

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Kandidatka:

MAJA KRESLIN

**VPLIV VIŠJIH NIHAJNIH OBLIK PRI
NELINEARNI POTRESNI ANALIZI KONSTRUKCIJ
STAVB**

Doktorska disertacija

Ljubljana, 2010

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7(043.3)

Avtor: Maja Kreslin

Mentor: prof. dr. Peter Fajfar

Naslov: Vpliv višjih nihajnih oblik pri nelinearni potresni analizi konstrukcij stavb

Obseg in oprema: 186 str., 36 pregl., 107 sl., 44 en

Ključne besede: vplivi višjih nihajnih oblik, N2 metoda, poenostavljene nelinearne metode, nelinearna statična analiza, nelinearna dinamična analiza, Evrokod 8, ocena obnašanja, potresna kapaciteta

Izvleček:

V doktorski disertaciji je predlagana razširitev N2 metode za visoke stavbe, kjer imajo višje nihajne oblike pomemben vpliv. Predpostavili smo, da je nelinearen vpliv pomemben pri osnovni nihajni obliki, medtem ko je obnašanje v višjih nihajnih oblikah pretežno elastično. Z drugimi besedami, vpliv višjih nihajnih oblik v neelastičnem območju je po naši predpostavki enak vplivu višjih nihajnih oblik v elastičnem območju. Na podlagi te hipoteze smo pripravili postopek računa. Vplive višjih nihajnih oblik določimo iz rezultatov standardne modalne analize s spektri odziva. Predlagan postopek za upoštevanje višjih nihajnih oblik po višini stavbe je združljiv s razširjeno N2 metodo za nesimetrične konstrukcije v tlorisu, kar nam omogoča da lahko z eno standardno modalno analizo zagotovimo korekcijske faktorje za upoštevanje višjih nihajnih oblik tako v tlorisu kot po višini stavbe. Menimo, da je to glavna prednost predlaganega postopka.

V prvem delu disertacije smo predlagano razširitev N2 metode uporabili pri analizi devetih ravninskih jeklenih okvirjev različnih višin ob upoštevanju različnih intenzitet potresne obtežbe. Rezultate, predvsem zamike po etažah, smo primerjali z rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz, z rezultati drugih poenostavljenih nelinearnih metod (MPA in MMPA) in z rezultati pushover analize brez upoštevanja višjih nihajnih oblik. Rezultati kažejo, da je vpliv višjih nihajnih oblik na pomike zanemarljivo majhen v primerjavi s vplivom na zamike, predvsem v zgornjem delu stavb. Izkaže se, da lahko s predlaganim postopkom kot tudi z metodama MPA in MMPA bistveno izboljšamo natančnost ocene zamikov visokih stavb glede na rezultate brez upoštevanja višjih nihajnih oblik (osnovna N2 metoda). Natančnost približnih postopkov (razširjena N2, MPA, MMPA) glede na rezultate (ne)linearnih dinamičnih analiz se spreminja glede na višino stavb, izbor potresne obtežbe in intenziteto potresne obtežbe.

V drugem delu je prikazan praktičen postopek za oceno obnašanja stavb pri potresni obtežbi, ki temelji na uporabi razširjene N2 metode z upoštevanjem višjih nihajnih oblik tako po višini kot tudi v tlorisu. Postopek je uporabljen pri oceni obnašanja obstoječe razmeroma komplicirane armiranobetonske stavbe. Kljub številnim problemom, ki se pojavijo tekom postopka in zahtevajo razumne rešitve, N2 metoda v kombinaciji s podatki o kapaciteti konstrukcije zagotavlja izvedljivo orodje za oceno obnašanja za različna mejna stanja oziroma stopnje poškodovanosti konstrukcije.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDK: 624.042.7(043.3)

Avtor: Maja Kreslin

Supervisor: Prof. Peter Fajfar, Ph.D.

Title: Influence of higher modes in nonlinear seismic analysis of building structures

Notes: 186 pp., 36 tab., 107 fig., 44 eq.

Key words: higher mode effect, N2 method, simplified nonlinear methods, pushover analysis, non-linear dynamic analysis, Eurocode 8, seismic evaluation, seismic capacity

Abstract:

In the Ph. D. thesis, the extension of the N2 method for the structures with important higher mode effects along the elevation has been proposed. The estimation of higher mode effects is based on assumption that the structure remains in the elastic range when vibrating in higher modes. In other words, it is assumed that the higher mode effects in the inelastic range are the same as in the elastic range. Based on this assumption, the computational procedure was prepared. The influence of higher modes is determined by the standard elastic modal analysis and applied in terms of correction factors, which are used for the adjustment of the results obtained by the usual pushover analysis. The proposed procedure is consistent and compatible with the extended N2 method for plan-asymmetric buildings. A single standard elastic modal response spectrum analysis can provide correction factors for taking into account the higher mode effects both in plan and in elevation. We consider this point as the main advantage of the proposed approach.

In the first part of the thesis, the proposed procedure was applied to nine planar steel frame building with different number of stories using different intensities of ground motion. The results, in particular storey drifts, are compared with the results of nonlinear response history analysis, with the results of other simplified nonlinear methods (MPA and MMPA), and with the results obtained by pushover analysis without consideration of higher modes. A considerable influence of higher modes on storey drifts can be observed at the upper part of the structures. The extended N2 method, as well as the other two methods (MPA and MMPA), which approximately take into account the higher mode effects, are able to substantially improve the accuracy of the results compared to results without considering the influence of higher modes (basic N2 method). The accuracy of predictions of the three approximate methods (proposed N2, MPA and MMPA), varies with the intensity of ground motion (i.e. with the magnitude of plastic deformation) and is different for different sets of ground motions and for different structural systems.

In the second part of the thesis the practice-oriented procedure for seismic evaluation of building structures, based on the extended N2 method (taking into account higher modes effect in plan and in elevation) is presented, together with the application of this procedure to an existing multi-storey reinforced concrete buildings. Although several problems may occur during the analysis procedure, the N2 method provides, in combination with data on seismic capacity, a feasible tool for rational yet practical seismic evaluation of building structures for multiple performance objective.

ZAHVALA

Doktorska disertacija je zaključek nekajletnega raziskovalnega dela na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo. Delo je bilo financirano s strani Ministrstva za visoko šolstvo, znanost in tehnologijo Republike Slovenije.

V inženirskem smislu bi rekli, da so pri takšnem delu finančna sredstva potreben pogoj, vendar še zdaleč ne zadosten. Zato bi se v prvi vrsti zahvalila mentorju, prof. Petru Fajfarju. Hvala, da ste zaupali vame in mi vsa ta leta s svojimi idejami, nasveti in optimizmom nudili strokovno in moralno oporo. Veliko zahvalo dolgujem Matjažu Dolšku. Hvala, da so bila vrata tvojega kabineta vedno odprta.

Za pomoč pri reševanju takšnih in drugačnih zagat pri raziskovalnem delu bi se rada zahvalila vsem sodelavcem in prijateljem na IKPIR-u. Hvala prof. Matej Fischingerju, prof. Tatjani Isaković, Klemnu, Zlatkotu, Mihi K., Mihi J., Borutu, Mateju, Daniju, Jaki Z., Jaki D., Markotu, Juretu, Iztoku, Karmen, Mauro, Paolotu, Teji, Mojci, ... Brez vas ne bi bilo jutranjih kavic, skupnih kosil in nepričakovanih humornih vložkov med reševanjem strokovnih problemov, ki so poskrbele za sprošeno delovno vzdušje.

Neizmerno sem hvaležna svoji družini. Vaša brezmejna pomoč in podpora sta nenadomestljivi. Enostavno hvala tudi tebi Blaž in vsem prijateljem, ki ste me vzpodbujali in poskrbeli za številne sproščujoče trenutke, pri katerih sem dobila energijo za nove raziskovalne podvige.

Hvala.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD.....	1
1.1	Cilji disertacije	1
1.2	Vsebina doktorske disertacije	3
1.3	Pregled literature	5
2	PREGLED METOD ANALIZE PRI POTRESNI OBTEŽBI.....	9
2.1	Splošno.....	9
2.2	Obstoječe poenostavljene nelinearne metode za upoštevanje višjih nihajnih oblik.....	11
2.2.1	Metoda MPA.....	11
2.2.2	Metoda MMPA	14
3	METODA N2.....	17
3.1	Osnovna verzija N2.....	18
3.2	Razširitev N2 z upoštevanjem vplivov torzije	21
3.2.1	Opis postopka razširitve N2 za nesimetrične stavbe v tlorisu	21
3.2.2	Komentar uporabe razširjene N2 metode.....	24
3.3	Predlagan postopek za upoštevanjem vplivov višjih nihajnih oblik ($N2_{HM}$).....	26
3.4	Drugi preskušan postopek za upoštevanje višjih nihajnih oblik ($N2_{HM*}$)	29
4	TESTNE KONSTRUKCIJE IN MATEMATIČNI MODEL	31
4.1	Testne stavbe.....	31
4.2	Matematično modeliranje	37
4.2.1	Rezultati analize lastnega nihanja	38
4.2.2	Vplivi višjih nihajnih oblik v elastičnem območju	40
5	POTRESNA OBTEŽBA.....	43
5.1	Prva skupina akceleroogramov – SET C	43
5.2	Primerjalna skupina akceleroogramov – SET NGA	48
6	ANALIZA ČASOVNEGA ODZIVA TESTNIH KONSTRUKCIJ	53
6.1	Prikaz postopka NDA in rezultati referenčne stavbe	53
6.2	Interpretacija rezultatov NDA jeklenih testnih primerov.....	56
6.2.1	Devet etažne stavbe.....	57
6.2.2	Tri etažne stavbe	66
6.2.3	Dvajset etažne stavbe	73

6.3	Komentar rezultatov	82
7	POENOSTAVLJENE NELINEARNE STATIČNE METODE.....	85
7.1	Predlagan postopek za upoštevanje višjih nihajnih oblik (N_{2HM})	85
7.1.1	Prikaz postopka N_{2HM} in rezultati referenčne stavbe	85
7.1.2	Primerjava rezultatov N_{2HM} s »točnimi« rezultati (NDA).....	91
7.2	Primerjalni postopek za upoštevanje višjih nihajnih oblik (N_{2HM}^*)	102
7.3	Primerjalna metoda MPA	106
7.4	Primerjalna metoda MMPA	110
7.5	Ocena natančnosti poenostavljenih nelinearnih metod	114
7.6	Ugotovitve	125
8	VPLIV IZBRANIH PARAMETROV	127
8.1	Vpliv akceleroigramov	127
8.2	Vpliv dušenja.....	133
8.3	Vpliv $P - \Delta$ efektov	134
8.4	Rezultati pushover analiz s konstantno razporeditvijo horizontalnih sil	139
8.5	Pomembnejše ugotovitve	143
9	UPORABA RAZŠIRJENE N_2 METODE ZA OCENO OBNAŠANJA OBSTOJEČE STAVBE.....	145
9.1	Opis postopka za oceno obnašanja	145
9.1.1	Določitev potresnih zahtev	146
9.1.2	Določitev kapacitet elementov in kapacitete konstrukcije	146
9.2	Podatki o konstrukciji.....	147
9.3	Matematični model stavbe.....	149
9.4	Potresna obtežba.....	152
9.5	Rezultati	153
9.5.1	Analiza lastnega nihanja.....	153
9.5.2	Določitev ciljnega pomika z osnovno verzijo N_2 metode.....	154
9.5.3	Vplivi višjih nihajnih oblik.....	159
9.5.4	Določitev lokalnih potresnih obremenitev	163
9.6	Kapaciteta elementov in konstrukcije	165
9.7	Primerjava zahtev potresa in kapacitete konstrukcije	167
9.8	Ugotovitve	170
10	ZAKLJUČKI	171
10.1	Glavne ugotovitve	171

10.2Izvirni prispevki	174
11 SUMMARY	177
VIRI.....	181
 PRILOGA A: Prečni prerezi stebrov in prečk z glavnimi karakteristikami za 9 jeklenih stavb	
PRILOGA B: Dejanski akceleroگرامи in pripadajoči spektri pri 5% dušenju za skupini akceleroگرامov SET C in SET NGA	
PRILOGA C: Primerjava rezultatov poenostavljenih nelinearnih metod z rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz	

KAZALO SLIK

Slika 2.1: Karakteristike SDOF in MDOF sistema za n -to nihajno obliko (Chopra in Goel, 2002).....	12
Slika 3.1: Shematski prikaz razširjene N2 metode z upoštevanjem torzijskih vplivov	23
Slika 3.2: Shematski prikaz razširjene N2 metode z upoštevanjem torzijskih vplivov – posebna situacija, ko so korekcijski faktorji c_T manjši od 1.0.....	25
Slika 3.3: Odvisnost korekcijskega faktorja c_T od rezultatov pushover analize (shematski prikaz).....	25
Slika 3.4: Shematski prikaz razširjene N2 metode z upoštevanjem VNO.....	28
Slika 4.1: Tlorisi in prerezi 3-etažnih jeklenih stavb.....	34
Slika 4.2: Tlorisi in prerezi 9-etažnih jeklenih stavb.....	35
Slika 4.3: Tlorisi in prerezi 20-etažnih jeklenih stavb.....	36
Slika 4.4: Elasto – plastični odnos moment rotacija in interakcijski diagram osna sila-moment	38
Slika 4.5: Primerjava rezultatov, izračunanih s programom PERFORM 3D in DRAIN 2D	38
Slika 4.6: Nihajne oblike devetih testnih primerov (v kvadratih je označena zaporedna številka nihajne oblike)	39
Slika 4.7: Vpliv VNO na pomike in zamike, izračunan iz rezultatov standardne modalne analize s spektri odziva	41
Slika 4.8: Kriterij za upoštevanje vplivov VNO po postopku FEMA 356 (2000).....	42
Slika 5.1: Elastični spektri izbranih akceleroگرامov skupine SET C (dušenje 5%), normiranih na spektralni pospešek $S_{ae} = 1.0$ g pri osnovnem nihajnem času posamezne stavbe T_1 . Prikazana je primerjava z idealiziranim spektrom po EC8 za tla C	46
Slika 5.2: Koefficienti variacije za normirane spektre SET C v odvisnosti od nihajnega časa.....	46
Slika 5.3: Idealizirani spektri EC8 (tip tal C) za 7 različnih maksimalnih pospeškov tal a_g . Označeni so osnovni nihajni časi testnih stavb	48
Slika 5.4: Povprečni spekter izbranih akceleroگرامov skupine SET C za stavbo 9LA in jakost J4 pri 5% dušenju.....	48
Slika 5.5: Povprečni spekter in 16% ter 84% fraktila izbranih akceleroگرامov skupine SET NGA, normiranih na maksimalno hitrost tal. Upoštevano je 5% dušenje	51
Slika 5.6: Raztros (β) normiranih spektrov SET NGA v odvisnosti od nihajnega časa	51
Slika 5.7: Mediana in 16% ter 84% fraktila spektrov izbranih akceleroگرامov SET NGA za stavbo 9LA in jakost J4	52
Slika 6.1: Akceleroگرام 157y (glej preglednico 5.1) in pripadajoči spekter (dejanske vrednosti in normirane/skalirane vrednosti).....	54
Slika 6.2: Časovni potek pomikov na vrhu stavbe (testni primer 9LA, akceleroگرام 157y, jakost J4)	54
Slika 6.3: Časovni potek zamika vrhnje etaže (testni primer 9LA, akceleroگرام 157y, jakost J4).....	54
Slika 6.4: Maksimalni pomiki in zamiki izračunani z nelinearno dinamično analizo in pripadajoči koefficienti variacije (stavba 9LA, skupina akceleroگرامov SET C, jakost J4).....	55
Slika 6.5: Plastične rotacije (v rad*100) izračunane z nelinearno dinamično analizo za stavbo 9LA, jakost J4 in akceleroگرام 213x iz skupine SET C.....	55
Slika 6.6: Pushover krivulje za 9-etažne stavbe ob upoštevanju horizontalnih sil, ki so proporcionalne osnovni nihajni obliki. Različne intenzitete (J1, ..., J7) so označene s povprečnim pomikom na vrhu stavbe in največjim povprečnim zamikom po etažah, ki sta izračunana iz rezultatov 20 (ne)linearnih dinamičnih analiz za skupino akceleroگرامov SET C.....	61
Slika 6.7: Plastične rotacije (%) 9-etažnih stavb, izračunane z nelinearno dinamično analizo (uporabljeni akceleroگرامi iz skupine SET C so označeni na sliki, ločeno za intenziteto J4 oz. J7).....	62
Slika 6.8: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koefficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 9LA in skupino akceleroگرامov SET C	63

Slika 6.9: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 9SE in skupino akceleroگرامov SET C.....	64
Slika 6.10: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 9BO in skupino akceleroگرامov SET C.....	65
Slika 6.11: Plastične rotacije (%) 3-etažnih stavb pri intenziteti J4, izračunane z nelinearno dinamično analizo (uporabljeni akceleroگرامi iz skupine SET C so označeni na sliki).....	68
Slika 6.12: Pushover krivulje za 3-etažne stavbe ob upoštevanju horizontalnih sil, ki so proporcionalne osnovni nihajni obliki. Različne intenzitete (J1, ..., J7) so označene s povprečnim pomikom na vrhu stavbe in največjim povprečnim zamikom po etažah, ki sta izračunana iz rezultatov (ne)linearnih dinamičnih analiz za skupino akceleroگرامov SET C.....	69
Slika 6.13: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 3LA in skupino akceleroگرامov SET C.....	70
Slika 6.14: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 3SE in skupino akceleroگرامov SET C.....	71
Slika 6.15: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 3BO in skupino akceleroگرامov SET C.....	72
Slika 6.16: Pushover krivulje za 20-etažne stavbe ob upoštevanju horizontalnih sil, ki so proporcionalne osnovni nihajni obliki. Različne intenzitete (J1, ..., J7) so označene s povprečnim pomikom na vrhu stavbe in največjim povprečnim zamikom po etažah, ki sta izračunana iz rezultatov (ne)linearnih dinamičnih analiz za skupino akceleroگرامov SET C.....	76
Slika 6.17: Plastične rotacije (%) stavb 20LA in 20SE pri intenziteti J4, izračunane z nelinearno dinamično analizo (uporabljeni akceleroگرامi iz skupine SET C so označeni na sliki).....	77
Slika 6.18: Plastične rotacije (%) stavbe 20BO pri intenziteti J4, izračunane z nelinearno dinamično analizo (uporabljeni akceleroگرامi iz skupine SET C so označeni na sliki).....	78
Slika 6.19: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 20LA in skupino akceleroگرامov SET C.....	79
Slika 6.20: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 20SE in skupino akceleroگرامov SET C.....	80
Slika 6.21: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 20BO in skupino akceleroگرامov SET C.....	81
Slika 6.22: Razmerje zamikov $\Delta_{NDA}/\Delta_{PUSH1}$, izračunanih z (ne)linearno dinamično analizo (Δ_{NDA}) in z pushover analizo za »osnovno« nihajno obliko (Δ_{PUSH1}), za devet testnih stavb	84
Slika 6.23: Zamiki etaž stavbe 9LA, izračunani z pushover analizo za »osnovno« nihajno obliko (PUSH1) in z (ne)linearnimi dinamičnimi analizami (NDA) za različne jakosti potresne obtežbe	84
Slika 7.1: Pushover krivulja za stavbo 9LA. Označen je ciljni pomik za jakost J4 ($S_{ae}(T_1) = 0.50g$)	86
Slika 7.2: Povprečni spekter 20 akceleroگرامov SET C, normiranih na spektralni pospešek $S_{ae} = 0.50g$ (J4)	86
Slika 7.3: Korekcijski faktorji c_{HM} za pomike in zamike stavbe 9LA v elastičnem (J1) in neelas. (J4) območju.....	88
Slika 7.4: Primerjava pomikov in zamikom po etažah, izračunanih po predlaganem postopku N2 _{HM} (ob upoštevanju N nihajnih oblik) z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz.....	89
Slika 7.5: Primerjava lokacij in velikosti plastičnih rotacij (v rad *100) izračunanih s pushover analizo (razporeditev sil proporcionalna osnovni nihajni obliki) in z nelinearno dinamično analizo (akceleroگرام 213x) za stavbo 9LA in jakost J4.....	91
Slika 7.6: Pomiki in zamiki 3-etažnih stavb, izračunani po postopku N2 _{HM} v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za skupino akceleroگرامov SET C	92

Slika 7.7: Odstopanje pomikov in zamikov 3-etažnih stavb, izračunanih po postopku $N2_{HM}$, glede na »točne« rezultate (NDA) v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za skupino akceleroگرامov SET C.....	93
Slika 7.8: Pomiki in zamiki 9-etažnih stavb, izračunani po postopku $N2_{HM}$ v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za skupino akceleroگرامov SET C.....	94
Slika 7.9: Odstopanje pomikov in zamikov 9-etažnih stavb, izračunanih po postopku $N2_{HM}$, glede na »točne« rezultate (NDA) v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za skupino akceleroگرامov SET C.....	95
Slika 7.10: Pomiki in zamiki 20-etažnih stavb, izračunani po postopku $N2_{HM}$ v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za skupino akceleroگرامov SET C.....	96
Slika 7.11: Odstopanje pomikov in zamikov 20-etažnih stavb, izračunanih po postopku $N2_{VNO1}$, glede na »točne« rezultate (NDA) v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za skupino akceleroگرامov SET C.....	97
Slika 7.12: Korekcijski faktorji c_{HM} za pomike in zamike, izračunani v skladu s postopkom $N2_{HM*}$. Rezultati so prikazani za stavbo 9LA in so enaki v elastičnem in neelastičnem območju	103
Slika 7.13: Primerjava pomikov in zamikom po etažah, izračunanih v skladu s postopkom $N2_{HM*}$ (ob upoštevanju N nihajnih oblik) z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz (9LA, J4).....	105
Slika 7.14: Razporeditve horizontalnih sil za prve tri nihajne oblike stavbe 9LA	106
Slika 7.15: Pushover krivulje za stavbo 9LA. Razporeditve sil so proporcionalne prvim trem nihajnim oblikam konstrukcije. Za posamezno nihajno obliko je označen ciljni pomik za jakost J4.	107
Slika 7.16: Razmerje pomikov in zamikov, izračunanih z metodo MPA ob upoštevanju N nihajnih oblik glede na rezultate pushover analize ob upoštevanju samo osnovne nihajne oblike.....	107
Slika 7.17: Primerjava pomikov in zamikom po etažah, izračunanih v skladu s postopkom MPA (ob upoštevanju N nihajnih oblik) z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz	109
Slika 7.18: Razmerje pomikov in zamikov, izračunanih z metodo MPA ob upoštevanju N – nihajnih oblik glede na rezultate pushover analize ob upoštevanju samo osnovne nihajne oblike.....	111
Slika 7.19: Primerjava pomikov in zamikom po etažah, izračunanih v skladu s postopkom MMPA (ob upoštevanju N nihajnih oblik), z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz	113
Slika 7.20: Zamiki 3-etažnih stavb, izračunani z različnimi metodami za 7 jakosti potresne obtežbe (J1-J7)	115
Slika 7.21: Napake poenostavljenih nelinearnih metod glede na točne rezultate (NDA) za 3-etažne stavbe.....	115
Slika 7.22: Zamiki 9-etažnih stavb, izračunani z različnimi metodami za 7 jakosti potresne obtežbe (J1-J7)	116
Slika 7.23: Napake poenostavljenih nelinearnih metod glede na točne rezultate (NDA) za 9-etažne stavbe.....	116
Slika 7.24: Zamiki 20-etažnih stavb, izračunani z različnimi metodami za 7 jakosti potresne obtežbe (J1-J7)	117
Slika 7.25: Napake poenostavljenih nelinearnih metod glede na točne rezultate (NDA) za 20-etažne stavbe.....	117
Slika 7.26: Povprečna in maksimalna napaka poenostavljenih nelinearnih metod za 9-etažne stavbe (izračunana ločeno za spodnji in zgornji del stavbe) v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe.....	118
Slika 7.27: Povprečna in maksimalna napaka poenostavljenih nelinearnih metod za 3-etažne stavbe v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe.....	119
Slika 7.28: Povprečna in maksimalna napaka poenostavljenih nelinearnih metod za 20-etažne stavbe (izračunana ločeno za spodnji, srednji in zgornji del stavbe) v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe	119
Slika 7.29: Povprečna in maksimalna napaka poenostavljenih nelinearnih metod za 20-etažne stavbe (izračunana ločeno za spodnji, srednji in zgornji del stavbe) v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe	120
Slika 7.30: Vpliv višine stavb (števila etaž) na natančnost poenostavljenih metod (PUSH1, $N2_{HM}$, $N2_{HM*}$, MPA in MMPA)	121
Slika 8.1: Elastični spektri za skupino akceleroگرامov SET C in primerjalno skupino SET NGA (5% dušenje). Za obe skupini je prikazan raztros spektrov.....	128
Slika 8.2: Rezultati skupine akceleroگرامov SET C in SET NGA, izračunani z različnimi analizami (NDA, PUSH1, $N2_{HM}$, MPA in MMPA) za 9-etažne stavbe in jakost J4	129
Slika 8.3: Rezultati skupine akceleroگرامov SET C in SET NGA, izračunani z različnimi analizami (NDA, $N2_{VNO1}$, MPA in MMPA) za 9-etažne stavbe in jakost J4	130
Slika 8.4: Primerjava zamikov (%) 9-etažnih stavb, izračunanih z različnimi poenostavljenimi metodami z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz za drugo skupino akceleroگرامov (SET NGA) in intenziteto J4	132

Slika 8.5: Povprečni spektri za 2%, 3% in 5% dušenje	133
Slika 8.6: Vpliv dušenja (2%, 3% in 5%) na rezultate stavbe 9LA, izračunane z različnimi analizami (NDA, PUSH1, N2 _{HM} , MPA in MMPA) za jakost J4 in skupino akceleroogramov SET C	134
Slika 8.7: Pushover krivulji za stavbo 9LA za »prvo nihajno obliko«, brez upoštevanja P-Δ efektov in z njimi. Intenzitete (J1, ..., J7) so označene s povprečnim pomikom na vrhu stavbe iz NDA	135
Slika 8.8: Vpliv P-Δ na pomike stavbe 9LA, izračunane z različnimi analizami (NDA, PUSH1, N2 _{HM} , MPA in MMPA) za jakost J4 in skupino akceleroogramov SET C	137
Slika 8.9: Vpliv P-Δ na zamike stavbe 9LA, izračunane z različnimi analizami (NDA, PUSH1, N2 _{HM} , MPA in MMPA) za jakost J4 in skupino akceleroogramov SET C	138
Slika 8.10: Različne oblike razporeditve horizontalnih sil (ELF, MODE1, UNIF in SRSS) za stavbo 9LA	140
Slika 8.11: Pushover krivulje z upoštevanjem različnih razporeditev horizontalne obtežbe	140
Slika 8.12: Primerjava pomikov in zamikom po etažah, izračunanih s pushover analizo ob upoštevanju različnih razporeditev horizontalne obtežbe, z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz	141
Slika 9.1: Porušitev konstrukcijskih sten med potresom L'Aquila 2009. Foto.: M. Rozman in K. Rejec, 2009	147
Slika 9.2: Obravnavana obstoječa armiranobetonska stavba	148
Slika 9.3: Prečni prerez stavbe v osi IV z oznakami velikih (K, P, I, II, III, IV) in malih etaž (K,P,1,2,3,4,5,6) ter nivojev etaž (L-0,...,L-10). Prikazani so tudi višinski nivoji z oznakami od L-0 do L-10	148
Slika 9.4: Tloris kleti in pritličja z označenimi osmi. Označen je center mas (CM) in togi ter podajni rob	149
Slika 9.5: Odnos med momentom in rotacijo. V programu PERFORM-3D je upoštevan samo plastični del deformacij	150
Slika 9.6: Elasto – plastični histerezni model z zmanjševanjem togosti in ohranjanjem nosilnosti pri cikličnem obremenjevanju, ki je vgrajen v programu PERFORM. Energijski faktor, ki predstavlja razmerje med ploščino degradirane in ne-degradirane ovojnice znaša 0.5	151
Slika 9.7: Povprečni elastični spekter vseh izbranih akceleroogramov z upoštevanjem 5% dušenja. Za primerjavo je prikazan idealiziran spekter po EC8 za tla C	152
Slika 9.8: Osnovni nihajni obliki za smer X in Y. Oblike so normirane na vrednost 1.0 v zgornji etaži	155
Slika 9.9: Porazdelitev vodoravne obtežbe, proporcionalna osnovni nihajni obliki, v smeri X in Y	155
Slika 9.10: Pushover krivulje za obe obravnavani smeri	156
Slika 9.11: Pushover krivulje in bilinearni idealizirani diagrami MDOF in SDOF sistema za modalno porazdelitev horizontalnih sil v pozitivni X smeri in negativni Y smeri. Na slikah so podane vrednosti za nosilnost in pomik na meji tečenja ter mejni pomik, ki v našem primeru sovпада s ciljnim pomikom	156
Slika 9.12: Elastični in neelastični spektri ter krivulje kapacitete za smer X in negativno smer Y	158
Slika 9.13: Torzijski vplivi v obliki normiranih pomikov na vrhu stavbe u/u_{CM} , določeni z različnimi analizami	160
Slika 9.14: Torzijski faktorji c_T za korekcijo relevantnih potresnih količin v smeri X in Y	161
Slika 9.15: Corr. factor c_{HM} for displacements and storey drifts for directions X and Y	162
Slika 9.16: Določitev vplivov VNO po višini za pomike in zamike v obeh obravnavanih smereh	162
Slika 9.17: Primerjava vplivov VNO po višini, izračunanih z razširjeno N2 metodo z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz	163
Slika 9.18: Absolutni pomiki na vrhu stavbe (pogle v tlorisu) izračunani z razširjeno N2 metodo in z nelinearno dinamično analizo	164
Slika 9.19: Zamiki etaž (etažni pomik/etažna višina) v osi C za smer X in v osi XII za smer Y, izračunani z razširjeno N2 metodo in z nelinearno dinamično analizo	164
Slika 9.20: Primerjava strižnih obremenitev in nosilnosti, izračunanih z različnimi postopki, za malo jedro ob vpetju v smeri Y	166
Slika 9.21: Lokacije plastičnih členkov in razmerje med zahtevami potresa in upogibnimi kapacitetami elementov (okvir XII v smeri Y in jedra v obeh smereh). Zahteve v obliki plastičnih rotacij v elementih so izračunane z razširjeno N2 metodo in z nelinearnimi dinamičnimi analizami (povprečje, povprečje + sigma, ovojnica). Upogibne kapacitete v obliki mejnih plastičnih rotacij so izračunane v skladu z EC8-3 (zgornja meja)	168
Slika 9.22: Pushover krivulja za negativno Y smer. Prikazan je ciljni pomik in NC mejno stanje za upogib in strig	169

LIST OF FIGURES

Figure 2.1: Properties of the nth-mode inelastic SDOF and MDOF system (Chopra in Goel, 2002)	12
Figure 3.1: Schematic presentation of extended N2 method to plan-asymmetric structures.....	23
Figure 3.2: Schematic presentation of extended N2 method to plan-asymmetric structures – special case (correction factor is smaller than 1.0)	25
Figure 3.3: Dependence of correction factor c_T on the pushover results (schematic presentation).....	25
Figure 3.4: Schematic presentation of extended N2 method to medium- and high-rise building	28
Figure 4.1: Floor plans and elevations of 3-storey buildings	34
Figure 4.2: Floor plans and elevations of 9-storey buildings.....	35
Figure 4.3: Floor plans and elevations of 20-storey buildings.....	36
Figure 4.4: Elasto – plastic moment rotation relationship and axial force-bending moment interaction	38
Figure 4.5: Comparisons of results calculated by program PERFORM 3D and DRAIN 2D	38
Figure 4.6: Mode shapes of the test buildings	39
Figure 4.7: Contribution of the higher mode effects on the results obtained by standard elastic modal analysis	41
Figure 4.8: FEMA 356 (2000) higher mode criterion applied to nine test buildings	42
Figure 5.1: Elastic acceleration spectra (SET C) for 5% damping , normalized to 1.0g at the first mode period of the individual test building. For comparison, the idealized EC8 spectrum for ground type C is presented.....	46
Figure 5.2: Coefficient of variation of the normalized elastic acceleration spectra (SET C)	46
Figure 5.3: Idealized EC8 spectrum (ground type C, 5% damping) for 7 different peak ground acceleration. The first mode periods of all test building are denoted	48
Figure 5.4: Elastic acceleration spectra SET C, normalized and scaled to 0.5g (intensity J4) at the first mode period of the 9LA building.....	48
Figure 5.5: Elastic acceleration spectra for 5% damping, normalized by peak ground velocity.....	51
Figure 5.6: Dispersion (β) of the normalized elastic acceleration spectra (SET NGA)	51
Figure 5.7: Elastic acceleration spectra (SET NGA), normalized and scaled to the median spectral acceleration 0.5g (intensity J4) at the first mode period of the 9LA building	52
Figure 6.1: The accelerogram 157y (see Table 5.1) and the corresponding elastic acceleration spectrum (actual and normalized/scaled values)	54
Figure 6.2: The top displacements time-history (test building 9LA, accelerogram 157y, intensity J4)	54
Figure 6.3: The top storey drift time-history (test building 9LA, accelerogram 157y, intensity J4)	54
Figure 6.4: Maximum displacements and storey drifts obtained by the non-linear dynamic analyses and corresponding coefficients of variation (test building 9LA, basic set of ground motion SET C, intensity J4)	55
Figure 6.5: The locations and amplitudes of the plastic hinges obtained by the non-linear dynamic analyses (test building 9LA, accelerogram 213x, intensity J4)	55
Figure 6.6: Pushover curves for 9-storey buildings Fundamental-mode height wise distributions of the lateral loads were used. The mean top displacement and maximum of the mean storey drifts obtained by (non)linear dynamic analyses for different intensities of ground motion (SET C) are denoted.....	61
Figure 6.7: The plastic rotations (%) for 9-storey buildings obtained by the non-linear dynamic analyses using accelerograms which are indicated on picture for selected intensities of ground motions J4 and J7	62
Figure 6.8: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 9LA building and basic ground motion set (SET C)	63
Figure 6.9: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 9SE building and basic ground motion set (SET C)	64

Figure 6.10: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 9BO building and basic ground motion set (SET C).....	65
Figure 6.11: The plastic rotations (%) for 3-storey buildings obtained by the non-linear dynamic analyses using accelerograms which are indicated on picture for selected intensity of ground motions J4.....	68
Figure 6.12: Pushover curves for 3-storey buildings Fundamental-mode height wise distributions of the lateral loads were used. The mean top displacement and maximum of the mean storey drifts obtained by (non)linear dynamic analyses for different intensities of ground motion (SET C) are denoted	69
Figure 6.13: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 3LA building and basic ground motion set (SET C).....	70
Figure 6.14: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 3SE building and basic ground motion set (SET C).....	71
Figure 6.15: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 3BO building and basic ground motion set (SET C).....	72
Figure 6.16: Pushover curves for 20-storey buildings Fundamental-mode height wise distributions of the lateral loads were used. The mean top displacement and maximum of the mean storey drifts obtained by (non)linear dynamic analyses for different intensities of ground motion (SET C) are denoted	76
Figure 6.17: The plastic rotations (%) for 20LA and 20SE buildings obtained by the non-linear dynamic analyses using accelerograms which are indicated on picture for selected intensity of ground motions (J4).....	77
Figure 6.18: The plastic rotations (%) for 20BO building obtained by the non-linear dynamic analyses using accelerograms which are indicated on picture for selected intensity of ground motions (J4).....	78
Figure 6.19: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 20LA building and basic ground motion set (SET C).....	79
Figure 6.20: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 20SE building and basic ground motion set (SET C).....	80
Figure 6.21: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 20BO building and basic ground motion set (SET C).....	81
Figure 6.22: Relation between storey drifts obtained by NDA (Δ_{NDA}) and those obtained by pushover analysis for »first« mode (Δ_{PUSH1}), for nine test buildings	84
Figure 6.23: Storey drifts for 9LA building, obtained by (non)linear dynamic analyses and by pushover analysis for »first« mode, for different intensities of ground motions.....	84
Figure 7.1: Pushover curve for 9LA building. The target displacement for ground motion intensity J4 is indicated.....	86
Figure 7.2: Mean of elastic spectra SET C, normalized and scaled to 0.5g (intensity J4) at the first mode period of the 9LA building.	86
Figure 7.3: Corr. factor c_{HM} for displacements and storey drifts (9LA) for elastic (J1) and nonelastic region (J4).....	88
Figure 7.4: Displacements and storey drift obtained by proposed procedure $N2_{HM}$ (considering N vibration modes) compared with »exact« results (9LA, J4).....	89
Figure 7.5: The locations and amplitudes of the plastic hinges (%) obtained by pushover analysis and non-linear dynamic analyses (test building 9LA, accelerogram 213x, intensity J4).....	91
Figure 7.6: Displacements and storey drifts obtained by proposed procedure $N2_{HM}$ regarding to the different intensities for 3-storey buildings and basic ground motion set (SET C).....	92
Figure 7.7: Errors in displacements and storey drifts estimated by proposed procedure $N2_{HM}$ regarding to the different intensities for 3-storey buildings and basic ground motion set (SET C).....	93
Figure 7.8: Displacements and storey drifts obtained by proposed procedure $N2_{HM}$ regarding to the different intensities for 9-storey buildings and basic ground motion set (SET C).....	94

Figure 7.9: Errors in displacements and storey drifts estimated by proposed procedure N_{2HM} regarding to the different intensities for 9-storey buildings and basic ground motion set (SET C)	95
Figure 7.10: Displacements and storey drifts obtained by proposed procedure N_{2HM} regarding to the different intensities for 20-storey buildings and basic ground motion set (SET C).....	96
Figure 7.11: Errors in displacements and storey drifts estimated by proposed procedure N_{2HM} regarding to the different intensities for 20-storey buildings and basic ground motion set (SET C)	97
Figure 7.12: Correction factor c_{HM*} for displacements and storey drifts (9LA building) calculated according to procedure N_{2HM*} . The results in elastic and nonelastic region are the same	103
Figure 7.13: Displacements and storey drift obtained by procedure N_{2HM*} (considering N vibration modes) compared with »exact« results (9LA, J4)	105
Figure 7.14: Force distributions for the first three modes for 9LA building	106
Figure 7.15: Pushover curves for the first three modes (9LA building). Target displacements for intensity J4 are shown....	107
Figure 7.16: Ratio between the displacements and storey drift estimated by MPA considering N vibration modes and results obtained by pushover analysis	107
Figure 7.17: Displacements and storey drift obtained by MPA procedure (considering N vibration modes) compared with »exact« results (9LA, J4)	109
Figure 7.18: Ratio between the displacements and storey drift estimated by MMPA considering N vibration modes and results obtained by pushover analysis	111
Figure 7.19: Displacements and storey drift obtained by MMPA procedure (considering N vibration modes) compared with »exact« results (9LA, J4)	113
Figure 7.20: Storey drifts for 3-storey buildings determined by different analysis, for different intensities (J1-J7).....	115
Figure 7.21: Errors in storey drifts estimated by simplified methods relative to »exact« results (3-storey build.)	115
Figure 7.22: Storey drifts for 9-storey buildings determined by different analysis, for different intensities (J1-J7).....	116
Figure 7.23: Errors in storey drifts estimated by simplified methods relative to »exact« results (9-storey build.)	116
Figure 7.24: Storey drifts for 20-storey buildings determined by different analysis, for different intensities (J1-J7).....	117
Figure 7.25: Errors in storey drifts estimated by simplified methods relative to »exact« results (20-storey build.).....	117
Figure 7.26: Mean and maximum error of storey drifts for lower and upper part of the 9-storey buildings estimated by different simplified methods regarding to different intensities of ground motions	118
Figure 7.27: Mean and maximum error in storey drifts estimated by different simplified methods regarding to different intensities of ground motions for 3-storey buildings.....	119
Figure 7.28: Mean and maximum error of storey drifts for lower-, middle- and upper part of the 20-storey buildings estimated by different simplified methods regarding to different intensities of ground motions	119
Figure 7.29: Mean and maximum error of storey drifts for lower-, middle- and upper part of the 20-storey buildings estimated by different simplified methods regarding to different intensities of ground motions	120
Figure 7.30: Influence of the number of stories on the accuracy of different simplified methods (PUSH1, N_{2HM} , N_{2HM*} , MPA in MMPA)	121
Figure 8.1: Elastic acceleration spectra for two sets of ground motions (SET C and SET NDA) for 5% damping. Dispersion of spectra for both sets are shown	128
Figure 8.2: Results for 9 story buildings obtained by different analyses (NDA, PUSH1, N_{2HM} , MPA in MMPA) using two sets of ground motions (SET C and SET NGA) for intensity J4	129
Figure 8.3: Results for 9 story buildings obtained by different analyses (NDA, PUSH1, N_{2HM} , MPA in MMPA) using two sets of ground motions (SET C and SET NGA) for intensity J4	130
Figure 8.4: Storey drifts of 9-storey buildings, obtained by different simplified methods (PUSH1, N_{2HM} , MMPA, MPA) compared with »exact« results using second set of ground motions (SET NGA) for intensity J4	132
Figure 8.5: Mean spectra for 2%, 3% in 5% damping	133
Figure 8.6: Influence of the damping (2%, 3% and 5%) on the results of 9LA building obtained by different analyses (NDA, PUSH1, N_{2HM} , MPA in MMPA) for intensity J4 and basic set of ground motions (SET C).....	134

Figure 8.7: »First mode« Pushover curves for 9LA building: P-Δ effects due to gravity loads excluded or included. The mean top displacements obtained by NDA analyses for different intensities are denoted	135
Figure 8.8: Influence of P-Δ on the displacements of 9LA building obtained by different analyses (NDA, PUSH1, N2 _{HM} , MPA in MMPA) for intensity J4 and basic set of ground motions (SET C)	137
Figure 8.9: Influence of P-Δ on the storey drifts of 9LA building obtained by different analyses (NDA, PUSH1, N2 _{HM} , MPA in MMPA) for intensity J4 and basic set of ground motions (SET C)	138
Figure 8.10: Different force distributions (ELF, MODE1, UNIF, SRSS) for 9LA building	140
Figure 8.11: Pushover curves for 9LA building for different force distributions (ELF, MODE1, UNIF, SRSS)	140
Figure 8.12: Displacements and storey drift obtained by pushover analyses using different force distribution compared with »exact« results (9LA, J4)	141
Figure 9.1: Failure of a structural wall during the 2009 L'Aquila earthquake. Phot. by M. Rozman and K. Rejec, 2009	147
Figure 9.2: The investigated multi-storey RC building	148
Figure 9.3: Typical cross-section of the investigated building, through axis IV. The stories (B, G, 1, 2, 3, 4, 5, 6, I, II, III, IV) and levels (L-0, L-1, ..., L-10) are denoted separately	148
Figure 9.4: Plan view of the lower stories. The centres of the storey masses, and the stiff and the flexible sides are marked	149
Figure 9.5: The moment – rotation envelope for the plastic hinges. Only the plastic part of the rotation applies to the plastic hinge element in PERFORM-3D	150
Figure 9.6: The bilinear hysteretic model with stiffness degradation, provided in PERFORM. The "energy degradation factor" is assumed to be 0.5	151
Figure 9.7: Elastic spectra for 5% damping, scaled to 0.33g at the average period of the second and third mode of the building ($T = 1.55$ s). For comparison, the idealized EC8 spectrum for ground type C is presented	152
Figure 9.8: The fundamental mode shapes in the X direction (the x-components of the third mode shape) and the Y direction (the y-components of the second mode shape)	155
Figure 9.9: The fundamental-mode height-wise distributions of lateral loads in the X and Y directions	155
Figure 9.10: Pushover curves for both directions	156
Figure 9.11: Pushover curves and bilinear idealizations in the X direction and in the negative Y direction for the MDOF and SDOF systems. The factor between the scales for the MDOF and SDOF system is equal to Γ . The yield strengths, yield displacements and target displacements of the SDOF and MDOF systems are marked	156
Figure 9.12: Elastic and inelastic demand spectra and capacity diagrams in the X direction and in the negative Y direction	158
Figure 9.13: Torsional effects in terms of the normalized top displacements obtained by different analyses	160
Figure 9.14: Torsional correction factors for different location of the elements for directions X and Y	161
Figure 9.15: Korekcijski faktorji c_{HM} za pomike in zamike v obeh obravnavnih smereh	162
Figure 9.16: Determination the higher modes effects on displacements and storey drifts in both directions	162
Figure 9.17: Comparison of the higher modes effects, determined according to extended N2 method with non-linear time history results	163
Figure 9.18: Displacements (in the horizontal plane) at the roof obtained by the extended N2 method and by non-linear dynamic analyses	164
Figure 9.19: Storey drifts at axis C for the X direction and at axis VII for the Y direction, obtained by the extended N2 method and non-linear dynamic analyses	164
Figure 9.20: Comparison of shear demand and shear strength (obtained by different approaches) for the small core at the base in the Y direction	166
Figure 9.21: The locations of the plastic hinges and the demand/capacity ratios for selected elements (frame XII in the Y direction and the cores in both directions). The demands were obtained by the extended N2 method and by non-linear dynamic analyses (mean, mean + σ , envelope). The flexural capacities of the elements were calculated according to EC8-3 (upper bound)	168
Figure 9.22: Pushover curve for the negative Y direction. The displacement demand and the NC limit states (flexural and shear failure) are indicated	169

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 4.1: Oznake testnih stavb.....	31
Preglednica 4.2: Mase etaž testnih stavb.....	32
Preglednica 4.3: Nihajni časi in pripadajoče efektivne mase za 3-etažne stavbe (3LA, 3SE in 3BO).....	39
Preglednica 4.4: Nihajni časi in pripadajoče efektivne mase za 9-etažne stavbe (9LA, 9SE in 9BO).....	40
Preglednica 4.5: Nihajni časi in pripadajoče efektivne mase za 20-etažne stavbe (20LA, 20SE in 20BO).....	40
Preglednica 5.1: Seznam akceleroگرامov skupine SET C.....	44
Preglednica 5.2: Faktorji za normiranje dejanskih akceleroگرامov skupine SET C na spektralni pospešek $S_{ae}(T_1) = 1.0g$ pri osnovnem nihajnem času posamezne testne stavbe	45
Preglednica 5.3: Razmerje spektralnih pospeškov druge in prve nihajne oblike $S_{ae}(T_2)/S_{ae}(T_1)$	45
Preglednica 5.4: Faktorji za skaliranje normiranih akceleroگرامov SET C za 7 jakosti potresne obtežbe	47
Preglednica 5.5: Seznam akceleroگرامov skupine SET NGA.....	49
Preglednica 5.6: Faktorji za normiranje dejanskih akceleroگرامov skupine SET NGA na maksimalno hitrost tal	51
Preglednica 5.7: Faktorji za skaliranje normiranih akceleroگرامov SET NGA za jakost J4.....	52
Preglednica 7.1: Pomiki in zamiki etaž v izračunani z nelinearno statično analizo za stavbo 9LA in jakost J4.....	86
Preglednica 7.2: Normirani pomiki in zamiki etaž izračunani z standardno modalno analizo s spektri odziva za stavbo 9LA in jakost J4. Faktor za normiranje znaša 0.87	87
Preglednica 7.3: Korekcijski faktorji c_{HM} za pomike in zamike (stavba 9LA in jakosti J4)	88
Preglednica 7.4: Primerjava pomikov izračunanih po predlaganem postopku $N2_{HM}$ s vrednostmi NDA (9LA, J4)	90
Preglednica 7.5: Primerjava zamikov izračunanih po predlaganem postopku $N2_{HM}$ s vrednostmi NDA (9LA, J4).....	90
Preglednica 7.6: Pomiki in zamiki etaž izračunani z standardno modalno analizo za stavbo 9LA in jakost J4.....	102
Preglednica 7.7: Korekcijski faktorji c_{HM*} za pomike in zamike stavbe 9LA, izračunani po postopku $N2_{HM*}$	103
Preglednica 7.8: Primerjava pomikov izračunanih po postopku $N2_{HM*}$ s vrednostmi NDA (9LA, J4)	104
Preglednica 7.9: Primerjava zamikov izračunanih po postopku $N2_{HM*}$ s vrednostmi NDA (9LA, J4).....	105
Preglednica 7.10: Pomiki in zamiki etaž v izračunani z nelinearno statično (pushover) analizo za prve tri nihajne oblike za stavbo 9LA in jakost J4.....	107
Preglednica 7.11: Razmerje pomikov in zamikov, izračunanih z metodo MPA ob upoštevanju N – nihajnih oblik ($N = 2, N = 3$) glede na rezultate pushover analize ob upoštevanju samo osnovne nihajne oblike ($N = 1$)	108
Preglednica 7.12: Primerjava pomikov izračunanih z metode MPA s vrednostmi NDA (9LA, J4).....	110
Preglednica 7.13: Primerjava zamikov izračunanih z metode MPA s vrednostmi NDA (9LA, J4)	110
Preglednica 7.14: Razmerje pomikov in zamikov, izračunanih z metodo MMPA ob upoštevanju N – nihajnih oblik ($N = 2, N = 3$) glede na rezultate pushover analize ob upoštevanju samo osnovne nihajne oblike	112
Preglednica 7.15: Primerjava pomikov, izračunanih z metodo MMPA, z vrednostmi NDA (9LA, J4).....	112
Preglednica 7.16: Primerjava zamikov, izračunanih z metodo MMPA, z vrednostmi NDA (9LA, J4)	112
Preglednica 8.1: Primerjava pomikov, izračunanih s pushover analizo ob upoštevanju različnih razporeditev horizontalne obtežbe, z vrednostmi NDA (9LA, J4).....	142
Preglednica 8.2: Primerjava zamikov, izračunanih s pushover analizo ob upoštevanju različnih razporeditev horizontalne obtežbe, z vrednostmi NDA (9LA, J4).....	142
Preglednica 9.1: Osnovni podatki izbranih potresov.....	153
Preglednica 9.2: Nihajni časi in pripadajoče efektivne mase	154
Preglednica 9.3: Povzetek rezultatov osnovne $N2$ metode.....	158
Preglednica 9.4: Pomiki v centru mas na vrhu stavbe za smer X in Y, izračunani z različnimi metodami analize.....	159

Preglednica 9.5: Plastični del mejnih rotacij v % (zgornja vrednost) za mali in veliki jedri, izračunan v skladu z EC8-3. Lokacije in nivoji jeder so prikazani na slikah 9.3 in 9.4	165
Preglednica 9.6: Strižna nosilnost kritičnih elementov (malega in velikega jedra ob vpetju), izračunana v skladu z EC8-3 za sekundarne elemente	166

LIST OF TABLES

Table 4.1: Denotations of nine test buildings.....	31
Table 4.2: Floor masses of test buildings.....	32
Table 4.3: The elastic periods and the effective masses of the 3-storey buildnigs	39
Table 4.4: The elastic periods and the effective masses of the 9-storey buildnigs	40
Table 4.5: : The elastic periods and the effective masses of the 20-storey buildnigs	40
Table 5.1: Basic set of ground motions (SET C).....	44
Table 5.2: Normalization factors, which are needed to obtain the target spectral acceleration $S_{ae}(T_1) = 1.0g$ at the first mode period of the individual test building	45
Table 5.3: The ratio between the mean/median spectral acceleration at the second mode period and at the first mode period	45
Table 5.4: Scalling factors for basic set of ground motions (SET C) for different intensities.....	47
Table 5.5: Second set of ground motions (SET NGA).....	49
Table 5.6: Normalization factors for second set of ground motions (SET NGA)	51
Table 5.7: Scalling factors for second set of ground motions (SET NGA) for intensity J4.....	52
Table 7.1: Displacements and storey drifts for 9LA buildnig obtained by pushover analysis for intensity J4	86
Table 7.2: Normalized displacements and storey drifts for 9LA buildnig obtained by standard elastic modal analysis for intensity J4. The normalized factor amounts to 0.87.....	87
Table 7.3: Correction factor c_{HM} for displacements and storey drifts (9LA building, intensity J4).....	88
Table 7.4: Displacements obtained by proposed procedure $N2_{HM}$ compared with »exact« results (9LA, J4).....	90
Table 7.5: Storey drifts obtained by proposed procedure $N2_{HM}$ compared with »exact« results (9LA, J4)	90
Table 7.6: Displacements and storey drifts for 9LA buildnig obtained by elastic modal analysis for intensity J4.....	102
Table 7.7: Correction factor c_{HM*} for displacements and storey drifts (9LA) obtained by procedure $N2_{HM*}$	103
Table 7.8: Displacements obtained by procedure $N2_{HM*}$ compared with »exact« results (9LA, J4).....	104
Table 7.9: Storey drift obtained by procedure $N2_{HM*}$ compared with »exact« results (9LA, J4).....	105
Table 7.10: Displacements and storey drifts for 9LA building and intensity J4 obtained by pushover analyses using force distributions for first three modes	107
Table 7.11: The ratio between the displacements and storey drift estimated by MPA considering $N = 2$ ($N = 3$) vibration modes and results obtained by pushover analysis ($N = 1$).....	108
Table 7.12: Displacements obtained by procedure MPA compared with »exact« results (9LA, J4)	110
Table 7.13: Storey drift obtained by procedure MPA compared with »exact« results (9LA, J4)	110
Table 7.14: The ratio between the displacements and storey drift estimated by MMPA considering N vibration modes and results obtained by pushover analysis	112
Table 7.15: Displacements obtained by procedure MMPA compared with »exact« results (9LA, J4).....	112
Table 7.16: Storey drifts obtained by procedure MMPA compared with »exact« results (9LA, J4)	112
Table 8.1: Displacements obtained by pushover analyses using different force distribution compared with »exact« results (9LA, J4).....	142
Table 8.2: Storey drifts obtained by pushover analyses using different force distribution compared with »exact« results (9LA, J4)	142
Table 9.1: List of ground motion records for ground type C (soft soil)	153
Table 9.2: The elastic periods and the effective masses of the investigated building.....	154
Table 9.3: Summary of the SDOF results obtained by the $N2$ method	158

Table 9.4: The target displacements (d_t) obtained with the N2 method, and comparison with the results of non-linear response-history analyses	159
Table 9.5: Local capacity (upper bound) in terms of the plastic part of the ultimate chord rotation (in %) of the walls according to EC8-3. The locations of the walls and levels are marked in Figs. 9.3 and 9.4, respectively	165
Table 9.6: Shear strengths of the critical elements (small and large cores at the base) obtained according to EC8-3 (secondary elements)	166

1 UVOD

Beseda potres vzbuja v ljudeh preplah, strah, jezo, občutek nemoči, nekaj na kar nimamo vpliva, nekaj kar lahko povzroči ogromno materialno škodo, in najhujše, tudi človeške žrtve. Najboljša zaščita pred potresi je potresnoodporna gradnja, ki gradbenikom nalaga zahtevno in odgovorno delo.

