inštalacije. Ljubljana, Inženiring biro Marinko: 361 f.
- Marzocchi, W., Mastellone, M.L., Di Ruocco, A., Novelli, P., Romeo, E., Gasparini, P. 2009. Principles of multi-risk assessment: Interaction amongst natural and man-induced risks. Brussels, European Commission: 72 f.
- Masi, A., Vona, M. 2010. Experimental and numerical evaluation of the fundamental period of undamaged and damaged RC framed buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8, 3:643-656.

- MathWorks. 2009. MATLAB the language of technical computing. <http://www.mathworks.com>.
- 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.
- Melchers, R.E. 1999. *Structural Reliability Analysis and Prediction*, Second Edition. Chichester, John Wiley & Sons: 456 f.
- Memari, A.M., O'Brien, W.C., Hartman, K.J., Kremer, P.A., Behr, R.A. 2011. Architectural glass seismic behavior fragility curve development – Background document for FEMA P-58/BD-3.9.1. Pennsylvania, Pennsylvania State University, Department of Architectural Engineering: 236 f.
- Michel, C., Gueguen, P., Bard, P.Y. 2008. Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: an aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28, 8:593–604.
- Michel, C., Zapico, B., Lestuzzi, P., Molina, F.J., Weber, F. 2011. Quantification of fundamental frequency drop for unreinforced masonry buildings from dynamic tests. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 40, 11:1283-1296.
- Miranda, E., Bertero, V.V. 1994. Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design. *Earthquake Spectra* 10, 2:357-379.
- Miranda, E., Mosqueda, G. 2011. Seismic fragility of building interior cold-formed steel framed gypsum partition walls – Background document for FEMA P-58/BD-3.9.2: 236 f.
- Mistler, M., Butenweg, C., Meskouris, K. 2006. Modelling methods of historic masonry buildings under seismic excitation. *Journal of Seismology* 10, 4: 497-510.
- MIT. 2009. Circolare del ministero delle infrastrutture e dei trasporti, No. 617: Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008. Consiglio superiore dei lavori pubblici. S.O. n.27 alla G.U. del 26.02.2009, No. 47 (v italijanščini).
- Mitrani-Reiser, J., Beck, J. 2007. An ounce of prevention: probabilistic loss estimation for performance-based earthquake engineering. Pasadena, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, California Institute of Technology: 155 f.
- Mitrani-Reiser, J., Haselton, C., Goulet, C., Porter, K., Beck, J., Deierlein, G. 2006. Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building - Part II: Loss estimation. V: Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco.
- Močnik, B. 2012. Štirinajst let po velikonočnem potresu v Posočju. *Delo* (12. apr. 2012) 54, 102: str.8.
- Moehle, J., Deierlein, G. 2004. A framework methodology for performance-based earthquake Engineering. V: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 1-6 August 2004. 13th WCEE Conference Secretariat: Paper No. 679, p. 1-13.
- Mucciarelli, M., Gallipoli, M.R. 2007. Non-parametric analysis of a single seismometric recording to obtain building dynamic parameters. *Annals of Geophysics* 50, 2:259–266.
- Naeim, F., Hagie, S. 2013. PACT technical manual – Version 2.9.65. Washington D.C, FEMA: 47 f.
- Nakamura, Y. 2000. Clear identification of fundamental idea of Nakamura's technique and its applications. V: Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 30 January - 4 -February 2000. New Zealand Society for Earthquake Engineering, International Association for Earthquake Engineering: Paper 2656, p. 1-8.
- National Institute of Building Sciences (NIBS). 2009. Multihazard loss estimation methodology – earthquake model (HAZUS 09 technical manual). Washington, Report prepared for Federal Emergency Management Agency: 712 f.

- National Institute of Standards and Technology (NIST). 1999. UNIFORMAT II - Elemental Classification for Building Specifications, Cost Estimating and Cost Analysis. Maryland, National Institute of Standards and Technology, NISTIR 6389 Report: 93 f.