Znanost na potresnem področju še ni napredovala do meje, da bi lahko napovedali datum in lokacijo nastanka potresa, je pa napredovala do meje, da lahko s tako imenovanim projektiranjem kontroliranega obnašanja (ang. »Performance-based seismic design«) (Fajfar and Krawinkler, 1997) določimo in predvidimo, kakšno bo obnašanje stavb med potresi, s tem preprečimo porušitve in, kar dandanes dobiva vse večji pomen, zmanjšamo materialno škodo. Še več, oceniti znamo, kakšne so verjetnosti porušitve.

Obnašanje stavb med močnimi potresi, med katerimi se bo stavba poškodovala in posledično sipala energijo, lahko realistično opišemo le z nelinearno dinamično analizo, ki pa je zaradi njene zahtevnosti še vedno večinoma omejena na raziskovalne namene. Kot alternativa so se začele razvijati poenostavljene nelinearne metode za seizmično analizo konstrukcij, ki predstavljajo zadovoljivo ravnotežje med zahtevano natančnostjo in uporabnostjo metode v projektantski praksi. Nekatere izmed njih so že zasedle svoje mesto v priporočilih, standardih in predpisih po vsem svetu: Eurocode 8 (CEN, 2004, 2005), Japanese Design Code (Ministry of Land, Infrastructure and Transport, 2000), ATC 40 (ATC, 1996), FEMA 356 (ASCE, 2000), ...

Kot vse približne metode, imajo tudi poenostavljene metode za seizmično analizo konstrukcij določene omejitve (Krawinkler and Seneviratna, 1998, Fajfar, 2000). Osnovna predpostavka, uporabljena pri poenostavljenih nelinearnih metodah je, da konstrukcija niha pretežno v osnovni nihajni obliki. Ta predpostavka ni izpolnjena zlasti pri torzijsko podajnih konstrukcijah in pri visokih stavbah ter pri zelo nelinearnem obnašanju-. V literaturi so predlagane številne metode za upoštevanje višjih nihajnih oblik tako v tlorisu kot po višini stavbe. Bistvena dognanja in zaključki raziskovalcev so zbrani v posebnem poglavju. Nekateri izmed predlaganih poenostavljenih pristopov v so že tako zahtevni (komplicirani) za uporabo, da je boljše in lažje uporabiti bolj natančne metode (npr. nelinearno dinamično analizo).

1.1 Cilji disertacije

Raziskovalna skupina v IKPIRu se že dvajset let ukvarja z razvijanjem poenostavljene nelinearne metode, imenovane N2 metoda (Fajfar, 2000). N2 metoda je ena izmed metod, ki so se uveljavile v

zadnjem času in ki omogočajo uvajanje nelinearnih analiz v prakso. Metoda temelji na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF) in na pretvorbi tega modela na ekvivalenten model z eno prostostno stopnjo (SDOF). Zahteve potresa se določijo z nelinearnimi spektri odziva. Opisana metoda je bila vključena v nov evropski in slovenski standard za potresno odporno gradnjo Evrokod 8 (EC8, CEN 2005), uporablja pa se tudi izven Evrope.

Nelinearne metode analize so v principu zelo zahtevne, zato jih je za njihovo praktično uporabo potrebno čim bolj poenostaviti, pri tem pa je treba uporabiti razne predpostavke, ki omejujejo uporabnost metode. Pri osnovni verziji N2 metode, ki je vključena v EC8, se npr. pojavijo problemi, če obravnavamo nesimetrične konstrukcije s prostorskim matematičnim modelom, če imajo pomemben vpliv višje nihajne oblike ali če se odnos med obtežbo in deformacijo ne da idealizirati z idealnim elasto-plastičnim odnosom. Nekateri od teh problemov so bili v zadnjem času v okviru raziskovalne skupine že deloma rešeni. Razvit je bil postopek za analizo okvirov z opečnimi polnili (Dolšek in Fajfar, 2005), pri katerih po poružitvi polnila nosilnost bistveno pade. Predlagan je bil postopek za analizo nesimetričnih konstrukcij stavb, pri katerih so pomembne višje nihajne oblike v tlorisu. Postopek temelji na predpostavki, da so torzijski vplivi v neelastičnem območju enaki kot v elastičnem območju. Torzijske vplive se določi iz rezultatov običajne modalne analize in se jih uporabi s pomočjo faktorjev, s katerimi korigiramo rezultate iz pushover analize (Fajfar et al., 2005).

V okviru doktorske disertacije so v prvi vrsti potekale raziskave za razširitev polja uporabnosti N2 metode za stavbe s pomembnim vplivom višjih nihajnih oblik po višini stavbe. Pokazalo se je namreč, da vplivi VNO (okrajšava za višje nihajne oblike) lahko povzročijo lokalne poškodbe in etažne mehanizme. Pri razvijanju postopka za upoštevanje vplivov VNO smo se držali načela, da naj bo ta enostaven in hkrati še vedno dovolj natančen. Predpostavili smo, da je nelinearen vpliv pomemben pri osnovni nihajni obliki, medtem ko je obnašanje v višjih nihajnih oblikah pretežno elastično. Z drugimi besedami, vpliv VNO v neelastičnem območju je enak vplivu VNO v elastičnem območju. Na podlagi te hipoteze smo pripravili dva postopka računa. Pri prvem načinu končne rezultate določimo z ovojnico normiranih rezultatov iz modalne analize in rezultatov iz pushover analize, izvedene do ciljnega pomika. Pri drugem načinu pa predpostavimo, da se razmerje med posameznimi nihajnimi oblikami iz modalne analize ohranja tudi v neelastičnem območju. Tekom študije se je prvi način izkazal za primernejšega, zato smo ga predlagali za vključitev v obstoječo N2 metodo. Predlagan postopek za upoštevanje višjih nihajnih oblik po višini stavbe je načeloma enak postopku za upoštevanje višjih nihajnih oblik v tlorisu (Fajfar et al, 2005), kar omogoča skladnost in združljivost obeh postopkov. Posledično lahko oba učinka višjih nihajnih oblik (v tlorisu in po višini) obravnavamo hkrati z dvema skupinama korekcijskih faktorjev.

Predlagan postopek smo uporabili za analizo številnih stavb. Pri tem smo uporabili dve skupini akcelorogramov, skaliranih za različne intenzitete potresne obtežbe. Vpliv jakosti potresne obtežbe na odziv stavb, izračunan z bolj natančnimi in poenostavljenimi metodami, predstavlja pomemben del doktorske disertacije. Z različnimi intenzitetami namreč zajamemo obnašanje v elastičnem in v neelastičnem območju za različne velikosti plastičnih rotacij. Rezultati predlaganega postopka so

primerjani z rezultati drugih poenostavljenih metod računa, in z rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz, ki temeljijo na najbolj neoporečnih fizikalnih zakonih, in služijo kot merilo za oceno napak metode. Omejili smo se predvsem na globalno obnašanje konstrukcij, opisano s pomiki in zamiki (definirani kot etažni pomik/višina etaže) po etažah.

1.2 Vsebina doktorske disertacije

Disertacijo lahko tematsko razdelimo na dva dela. Prvi del je namenjen proučevanju vplivov višjih nihajnih oblik (krajše VNO) na dinamični odziv stavb pri potresni obtežbi, na podlagi katerega je predlagan postopek za razširitev obstoječe N2 metode za konstrukcije s pomembnim vplivom VNO. V drugem delu pa je razširjena N2 metoda z upoštevanjem višjih nihajnih oblik v tlorisu (Fajfar et al., 2005) in po višini (predlagan postopek v doktorski disertaciji) uporabljena za oceno obnašanja obstoječe razmeroma komplicirane armiranobetonske stavbo.

V uvodnem delu so opisani cilji in vsebina doktorske disertacije ter pregled literature z obravnavanega področja. Poglavlji 2 in 3 sta namenjeni različnim metodam, ki se uporabljajo za seizmično analizo konstrukcij. Podrobno je predstavljena obstoječa N2 metoda, vključno z dvema postopkoma za upoštevanje vplivov VNO po višini stavbe. Prvi postopek (oznaka $N2_{HM}$), ki se je tekom študije izkazal za primernejšega, temelji na predpostavki, da so vplivi VNO v nelinearnem območju enaki kot v elastičnem območju, pri čemer se ugodni vplivi VNO ne upoštevajo. Končni rezultati so določeni z ovojnico normiranih rezultatov iz modalne analize in rezultatov iz pushover analize izvedene do ciljnega pomika. Pri drugem načinu (oznaka $N2_{HM*}$) pa smo upoštevali, da se razmerje med posameznimi nihajnimi oblikami iz modalne analize ohranja tudi v nelinearnem območju. V poglavju 2 sta opisani tudi znani poenostavljeni nelinearni metodi iz literature, MPA (Chopra in Goel, 2002) in MMPA (Chopra et al., 2004), ki smo ju uporabili za primerjavo rezultatov predlaganega postopka.

V poglavju 4 so zbrane osnovne testne konstrukcije, 9 jeklenih okvirjev različnih višin, ki so projektirane za tri območja z različno potresno nevarnostjo. Konstrukcije so bile že večkrat analizirane v literaturi (Gupta and Krawinkler, 1999). Opisan je matematični model za nelinearne analize jeklenih stavb pri potresni obtežbi. Podane so glavne dinamične karakteristike stavb (nihajni čas, nihajne oblike in efektivne mase) in ocena vpliva višjih nihajnih oblik na podlagi dveh kriterijev, ki temeljita na rezultatih običajne modalne elastične analize.

Poglavje 5 je namenjeno izboru potresne obtežbe. Uporabili smo dve skupini akceleroграмov. Referenčna skupina 20 akceleroграмov je zbrana iz evropske baze podatkov (Ambrasey et al., 2002), primerjalna skupina pa predstavlja 44 akceleroграмov iz baze PEER NGA (PEER, 2006). Slednja skupina akceleroграмov je predlagana v poročilu FEMA P95 (2009). Akcelerogrami prve skupine so normirani na enak spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času konstrukcije, akcelerogrami druge skupine pa na maksimalno hitrost tal. Zaradi primerjave rezultatov za različne nivoje plastifikacije smo normirane akceleroграме skalirali za sedem različnih jakosti potresne obtežbe.

Pomemben del doktorske disertacije je obsežna parametrična študija dinamičnega obnašanja jeklenih stavb različnih višin (poglavje 6). Namen študije je preučiti obnašanje takih stavb pri različnih jakostih potresne obtežbe. Skušali smo izluščiti vplive višjih nihajnih oblik, ki pomembno vplivajo na odziv stavb in ugotoviti, kako se ti vplivi spreminjajo iz linearnega v nelinearno območje. Prikaz rezultatov je omejen predvsem na pomike in zamike po etažah v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe. Za izbrane primere pa so prikazane še lokacije in amplitude plastičnih členkov za različne stopnje poškodovanosti konstrukcij. Poleg vpliva jakosti potresne obtežbe na globalni dinamični odziv stavb, smo v poglavju 8 analizirali še vpliv dušenja, P- Δ efekta in vpliv izbora akceleroگرامov.

V poglavju 7 je predlagan postopek za upoštevanje višjih nihajnih oblik ($N2_{HM}$) uporabljen za analizo izbranih testnih konstrukcij ob upoštevanju različnih intenzitet potresne obtežbe. Rezultate smo primerjali z rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz in z rezultati drugih poenostavljenih postopkov ($N2_{HM*}$, MPA in MMPA). Postopek posamezne uporabljene poenostavljene metode je prikazan na referenčni stavbi in izbrani jakosti, ki povzroči neke zmerne poškodbe. Na podlagi rezultatov 9 testnih primerov in 7 različnih intenzitet sta ovrednoteni natančnost in primernost predlaganega postopka $N2_{HM}$ in tudi preostalih 3 metod ($N2_{HM*}$, MPA in MMPA).

Na potresni odziv ravninskih konstrukcij stavb vplivajo različni parametri. V poglavju 8 smo preverili, kako sprememba določenih parametrov vpliva na rezultate (ne)linearnih dinamičnih analiz, na rezultate poenostavljenih nelinearnih metod in na natančnost slednjih. Analizirali smo vpliv izbire potresne obtežbe, velikost dušenja in vpliv P- Δ efekta. Analizirali smo tudi, ali lahko pri višjih stavbah (s pomembnimi vplivi VNO) z eno samo konstantno obliko horizontalno obtežbe, ki se tekom analize ne spreminja, dovolj natančno ocenimo potresni odziv stavb.

Eden izmed glavnih ciljev doktorske disertacije je povečano polje uporabnosti $N2$ metode za poljubne konstrukcije. V ta namen je poglavje 9, katerega rezultati so bili objavljeni v članku (Kreslin in Fajfar, 2010), namenjeno uporabi razširjene $N2$ metode za določitev ocene obnašanja obstoječe razmeroma komplicirane armiranobetonske stavbe. Stavba je bila projektirana leta 1962 po takratnih predpisih. Potres ni bil upoštevan, upoštevana je bila minimalna vodoravna obtežba v velikosti 2% navpične obtežbe. Konstrukcijo stavbe predstavlja armiranobetonski mešani sistem okvirov in sten. V skladu z EC8 je ocenjena kot nepravilna v tlorisu in po višini. Potresne zahteve na globalnem in lokalnem nivoju, izračunane z razširjeno $N2$ metodo in primerjane z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz, so primerjane s kapacitetami elementov in kapaciteto celotne konstrukcije.

V zaključku so zbrane najpomembnejše ugotovitve, znanstveni dosežki in prispevki disertacije.

1.3 Pregled literature

Z upoštevanjem vpliva višjih nihajnih oblik pri poenostavljenih metodah za seizmično analizo konstrukcij se v zadnjih 15 letih ukvarjajo številni raziskovalci po vsem svetu. Čeprav se postopki posameznih raziskovalnih skupin v detajlih razlikujejo med seboj, jih lahko v grobem razdelimo v dve skupini. Pomembni del poenostavljenih metod je nelinearna statična analiza pri monotonu naraščajoči horizontalni obtežbi. Izbira oblike horizontalne obtežbe je določena z raznimi predpisi in navodili, običajno pa se uporabljajo trikotna oblika, oblika proporcionalna osnovni nihajni obliki konstrukcije in enakomerna oblika. Zadnji dve sta predlagani tudi v standardu EC8 (CEN 2004, 2005). Horizontalno obtežbo v posameznih korakih povečujemo, oblika obtežbe pa ostane enaka. S to predpostavko poenostavimo problem. Dejansko se pri nelinearni analizi nihajne oblike spreminjajo s stopnjo plastifikacije, ki se spreminja s časom.

Za raziskave v okviru doktorske disertacije je pomembnejši koncept prve skupine raziskovalcev. Motiv te skupine je bil upoštevati vpliv višjih nihajnih oblik na način, ki bo sovpadal s konceptom obstoječe metodologije poenostavljenih metod za seizmični odziv stavbe. To pomeni, da naj nelinearna statična analiza temelji na konstantni obliki vektorja horizontalne obtežbe, saj večina računalniških programov, ki se uporablja v praksi, omogoča takšno vrsto analize. Te metode smo poimenovali ne-adaptivne pushover metode (ang. non-adaptive pushover procedures) (*konstanten vektor obtežbe + vpliv višjih nihajnih oblik z različnimi korekcijami*). V nadaljevanju so opisana oziroma omenjena dela, ki smo jih ocenili za najpomembnejša za naše raziskave na področju ne-adaptivnih metod.

Enega izmed prvih poskusov upoštevanja vpliva višjih nihajnih oblik zasledimo v člankih Paret et al. (1996) in Sasaki et al (1998). Predlagana je bila enostavna, vendar učinkovita metoda, imenovana MMP (»multi-modal pushover« procedure). Metoda je sestavljena iz večjega števila pushover analiz pri različnih oblikah monotonu naraščajoče horizontalne obtežbe. Posamezne oblike obtežb so proporcionalne začetnim nihajnim oblikam konstrukcije. Število pushover analiz izhaja iz števila nihajnih oblik, za katere menimo, da pomembno vplivajo na dinamični odziv stavbe. Posamezno pushover krivuljo preoblikujemo v ADRS format (»acceleration-displacement response spectrum format«, Mahaney et al., 1975). Na isto sliko narišemo še spekter pospeškov. S primerjavo zahtev potresa in pushover krivulj, ki pripadajo različnim nihajnim oblikam, lahko ocenimo pomembnost posamezne nihajne oblike in sklepamo na verjetna mesta nastanka poškodb. V sklopu MMP lahko vpliv posamezne nihajne oblike na potresni odziv stavbe ocenimo tudi z indeksom MCI (»modal criticality indices«, Paret et al., 1996), ki je definiran kot razmerje med elastičnimi zahtevami potresa in kapaciteto konstrukcije na meji tečenja (določimo lahko razmerje pomikov ali razmerje pospeškov). Višji indeks identificira kritično nihajno obliko. S postopkom MMP lahko predvidimo lokalne mehanizme zaradi vpliva višjih nihajnih oblik, ki bi ostali neopaženi pri konvencionalnih pushover metodah, ostalih pomembnih informacij, kot je velikost etažnih pomikov in plastičnih rotacij elementov, pa ne moremo natančno določiti. Uporabne informacije o velikosti deformacij z metodo

»sum-difference«, vendar z okrnjenim teoretičnim ozadjem, so dostopne v Matsumori et al. (1999) in Kunnath in Gupta (2000). Metoda »sum-difference« je sestavljena iz dveh pushover analiz, pri čemer sta vektorja horizontalne obtežbe proporcionalna vsoti oziroma razliki prvih dveh nihajnih oblik. Z vsoto nihajnih oblik običajno precenimo deformacije v spodnjih etažah in podcenimo deformacije v zgornjih etažah. Z razliko nihajnih oblik pa je dosežen nasprotni učinek. Obojnica obeh analiz priskrbi zadovoljive rezultate.

Nekoliko prečiščeno verzijo metode MMP predstavlja metoda PRC (ang. »Pushover Results Combination«), ki sta jo predlagala Moghadam in Tso (2002). Ključni del metode predstavljajo običajno 3 do 4 nelinearne statične »pushover« analize, oblika posamezne razporeditve horizontalne obtežbe pa je proporcionalna prvi, drugi, tretji oziroma četrti začetni nihajni obliki. Odziv konstrukcije (lokalne in globalne obremenitve) je dobljen kot seštevek rezultatov pushover analiz, ki jih obtežimo s faktorji participacije.

Podobna procedura, ki prav tako temelji na MMP, je metoda MPA (»Modal pushover analyses«), ki sta jo predlagala Chopra in Goel (2001, 2002). Ideja metode je, da se pushover krivulje, ki ustrezajo posameznim nihajnim oblikam, idealizirajo in pretvorijo na sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF). Podobno kot pri obstoječih metodah se za vsako nihajno obliko določi ciljni pomik. Tega lahko določimo s pomočjo neelastičnih spektrov oziroma nelinearne analize sistema z eno prostostno stopnjo. Ponovno izvedemo posamezno pushover analizo do izračunanega pripadajočega ciljnega pomika. Potresni odziv stavbe (pomiki, etažni pomiki, rotacije elementov) se določi z SRSS kombinacijo rezultatov, ki izhajajo iz posamezne nihajne oblike. Ponavadi z upoštevanjem dveh ali treh nihajnih oblik dosežemo zadovoljivo natančnost. Primerjava metode z nelinearno dinamično analizo je pokazala, da z MPA dosežemo dobre rezultate za oceno pomikov konstrukcije in etažnih pomikov, nekoliko slabša pa je ocena za plastične rotacije elementov. Opisana metoda je bila s pomočjo različnih testnih konstrukcij analizirana in dopolnjena v člankih Chintanapakde in Chopra (2003) in Goel in Chopra (2004). V slednjem je v dodatku opisana tudi procedura za določitev plastičnih rotacij iz etažnih zamikov. V zadnjih letih je bila metoda razširjena za stavbe, ki so nepravilne po višini (Chintanapakde in Chopra, 2004, Chopra and Chintanapakde, 2004), za stavbe z nesimetrično tlorisno zasnovo (Chopra and Goel, 2004) in za izračun notranjih sil v posameznih elementih konstrukcije (Goel in Chopra, 2005). Posebno različico modalne pushover analize (MPA) predstavlja metoda MMPA (ang. »Modified modal pushover analysis«), (Chopra et. al., 2004), ki temelji na podobni predpostavki kot predlagan postopek v disertaciji, in sicer, da je obnašanje v višjih nihajnih oblikah elastično. Odziv konstrukcije se določi kot SRSS kombinacijo neelastičnega odziva prve nihajne oblike in elastičnega odziva višjih nihajnih oblik. Elastični vpliv višjih nihajnih oblik izračunamo z običajno modalno analizo. Primerjalne študije so pokazale, da z opisano MMPA metodo dobimo nekoliko večje pomike konstrukcije in etažne pomike kot z običajno metodo MPA (Chopra et al., 2004).

V skupino ne-adaptivnih pushover spada tudi metoda UBPA (ang. »Upper bound pushover analysis«) (Jan et al., 2004). Ključni del metode je določitev vektorja horizontalne obtežbe, ki ga določimo kot

kombinacijo prve in »faktorirane« druge nihajne oblike. Faktor, s katerim upoštevamo drugo nihajno obliko, izračunamo iz razmerja pomikov, ki jih določimo iz običajne modalne analize. Metoda je relativno enostavna, vendar običajno podcenjuje etažne pomike in rotacije elementov v spodnjih etažah in precenjuje etažne pomike in rotacije elementov v zgornjih etažah (Kalkan in Kunnath, 2007). V zadnjem času je bila za upoštevanje višjih nihajnih oblik pri nelinearnih statičnih analizah predlagana metoda CMP (ang. »Consecutive modal pushover analysis«), ki je opisana v članku Poursha et al. (2009). Metoda združuje t.i. enostopenjsko in večstopenjsko nelinearno statično analizo. Enostopenjska analiza predstavlja običajno pushover analizo s konstantno ali trikotno obliko horizontalne obtežbe, ki jo izvedemo do ciljnega pomika. Večstopenjska analiza pa je sestavljena iz več zaporednih pushover analiz (odvisno od števila upoštevanih nihajnih oblik v analizi), pri čemer so razporeditve horizontalnih sil proporcionalne elastičnim nihajnim oblikam konstrukcije. Več zaporednih pushover analiz izvedemo do istega ciljnega pomika kot enostopenjsko pushover analizo. Končne rezultate (pomike, zamike in plastične rotacije) določimo kot ovojnico rezultatov enostopenjske in večstopenjske analize.

Druga skupina raziskovalcev je skušala upoštevati vpliv višjih nihajnih oblik s spreminjanjem (prilagajanjem) vektorja horizontalne obtežbe v posameznih korakih pushover analize glede na dinamične karakteristike konstrukcije. To so tako imenovane adaptivne metode (ang. adaptive pushover procedures) (*prilagodljiv vektor obtežbe + ena pushover analiza*). Čeprav s temi metodami lahko precej natančno določimo globalne in lokalne potresne obremenitve (etažni pomiki, rotacija vozlišč, ...), so konceptualno precej komplicirane in računalniško zahtevne za rutinsko uporabo v vsakdanji projektantski praksi. Adaptivne metode so predlagali številni avtorji, med njimi Bracci et al. (1997), Gupta in Kunnath (2000), Elnashai (2001), Aydinouglu (2003), Antonio in Pinho (2004a, 2004b), Kalkan and Kunnath (2006, 2007). Slednja sta predlagala metodo, v kateri sta združeni adaptivna in ne-adaptivna procedura.

2 PREGLED METOD ANALIZE PRI POTRESNI OBTEŽBI

2.1 Splošno

Konstrukcije so v svoji življenjski dobi podvržene številnim zunanjim vplivom. Enega izmed najmočnejših predstavlja potresna obtežba, katere dinamična narava povzroča nihanje konstrukcije. Takšno nihanje imenujemo vsiljeno nihanje, zapišemo pa ga z enačbo

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_E = \mathbf{f}(\mathbf{t}) \quad (2.1)$$

kjer je $\mathbf{m}$ masna matrika sistema, $\mathbf{c}$ je matrika dušenja, $\mathbf{f}_E$ je vektor notranjih sil, ki je v linearnem območju enak $\mathbf{f}_E = \mathbf{k} \cdot \mathbf{u}$, v nelinearnem pa predstavlja nelinearno funkcijo pomika, $\mathbf{k}$ je začetna togostna matrika, $\mathbf{f}(\mathbf{t})$ je vektor zunanje obtežbe, $\mathbf{u}$, $\dot{\mathbf{u}}$ in $\ddot{\mathbf{u}}$ pa so vektorji pomikov, hitrosti in pospeškov.

Za reševanje sistema enačb (2.1) dinamike gradbenih konstrukcij obstajajo različne metode, ki so podrobneje opisane v (Fajfar, 1984, Chopra, 2007). Pri izbiri metode analize moramo upoštevati številne faktorje (pomembnost in kompleksnost konstrukcije, namen izvajanja analize, območje reševanja problema – nelinearno ali linearno območje, zahtevana natančnost, v kakšni obliki je podana potresna obtežba, poznavanje glavnih parametrov modela in analize, omejitve glede računalniških programov in cene,...). Rdeča nit doktorske disertacije je analiza konstrukcij stavb, pri katerih so pomembne višje nihajne oblike, zato se bomo v nadaljevanju omejili le na tiste metode analize, ki so primerne za omenjeno vrsto stavb in smo jih uporabili v raziskavah v okviru doktorske disertacije.

Najbolj splošna metoda za *določanje časovnega odziva stavb pri potresni obtežbi* je **linearna in nelinearna dinamična analiza z direktno integracijo**. Gre za numerično metodo pri kateri rešujemo sistem enačb (2.1) v nespremenjeni obliki. Celoten čas razdelimo na majhne intervale in na vsakem intervalu predpostavimo enostaven potek pomikov ali pospeškov. Velikost intervala mora zagotavljati zadostno natančnost in stabilnost rešitve. Z opisano metodo lahko “najbolj natančno” določimo potresni odziv poljubnih stavb po celotnem območju (linearnem in nelinearnem), vključno z vplivi višjih nihajnih oblik. Vedeti pa moramo, da je reševanje dinamičnih problemov v splošnem bolj zapleteno kot reševanje statičnih problemov. Poleg ustrezno izbrane metode analize in koraka integracije ter sorazmerno veliko računskega časa, zahteva reševanje dinamičnih problemov pri potresni obtežbi še pravilno izbiro akcelorogramov, določitev dušenja in podatke o histerezem obnašanju elementov v nelinearnem območju. Dobro poznavanje modelnih parametrov in parametrov analize določa natančnost rezultatov, napačne predpostavke lahko vodijo do velikih napak. Rezultate

te metode bomo uporabili kot referenčne vrednosti za primerjavo z rezultati poenostavljenih metod v linearnem in nelinearnem območju. Podrobnejši opis metode je dostopen v Fajfar (1984).

Linearna in predvsem nelinearna dinamična analiza časovnega odziva je za vsakdanjo praktično uporabo prekomplikirana in zahteva kljub razvoju računalniške opreme še vedno veliko računskega časa. Poleg tega so potrebni še dodatni podatki pri modeliranju in obtežbi.

V **linearnem področju** se tako za določitev potresnega odziva stavb, pri katerih so pomembne višje nihajne oblike (VNO), najpogosteje uporablja **modalna analiza s spektri odziva**. Metoda je razmeroma enostavna in tako primerna za praktično uporabo. V tem razdelku so navedene samo bistvene lastnosti. Metoda temelji na principu superpozicije nihajnih oblik, zato je primerna le za linearne sisteme. Reševanje sistema enačb (2.1) poteka po naslednjem vrstnem redu. Najprej z računom lastnega nihanja določimo nihajne čase in nihajne oblike konstrukcije. Sledi transformacija sistema enačb na nevezane diferencialne enačbe s pomočjo lastnih nihajnih oblik (lastnih vektorjev). Z uporabo spektrov določimo maksimalne vrednosti za posamezne nihajne oblike v glavnih koordinatah in jih transformiramo v osnovni koordinatni sistem. Končne približne vrednosti izračunamo s kombinacijo vplivov nihajnih oblik. Najpogosteje se uporablja geometrijska vsota oz. popolna kvadratna kombinacija, v kolikor so vrednosti lastnih nihajnih časov približno enake. Upoštevamo lahko poljubno število nihajnih oblik, ki je odvisno od konstrukcije, želene natančnosti rezultatov in od frekvenčnega sestava potresne obtežbe. Vgrajena je v praktično vse komercialne računalniške programe za račun konstrukcij, ki v večinoma zahtevajo samo podatek o številu nihajnih oblik, seveda poleg preostalih potrebnih vhodnih podatkov. Izpis rezultatov je ponavadi omejen na končne vrednosti (kombinacijo izbranega števila nihajnih oblik), redko pa se lahko izpišejo rezultati za posamezno nihajno obliko.

V **nelinearnem območju** je analiza bolj zahtevna. Najbolj natančne rezultate dobimo z že omenjeno nelinearno dinamično analizo, ki je večinoma omejena na raziskovalne namene. Kot alternativa so se začele razvijati poenostavljene **nelinearne statične metode** za seizmično analizo konstrukcij. Pomembni del vseh teh poenostavljenih metod je nelinearna statična (»pushover«) analiza pri monotonu naraščajoči horizontalni obtežbi konstantne oblike. Izbira oblike horizontalne obtežbe je določena z raznimi predpisi in navodili, običajno pa se uporabljajo oblika proporcionalna osnovni nihajni obliki konstrukcije, trikotna in enakomerna oblika. Horizontalno obtežbo v posameznih korakih povečujemo, oblika obtežbe pa ostane enaka. S to predpostavko poenostavimo problem. Dejansko se pri nelinearni analizi nihajne oblike spreminjajo s stopnjo plastifikacije, ki se spreminja s časom. V poglavju 8.4 so na izbranih testnih primerih prikazani rezultati pushover analiz ob upoštevanju različnih oblik horizontalne obtežbe. Izkazuje se, da pri konstrukcijah, kjer igrajo višje nihajne oblike pomembno vlogo, z eno samo konstantno obliko vektorja horizontalne obtežbe ne moremo z zadovoljivo natančnostjo določiti potresnega odziva stavbe v zgornjem delu. Tako se z upoštevanjem vplivov višjih nihajnih oblik pri poenostavljenih nelinearnih metodah za seizmično analizo konstrukcij v zadnjih 15 letih ukvarjajo številni raziskovalci po vsem svetu. V literaturi obstaja nekaj enostavnih in še več kompliciranih postopkov, s katerimi lahko upoštevamo vpliv višjih nihajnih

oblik pri poenostavljenih nelinearnih metodah. Pregled teh postopkov je podan v razdelku 1.3, izbrane metode, ki smo jih uporabili v disertaciji pa so opisane v razdelku 2.2. Na podlagi pregleda teh postopkov, primerjave rezultatov različnih analiz in načela varnosti, enostavnosti in primernosti za praktično uporabo, smo razvili postopek za upoštevanje vplivov VNO pri poenostavljenih nelinearnih analizah in ga vključili v N2 metodo (poglavje 3).

2.2 Obstoječe poenostavljene nelinearne metode za upoštevanje višjih nihajnih oblik

V literaturi se za stavbe s pomembnimi vplivi VNO pogosto uporabljala poenostavljeni nelinearni metodi MPA (Chopra and Goel, 2002) in MMPA (Chopra et al., 2004). Spadata med metode, pri katerih je oblika vektorja horizontalne obtežbe konstantna v vseh korakih pushover analize. Omenjeni metodi smo uporabili za primerjavo z rezultati predlaganega postopka $N2_{HM}$ (poglavje 3.2), prav tako pa smo ovrednotili njuno natančnost v primerjavi s »točnimi« rezultati za številne stavbe in različne jakosti potresne obtežbe. V razdelku 2.2 sta prikazana računska postopka metod MPA in MMPA.

2.2.1 Metoda MPA

Modalna pushover analiza (MPA) je v primerjavi z nelinearno dinamično analizo (NDA) razmeroma enostavna metoda za določitev potresnega odziva stavb, pri katerih so pomembne VNO. V elastičnem območju metoda sovпада z dobro znano modalno analizo s spektri odziva. Postopek razvoja metode je natančno opisan v (Chopra in Goel, 2002). Koncept metode je podoben kot pri nelinearnih statičnih metodah, ki se že uporabljajo v praksi.

Metoda je sestavljena iz večjega števila nelinearnih statičnih (»pushover«) analiz pri različnih oblikah monotonno naraščajoče horizontalne obtežbe. Posamezne oblike obtežb so proporcionalne začetnim nihajnim oblikam konstrukcije. Število pushover analiz izhaja iz števila nihajnih oblik, ki pomembno vplivajo na dinamični odziv stavbe. Pushover krivulje, ki ustrezajo posameznim nihajnim oblikam, idealiziramo in jih pretvorimo na sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF). S pomočjo neelastičnih spektrov oziroma nelinearne analize sistema z eno prostostno določimo ciljni pomik za posamezno nihajno obliko. Ponovno izvedemo posamezno pushover analizo do izračunanega pripadajočega ciljnega pomika in izpišemo lokalne potresne količine. Potresni odziv stavbe (pomiki, etažni pomiki, rotacije elementov) se določi z SRSS kombinacijo rezultatov, ki izhajajo iz posamezne nihajne oblike. Ponavadi z upoštevanjem dveh ali treh nihajnih oblik dosežemo zadovoljivo natančnost.

V nadaljevanju so opisani koraki MPA metode za določitev neelastičnega odziva večetažne ravninske stavbe iz članka (Goel in Chopra, 2004). Indeks n se nanaša na zaporedno številko nihajne oblike.

(1) ANALIZA LASTNEGA NIHANJA ELASTIČNEGA MDOF MODELA

Z analizo lastnega nihanja izračunamo nihajne čase T_n in nihajne oblike ϕ_n elastičnega MDOF sistema.

(2) NELINEARNA STATIČNA (PUSHOVER) ANALIZA ZA »N-NIHAJNIH OBLIK«

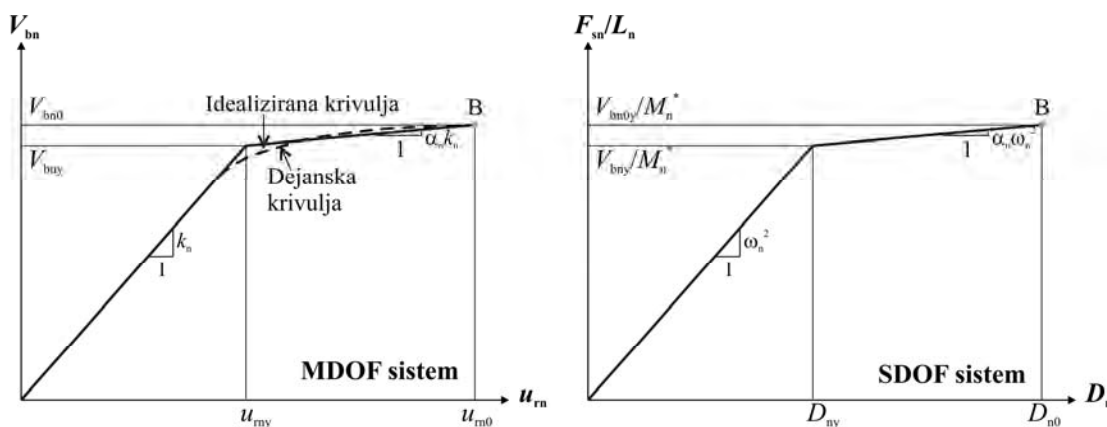
Za n -to nihajno obliko določimo »pushover« krivuljo (odnos med celotno prečno silo V_{bn} ob vpetju in pomikom na vrhu MDOF sistema u_m). Razporeditev horizontalnih sil s_n^* pri nelinearni statični analizi je proporcionalna n -ti nihajni obliki

$$s_n^* = \mathbf{m} \cdot \phi_n, \quad (2.2)$$

kjer je $\mathbf{m}$ masna matrika konstrukcije. Število »pushover« krivulj n je odvisno od števila nihajnih oblik, ki jih upoštevamo v analizi. Pri vsaki analizi upoštevamo še začetno vertikalno obtežbo in vpliv P- Δ efekta. Vrednost horizontalnega pomika na vrhu MDOF sistema zaradi vertikalne obtežbe je označena z u_{rg} .

(3) BILINEARNA IDEALIZACIJA N-TE PUSHOVER KRIVULJE

Posamezno »pushover« krivuljo idealiziramo z bilinearnim diagramom po predlaganem postopku v FEMA 273 (1997). Z iteracijskim postopkom določimo nosilnost (V_{bny}) in pomik na meji tečenja (u_{my}) ter nosilnost (V_{bno}) in pomik (u_{mo}) v izbrani točki B (glej sliko 2.1). Vrednosti se nanašajo na MDOF sistem. Pomik u_{mo} v točki B naj bo na koncu iteracijskega postopka približno enak ciljnemu pomiku izračunanemu v koraku (6).



Slika 2.1: Karakteristike SDOF in MDOF sistema za n -to nihajno obliko (Chopra in Goel, 2002)

Figure 2.1: Properties of the n th-mode inelastic SDOF and MDOF system (Chopra in Goel, 2002)

(4) TRANSFORMACIJA NA SDOF SISTEM

Sledi transformacija MDOF sistema na SDOF sistem. Za razvoj odnosa $F_{sn}/L_n - D_n$ najprej določimo parametre

$$L_n = \phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{1}, \quad M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n, \quad \Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad \text{in} \quad M_n^* = L_n \Gamma_n, \quad (2.3)$$

kjer je ι enotski vektor, L_n in M_n sta pomožna parametra, Γ_n je faktor transformacije, M_n^* pa efektivna modalna masa. Vrednosti pomikov na horizontalni osi idealizirane pushover krivulje delimo s faktorjem $\Gamma_n \phi_{rn}$

$$D_{n0} = \frac{u_{rn0}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad \text{in} \quad D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}}, \quad (2.4)$$

kjer je ϕ_{rn} vrednost vektorja nihajne oblike n v zgornji etaži. Vertikalno os skaliramo tako, da dobimo

$$\frac{F_{sn0}}{L_n} = \frac{V_{bn0}}{M_n^*} \quad \text{in} \quad \frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*}, \quad (2.5)$$

kjer je F_{sny} nosilnost SDOF sistema na meji tečenja, F_{sn0} pa nosilnost SDOD sistema v točki B.

(5) MAKSIMALNI ODZIV NELINEARNEGA SDOF SISTEMA

Maksimalni odziv nelinearnega SDOF sistema D_n s karakteristikami definiranimi v koraku (4), nihajnim časom

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}}} \quad (2.6)$$

in predpostavljenim koeficientom viskoznim dušenjem ζ_n lahko določimo z nelinearno dinamično analizo SDOF sistema ali z neelastičnimi spektri (Chopra in Chintanapakdee 2004).

(6) MAKSIMALNI ODZIV NELINEARNEGA MDOF SISTEMA

Izračunamo maksimalni pomik na vrhu nelinearnega MDOF sistema za posamezno nihajno obliko z enačbo

$$u_{rn} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n. \quad (2.7)$$

(7) LOKALNE POTRESNE KOLIČIN, KI USTREZAJO CILJNEMU POMIKU U_{RN}

Iz baze podatkov »pushover« analiz (korak (2)) izpišemo vrednosti relevantnih potresnih količin, ki ustrezajo ciljnemu pomiku u_m . Te vrednosti so lahko pomiki po etažah, etažni pomiki, plastične rotacije. Označili jih bomo z r_n . Če upoštevamo vertikalno obtežbo, izpišemo vrednosti potresnih količin (r_{n+g}) pri pomiku na vrhu, ki znaša $u_m + u_{rg}$.

(8) PONOVI TEV KORAKOV OD (3) DO (7) ZA N-NIHAIJNIH OBLIK

Ponovimo korake od (3) do (7) za toliko nihajnih oblik, kolikor jih je potrebno za zadostno natančnost. Ponavadi z upoštevanjem dveh ali treh nihajnih oblik dosežemo zadovoljivo natančnost.

(9) DINAMIČNI ODZIV N-TE NIHAJNE OBLIKE

Izračunamo dinamični odziv n -te nihajne oblike

$$r_n = r_{n+g} - r_g, \quad (2.8)$$

kjer je r_g prispevek vertikalne obtežbe.

(10) CELOTNI POTRESNI ODZIV

Celoten (končni) potresni odziv izračunamo kot kombinacijo odzivov iz vertikalne obtežbe r_g in maksimalnih odzivov iz posamezne nihajne oblike r_n , ki jih kombiniramo z SRSS pravilom

$$r \approx \max \left[r_g \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n r_n^2} \right]. \quad (2.9)$$

Opisana metoda je bila s pomočjo različnih testnih konstrukcij analizirana in dopolnjena v člankih Chintanapakde in Chopra (2003) in Goel in Chopra (2004). V slednjem je v dodatku opisana tudi procedura za določitev plastičnih rotacij iz etažnih zamikov. V zadnjih letih je bila metoda razširjena za stavbe, ki so nepravilne po višini (Chintanapakde and Chopra (2004), Chopra and Chintanapakde (2004)), za stavbe z nesimetrično tlorisno zasnovo (Chopra and Goel, 2004) in za izračun notranjih sil v posameznih elementih konstrukcije (Goel and Chopra, 2005).

2.2.2 Metoda MMPA

Posebno različico modalne pushover analize (MPA) predstavlja metoda MMPA (Chopra et al., 2004), ki temelji na predpostavki, da je obnašanje stavbe v višjih nihajnih oblikah elastično. Odziv konstrukcije se določi kot SRSS kombinacijo neelastičnega odziva prve nihajne oblike in elastičnega odziva višjih nihajnih oblik. Elastični vpliv višjih nihajnih oblik izračunamo z običajno modalno analizo. V nadaljevanju je iz članka (Chopra et al., 2004) povzet postopek MMPA metode. Koraki od (1) do (7) so enaki kot pri metodi MPA (glej razdelek 2.2.1).

(8) DINAMIČNI ODZIV, KI IZHAJA IZ OSNOVNE NHAJNE OBLIKE

Izračunamo dinamični odziv (relevantne potresne količine), ki izhajajo iz osnovne nihajne oblike (r_1):

$$r_1 = r_{1+g} - r_g, \quad (2.10)$$

kjer je r_g prispevek vertikalne obtežbe, r_{g+1} pa izhaja iz pushover analize z upoštevanjem vertikalne obtežbe, pri čemer je razporeditev horizontalnih sil proporcionalna osnovni nihajni obliki.

(9) DINAMIČNI ODZIV ZARADI VPLIVOV VNO

Ovrednotimo dinamični odziv, ki je posledica višjih nihajnih oblik (od druge naprej), ob predpostavki, da sistem ostane v elastičnem območju. Ta del je identičen računu odziva r_n ($n > 1$) za n -to nihajno obliko z klasično modalno analizo MDOF sistema.

(10) CELOTNI POTRESNI ODZIV

Celoten (končni) potresni odziv določimo s kombinacijo odziva stavbe zaradi vertikalne obtežbe in maksimalnih odzivov iz posamezne nihajne oblike (SRSS kombinacija)

$$r \approx \max \left[r_g \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n r_n^2} \right], \quad (2.11)$$

kjer je r_1 določen v koraku (8), r_n ($n > 1$) pa v koraku (9).

3 METODA N2

N2 je poenostavljena nelinearna metoda za oceno odziva konstrukcije pri potresni obtežbi, ki je vključena v nov slovenski in evropski standard Evrokod 8 (CEN, 2005). Temelji na nelinearni statični (pushover) analizi sistema z več prostostnimi stopnjami (krajše MDOF sistema) pri monotono naraščujoči horizontalni obtežbi in analizi ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF sistema). Oznaki SDOF in MDOF izhajata iz angleških besed »Single Degree Of Freedom system« in »Multi Degree Of Freedom system«. Z analizo ekvivalentnega SDOF sistema določimo globalne potresne zahteve (ciljni pomik na vrhu stavbe), pri tem pa uporabimo neelastične spektre odziva. S pushover analizo pa pridobimo podatke o globalnih karakteristikah konstrukcije (nosilnost, togost, duktilnost) in o lokalnih potresnih obremenitvah (etažni pomiki, rotacije v elementih, sile v krhkih elementih), ki ustrezajo izračunanemu ciljnemu pomiku. Metoda se lahko, tako kot ostale poenostavljene nelinearne metode, uporablja za projektiranje novih konstrukcij, v prvi vrsti pa je namenjena oceni obnašanja obstoječih konstrukcij oz. oceni stopnje poškodovanosti za različne nivoje potresne obtežbe. Oceno stanja podamo s primerjavo globalnih in lokalnih potresnih zahtev z ustreznimi kapacitetami elementov oz. celotne konstrukcije. Podrobnejši opis za oceno je podan v poglavju 9.

Raziskovalna skupina v IKPIRu se že dobrih dvajset let ukvarja z razvijanjem N2 metode. Prvi predlog je bil objavljen leta 1987 (Fajfar in Fischinger), s postopnim raziskovanjem pa metoda doživlja številne izboljšave in razširitve:

- »zrelejša« verzija N2 metode (Fajfar in Gašperšič, 1996), izpopolnjena z postopkom določitve ekvivalentnega SDOF sistema in z vključitvijo neelastičnih spektrov odziva, ki so predlagani v (Vidic et al, 1994, Fajfar in Vidic, 1994);
- razširitev metode na konstrukcije mostov (Fajfar 1996, Fajfar et al, 1997);
- osnovna verzija metode, ki je vključena v EC8 (Fajfar, 2000, Fajfar 2002); vključena je formulacija v AD format, kar omogoča vizualno primerjavo različnih parametrov in vpeljava pravila o enakosti pomikov v področju srednjih in dolgih nihajnih časov;
- razširitev N2 metode na armiranobetonske okvire s polnili (Dolšek, 2002, Dolšek in Fajfar, 2005);
- razširitev metode za nesimetrične konstrukcije v tlorisu (Fajfar et al, 2005);
- postopek za upoštevanje vpliva kumulativnih poškodb na odziv konstrukcije v poenostavljeni nelinearni analizi konstrukcij po N2 metodi (Poljanšek, 2007, Poljanšek et al., 2009);

Glavni cilj doktorske disertacije je razširitev N2 metode za stavbe, kjer imajo VNO po višini pomemben vpliv. V razdelkih 3.3 in 3.4 sta predlagana dva načina, ki sta uporabljena pri parametrični študiji v poglavju 7. Ideja razširitve N2 metode je namreč, da bi lokalne obremenitve, ki jih izračunamo z osnovno verzijo N2 metode (poglavje 3.1), pomnožili s korekcijskimi faktorji za VNO,

podobno kot v primeru za stavbe s pomembnimi torzijskimi vplivi (glej razdelek 3.2). Pri poljubnih nesimetričnih konstrukcijah bi bilo tako potrebno izvesti dve pushover analizi (v dveh pravokotnih smereh) in eno modalno analizo elastičnega prostorskega modela za N -nihajnih oblik, s katero bi pridobili korekcijske faktorje za vpliv VNO tako po višini kot v tlorisu.

3.1 Osnovna verzija N2

V tem razdelku je opisana enostavna različica N2 metode, ki je vključena v EC8 (CEN, 2005). Osnovna verzija metode je primerna za simetrične konstrukcije, ki nihakno pretežno v osnovni nihajni obliki. Možnost razširitev na nesimetrične konstrukcije v tlorisu in na visoke stavbe s pomembnimi vplivi VNO po višini je opisana v razdelkih 3.2 in 3.3.

V nadaljevanju so podani glavni koraki osnovne verzije N2 metode (Fajfar, 2000) za določitev ciljnega pomika MDOF sistema.

(1) PRIPRAVA NEELASTIČNEGA MODELA KONSTRUKCIJE

Pri nelinearnih analizah je potrebno matematični model, ki ga uporabljamo pri linearni elastični analizi, dopolniti tako, da vključuje nosilnost elementov nosilne konstrukcije in njihovo obnašanje v nelinearnem območju. Linijske elemente, ki se najpogosteje uporabljajo pri modelih konstrukcij za potresne analize, najlažje razširimo v nelinearno območje s t.i. plastičnimi členki. S plastičnimi členki lahko opišemo nelinearen odnos med različnimi količinami: osna sila–pomik, strižna sila–pomik/strižna deformacija, moment–rotacija/ukrivljenost. Pri slednjem lahko upoštevamo tudi interakcijo z osno silo. Nelinearen odnos, ki ga opisuje plastični členek, je odvisen od načina obnašanja konstrukcije. Podroben opis modelov za modeliranje materialne nelinearnosti ni predmet tega dela, je pa to zelo pomembno področje, s katerih se ukvarjajo številni raziskovalci (npr. Fajfar et al., 2006, Haselton, 2006, Fischinger et al. 2006, Ibarra et al., 2005, Mergos in Kappos, 2008).

(2) NELINEARNA STATIČNA ANALIZA

Nelinearno statično (»pushover«) analizo izvedemo tako, da MDOF sistem v centru mas obremenimo z monotono naraščajočo horizontalno obtežbo, ki simulira vztrajnostne sile med potresom. Razporeditev horizontalnih sil določimo z enačbo

$$\bar{\mathbf{F}} = \mathbf{M} \cdot \Phi \quad (3.1)$$

kjer je $\mathbf{M}$ diagonalna masna matrika, Φ pa deformacijska oblika, ki je normirana tako, da pomik na vrhu zavzame vrednost 1. Slovenski in evropski standard EC8 predpisuje uporabo enakomerne in modalne porazdelitve horizontalnih sil. V primeru enakomerne razporeditve je deformacijska linija konstantna ($\Phi = 1$), v primeru modalne razporeditve pa deformacijska linija ustreza osnovni nihajni obliki elastične konstrukcije. Pri prostorskih modelih konstrukcij moramo biti pozorni na to, katera nihajna oblika konstrukcije je merodajna za posamezno obravnavano smer. Npr., če obravnavamo

konstrukcijo, pri kateri je prva nihajna oblika pretežno torzijska, druga pretežno translacijska v smeri Y, tretja pa pretežno translacijska v smeri X, primeru modalna razporeditev horizontalnih sil za smer Y izhaja iz druge nihajne oblike konstrukcije, za smer X pa iz tretje nihajne oblike konstrukcije.

Rezultat nelinearne statične »pushover analize« je pushover krivulja oz. odnos med celotno prečno silo ob vpetju F_b in kontrolnim pomikom d_n . Celotna prečna sila F_b je enaka vsoti vodoravnih sil po etažah, za kontrolni pomik pa ponavadi izberemo pomik na vrhu v centru mas. Ker moramo vektor obtežbe $\bar{F}$ upoštevati s pozitivnim in negativnim predznakom, dobimo za izbrano razporeditev za vsako smer (X in Y) dve pushover krivulji. Pogosto so rezultati, ki izhajajo iz pozitivne oz. negativne smeri obremenjevanja, precej podobni.

(3) PRETVORBA NA EKVIVALENTEN SISTEM Z ENO PROSTOSTNO STOPNJO

Sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF), ki je določen s pushover analizo v prejšnjem koraku, transformiramo na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF). Masa ekvivalentnega SDOF sistema m^* in transformacijski faktor Γ (faktor participacije) sta določena kot

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2 \quad \text{in} \quad \Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2}, \quad (3.2)$$

kjer indeks i označuje zaporedno številko etaže, indeks n pa celotno število etaž. Upoštevamo, da je vrednost predpostavljene deformacijske oblike v vrhni etaži enaka $\phi_n = 1$. Silo F^* in pomik d^* ekvivalentnega sistema SDOF izračunamo po enačbah

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad \text{in} \quad d^* = \frac{d_n}{\Gamma}. \quad (3.3)$$

Vidimo, da je faktor transformacije Γ enak za sile in pomike, kar pomeni da se ohranja oblika odnosa med obtežbo in deformacijo, togost in nihajni čas. Pri enakomerni razporeditvi horizontalnih sil vrednost efektivne mase sovпада z vrednostjo celotne mase stavbe, posledično je faktor transformacije enak 1. V primeru drugačne razporeditve je faktor Γ večji od 1, ni pa nujno.

(4) IDEALIZACIJA ODNOSA MED SILO IN POMIKOM IN DOLOČITEV NIHAJNEGA ČASA

Odnos med obtežbo F^* in deformacijo d^* idealiziramo z elastično – idealno plastičnim diagramom ob upoštevanju enakosti ploščin pod dejansko in idealizirano krivuljo. Pri tem je najprej potrebno določiti mejni pomik d_m^* (glej sliko B.1 v EC8, Dodatek B). Po EC8 je to bodisi pomik, pri katerem se tvori plastični mehanizem, ali pa pomik določen z iteracijo, pri čemer je druga možnost večinoma bolj korektna. V primeru izbire iteracijskega postopka lahko za prvi približek vzamemo pomik vrhnje etaže elastičnega sistema, dobljen z modalno analizo, deljen s faktorjem Γ . Iz idealiziranega diagrama odčitamo silo tečenja F_y^* , ki predstavlja nosilnost idealiziranega sistema SDOF, pomik na meji tečenja pa določimo z enačbo

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right), \quad (3.4)$$

kjer je E_m^* dejanska deformacijska energija pri tvorbi plastičnega mehanizma. Sedaj lahko določimo še nihajni čas idealiziranega SDOF sistema

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}. \quad (3.5)$$

(5) DIAGRAM KAPACITETE

Zaradi primerjave s spektri pospeška v AD formatu moramo določiti krivuljo kapacitete v obliki pomik – pospešek za sistem z eno prostostno stopnjo. To naredimo tako, da idealizirano silo na meji tečenja SDOF sistema F_y^* delimo z ekvivalentno maso m^*

$$S_a = \frac{F_y^*}{m^*}. \quad (3.6)$$

(6) POTRESNA OBREMENITEV EKVIVALENTNEGA SDOF SISTEMA

Ciljni pomik sistema SDOF določimo s primerjavo spektrov odziva v AD formatu in kapaciteto konstrukcije (glej sliko B.2 v EC8, Dodatek B). Če bi se konstrukcija obnašala neomejeno elastično, bi točka na presečišču elastičnega spektra in radialne linije, ki predstavlja nihajni čas, predstavljala potresne zahteve, izražene s pospeškom $S_e(T^*)$ in pomikom d_{et}^* . Pospešek $S_e(T^*)$ ustreza vrednosti v elastičnem spektru pospeškov pri nihajnem času T^* , pomik d_{et}^* pa je določen z

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2. \quad (3.7)$$

Za konstrukcijo z omejeno nosilnostjo, ki se med potresom deformira v neelastično področje, pa zahteve potresa določa presečišče med krivuljo kapacitete in neelastičnim spektrom. V verziji N2 metode, ki je vključena v EC8, se za določitev neelastičnega spektra uporablja enostaven bilinearni odnos za redukcijski faktor q_u v odvisnosti od nihajnega časa T^* in duktilnosti μ . Zaradi tega se za določitev ciljnega pomika neelastičnega SDOF sistema d_t^* uporabljata dva izraza, glede na območje, v katerem se nahaja nihajni čas T^* . Če je $T^* < T_C$ govorimo o območju kratkih nihajnih časov, v nasprotnem primeru ($T^* > T_C$) pa o območju srednjih in dolgih nihajnih časov. T_C je karakteristični nihajni čas gibanja tal, v EC8 definiran kot meja med konstantnim spektralnim pospeškom in konstantno spektralno hitrostjo v zglajenem spektru.

V območju kratkih nihajnih časov ($T^* < T_C$) velja

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*, \quad (3.8)$$

kjer je q_u redukcijski faktor, določen kot razmerje med pospeškom neomejeno elastične konstrukcije $S_e(T^*)$ in kapaciteto konstrukcije S_a

$$q_u = \frac{S_e(T^*)}{S_a} = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} . \quad (3.9)$$

V območju srednjih in dolgih nihajnih časov ($T^* \geq T_C$) pa velja pravilo o enakosti pomikov. Pomik neelastičnega sistema je enak pomiku elastičnega

$$d_t^* = d_{et}^* . \quad (3.10)$$

Grafični prikaz na sliki B.2 v EC8 (Dodatek B) služi le za boljše razumevanje, saj je zahteve mogoče izračunati, ne da bi konstruirali neelastične spektre.

(7) GLOBALNE IN LOKALNE POTRESNE OBREMENTITVE MDOF SISTEMA

V zadnjem koraku izračunamo ciljni pomik MDOF sistema (d_t) tako, da pomik SDOF sistema pomnožimo s faktorjem transformacije Γ

$$d_t = d_t^* \cdot \Gamma \quad (3.11)$$

Iz baze podatkov »pushover« analize izpišemo vrednosti lokalne potresne količin, ki ustrezajo ciljnemu pomiku d_t . To so lahko npr. etažni pomiki, plastične rotacije v elementih, sile v krhkih elementov. Za vse lokalne količine je uporabljena oznaka x_{N2} .

3.2 Razširitev N2 z upoštevanjem vplivov torzije

Pri nesimetričnih konstrukcijah v tlorisu pride pri horizontalnih obremenitvah do torzijskih zasukov, ki jih z osnovno verzijo N2 metode ne moremo določiti. Na podlagi rezultatov številnih raziskav (Fajfar et al., 2005, Fajfar et al., 2008), pri katerih se je izkazalo, da lahko kot približek, ki je večinoma na varni strani, predpostavimo, da so torzijski vplivi v neelastičnem območju enaki kot v elastičnem območju. Pri tem se upoštevajo samo neugodni torzijski vplivi, medtem ko se ugodni vplivi zanemarijo.

3.2.1 Opis postopka razširitve N2 za nesimetrične stavbe v tlorisu

V nadaljevanju je v nekoliko razširjeni obliki povzet postopek N2 metode za konstrukcije s pomembnimi vplivi VNO v tlorisu oz. torzijskimi vplivi iz članka Fajfar et al. (2005).

(1) OSNOVNA VERZIJA N2

Izvedemo nelinearno statično (pushover) analizo prostorskega (3D) modela neodvisno v obeh obravnavanih smereh, pri čemer upoštevamo vektor horizontalne obtežbe s pozitivnim (+) in

negativnim (-) predznakom. Z osnovno verzijo N2 metode (poglavje 3.1) določimo ciljni pomik d_t za obe obravnavani smeri za + in – predznak vektorja obtežbe. V splošnem za vsako smer uporabimo ovojnico rezultatov + in – smeri obremenjevanja. Za praktično uporabo pa je dovolj natančno, če opravimo nadaljnje analize za večjo izmed vrednosti ciljnih pomikov, izračunanih s + oz. – predznakom vektorja obtežbe.

(2) ELASTIČNA MODALNA ANALIZA 3D MODELA

Izvedemo modalno analizo 3D modela ali pseudo-3D modela, neodvisno v obeh obravnavanih smereh in kombiniramo rezultate z SRSS pravilom (kvadratni koren vsote kvadratov odziva za obe vrednosti komponente). Vpliv nihajnih oblik v posamezni smeri kombiniramo z SRSS kombinacijo ali s popolno kvadratno kombinacijo CQC. V obeh obravnavanih smereh uporabimo isti spekter kot za določitev ciljnega pomika d_t .

(3) DOLOČITEV NORMIRANIH POMIKOV NA VRHU STAVBE

Določimo normirane pomike na vrhu stavbe iz modalne analize in pushover analize (izvedene do ciljnega pomika d_t) v obeh obravnavanih smereh. Normiran pomik na vrhu predstavlja pomik točke na izbrani lokaciji v tlorisu deljen s pomikom masnega središča

$$\bar{u}_{MOD,i} = \frac{u_{MOD,i}}{u_{MOD,CM}} \quad \text{in} \quad \bar{u}_{PUSH,i} = \frac{u_{PUSH,i}}{u_{PUSH,CM}}, \quad (3.12)$$

kjer je $u_{MOD,i}$ oz. $u_{PUSH,i}$ pomik na izbrani lokaciji i na vrhu stavbe, izračunan z modalno oz. pushover analizo, $u_{MOD,CM}$ oz. $u_{PUSH,CM}$ pa pomik v centru mas CM na vrhu stavbe. Pomik $u_{PUSH,CM}$ ustreza izračunanemu ciljnemu pomiku d_t iz koraka (1). Ob upoštevanju predpostavke, da so torzijski vplivi v neelastičnem območju enaki kot v elastičnem območju in da se upoštevajo samo neugodni torzijski vplivi, medtem ko se ugodni vplivi zanemarijo, lahko definiramo normirane pomike na vrhu stavbe, ki ustrezajo razširjeni N2 metodi

$$\bar{u}_{N2,i} = \begin{cases} \bar{u}_{MOD,i}, & \text{če } \bar{u}_{MOD,i} > 1 \\ 1, & \text{sicer} \end{cases} \quad (3.13)$$

Na sliki 3.1 so shematično prikazani absolutni in normirani pomiki, ki izhajajo iz modalne analize, pushover analize in razširjene N2 metode, skupaj z označenim centrom mas CM, togim in podajnim robom ter lokacijo i , v kateri se nahaja izbran makroelement (okvir ali jedro). V sistemih z masno ekscentričnostjo, je podajni rob tisti, ki je bližje centru mas, bolj oddaljen pa je togi rob (Fajfar et al., 2005).

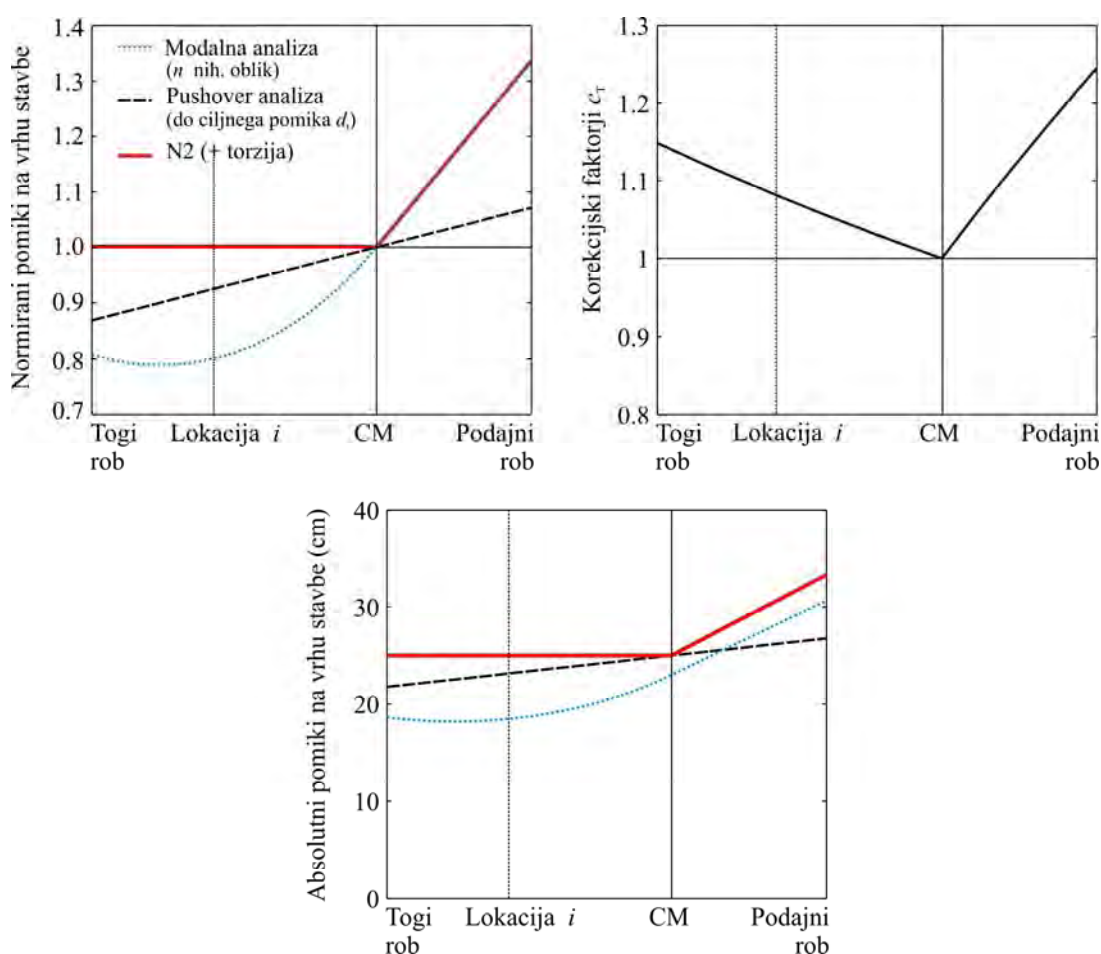
(4) DOLOČITEV TORZIJSKIH KOREKCIJSKIH FAKTORJEV

Na podlagi normiranih pomikov določimo torzijske korekcijske faktorje (c_T) za posamezni makroelement. Faktor $c_{T,i}$ je definiran kot razmerje med normiranim pomikom na vrhu iz modalne analize ($\bar{u}_{MOD,i}$) na izbrani lokaciji i ter normiranim pomikom iz pushover analize ($\bar{u}_{PUSH,i}$). Če je

normiran pomik iz modalne analize $\bar{u}_{MOD,i}$ večji od 1, upoštevamo izračunano vrednost, sicer pa $\bar{u}_{MOD,i} = 1$

$$c_{T,i} = \begin{cases} \bar{u}_{MOD,i} / \bar{u}_{PUSH,i} , & \text{če } \bar{u}_{MOD,i} > 1 \\ 1 / \bar{u}_{PUSH,i} , & \text{sicer} \end{cases} \quad (3.14)$$

Faktor c_T se spreminja glede na oddaljenost makroelementa od centra mas proti togemu oziroma podajnemu robu. Enak je za vse lokalne količine (pomiki, etažni pomiki, rotacije) na izbrani lokaciji. Po višini konstrukcije se ne spreminja. Definirati ga moramo za vsako horizontalno smer posebej.



Slika 3.1: Shematski prikaz razširjene N2 metode z upoštevanjem torzijskih vplivov
Figure 3.1: Schematic presentation of extended N2 method to plan-asymmetric structures

(5) KONČNI REZULTATI N2 Z UPOŠTEVANJEM TORZIJSKIH VPLIVOV

Končne rezultate N2 metode z upoštevanjem torzijskih vplivov na lokaciji i ($x_{N2T,i}$) dobimo tako, da vse relevantne količine iz »pushover« analize ($x_{N2,i}$), ki pripadajo ciljnemu pomiku d_t (absolutni pomiki, etažni pomiki, plastične rotacije, notranje količine), pomnožimo s pripadajočimi torzijskimi faktorji $c_{T,i}$

$$x_{N2T,i} = c_{T,i} \cdot x_{N2,i} \quad (3.15)$$

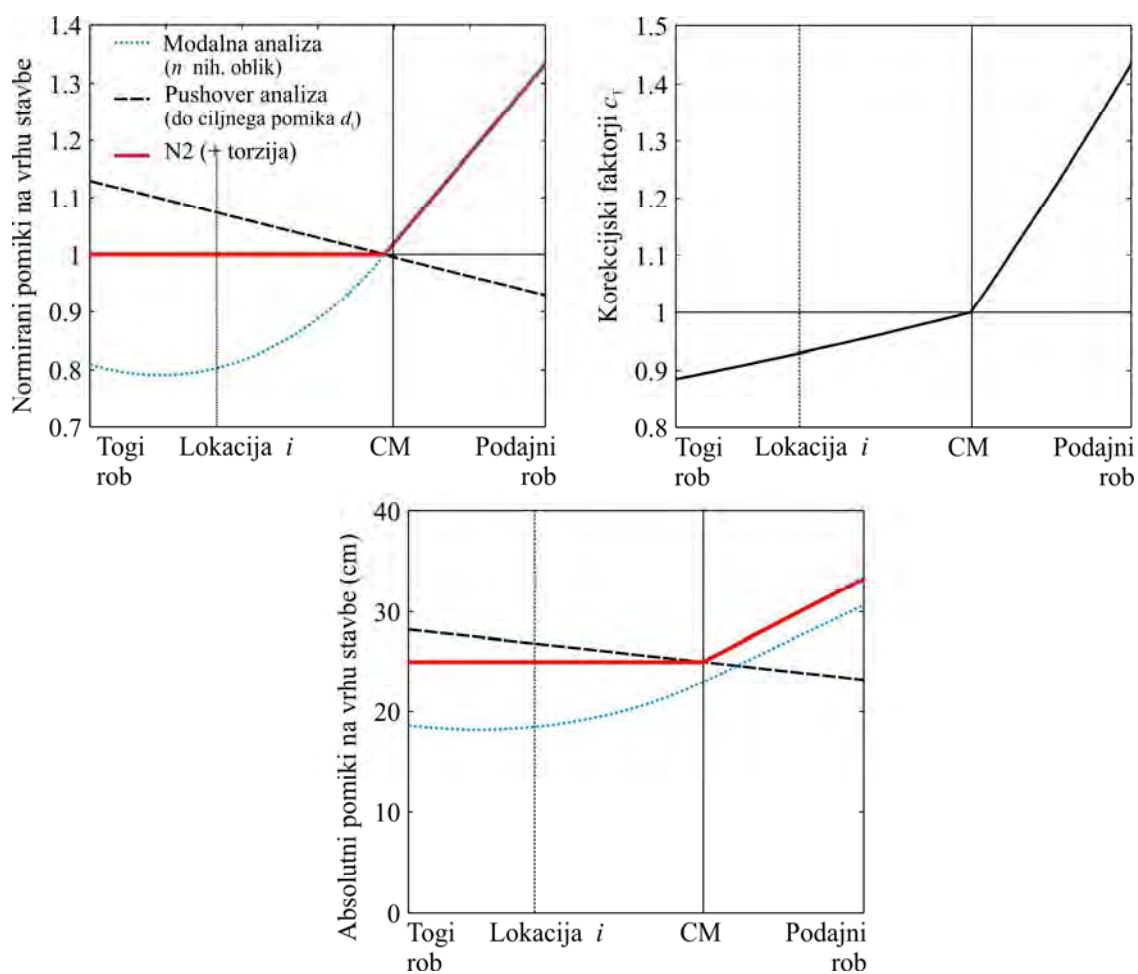
3.2.2 Komentar uporabe razširjene N2 metode

Primer uporabe razširjene N2 metode za VNO v tlorisu je prikazan v poglavju 9 na razmeroma komplicirani večetažni nesimetrični stavbi. V nadaljevanju bi omenila nekaj nejasnosti, na katere sem naletela pri uporabi postopka.

Način povečevanja lokalnih potresnih obremenitev, kot so pomiki in zamiki po etažah, s torzijskimi faktorji je jasen, problem se pojavi pri plastičnih rotacijah elementov. V večini komercialnih programov, ki se uporabljajo za nelinearno statično analizo, materialno nelinearnost modeliramo s plastičnimi členki, pri katerih upoštevamo samo plastični del, zato je program omejen le na izpis plastičnih rotacij. V tem primeru ne moremo natančno določiti mest plastifikacije, ki nastopijo zaradi vpliva torzije. Za primer vzemimo steber na vogalu stavbe, ki je močno torzijsko obremenjen. Rotacija v stebru, izračunana s pushover analizo (do ciljnega pomika d_t), je nekoliko manjša od rotacije na meji tečenja. Ob upoštevanju vplivov torzije iz elastične analize (povečanju elastične rotacije s torzijskim korekcijskim faktorjem) bi morebiti prišlo do plastifikacije elementa, vendar je zaradi omejitev programa glede izpisa rotacij ne moremo določiti oziroma jo je potrebno določiti na kakšen drug način (npr. iz zamikov etaž). Pri programih, kjer so plastični členki sestavljeni iz elastičnega in plastičnega dela, ta problem izgine. Elastični del enostavno pomnožimo s korekcijskim faktorjem, preverimo ali je celotna rotacije večja od rotacije na meji tečenja in enostavno označimo mesta plastifikacije, ki nastopijo zaradi torzijskih vplivov.

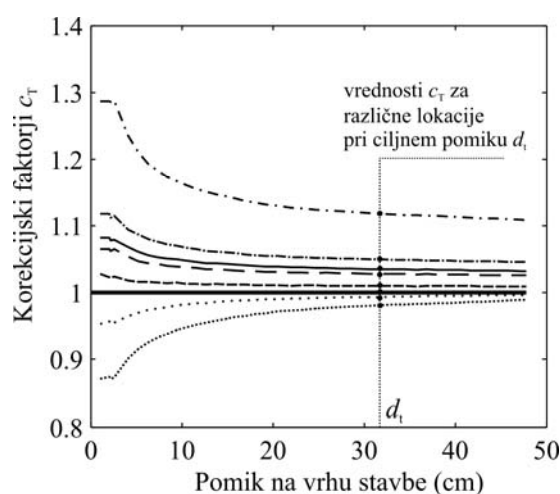
Pri določitvi torzijskega faktorja se lahko zgodi, da je le ta manjši od 1.0, kar pomeni redukcijo rezultatov iz pushover analize. To izhaja iz situacije, da so normirani pomiki iz modalne analize manjši od 1.0, normirani pomiki iz pushover analize pa večji od 1 (slika 3.2). Po našem mnenju bi bilo najboljšo, da bi naredili pushover analizo do izračunanega ciljnega pomika brez upoštevanja vplivov torzije (ravninska analiza). Z opisano možnostjo bi se izognili redukciji rezultatov iz pushover analize.

Iz definicije torzijskega faktorja je razvidno, da je odvisen od rezultatov pushover analize, ti pa so odvisni od porazdelitvi horizontalnih sil in pozitivne (+) oz. negativne (-) smeri vektorja obtežbe. V splošnem bi tako za dvojno nesimetrično stavbo ob upoštevanju slučajne ekscentričnosti mase v štirih kvadrantih in izbrani porazdelitvi horizontalnih sil, dobili 8 skupin korekcijskih faktorjev za smer X in 8 skupin za smer Y. Ni še jasno določeno, ali je razširjeno N2 metodo sploh smiselno uporabljati v kombinaciji s 5% slučajno ekscentričnostjo, ki jo zahteva EC8. Ob razvijanju N2 metode je namreč poleg upoštevanja vseh mehanskih zakonitosti cel čas v ospredju pojem enostavnost, zato bi bilo takšno kompliciranje nesmiselno. Ideja je, da ocenimo najbolj kritičen primer, na podlagi katerega določimo korekcijske faktorje.



Slika 3.2: Shematski prikaz razširjene N2 metode z upoštevanjem torzijskih vplivov – posebna situacija, ko so korekcijski faktorji c_T manjši od 1.0

Figure 3.2: Schematic presentation of extended N2 method to plan-asymmetric structures – special case (correction factor is smaller than 1.0)



Slika 3.3: Odvisnost korekcijskega faktorja c_T od rezultatov pushover analize (shematski prikaz)

Figure 3.3: Dependence of correction factor c_T on the pushover results (schematic presentation)

Odvisnost korekcijskega faktorja od rezultatov pushover analize napeljuje k temu, da se le ta spreminja z vsakim korakom pushover analize. Normiran pomik posameznega makroelementa iz modalne analize je konstanta, normiran pomik iz »pushover« analize pa se spreminja s povečevanjem pomika kontrolne točke na vrhu konstrukcije. Izkaže se, da torzijski faktor po začetni nekoliko večji vrednosti limitira k neki konstantni vrednosti (Fajfar et al., 2004). Priporoča se, da se torzijski korekcijski faktorji posameznega makroelementa izračunajo pri ciljnem pomiku d_t (slika 3.3).

3.3 Predlagan postopek za upoštevanjem vplivov višjih nihajnih oblik ($N2_{HM}$)

Ena izmed glavnih omejitev osnovne verzije $N2$ metode je časovno neodvisna deformacijska linija konstrukcije, s katero ne moremo zajeti vplivov višjih nihajnih oblik (krajše VNO). Pri visokih stavbah pa imajo le te pomembno vlogo. Pri razvijanju postopka za upoštevanje vplivov VNO smo se držali načela, da naj bo postopek enostaven, vendar hkrati še vedno dovolj natančen. Predpostavili smo, da se vplivi VNO po višini upoštevajo na podoben način kot torzijski vplivi. Predpostavili smo, da so vplivi VNO v neelastičnem območju enaki kot v elastičnem območju in da se upoštevajo samo neugodni vplivi, ugodni vplivi pa se zanemarijo. Končne rezultate lahko določimo kot ovojnico normiranih rezultatov iz modalne analize in pushover rezultatov, ki ustrezajo ciljnemu pomiku.

V nadaljevanju je opisan postopek za vključitev VNO v metodo $N2$. Omejili smo se na ravninsko analizo, razširitev za prostorske konstrukcije pa je opisana na koncu razdelka 3.3.

(1) OSNOVNA VERZIJA $N2$

Z osnovno verzijo $N2$ metode (poglavje 3.1) določimo ciljni pomik stavbe d_t , pri čemer upoštevamo razporeditev horizontalnih sil, ki je proporcionalna osnovni nihajni obliki konstrukcije. Še enkrat izvedemo nelinearno statično analizo do izračunanega ciljnega pomika d_t in odčitamo lokalne obremenitve, za katere uporabimo oznako x_{N2} (npr. pomike in zamike po višini stavbe, plastične rotacije v elementih, sile v elementih...). V doktorski disertaciji smo se omejili predvsem na vpliv VNO na pomike in zamike (etažni pomik/višina etaže).

(2) ELASTIČNA MODALNA ANALIZA 2D MODELA

Izvedemo ravninsko modalno analizo elastičnega MDOF modela z upoštevanjem N -nihajnih oblik. Vpliv nihajnih oblik v posamezni smeri kombiniramo z SRSS kombinacijo ali s popolno kvadratno kombinacijo CQC. Pri analizi uporabimo isti spekter kot za določitev ciljnega pomika d_t . Upoštevamo toliko nihajnih oblik, da vsota efektivnih modalnih mas znaša vsaj 90%.

(3) NORMIRANJE REZULTATOV MODALNE ANALIZE

Rezultate modalne analize normiramo tako, da je absolutni pomik na vrhu iz modalne analize ob upoštevanju osnovne nihajne oblike ($u_{t,MOD,1}$) enak ciljnemu pomiku d_t , določenemu v koraku (1). Faktor za normiranje znaša

$$fact_{NORM} = \frac{d_t}{u_{t,MOD,1}}. \quad (3.16)$$

S tem odpravimo odstopanje, ki nastane pri določevanju ciljnega pomika ob upoštevanju osnovne nihajne oblike z linearno analizo (standardna elastična modalna analiza) in nelinearno analizo (osnovna N2 metoda) ter lahko natančneje določimo vplive na rezultate, ki so posledica višjih nihajnih oblik.

Nato lokalne potresne obremenitve (pomike in zamike) določene z modalno analizo pomnožimo s faktorjem $fact_{NORM}$. Isti faktor uporabimo za vse količine. Normirani količine iz modalne analize tako znašajo

$$\begin{aligned} x_{MODnorm,1} &= x_{MOD,1} \cdot fact_{NORM} \\ x_{MODnorm,2} &= x_{MOD,2} \cdot fact_{NORM} , \\ x_{MODnorm,N} &= x_{MOD,N} \cdot fact_{NORM} \end{aligned} \quad (3.17)$$

kjer so $x_{MOD,1}$, $x_{MOD,2}$ in $x_{MOD,N}$ so pomiki oz. pomiki iz modalne analize ob upoštevanju ene, dveh in N -nihajnih oblik, $x_{MODnorm,1}$, $x_{MODnorm,2}$ in $x_{MODnorm,N}$ pa so normirani pomiki oz. normirani zamiki iz modalne analize. Ta način normiranja smo uporabili pri študiji v poglavjih 7 in 8.

Rezultati modalne analize so ponavadi izračunani za N – nihajnih oblik, ne pa za vsako nihajno obliko posebej. Zato za praktično uporabo normiranje nekoliko poenostavimo. Rezultate modalne analize normiramo tako, da je absolutni pomik na vrhu iz modalne analize ob upoštevanju N – nihajnih oblik $u_{t,MOD,N}$ enak ciljnemu pomiku d_t . Faktor za normiranje v tem primeru znaša

$$fact_{NORM*} = \frac{d_t}{u_{t,MOD,N}}. \quad (3.18)$$

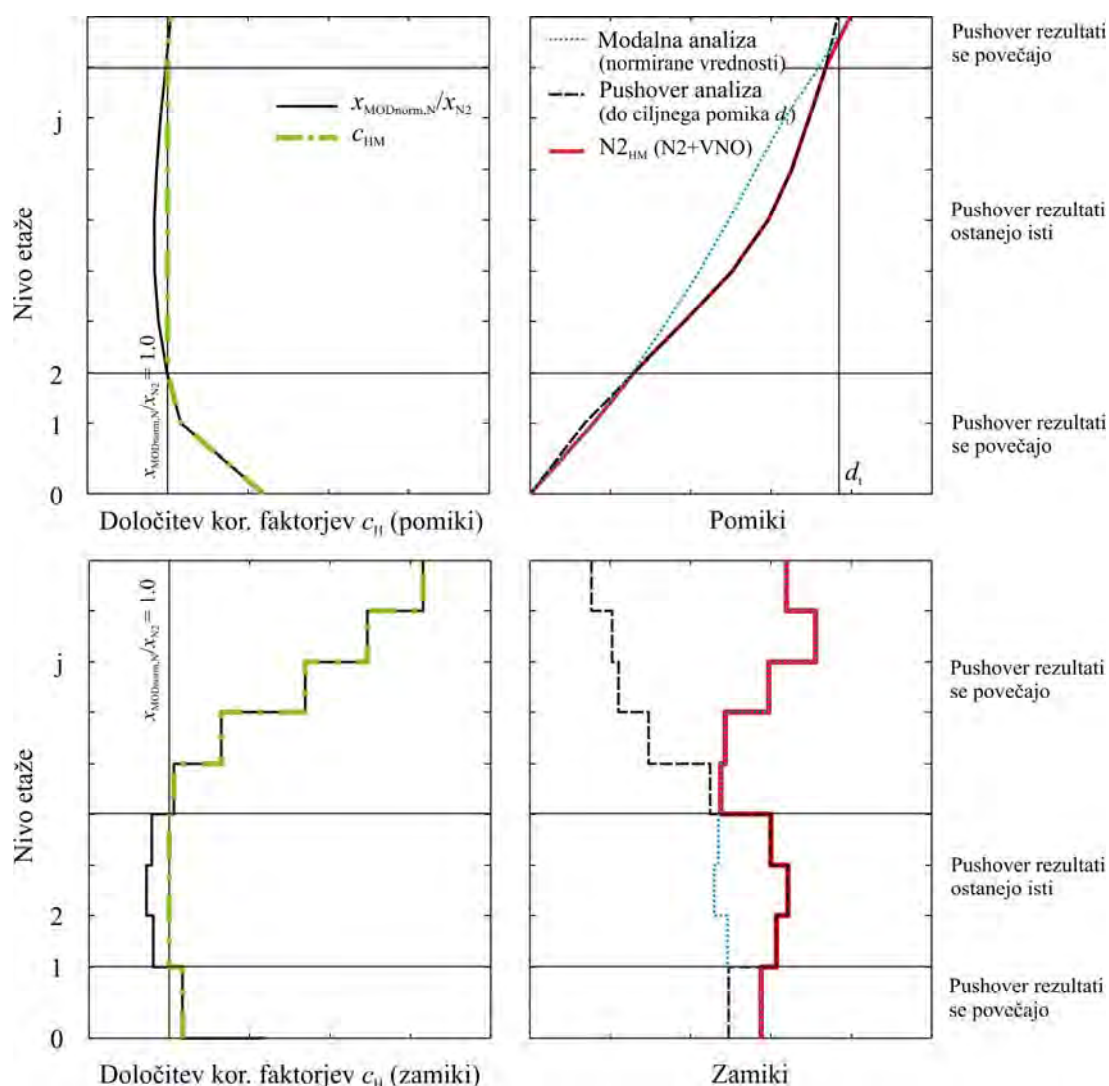
S predlaganim normiranjem sicer zanemarimo vpliv višjih nihajnih oblik na absolutni pomik na vrhu stavbe, vendar ne naredimo bistvene napake, saj imajo višje nihajne oblike majhen vpliv na absolutne pomike.

(4) DOLOČITEV KOREKCIJSKIH FAKTORJEV ZA UPOŠTEVANJE VPLIVOV VNO

Na podlagi normiranih količin iz modalne analize in količin, ki ustrezajo »pushover« analizi, izvedeni do ciljnega pomika, določimo korekcijske faktorje za upoštevanje vplivov VNO c_{HM} (indeks HM pomeni ang. »higher modes«). Če je razmerje med normiranimi količinami iz modalne analize ob upoštevanju N -nihajnih oblik ($x_{MODnorm,N}$) in količinami iz pushover analize, ki ustrezajo ciljnemu pomiku d_t (x_{N2}), večje od 1, je faktor c_{HM} enak temu količniku, sicer zavzame vrednost 1.

$$c_{HM} = \begin{cases} x_{MODnorm,N} / x_{N2} , & \text{če } x_{MODnorm,N} > x_{N2} \\ 1, & \text{če } x_{MODnorm,N} \leq x_{N2} \end{cases} \quad (3.19)$$

Faktor c_{HM} se spreminja po višini stavbe in glede na izbrano potresno količino (pomiki ali zamiki). Korekcijski faktorji za pomike so majhni v primerjavi s tistimi za zamike, zato jih za praktično uporabo lahko zanemarimo (upoštevamo vrednost 1.0)



Slika 3.4: Shematski prikaz razširjene N2 metode z upoštevanjem VNO

Figure 3.4: Schematic presentation of extended N2 method to medium- and high-rise building

(5) KONČNI REZULTATI N2 Z UPOŠTEVANJEM VPLIVOV VNO (RAVNINSKA ANALIZA)

Končne rezultate za N2 ($x_{N2_{HM}}$) dobimo tako, da relevantne količine iz »pushover« analize (pomike in zamike), ki pripadajo ciljnemu pomiku d_t , pomnožimo s pripadajočimi korekcijskimi faktorji (c_{HM}):

$$x_{N2_{HM},j} = c_{HM,j} \cdot x_{N2,j}, \quad (3.20)$$

kjer se indeks j nanaša na številko etaže. Z drugimi besedami, končne rezultate lahko določimo kot ovojnico normiranih rezultatov iz standardne modalne analize in rezultatov pushover analize (glej sliko 3.4).

Razširitev na prostorske probleme zahteva določitev ciljnih pomikov za obe obravnavani smeri in elastično modalno analizo 3D modela. Korekcijske faktorje c_{HM} za posamezno smer določimo na podlagi pomikov oz. zamikov v osi okvirja ali stene, ki je najbližje centru mas. Predpostavili smo, da se korekcijski faktorji po tlorisu ne spreminjajo. Uporaba predlaganega postopka za analizo prostorske konstrukcije je prikazana v poglavju 9.

3.4 Drugi preskušani postopek za upoštevanje višjih nihajnih oblik ($N2_{HM*}$)

Poleg postopka opisanega v poglavju 3.3, smo analizirali še en način za približno aproksimacijo vplivov VNO. Predpostavili smo, da se razmerje med posameznimi nihajnimi oblikami iz standardne modalne analize elastičnega MDOF sistema ohranja tudi v nelinearnem območju. Postopek je opisan v nadaljevanju.

(1) OSNOVNA VERZIJA $N2$

Enako kot korak (1) v razdelku 3.3.

(2) ELASTIČNA MODALNA ANALIZA 2D MODELA

Izvedemo dve ravninski modalni analizi elastičnega MDOF modela, in sicer z upoštevanje samo osnovne nihajne oblike in z upoštevanjem N -nihajnih oblik. Upoštevamo toliko nihajnih oblik, da vsota efektivnih modalnih mas znaša vsaj 90%. Vpliv nihajnih oblik kombiniramo z SRSS kombinacijo ali s popolno kvadratno kombinacijo CQC. Pri analizi uporabimo isti spekter kot za določitev ciljnega pomika d_t .

(3) DOLOČITEV KOREKCIJSKIH FAKTORJEV ZA UPOŠTEVANJE VPLIVOV VNO

Na podlagi količin iz modalne analize določimo korekcijske faktorje za upoštevanje vplivov VNO c_{HM*} . Faktor c_{HM*} predstavlja razmerje med pomiki oz. zamiki iz modalne analize ob upoštevanju n -nihajnih oblik ($x_{MOD,N}$) in pomiki oz. zamiki iz modalne analize ob upoštevanju ene (osnovne) nihajne oblike ($x_{MOD,1}$):

$$c_{HM*} = x_{MOD,N} / x_{MOD,1} \quad (3.21)$$

Faktor c_{HM*} se spreminja glede na izbrano relevantno količino (v našem primeru glede na pomike oz. zamike). Prav tako se spreminja po višini konstrukcije.

(4) KONČNI REZULTATI $N2$ Z UPOŠTEVANJEM VPLIVOV VNO (RAVNINSKA ANALIZA)

Enako kot korak (5) v razdelku 3.3.

Verifikacija obeh postopkov ($N2_{HM}$ in $N2_{HM*}$) je bila narejena na podlagi parametrične študije v poglavju 6. Izkazalo se je, da s prvim načinom ($N2_{HM}$) v povprečju boljše ujamemo »točne« rezultate.

Ocene zamikov, izračunane s predlagano metodo $N2_{HM}$, so v večini primerov na varni strani (večji od povprečja nelinearnih dinamičnih analiz - NDA), medtem ko so zamiki, izračunani po drugem postopku $N2_{HM*}$, nekoliko podcenjeni (manjši od povprečja NDA). Druga prednost prvega načina pa je, da pri tem načinu navadno izvedemo le pushover analizo do ciljnega pomika d_t in modalno analizo z upoštevanjem N -nihajnih oblik, enako kot pri določevanju torzijskih vplivov. Pri drugem načinu pa moramo dodatno pridobiti še rezultate modalne analize ob upoštevanju samo osnovne nihajne oblike.

4 TESTNE KONSTRUKCIJE IN MATEMATIČNI MODEL

V poglavju 4 so zbrani podatki o devetih testnih konstrukcijah, ki so bile projektirane za tri območja z različno potresno nevarnostjo (Los Angeles, Seattle in Boston). Opisan je matematični model za nelinearne analize jeklenih stavb pri potresni obtežbi. Podane so dinamične karakteristike stavb (nihajni čas, nihajne oblike in efektivne mase) in ocena vpliva višjih nihajnih oblik na podlagi dveh kriterijev, ki temeljita na rezultatih elastičnih analiz.

4.1 Testne stavbe

Testne primere predstavljajo tri 3-etažne, tri 9-etažne in tri 20-etažne jeklene stavbe. Oznake stavb so zbrane v preglednici 4.1. Podatki o stavbah so pridobljeni na podlagi dokumentacije (Gupta in Krawinkler, 1999). Stavbe so bile v okviru projekta “SAC Steel Project”¹ projektirane za območje Los Angeles (UBC, 1994), Seattle (UBC, 1994) in Boston (BOCA, 1993) v skladu s predpisi, navedenimi v oklepajih. Upoštevane so bile vse zahteve glede vertikalne obtežbe, vetra in potresne obtežbe. Stavbe so bile projektirane kot pisarne, za tla pa je bilo ocenjeno, da po predpisih UBC 1994 in BOCA 1993 ustrezajo tipu S2 (ang. »soft soil«).

Konstrukcijo posamezne stavbe predstavlja prostorski okvir. Stiki med stebri in prečkami v zunanjih (obodnih) okvirih so večinoma momentno odporni (togi), zato so ti okviri namenjeni prevzemu horizontalne obtežbe v posamezni obravnavani smeri. Stiki med stebri in gredami v notranjih (gravitacijskih) okvirjih pa so členkasti.

Preglednica 4.1: Oznake testnih stavb

Table 4.1: Denotations of nine test buildings

Oznaka stavbe	Število etaž	Območje projektiranja
3LA	3	Los Angeles
3SE	3	Seattle
3BO	3	Boston
9LA	9	Los Angeles
9SE	9	Seattle
9BO	9	Boston
20LA	20	Los Angeles
20SE	20	Seattle
20BO	20	Boston

¹SAC je združenje treh neprofitnih organizacij: The Structural Engineers Association of California (SEAOC), the Applied Technology Council (ATC), and California Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREE). SAC Steel Project Technical Office, 1301 S. 46th Street, Richmond, CA 94804-4698.

Osnovni podatki stavb z istim številom etaž (tlorisne dimenzije, višina stavbe in etaž, masa etaž, vertikalna obtežba, način vpetja, število podkletenih etaž,) so enaki ne glede na regijo, za katero je stavba projektirana. Razlike nastopijo pri številu in lokaciji togih oz. členkastih stikov v zunanjih okvirih za prevzem horizontalne obtežbe in v samem izboru prerezov.

Vertikalna obtežba in masa stavb sta izračunani na podlagi lastne in stalne obtežbe (teža jeklene konstrukcije, teža medetažnih plošč, strehe, teža tlakov in zaključnih slojev, električna in strojna oprema, fasadni elementi) ter koristne obtežbe. Vrednosti smo privzeli iz poročila (Gupta in Krawinkler, 1999).

Preglednica 4.2: Mase etaž testnih stavb

Table 4.2: Floor masses of test buildings

3 etažne stavbe		9 etažne stavbe		20 etažne stavbe	
Etaža	Masa etaže (t)	Etaža	Masa etaže (t)	Etaža	Masa etaže (t)
1	957	1	1007	1	563
2	957	od 2 do 8	989	od 2 do 19	552
3	1036	9	1068	20	584
Σ =	2951	Σ =	9002	Σ =	11077

* v analizah so upoštevane polovične vrednosti mas, ki so podane v tabeli

3-ETAŽNE STAVBE

3-etažne stavbe (3LA, 3SE in 3BO) so dimenzij 36.6 m x 54.8 m v tlorisu, središčna razdalja med stebri v obeh smereh znaša 9.14 m. Višina stavb je 11.9 m, višina etaž pa 3.96 m. Tlorisi in prerezi 3-etažnih stavb so z vsemi oznakami prikazani na sliki 4.1. Predpostavljeno je togo vpetje na nivoju terena. Celotna masa vseh 3-etažnih stavb znaša 2951 t, mase posameznih etaž pa 1036 ton v vrhni etaži in 957 ton v ostalih dveh etažah. V analizah smo zaradi načina modeliranja stavbe (glej razdelek 4.2) upoštevali polovične vrednosti mas.

Pri dimenzioniranju vseh 3-etažnih stavbah je bila merodajna potresna obtežba (Gupta in Krawinkler, 1999, Dodatek B). Lokacije zunanjih, momentno odpornih okvirjev, so na sliki 4.1 (tlorisni pogled) označene s polno črto. Za notranje okvirje, ki so namenjeni prevzemu vertikalne obtežbe, pa je uporabljena črtkana črta. Na isti sliki je za vse 3-etažne stavbe označen tudi izbran okvir I-I, ki smo ga uporabili za matematični model posamezne stavbe. Pri stavbah 3SE in 3BO so v izbranem okviru I-I vsi stiki med stebri in prečkami momentno odporni, pri stavbi 3LA pa so med osema D in E členkasti stiki. Stebri in prečke so iz vroče valjanih I – profilov. Izbrani prerezi po etažah in glavne karakteristike prerezov so zbrani v prilogi A. Prerezi stebrov pri stavbah 3SE in 3BO so z močno osjo orientirani pravokotno na smer obremenjevanja X, pri stavbi 3LA pa je steber v osi E orientiran glede na šibko os. Trdnost jekla pri stavbi 3LA znaša 397 MPa za stebre in 239 MPa za grede. Pri ostalih dveh stavbah pa je trdnost enaka za stebre in grede (397 MPa).

9-ETAŽNE STAVBE

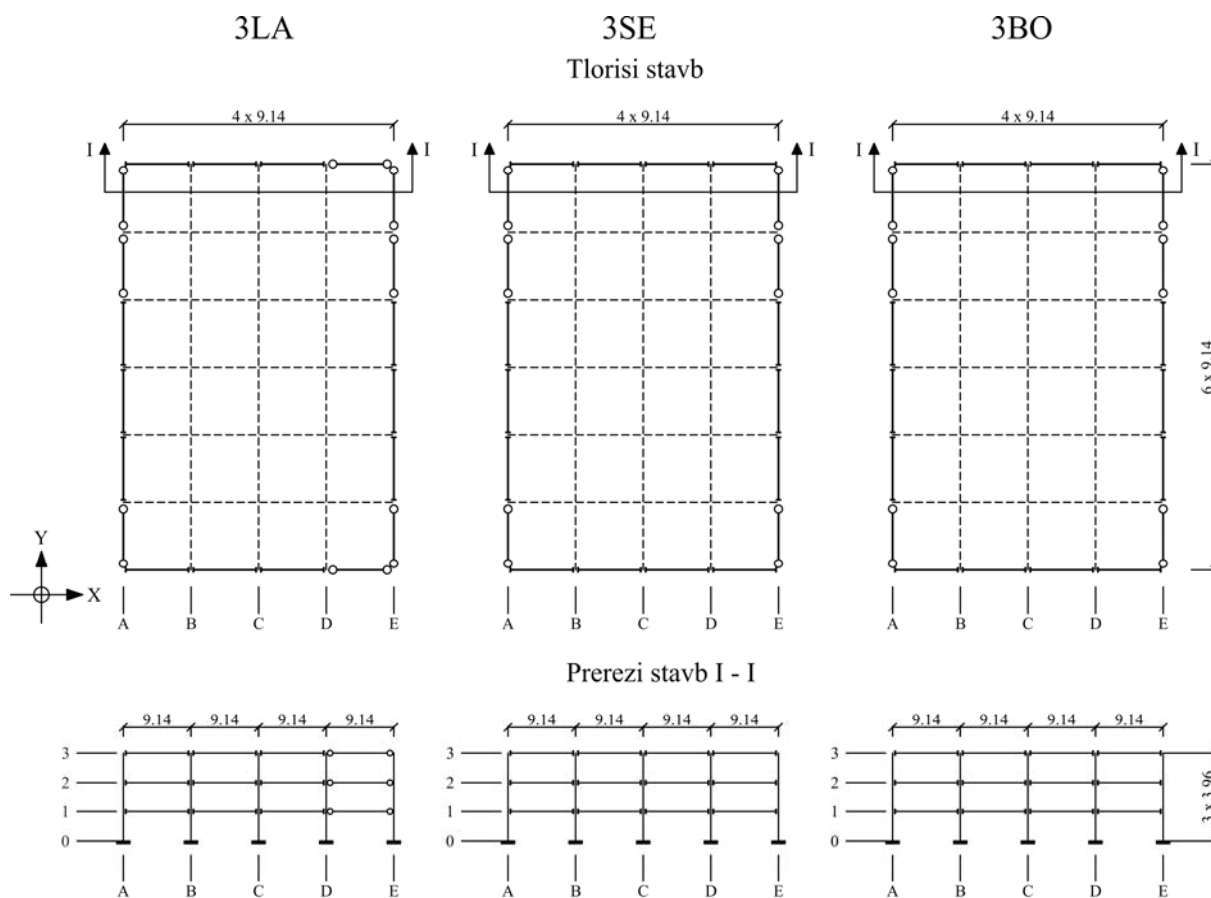
Geometrijski podatki o 9-etažnih stavbah so zbrani na sliki 4.2. Tlorisni dimenziji 9-etažnih stavb sta enaki v vzdolžni in prečni smeri in znašata 45.7 m. Stavbe so podkletene in v višino merijo 37.2 m glede na nivo terena. Višini podkletene in spodnje etaže znašata 3.66 m in 5.49 m, višina preostalih etaž pa 3.96 m. Na nivoju podkletene etaže je predpostavljeno členkasto vpetje, na nivoju terena pa so preprečeni pomiki v horizontalni smeri. Masi spodnje in vrhnje etaže znašata 1007 ton in 989 ton, mase preostalih etaž pa znašajo 989 ton. Celotna masa je 9000 ton. Na isti način kot pri 3-etažnih stavbah smo zaradi načina modeliranja stavbe (glej poglavje 4.2) upoštevali polovične vrednosti mas.

Pri projektiranju stavb za območje Los Angeles in Seattle je bila merodajna potresna obtežba, pri stavbi 9BO pa obtežba vetra. Stiki med stebri in prečkami v notranjih in zunanjih okvirih so označeni na sliki 4.2. Pri izbranih okvirih I-I vseh devet etažnih stavb so z izjemo členkastih stikov med prečkami in stebri v osi F vsi stiki togi. Edino pri stavbi 9BO se členkasti stiki med stebri in prečkami pojavijo še v osi E (glej sliko 4.2). Stebri se med seboj togo stikajo 1.83 m nad spodnjim nivojem druge, četrte, šeste in osme etaže. Prečni prerezi elementov izbranega okvira I-I so za posamezno stavbo zbrani v prilogi A. Prerezi stebrov pri vseh treh stavbah so orientirani glede na močno os, izjema je robni steber v osi F, ki je s šibko osjo usmerjen pravokotno na smer obremenjevanja. Trdnost jekla je enaka kot pri 3-etažnih stavbah. Za območje LA znaša 397 MPa za stebre in 339 MPa za grede, pri preostalih dveh stavbah pa je trdnost jekla enaka 397 MPa za stebre in grede.

20-ETAŽNE STAVBE

Tretja skupina jeklenih stavb (20LA; 20SE in 20BO), projektiranih za različna območja, šteje poleg dveh podkletenih etaž še 20 etaž nad nivojem terena. Tlorisi in prerezi z vsemi oznakami so prikazani na sliki 4.3. Višina posamezne stavbe nad koto terena je 80.8 m. Višine podkletenih etaž znašajo 3.66 m, višina spodnje etaže je enaka 5.49 m, višine preostalih etaž pa 3.96 m. Predpostavljeno je členkasto vpetje na nivoju -2 (glej sliko 4.3), na nivoju terena in na nivoju prve podkletene etaže pa so preprečeni pomiki v horizontalni smeri. Celotna masa znaša 11076 ton, mase posameznih etaž pa so razvidne iz preglednice 4.2.

Lokacije momentno odpornih okvirjev oz. stiki med stebri in prečkami so označeni na sliki 4.3. Vsi stiki v zunanjih okvirih 20-etažnih stavb so togi, z izjemo stikov na nivoju L-1. Dimenzije stebrov in prečk je pri stavbi 20LA narekovala potresna obtežba, pri ostalih dveh stavbah pa obtežba vetra. Vogalni stebri (v oseh A in F) so škatlasti, ostali pa so iz vroče valjanih I – profilov. Prerezi stebrov in gred po etažah ter njihove glavne karakteristike so zbrani v prilogi A. Vsi stebri izbranega okvira za analizo imajo močno os orientirano pravokotno na smer obremenjevanja X. Trdnost jekla za stebre je enaka 397 MPa pri vseh stavbah, ne glede na območje projektiranja. Trdnost jekla za grede je pri stavbah 20SE in 20BO enaka kot za stebre, pri stavbi 20LA pa znaša 339 MPa. Stebri se podobno kot pri 9-etažnih stavbah togo stikajo 1.83 m nad nivoji etaž (glej sliko 4.3).



Splošno

- stiki med gredami in stebri v zunanjih okvirih so označeni na sliki
- stiki v notranjih okvirih so členkasti (črtkana črta v tlorisnem pogledu)
- izbrani okvir za analizo: I-I

Oznake povezav med stebri in prečkami

- +— momentno odporni (togi) stik
- o— členkasti stik

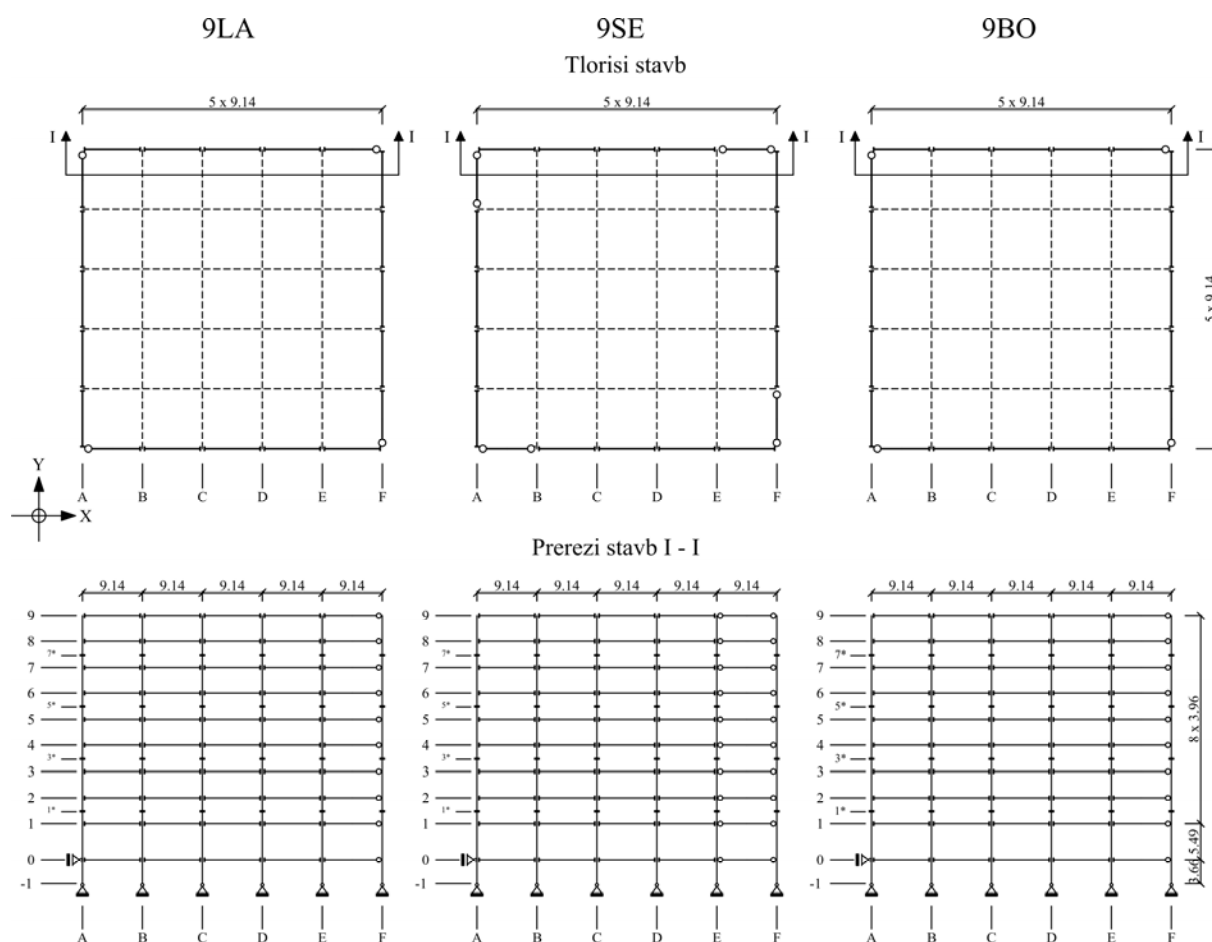
Podpore

- ⊥ togo vpetje
- Δ členkasto vpetje
- ▮ preprečen pomik v horizontalni smeri

Orientacija stebrov v okviru I-I

- pri stavbah 3SE in 3BO so vsi stebri z močno osjo orientirani (usmerjeni) pravokotno na smer obremenjevanja X
- pri stavbi 3LA je stebel v osi E s šibko osjo usmerjen pravokotno na smer

Slika 4.1: Tlorisi in prerezi 3-etažnih jeklenih stavb
Figure 4.1: Floor plans and elevations of 3-storey buildings



Splošno

- stiki med gredami in stebri v zunanjih okvirih so označeni na sliki
- stiki v notranjih okvirih so členkasti (črtkana črta v tlorisnem pogledu)
- izbrani okvir za analizo: I-I
- stebri se med etažami togo stikajo na nivojih 1*,3*,5* in 7* (1.83 m etažami, oznaka $\vdash$)

Oznake povezav med stebri in prečkami

- *— momentno odporni (togi) stik
- o— členkasti stik

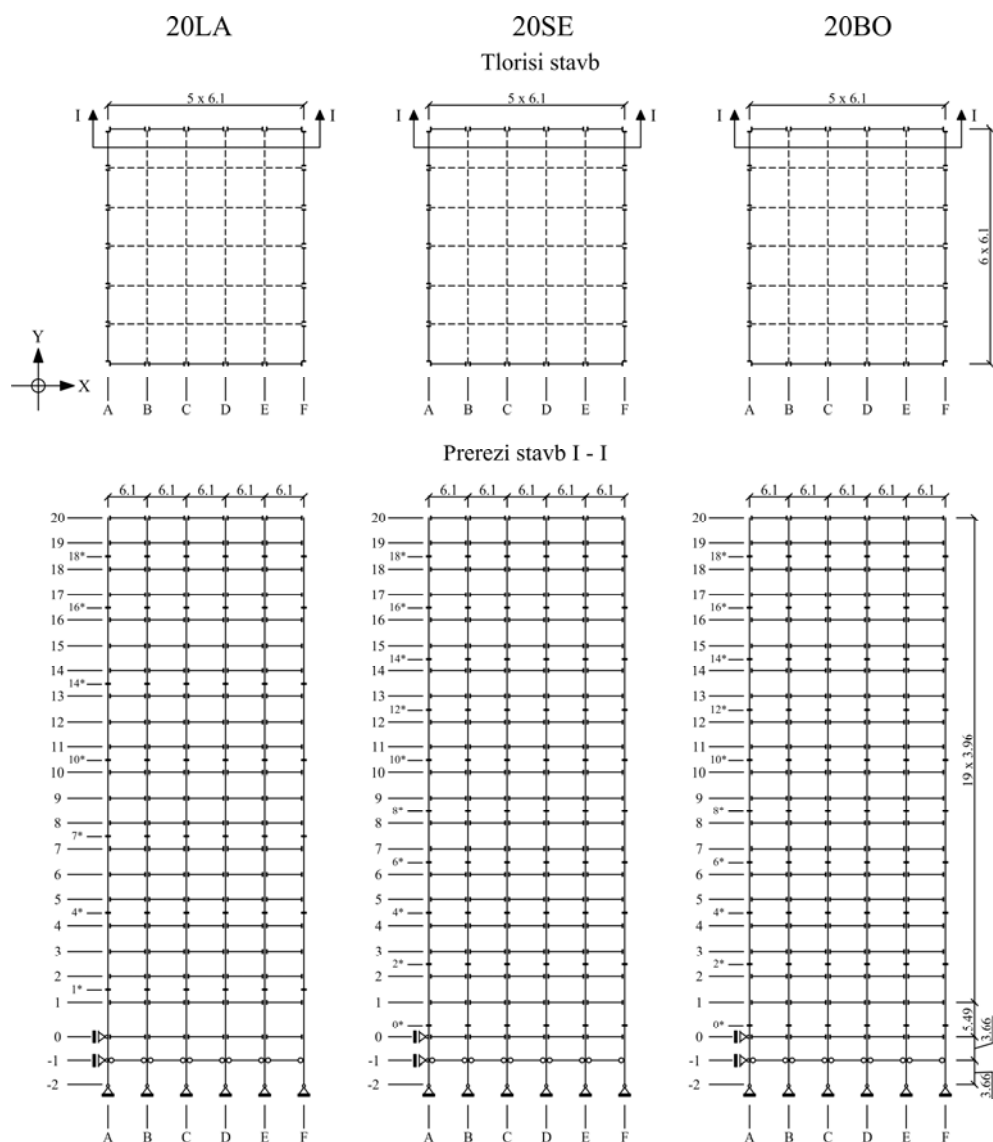
Podpore

- ⊥ togo vpetje
- Δ členkasto vpetje
- ▮ preprečen pomik v horizontalni smeri

Orientacija stebrov v okviru I-I

- stebri v oseh A, B, C, D in E so z močno osjo orientirani (usmerjeni) pravokotno na smer obremenjevanja X
- stebri v osi F je s šibko osjo usmerjen pravokotno na smer obremenjevanja

Slika 4.2: Tlorisi in prerezi 9-etažnih jeklenih stavb
Figure 4.2: Floor plans and elevations of 9-storey buildings



Splošno

- stiki med gredami in stebri v zunanjih okvirih so označeni na sliki
- stiki v notranjih okvirih so členkasti (črtkana črta v tlorisnem pogledu)
- izbrani okvir za analizo: I-I
- stebri se med etažami tega stikajo na nivojih označenih z številko in zvezdico (npr. 1*), in sicer 1.83 m etažami oznaka ↓)

Oznake povezav med stebri in prečkami

- +— momentno odporni (togi) stik
- o— členkasti stik

Podpore

- ⊥ togo vpetje
- ▲ členkasto vpetje
- ▬ preprečen pomik v horizontalni smeri

Orientacija stebrov v okviru I-I

- stebri v vseh oseh so z močno osjo orientirani (usmerjeni) pravokotno na smer obremenjevanja X

Slika 4.3: Tlorisi in prerezi 20-etažnih jeklenih stavb
Figure 4.3: Floor plans and elevations of 20-storey buildings

4.2 Matematično modeliranje

Zaradi enostavne, praktično simetrične zasnove testnih konstrukcij, smo za različne analize, opravljene v okviru doktorske disertacije, izbrali ravninski 2D model zunanjega okvira I-I, ki predstavlja polovico stavbe za prevzem horizontalne obtežbe v smeri X (slike 4.1 – 4.3). Enak matematični model za obravnavane stavbe je bil uporabljen v številnih dosedanjih študijah iz literaturi (Gupta in Krawinkler, 1999). Kot referenčni program za modeliranje in analize smo izbrali PERFORM 3D (CSI, 2006), ki je podrobneje opisan v članku (Kreslin in Dolšek, 2007). Sočasno smo z uporabo programov ETABS (CSI, 2002) in DRAIN 2D (Allahabadi in Powell, 1988).