- Nowak, A.S., Collins, K.C. 2000. Reliability of structures. Michigan, McGraw-Hill: 407 f.
- NZSEE. 2006. Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes: prioritisation, initial evaluation, detailed assessment and improvement measures. Department of building and housing, New Zealand.
- Odredba o cenah in normativih za določanje cen projektne dokumentacije za popotresno obnovo objektov. Uradni list RS št. 59-2735/1998.
- Odredba o cenah in normativih za določanje cen za popotresno obnovo objektov. Uradni list RS št. 59-2736/1998.
- Odredba o dopolnitvi odredbe o cenah in normativih za določanje cen gradbenih del za popotresno obnovo objektov. Uradni list RS št. 19-901/2000.
- Odredba o spremembah odredbe o cenah in normativih za določanje cen gradbenih del za popotresno obnovo objektov. Uradni list RS št. 9-399/1999.
- Odredba o spremembi odredbe o cenah in normativih za določanje cen gradbenih del za popotresno obnovo objektov. Uradni list RS št. 31-1905/2001.
- Oliveira, C.S., Navarro, M. 2010. Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques. Bulletin of Earthquake Engineering 8, 3:609–642.
- Oropeza Ancieta, M.R. 2011. Fragility functions for seismic risk in regions with moderate seismicity. Doktorska disertacija. Lausanne, Ecole Polytechnique federale de Laussane: 192 f.
- Oropeza, M., Michel, C. Lestuzzi, P. 2010. Fragility functions for seismic risk in regions with moderate seismicity. V: Proceedings of the 9th US National and Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Kanada, 25-29 July 2010.
- Osteraas, J., Krawinkler, H. 2010a. Fragility of masonry chimneys – Background document for FEMA P-58/BD-3.9.7. 28 f.
- Osteraas, J., Krawinkler, H. 2010b. Fragility of masonry parapets – Background document for FEMA P-58/BD-3.9.8. 19 f.
- Ötes, A., Löring, S. 2003. Tastversuche zur Identifizierung des Verhalensfaktors von Mauerwerksbauten für den Erdbebennachweis – abschlussbericht. Universität Dortmund, Lehrstuhl für Tragkonstruktionen: 85 f.
- Parisi, F. 2010. Non-linear seismic analysis of masonry buildings. Doktorska disertacija. Neapelj, University of Naples Federico II, Department of structural engineering: 313 f.
- Parisi, N., Augenti, N. 2012. Uncertainty in seismic capacity of masonry buildings. Buildings 2, 3: 218-230. DOI: 10.3390/buildings2030218.
- Park, J., Towashiraporn, P., Craig, J.I., Goodno, B.J. 2009. Seismic fragility analysis of low-rise unreinforced masonry structures. Engineering Structures 31, 1:125-137.
- PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). 2007. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) – OpenSees command language manual. Berkley, Pacific Earthquake Engineering Research Center. <http://opensees.berkeley.edu> (Pridobljeno 1.8.2013).
- PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). 2010. Concrete column blind prediction contest 2010. Berkley, University of California. http://nisee2.berkeley.edu/peer/prediction_contest/ (Pridobljeno 18.7.2013).
- PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). 2011a. Pacific Earthquake Engineering Research Center: PEER Strong Motion Database. Berkley, University of California, <http://peer.berkeley.edu/smcat/> (Pridobljeno 15.8.2011).

- PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). 2011b. Pacific Earthquake Engineering Research Center: Structural Performance Database. Berkley, University of California, <http://nisee.berkeley.edu/spd/> (Pridobljeno 15.8.2011).
- PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). 2014. PEER mission and goals. http://peer.berkeley.edu/about/mission_goals.html (Pridobljeno 15.8.2014).
- PEG. 2013. PEG – gradbeni portal – projektantske ocene investicij. Ljubljana, PeG Podatkovniki: <http://www.peg-online.net/ocene-investicij> (Pridobljeno 27.8.2013).