Lastnosti 2D matematičnega modela, opisane v nadaljevanju, so enake za vse obravnavane konstrukcije. Grede in stebri so modelirani z linijskimi elementi. Togi odseki v vozliščih niso upoštevani, zanemarili pa smo tudi strižne prereze gred in stebrov. Z diafragmami na nivojih etaž smo predpostavili, da so plošče neskončno toge v svoji ravnini in neskončno podajne izven svoje ravnine. Mase smo koncentrirali na nivoju etaž. Teorija 2. reda z izjemo rezultatov v poglavju 8 ni upoštevana.

Materialno nelinearnost smo upoštevali s koncentrirano plastičnostjo (plastičnimi členki) na koncih linijskih elementov. Pri gredah smo uporabili elasto – plastičen odnos moment rotacija, pri čemer elastični del rotacije program PERFORM 3D izračuna sam na podlagi vhodnih podatkov. Potrebno je podati le nosilnost elementa (prečke), ki je enaka plastični upogibni nosilnosti

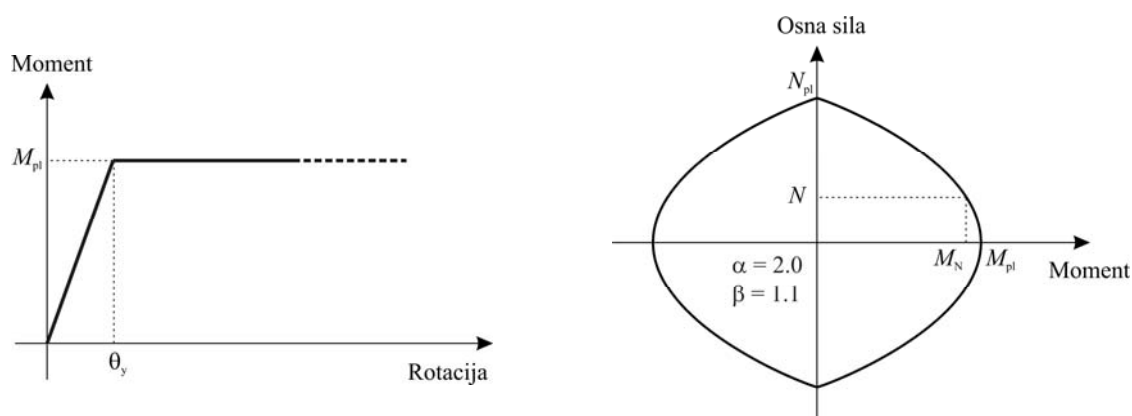
$$M_{pl} = f_y \cdot W_{pl} \quad (4.1)$$

kjer je f_y trdnost jekla, W_{pl} pa je plastični odpornostni moment. Pri stebrih pa smo upoštevali še interakcijo osna sila – moment. Oblika interakcijskega programa je v programu PERFORM 3D določena po enačbi

$$\left(\frac{N}{N_{pl}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_N}{M_{pl}} \right)^\beta = 1, \quad (4.2)$$

kjer je N osna sila v stebru, M_N je zmanjšana upogibna plastična nosilnost zaradi osne sile, M_{pl} je upogibna plastična nosilnost pri osni sili $N = 0$ (izračunamo jo z enačbo (4.1)), N_{pl} pa je osna nosilnost, izračunana kot produkt trdnosti jekla (f_y) in prereza (A). Koeficienta α in β določata obliko ovojnice. V našem primeru smo glede na primerjavo z modeli iz originalnih vhodnih datotek (Kreslin, 2007) literature izbrali vrednosti $\alpha = 2.0$ in $\beta = 1.1$. Interakcijski diagram za izbrani prerez je prikazan na sliki 4.4. V obravnavanih primerih je osna sila v stebrih precej manjša od osne nosilnosti N_{pl} , zato je M_N praktično enak M_{pl} . Upogibne nosilnosti prečk (M_{pl}) in osne ter upogibne nosilnosti (pri $N = 0$) stebrov (N_{pl} in M_{pl}) so za vse stavbe zbrane v prilogi A. Izračunane vrednosti se dobro ujemajo s tistimi iz literature.

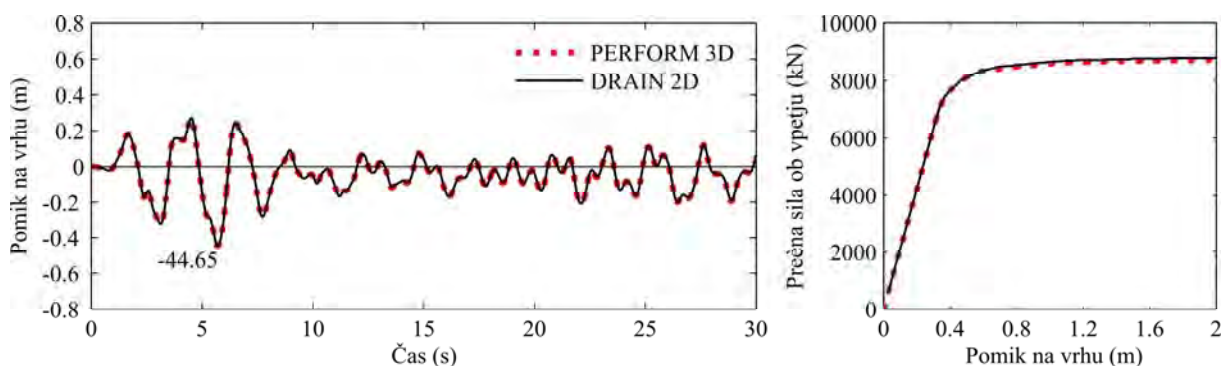
Za opis neelastičnega odnosa med momentom in rotacijo pri cikličnem obremenjevanju smo uporabili bilinearna histerezna pravila, ki so primerna za jeklene elemente.



Slika 4.4: Elasto – plastični odnos moment rotacija in interakcijski diagram osna sila-moment

Figure 4.4: Elasto – plastic moment rotation relationship and axial force-bending moment interaction

Matematične modele, narejene s programom PERFORM 3D, smo verificirali s primerjavo rezultatov iz članka (Chopra in Goel, 2002) in rezultatov iz programa DRAIN 2D, za katerega smo dobili originalne vhodne datoteke. Primerjali smo časovni potek pomikov na vrhu stavbe 9LA ob uporabi akceleroograma El Centro, skaliranega s faktorjem 1.5 in pushover krivuljo z uporabo horizontalnih sil, ki so proporcionalne osnovni nihajni obliki konstrukcije (slika 4.5). Ker so se rezultati dobro ujemali, smo ocenili, da je program PERFORM 3D primeren za analizo konstrukcij v nadaljnjih študijah.



Slika 4.5: Primerjava rezultatov, izračunanih s programom PERFORM 3D in DRAIN 2D

Figure 4.5: Comparisons of results calculated by program PERFORM 3D and DRAIN 2D

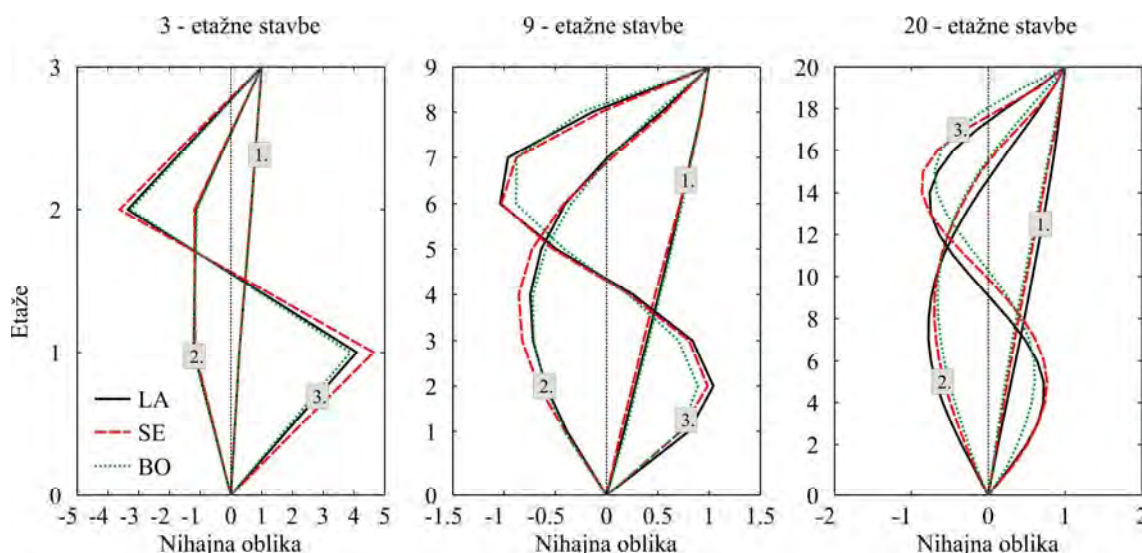
4.2.1 Rezultati analize lastnega nihanja

Nihajni časi (T) in efektivne modalne mase (M_{eff}) vseh 9 jeklenih testnih stavb so zbrane v preglednicah od 4.3 do 4.5. Rezultati so prikazani za nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 1% celotne mase. Osnovni (največji) nihajni čas konstrukcije (T_1) se pri 3-etažnih stavbah nahaja med 1.01 s in 1.79 s, pri 9-etažnih stavbah med 2.27 s in 3.12 s, pri 20-etažnih stavbah pa med 3.11 in 3.82. Očitno je, da se z večanjem števila etaž T_1 povečuje, izjema sta stavbi 9BO in 20BO, ki imata praktično enak osnovni nihajni čas. Najmanjši nihajni čas T_1 pri 3- in 9-etažnih stavbah pripada

stavbama, ki sta projektirani za območje Los Angeles, medtem ko pri 20-etažnih stavbah najmanjša vrednost T_1 pripada stavbi z območja Boston-a.

Efektivne mase, ki pripadajo prvi nihajni obliki, znašajo med 75% in 83%. Pri drugi nihajni obliki sodeluje od 10.5% do 13.5% celotne mase, pri tretji nihajni obliki pa od 3.3% do 4.7%. Število etaž in območje, za katerega je stavba projektirana (LA, SE in BO) ne vplivata bistveno na vrednost efektivne mase, ki sodeluje v i – ti nihajni obliki. Kriterij EC8 (CEN 2005, člen 4.3.3.3.1(2)), da je pri modalni analizi s spektri odziva potrebno upoštevati vse nihajne oblike, katerih vsota efektivnih mas znaša vsaj 90%, je izpolnjen s prvima dvema nihajnima oblikama pri vseh primerih z izjemo stavbe 20BO. Pri slednji so potrebne 3 nihajne oblike.

Na sliki 4.6 so za vse stavbe prikazane prve tri nihajne oblike, normirane na vrednost 1.0 v vrhni etaži. Nihajne oblike stavb z istim številom etaž, vendar projektirane za različna območja (Los Angeles, Seattle in Boston) se ne razlikujejo bistveno med seboj. Največja razlika se opazi pri 20-etažnih stavbah.



Slika 4.6: Nihajne oblike devetih testnih primerov (v kvadratih je označena zaporedna številka nihajne oblike)

Figure 4.6: Mode shapes of the test buildings

Preglednica 4.3: Nihajni časi in pripadajoče efektivne mase za 3-etažne stavbe (3LA, 3SE in 3BO)

Table 4.3: The elastic periods and the effective masses of the 3-storey buildnigs

Nihajna oblika	Nihajni čas T (s)			Efektivna masa M_{eff} (%)		
	3LA	3SE	3BO	3LA	3SE	3BO
1	1.01	1.33	1.79	82.8	82.5	83.4
2	0.33	0.43	0.57	13.5	13.4	13.0
3	0.17	0.21	0.30	3.7	4.1	3.6
$\Sigma =$				100.0	100.0	100.0

Preglednica 4.4: Nihajni časi in pripadajoče efektivne mase za 9-etažne stavbe (9LA, 9SE in 9BO)**Table 4.4:** The elastic periods and the effective masses of the 9-storey buildnigs

Nihajna oblika	Nihajni čas T (s)			Efektivna masa M_{eff} (%)		
	9LA	9SE	9BO	9LA	9SE	9BO
1	2.27	2.99	3.12	83.1	80.8	84.1
2	0.85	1.08	1.16	10.9	12.8	10.5
3	0.49	0.59	0.70	3.7	3.7	3.3
4	0.33	0.38	0.48	1.2	1.5	1.2
$\Sigma =$				98.9	98.7	99.1

Preglednica 4.5: Nihajni časi in pripadajoče efektivne mase za 20-etažne stavbe (20LA, 20SE in 20BO)**Table 4.5:** : The elastic periods and the effective masses of the 20-storey buildnigs

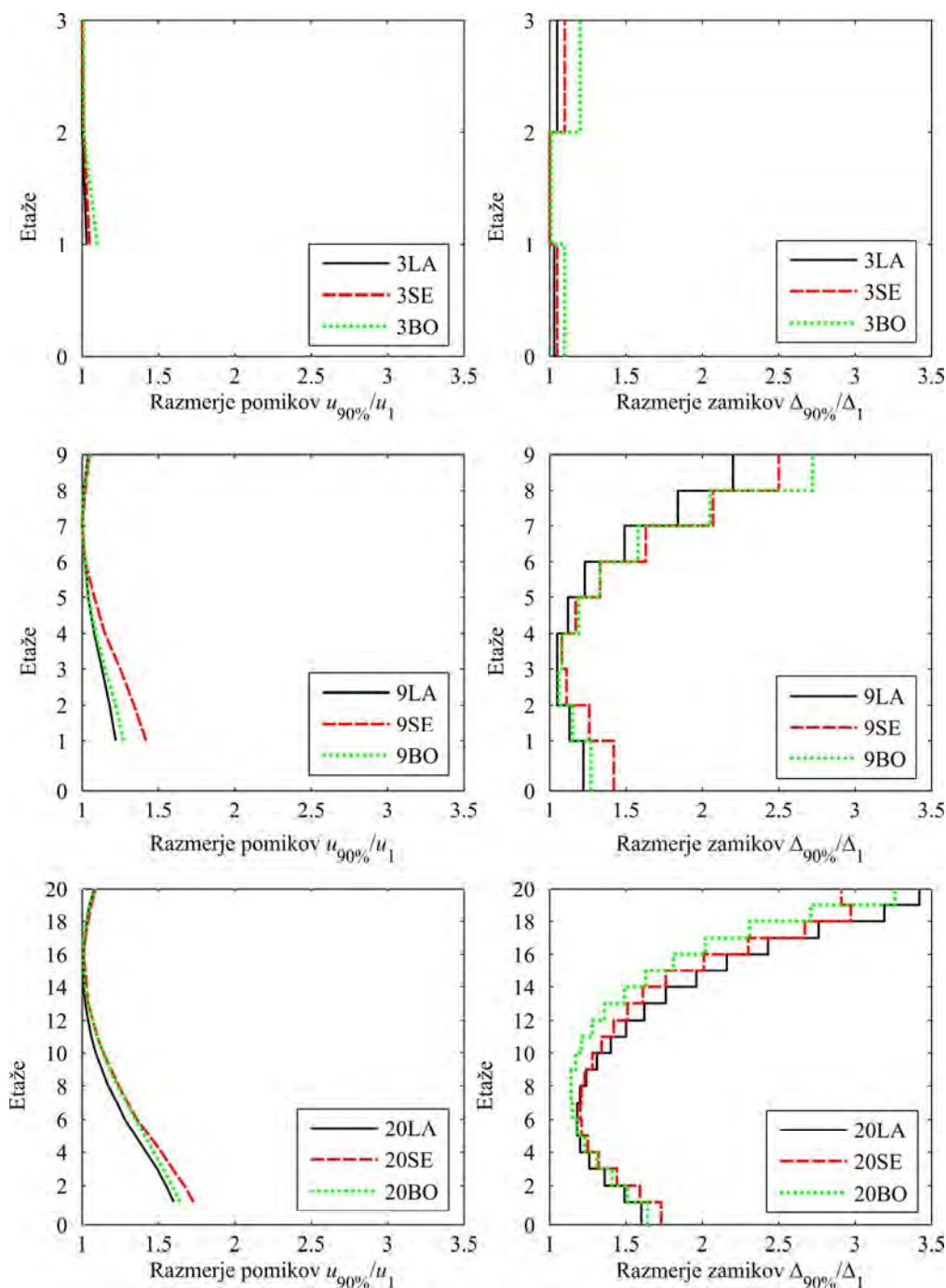
Nihajna oblika	Nihajni čas T (s)			Efektivna masa M_{eff} (%)		
	20LA	20SE	20BO	20LA	20SE	20BO
1	3.82	3.76	3.11	80.0	76.8	75.0
2	1.32	1.36	1.14	11.8	13.8	14.6
3	0.77	0.79	0.68	3.5	4.4	4.7
4	0.54	0.54	0.49	1.8	2.1	2.2
5	0.41	0.41	0.37	1.0	1.0	1.3
$\Sigma =$				98.0	98.1	97.8

4.2.2 Vplivi višjih nihajnih oblik v elastičnem območju

V tem razdelku smo določili pomembnost višjih nihajnih oblik v elastičnem območju pri posamezni obravnavani stavbi. Uporabili smo dva kriterija, ki temeljita na rezultatih standardne modalne analize s spektri odziva.

Standard EC8 pri uporabi modalne analize s spektri odziva navaja, da je potrebno upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno vplivajo k globalnemu odzivu (CEN 2005, člen 4.3.3.3.1(2)). Ta zahteva je izpolnjena, če vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki jih upoštevamo, znaša vsaj 90%, ali če so upoštevane vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5%. Za vse obravnavane stavbe smo z modalno analizo s spektri odziva izračunali potresne količine (pomike in zamike po etažah), in sicer ob upoštevanju (a) samo osnovne nihajne oblike (u_1 in Δ_1) in ob upoštevanju (b) toliko nihajnih oblik, da vsota efektivnih mas znaša več kot 90% ($u_{90\%}$ in $\Delta_{90\%}$). Pri točki (b) smo pri 3- in 9-etažnih stavbah upoštevali tri nihajne oblike, pri 20-etažnih stavbah pa pet, čeprav bi že z dvema nihajnima oblikama v večini primerov zadostili kriteriju EC8. Uporabili smo povprečne spektre normiranih akcelorogramov osnovne skupine SET C (poglavje 5.1, slika 5.1). Pri teh spektrih je vpliv višjih nihajnih oblik precenjen glede na idealizirane spektre po EC8. Razmerja pomikov ($u_1/u_{90\%}$) in zamikov ($\Delta_1/\Delta_{90\%}$) po etažah so prikazana na sliki 4.7. Rezultati kažejo, da se z večanjem števila etaž povečuje vpliv VNO. Vpliv na zamike je precej večji kot na pomike. Pri 3-etažnih stavbah z osnovno nihajno obliko dosežemo zadovoljive rezultate, izjema je mogoče zamik vrhnje etaže stavbe 3BO, ki se zaradi vpliva VNO poveča za približno 20%. To povečanje je majhno v

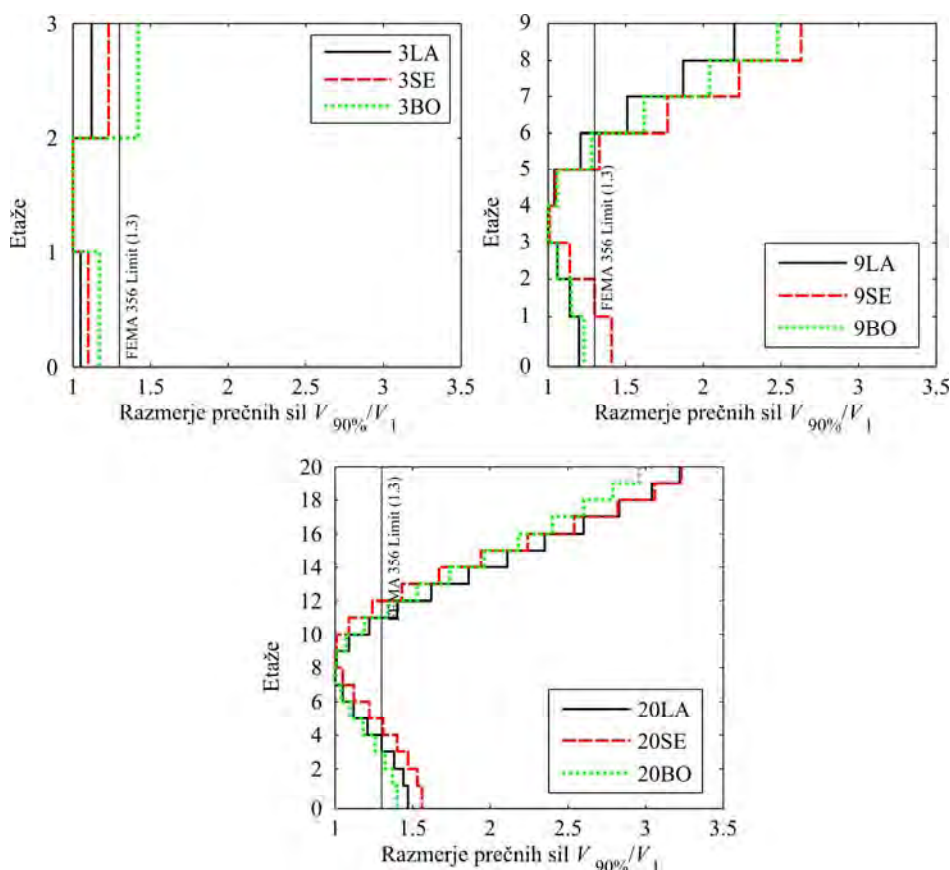
primerjavi z vplivom VNO na zamike višjih stavb, predvsem v zgornjih delih. Pri stavbi 20LA se zamik vrhne etaže zaradi VNO poveča za faktor 3.5. Če primerjamo med seboj stavbe z istim številom etaž, projektirane za različna območja, vidimo, da se vpliv VNO na potresne količine ne razlikuje bistveno.



Slika 4.7: Vpliv VNO na pomike in zamike, izračunan iz rezultatov standardne modalne analize s spektri odziva
Figure 4.7: Contribution of the higher mode effects on the results obtained by standard elastic modal analysis

Za primerjavo smo uporabili še kriterij za upoštevanje vplivov višjih nihajnih oblik, ki je naveden v postopku FEMA 356 (2000). Le ta prav tako temelji na modalni analizi s spektri odziva. Primerjati je potrebno prečne sile po etažah z upoštevanjem: (a) samo osnovne nihajne oblike (V_1) in (b) toliko nihajnih oblik, da vsota pripadajočih efektivnih modalnih mas znaša vsaj 90% ($V_{90\%}$). V kolikor je razmerje prečnih sil $V_{90\%}/V_1$ večje kot 1.3, igrajo višje nihajne oblike pomembno vlogo, sicer jih ni potrebno upoštevati v analizi. Rezultati 9 jeklenih stavb prikazani na sliki 4.8, da je vpliv VNO potrebno upoštevati pri vseh stavbah, razen pri 3LA in 3SE. Pri stavbi 3BO je razmerje prečnih sil v vrhnji etaži večje od 1.3 in znaša 1.42, pri 9-etažnih stavbah je vrednost 1.3 prekoračena v zgornji polovici stavbe, pri 20-etažnih stavbah pa razmerje prečnih sil večje od 1.3 skoraj v vseh etažah, v vrhnji etaži se prečne sile ob upoštevanju VNO povečajo celo za faktor 3 in več.

Oba kriterija temeljita na rezultatih standardne modalne analize, ki se uporablja za določitev potresnega odziva v elastičnem območju, kjer lahko natančno določimo vpliv VNO. V nelinearnem območju pa se nihajne oblike spreminjajo s plastifikacijo elementov praktično v vsakem koraku. Posledično je vpliv VNO v nelinearnem območju težje določljiv.



Slika 4.8: Kriterij za upoštevanje vplivov VNO po postopku FEMA 356 (2000)

Figure 4.8: FEMA 356 (2000) higher mode criterion applied to nine test buildings

5 POTRESNA OBTEŽBA

V študijah smo uporabili dve skupini akceleroگرامov. Referečna skupina akceleroگرامov (oznaka SET C) vsebuje 20 akceleroگرامov, ki so bili izbrani iz evropske baze podatkov (Ambraseys et al., 2000, 2002). Primerjalna skupina pa predstavlja izbor 44 akceleroگرامov iz baze PEER NGA (PEER, 2006), ki je predlagan v poročilu FEMA P695 (2009). Za slednjo je v doktorski disertaciji uporabljena oznaka SET NGA. Pri prvi skupini akceleroگرامov smo uporabili normiranje na enak spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času konstrukcije, pri drugi skupini pa smo izbrali enak način normiranja kot je predlagan v poročilu FEMA P695, in sicer glede na maksimalno hitrost tal. Primerjava povprečnih normiranih spektrov izbranih akceleroگرامov z idealiziranim spektrom po EC8 kaže na povečan vpliv VNO, predvsem pri prvi skupini akceleroگرامov.

Pomemben del doktorske disertacije je študija vpliva jakosti potresne obtežbe na potresni odziv stavb, česar v takšnem obsegu še nismo zasledili v literaturi. V ta namen smo izbrane (že normirane) akceleroграме skalirali za sedem različnih jakosti potresne obtežbe, s čimer smo zajeli elastično območje, neelastično območje – majhen plastične rotacije in neelastično območje – velike plastične rotacije.

5.1 Prva skupina akceleroگرامov – SET C

Prvo skupino akceleroگرامov smo izbrali iz European Strong Motion Database (Ambraseys et al., 2000) in vsebuje 20 akceleroagramov. S povprečnim spektrom izbranih akceleroagramov smo se želeli čim bolj približati idealiziranemu elastičnemu spektru pseudo-pospeškov po EC8. Omejili smo se na potresne zapise, ki so bili posneti na tleh, katerih povprečna vrednost hitrosti strižnega valovanja do globine 30 metrov se giblje na intervalu $v_{s,30} = 180\text{--}360$ m/s. Opisana tla po EC8 ustrezajo tipu C, zato smo za prvo skupino akceleroagramov uporabili oznako SET C. Osnovni podatki o akceleroagramih so zbrani v preglednici 5.1. Zabeleženi so bili na področju Grčije, Italije, Irana in Armenije. Povprečni maksimalni pospešek tal akceleroagramov znaša 0.17g, čas trajanja posameznega akceleroagrama pa se giblje med 23 in 55 sekund. Izbrani akceleroagrami in pripadajoči spektri pseudo-pospeškov so prikazani v prilogi B.

Karakteristike izbranih akceleroagramov se precej razlikujejo med seboj, zato je akceleroграме potrebno poenotiti. Akceleroграме obeh skupin smo najprej **normirali**, nato pa **skalirali** za različne jakosti potresne obtežbe. Faktor, ki spremeni vrednosti dejanskega (originalnega) akceleroagrama, je enak produktu faktorja za normiranje in faktorja za skaliranje.

Preglednica 5.1: Seznam akceleroگرامov skupine SET C

Table 5.1: Basic set of ground motions (SET C)

Ime potresa	Država	Datum	Registracija	M (Mb)	Oznaka	a_g (g)	v_g (cm/s)	Dolžina (s)
Ionian	Grčija	1973	Lefkada-OTE Building, N-S	5.6	30x	0.52	57.0	26.5
			Lefkada-OTE Building, E-W		30y	0.25	25.5	26.5
aftershock (Friuli)	Italija	1976	Buia, N-S	5.7	63x	0.11	10.8	26.4
			Buia, E-W		63y	0.10	11.2	26.4
Basso Tirreno	Italija	1978	Patti-Cabina Prima, N-S	5.5	81x	0.07	6.2	30.9
			Patti-Cabina Prima, E-W		81y	0.16	15.4	30.8
Thessalonika	Grčija	1978	Thessaloniki-City Hotel, N-S	6.1	83	0.14	11.8	30.6
			Thessaloniki-City Hotel, E-W		83y	0.15	15.5	30.6
Tabas	Iran	1978	Boshroyeh, N-S	6.4	87x	0.10	11.1	35.0
			Boshroyeh, E-W		87y	0.09	14.7	35.0
Alkion	Grčija	1981	Korinthos-OTE Building, N-S	6.1	157x	0.23	22.4	41.9
			Korinthos-OTE Building, E-W		157y	0.31	22.6	41.9
Alkion	Grčija	1981	Korinthos-OTE Building, N-S	5.7	158x	0.12	10.9	28.6
			Korinthos-OTE Building, E-W		158y	0.12	14.9	28.6
Spitak	Armenija	1988	Gukasian, N-S	6.5	213x	0.18	14.9	22.9
			Gukasian, E-W		213y	0.18	20.8	23.0
Manjil	Iran	1990	Tonekabun, N-S	6.2	230x	0.14	19.5	35.5
			Tonekabun, E-W		230y	0.09	9.1	35.4
Umbro-Marchigiano	Italija	1997	Castelnuovo-Assisi, N-S	5.7	286	0.16	13.8	55.1
			Castelnuovo-Assisi, E-W		286y	0.11	10.9	55.1

Pri prvi skupini akceleroگرامov SET C smo izbrali normiranje na enak spektralni pospešek (S_{ae}) pri osnovnem nihajnem času (T_1) konstrukcije. Sama vrednost S_{ae} ne igra pomembne vloge, važno je, da je enaka pri vseh akceleroگرامih. V našem primeru smo izbrali vrednost $S_{ae} = 1.0g$. Postopek normiranja je prikazan v nadaljevanju:

$$NM_i = \frac{S_{ae}(T_1)}{S_{ae,i}(T_1)} = \frac{1.0g}{S_{ae,i}(T_1)}, \quad (5.1)$$

$$NTH_i = NM_i \times TH_i, \quad (5.2)$$

kjer je NM faktor za normiranje i -tega akceleroگرامa, $S_{ae}(T_1) = 1.0g$ je vrednost spektralnega pospeška pri osnovnem nihajnem času konstrukcije T_1 , na katerega normiramo (lahko je poljubna vrednost), $S_{ae,i}(T_1)$ je vrednost spektralnega pospeška i -tega akceleroگرامa pri nihajnem času T_1 , TH_i so dejanske vrednosti i -tega akceleroگرامa in NTH_i so normirane vrednosti i -tega akceleroگرامa.

Opisan način normiranja je odvisen od nihajnega časa T_1 , zato se faktorji za normiranje razlikujejo od primera do primera. V preglednici 5.3 so prikazane vrednosti za devet jeklenih stavb obravnavanih v tej študiji (poglavje 3). Na sliki 5.3 pa so za vseh devet testnih primerov prikazani povpečni spektri normiranih akceleroagramov, standardni odklon in idealiziran spekter EC8/tla C. Pri določitvi spektrov je bilo upoštevano 5% dušenje. Rezultati kažejo, da se povpečni spektri v okolici osnovnega nihajnega časa T_1 posamezne stavbe razmeroma dobro ujemajo s spektrom po EC8. Pri manjših nihajnih časih, ki

pripadajo višjim nihajnim oblikam, pa so vrednosti precej precenjene, predvsem pri 9- in 20-etažnih stavbah. Precenjene vrednosti kažejo na povečan vpliv višjih nihajnih oblik pri izbrani skupini SET C. Razmerje spektralnih pospeškov druge in prve nihajne oblike $S_{ae}(T_2)/S_{ae}(T_1)$ je za vseh 9 testnih primerov zbrano v preglednici 5.3. Vrednosti, ki pripajo povprečnemu spektru SET C, so od 15% do 67% večje od tistih, ki pripadajo idealiziranemu spektru EC8.

Preglednica 5.2: Faktorji za normiranje dejanskih akceleroگرامov skupine SET C na spektralni pospešek $S_{ae}(T_1) = 1.0g$ pri osnovnem nihajnem času posamezne testne stavbe

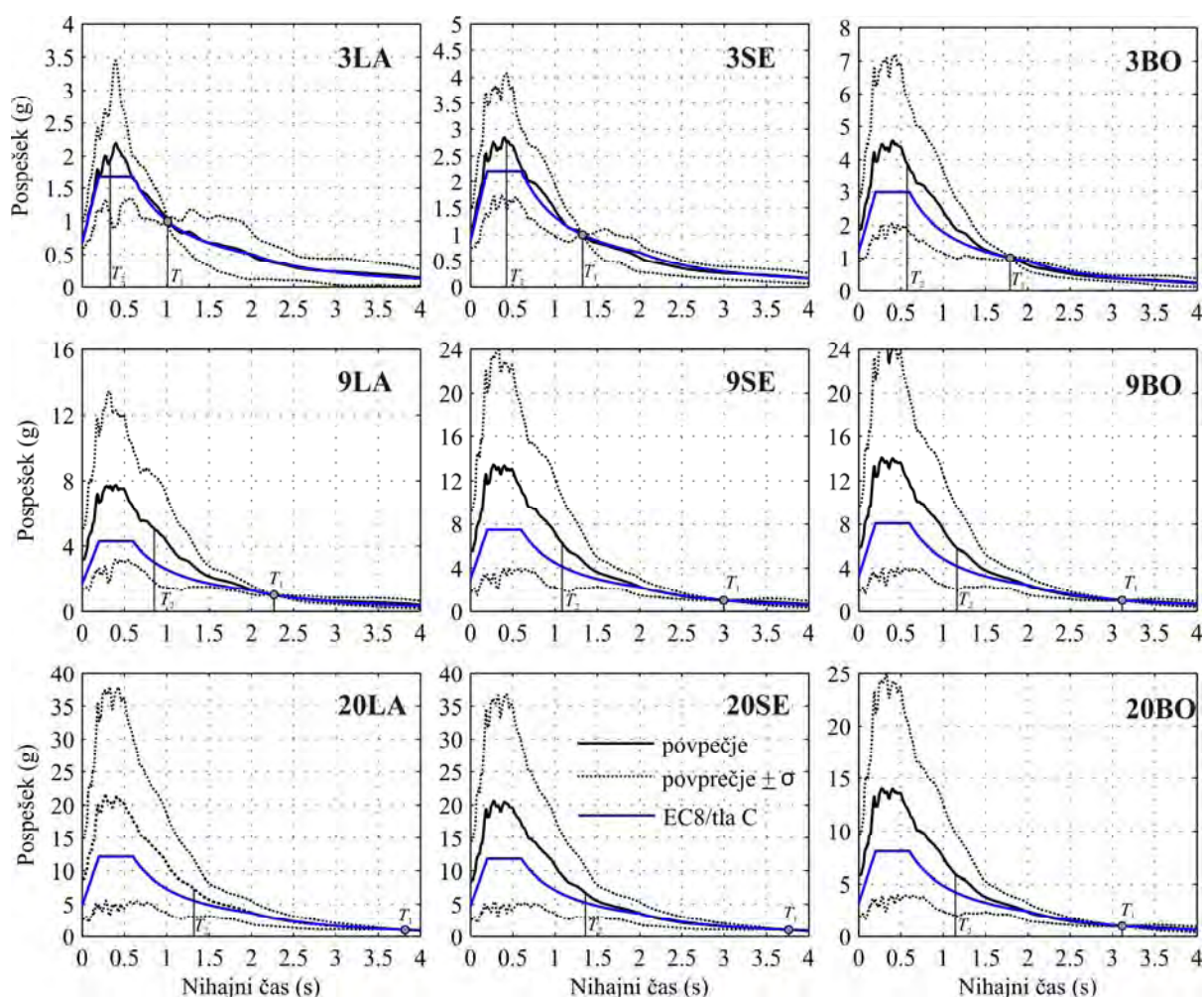
Table 5.2: Normalization factors, which are needed to obtain the target spectral acceleration $S_{ae}(T_1) = 1.0g$ at the first mode period of the individual test building

Oznaka akceleroagrama	3LA	3SE	3BO	9LA	9SE	9BO	20LA	20SE	20BO
30x	1.50	2.56	5.36	8.18	15.50	16.36	22.92	22.36	16.34
63x	6.95	10.52	8.57	18.52	42.58	46.98	81.81	78.64	46.89
81x	14.08	16.89	45.19	83.64	184.87	197.92	312.24	303.20	197.64
83x	4.59	10.92	21.15	53.56	94.55	89.52	123.67	116.79	89.60
87x	6.36	8.16	10.06	14.00	23.19	25.17	33.76	33.33	25.14
157x	3.41	5.61	5.93	11.02	12.11	12.68	30.88	29.59	12.66
158x	12.12	6.47	6.54	11.50	16.82	17.41	30.63	29.31	17.42
213x	4.62	9.03	12.65	25.03	27.60	30.04	43.62	41.22	29.98
230x	4.27	3.65	4.88	7.70	13.32	14.98	23.42	23.04	14.94
286x	4.81	4.91	9.22	21.88	29.55	30.32	57.60	56.61	30.28
30y	3.16	6.02	13.03	19.14	31.48	35.32	61.42	60.09	35.23
63y	6.90	12.60	25.01	37.42	56.48	64.91	92.69	91.12	64.70
81y	4.53	7.16	17.91	31.50	70.24	74.30	104.80	102.17	74.22
83y	7.59	12.89	21.02	26.04	54.59	61.07	91.32	89.98	60.92
87y	8.98	6.17	6.38	12.89	10.96	10.40	15.01	14.53	10.40
157y	4.12	5.42	7.70	6.93	16.38	19.07	40.80	39.30	19.02
158y	6.87	8.45	6.42	8.92	23.04	21.21	31.38	29.25	21.22
213y	2.96	5.61	9.35	24.44	25.63	23.78	22.20	21.11	23.81
230y	7.73	7.48	10.96	12.08	25.10	23.81	17.91	17.00	23.86
286y	7.37	10.00	15.83	25.45	41.33	38.13	23.74	23.78	38.26

Preglednica 5.3: Razmerje spektralnih pospeškov druge in prve nihajne oblike $S_{ae}(T_2)/S_{ae}(T_1)$

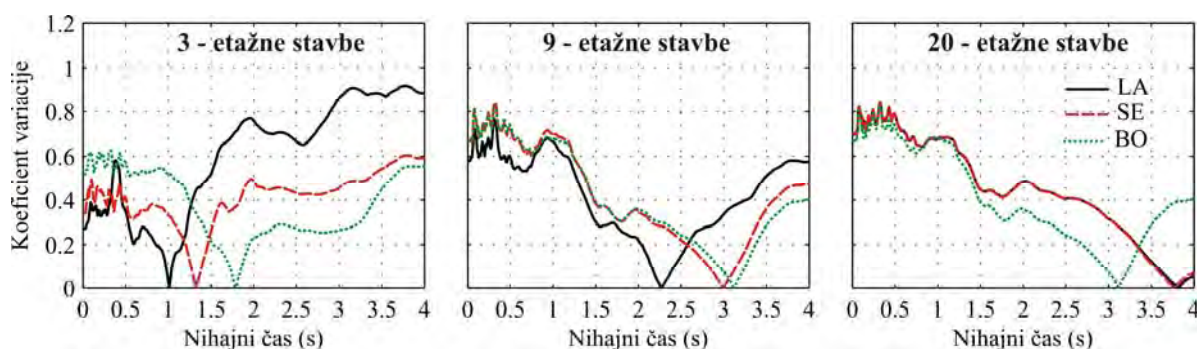
Table 5.3: The ratio between the mean/median spectral acceleration at the second mode period and at the first mode period

$S_{ae}(T_2)/S_{ae}(T_1)$	Povprečni spekter SET C	Mediana spektra SET NGA	Spekter EC8 za tlaC
3LA	1.94	2.44	1.68
3SE	2.77	2.94	2.21
3BO	3.87	4.02	2.98
9LA	5.05	3.40	3.01
9SE	6.25	4.37	4.13
9BO	5.77	4.55	4.18
20LA	7.33	5.58	5.51
20SE	6.70	5.30	5.22
20BO	5.91	4.70	4.24



Slika 5.1: Elastični spektri izbranih akcelerogramov skupine SET C (dušenje 5%), normiranih na spektralni pospešek $S_{ae} = 1.0$ g pri osnovnem nihajnem času posamezne stavbe T_1 . Prikazana je primerjava z idealiziranim spektrom po EC8 za tla C

Figure 5.1: Elastic acceleration spectra (SET C) for 5% damping, normalized to 1.0g at the first mode period of the individual test building. For comparison, the idealized EC8 spectrum for ground type C is presented



Slika 5.2: Koeficienti variacije za normirane spektre SET C v odvisnosti od nihajnega časa

Figure 5.2: Coefficient of variation of the normalized elastic acceleration spectra (SET C)

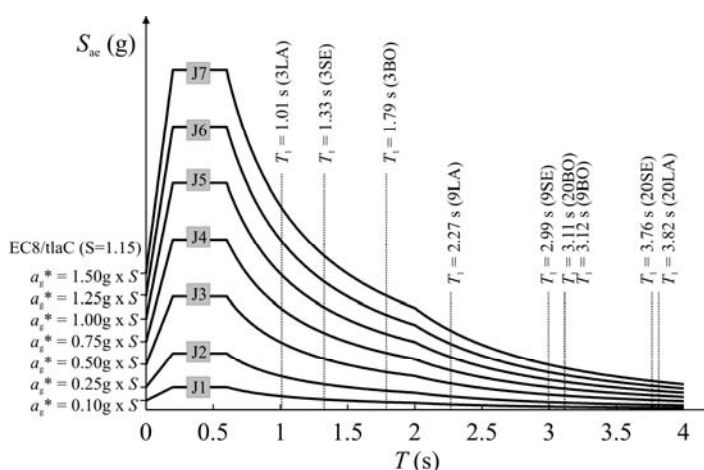
Rezultate poenostavljenih nelinearnih metod smo primerjali s »točnimi« vrednostmi za različne nivoje potresne obtežbe (elastično območje, neelastično območje – majhne plastične rotacije, neelastično območje – velike plastične rotacije). V ta namen smo normirane spektre akceleroگرامov skalirali za sedem različnih intenzitet potresne obtežbe (oznake so J1, J2, ..., J7), ki ustrezajo maksimalnemu pospešku tal $a_g = 0.1g, 0.25g, 0.50g, 0.75g, 1.00g, 1.25g$ in $1.50g$ (preglednica 5.4). Skrajna obravnava nihanja tal (npr. J6 in J7) so nerealna in sklužijo predvsem za določitev trendov. Zato se moramo zavedati, da neelastično stanje pri npr. jakosti J4 ($a_g = 0.75g$) nikakor ni enakovredno stanju pri npr. jakosti J7 ($a_g = 1.50g$). Normirani spektri so za izbrano jakost skalirani tako, da pospešek S_{ae} pri nihajnem času T_1 predstavlja vrednost na ordinatni osi idealiziranega spektra EC8 za tip tal C pri 5% dušenju in maksimalnemu pospešku a_g , ki ustreza izbrani jakosti (slika 5.3). Faktorji za skaliranje so zbrani v preglednici 5.4. Za izbrano stavbo z osnovnim nihajnim časom T_1 in izbrano jakost, je vrednost faktorja za skaliranje enaka za vse normirane akceleroگرامe.

Za lažje razumevanje postopka si oglejmo normiranje in skaliranje izbranih akceleroagramov za stavbo 9LA pri jakosti J4, kateri ustreza maksimalni pospešek tal $a_g = 0.75g$. Osnovni nihajni čas konstrukcije znaša $T_1 = 2.27s$. V fazi normiranja vse izbrane akceleroگرامe korigiramo tako, da je vrednost spektralnega pospeška pri nihajnem času T_1 enaka $S_{ae} = 1.0g$. Faktorji za normiranje se gibljejo med 7 in 84. Če bi normirali na vrednost $S_{ae} = 0.1g$, bi bili faktorji 10 krat manjši. Posamezna vrednost faktorjev za normiranje nam ne pove spremembe dejanskega akceleroagrama, pomemben je produkt faktorja za normiranje in faktorja za skaliranje. V fazi skaliranja najprej glede na izbrano jakost J4 (pripadajoči $a_g = 0.75g$) in nihajni čas $T_1 = 2.27$ s določimo spektralni pospešek idealiziranega spektra EC8/tipC (5% dušenje) pri T_1 , ki za stavbo 9LA znaša $S_{ae} = 0.503$ g. Normirane spektre izbranih akceleroagramov moramo skalirati tako, da bo vrednost S_{ae} pri T_1 enaka $0.503g$. Ker je $S_{ae}(T_1)$ normiranih akceleroagramov enaka $1.00g$, znaša faktor za skaliranje 0.503 . Povprečni spekter normiranih in skaliranih akceleroagramov je za stavbo 9LA pri jakosti J4 prikazan na sliki 5.3.

Preglednica 5.4: Faktorji za skaliranje normiranih akceleroagramov SET C za 7 jakosti potresne obtežbe
Table 5.4: Scalling factors for basic set of ground motions (SET C) for different intensities

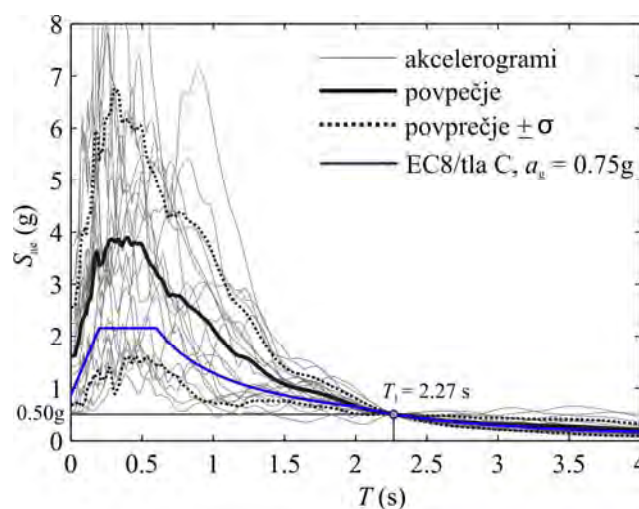
Oznaka jakosti	a_g (g)	3LA	3SE	3BO	9LA	9SE	9BO	20LA	20SE	20BO
J1	0.10	0.171	0.130	0.096	0.067	0.039	0.036	0.024	0.024	0.036
J2	0.25	0.427	0.325	0.241	0.168	0.096	0.089	0.059	0.061	0.089
J3	0.50	0.854	0.651	0.482	0.335	0.192	0.178	0.119	0.122	0.178
J4	0.75	1.280	0.976	0.723	0.503	0.289	0.267	0.178	0.183	0.267
J5	1.00	1.707	1.301	0.964	0.671	0.385	0.355	0.237	0.244	0.356
J6	1.25	2.134	1.626	1.205	0.839	0.481	0.444	0.296	0.304	0.445
J7	1.50	2.561	1.952	1.446	1.006	0.577	0.533	0.356	0.365	0.534

a_g ... maksimalni pospešek tal



Slika 5.3: Idealizirani spektri EC8 (tip tal C) za 7 različnih maksimalnih pospeškov tal a_g . Označeni so osnovni nihajni časi testnih stavb

Figure 5.3: Idealized EC8 spectrum (ground type C, 5% damping) for 7 different peak ground acceleration. The first mode periods of all test building are denoted



Slika 5.4: Povprečni spekter izbranih akceleroگرامov skupine SET C za stavbo 9LA in jakost J4 pri 5% dušenju

Figure 5.4: Elastic acceleration spectra SET C, normalized and scaled to 0.5g (intensity J4) at the first mode period of the 9LA building

5.2 Primerjalna skupina akceleroگرامov – SET NGA

Drugo skupino predstavlja izbor 22 2-komponentnih potresnih zapisov (44 akceleroگرامov) iz baze PEER NGA (PEER, 2006), ki je predlagan v poročilu FEMA P695 (2009). Oznaka za drugo skupino akceleroگرامov je SET NGA. Akceleroگرامi so bili zabeleženi na mestih, ki so več kot 10 km oddaljena od preloma (ang. »Far - Field« record set). Osnovni podatki o akceleroگرامih so zbrani v preglednici 5.5.

Preglednica 5.5: Seznam akceleroگرامov skupine SET NGA

Table 5.5: Second set of ground motions (SET NGA)

Potresni zapis <i>i</i>	Ime potresa	Država	Datum	Registracija	M (Mb)	Oznaka	a_g (g)	Dolžina (s)
1	Northridge	ZDA	1994	Beverly Hills - Mulhol (komp.1) Beverly Hills - Mulhol (komp.2)	6.7	953x 953y	0.42 0.52	30.0 30.0
2	Northridge	ZDA	1994	Canyon Country (komp.1) Canyon Country-WLC (komp.2)	6.7	960x 960y	0.41 0.48	20.0 20.0
3	Duzce	Turčija	1999	Bolu (komp.1) Bolu (komp.2)	7.1	1602x 1602y	0.73 0.82	55.9 55.9
4	Hector Mine	ZDA	1999	Hector (komp.1) Hector (komp.2)	7.1	1787x 1787y	0.34 0.27	45.3 45.3
5	Imperial Valley	ZDA	1979	Delta (komp.1) Delta (komp.2)	6.5	169x 169y	0.24 0.35	99.9 99.9
6	Imperial Valley	ZDA	1979	El Centro Array #11 (komp.1) El Centro Array #11 (komp.2)	6.5	174x 174y	0.36 0.38	39.0 39.0
7	Kobe	Japonska	1995	Nishi-Akashi (komp.1) Nishi-Akashi (komp.2)	6.9	1111x 1111y	0.51 0.50	41.0 41.0
8	Kobe	Japonska	1995	Shin-Osaka (komp.1) Shin-Osaka (komp.2)	6.9	1116x 1116y	0.24 0.21	41.0 41.0
9	Kocaeli	Turčija	1999	Duzce (komp.1) Duzce (komp.2)	7.5	1158x 1158y	0.31 0.36	27.2 27.2
10	Kocaeli	Turčija	1999	Arcelik (komp.1) Arcelik (komp.2)	7.5	1148x 1148y	0.22 0.15	30.0 30.0
11	Landers	ZDA	1992	Yermo Fire Station (komp.1) Yermo Fire Station (komp.2)	7.3	900x 900y	0.25 0.15	44.0 44.0
12	Landers	ZDA	1992	Coolwater (komp.1) Coolwater (komp.2)	7.3	848x 848y	0.28 0.42	28.0 28.0
13	Loma Prieta	ZDA	1989	Capitola (komp.1) Capitola (komp.2)	6.9	752x 752y	0.53 0.44	40.0 40.0
14	Loma Prieta	ZDA	1989	Gilroy Array #3 (komp.1) Gilroy Array #3 (komp.2)	6.9	767x 767y	0.56 0.37	39.9 39.9
15	Manjil	Iran	1990	Abbar (komp.1) Abbar (komp.2)	7.4	1633x 1633y	0.50 0.51	53.5 46.0
16	Superstition Hills	ZDA	1987	El Centro Imp. Co. (komp.1) El Centro Imp. Co. (komp.2)	6.5	721x 721y	0.36 0.26	40.0 40.0
17	Superstition Hills	ZDA	1987	Poe Road (temp) (komp.1) Poe Road (temp), comp2	6.5	725x 725y	0.45 0.30	22.3 22.3
18	Cape Mendocino	ZDA	1992	Rio Dell Overpass (komp.1) Rio Dell Overpass (komp.2)	7	829x 829y	0.39 0.55	36.0 36.0
19	Chi-Chi	Tajvan	1999	CHY101 (komp.1) CHY101 (komp.2)	7.6	1244x 1244y	0.44 0.35	90.0 90.0
20	Chi-Chi	Tajvan	1999	TCU045 (komp.1) TCU045 (komp.2)	7.6	1485x 1485y	0.51 0.47	90.0 90.0
21	San Fernando	ZDA	1971	LA - Hollywood Stor (komp.1) LA - Hollywood Stor (komp.2)	6.6	68x 68y	0.21 0.17	28.0 28.0
22	Friuli	Italija	1976	Tolmezzo (komp.1) Tolmezzo (komp.2)	6.5	125x 125y	0.35 0.32	36.3 36.3

Akceleroگرامi so bili izmerjeni v šestih različnih državah (Amerika, Turčija, Japonska, Italija, Iranu in Tajvanu). Magnituda se giblje med 6.5 in 7.6. Večina zapisov (32 akceleroگرامov) je bila posneta

na tleh, ki po klasifikaciji NEHRP (»National Earthquake Hazards Reduction Program«, FEMA 369, 2001) ustrezajo tipu tal D (povprečna hitrost strižnega valovanja do globine 30 m je $v_{s,30} = 180\text{-}360$ m/s), preostalih 12 pa na tipu tal C ($v_{s,30} = 360\text{-}760$ m/s). Tipa tal C in D po klasifikaciji NEHRP približno ustrezata tipoma tal B in C po EC8. Maksimalni pospešek tal se giblje med $a_g = 0.15g$ in $0.82g$ s povprečno vrednostjo vseh akceleroگرامov $a_g = 0.39g$. Maksimalna hitrost tal pa se nahaja na intervalu od $v_g = 15$ do 115 cm/s s povprečno vrednostjo $v_g = 41$ cm/s. Izbrani akceleroگرامi in pripadajoči spektri pseudo – pospeškov skupine SET NGA so prikazani v prilogi B.

Za drugo skupino SET NGA smo izbrali enak način normiranja, kot je predlagan v poročilu FEMA P695 in sicer normiranje na maksimalno hitrost tal. Z omenjenim normiranjem na enostaven način zmanjšamo razlike med akceleroگرامi. Normiranje je izvedeno glede na maksimalno hitrost tal (PGV_{PEER}) iz baze PEER-NGA, ki predstavlja geometrijsko povprečje maksimalnih hitrosti tal dveh horizontalnih komponent, ki pripadata istemu potresu. Geometrijsko povprečje je definirano kot kvadratni koren produkta maksimalnih hitrosti tal v posamezni smeri. Enačbe v nadaljevanju, ki opisujejo normiranje na maksimalno hitrost tal, so povzete iz poročila (FEMA P695, 2009):

$$NMI = median(PGV_{PEER,i}) / PGV_{PEER,i}, \quad (5.3)$$

$$\begin{aligned} NTH_{1,i} &= NM_i \times TH_{1,i} \\ NTH_{2,i} &= NM_i \times TH_{2,i} \end{aligned} \quad (5.4)$$

kjer je NM_i faktor za normiranje obeh komponent i -tega potresnega zapisa, $PGV_{PEER,i}$ je geometrijsko povprečje maksimalnih hitrosti tal horizontalnih komponent i -tega potresnega zapisa, $median(PGV_{PEER,i})$ je mediana vseh $PGV_{PEER,i}$ v izbranem setu potresnih zapisov, $NTH_{1,i}$ so normirane vrednosti horizontalne komponente 1 i -tega potresnega zapisa, $NTH_{2,i}$ so normirane vrednosti horizontalne komponente 2 i -tega potresnega zapisa, $TH_{1,i}$ so dejanske vrednosti horizontalne komponente 1 i -tega potresnega zapisa, $TH_{2,i}$ pa dejanske vrednosti horizontalne komponente 2 i -tega potresnega zapisa.

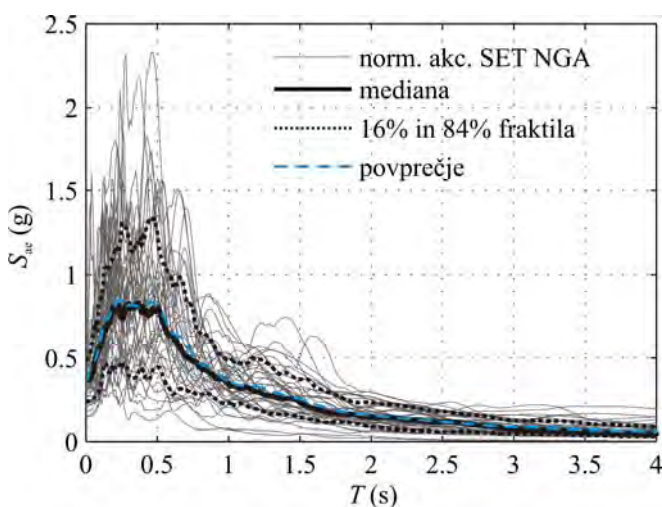
Faktorji za normiranje so zbrani v preglednici 5.6. Isti faktor je uporabljen za oba akceleroگرامa, horizontalno komponento 1 in komponento 2 i -tega potresnega zapisa. Vrednosti se gibljejo med 1.4 in 2.1. Za razliko od prvega načina normiranja (na spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času) se v tem primeru faktorji za normiranje ne spreminjajo glede na obravnavano stavbo. Spektri normiranih akceleroگرامov ob upoštevanju 5% dušenja so prikazani na sliki 5.5. Na isti sliki so označeni tudi mediana izbranih spektrov in 16% ter 84% fraktila. Pri prvi skupini akceleroگرامov smo pri poenostavljenih metodah uporabili povprečni spekter, v drugem primeru pa smo se odločili za mediano, ker smo hoteli dosledno upoštevati postopek v poročilu FEMA. Mediana spektra je v obravnavanem primeru praktično enaka povprečnemu spektru (slika 5.5). Raztros spektrov normiranih akceleroگرامov SET NGA je izražen s standardno deviacijo naravnih logaritmov (kratica β). Zveza med slednjo in fizikalno lažje predstavljivim koeficientom variacije (k_{VAR}) je:

$$\beta^2 = \log(k_{VAR}^2 + 1). \quad (5.5)$$

Pri majhnih vrednostih sta količini β in k_{VAR} primerljivi. Raztros spektrov druge skupine akceleroگرامov SET NGA se za razliko od prve skupine akceleroagramov (SET C, slika 5.2) ne spreminja bistveno glede na nihajni čas (slika 5.6). Standardna deviacija naravnih logaritmov se giblje med 0.34 in 0.66. Tema vrednostima ustrežata $k_{VAR} = 0.35$ in $k_{VAR} = 0.74$.

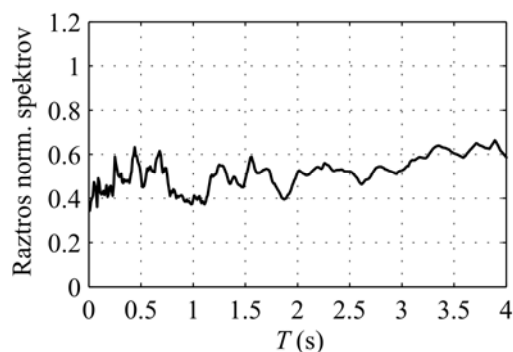
Preglednica 5.6: Faktorji za normiranje dejanskih akceleroagramov skupine SET NGA na maksimalno hitrost tal
Table 5.6: Normalization factors for second set of ground motions (SET NGA)

Potresni zapis i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
NM_i	0.65	0.83	0.63	1.09	1.31	1.01	1.03	1.1	0.69	1.36	0.99
i	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
NM_i	1.15	1.09	0.88	0.79	0.87	1.17	0.82	0.41	0.96	2.1	1.44



Slika 5.5: Povprečni spekter in 16% ter 84% fraktila izbranih akceleroagramov skupine SET NGA, normiranih na maksimalno hitrost tal. Upoštevano je 5% dušenje

Figure 5.5: Elastic acceleration spectra for 5% damping, normalized by peak ground velocity



Slika 5.6: Raztros (β) normiranih spektrov SET NGA v odvisnosti od nihajnega časa

Figure 5.6: Dispersion (β) of the normalized elastic acceleration spectra (SET NGA)

Zaradi primerjave z rezultati prve skupine akceleroagramov (SET C) smo normirane akceleroграme druge skupine (SET NGA) skalirali tako, da je vrednost na ordinatni osi mediane spektra pri nihajnem času T_1 enaka pospešku S_{ae} povprečnega spektra skupine SET C pri T_1 . Vrednost S_{ae} je odvisna od izbrane stavbe in intenzitete potresne obtežbe (glej preglednico 5.4). Rezultati obeh skupin akceleroagramov so primerjani le za 9-etažne stavbe pri intenziteti J4, zato so v preglednici 5.7 zbrani faktorji za skaliranje le za omenjene primere.

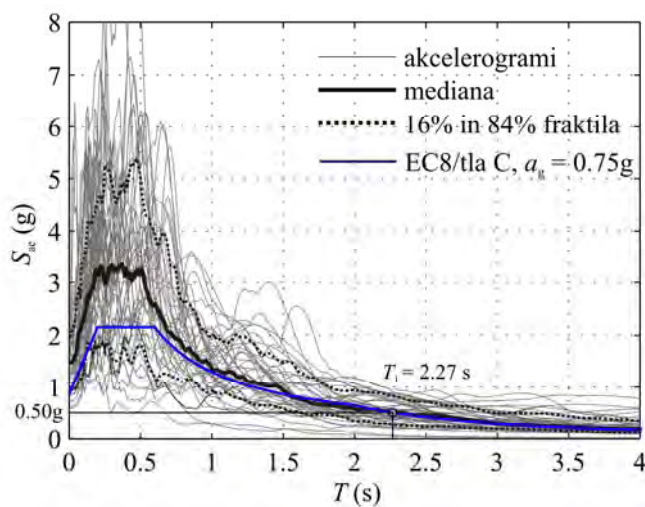
Na sliki 5.7 so za stavbo 9LA in intenziteto J4 prikazani spektri posameznih akceleroagramov, mediana, 16% in 84% fraktila in idealiziran spekter po EC8/tla C. Primerjava z idealiziranim spektrom EC8 kaže na nekoliko manjši vpliv višjih nihajnih oblik kot pri prvi skupini akceleroagramov. Razmerje spektralnih pospeškov druge in prve nihajne oblike $S_{ae}(T_2)/S_{ae}(T_1)$ pri jakosti J4 je za 9 testnih

primerov zbrano v preglednici 5.3. Vrednosti, ki pripadajo povprečnemu spektru SET NGA, so od 1% do 45% večje od tistih, ki pripadajo idealiziranemu spektru EC8.

Preglednica 5.7: Faktorji za skaliranje normiranih akceleroگرامov SET NGA za jakost J4

Table 5.7: Scaling factors for second set of ground motions (SET NGA) for intensity J4

Oznaka jakosti	a_g (g)	9LA	9SE	9BO
J4	0.75	4.03	3.99	3.95



Slika 5.7: Mediana in 16% ter 84% fraktila spektrov izbranih akceleroagramov SET NGA za stavbo 9LA in jakost J4

Figure 5.7: Elastic acceleration spectra (SET NGA), normalized and scaled to the median spectral acceleration 0.5g (intensity J4) at the first mode period of the 9LA building

6 ANALIZA ČASOVNEGA ODZIVA TESTNIH KONSTRUKCIJ

V poglavju 6 je obravnavana obsežna parametrična študija (ne)linearnega dinamičnega odziva stavb. Namen študije je preučiti obnašanje takih stavb pri različnih jakostih potresne obtežbe. Skušali smo izluščiti vplive višjih nihajnih oblik, ki pomembno vplivajo na odziv stavb in ugotoviti, kako se ti vplivi spreminjajo iz linearne v nelinearno območje. Z rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (krajše NDA) naj bi se najboljše približali dejanskemu potresnemu odzivu stavb, zato v nadaljevanju služijo kot merilo za primerjavo z rezultati poenostavljenih nelinearnih metod za potresne analize.

NDA analize smo izvedli za devet jeklenih stavb, opisanih v poglavju 4. Uporabili smo 20 akceleroگرامov osnovne skupine SET C (poglavje 5), normiranih na enak spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času posamezne stavbe za sedem različnih jakosti ($J_1, J_2, \dots, J_7$). Faktorji za normiranje in skaliranje so zbrani v preglednicah 5.2 in 5.3. Za eno testno konstrukcijo smo tako izvedli 140 (ne)linearnih dinamičnih analiz (7 jakosti »krat« 20 akceleroگرامov).

Parametre za (ne)linearne dinamične analize smo izbrali na podlagi že obstoječih študij jeklenih stavb, opravljenih v okviru doktorske disertacije (Marušič, 2001) in na podlagi študije vplivov posameznih parametrov na potresni odziv stavb v poglavju 8. Izbrali smo naslednje opcije:

- Rayleigh-evo dušenje ob predpostavki, da je koeficient viskoznega dušenja enak $\xi = 5\%$ za 1. in 3. nihajno obliko, matrika dušenja pa je proporcionalna masni matriki in matriki začetne togosti; vrednost koeficienta ξ za drugo nihajno obliko se za obravnavane stavbe giblje med 3.6% in 4.0%;
- upoštevana je interakcija osna sila – moment v stebrih;
- vpliv P- Δ efekta ni upoštevan;
- vpliv začetnih sil zaradi vertikalne obtežbe ni upoštevan;

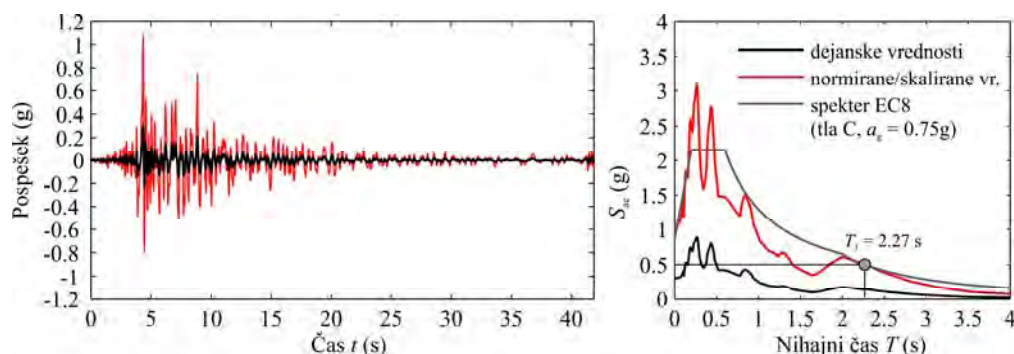
Poleg vseh opisanih parametrov smo upoštevali še konstantni časovni korak 0.01 s in bilinearna histerezna pravila.

V razdelku 6.1 je prikazan postopek za določitev potresnega odziva stavb z NDA za primer referenčne stavbe in jakosti, ki ju predstavljata 9 etažna stavba LA in jakost J_4 . V razdelku 6.2 pa so za vseh 9 stavb prikazani in interpretirani rezultati NDA v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe. Rezultati so omejeni predvsem na pomike in zamike po etažah.

6.1 Prikaz postopka NDA in rezultati referenčne stavbe

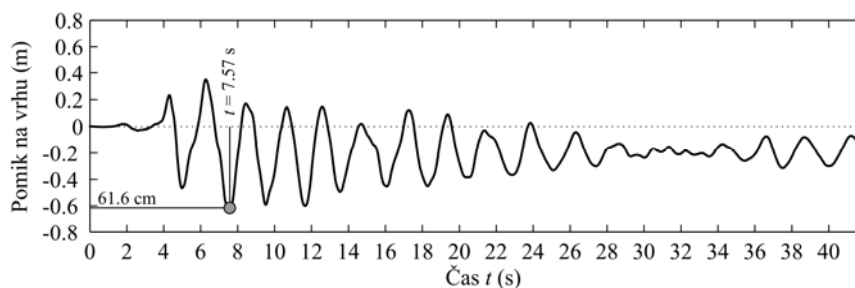
Za vsako (ne)linearno dinamično analizo (NDA) izpišemo časovni potek pomikov in zamikov po etažah ter določimo maksimalne vrednosti. Na sliki 6.2 je prikazan časovni potek pomikov na vrhu

stavbe in zamikov vrhnje etaže z označenimi maksimalnimi vrednostmi za stavbo 9LA, akcelrogram 157y in jakost J4 (potres Alkion, registracija Korinthos OTE Building, komponenta E-W, glej preglednico 5.1). Akcelrogram je normiran tako, da vrednost spektralnega pospeška pri osnovnem nihajnem času konstrukcije $T_1 = 2.27$ s ustreza vrednosti na ordinatni osi idealiziranega elastičnega spektra EC8 (tip tal C, 5% dušenje, $a_g = 0.75g$) in znaša $S_{ae}(T_1) = 0.50g$. Faktor, s katerim spremenimo vrednost dejanskega akcelrograma je enak produktu faktorja za normiranje (preglednica 5.2) in faktorja za skaliranje (preglednica 5.4), in je enak $6.93 \times 0.503 = 3.48$.



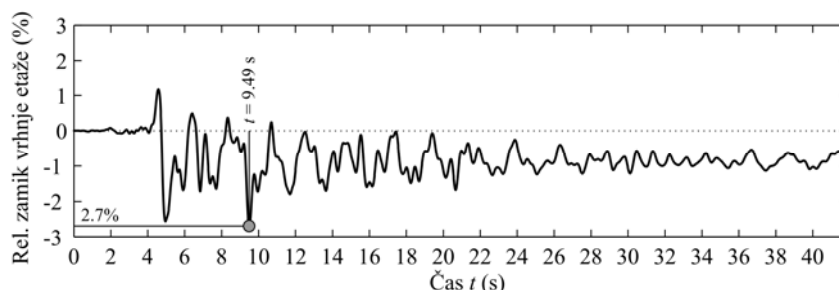
Slika 6.1: Akcelrogram 157y (glej preglednico 5.1) in pripadajoči spekter (dejanske vrednosti in normirane/skalirane vrednosti)

Figure 6.1: The accelerogram 157y (see Table 5.1) and the corresponding elastic acceleration spectrum (actual and normalized/scaled values)



Slika 6.2: Časovni potek pomikov na vrhu stavbe (testni primer 9LA, akcelrogram 157y, jakost J4)

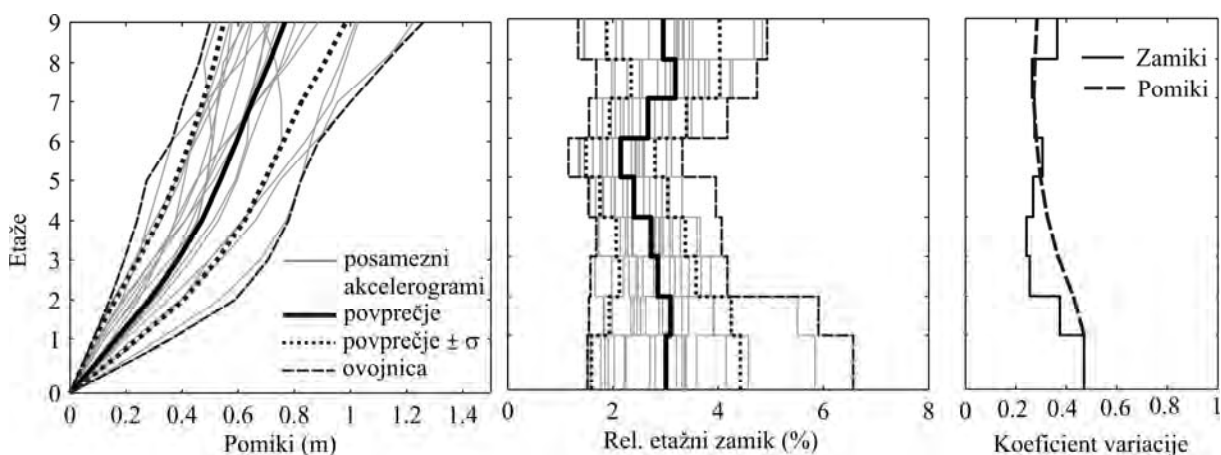
Figure 6.2: The top displacements time-history (test building 9LA, accelerogram 157y, intensity J4)



Slika 6.3: Časovni potek zamika vrhnje etaže (testni primer 9LA, akcelrogram 157y, jakost J4)

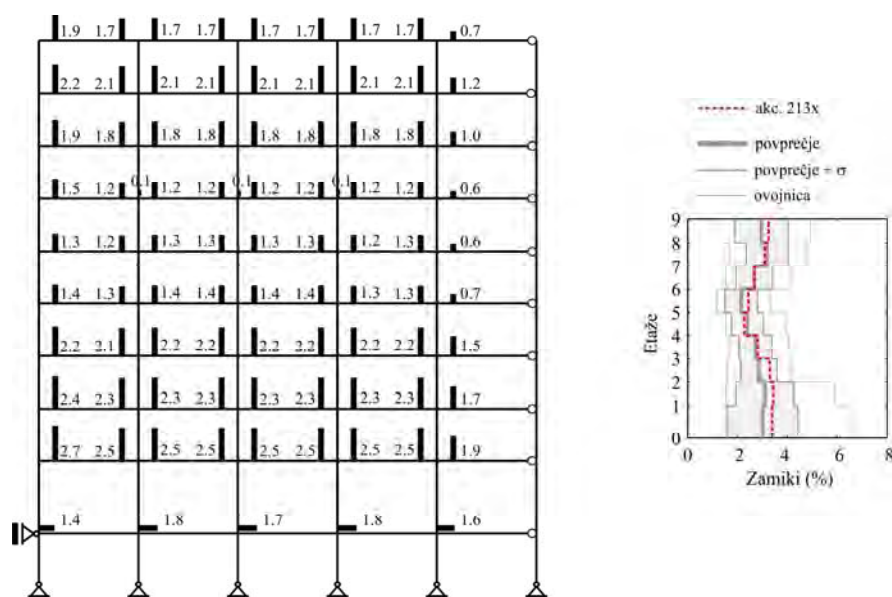
Figure 6.3: The top storey drift time-history (test building 9LA, accelerogram 157y, intensity J4)

Maksimalni pomik na vrhu stavbe je dosežen v času $t = 7.57$ s in znaša 61.6 cm oziroma 1.66% višine stavbe H_1 . (H_1 je višina stavbe od nivoja terena, glej sliko 4.2). Maksimalni zamik vrhnje etaže je dosežen v približno istem času ($t = 9.49$ s) in znaša 2.7% etažne višine. Na enak način pridobimo podatke o maksimalnih odzivih stavbe za preostalih 19 akceleroگرامov skupine SET C. Rezultati maksimalnih vrednosti pomikov in zamikov vseh etaž so za posamezne akceleroگرامe prikazani na sliki 6.4.



Slika 6.4: Maksimalni pomiki in zamiki izračunani z nelinearno dinamično analizo in pripadajoči koeficienti variacije (stavba 9LA, skupina akceleroagramov SET C, jakost J4)

Figure 6.4: Maximum displacements and storey drifts obtained by the non-linear dynamic analyses and corresponding coefficients of variation (test building 9LA, basic set of ground motion SET C, intensity J4)



Slika 6.5: Plastične rotacije (v rad*100) izračunane z nelinearno dinamično analizo za stavbo 9LA, jakost J4 in akceleroagram 213x iz skupine SET C

Figure 6.5: The locations and amplitudes of the plastic hinges obtained by the non-linear dynamic analyses (test building 9LA, accelerogram 213x, intensity J4)

Vrednosti pomikov in zamikov po etažah, ki pripadajo enemu akceleroogramu, se lahko močno razlikujejo med seboj. Odziv stavbe pri enem akceleroogramu nam zaradi slučajne narave potresne obtežbe premalo pove, zato bomo odziv stavbe pri potresni obtežbi predstavili z numerično predstavitevijo 20 vzorcev. Izračunali bomo **povprečje** ali aritmetično sredino, **povprečje** $\pm \sigma$, kjer je σ standardna deviacija vzorca, **ovojnico rezultatov** (maksimalna in minimalna vrednost vzorca) in **koeficient variacije** (k_{VAR}), ki je brez-dimenzionalna mera disperzije.

Na sliki 6.4 so prikazane vse zgoraj opisane statistične mere za maksimalne vrednosti pomikov in zamikov po etažah, ki pripadajo referenčni stavbi 9LA, skupini akceleroogramov SET C in jakosti J4. Maksimalni povprečni pomik na vrhu stavbe je enak 76.6 cm oz. 2.1% višine stavbe H_1 , maksimalni povprečni zamik pa je dosežen v osmi etaži in znaša 3.19% etažne višine.

Povprečna vrednost koeficienta variacije po etažah znaša 0.30 tako pri pomikih kot pri zamikih. Vrednost k_{VAR} je pri obeh količinah največja v spodnji etaži ($k_{VAR} = 0.47$), potem pa se pri pomikih skoraj zvezno zmanjšuje navzgor po etažah. Najmanjša vrednost je dosežena v sedmi etaži ($k_{VAR} = 0.27$). Pri zamikih ni tako jasno izražene linije, najmanjši raztros rezultatov je viden v srednjem delu stavbe ($k_{VAR} = 0.24$).

Na sliki 6.5 so prikazane lokacije in velikosti plastičnih členkov za obravnavano stavbo 9LA in jakost J4, izračunane z nelinearno dinamično analizo. Rezultati izhajajo iz akceleroograma 213x, s katerim se najbolj približamo povprečnemu poteku zamikov iz dvajsetih nelinearnih dinamičnih analiz (glej sliko 6.5). Členki se tvorijo v vseh prečkah in v stebrih ob vpetju ter v nekaterih stebrih v višjih etažah. Velikost plastičnih rotacij v prečkah se giblje med 0.6 % in 2.7%, v stebrih ob vpetju pa med 1.4% in 1.8%. Plastične rotacije v stebrih v višjih etažah so zanemarljivo majhne (cca 0.1%).

6.2 Interpretacija rezultatov NDA jeklenih testnih primerov

V tem razdelku so za vseh 9 stavb prikazani in interpretirani rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (NDA) v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe. Rezultati so prikazani s povprečnimi vrednostmi ovojnice pomikov NDA po etažah (v nadaljevanju povprečni pomiki NDA) in s povprečno vrednostjo ovojnice zamikov NDA po etažah (v nadaljevanju povprečni zamiki NDA) ter s koeficienti variacije (k_{VAR}) za obe količini. Za vsak testni primer so na pushover krivulji (horizontalna obtežba proporcionalna osnovni nihajni obliki) jakosti potresne obtežbe izražene s povprečnim pomikom na vrhu stavbe in največjim povprečnim zamikom po etažah (slike 6.6, 6.12 in 6.16). Za lažjo interpretacijo spremembe deformacijske linije pomikov z intenziteto potresne obtežbe smo uvedli količino normiran pomik $u_{NORM,i} = u_i / u_{TOP}$, kjer je u_i povprečni pomik NDA v etaži i , u_{TOP} pa povprečni pomik NDA na vrhu stavbe. Za vsako stavbo je prikazano tudi razmerje zamikov Δ_i / Δ_{max} v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe, kjer je Δ_i povprečni zamik NDA v etaži i , Δ_{max} pa maksimalni povprečni zamik NDA po etažah. Če je maksimalni zamik doseže v etaži j , potem je razmerje Δ_j / Δ_{max} enako 1.0.

6.2.1 Devet etažne stavbe

STAVBA 9LA

V razdelku 6.1 je prikazan postopek za določitev poteka pomikov in zamikov po etažah za testni primer 9LA, skupino 20 akceleroگرامov SET C in jakost J4. Postopek ponovimo še za preostalih šest jakosti. Vsi akceleroگرامi so za izbrano intenziteto oz. jakost skalirani na enak spektralni pospešek S_{ae} pri osnovnem nihajnem času konstrukcije $T_1 = 2.26s$. Vrednost S_{ae} se spreminja glede na jakost. Pri jakosti J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7 zavzame vrednosti $S_{ae} = 0.07g, 0.17g, 0.34g, 0.50g, 0.67g, 0.84g$ in $1.01g$. Te številke ustrezajo pospeškom v idealiziranem elastičnem spektru EC8 za tip tal C, 5% dušenju in maksimalnemu pospešku tal $0.1g, 0.25g, 0.50g, 0.75g, 1.00g, 1.25g$ in $1.50g$ (glej poglavje 5). Rezultati 140 NDA analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije in normirani pomiki) stavbe 9LA in skupine akceleroagramov SET C so prikazani na sliki 6.8, intenzitete potresne obtežbe (od J1 do J7) pa so na sliki 6.6 označene s povprečnim pomikom na vrhu stavbe in največjim povprečnim zamikom po etažah. Na sliki 6.7 je prikazana razporeditve plastičnih členkov oz. poškodovanost konstrukcije pri intenzitetah potresne obtežbe J4 in J7, katerima ustrezata spektralna pospeška $S_{ae} = 0.50g$ (J4) in $S_{ae} = 1.01g$ (J7).

Primerjava povprečnih pomikov kaže, da se s plastifikacijo elementov deformacijska linija nekoliko spreminja. To je razvidno iz slike 6.8, na kateri so za vse intenzitete prikazani normirani pomiki glede na pomik na vrhu stavbe (oznaka u_{NORM}). Pri jakostih J1 in J2, kjer konstrukcija ostane v elastičnem območju, je vrednost u_{NORM} v vseh etažah enaka, potem pa se z vsakih korakom v nelinearno območje povečuje. Normiran pomik pri jakosti J1 v peti etaži znaša $u_{NORM,5} = 0.61$, pri največji jakosti J7 pa je večji za 26%.

Razporeditev zamikov na sliki 6.8 kaže, da se razmerje med zamiki (etažni pomik/višina etaže) v posameznih etažah spreminja s spreminjanjem jakosti potresne obtežbe. V elastičnem območju so zamiki do vključno šeste etaže približno enaki, večje vrednosti se pojavijo v zgornjih etažah, kar je posledica vpliva višjih nihajnih oblik. Brez upoštevanja VNO se največji zamik pojavi v etaži ob vpetju. Z večanjem jakosti se zaradi plastifikacije stebrov ob vpetju (slika 6.7) zamiki v spodnjih etažah močno povečajo v primerjavi z zamiki v zgornjih etažah. Povprečni zamik v spodnji etaži pri jakosti J7 je približno dvakrat večji kot v vrhnji etaži in znaša 7% etažne višine. Pri takšnih deformacijah bi bilo potrebno upoštevati teorijo drugega reda (glej poglavje 8.3). Razmerje zamikov na sliki 6.8 jasno prikazuje, da se zamiki zgornjih etaž glede na maksimalni zamik z jakostjo zmanjšujejo (razmerje Δ_i/Δ_{max} pada, črtkana črna črta), zamiki spodnjih etaž pa se povečujejo (razmerje Δ_i/Δ_{max} raste, polna rdeča črta), kar pomeni, da se lokacija maksimalnega zamika z večanjem intenzitete premakne iz zgornjih etaž v etažo ob vpetju. Do vključno jakosti J4 se maksimalni zamiki pojavijo v etaži 8, pri večjih jakostih pa v spodnjih etažah.

Raztros rezultatov je s koeficienti variacije za različne intenzitete prikazan na sliki 6.8, ločeno za pomike in zamike po etažah. Povprečna vrednost koeficienta variacije po etažah se pri pomikih v splošnem veča z intenziteto potresne obtežbe oz. z večanjem plastičnih rotacij v elementih. V elastičnem območju znaša 0.13 tako pri jakosti J1 kot pri J2, v neelastičnem območju pri največjih obravnavanih intenzitetah pa doseže vrednost 0.42 (jakost J6) oz. 0.40 (jakost J7). Če gledamo potek koeficienta variacije po etažah, opazimo, da se le ta konstantno povečuje z intenziteto potresne obtežbe po vseh etažah. Vrednosti k_{VAR} v zgornjih etažah so nekoliko večje kot v spodnjih etažah.

Pri zamikih je situacija nekoliko drugačna. Čeprav se povprečna vrednost koeficienta variacije po etažah giblje v območju 0.31 ± 0.02 za vse obravnavane intenzitete potresne obtežbe, se potek k_{VAR} po etažah pri neelastičnem obnašanju konstrukcije močno spremeni v primerjavi s potekom k_{VAR} v elastičnem območju. V elastičnem območju se vrednost k_{VAR} veča od spodaj navzgor, v neelastičnem območju pa je situacija ravno obratna. Poglejmo skrajni dve situaciji. Pri jakosti J1 (elastično območje) znaša koeficient variacije v spodnji etaži $k_{VAR} = 0.24$, v vrhnji etaži pa 0.50. V neelastičnem območju pri jakosti J7 pa se ti dve vrednosti praktično obrneta, in znašata $k_{VAR} = 0.49$ (spodnja etaža) oz. 0.23 (vrhnja etaža).

STAVBA 9SE

Drugi testni primer predstavlja 9-etažna jeklena stavba, projektirana za območje Seattla (9SE). Uporabimo iste predpostavke in parametre kot v prvem primeru pri stavbi 9LA in izvedemo 140 linearnih in nelinearnih dinamičnih analiz. Akceleroگرامi skupine SET C so normirani in skalirani na spektralni pospešek $S_{ae}(T_1) = 0.04g, 0.10g, 0.19g, 0.29g, 0.39g, 0.49g$ in $1.58g$ za jakosti od J1 do J7 pri osnovnem nihajnem času konstrukcije, $T_1 = 2.99$ s. Rezultati so prikazani na slikah 6.6, 6.7 in 6.9.

Povprečni pomiki stavbe 9SE so nekoliko večji kot pri stavbi 9LA, kar je posledica manjše nosilnosti in elastične togosti stavbe 9SE. Normirani pomiki na sliki 6.9 kažejo, da je spreminjanje deformacijske linije pomikov z intenziteto potresne obtežbe zaradi podobne razporeditve plastičnih členkov pri obeh stavbah (slika 6.7), precej podobno. V elastičnem območju (jakosti J1 in J2) so vrednosti normiranih pomikov na vseh nivojih etaž najmanjše, potem pa se z intenziteto povečujejo (v etaži 5 pri jakosti J1 znaša $u_{NORM,5} = 0.63$, pri jakosti J7 pa opazimo za 15% večjo vrednost $u_{NORM,5} = 0.73$). Sprememba je največja v spodnjih etažah, potem pa se z višino nekoliko zmanjšuje (u_{NORM} se na nivoju spodnje etaže pri jakosti J7 poveča za 20% glede na u_{NORM} pri jakosti J1, na nivoju etaže 8 pa za 11%).

Posledica večjih povprečnih pomikov stavbe 9SE v primerjavi s stavbo 9LA so tudi večji zamiki v večini etaž, pri čemer je manjša razlika vidna v spodnjih etažah. V elastičnem območju (jakosti J1 in J2) in v neelastičnem območju pri majhnih plastičnih rotacijah (J3) se nekoliko večje vrednosti zamikov pojavijo v zgornjih etažah (vpliv VNO). Maksimalni zamik je dosežen v 8 etaži (slika 6.9). Z večanjem jakosti potresne obtežbe pride do nastanka plastičnih členkov v stebrih ob vpetju (slika 6.7), kar narekuje spremembo razporeditve velikosti zamikov po etažah. Zamiki v spodnjih etažah

zavzamejo maksimalne vrednosti (glej potek $\Delta_i/\Delta_{\max}$ na sliki 6.9), in se precej povečajo glede na zamike v zgornjih etažah. Povprečni zamik v spodnji etaži pri jakosti J7 znaša 7.4% in je za faktor 1.67 večji od zamika v zgornji etaži. Sprememba je nekoliko manjša kot pri 9LA, kjer je ta faktor približno enak 2.

Povprečna vrednost koeficienta variacije za pomike se giblje med 0.24 (J1, J2) in 0.34 ± 0.01 (preostale jakosti). Če primerjamo rezultate stavb 9LA in 9SE, opazimo do J3 večje vrednosti pri 9LA, pri J4 sta vrednosti približno enaki, pri večjih intenzitetah pa je povprečni k_{VAR} stavbe 9SE manjši od 9LA. To pripisujemo manj ugodnemu mehanizmu stavbe 9LA, kjer se pri večjih jakostih pojavijo razmeroma velike plastične rotacije na vrhu stebrov spodnje etaže (slika 6.7). Raztros pomikov se pri vseh intenzitetah zmanjšuje od spodnjih proti vrhnjim etažam. Sprememba je bolj očitna pri majhnih intenzitetah (J1 in J2). Vrednosti v spodnji etaži se gibljejo med 0.39 in 0.49, na vrhu stavbe pa med 0.15 in 0.32. Podobno kot pri 9LA je najmanjši raztros pomikov v elastičnem območju, v neelastičnem območju pa se poveča po celotni višini stavbe. Kot je razvidno že iz povprečne vrednosti k_{VAR} za različne jakosti, je raztros pomikov stavbe 9SE nekoliko manjši od 9LA pri večjih intenzitetah, pri majhnih intenzitetah pa je situacija ravno obratna. Razlika je tudi ta, da se pri 9LA raztros postopoma povečuje z intenziteto potresne obtežbe, medtem ko je pri stavbi 9SE potek k_{VAR} po etažah praktično enak od jakosti J3 naprej.

Največji povprečni koeficient variacije za zamike se pojavi v elastičnem območju pri jakosti J1 in znaša 0.40. Pri preostalih intenzitetah se nahaja v območju od 0.29 do 0.34. Primerjava k_{VAR} (povprečna vrednost) za pomike in zamike kaže nekoliko večji raztros zamikov v elastičnem območju, v nelinearnem območju pa je raztros večji pri pomikih. Povprečne vrednosti k_{VAR} za zamike stavbe 9SE so približno enake kot pri stavbi 9LA. Analiza rezultatov, ki opisujejo raztros zamikov po etažah, kaže, da se v elastičnem območju (J1, J2) vrednosti k_{VAR} v zgornji etaži povečajo glede na spodnjo etažo (k_{VAR} pri jakosti 1 je v spodnji etaži enak 0.44, v vrhnji etaži pa 0.62), pri večjih intenzitetah (nelinearno območje) pa se nekoliko zmanjšajo (k_{VAR} pri jakosti 5 je v spodnji etaži enak 0.48, v vrhnji etaži pa 0.31). Najmanjše vrednosti pri vseh intenzitetah pa se pojavijo v srednjem delu stavbe ($k_{\text{VAR}} = 0.18$ do 0.26).

STAVBA 9BO

Pri stavbi 9BO so akceleroگرامi skupine SET C za jakosti od J1 do J7 normirani na spektralni pospešek $S_{\text{ae}}(T_1) = 0.04g, 0.09g, 0.18g, 0.27g, 0.36g, 0.44g$ in $0.53g$ pri osnovnem nihajnem času konstrukcije, $T_1 = 3.12$ s. Rezultati 140 linearnih in nelinearnih dinamičnih analiz so prikazani na slikah 6.6, 6.7 in 6.10.

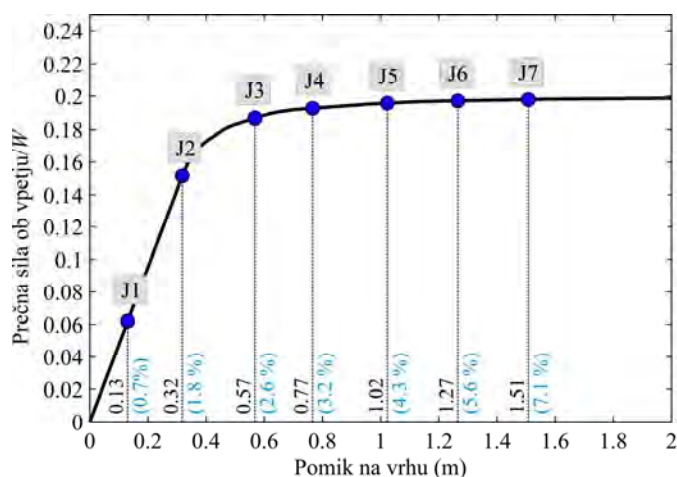
Pomiki stavbe 9BO so v elastičnem območju približno enaki pomikom stavb 9LA in 9SE, potem pa se z intenziteto v spodnjem delu povečujejo, v zgornjem delu pa zmanjšujejo glede na pomike preostalih dveh stavb. Pri stavbi 9BO se zgodi največja sprememba deformacijske linije povprečnih pomikov iz elastičnega v neelastično območje (slika 6.10), kar je posledica drugačne razporeditve plastičnih

členkov po konstrukciji (slika 6.7). V prvih dveh 9-etažnih primerih se je tvoril želen mehanizem (členki ob stebrih ob vpetju in v vseh prečkah), pri stavbi 9BO pa pride do etažnega mehanizma v prvi in osmi etaži. V elastičnem območju (jakosti J1 in J2) so vrednosti normiranih pomikov v vseh etažah najmanjše, potem pa se z intenziteto povečujejo (v etaži 5 in pri jakosti J1 znaša $u_{\text{NORM}} = 0.64$, pri jakosti J7 pa opazimo za 25% večjo vrednost). Sprememba je največja v spodnjih etažah, potem pa se z višino zmanjšuje (u_{NORM} pri jakosti J7 se glede na u_{NORM} pri jakosti J1 v spodnji etaži poveča kar za 74%, v etaži 8 pa za 17%).

Po pričakovanjih je tudi potek zamikov precej drugačen kot v prvih dveh primerih, predvsem v nelinearnem območju. Zamiki se pri vseh intenzitetah od spodnjih etaž navzgor zmanjšujejo (do etaže 4 oz. 5), potem pa spet povečujejo. V elastičnem območju je ta sprememba majhna, z večanjem nelinearnosti pa postane bolj očitna. Pri jakosti J7 je zamik v spodnji etaži enak 11% etažne višine in je za faktor 3 večji od najmanjšega zamika, ki nastopi v peti etaži, in za faktor 1.6 večji od zamika vrhnje etaže. Zamiki stavb 9LA, 9SE in 9BO so v elastičnem območju približno enaki, od jakosti J3 naprej pa so zamiki 9BO glede na zamike stavbe 9LA in 9SE večji v spodnji etaži in nekaj vrhnjih etažah, v srednjem delu stavbe pa so manjši.

Pri vseh intenzitetah se k_{VAR} za pomike zmanjšuje od spodnjih proti vrhnjim etažam. V spodnji etaži se vrednosti k_{VAR} nahajajo v območju 0.41 in 0.65, v zgornji etaži pa med 0.30 in 0.45. Razen nekaterih izjem se k_{VAR} z intenziteto povečuje po vseh etažah. Povprečna vrednost koeficienta variacije se povečujejo z intenziteto potresne obtežbe, od 0.17 do 0.32, z izjemo pri jakostih J1 in J2, kjer v slednjem primeru dobimo za malenkost manjšo vrednost k_{VAR} kot pri J1. Povprečne vrednosti k_{VAR} stavbe 9BO so v primerjavi z 9SE manjše pri vseh jakostih, v primerjavi s stavbo 9LA pa so nekoliko večje pri jakosti J1 in J2 in manjše pri ostalih intenzitetah.

Podobno kot pri stavbi 9SE se maksimalni povprečni k_{VAR} za zamike pojavi pri jakosti J1 ($k_{\text{VAR}} = 0.36$), vrednosti povprečnih k_{VAR} preostalih intenzitet pa se gibljejo med 0.26 in 0.34, brez kakšnega očitnega trenda glede na intenziteto potresne obtežbe. V primerjavi z povprečnim koeficientom variacije za pomike opazimo večje oz. enake vrednosti pri zamikih, z izjemo jakosti J7. Pri jakostih J1, J2 in J3 se vrednosti k_{VAR} v zgornji etaži povečajo glede na spodnjo etažo (k_{VAR} pri jakosti J1 je v spodnji etaži enak 0.32, v vrhnji etaži pa 0.60), pri večjih intenzitetah pa se nekoliko zmanjšajo (k_{VAR} pri jakosti J7 je v spodnji etaži enak 0.41, v vrhnji etaži pa 0.24). Najmanjše vrednosti se podobno kot pri 9SE pri vseh intenzitetah pojavijo v srednjem delu stavbe ($k_{\text{VAR}} = 0.12$ do 0.24). Potek k_{VAR} za zamike pri različnih intenzitetah kaže, da se največja vrednost pojavi v etaži, kjer se zgodi največji etažni zamik. V elastičnem območju in na začetku nelinearnega območja je to v zgornji etaži, pri večjih jakostih pa v spodnji.



9LA

J1 $S_{ae}(T_1) = 0.07 \text{ g}$

J2 $S_{ae}(T_1) = 0.17 \text{ g}$

J3 $S_{ae}(T_1) = 0.34 \text{ g}$

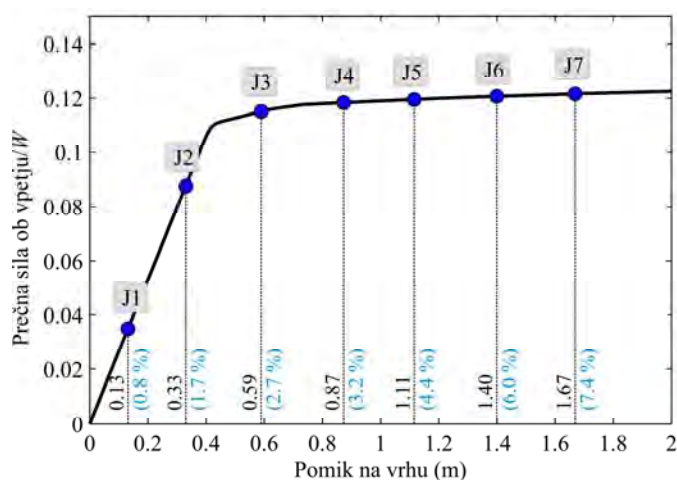
J4 $S_{ae}(T_1) = 0.50 \text{ g}$

J5 $S_{ae}(T_1) = 0.67 \text{ g}$

J6 $S_{ae}(T_1) = 0.84 \text{ g}$

J7 $S_{ae}(T_1) = 1.01 \text{ g}$

$S_{ae}(T_1)$ = spektralni pospešek
pri osnovnem nihajnem času $T_1 = 2.27\text{s}$



9SE

J1 $S_{ae}(T_1) = 0.04 \text{ g}$

J2 $S_{ae}(T_1) = 0.10 \text{ g}$

J3 $S_{ae}(T_1) = 0.19 \text{ g}$

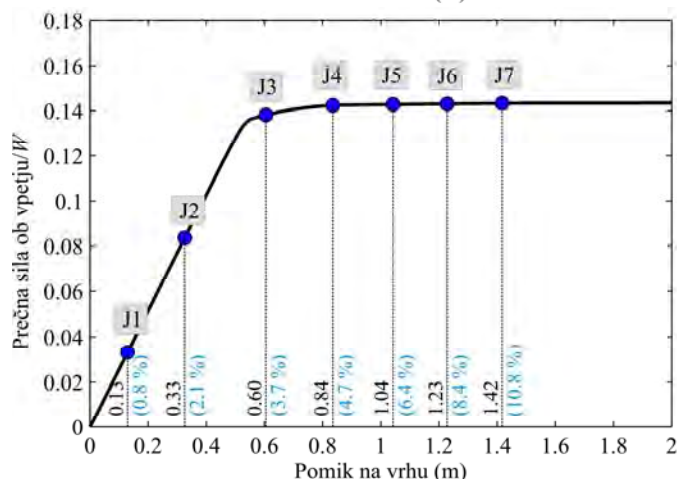
J4 $S_{ae}(T_1) = 0.29 \text{ g}$

J5 $S_{ae}(T_1) = 0.39 \text{ g}$

J6 $S_{ae}(T_1) = 0.48 \text{ g}$

J7 $S_{ae}(T_1) = 0.58 \text{ g}$

$S_{ae}(T_1)$ = spektralni pospešek
pri osnovnem nihajnem času $T_1 = 2.99\text{s}$



9BO

J1 $S_{ae}(T_1) = 0.04 \text{ g}$

J2 $S_{ae}(T_1) = 0.09 \text{ g}$

J3 $S_{ae}(T_1) = 0.18 \text{ g}$

J4 $S_{ae}(T_1) = 0.27 \text{ g}$

J5 $S_{ae}(T_1) = 0.36 \text{ g}$

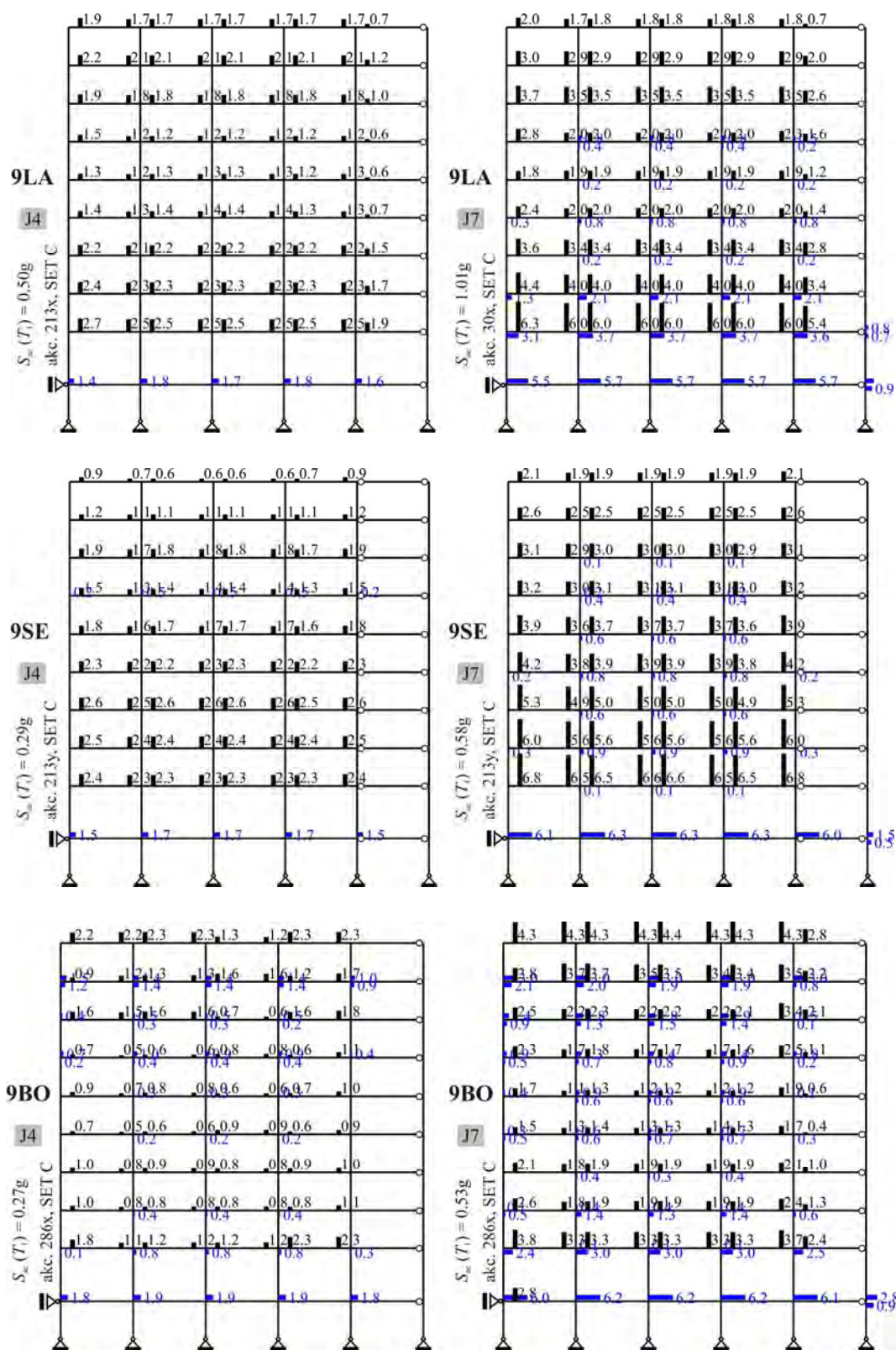
J6 $S_{ae}(T_1) = 0.44 \text{ g}$

J7 $S_{ae}(T_1) = 0.53 \text{ g}$

$S_{ae}(T_1)$ = spektralni pospešek
pri osnovnem nihajnem času $T_1 = 3.12\text{s}$