- Penna, A. 2002. Una procedura a macroelementi per l'analisi dinamica non lineare di edifici in muratura. Doktorska disertacija. Milano, Politecnico di Milano: 142 f (v italijanščini).
- Penna, A., Lagomarsino, S., Galasco, A. 2014. A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 43, 2:159-179.
- Petrovčič, S., Kilar, V. 2013. Seismic failure mode interaction for the equivalent frame modeling of unreinforced masonry structures. *Engineering Structures* 54, 9-22.
- Pfyl-Lang K., Braune, F., Lestuzzi, P. 2011. Comportement des murs sollicités dans leur plan. In *Évaluation de la sécurité parasismique des bâtiments en maçonnerie - SIA D0237*. Zürich, Swiss Society of Engineers and Architects (SIA): 45-58.
- Porter, K.A. 2003. An overview of PEER's performance based earthquake engineering methodology. V: 9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9), San Francisco.
- Porter, K.A. 2009. Fragility of concrete or clay tile roofing – Background document for FEMA P-58/BD-3.9.9: 9 f.
- Porter, K.A., Beck, J.L., Shaikhutdinov, R.V. 2002. Investigation of sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables for the Van Nuys testbed. Berkley, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report 2002/2003: 41 f.
- Porter, K.A., Kiremidjian, A.S. 2001. Assembly-based vulnerability of buildings and its uses in seismic performance evaluation and risk management decision making. Stanford, Stanford university, The John A. Blume Earthquake Engineering Center Department of Civil and Environmental Engineering. Report no. 139: 196 f.
- Pravilnik o spremembah in dopolnitvah odredbe o cenah in normativih za določanje cen gradbenih del za popotresno obnovo objektov. Uradni list RS št. 32-1085/2005.
- Pravilnik o spremembah in dopolnitvah Pravilnika o cenah in normativih za določanje cen gradbenih del za popotresno obnovo objektov. Uradni list RS št. 83-4213/2007.
- Ramirez, C.M., Miranda, E. 2009. Building-specific loss estimation methods & tools for simplified performance-based earthquake engineering. Stanford, Stanford university, The John A. Blume Earthquake Engineering Center Department of Civil and Environmental Engineering. Report no. 171: 289 f.
- Ranganathan, R. 1990. Reliability analysis and design of structures. Bombay, Tata McGraw-Hill Co., Civil Engineering department: 354 f.
- Rejec, K., 2011. Neelastično strižno obnašanje armiranobetonskih sten pri potresnem vplivu. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba K. Rejec): 354 f.
- Rodman, U. 2012. Računska analiza zidanih konstrukcij z uporabo N2 metode – teoretične osnove in računski praktični primer. Ljubljana, Elea iC d.o.o.: 61 f.
- Rota, M., Penna, A., Magenes, G. 2010. A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *Engineering structures* 32, 5:1312-1323. DOI: dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.01.009.

- 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.
- RS Means. 2013. Building Construction Cost Data Online. <http://rsmeans.reedconstructiondata.com/> (pridobljeno 13.7.2013).
- Russel, A.P. 2010. Characterisation and seismic assessment of unreinforced masonry buildings. Doktorska disertacija. University of Auckland: 316 f.
- S.T.A. Data. 2012. 3Muri 4.0.x—user manual. http://www.3muri.com/3muri/documenti/3Muri4.0_User_Manual.pdf (Pridobljeno 5.3.2011).
- Salmanpour, A.H., Mojsilovic, N., Schwartz, J. 2013. Deformation capacity of unreinforced masonry walls subjected to in-plane loading: a state-of-the-art review. *International Journal of Advanced Structural Engineering* 5: 1-12.
- Scawthorn, C., Kiyono, J., Ono, Y., Danno, K., Higuchi, M., Mina, C., How Tion, P. 2006. Multi hazards open source risk engine – Capstone project 2005 – Final report. Kyoto, Kyoto university, Department of Urban Management: 64 f.
- Schueremans, L. 2001. Probabilistic evaluation of structural unreinforced masonry. Doktorska disertacija. Leuven, Katholieke Universiteit Leuven: 273 f.