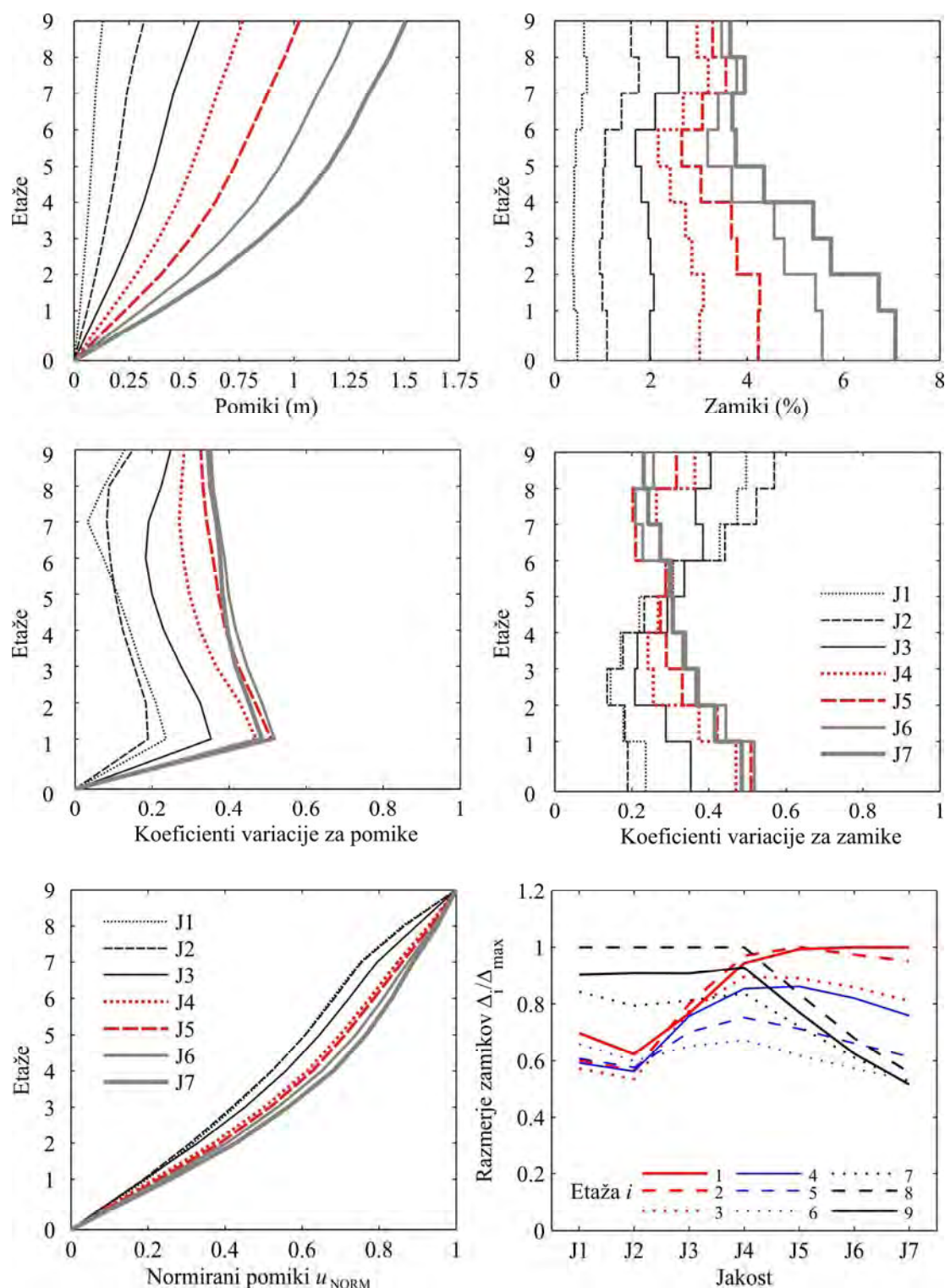
Slika 6.6: Pushover krivulje za 9-etažne stavbe ob upoštevanju horizontalnih sil, ki so proporcionalne osnovni nihajni obliki. Različne intenzitete (J1, ..., J7) so označene s povprečnim pomikom na vrhu stavbe in največjim povprečnim zamikom po etažah, ki sta izračunana iz rezultatov 20 (ne)linearnih dinamičnih analiz za skupino akceleroграмov SET C

Figure 6.6: Pushover curves for 9-storey buildings Fundamental-mode height wise distributions of the lateral loads were used. The mean top displacement and maximum of the mean storey drifts obtained by (non)linear dynamic analyses for different intensities of ground motion (SET C) are denoted



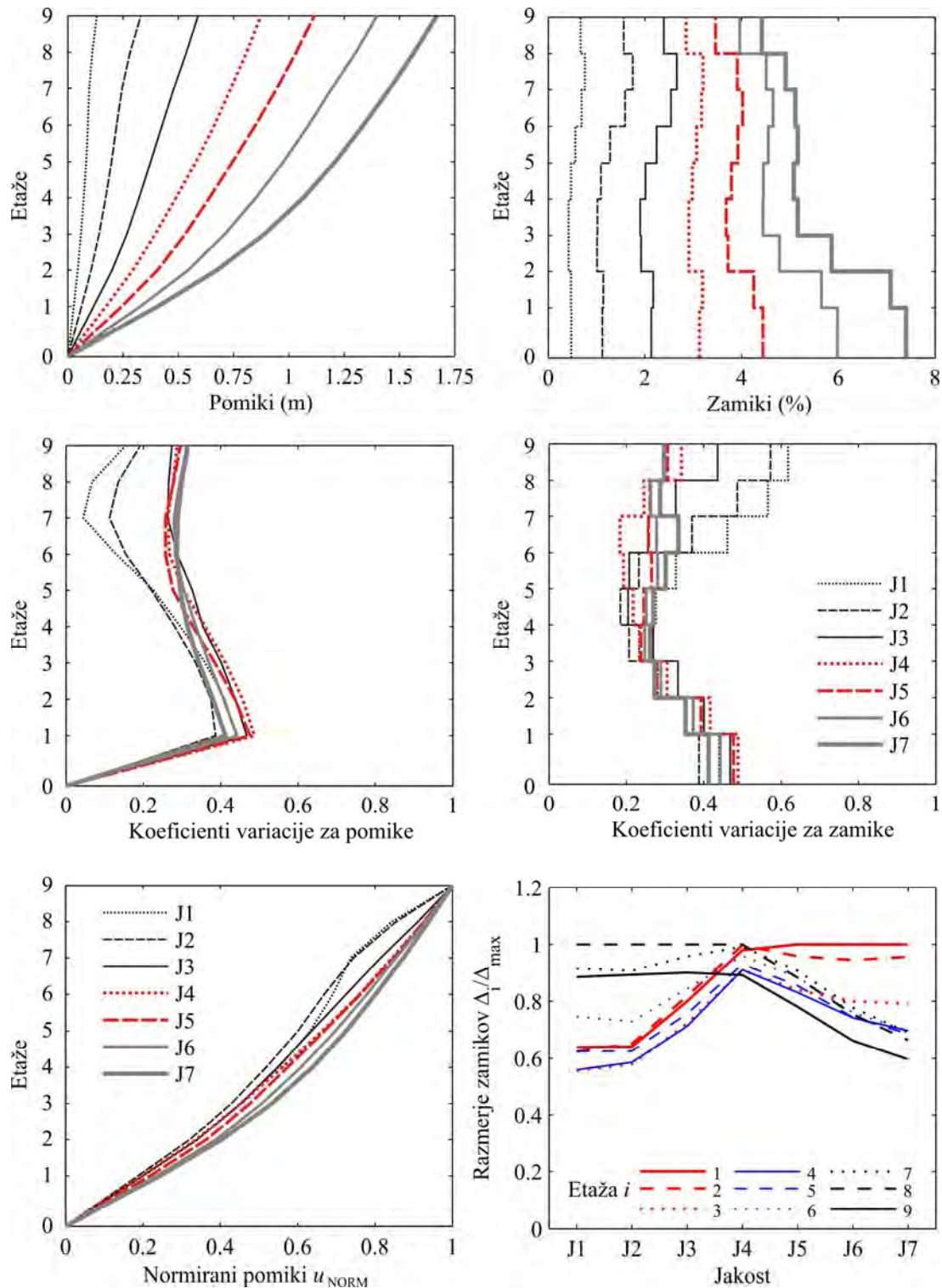
Slika 6.7: Plastične rotacije (%) 9-etažnih stavb, izračunane z nelinearno dinamično analizo (uporabljeni akcelorogrami iz skupine SET C so označeni na sliki, ločeno za intenziteto J4 oz. J7)

Figure 6.7: The plastic rotations (%) for 9-storey buildings obtained by the non-linear dynamic analyses using accelerograms which are indicated on picture for selected intensities of ground motions J4 and J7



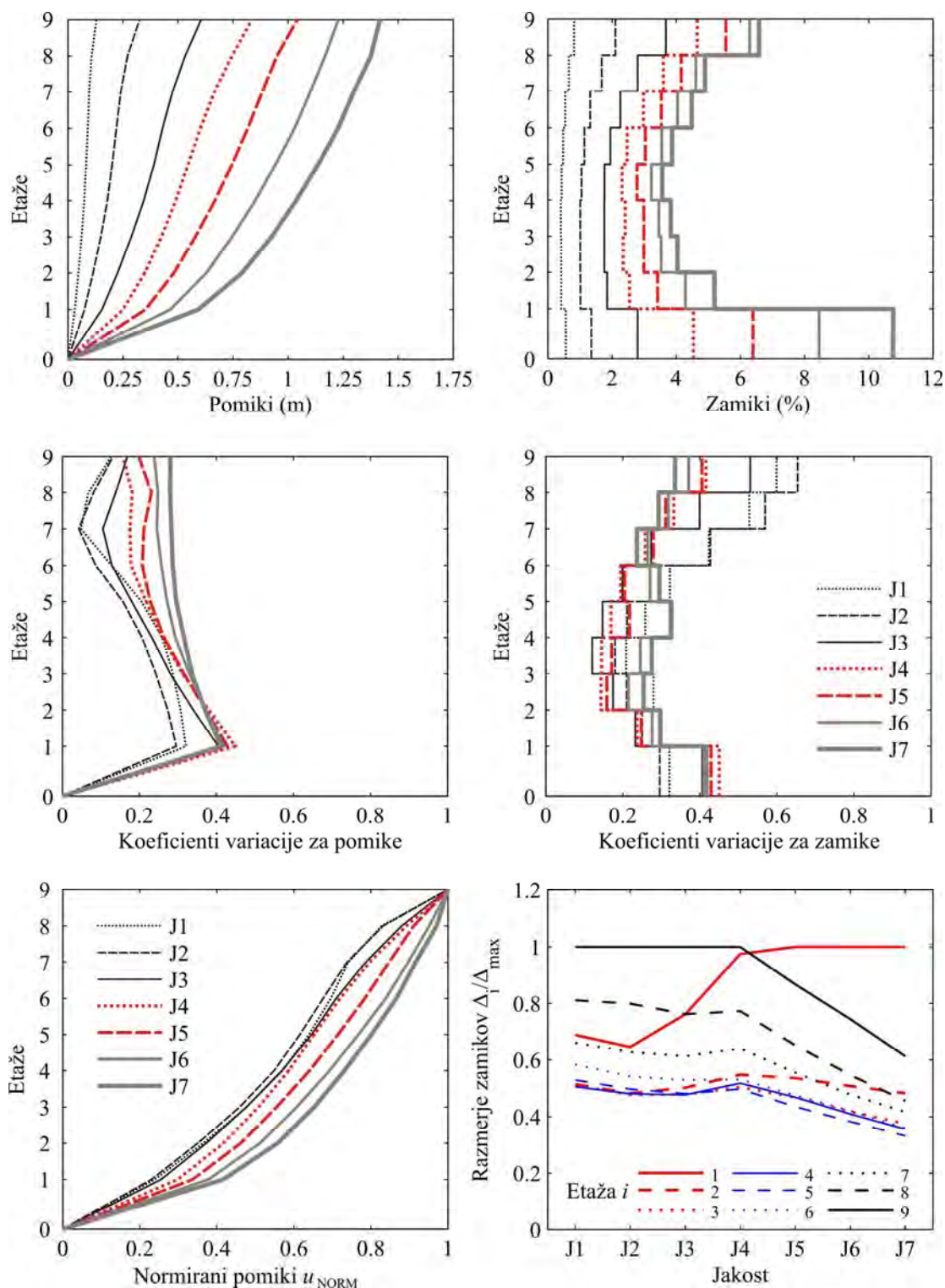
Slika 6.8: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 9LA in skupino akceleroграмov SET C

Figure 6.8: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 9LA building and basic ground motion set (SET C)



Slika 6.9: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 9SE in skupino akcelorogramov SET C

Figure 6.9: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 9SE building and basic ground motion set (SET C)



Slika 6.10: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 9BO in skupino akceleroграмov SET C

Figure 6.10: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 9BO building and basic ground motion set (SET C)

6.2.2 Tri etažne stavbe

STAVBA 3LA

Naslednji trije testni primeri so 3-etažne jeklene stavbe, projektirane za ista območja kot 9-etažne stavbe. Najprej izvedemo 140 (ne)linernih dinamičnih analiz za stavbo, projektirano za območje Los Angeles (3LA). Uporabimo akceleroگرامe skupine SET C, ki so normirani na spektralni pospešek $S_{ae}(T_1) = 0.17g, 0.43g, 0.85g, 1.28g, 1.71g, 2.13g$ in $2.56g$ za jakosti od J1 do J7 pri osnovnem nihajnem času konstrukcije, ki znaša $T_1 = 1.01$ s. Rezultati 140 NDA analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije in normirani pomiki) stavbe 3LA in skupine akceleroگرامov SET C so prikazani na sliki 6.13, intenzitete (jakosti) potresne obtežbe (od J1 do J7) pa so na sliki 6.11 označene s povprečnim pomikom na vrhu stavbe in največjim povprečnim zamikom po etažah. Na sliki 6.12 je prikazana razporeditev plastičnih členkov oz. poškodovanost konstrukcije pri intenziteti J4 in J7, kateri ustreza spektralni $S_{ae}(J4) = 1.28g$.

Povprečni pomiki po etažah se konstantno povečujejo z intenziteto potresne obtežbe. Iz slike normiranih pomikov vidimo, da se deformacijska linija zanemarljivo spremeni le v spodnji etaži (u_{NORM} pri jakosti J1 znaša 0.29, pri jakosti J7 pa 0.34).

Prav tako se razporeditev povprečnih zamikov po etažah ne spreminja bistveno z jakostjo obtežbe. Maksimalni zamik je v vseh primerih dosežen v vrhnji etaži, vendar ni bistveno večji od zamikov spodnjih dveh etaž.

Povprečna vrednost koeficienta variacije se povečuje z večanjem plastičnih rotacij v elementih. V elastičnem območju (J1, J2) zavzame vrednost 0.06, medtem ko je pri jakostih J6 in J7 povprečna vrednost k_{VAR} večja za faktor 10 in znaša 0.60. Vedeti pa moramo, da so pri teh jakostih etažni zamiki že precej veliki, znašajo več kot 7% (slika 6.13). Podobno kot povprečna vrednost k_{VAR} za pomike se raztros pomikov praktično po vseh etažah povečuje z intenziteto. Vrednosti k_{VAR} v spodnji etaži se gibljejo med 0.09 in 0.61 in so za posamezne jakosti neopazno večje od koeficientov variacije v vrhnji etaži, ki se nahajajo v območju med 0.03 in 0.58.

Tudi povprečna vrednost k_{VAR} za zamike se pri stavbi 3LA povečuje z intenziteto, česar pri 9 etažnih testnih primerih nismo opazili. Vrednosti so približno enake kot pri pomikih, povprečni k_{VAR} znaša 0.08 pri jakosti J1 in se povečuje do 0.56 pri jakostih J6 in J7. Vrednost k_{VAR} za zamike v posamezni etaži se podobno kot pri pomikih povečuje z intenziteto. V elastičnem območju je največji raztros rezultatov viden v vrhnji etaži (k_{VAR} je 0.12 pri jakosti J1 in 0.13 pri jakosti J2), v neelastičnem območju pa v spodnji etaži (k_{VAR} pri jakosti J7 znaša 0.61).

STAVBA 3SE

Drugi 3-etažni primer je stavba projektirana za območje Seattle. 20 akceleroگرامov osnovne skupine SET C je normiranih na spektralni pospešek $S_{ae}(T_1) = 0.13g, 0.33g, 0.65g, 0.98g, 1.30g, 1.63g$ in $1.96g$

za jakosti od J1 do J7 pri osnovnem nihajnem času konstrukcije $T_1 = 1.33$ s. Rezultati 140 linearnih in nelinearnih dinamičnih analiz so zbrani na slikah 6.11, 6.12 in 6.14.

Deformacijska linija pomikov je zelo podobna deformacijski liniji stavbe 3LA. Vpliv intenzitete potresne obtežbe na deformacijsko linijo pomikov je praktično zanemarljiv (u_{NORM} pri jakosti J7 znaša 0.38, pri jakosti J1 pa 0.31).

Povprečni zamiki stavbe 3SE so približno enaki v vseh etažah, nekoliko večje vrednost opazimo v zgornjih etažah pri vseh jakostih, razen pri J6 in J7, kjer se maksimalni zamik pojavi v spodnji etaži.

Kot se je pokazalo v vseh dosedanjih primerih, se povprečna vrednost koeficienta variacije za pomike povečuje z intenziteto. V slednjem (3SE) se vrednosti gibljejo na intervalu od 0.10 in 0.35. Predvsem pri večjih jakostih je povprečni k_{VAR} manjši kot pri 3LA. Raztros pomikov se po etažah zmanjšuje od spodaj navzgor. Takšen trend zasledimo pri vseh jakostih. V elastičnem območju pri jakosti J1 se k_{VAR} zmanjša od 0.18 (spodnja etaža) do 0.05 (vrhnja etaža), pri največji obravnavani jakosti pa od 0.38 do 0.33.

Pri zamikih stavbe 3SE večanje povprečne vrednosti k_{VAR} z intenziteto ni tako očitno kot pri 3LA. Vidimo pa, da vrednost vseeno narašča s večanjem plastifikacije elementov. Pri jakostih J1 in J2 (elastično območje) znaša 0.14 in je precej manjša kot v nelinearnem območju, kjer se povprečna vrednost k_{VAR} giblje na intervalu med 0.26 in 0.33. Raztros zamikov po etažah kaže, da se v prvih dveh etažah raztros zamikov povečuje z intenziteto, v vrhnji etaži pa je praktično enak pri vseh jakostih. Če gledamo elastično območje, vidimo da se vrednosti k_{VAR} v zgornji etaži povečajo glede na spodnjo etažo, od jakosti J3 naprej (neelastično območje) pa se zmanjšajo.

STAVBA 3BO

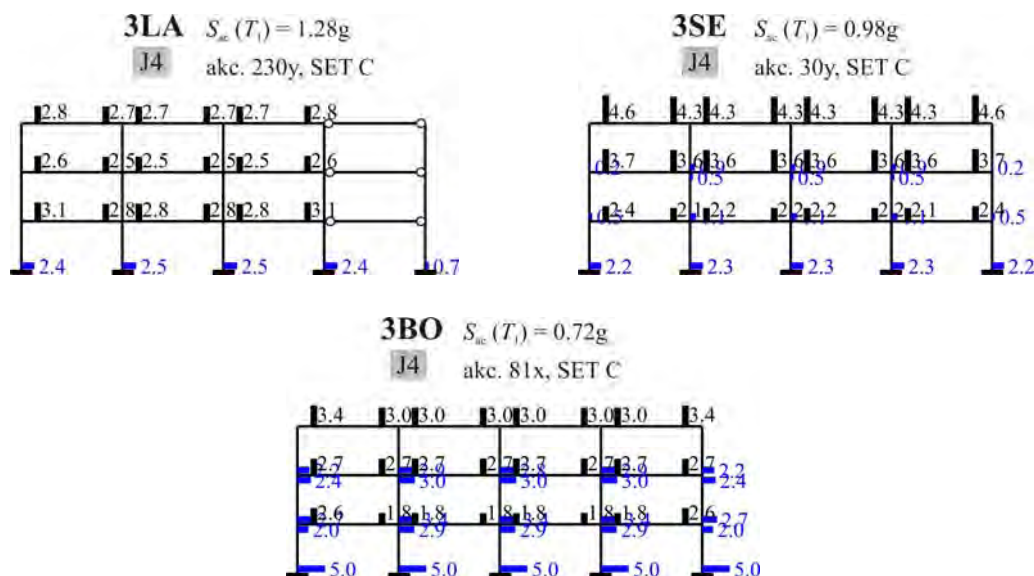
Zadnji 3-etažni primer je stavba projektirana za območje Boston. Akceleroگرامi skupine SET C so normirani na spektralni pospešek $S_{\text{ae}}(T_1) = 0.10g, 0.24g, 0.48g, 0.72g, 0.96g, 1.21g$ in $1.45g$ za jakosti od J1 do J7. Osnovni nihajni čas konstrukcije T_1 znaša $= 1.79$ s. Rezultati 140 linearnih in nelinearnih dinamičnih analiz so prikazani na slikah 6.11, 6.12 in 6.15.

Podobno kot pri devet etažnih testnih primerih, tudi pri nižjih stavbah opazimo največjo spremembo deformacijske oblike pomikov pri stavbi, projektirani za območje Boston. Očitna sprememba je posledica tvorbe precej neugodnega mehanizma (etažni mehanizem v prvi in drugi etaži, glej sliko 6.12). V elastičnem območju so vrednosti u_{NORM} po vseh etažah najmanjše, potem pa se z intenziteto povečujejo (v spodnji etaži pri jakosti J1 znaša $u_{\text{NORM}} = 0.31$, pri jakosti J7 pa opazimo kar za 81% večjo vrednost $u_{\text{NORM}} = 0.56$). Sprememba v srednji etaži je manjša, normiran pomik pri jakosti J7 se glede na najmanjšo jakost poveča za 27%.

Potek povprečnih zamikov kaže na nastanek etažnega mehanizma. V elastičnem območju se največji zamiki pojavijo v vrhni etaži (podobno kot v prejšnjih dveh 3 etažnih primerih). Z večanjem jakosti pa se zamik v spodnji etaži močno poveča glede na zamika preostalih etaž. Pri jakosti J7 je zamik etaže ob vpetju dvakrat večji od zamika vrhnje etaže, in znaša 15.6% etažne višine.

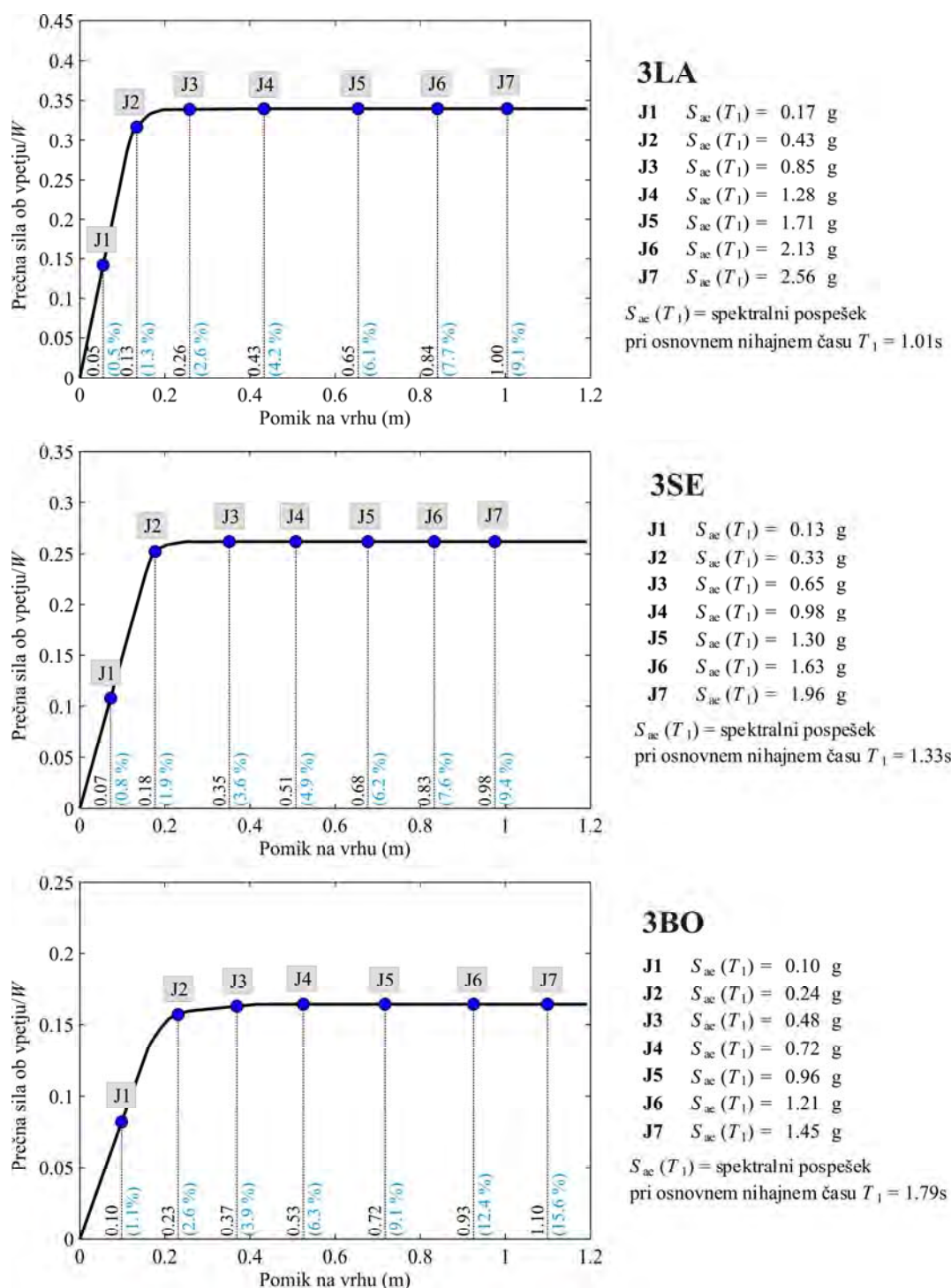
Povprečna vrednost k_{VAR} za pomike zavzema vrednosti med 0.10 in 0.41. Najmanjša vrednost pripada raztrosom pomikov pri najmanjši jakosti, največja vrednost pa največji jakosti. Koeficient variacije se pri posamezni jakosti zmanjšuje od spodaj navzgor. Vrednosti v spodnji etaži se v večini primerov z intenziteto povečujejo od 0.18 do 0.47, v zgornji etaži pa od 0.05 do 0.37.

Povprečne vrednosti koeficienta variacije za zamike pri jakostih J1 in J2 so v primerjavi s povprečnim k_{VAR} za pomike nekoliko večje, pri preostalih jakostih pa so manjše. Povprečni raztros zamikov po etažah se veča z intenziteto. V prvih dveh etažah se koeficient variacije za zamike povečuje z intenziteto, v vrhni etaži pa pada z intenziteto. Če izoliramo zamike za posamezno jakost, vidimo kot že v veliko testnih primerih doslej, povečanje k_{VAR} v zgornji etaži glede na spodnjo v elastičnem območju, in obratno situacijo, zmanjšanje k_{VAR} z v zgornji etaži glede na spodnjo pri jakostih, kjer je dosežena že znatna plastifikacija elementov.



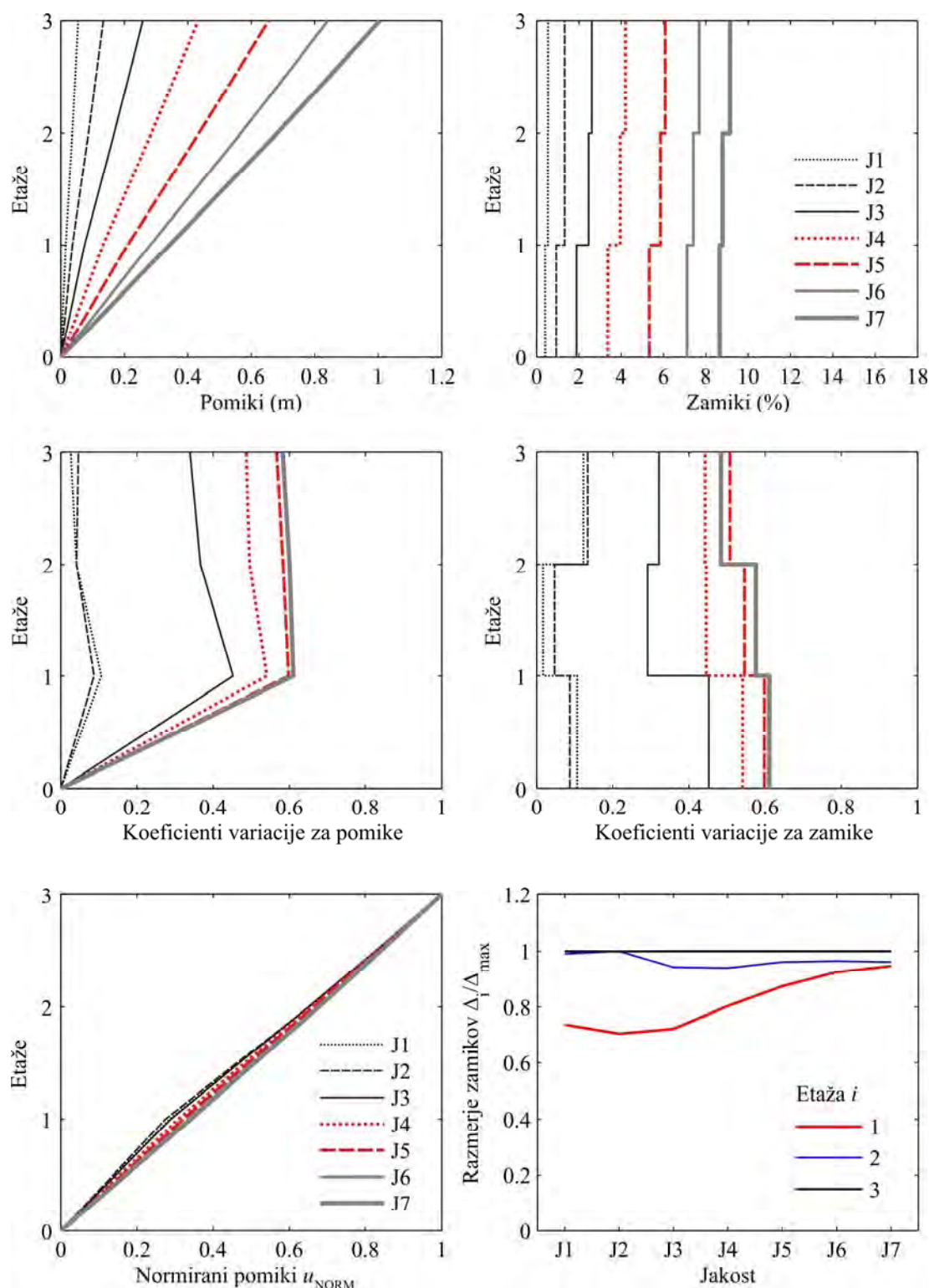
Slika 6.11: Plastične rotacije (%) 3-etažnih stavb pri intenziteti J4, izračunane z nelinearno dinamično analizo (uporabljeni akceleroگرامi iz skupine SET C so označeni na sliki)

Figure 6.11: The plastic rotations (%) for 3-storey buildings obtained by the non-linear dynamic analyses using accelerograms which are indicated on picture for selected intensity of ground motions J4



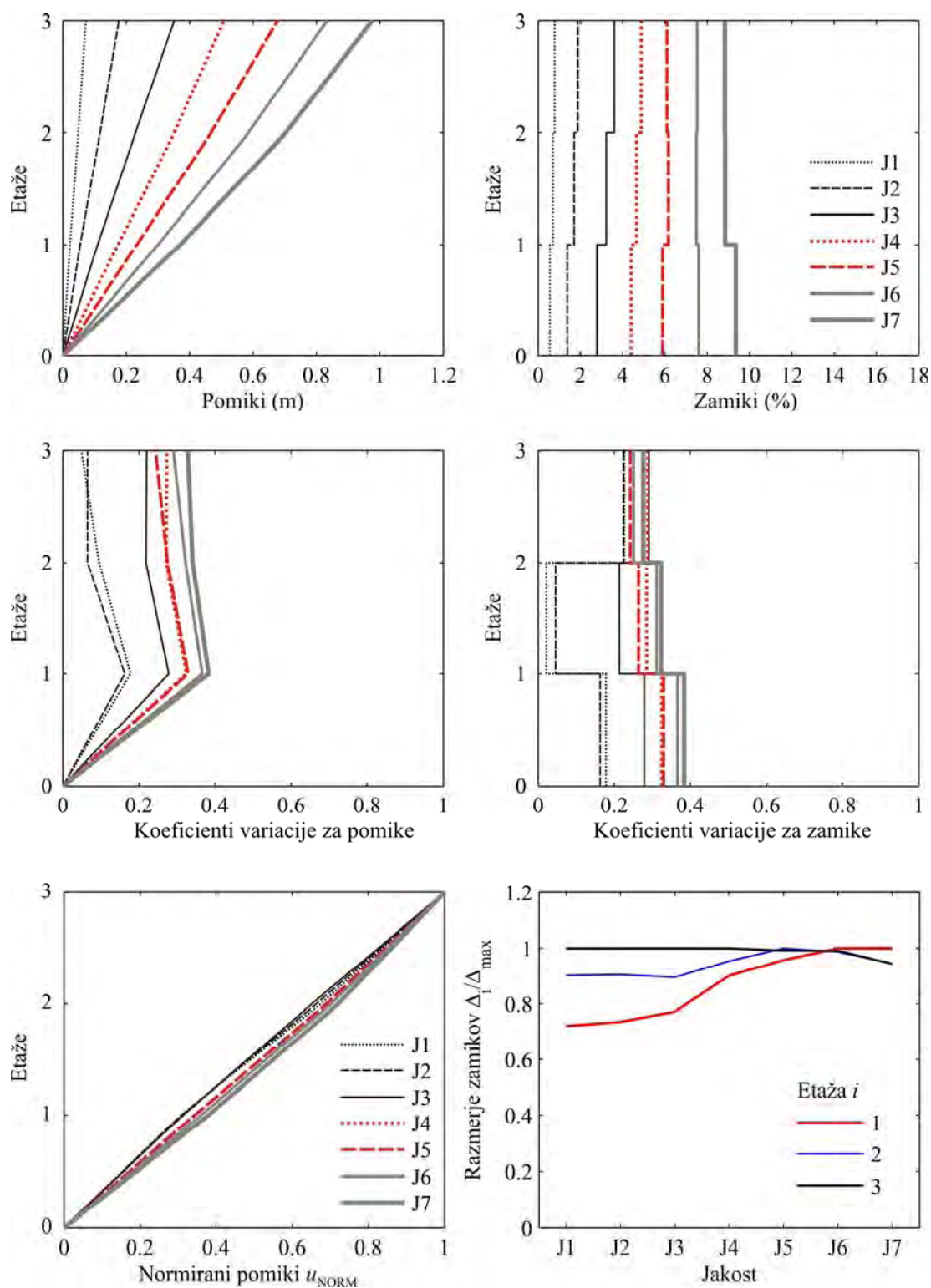
Slika 6.12: Pushover krivulje za 3-etažne stavbe ob upoštevanju horizontalnih sil, ki so proporcionalne osnovni nihajni obliki. Različne intenzitete (J1, ..., J7) so označene s povprečnim pomikom na vrhu stavbe in največjim povprečnim zamikom po etažah, ki sta izračunana iz rezultatov (ne)linearnih dinamičnih analiz za skupino akcelorogramov SET C

Figure 6.12: Pushover curves for 3-storey buildings Fundamental-mode height wise distributions of the lateral loads were used. The mean top displacement and maximum of the mean storey drifts obtained by (non)linear dynamic analyses for different intensities of ground motion (SET C) are denoted



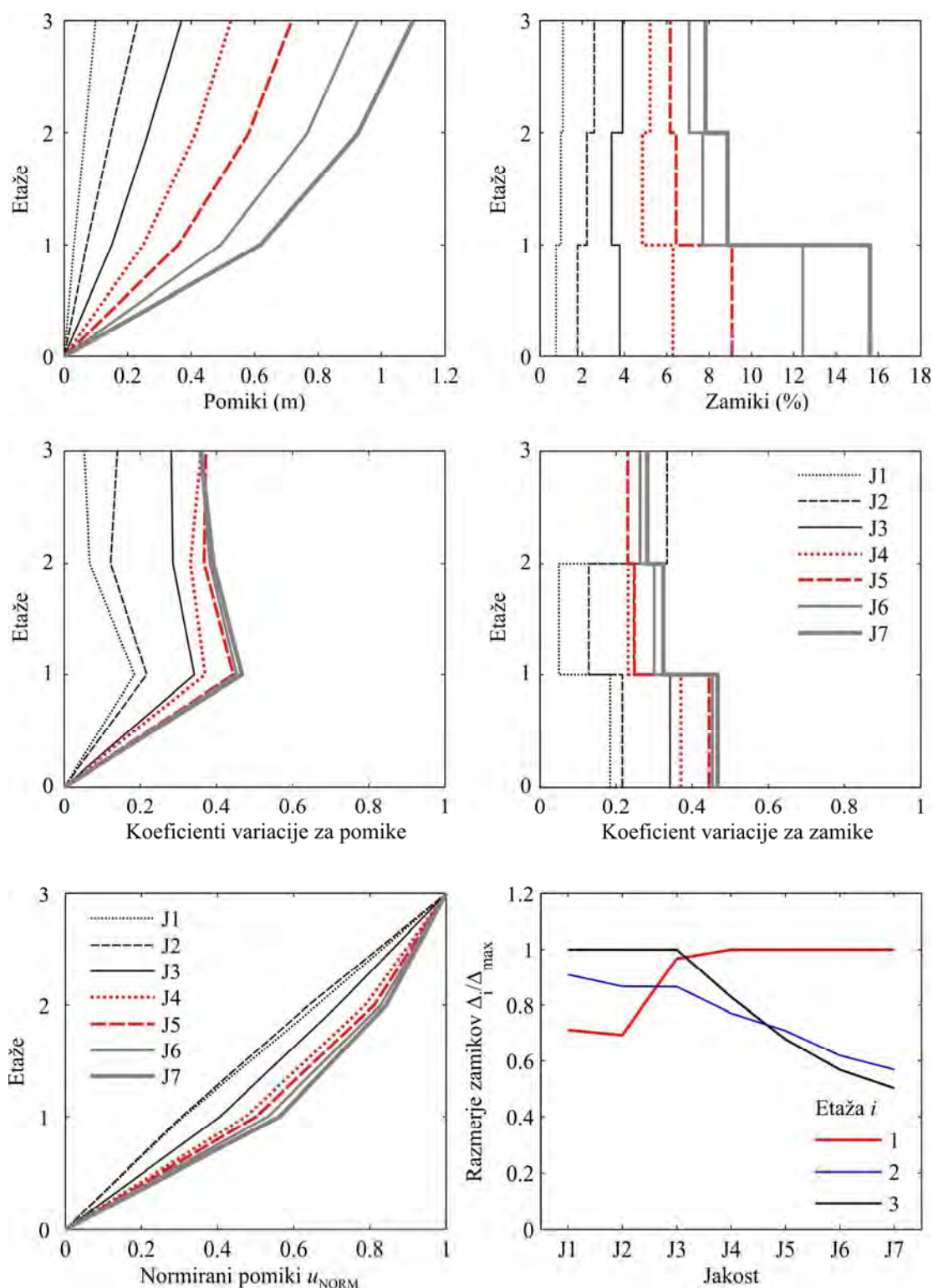
Slika 6.13: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 3LA in skupino akceleroogramov SET C

Figure 6.13: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 3LA building and basic ground motion set (SET C)



Slika 6.14: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 3SE in skupino akceleroграмov SET C

Figure 6.14: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 3SE building and basic ground motion set (SET C)



Slika 6.15: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 3BO in skupino akcelorogramov SET C

Figure 6.15: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 3BO building and basic ground motion set (SET C)

6.2.3 Dvajset etažne stavbe

STAVBA 20LA

Zadnji trije testni primeri iz skupine jeklenih konstrukcij so 20-etažne jeklene stavbe. Najprej izvedemo 140 (ne)liniranih dinamičnih analiz za stavbo 20LA z uporabo akceleroogramov skupine SET C, ki so normirani na spektralni pospešek $S_{ae}(T_1) = 0.02g, 0.06g, 0.12g, 0.18g, 0.24g, 0.30g$ in $0.36g$ za jakosti od J1 do J7 pri osnovnem nihajnem času konstrukcije $T_1 = 3.82$ s. Rezultati 140 NDA analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije in normirani pomiki) stavbe 3LA in skupine akceleroogramov SET C so prikazani na sliki 6.19, intenzitete (jakosti) potresne obtežbe (od J1 do J7) pa so na sliki 6.16 označene s povprečnim pomikom na vrhu stavbe in največjim povprečnim zamikom po etažah. Na sliki 6.17 je prikazana razporeditev plastičnih členkov oz. poškodovanost konstrukcije pri intenziteti J4 in J7, kateri ustreza spektralni pospešek $S_{ae}(J4) = 0.18 g$.

V primerjavi s 3 in 9 etažnimi stavbami je sprememba deformacijske linije pomikov stavbe 20LA z intenziteto potresne obtežbe največja. V elastičnem območju so vrednosti normiranih pomikov najmanjše po celotni višini stavbe, potem pa se z večanjem intenzitete potresne obtežbe normirani pomiki večajo. Na sredini stavbe (etaža 10) pri jakosti J1 je $u_{NORM} = 0.57$, pri jakosti J7 pa je vrednost za 37% večja ($u_{NORM} = 0.79$). Sprememba se z višino zmanjšuje (u_{NORM} pri jakosti J7 se glede na u_{NORM} pri jakosti J1 poveča kar za 54% na nivoju četrte etaže (največja sprememba), na nivoju etaže 19 pa za 7%).

V elastičnem območju (jakost J1 in J2) so zamiki v zgornjih etažah v primerjavi z zamiki v spodnjih etažah nekoliko večji, z večanjem nelinearnosti pa se maksimalni zamik pomakne v spodnji del stavbe. Pri jakosti J7 je maksimalni zamik v 3. etaži (4.3% etažne višine) za faktor 2.93 večji od minimalnega zamika v vrhnji etaži (1.46%). V primerjavi z ostalimi do sedaj analiziranimi stavbami (3- in 9-etažnimi) opazimo pri stavbi 20LA precej manjše maksimalne zamike.

Tudi pri 20 etažnih stavbah se povprečni koeficient variacije za pomike povečuje z intenziteto potresne obtežbe. Vrednosti se gibljejo med 0.22 in 0.36. Pri posamezni jakosti se k_{VAR} zmanjšuje od spodnje etaže do $\frac{3}{4}$ višine stavbe, potem pa ohranijo enako vrednost oz. se pri J1 in J2 nekoliko povečajo. V spodnji etaži se vrednosti k_{VAR} za različne intenzitete nahajajo v območju od 0.37 do 0.60, na vrhu stavbe pa med 0.11 in 0.29.

Podobno kot pri stavbah 9SE in 9BO se največji povprečni koeficient variacije za zamike pojavi pri jakosti J1 ($k_{VAR} = 0.37$), ostale vrednosti pa se nahajajo med 0.27 in 0.33, brez kakšnega očitnega trenda glede na intenziteto potresne obtežbe. V primerjavi z povprečnim koeficientom variacije za pomike opazimo večje vrednosti pri zamikih do vključno jakosti J4, v ostalih primerih pa večji povprečni raztros izkazujejo pomiki. Pri jakostih J1 in J2 se vrednosti k_{VAR} zmanjšujejo od spodaj približno do polovice višine stavbe, potem pa se spet nekoliko povečujejo, vendar je k_{VAR} še vedno večji v vrhnji etaži kot v etaži spodnji (k_{VAR} pri jakosti J1 je v spodnji etaži enak 0.39, v vrhnji etaži pa

0.56). Pri večjih intenzitetah pa je k_{VAR} v zgornji etaži manjši kot v spodnji etaži (k_{VAR} pri jakosti J7 je v spodnji etaži enak 0.60, v vrhnji etaži pa 0.29).

STAVBA 20SE

Pri 20 etažni jekleni stavbi projektirani za območje Seattle (20SE) so akcelorogrami skupine C zaradi podobnega osnovnega časa ($T_1 = 3.76$ s) kot pri stavbi 20LA normirani na približno enak spektralni pospešek, in sicer $S_{ae} = 0.02g, 0.06g, 0.12g, 0.18g, 0.24g, 0.30g$ in $0.36g$ za jakosti od J1 do J7. Rezultati 140 linearnih in nelinearnih dinamičnih analiz so prikazani na slikah 6.16, 6.17 in 6.20.

Povprečni pomiki stavbe 20SE so v primerjavi s stavbo 20LA večji v zgornji polovici stavbe, v spodnji polovici pa so manjši. Deformacijska linija pomikov je podobna kot pri stavbi projektirani za območje Los Angeles. Na sredini stavbe pri jakosti J1 je $u_{NORM} = 0.52$, pri jakosti J7 je za 24% večja vrednost, $u_{NORM} = 0.65$. Sprememba se z višino zmanjšuje (u_{NORM} pri jakosti J7 se glede na u_{NORM} pri jakosti J1 poveča kar za 62% na nivoju spodnje etaže (največja sprememba), v etaži 19 pa za 7%).

V elastičnem območju (jakost J1 in J2) se maksimalni zamiki pojavijo v zgornjih etažah. Z večanjem intenzitete ostanejo ti zamiki še vedno veliki, zaradi plastifikacije ob vpetju pa se povečajo zamiki v spodnji etaži, ki presežejo vrednost največjega zamika zgornjih etaž od jakosti J6 naprej. Maksimalni zamik v spodnji etaži znaša 4.61% etažne višine, največji zamik v zgornjem delu pa 3.40% etažne višine. Ti vrednosti sta doseženi pri jakosti J7.

Povprečni koeficient variacije za pomike se povečuje z intenziteto potresne obtežbe, od 0.21 do 0.33. Izjema sta edino najnižji jakosti, saj je povprečna vrednost k_{VAR} za pomike pri jakosti J2 manjša kot pri J1, vendar je razlika zanemarljiva. Potek k_{VAR} po etažah pri posamezni jakosti je podoben kot pri 20LA, raztros pomikov se zmanjšuje do $\frac{3}{4}$ višine stavbe, potem pa se spet nekoliko poveča. Opazimo pa, da se v etažah v spodnji polovici stavbe k_{VAR} povečuje do jakosti J4, potem je približno enak, v etažah v zgornji polovici stavbe pa se z izjemo J1 in J2 konstantno povečuje z intenziteto obtežbe.

Največji povprečni raztros zamikov po etažah je spet viden pri jakostih J1 in J2 (0.36 in 0.34). Ne moremo pa trditi da povprečni k_{VAR} pada z intenziteto, saj v ostalih primerih zavzema približno enako vrednost, od 0.27 do 0.30. V primerjavi z povprečnim koeficientom variacije za pomike opazimo večji raztros zamikov do vključno jakosti J4, v ostalih primerih pa večji povprečni raztros izkazujejo pomiki. Pri jakostih J1 in J2 se vrednosti k_{VAR} najprej zmanjšujejo od spodaj približno do polovice višine stavbe, potem pa se spet nekoliko povečujejo, vendar je k_{VAR} še vedno večji v vrhnji kot v spodnji etaži (k_{VAR} pri jakosti 1 je v spodnji etaži enak 0.38, v vrhnji etaži pa 0.53). Pri večjih intenzitetah (J4, J5, J6 in J7) se k_{VAR} prav tako najprej zmanjšuje od spodaj navzgor, potem se začne povečevati, pa spet zmanjševati in spet povečevati, vendar je za spremembo napram elastičnemu območju k_{VAR} v zgornji etaži manjši kot v spodnji etaži (k_{VAR} pri jakosti J7 je v spodnji etaži enak 0.48, v vrhnji etaži pa 0.35).

STAVBA 20BO

Zadnja izmed skupine jeklenih stavb je 20-etažna stavba projektirana za območje Boston (20BO). Osnovni nihajni čas konstrukcije znaša $T_1 = 3.11s$. Pri tem nihajnem času akceleroگرامi skupine SET C zavzemajo vrednost spektralnih pospeškov $S_{ae}(T_1) = 0.04g, 0.09g, 0.18g, 0.27g, 0.36g, 0.45g$ in $0.53g$ za jakosti od J1 do J7. Rezultati NDA so zbrani na slikah 6.16, 6.17 in 6.21.

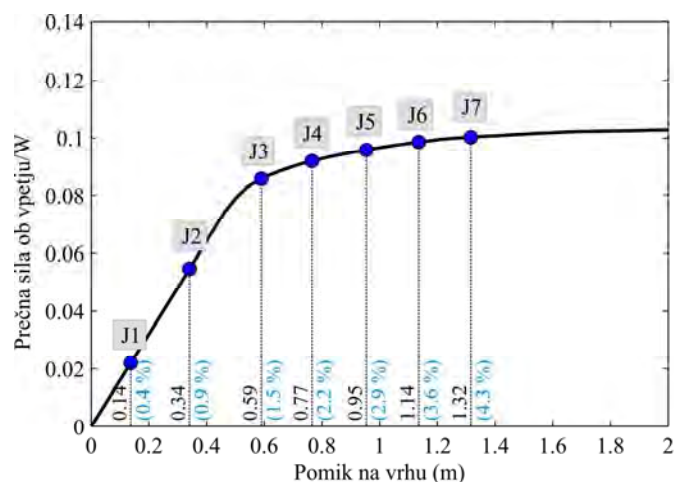
V dosedanjih dveh testnih primerih projektiranih za območje Boston (3BO in 9BO) so rezultati kazali na nezaželen mehanizem. Tudi 20 etažna stavba ni izjema, kar se vidi že iz linije normiranih pomikov glede na pomik na vrhu stavbe. Na sredini stavbe pri jakosti J1 je $u_{NORM} = 0.51$, pri jakosti J7 je za 17% večja vrednost, $u_{NORM} = 0.60$. Za razliko od prejšnjih stavb se sprememba z višino najprej zmanjšuje potem pa spet povečuje (u_{NORM} pri jakosti J7 se glede na u_{NORM} pri jakosti J1 v etaži 1 poveča za 72%, v etaži 10 za 17%, v etaži 16 pa za 33%).

V elastičnem območju (jakost J1 in J2) se povprečni zamiki večajo od spodaj navzgor, z izjemo prve etaže. Z večanjem intenzitete pa se zamiki v spodnji etaži sočasno večajo z zamiki v etažah od 12 do 14, kar je posledica nastanka etažnega mehanizma (slika 6.17).

Povprečni koeficient variacije za raztros pomikov znaša med 0.24 in 0.39. Vrednosti neelastičnega sistema so večje od elastičnega sistema. Isti trend kot že velikokrat doslej vidimo pri poteku k_{VAR} po etažah pri posamezni intenziteti, vrednosti namreč padajo od spodnjih etaž proti vrhnjim. k_{VAR} v spodnji etaži za različne intenzitete zavzema vrednosti med 0.40 in 0.66, v vrhnji etaži pa se koeficient variacije nahaja med 0.19 in 0.27.

Povprečni raztros zamikov pri posamezni intenziteti spet kaže največjo vrednost pri jakosti J1, in sicer 0.41. Pri jakosti J2 je vrednost praktično enaka (0.39), pri ostalih jakostih pa se nahaja na zelo ozkem intervalu, med 0.30 in 0.32. V primerjavi z povprečnim koeficientom variacije za pomike, opazimo večji raztros zamikov do vključno jakosti J2, v ostalih primerih pa večji oz. enak povprečni raztros izkazujejo pomiki.

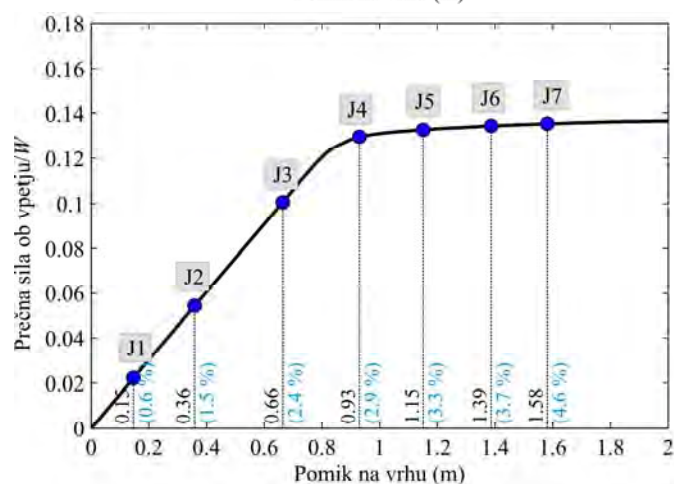
Analiza rezultatov, ki opisujejo raztros zamikov po etažah, kaže, da se v elastičnem območju (J1, J2) vrednosti k_{VAR} v zgornji etaži povečajo glede na spodnjo etažo (k_{VAR} pri jakosti J1 je v spodnji etaži enak 0.45, v vrhnji etaži pa 0.64), pri večjih intenzitetah (nelinearno območje) pa se nekoliko zmanjšajo (k_{VAR} pri jakosti J7 je v spodnji etaži enak 0.56, v vrhnji etaži pa 0.35). Povečanje raztrosa zamikov pri večjih jakostih opazimo na mestu nastanka etažnega mehanizma (med etažami 12 in 14).



20LA

- J1 $S_{ac}(T_1) = 0.02$ g
- J2 $S_{ac}(T_1) = 0.06$ g
- J3 $S_{ac}(T_1) = 0.12$ g
- J4 $S_{ac}(T_1) = 0.18$ g
- J5 $S_{ac}(T_1) = 0.24$ g
- J6 $S_{ac}(T_1) = 0.30$ g
- J7 $S_{ac}(T_1) = 0.36$ g

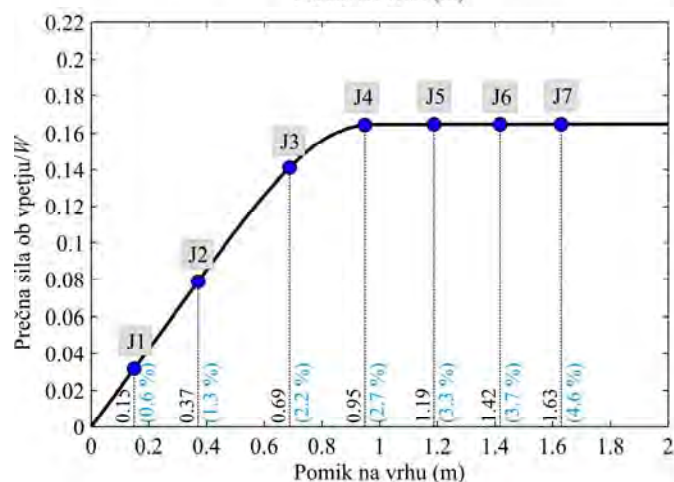
$S_{ac}(T_1)$ = spektralni pospešek
pri osnovnem nihajnem času $T_1 = 3.82$ s



20SE

- J1 $S_{ac}(T_1) = 0.02$ g
- J2 $S_{ac}(T_1) = 0.06$ g
- J3 $S_{ac}(T_1) = 0.12$ g
- J4 $S_{ac}(T_1) = 0.18$ g
- J5 $S_{ac}(T_1) = 0.24$ g
- J6 $S_{ac}(T_1) = 0.30$ g
- J7 $S_{ac}(T_1) = 0.37$ g

$S_{ac}(T_1)$ = spektralni pospešek
pri osnovnem nihajnem času $T_1 = 3.76$ s



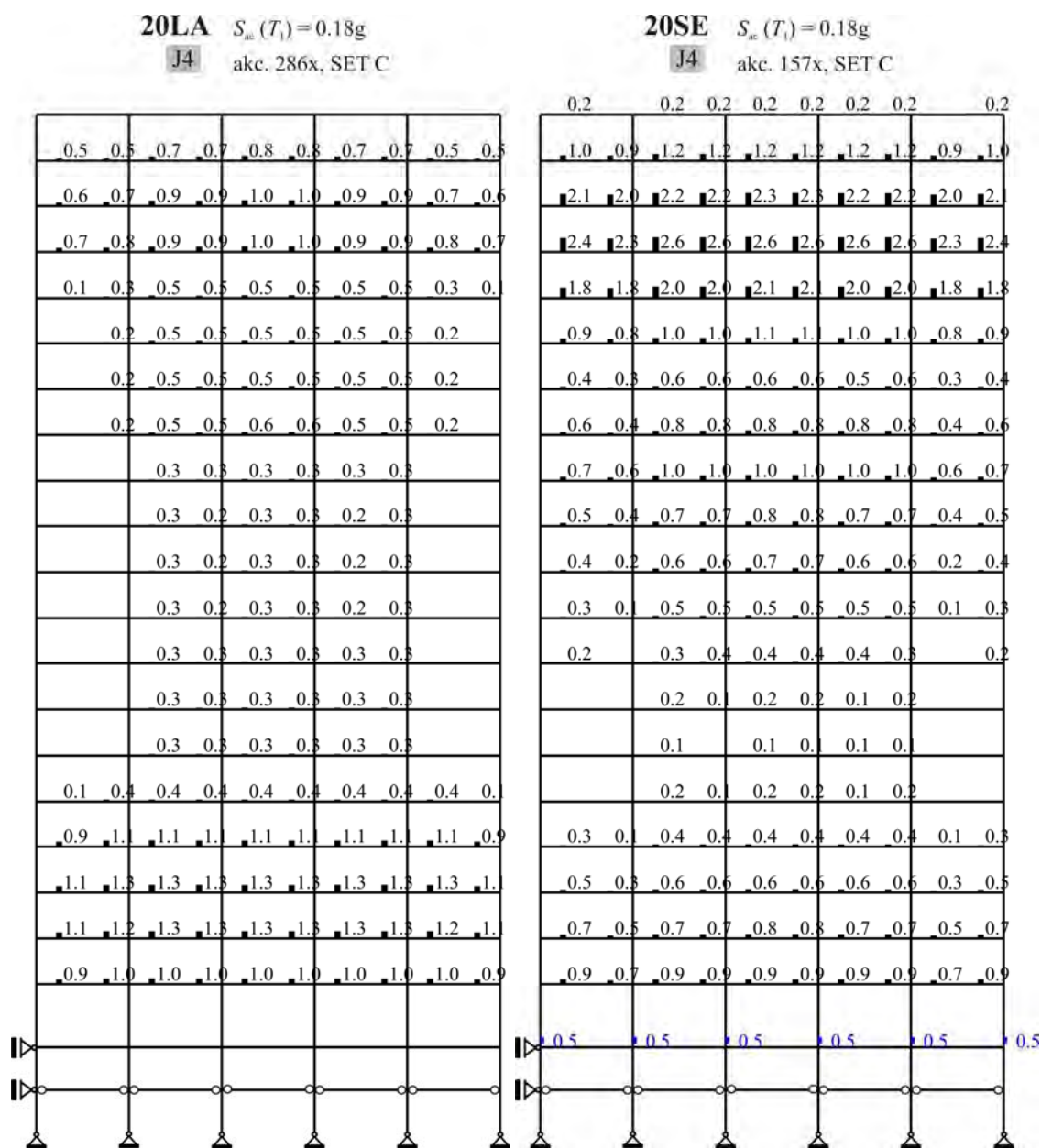
20BO

- J1 $S_{ac}(T_1) = 0.04$ g
- J2 $S_{ac}(T_1) = 0.09$ g
- J3 $S_{ac}(T_1) = 0.18$ g
- J4 $S_{ac}(T_1) = 0.27$ g
- J5 $S_{ac}(T_1) = 0.36$ g
- J6 $S_{ac}(T_1) = 0.45$ g
- J7 $S_{ac}(T_1) = 0.53$ g

$S_{ac}(T_1)$ = spektralni pospešek
pri osnovnem nihajnem času $T_1 = 3.11$ s

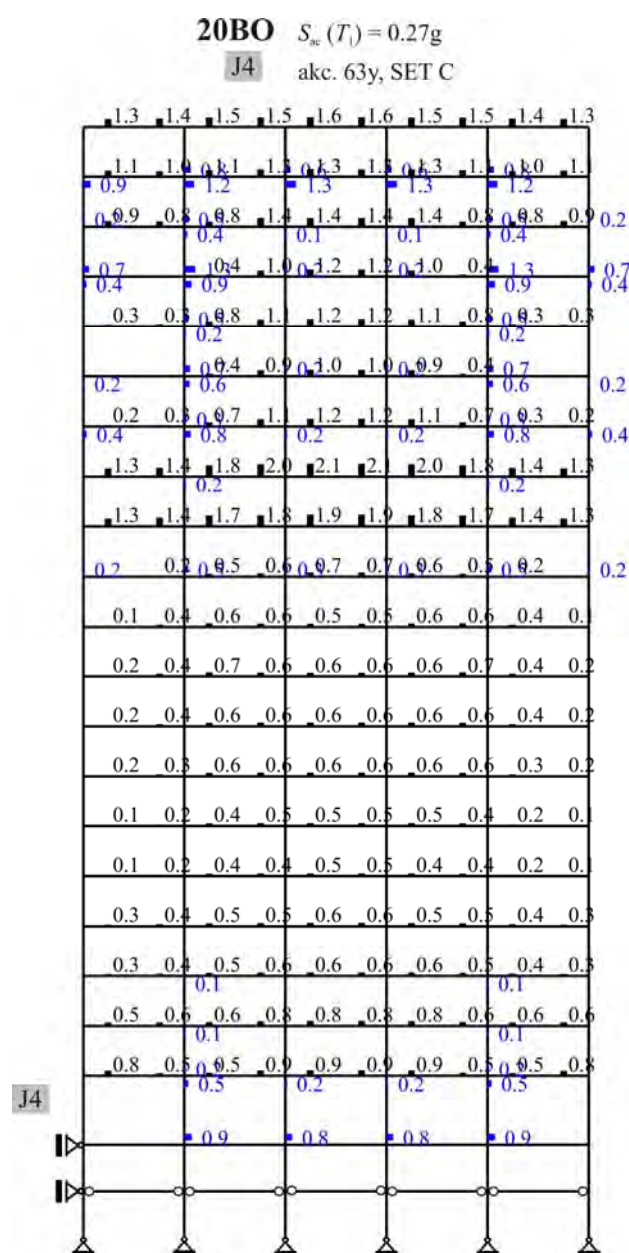
Slika 6.16: Pushover krivulje za 20-etažne stavbe ob upoštevanju horizontalnih sil, ki so proporcionalne osnovni nihajni obliki. Različne intenzitete (J1, ..., J7) so označene s povprečnim pomikom na vrhu stavbe in največjim povprečnim zamikom po etažah, ki sta izračunana iz rezultatov (ne)linearnih dinamičnih analiz za skupino akcelorogramov SET C

Figure 6.16: Pushover curves for 20-storey buildings Fundamental-mode height wise distributions of the lateral loads were used. The mean top displacement and maximum of the mean storey drifts obtained by (non)linear dynamic analyses for different intensities of ground motion (SET C) are denoted



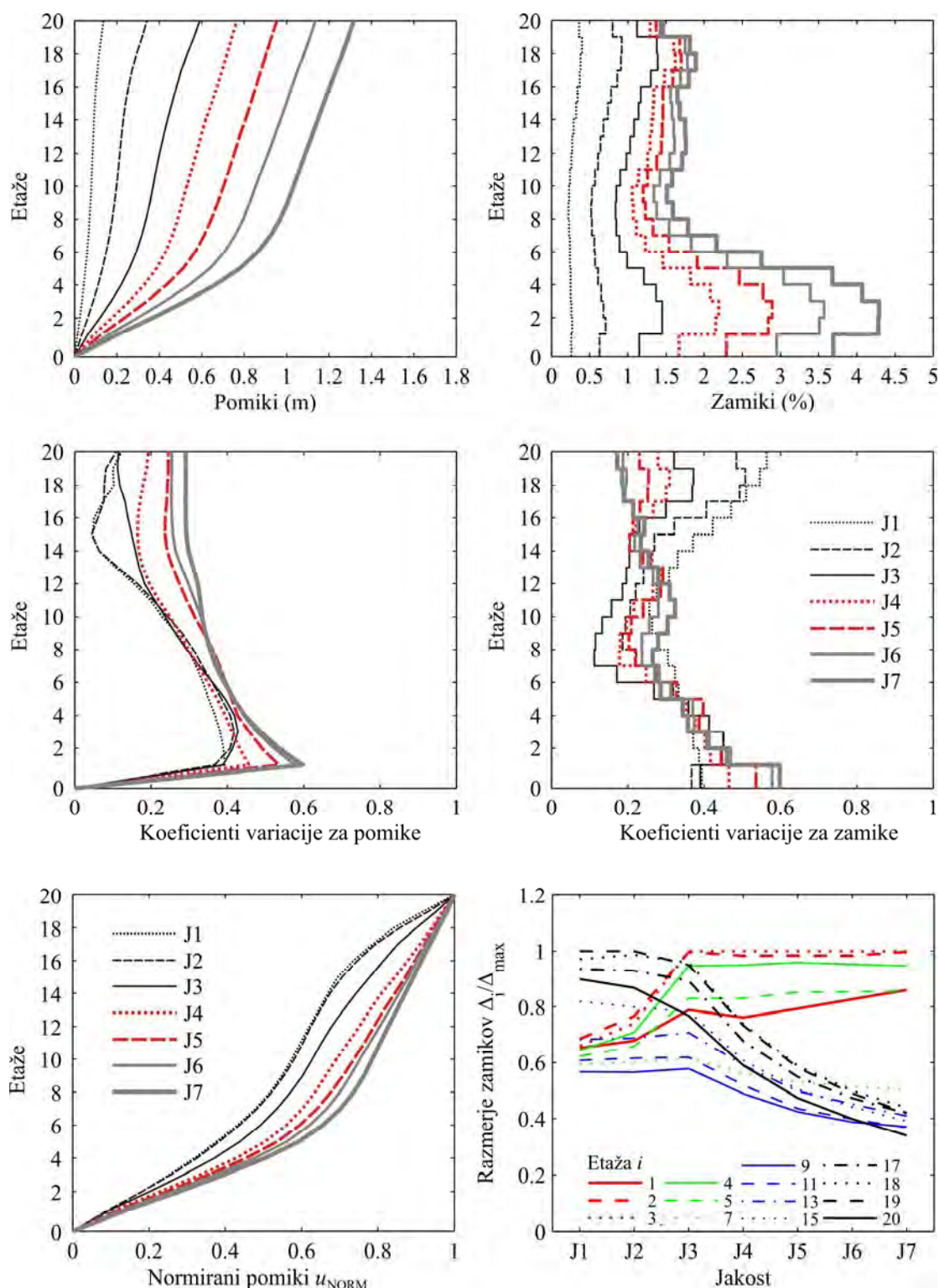
Slika 6.17: Plastične rotacije (%) stavb 20LA in 20SE pri intenziteti J4, izračunane z nelinearno dinamično analizo (uporabljeni akceleroگرامi iz skupine SET C so označeni na sliki)

Figure 6.17: The plastic rotations (%) for 20LA and 20SE buildings obtained by the non-linear dynamic analyses using accelerograms which are indicated on picture for selected intensity of ground motions (J4)



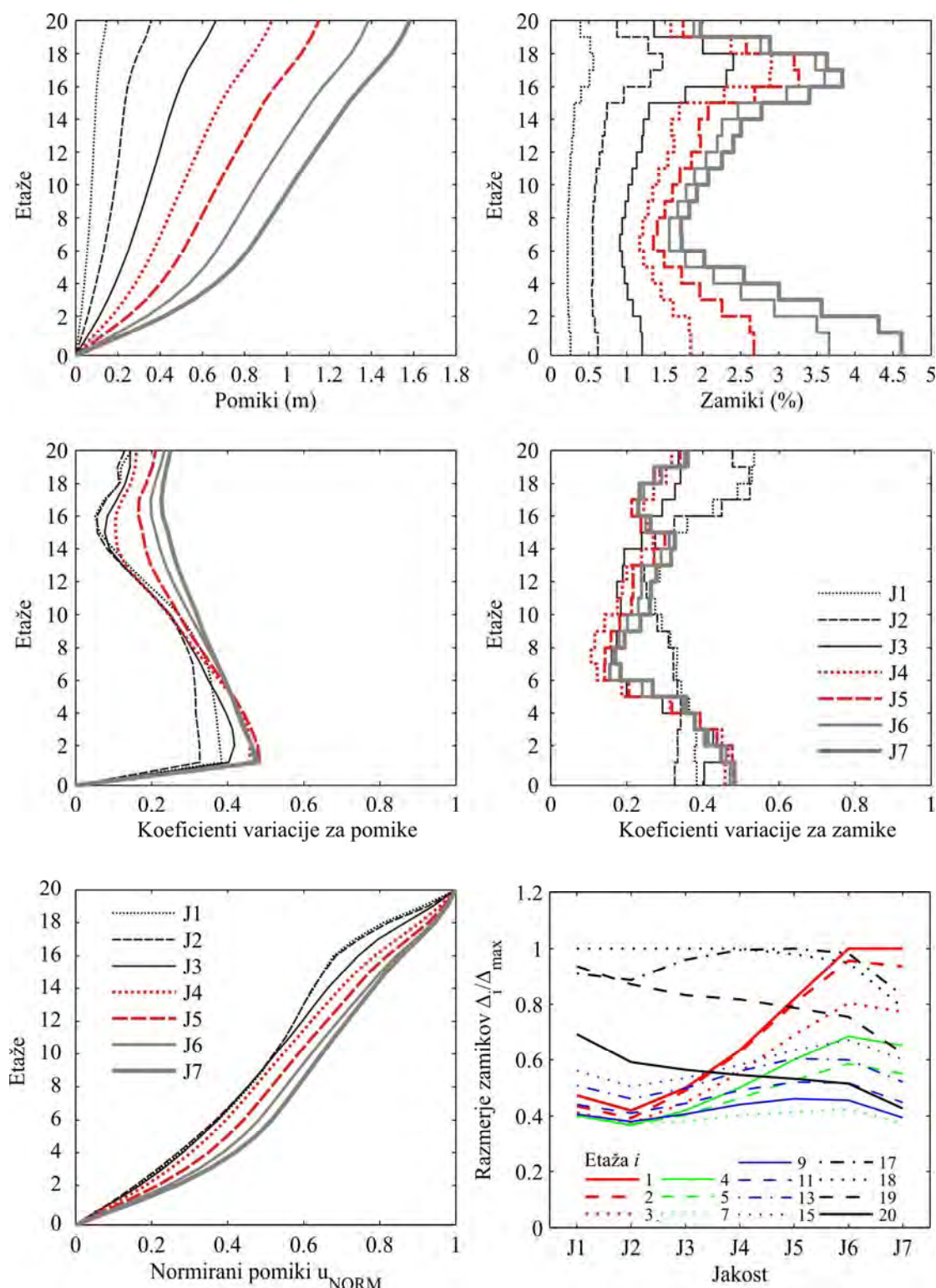
Slika 6.18: Plastične rotacije (%) stavbe 20BO pri intenziteti J4, izračunane z nelinearno dinamično analizo (uporabljeni akceleroگرامi iz skupine SET C so označeni na sliki)

Figure 6.18: The plastic rotations (%) for 20BO building obtained by the non-linear dynamic analyses using accelerograms which are indicated on picture for selected intensity of ground motions (J4)



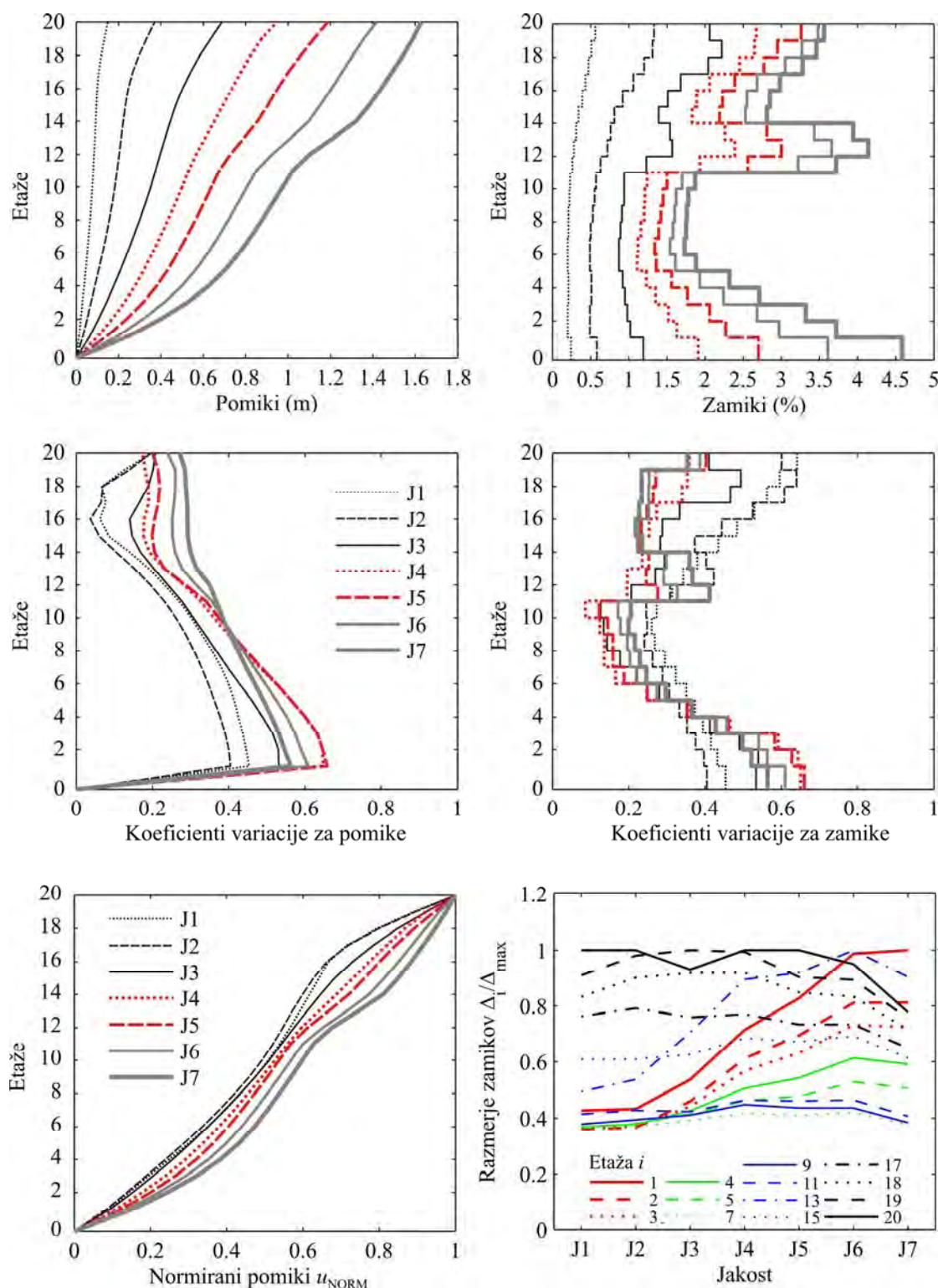
Slika 6.19: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 20LA in skupino akcelerogramov SET C

Figure 6.19: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 20LA building and basic ground motion set (SET C)



Slika 6.20: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 20SE in skupino akcelorogramov SET C

Figure 6.20: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 20SE building and basic ground motion set (SET C)



Slika 6.21: Rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (povprečni pomiki, povprečni zamiki, koeficienti variacije, normirani pomiki u_{NORM}) v odvisnosti od jakosti obtežbe (J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7) za stavbo 20BO in skupino akcelorogramov SET C

Figure 6.21: Results obtained by linear and non-linear dynamic analyses (mean displacements, mean storey drifts, coefficients of variation, normalized displ. u_{NORM}) regarding to the intensities (J1, ..., J7) for 20BO building and basic ground motion set (SET C)

6.3 Komentar rezultatov

V sklopu poglavju 6 smo izvedli obsežno parametrično študijo dinamičnega obnašanja devetih jeklenih stavb. Uporabili smo osnovno skupino akcelorogramov SET C. Potresni odziv stavb smo izračunali za sedem različnih jakosti (J1, ..., J7) potresne obtežbe, z namenom, da bi za posamezno stavbo pridobili podatke o elastičnem odzivu in različnih nivojih neelastičnega odziva. Zaradi visokih nosilnosti in velikih osnovnih časov obravnavanih stavb (predvsem 9- in 20-etažnih testnih primerov), so bile za nastanek znatnih plastičnih rotacij potrebne precej velike jakosti potresne obtežbe. Npr. jakosti J6 ustreza maksimalni pospešek tal 1.25g, največji obravnavani jakosti J7 pa 1.50g. Ti rezultati so nerealni in služijo predvsem za določitev trendov, kako jakost potresne obtežbe vpliva na izbrane količine. Bolj natančna analiza bi zahtevala upoštevanje teorije drugega reda in upoštevanje padanja nosilnosti v plastičnih členkih, s katerimi modeliramo materialno nelinearnost. (V našem primeru smo za definicijo plastičnih členkov uporabili bilinearen odnos med momentom in rotacijo brez upadanja nosilnosti.) Moramo pa se zavedati, da so dejanske maksimalne vrednosti pospeška tal zelo redko večje od $a_g = 1.00g$ (v našem primeru J5), zato lahko realen odziv stavb v našem primeru omejimo z jakostjo J4. Pri najmanjših jakostih (J1 in J2) je odziv večine stavb praktično elastičen, pri jakostih J3 in J4 pa se v večini primerov že tvori plastični mehanizem (globalni ali etažni).

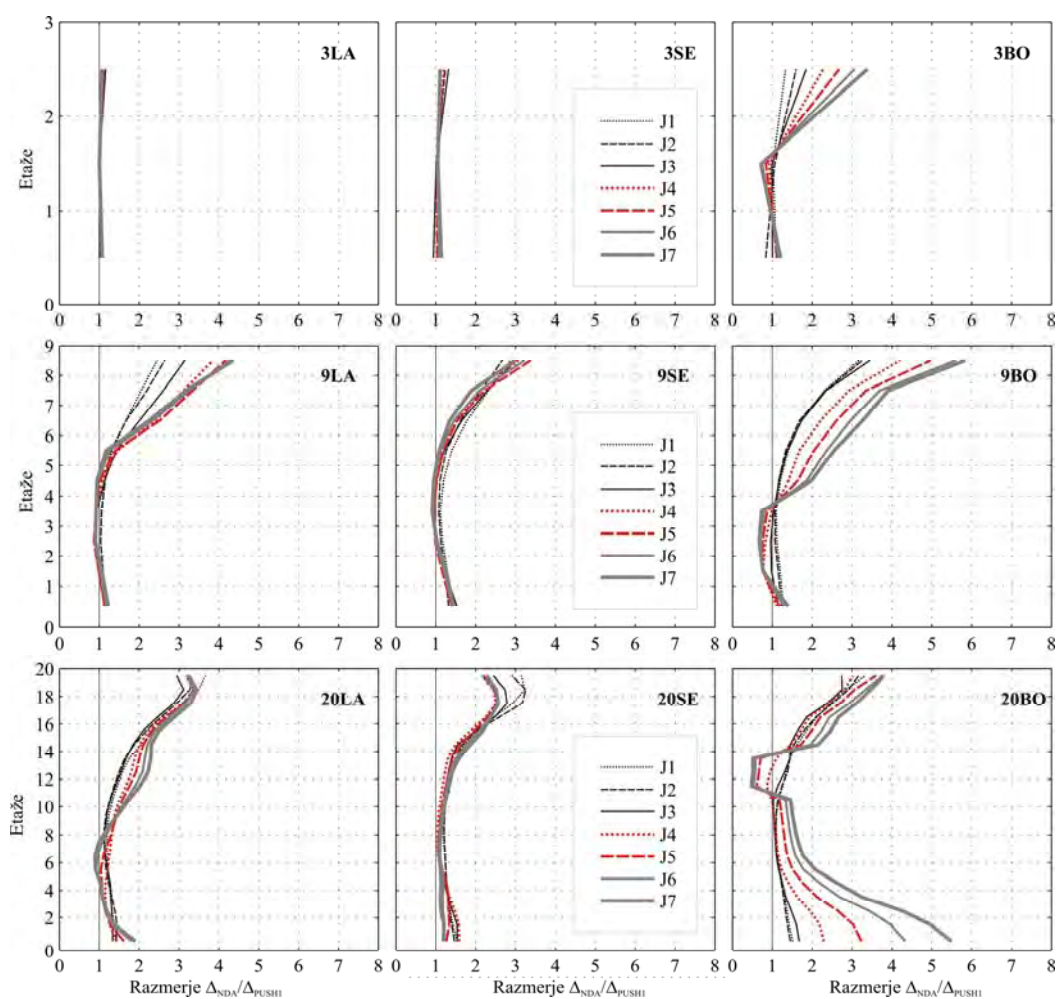
Pri analizi rezultatov (ne)linearnih dinamičnih analiz (NDA), ki predstavljajo merilo za primerjavo z rezultati poenostavljenih nelinearnih analiz, smo se omejili na pomike in zamike po etažah. Analizirali smo, kako se razporeditev velikosti pomikov in zamikov po etažah spreminja z jakostjo potresne obtežbe in kakšen je raztros rezultatov. Deformacijska linija pomikov se z intenziteto potresne obtežbe ne spreminja bistveno. Največje spremembe se pojavijo pri stavbah, ki so bile projektirane za območje Boston (3BO, 9BO in 20BO). Pri vseh treh je bila za dimenzioniranje merodajna obtežba vetra. Zanimivo je, da je pri vseh treh prišlo do etažnega mehanizma. Pri ostalih stavbah (razen 20SE, kjer je bil prav tako merodajen veter), pa je dimenzije prerezov narekovala potresna obtežba. Pri teh stavbah se je plastifikacija zgodila predvsem v stebrih ob vpetju in v večini prečk. Rezultati kažejo, da se razmerje med zamiki v posameznih etažah spreminja s spreminjanjem jakosti potresne obtežbe. V elastičnem območju se predvsem pri višjih stavbah največje vrednosti zamikov pojavijo v zgornjih etažah. Z večanjem jakosti (večanjem plastičnih rotacij) pa se zamiki v spodnjih etažah oz. na mestih nastanka etažnega mehanizma povečujejo glede na zamike v zgornjih etažah. Sprememba deformacijske linije zamikov z intenziteto potresne obtežbe je jasno razvidna iz razmerja zamikov posamezne etaže glede na maksimalni zamik $\Delta_i/\Delta_{\max}$. Vrednost $\Delta_i/\Delta_{\max}$ za zgornje etaže se z jakostjo zmanjšuje. V elastičnem območju se nahaja v bližini vrednosti 1.0, z večanjem jakosti pa začne padati. Obratna je situacija v spodnjih etažah. Vrednost $\Delta_i/\Delta_{\max}$ pri jakostih J1 in J2 je najmanjša, nato pa začne linija naraščati proti vrednosti 1.0.

Raztros rezultatov (ne)linearnih dinamičnih analiz smo opisali s koeficienti variacije za pomike in zamike po etažah. Povprečna vrednost koeficienta variacije po etažah se pri pomikih v splošnem veča z intenziteto potresne obtežbe oz. z večanjem plastičnih rotacij v elementih. Raztros pomikov se pri

večini testnih primerov povečuje z intenziteto po vseh etažah. Pri posamezni intenziteti je v zgornjih etažah nekoliko večji kot v spodnjih etažah. Pri zamikih je situacija nekoliko drugačna, predvsem pri devet in dvajset etažnih stavbah. (Pri tri etažnih stavbah se koeficient variacije za zamike povečuje z intenziteto podobno kot pri pomikih.) Povprečna vrednost koeficienta variacije se ne spreminja bistveno z intenziteto potresne obtežbe, potek koeficientov variacije po etažah v elastičnem in neelastičnem območju pa se precej razlikuje. V elastičnem območju je največji raztros viden v zgornjih etažah, v neelastičnem območju pa v spodnjih etažah oz. na mestu nastanka etažnega mehanizma.

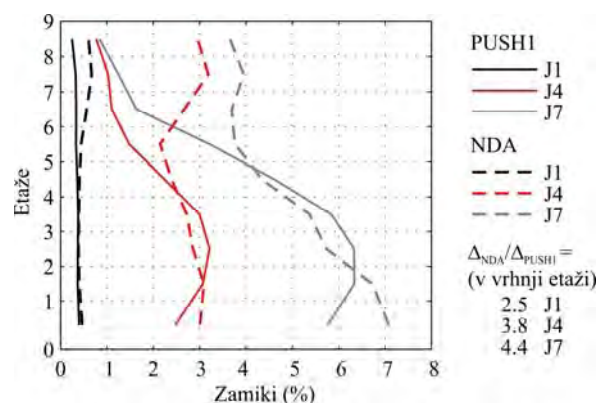
Iz rezultatov (ne)linearnih dinamičnih analiz smo skušali izluščiti vplive višjih nihajnih oblik. V elastičnem območju so nihajne oblike jasno definirane, v nelinearnem območju pa se spreminjajo s plastifikacijo elementov praktično v vsakem koraku. Posledično je vpliv višjih nihajnih oblik v nelinearnem območju težje določljiv. Predpostavili smo, da rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz predstavljajo »točen« odziv stavbe z upoštevanjem vseh nihajnih oblik in da je odziv stavbe v osnovni obliki določen s pushover analizo (vektor horizontalne obtežbe proporcionalen osnovni nihajni obliki), pri čemer je ciljni pomik enak povprečnemu pomiku na vrhu iz nelinearnih dinamičnih analiz. Na podlagi te predpostavke smo vpliv VNO v odvisnosti od jakosti določili kot razmerje $\Delta_{\text{NDA}}/\Delta_{\text{PUSH1}}$, kjer so Δ_{NDA} zamiki, izračunani z (ne)linearnimi dinamičnimi analizami, Δ_{PUSH1} pa zamiki iz pushover analize. Na sliki 6.22 so prikazana razmerja zamikov $\Delta_{\text{NDA}}/\Delta_{\text{PUSH1}}$ za vseh devet testnih primerov. Rezultati kažejo, da se vplivi VNO predvsem v višjih etažah z jakostjo potresne obtežbe sicer nekoliko povečujejo, ni pa nujno. Kakorkoli, te vrednosti so nekoliko zavajajoče. Poglejmo si najprej, kako se odziv v »osnovni« obliki spreminja z večanjem plastičnih rotacij. Na sliki 6.23 so prikazani pushover rezultati, ki predstavljajo odziv osnovne nihajne oblike, v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za stavbo 9LA. Maksimalni zamik se pri vseh intenzitetah nahaja v spodnjem delu stavbe, razporeditev velikosti zamikov pa se spreminja z vsakim korakom v nelinearno območje. V elastičnem območju so razlike med zamiki v zgornjem in spodnjem delu majhne, zato že majhen vpliv VNO povzroči, da se lokacija maksimalnega zamika glede na osnovno obliko pomakne iz spodnjih v zgornje etaže. V neelastičnem območju (velike plastične rotacije) pa so razlike med zamiki v spodnjem in zgornjem delu precej večje, kar pomeni, da se kljub večjemu vplivu VNO maksimalni zamik še vedno nahaja v spodnjem delu stavb. V elastičnem območju VNO pomembno vplivajo na maksimalni zamik, v neelastičnem območju pa slednji izhaja iz »osnovne« nihajne oblike.

Rezultati študije kažejo, da imajo višje nihajne oblike pomemben vpliv pri višjih stavbah (v našem primeru devet in dvajset etažnih), tako v elastičnem kot v neelastičnem območju. Vpliv na pomike je manjši kot na zamike (pomiki etaž/višina) predvsem v višjih etažah. Pri tri etažnih stavbah je vpliv višjih nihajnih oblik praktično zanemarljiv.



Slika 6.22: Razmerje zamikov $\Delta_{\text{NDA}}/\Delta_{\text{PUSH1}}$, izračunanih z (ne)linearno dinamično analizo (Δ_{NDA}) in z pushover analizo za »osnovno« nihajno obliko (Δ_{PUSH1}), za devet testnih stavb

Figure 6.22: Relation between storey drifts obtained by NDA (Δ_{NDA}) and those obtained by pushover analysis for »first« mode (Δ_{PUSH1}), for nine test buildings



Slika 6.23: Zamiki etaž stavbe 9LA, izračunani z pushover analizo za »osnovno« nihajno obliko (PUSH1) in z (ne)linearnimi dinamičnimi analizami (NDA) za različne jakosti potresne obtežbe

Figure 6.23: Storey drifts for 9LA building, obtained by (non)linear dynamic analyses and by pushover analysis for »first« mode, for different intensities of ground motions

7 POENOSTAVLJENE NELINEARNE STATIČNE METODE

Alternativa razmeroma zahtevni (ne)linearni dinamični analizi časovnega odziva so t.i. nelinearne statične metode, ki so z določenimi korekcijami primerne tudi za konstrukcije s pomembnim vplivom višjih nihajnih oblik (krajše VNO). V okviru doktorske disertacije smo razvili postopek za upoštevanje vplivov VNO in ga vključili v obstoječo N2 metodo. Pri tem smo se držali načela, da naj bo postopek enostaven vendar hkrati še vedno dovolj natančen.

V poglavju 7.1 smo predlagan postopek za upoštevanje višjih nihajnih oblik ($N2_{HM}$), ki je opisan v razdelku 3.3, uporabili za analizo številnih stavb ob upoštevanju različnih intenzitet potresne obtežbe. Rezultate, ki so v večini omejeni na pomike in zamike po etažah, smo primerjali z rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (NDA) in z rezultati drugih poenostavljenih metod ($N2_{HM*}$, MPA in MMPA), ki so podrobno opisane v poglavjih 2 in 3. Postopek posamezne uporabljene poenostavljene metode je prikazan na referenčni stavbi 9LA pri jakosti J4 (razdelki 7.2, 7.3 in 7.4). Na podlagi rezultatov devetih testnih primerov in sedmih različnih intenzitet smo ovrednotili natančnost in primernost predlaganega postopka $N2_{HM}$ in tudi preostalih 3 metod ($N2_{HM*}$, MPA in MMPA) (razdelek 7.6).

7.1 Predlagan postopek za upoštevanje višjih nihajnih oblik ($N2_{HM}$)

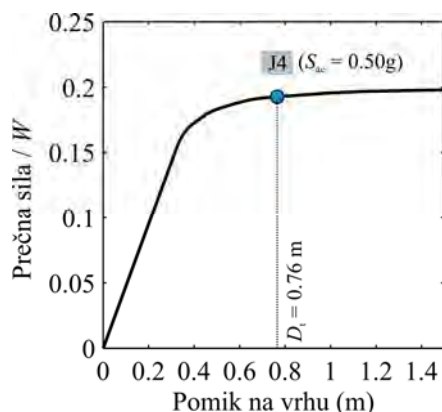
Računski postopek $N2_{HM}$ je najprej podrobno predstavljen na primeru stavbe 9LA pri jakosti J4, v nadaljevanju pa sledi interpretacija rezultatov predlaganega postopka in primerjava s »točnimi« rezultati (NDA) za vse obravnavane jeklene stavbe pri sedmih različnih intenzitetah potresne obtežbe.

7.1.1 Prikaz postopka $N2_{HM}$ in rezultati referenčne stavbe

NELINEARNA STATIČNA ANALIZA

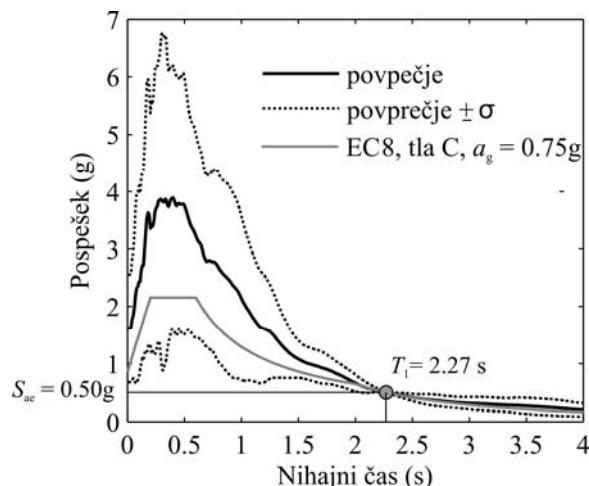
Postopek $N2_{HM}$ temelji na nelinearni statični (»pushover«) analizi, ki jo izvedemo do ciljnega pomika d_t . Uporabimo razporeditev horizontalnih sil $s^* = \phi_1 \cdot m$, kjer je ϕ_1 osnovna nihajna oblika konstrukcije, m pa mase etaž. Osnovna nihajna oblika stavbe 9LA je prikazana na sliki 4.6, pripadajoče mase pa v preglednici 4.2. Ciljni pomik d_t v splošnem izračunamo po postopku opisanem v razdelku 3.1. Da bi omogočili natančnejšo primerjavo vplivov VNO izračunanih z različnimi postopki, smo v obravnavanem primeru predpostavili, da je ciljni pomik enak povprečnemu pomiku iz NDA na vrhu stavbe, ki za stavbo 9LA pri jakosti J4 ($S_{ae}(T_1) = 0.50g$) znaša 76.6 cm. Na sliki 7.1 je prikazan odnos

med celotno prečno silo ob vpetju normirano na težo konstrukcije (W) in pomikom na vrhu stavbe. Pomiki in zamiki, ki pripadajo ciljnemu pomiku d_t , so zbrani v preglednici 7.1 in na sliki 7.4.



Slika 7.1: Pushover krivulja za stavbo 9LA. Označen je ciljni pomik za jakost J4 ($S_{ae}(T_1) = 0.50g$)

Figure 7.1: Pushover curve for 9LA building. The target displacement for ground motion intensity J4 is indicated.



Slika 7.2: Povprečni spekter 20 akceleroگرامov SET C, normiranih na spektralni pospešek $S_{ae} = 0.50g$ (J4)

Figure 7.2: Mean of elastic spectra SET C, normalized and scaled to 0.5g (intensity J4) at the first mode period of the 9LA building.

Preglednica 7.1: Pomiki in zamiki etaž v izračunani z nelinearno statično analizo za stavbo 9LA in jakost J4

Table 7.1: Displacements and storey drifts for 9LA buildnig obtained by pushover analysis for intensity J4

Etaže	Pomiki (m)	Zamiki (%)
1	0.136	2.48
2	0.257	3.07
3	0.385	3.21
4	0.504	3.00
5	0.593	2.25
6	0.651	1.48
7	0.695	1.10
8	0.736	1.03
9	0.766	0.77

MODALNA ANALIZA S SPEKTRI ODZIVA

V nadaljevanju smo izvedli ravninsko modalno analizo elastičnega MDOF modela z upoštevanjem ene, dveh in treh nihajnih oblik. Vpliv nihajnih oblik smo zaradi precej različnih nihajnih časov kombinirali z SRSS kombinacijo. Uporabili smo povprečni spekter 20 izbranih akceleroگرامov za tla C, normiranih na spektralni pospešek $S_{ae} = 0.50g$ pri nihajnem času $T_1 = 2.27$ s. Spekter je prikazan na sliki 7.2. Rezultate analize smo normirali tako, da je pomik na vrhu iz modalne analize ob upoštevanju osnovne nihajne oblike enak ciljnemu pomiku d_t (enačba (3.16)). Faktor za normiranje znaša $fact_{NORM} = 0.766 \text{ m} / 0.879 \text{ m} = 0.87$, kjer je vrednost v števcu povprečni pomik na vrhu iz 20 nelinearnih dinamičnih analiz (enaka d_t), vrednost v imenovalcu pa pomik na vrhu iz modalne analize z upoštevanjem samo osnovne nihajne oblike. Vse količine (v našem primeru pomike in zamike)

pomnožimo z pripadajočim faktorjem (enačba (3.17)). Normirani rezultati iz modalne analize so zbrani v preglednici 7.2 in na sliki 7.4. Za praktično uporabo je primernejši drugi način normiranja (enačba (3.18), glej razdelek 3.3).

Preglednica 7.2: Normirani pomiki in zamiki etaž izračunani z standardno modalno analizo s spektri odziva za stavbo 9LA in jakost J4. Faktor za normiranje znaša 0.87

Table 7.2: Normalized displacements and storey drifts for 9LA buildnig obtained by standard elastic modal analysis for intensity J4. The normalized factor amounts to 0.87

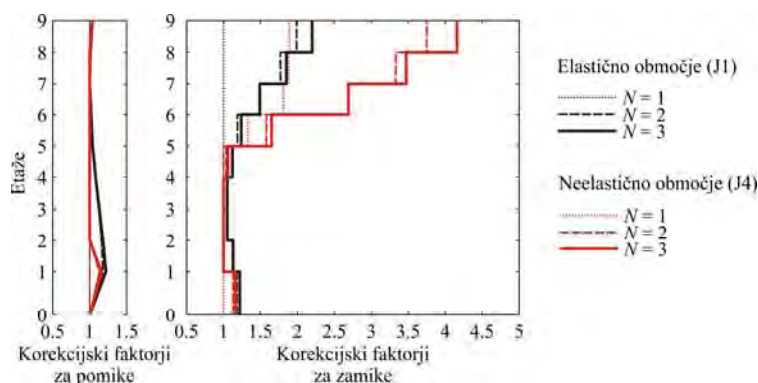
Etaže	Normirani pomiki iz modalne analize(m)						Normirani zamiki iz modalne analize (%)					
	Nihajna oblika			SRSS kombinacija			Nihajna oblika			SRSS kombinacija		
	$n=1$	$n=2$	$n=3$	$N=1$	$N=2$	$N=3$	$n=1$	$n=2$	$n=3$	$N=1$	$N=2$	$N=3$
1	0.130	0.082	0.038	0.130	0.153	0.158	2.36	1.49	0.70	2.36	2.79	2.88
2	0.216	0.126	0.050	0.216	0.250	0.255	2.18	1.12	0.29	2.18	2.45	2.46
3	0.302	0.153	0.040	0.302	0.339	0.341	2.18	0.68	0.24	2.18	2.28	2.30
4	0.391	0.158	0.012	0.391	0.422	0.422	2.24	0.14	0.70	2.24	2.24	2.35
5	0.475	0.136	0.024	0.475	0.494	0.495	2.12	0.57	0.90	2.12	2.20	2.38
6	0.553	0.085	0.050	0.553	0.560	0.562	1.97	1.27	0.66	1.97	2.34	2.43
7	0.632	0.003	0.046	0.632	0.632	0.634	1.99	2.21	0.07	1.99	2.97	2.97
8	0.709	0.114	0.006	0.709	0.718	0.718	1.93	2.82	0.99	1.93	3.41	3.56
9	0.766	0.212	0.048	0.766	0.795	0.796	1.45	2.49	1.37	1.45	2.88	3.19

n ... zaporedna številka nihajne oblike elastičnega sistema, N ... število vseh upoštevanih nihajnih oblik v analizi

DOLOČITEV KOREKCIJSKIH FAKTORJEV

V skladu s predlaganim postopkom $N2_{HM}$ na podlagi normiranih količin iz modalne analize in rezultatov pushover analize določimo korekcijske faktorje c_{HM} (enačba (3.19)). Če je razmerje med normiranimi količinami iz modalne analize in količinami iz pushover analize večje od 1, je faktor c_{HM} enak temu količniku, sicer zavzame vrednost 1. Faktorji c_{HM} so zbrani v preglednici 7.3 in na sliki 7.3, in sicer za referenčno jakost J4, ki predstavlja neelastično območje in za jakost J1, ki predstavlja elastično območje. Rezultati so prikazani za različno število upoštevanih nihajnih oblik N pri modalni analizi.

Iz rezultatov korekcijskih faktorjev vidimo, da vrednosti iz modalne analize narekujejo potek pomikov in zamikov v spodnjem in zgornjem delu stavbe, medtem ko so na sredini merodajni rezultati iz pushover analize. Korekcijski faktorji za pomike so majhni v primerjavi s faktorji za zamike. Če pri modalni analizi upoštevamo 3 nihajne oblike ($N=3$), znaša povprečna vrednost c_{HM} po etažah 1.02 za pomike in 1.91 za zamike. Na mestih oz. v etažah, kjer normirani rezultati iz modalne analize narekujejo potek pomikov in zamikov, se faktorji c_{HM} večajo z večanjem števila upoštevanih nihajnih oblik, predvsem pri zamikih. Največja korekcija zamikov se pojavi v vrhnji etaži. Ob upoštevanju ene nihajne oblike znaša $c_{HM} = 1.89$, ob upoštevanju 3 nihajnih oblik pa 4.16. Korekcijski faktorji se spreminjajo z jakostjo potresne obtežbe (slika 7.3). V elastičnem območju so rezultati iz pushover analize enaki normiranim rezultatom iz modalne analize ob upoštevanju osnovne nihajne oblike. V tem primeru so korekcijski faktorji enaki razmerju pomikov oz. zamikov izračunanih z modalno analizo ob upoštevanju N -nihajnih oblik in ob upoštevanju samo osnovne nihajne oblike (glej razdelek 4.2.2).



Slika 7.3: Korekcijski faktorji c_{HM} za pomike in zamike stavbe 9LA v elastičnem (J1) in neelas. (J4) območju
Figure 7.3: Corr. factor c_{HM} for displacements and storey drifts (9LA) for elastic (J1) and nonelastic region (J4)

Preglednica 7.3: Korekcijski faktorji c_{HM} za pomike in zamike (stavba 9LA in jakosti J4)

Table 7.3: Correction factor c_{HM} for displacements and storey drifts (9LA building, intensity J4)

Korekcijski faktorji za pomike				Korekcijski faktorji za zamike			
Etaže	$N=1$	$N=2$	$N=3$	Etaže	$N=1$	$N=2$	$N=3$
1	1.00	1.13	1.16	1	1.00	1.13	1.16
2	1.00	1.00	1.00	2	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	3	1.00	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.00	4	1.00	1.00	1.00
5	1.00	1.00	1.00	5	1.00	1.00	1.06
6	1.00	1.00	1.00	6	1.33	1.58	1.65
7	1.00	1.00	1.00	7	1.81	2.69	2.69
8	1.00	1.00	1.00	8	1.88	3.33	3.47
9	1.00	1.04	1.04	9	1.89	3.75	4.16
povprečje	1.00	1.02	1.02	povprečje	1.32	1.83	1.91

N ... število upoštevanih nihajnih oblik v analizi

KONČNI REZULTATI $N2_{HM}$ IN PRIMERJAVA S TOČNIMI REZULTATI

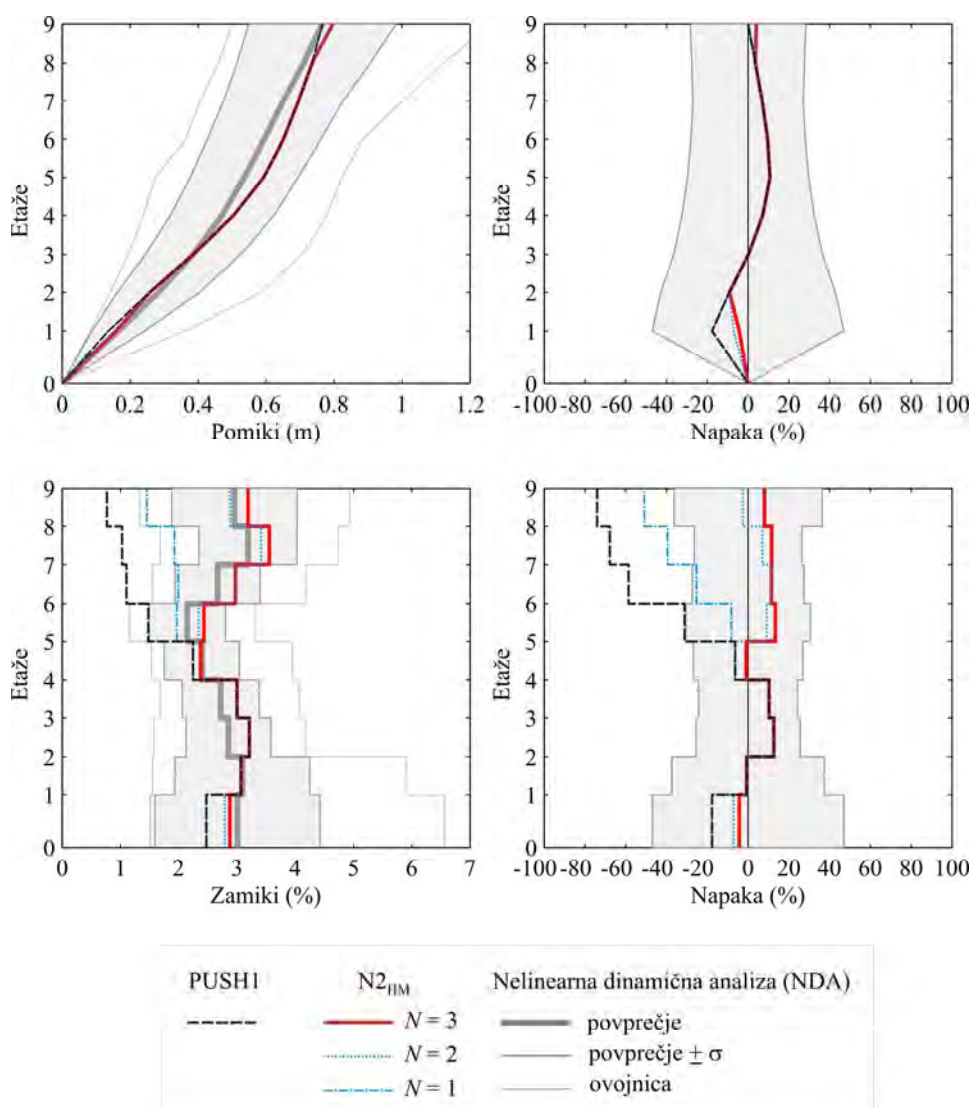
Končne rezultate za $N2_{HM}$ dobimo tako, da relevantne količine iz »pushover« analize (pomike in zamike), ki pripadajo ciljnemu pomiku d_t , pomnožimo s pripadajočimi korekcijskimi faktorji (c_{HM}). Z drugimi besedami, končni rezultati predstavljajo ovojnico normiranih rezultatov iz modalne analize in rezultatov iz pushover analize. Na sliki 7.4 in v preglednicah 7.4 in 7.5 so prikazani pomiki in zamiki po etažah, izračunani po predlaganem postopku $N2_{MH}$ (z upoštevanjem ene, dveh in treh nihajnih oblik pri modalni analizi). Rezultati so primerjani s »točnimi« vrednostmi. Za vse pomike in zamike po etažah je prikazana tudi napaka oz. odstopanje rezultatov poenostavljene metode $N2_{MH}$ glede na »točne« rezultate (NDA). Napako poenostavljenih metod smo izračunali po enačbi

$$napaka (\%) = \frac{x_{PM} - x_{NDA}}{x_{NDA}} \cdot 100, \quad (7.1)$$

kjer sta x_{PM} oz. x_{NDA} relevantni količini (pomik ali zamik), izračunani s poenostavljeno nelinearno metodo oz. z nelinearno dinamično analizo. Če ima napaka negativen predznak, so rezultati

poenostavljenih metod manjši od »točnih« vrednosti (podcenjeni rezultati), pozitivni predznak pa nakazuje večje vrednosti poenostavljenih metod napram točnim rezultatom (»precenjeni« rezultati).

Izbrane količine, izračunane z metodo $N2_{HM}$ ($N = 3$), se v obravnavanem primeru (stavba 9LA, jakost J4) zelo dobro ujemajo s »točnimi« rezultati. Nahajajo se v območju med povprečjem in povprečjem $\pm \sigma$ po celotni višini stavbe. Napaka je v vseh primerih manjša od 14%. V večini primerov so na varni strani (večji od povprečja NDA). Odstopanje zamikov je nekoliko večje od pomikov. Povprečna vrednost absolutnih napak po višini stavbe znaša 6.2% za pomike in 8.1% za zamike, največja napaka pa je enaka +10.8% za pomike (etaža 5) in 13.4% za zamike (etaža 6).