- Schueremans, L., Van Gemert, D. 1999. Evaluating the reliability of structural masonry elements using the response surface technique. V: *Proceedings of 8th International Conference on Building Materials and Components*, Vancouver, Canada.
- Schuller, M.P. 2003. Non-destructive testing and damage assessment of masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials* 5, 4:239–251.
- SEAOC. 1995. Vision 2000 - a framework for performance-based engineering. San Francisco, Structural Engineers Association of California.
- SEAOC. 1996. Recommended lateral force requirements. San Francisco, Structural Engineers Association of California.
- SIST EN 1052-1. 1999. Metode preskušanja za zidovje - Del 1: Ugotavljanje tlačne trdnosti. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1052-3. 2007. Metode preskušanja zidovine - Del 3: Določevanje začetne strižne trdnosti – Dopolnilo A1. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1990. 2004. Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1996-1. 2006. Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1998-1: 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1998-3: 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- Snoj, J., Österreicher, M., Dolšek, M. 2013. The importance of ambient and forced vibration measurements for the results of seismic performance assessment of buildings obtained by using a simplified non-linear procedure: case study of an old masonry building. *Bulletin of Earthquake Engineering* 11, 6: 2105-2132.
- Song, J., Pincheira, J. 2000. Spectral displacement demands of stiffness and strength degrading systems. *Earthquake Spectra* 16, 4:817-851.
- Štampfl, A., Gostič, S. 2006. Študija potresne odpornosti tipične večnadstropne zidane stavbe iz toplotnoizolativne opeke. Gradbeni inštitut ZRMK d.o.o.: 22 f.

- Statistični urad Republike Slovenije (SURs). 2013. Revalorizacija denarnih zneskov . http://www.stat.si/indikatorji_preracun_reval.asp (Pridobljeno 15.7.2013).
- Stockwell, R.G., Mansinha, L., Lowe, R.P. 1996. Localization of the complex spectrum: the S-transform. *IEEE Transactions on Signal Processing* 44, 4:998–1001.
- Taghavi, S., Miranda, E. 2003. Response assessment of nonstructural building elements. University of Berkeley, PEER Report 2003/05: 83 f.
- Taghavi, S., Miranda, E. 2006. Probabilistic seismic assessment of floor acceleration demands in multi-story buildings. Berkley, University of Berkeley, PEER Report No. 162: 356 f.
- Takeda, T., Sozen, M.A., Nielsen, N.N. 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division* 96, 12: 2557–2573.
- Tomaževič, M. 1978. Izpopolnitev računalniškega programa POR. Poročilo ZRMK-IK, Ljubljana.
- Tomaževič, M. 2005. Obnašanje zidanih stavb med potresom v Bovcu. *Gradbeni vestnik*, januar 2005, ZDGITS, Ljubljana.
- Tomaževič, M. 2007. Damage as a measure for earthquake resistant design of masonry structures: Slovenian experience. *Canadian Journal of Civil Engineering* 34, 11:1403-1412.
- Tomaževič, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis revije: 301 f.
- Tomaževič, M., 1987. Zidane zgradbe na potresnih območjih. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 241 f.
- Tomaževič, M., Lutman, M., Legat, A. 2009. Poročilo št. P0167/08-650-2 o cikličnih strižnih preiskavah zidov, sezidanih iz opečnih votlakov Porotherm z brušeno naležno površino in s suhim navpičnim spojem. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo Slovenije: 103 f.
- Tomaževič, M., Weiss, P. 2008. Vpliv robustnosti zidakov na obnašanje zidov pri potresni obtežbi. Rezultati preiskav zidov. Poročilo ZAG/0964/04-1. Ljubljana, Zavod za Gradbeništvo Slovenije.
- Tondelli, M., Rota, M., Penna, A., Magenes, G. 2012. Evaluation of uncertainties in the seismic assessment of existing masonry buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 16, 1: 36-64.
- Trifunac, M.D. 1972. Comparisons between ambient and forced vibration experiments. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1, 2:133–150.
- Trifunac, M.D., Ivanović, S.S., Todorovska, M.I. 2001. Apparent periods of a building I: Fourier analysis. *Journal of Structural Engineering* 127, 5:517–526.
- Turk, G. 2009. Verjetnostni račun in statistika. (Delovna različica učbenika). Ljubljana. <http://www.km.fgg.uni-lj.si/predmeti/sei/vrs1.pdf> (pridobljeno 5.1.2010).
- Turnšek, V., Čačovič, F. 1971. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. *Proceedings of the 2th International Brick-Masonry Conference*. British Ceramic Society, Stoke-on-Trent: 149-156.
- Tzamtis, A.D., Asteris, P.G. 2003. Finite element analysis of masonry structures part I - review of previous work. 9th North American masonry conference.
- UBC. 1997. Uniform Building Code. V: International conference of building officials, USA.
- UNDP (United Nations Development Programme). 2004. Reduced Disaster Risk: A Challenge for Development - A Global Report. New York, Bureau for Crisis Prevention and Recovery: 146 f.
- University of Auckland. 2011. Commentary to assessment and improvement of unreinforced masonry buildings for earthquake resistance – Supplement to »Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes«. Auckland, University of Auckland, Faculty of civil engineering: 313 f.

- Uranjek, M. 2011. Propadanje in trajnostna obnova ovoja stavbne dediščine. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Uranjek): 261 f.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, 3:491-514.
- Vamvatsikos, D., Fragiadakis, M. 2010. Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 39, 2:141-163.
- Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M. 1994. Consistent inelastic design spectra : strength and displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 23, 5:507-521.
- Vidrih, Z. 2012. Potresni odziv betonskih mostov s pomanjkljivimi konstrukcijskimi detajli. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba Z. Vidrih): 333 f.
- Vořechovský, M., Novák, D. 2002. Correlated random variables in probabilistic simulation. V: Schiebl, P., Gebbeken, N., Keuser, M., Zilch, K. (Eds.), 4th International Ph.D. Symposium in Civil Engineering, Munich, Germany. Millpress, Rotterdam, str. 410-417.
- Vořechovský, M., Novák, D. 2003. Statistical correlation in stratified sampling. Brno, Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Institute of Structural Mechanics.
- Walesch Electronic. 2012. Triaxial velocity sensor with built in amplifier MST-1031. http://www.walesch.ch/WAL_V/WAL_MST31/MST1031%20English.htm (Pridobljeno 15.6.2012).
- Walpole, R.E., Myers, R.H., Myers, S.L. 1998. Probability and statistics for engineers and scientists – 6th edition. New Jersey, Prentice Hall International: 739 f.
- Wang, J.T., Jin, F., Zhang, C.H. 2012. Estimation error of the half-power bandwidth method in identifying damping for multi-DOF systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 39, 1:138-142.
- Wen, Y.K., Ellingwood, B.R., Veneziano, D., Bracci, J. 2003. Uncertainty modeling in earthquake engineering. MAE Center Project FD – Second report.
- Xiao, Y., Yun, H.W. 1998. Dynamic testing of full-scale concrete and clay tile roof models. *ASCE Journal of Structural Engineering* 124, 5:482-489.
- Yang, T.Y., Moehle, J., Stojadinovic, B., , A. 2009. Seismic performance evaluation of facilities: methodology and implementation. *Journal of Structural Engineering* 135, 10:1146-1154.
- Zevnik, J. 2007. Potresna ranljivost armiranobetonskih viaduktov s škatlastimi stebri. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Zevnik): 178 f.
- Zilch, E.K., Finckh, W., Grabowski, S., Schermer, D., Scheufler, W. 2008. ESECMaSE Deliverable D7.1b – Test results on the behaviour of masonry under static cyclic plane lateral loads. Munich, Technical University of Munich, Department of civil engineering and geodesy: 63 f.