Slika 7.4: Primerjava pomikov in zamikom po etažah, izračunanih po predlaganem postopku $N2_{HM}$ (ob upoštevanju N nihajnih oblik) z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz

Figure 7.4: Displacements and storey drift obtained by proposed procedure $N2_{HM}$ (considering N vibration modes) compared with »exact« results (9LA, J4)

Preglednica 7.4: Primerjava pomikov izračunanih po predlaganem postopku $N2_{HM}$ s vrednostmi NDA (9LA, J4)

Table 7.4: Displacements obtained by proposed procedure $N2_{HM}$ compared with »exact« results (9LA, J4)

Pomiki (m) Etaže	$N2_{HM}$			NDA	Napaka (%)		
	$N=1$	$N=2$	$N=3$		$N=1$	$N=2$	$N=3$
1	0.1358	0.1532	0.1579	0.1650	-17.7	-7.2	-4.3
2	0.2574	0.2574	0.2574	0.2835	-9.2	-9.2	-9.2
3	0.3848	0.3848	0.3848	0.3843	0.1	0.1	0.1
4	0.5036	0.5036	0.5036	0.4701	7.1	7.1	7.1
5	0.5927	0.5927	0.5927	0.5350	10.8	10.8	10.8
6	0.6512	0.6512	0.6512	0.5942	9.6	9.6	9.6
7	0.6949	0.6949	0.6949	0.6499	6.9	6.9	6.9
8	0.7356	0.7356	0.7356	0.7108	3.5	3.5	3.5
9	0.7661	0.7950	0.7964	0.7661	0.0	3.8	4.0

N ... število upoštevanih nihajnih oblik v analizi

Preglednica 7.5: Primerjava zamikov izračunanih po predlaganem postopku $N2_{HM}$ s vrednostmi NDA (9LA, J4)

Table 7.5: Storey drifts obtained by proposed procedure $N2_{HM}$ compared with »exact« results (9LA, J4)

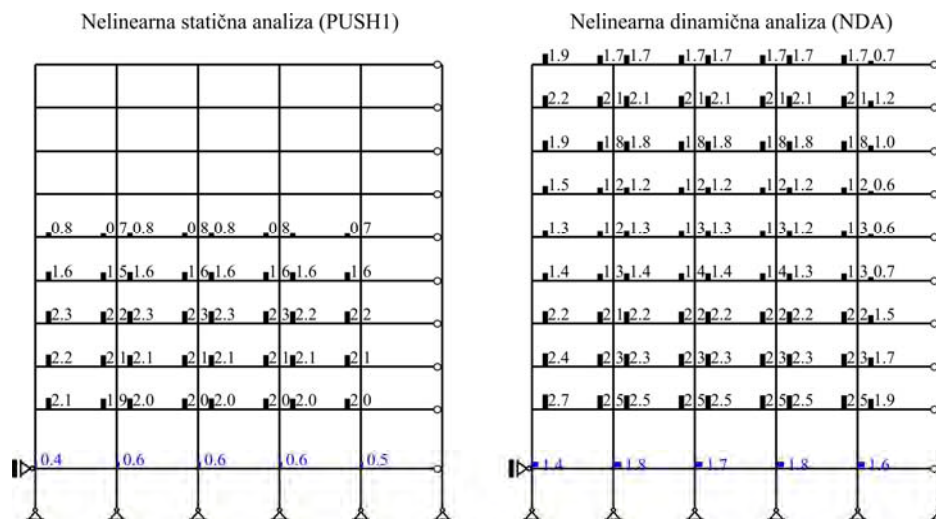
Zamiki (%) Etaže	$N2_{HM}$			NDA	Napaka (%)		
	$N=1$	$N=2$	$N=3$		$N=1$	$N=2$	$N=3$
1	2.48	2.79	2.88	3.01	-17.7	-7.2	-4.3
2	3.07	3.07	3.07	3.09	-0.7	-0.7	-0.7
3	3.21	3.21	3.21	2.85	12.6	12.6	12.6
4	3.00	3.00	3.00	2.72	10.2	10.2	10.2
5	2.25	2.25	2.38	2.40	-6.3	-6.3	-0.9
6	1.97	2.34	2.43	2.15	-8.2	9.1	13.4
7	1.99	2.97	2.97	2.67	-25.3	11.4	11.5
8	1.93	3.41	3.56	3.19	-39.6	7.1	11.5
9	1.45	2.88	3.19	2.96	-50.9	-2.5	8.0

N ... število upoštevanih nihajnih oblik v analizi

V splošnem se z večanjem števila nihajnih oblik (ki jih upoštevamo v modalni analizi) približujemo dejanski deformacijski liniji pomikov in zamikov, z drugimi besedami, manjša se absolutna vrednost odstopanja rezultatov. To velja samo do določenega števila nihajnih oblik N , pri katerem dosežemo zadovoljivo natančnost (v našem primeru sta to dve nihajni obliki). Od takrat naprej se lahko v etažah absolutna vrednost odstopanja tudi povečuje. Npr., v obravnavanem primeru odstopanje zamika vrhnje etaže pri $N=2$ znaša -2.5%, pri $N=3$ pa +8.0% (preglednica 7.5). Za praktično uporabo metode je poleg absolutne vrednosti napake pomemben tudi njen predznak, zato je bolj smiselno uporabiti več nihajnih oblik, saj s tem samo povečamo varnost rezultatov. Pri predlaganem postopku $N2_{HM}$ nam upoštevanje večjega števila nihajnih oblik v modalni analizi ne prinese dodatnega dela. To velja ob predpostavki uporabe programov, pri katerih se izpis rezultatov modalne analize nanaša na kombinirane vrednosti.

Iz slike 7.4 vidimo, da rezultati brez upoštevanja VNO (oznaka PUSH1), dajejo zadovoljivo natančnost za pomike, medtem ko so zamiki v zgornjih etažah močno podcenjeni. Maksimalno odstopanje v vrhnji etaži znaša -74%. Neupoštevanje vplivov VNO se kaže tudi na sliki 7.5, ki prikazuje lokacije in velikost plastičnih rotacij, izračunanih s pushover analizo (brez upoštevanja VNO)

in nelinearno dinamično analizo (NDA). Pushover analiza s porazdelitvijo horizontalnih sil, ki so sorazmerne osnovni nihajni obliki, odkrije lokacije plastičnih členkov v srednjem in spodnjem delu stavbe, medtem ko v zgornjem delu, kjer so pomembne VNO, odpove. Velikost plastičnih rotacij v prečkam je primerljiva, v stebrih ob vpetju pa so rotacije, ki izhajajo iz pushover analize, nekoliko podcenjene.

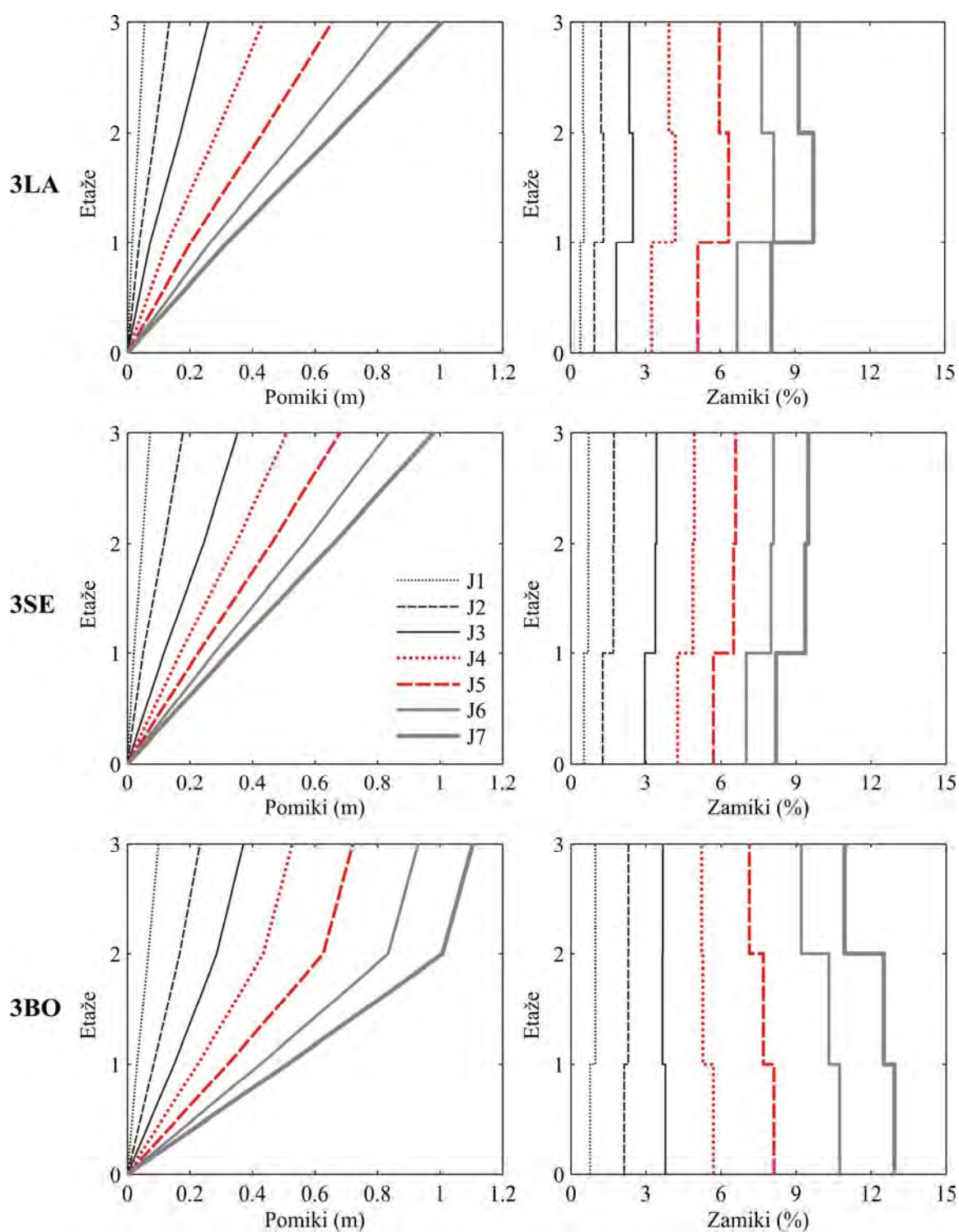


Slika 7.5: Primerjava lokacij in velikosti plastičnih rotacij (v rad *100) izračunanih s pushover analizo (razporeditev sil sorazmerna osnovni nihajni obliki) in z nelinearno dinamično analizo (akcelerogram 213x) za stavbo 9LA in jakost J4

Figure 7.5: The locations and amplitudes of the plastic hinges (%) obtained by pushover analysis and non-linear dynamic analyses (test building 9LA, accelerogram 213x, intensity J4)

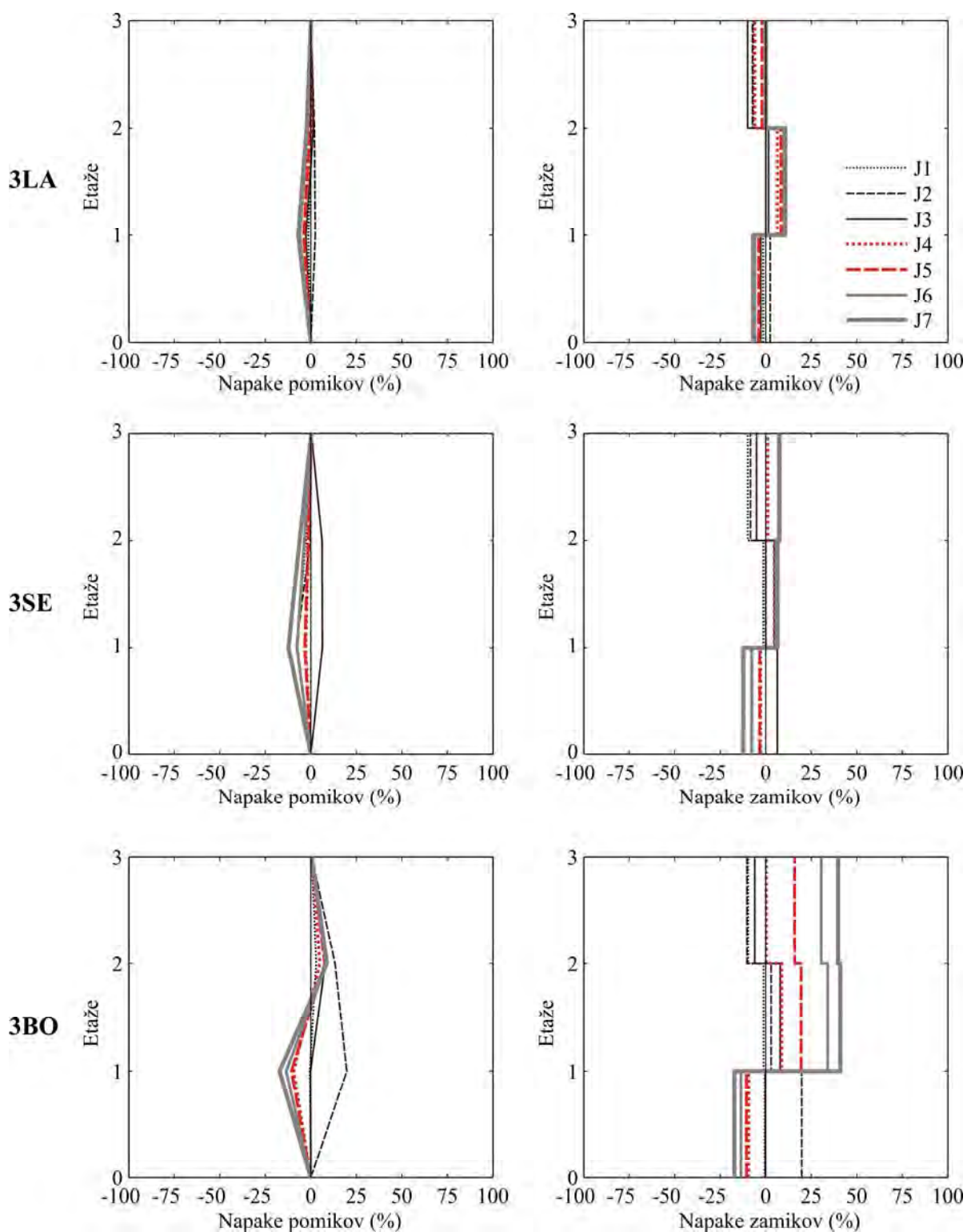
7.1.2 Primerjava rezultatov N_{2HM} s »točnimi« rezultati (NDA)

Sledi interpretacija rezultatov N_{2HM} na podlagi primerjave z rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz. Pomiki in zamiki, izračunani v skladu s postopkom N_{2HM} in napake obeh količin glede na »točne« vrednosti, so za vseh devet testnih stavb (poglavje 4) in sedem različnih jakosti prikazani na slikah od 7.6 do 7.11 in v prilogi C.



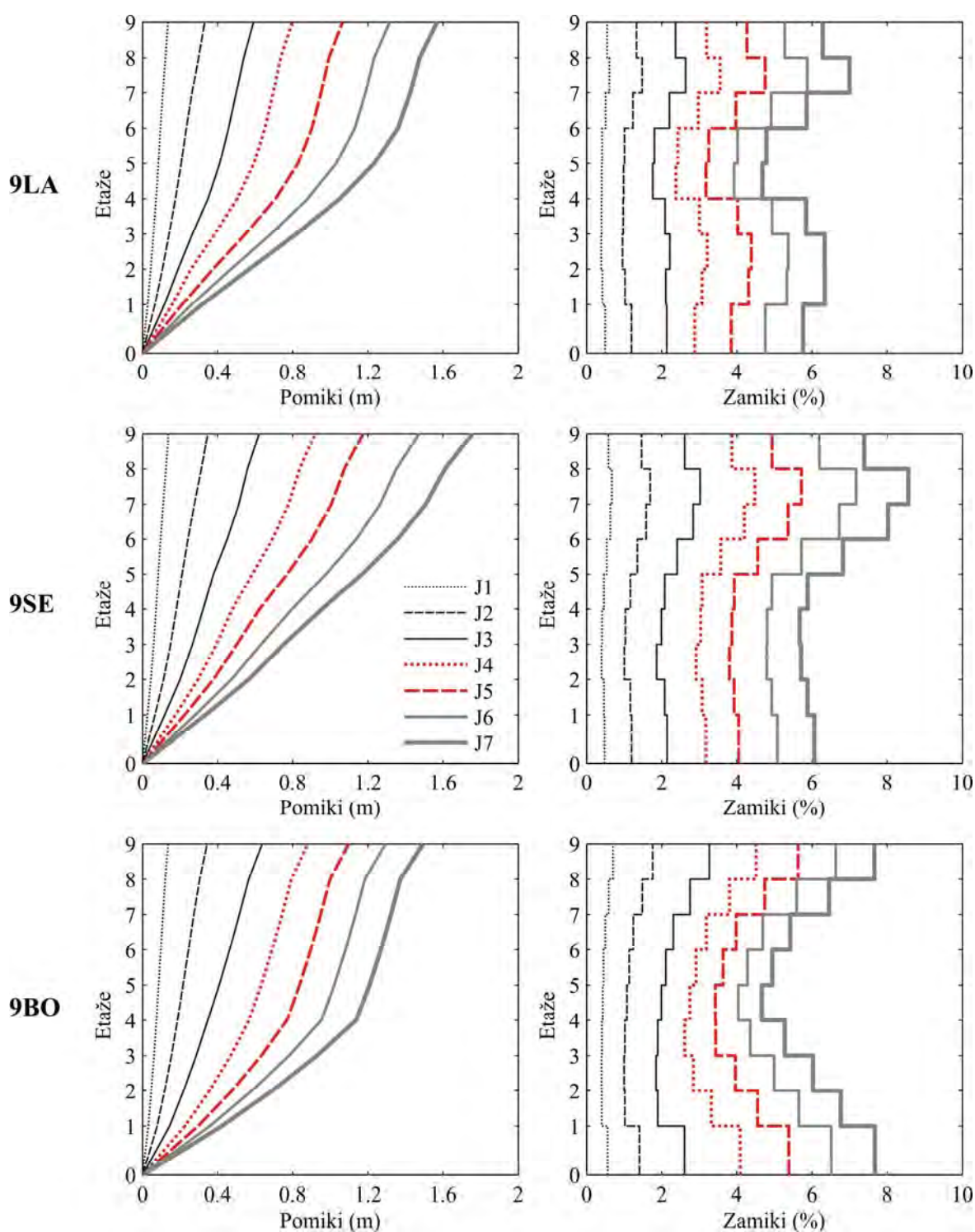
Slika 7.6: Pomiki in zamiki 3-etažnih stavb, izračunani po postopku $N2_{HM}$ v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za skupino akcelrogramov SET C

Figure 7.6: Displacements and storey drifts obtained by proposed procedure $N2_{HM}$ regarding to the different intensities for 3-storey buildings and basic ground motion set (SET C)



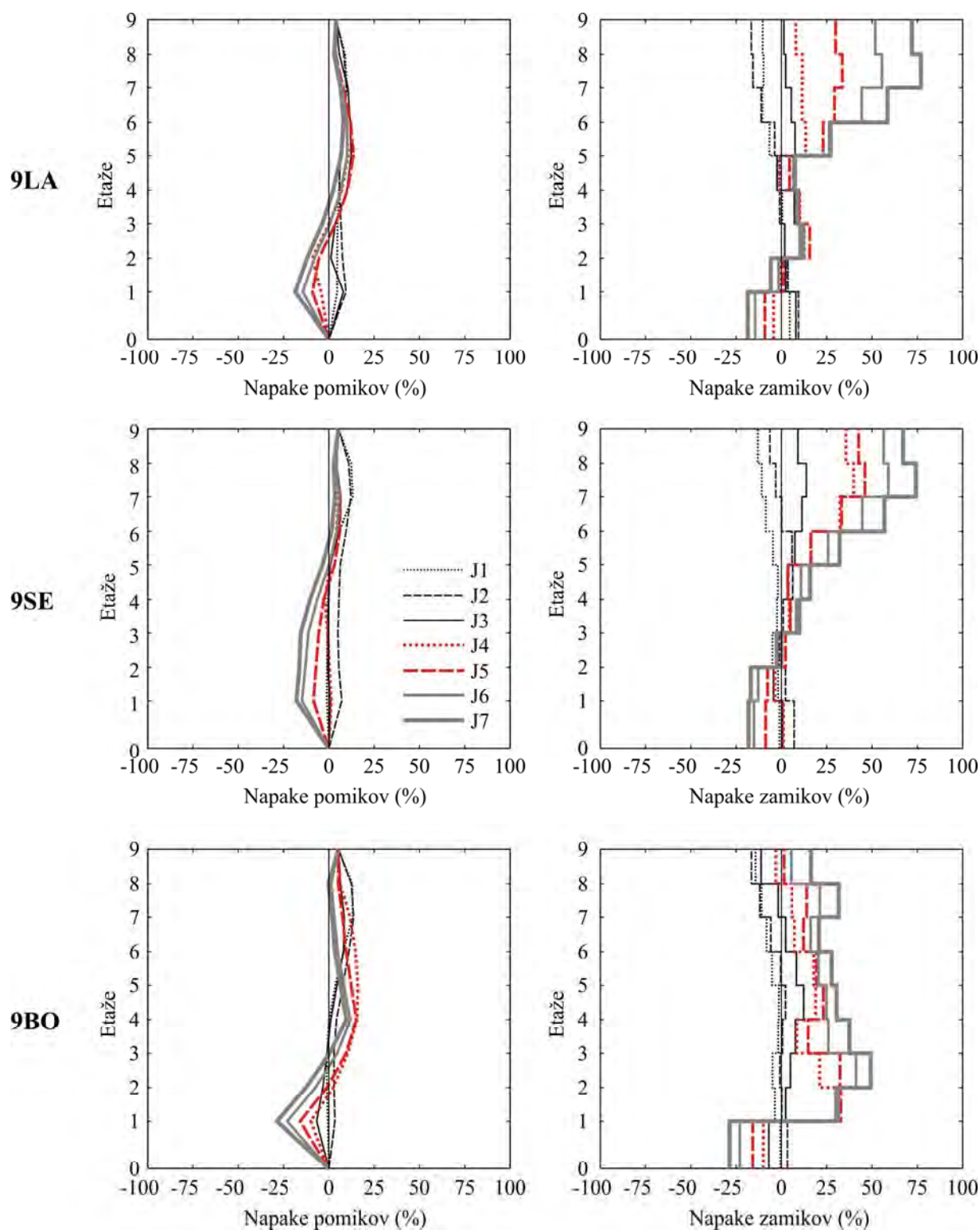
Slika 7.7: Odstopanje pomikov in zamikov 3-etažnih stavb, izračunanih po postopku $N2_{HM}$, glede na »točne« rezultate (NDA) v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za skupino akcelorogramov SET C

Figure 7.7: Errors in displacements and storey drifts estimated by proposed procedure $N2_{HM}$ regarding to the different intensities for 3-storey buildings and basic ground motion set (SET C)



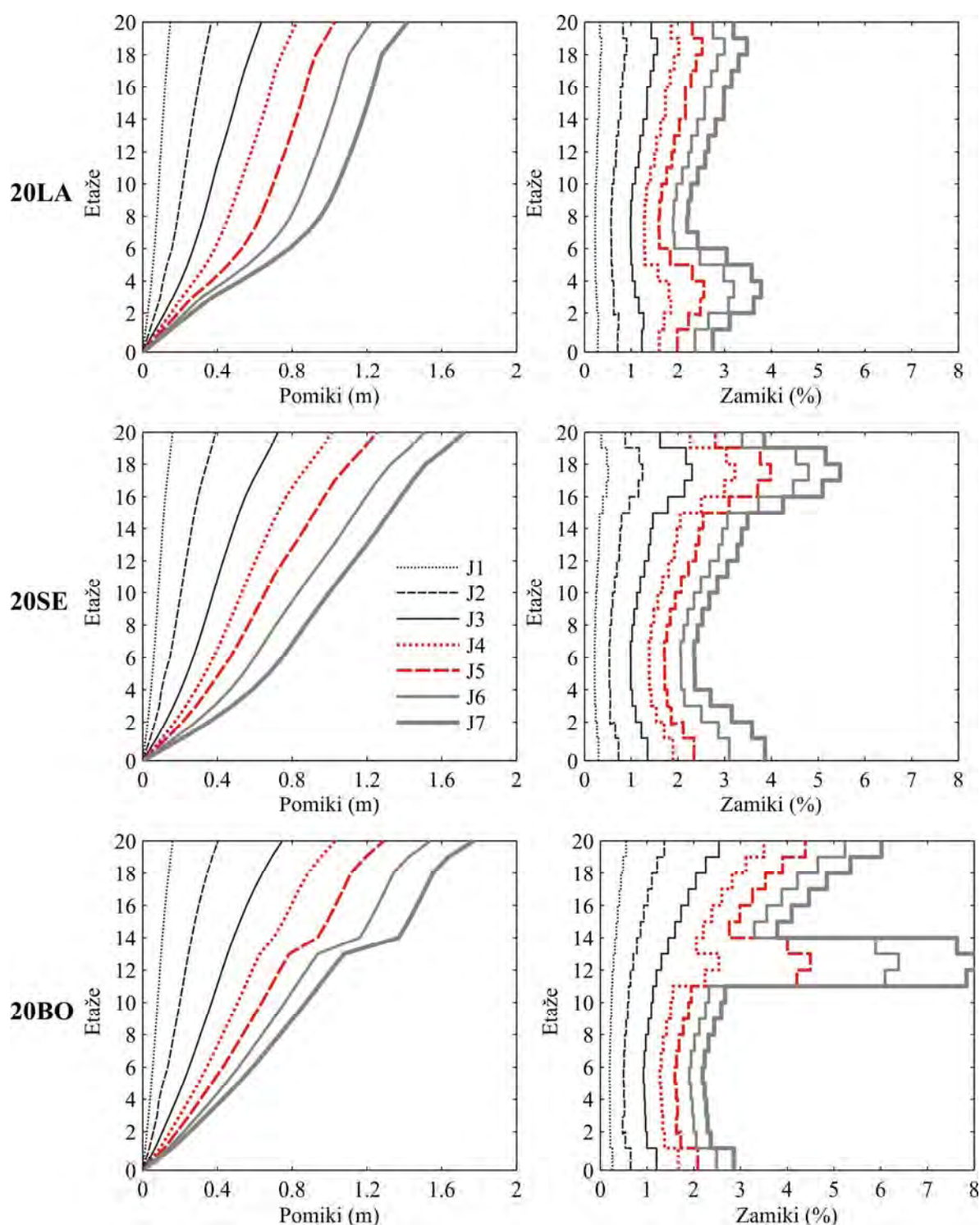
Slika 7.8: Pomiki in zamiki 9-etažnih stavb, izračunani po postopku $N2_{HM}$ v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za skupino akcelrogramov SET C

Figure 7.8: Displacements and storey drifts obtained by proposed procedure $N2_{HM}$ regarding to the different intensities for 9-storey buildings and basic ground motion set (SET C)



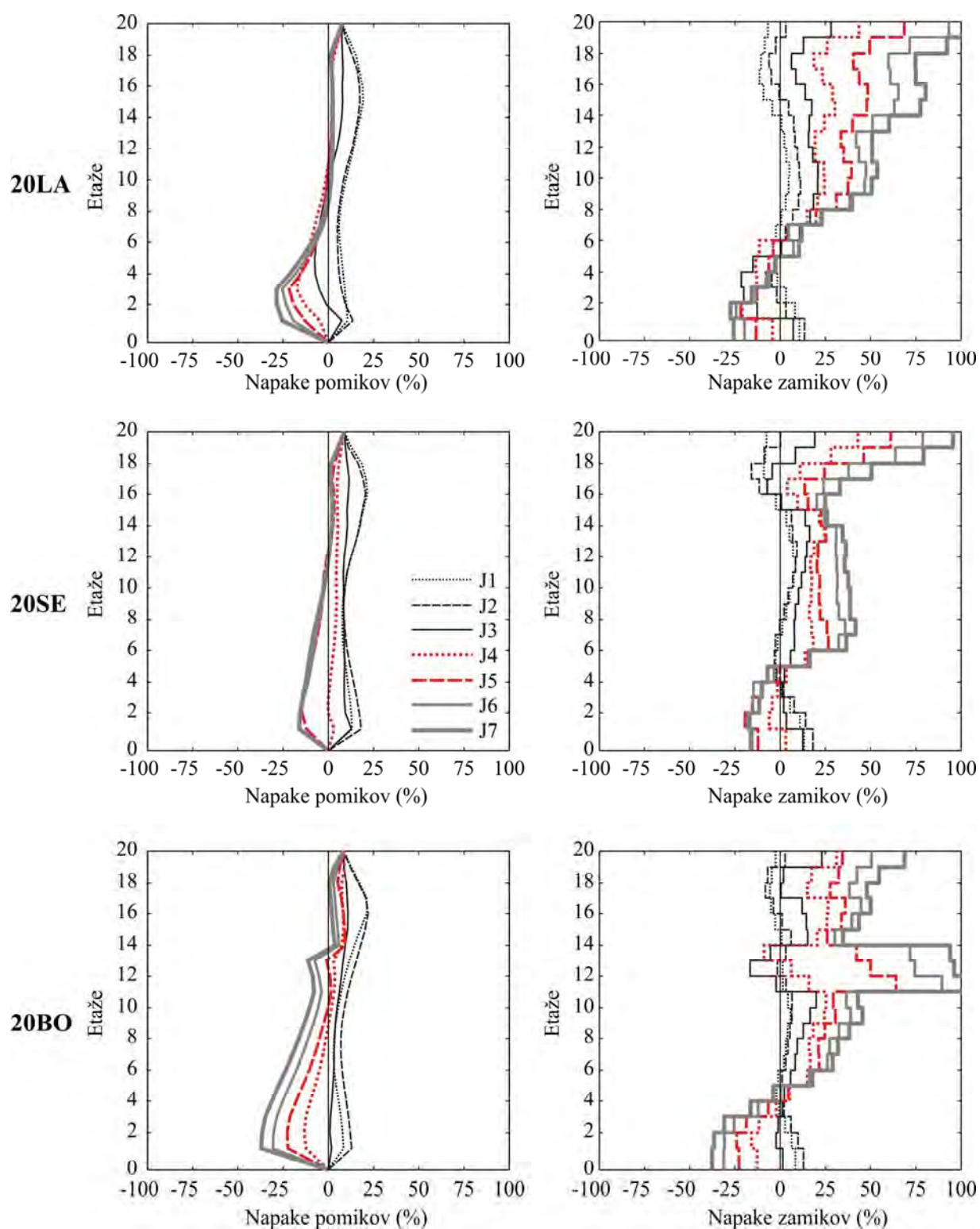
Slika 7.9: Odstopanje pomikov in zamikov 9-etažnih stavb, izračunanih po postopku $N2_{HM}$, glede na »točne« rezultate (NDA) v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za skupino akceleroگرامov SET C

Figure 7.9: Errors in displacements and storey drifts estimated by proposed procedure $N2_{HM}$ regarding to the different intensities for 9-storey buildings and basic ground motion set (SET C)



Slika 7.10: Pomiki in zamiki 20-etažnih stavb, izračunani po postopku $N2_{HM}$ v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za skupino akcelrogramov SET C

Figure 7.10: Displacements and storey drifts obtained by proposed procedure $N2_{HM}$ regarding to the different intensities for 20-storey buildings and basic ground motion set (SET C)



Slika 7.11: Odstopanje pomikov in zamikov 20-etažnih stavb, izračunanih po postopku N2_VNO1, glede na »točne« rezultate (NDA) v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za skupino akceleroگرامov SET C

Figure 7.11: Errors in displacements and storey drifts estimated by proposed procedure N2_{HM} regarding to the different intensities for 20-storey buildings and basic ground motion set (SET C)

3-ETAŽNE STAVBE (3LA, 3SE, 3BO)

Rezultati 3-etažnih stavb (priloga C) kažejo, da se pomiki in zamiki, izračunani v skladu s postopkom $N2_{HM}$, pri večini intenzitet nahajajo v območju med povprečjem in povprečjem $\pm \sigma$ rezultatov (ne)linearnih dinamičnih analiz (NDA). Izjema je stavba 3BO, kjer pomiki pri jakosti J2 in zamiki pri jakostih J6 in J7 nekoliko prekoračijo vrednosti povprečje $+\sigma$, vendar so že vedno znotraj ovojnice rezultatov NDA.

Napake pomikov $N2_{HM}$ v primerjavi z NDA so pri vseh treh stavbah (3LA, 3SE in 3BO) majhne po celotni višini stavbe, ne glede na jakost potresne obtežbe (slika 7.6). Absolutno največje napake se pojavijo v spodnji etaži in imajo pri večini jakosti negativni predznak (največ -7% pri stavbi 3LA, -12% pri 3SE in -17% pri 3BO). Vedeti pa moramo, da so pomiki v spodnji etaži najmanjši in da je ta napaka praktično zanemarljiva. Na prvi pogled lahko rečemo, da se odstopanje $N2_{HM}$ količin nekoliko povečuje z intenziteto potresne obtežbe, vendar so napake z izjemo stavbe 3BO zanemarljivo majhne.

Napake zamikov $N2_{HM}$ so sicer nekoliko večje od napak pomikov, vendar še vedno zelo majhne po celotni višini stavbe (slika 7.6). Največja odstopanja pri stavbi 3LA se pri jakostih od J1 do J3 pojavijo v vrhnji etaži (podcenjeni zamiki do -10%), pri ostalih jakostih pa v sredinski etaži (precenjeni zamiki do +11%). Pri stavbi 3SE se lokacija maksimalne napake premika po vseh treh etažah, njena vrednost pa se giblje med 5% in 12%. Nekoliko večja odstopanja se pojavijo pri stavbi 3BO, predvsem pri večjih jakostih. Napake na sliki 7.6 (3BO) kažejo, da so rezultati metode $N2_{HM}$ v spodnji etaži nekoliko podcenjeni, v zgornjih dveh etažah pa precenjeni. Napake se od jakosti J3 naprej večajo z intenziteto, in sicer v spodnji etaži od -9% do -17%, v zgornjih dveh etažah pa od 9% do 41% oz. od 0.3% do 41%.

Pomiki stavb 3LA in 3SE izračunani z osnovno verzijo N2 metode (korekcija zaradi vplivov VNO ni upoštevana) so praktično enaki pomikom predlagane metode $N2_{HM}$ (glej prilogo C). Pri zamikih se sicer pojavi majhna razlika, predvsem v zgornji etaži, vendar so rezultati osnovne metode N2 še vedno v območju med povprečjem in povprečjem $\pm \sigma$ rezultatov NDA. Takšni rezultati so bili pričakovani, saj imajo višje nihajne oblike majhen vpliv pri nizkih stavbah. Stavba 3BO je izjema, kar smo ugotovili že pri kriterijih za upoštevanje VNO (glej razdelek 4.2.2). Z osnovno verzijo N2 metode dobimo močno podcenjene zamike v vrhnji etaži, tako v elastičnem kot v neelastičnem območju. Odstopanje zamikov brez upoštevanja VNO je enako -25% (-70%), z upoštevanjem VNO (metoda $N2_{HM}$) pa -10% (+40%). Prva številka pripada jakosti J1, številka v oklepaju pa skrajni jakosti J7. Vpliv VNO pri stavbi 3BO nastopi zaradi precej velikega razmerja spektralnih pospeškov druge in prve nihajne oblike, ki znaša $S_{ae}(T_2)/S_{ae}(T_1) = 3.87$ (glej poglavje 5). Npr. pri stavbi 3LA znaša razmerje spektralnih pospeškov 1.94, pri 3SE pa 2.77.

9-ETAŽNE STAVBE (9LA, 9SE, 9BO)

Pomiki 9-etažnih stavb (9LA, 9SE in 9BO), izračunani z metodo $N2_{HM}$, se pri večini obravnavanih intenzitet po celotni višini nahajajo v območju med povprečjem in povprečjem $\pm \sigma$ rezultatov NDA.

Izjema so pomiki v elastičnem območju (J1 in J2), kjer pomiki v zgornjem delu stavb za manj kot 10% presegajo vrednost povprečje + σ . Iz rezultatov NDA vidimo, da je v tem delu koeficient variacije najmanjši (znaša od 0.03 do 0.11).

Pri primerjavi zamikov izračunanih s predlagano metodo s »točnimi« vrednostmi vidimo, da so odstopanja zamikov pri intenzitetah od J4 naprej v nekaterih etažah večja od koeficientov variacije oziroma, da so vrednosti izračunane z N_{2HM} večje od povprečja + σ rezultatov NDA. To se pri stavbi 9LA in 9SE pokaže v zgornjih etažah (od etaže 6 do 9), pri stavbi 9BO pa predvsem v spodnji polovici stavbe (v etažah od 2 do 5). Pri stavbi 9BO so odstopanja zamikov N_{2HM} od povprečja + σ precej manjša kot pri stavbah 9LA in 9SE. Koeficient variacije NDA se v omenjenih predelih, kjer je prekoračena vrednost povprečje + σ , giblje med 0.18 in 0.34.

Odstopanje pomikov po višini stavbe, izračunanih z metodo N_{2HM} , v primerjavi s »točnimi« rezultati, je v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za vse tri 9-etažne stavbe prikazano na sliki 7.9. Napake pomikov v zgornjih 2/3 stavb 9LA in 9BO in v zgornji polovici stavbe 9LA imajo pozitivni predznak, kar pomeni, da so pomiki nekoliko precenjeni. Odstopanje so majhna, do +16%, in se ne spreminjajo bistveno z intenziteto potresne obtežbe. V elastičnem območju v spodnji polovici stavb 9LA in 9SE oziroma v spodnji tretjini stavbe 9BO so pomiki prav tako na varni strani, pri večjih jakostih pa negativni predznak napak kaže na to, da so pomiki nekoliko podcenjeni. Napaka se večja z nelinearnostjo in v vseh treh primerih doseže največjo vrednost v etaži 1 pri skrajni jakosti J7.

Primerjava zamikov N_{2HM} s »točnimi« vrednostmi v elastičnem območju (J1 in J2) kaže, da so zamiki predlaganega postopka v zgornjih etažah nekoliko podcenjeni. Največje odstopanje pri vseh stavbah nastopi v vrhnji etaži in je enako -17% (9LA, jakost J2), -13% (9SE, J1) in -14% (9BO, J1). V elastičnem območju so rezultati postopka N_{2HM} enaki normiranim rezultatom iz modalne analize, posledično so napake postopka N_{2HM} so enake napakam modalne analize, ki jih sprejemamo v inženirski praksi.

Pri stavbi 9LA se izkaže, da lahko v neelastičnem območju pri jakostih J3 in J4 s predlaganim postopkom zelo dobro ujamemo »točen« potek zamikov. Maksimalni napaki, +11% oz. +13% za jakosti J3 oz. J4, sta celo manjši kot v elastičnem območju. Z večanjem jakosti se napake zamikov v zgornjih etažah povečujejo, kar nazorno prikazuje slika 7.9. Največje odstopanje nastopi v etaži 8 in pri jakosti J5 (+34%), pri jakosti J6 je enako 55%, pri največji jakosti pa celo +77%. Te vrednosti so res velike, vendar pozitivna stvar je, da se napaka povečuje na varno stran. Pozneje bomo videli (poglavje 7.6), da pri zelo velikih jakostih odpovejo tudi preostale poenostavljene metode za upoštevanje vplivov VNO. V srednjem delu, kjer potek zamikov narekujejo pushover rezultati, je odstopanje zamikov najmanjše in v veliki večini na varni strani. V spodnji etažah (predvsem v etaži 1) pri stavbi 9LA opazimo, da so zamiki N_{2HM} pri jakostih večjih od J4 nekoliko podcenjeni, napaka pa se podobno kot v vrhnjih etažah povečuje z intenziteto potresne obtežbe, tokrat na nevarno stran. Potrebno pa je dodati, da so odstopanja v spodnji etaži precej manjša kot v zgornjih etažah, saj največja napaka pri jakosti J7 znaša -19%.

Potek zamikov stavbe 9SE v neelastičnem območju je zaradi tvorbe podobnega mehanizma (slika 6.7) podoben kot pri stavbi 9LA. V srednjem delu s postopkom $N2_{HM}$ zelo dobro ocenimo zamike, v vrhnjih etažah so zamiki precenjeni, v spodnjih etažah pa nekoliko podcenjeni. Največje odstopanje v zgornjem delu stavbe se z jakostjo od J3 do J7 povečuje od +13% do +74%. V spodnjem delu stavbe pa so podobno kot pri stavbi 9LA odstopanja precej manjša, od -4% (jakost J3) do -16% (J7).

Že pri rezultatih (ne)linearne dinamike smo opazili, da je razporeditev plastičnih členkov pri stavbi 9BO precej drugačna kot v prejšnjih dveh primerih (stavba 9BO je projektirana na veter). To se kaže tudi pri rezultatih postopka $N2_{HM}$. V nelinearnem območju so zamiki v spodnji etaži podobno kot pri stavbah 9LA in 9SE nekoliko podcenjeni (-29% pri jakosti J7), v preostalih etažah pa imajo napake v večini primerov pozitivni predznak. Izjema sta zamika v zgornjih dveh etažah pri jakosti J3, ki pa odstopata manj kot 11%. Za razliko od stavb 9LA in 9SE se maksimalno odstopanje pri stavbi 9BO pojavi v spodnjem oz. srednjem delu stavbe (od 2 do 5) in se prav tako povečuje z jakostjo obtežbe, od +12% pri jakosti J3 do +49% pri jakosti J7.

Potek pomikov pri vseh treh stavbah in različnih intenzitetah potresne obtežbe, lahko razmeroma natančno določimo z osnovno verzijo $N2$ metode (brez korekcij zaradi vplivov VNO). Pri zamikih pa se izkaže, da je korekcija nujno potrebna. Zamiki, izračunani brez upoštevanja korekcij za VNO, so predvsem v zgornjih etažah močno podcenjeni.

20-ETAŽNE STAVBE (20LA, 20SE, 20BO)

Večina pomikov 20 etažnih stavb (20LA, 20SE in 20BO) izračunanih po postopku $N2_{HM}$ se za sedem različnih intenzitet nahajajo v območju med povprečjem in povprečjem $\pm \sigma$. Podobno kot pri 9 etažnih stavbah se tudi pri 20 etažnih testnih primerih zgodi, da pomiki v elastičnem območju v višjih etažah presegajo vrednost povprečje $+\sigma$. Koeficient variacije na območjih, kjer so pomiki večji od povprečje $+\sigma$, se giblje med 0.04 in 0.15.

Obratna je situacija za zamike. V elastičnem območju se le-ti nahajajo v območju med povprečjem in povprečjem $\pm \sigma$, od jakosti J3 (20LA in 20BO) oz. J4 (20SE) pa ocena zamikov $N2_{HM}$ pade izven zelenega območja. Odstopanje zamikov $N2_{HM}$ od povprečja $+\sigma$ se veča z intenziteto potresne obtežbe.

Odstopanje pomikov po višini stavbe, izračunanih z metodo $N2_{HM}$, v primerjavi s »točnimi« rezultati, je v odvisnosti od jakosti potresne obtežbe za vse tri 20 – etažne stavbe prikazano na sliki 7.11. Napake pomikov vseh stavb v elastičnem področju (J1 in J2) imajo pozitivni predznak, kar pomeni nekoliko večje pomike kot jih izkazuje povprečna vrednost linearnih dinamičnih analiz. Odstopanja so največja v zgornji polovici stavbe, in znašajo do +19% pri stavbi 20LA, do +22 pri 20SE in do +22% pri 20BO. Pri večjih jakostih so pomiki v zgornjih etažah (približno od 13 navzgor) še vedno na varni strani, v spodnjih etažah pa so nekoliko podcenjeni. Največje odstopanje nastopi pri stavbi 20BO pri jakosti J7 in znaša -37% (pri 20LA -29%, pri 20SE -16%).

Če primerjamo zamike $N2_{HM}$ stavbe 20LA s »točnimi« vrednostmi v elastičnem območju (glej prilogo C), vidimo celo boljše ujemanje rezultatov kot pri pomikih. Povprečna napaka pomikov po višini stavbe znaša 11.5% (jakost J1), povprečna napaka zamikov pa 5.2%. Podobne rezultate dobimo pri vseh treh stavbah v elastičnem območju pri jakostih J1 in J2. Predznak napak v elastičnem območju, ki kaže na to, ali so zamiki podcenjeni ali precenjeni, se približno na enak način spreminja po višini stavbe pri vseh treh 20 etažnih primerih. V spodnjih etažah so zamiki nekoliko precenjeni, v srednjem delu se menjata negativni in pozitivni predznak napak, v vrhnjih etažah pa so v večini primerov zamiki podcenjeni. Največje odstopanje v elastičnem območju se pri vseh treh stavbah pojavi v spodnji etaži pri jakosti J2 in znaša +13.4% (20LA), + 18% (20SE) in +13% (20BO).

Pri stavbi 20LA se izkaže, da lahko v neelastičnem območju pri jakostih J3 in J4 s predlaganim postopkom razmeroma dobro ujamemo točen potek zamikov. Zamiki v večini etaž so na varni strani (večji od povprečja rezultatov NDA), negativno odstopanje se pojavi le v nekaj etažah v spodnjem delu stavbe. Maksimalno odstopanje nastopi v vrhnji etaži in znaša +28% pri J3 oz. +43% pri J4. Pri večjih jakostih se izkaže, da s predlaganim postopkom ne dobimo preveč obetavnih rezultatov. Odstopanja se namreč po celotni višini povečujejo z intenziteto potresne obtežbe (slika 7.11), v spodnjem delu rahlo na nevarno stran (negativni predznak napak), v srednjem in v zgornjem delu pa močno na pozitivno stran. Pri jakosti J7 je zamik na vrhu stavbe precenjen za več kot 100%, vendar, kot bomo videli kasneje, tudi preostale poenostavljene nelinearne metode odpovejo pri velikih jakostih.

Nekoliko boljše ocene zamikov s predlaganim postopkom v nelinearnem območju dobimo pri stavbi 20SE. Zamiki so, podobno kot pri stavbi 20LA, nekoliko podcenjeni v spodnjih etažah in precenjeni v srednjem in zgornjem delu stavbe, vendar je odstopanje v srednjem delu precej manjše kot pri stavbi 20LA. Na sliki 7.11 vidimo, da se odstopanja v obe smeri (v negativno in pozitivno) povečujejo z intenziteto potresne obtežbe. Največja odstopanja v nelinearnem območju (od J3 naprej) se pojavijo v vrhnji etaži in se gibljejo med +19% (J3) in +96% (J7).

Po pričakovanjih je tudi 20-etažna stavba, projektirana za območje Boston, tako kot 3 in 9 etažni stavbi, predstavlja zaradi tvorbe drugačnega mehanizma posebno situacijo. Pri jakostih J3 in J4 zamiki poenostavljene metode $N2_{HM}$ dobro opišejo točen potek zamikov, odstopanja po višini se nahajajo v območju med -17% in +23% (jakost J3) oz. med -16% in +23% (J4). Pri jakosti J4 »točni« rezultati nakažejo etažni mehanizem v zgornjih etažah, ki ga odkrijemo tudi z postopkom $N2_{HM}$. Od J5 naprej se odstopanje podobno kot v ostalih dveh 20 etažnih primerih povečujejo z intenziteto, vendar se pri stavbi 20BO maksimalne vrednosti napak ne pojavijo v vrhnji etaži kot pri 20LA in 20 SE, temveč na mestu nastanka etažnega mehanizma. Zamiki na tem mestu so močno precenjeni, maksimalno odstopanje pri jakosti J7 znaša več kot 100%.

7.2 Primerjalni postopek za upoštevanje višjih nihajnih oblik (N_{2HM}^*)

Za vseh devet testnih primerov in sedem različnih intenzitet potresne obtežbe smo ocenili vpliv VNO na pomike in zamike po postopku N_{2HM}^* (poglavje 3.4). V nadaljevanju je postopek z rezultati podrobno predstavljen na referenčni stavbi 9LA in jakosti J4, rezultati vseh ostalih stavb in jakosti pa so zbrani v prilogi C in poglavju 7.5.

NELINEARNA STATIČNA ANALIZA

Prvi korak tega postopka je enak kot pri metodi N_{2HM} . Izvedemo pushover analizo do ciljnega pomika d_b , ki je v obravnavanem primeru enak povprečnemu pomiku iz NDA na vrhu stavbe in znaša 76.6 cm. Razporeditev horizontalnih sil je proporcionalna osnovni nihajni obliki. Rezultati (pomiki in zamiki po etažah) so zbrani v preglednici 7.1 in na sliki 7.13.

MODALNA ANALIZA S SPEKTRI ODZIVA

V drugem koraku smo izvedli ravninsko modalno analizo elastičnega MDOF modela, in sicer z upoštevanjem ene, dveh in treh nihajnih oblik. Vpliv nihajnih oblik smo kombinirali z SRSS kombinacijo. Uporabili smo enak spekter pospeškov kot pri postopku N_{2HM} . Rezultati modalne analize so zbrani v preglednici 7.6.

Preglednica 7.6: Pomiki in zamiki etaž izračunani z standardno modalno analizo za stavbo 9LA in jakost J4

Table 7.6: Displacements and storey drifts for 9LA buildng obtained by elastic modal analysis for intensity J4

Etaže	Pomiki iz modalne analize(m)						Zamiki iz modalne analize (%)					
	Nihajna oblika			SRSS kombinacija			Nihajna oblika			SRSS kombinacija		
	$n=1$	$n=2$	$n=3$	$N=1$	$N=2$	$N=3$	$n=1$	$n=2$	$n=3$	$N=1$	$N=2$	$N=3$
1	0.149	0.094	0.044	0.149	0.176	0.181	2.71	1.71	0.80	2.71	3.20	3.30
2	0.248	0.144	0.057	0.248	0.287	0.292	2.50	1.28	0.33	2.50	2.81	2.83
3	0.347	0.175	0.046	0.347	0.389	0.391	2.50	0.77	0.28	2.50	2.62	2.64
4	0.449	0.182	0.014	0.449	0.484	0.484	2.57	0.16	0.80	2.57	2.57	2.69
5	0.545	0.155	0.027	0.545	0.567	0.567	2.44	0.66	1.03	2.44	2.52	2.73
6	0.635	0.098	0.057	0.635	0.642	0.645	2.26	1.45	0.76	2.26	2.69	2.79
7	0.725	0.004	0.053	0.725	0.725	0.727	2.29	2.53	0.08	2.29	3.41	3.41
8	0.813	0.130	0.007	0.813	0.823	0.823	2.21	3.23	1.14	2.21	3.92	4.08
9	0.879	0.244	0.055	0.879	0.912	0.914	1.67	2.86	1.58	1.67	3.31	3.66

n ... zaporedna številka nihajne oblike elastičnega sistema, N ... število vseh upoštevanih nihajnih oblik v analizi

DOLOČITEV KOREKCIJSKIH FAKTORJEV

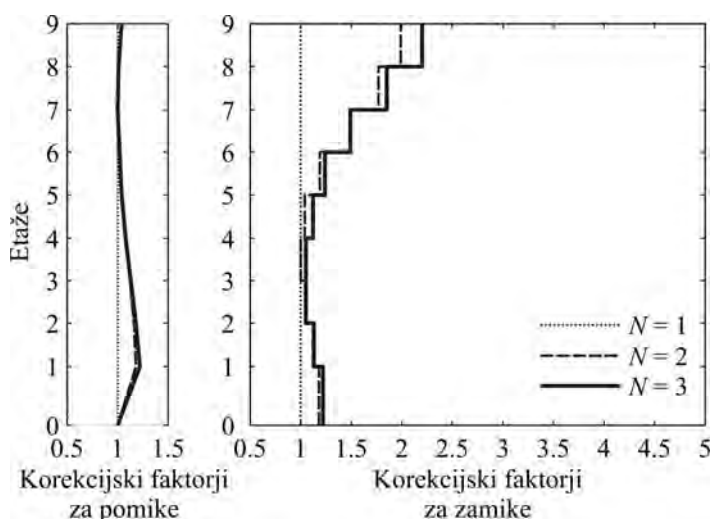
V skladu s postopkom N_{2HM}^* za določitev korekcijskih faktorjev c_{HM}^* ne potrebujemo normiranja rezultatov modalne analize kot pri prvem predlaganem postopku (N_{2HM}). Faktorji c_{HM} so namreč določeni iz razmerja med dejanskimi količinami iz modalne analize ob upoštevanju N -nihajnih oblik in ob upoštevanju samo osnovne nihajne oblike. Spreminjajo se glede na izbrano potresno količino (pomiki oz. zamiki) in po višini konstrukcije, ohranijo pa konstantno vrednost tako v elastičnem kot v neelastičnem območju. Vrednosti korekcijskih faktorjev za stavbo 9LA so zbrani na sliki 7.12 in preglednici 7.7.

Preglednica 7.7: Korekcijski faktorji c_{HM}^* za pomike in zamike stavbe 9LA, izračunani po postopku $N2_{HM}^*$

Table 7.7: Correction factor c_{HM}^* for displacements and storey drifts (9LA) obtained by procedure $N2_{HM}^*$

Korekcijski faktorji za pomike				Korekcijski faktorji za zamike			
Etaže	$N=1$	$N=2$	$N=3$	Etaže	$N=1$	$N=2$	$N=3$
1	1.00	1.18	1.22	1	1.00	1.18	1.22
2	1.00	1.16	1.18	2	1.00	1.12	1.13
3	1.00	1.12	1.13	3	1.00	1.05	1.05
4	1.00	1.08	1.08	4	1.00	1.00	1.05
5	1.00	1.04	1.04	5	1.00	1.04	1.12
6	1.00	1.01	1.02	6	1.00	1.19	1.24
7	1.00	1.00	1.00	7	1.00	1.49	1.49
8	1.00	1.01	1.01	8	1.00	1.77	1.84
9	1.00	1.04	1.04	9	1.00	1.99	2.20
povprečje	1.00	1.07	1.08	povprečje	1.00	1.31	1.37

N ... število upoštevanih nihajnih oblik v analizi



Slika 7.12: Korekcijski faktorji c_{HM}^* za pomike in zamike, izračunani v skladu s postopkom $N2_{HM}^*$. Rezultati so prikazani za stavbo 9LA in so enaki v elastičnem in neelastičnem območju

Figure 7.12: Correction factor c_{HM}^* for displacements and storey drifts (9LA building) calculated according to procedure $N2_{HM}^*$. The results in elastic and nonelastic region are the same

Rezultati kažejo, da so korekcijski faktorji za pomike zanemarljivo majhni v primerjavi s korekcijami zamikov. Če upoštevamo 3 nihajne oblike pri modalni analizi, znaša povprečna vrednost c_{HM} po etažah za pomike 1.08, za zamike pa 1.37. Pri obeh količinah, predvsem pa pri zamikih, se faktorji c_{HM} večajo z večanjem števila upoštevanih nihajnih oblik v modalni analizi. Npr. največja korekcija zamikov iz pushover analize zaradi vpliva VNO se pojavi v vrhnji etaži. Ob upoštevanju dveh nihajnih oblik znaša $c_{HM} = 1.99$, ob upoštevanju 3 nihajnih oblik pa 2.20. Korekcijski faktorji, izračunani v skladu s postopkom $N2_{HM}^*$, so enaki kot korekcijski faktorji c_{HM} prvega postopka $N2_{HM}$ v elastičnem območju (primerjaj sliki 7.3 in 7.12). Iz tega sledi, da so v elastičnem območju potresne količine obeh postopkov ($N2_{HM}$ in $N2_{HM}^*$) enake normiranim rezultatom iz modalne analize.

KONČNI REZULTATI $N2_{HM*}$ IN PRIMERJAVA S TOČNIMI REZULTATI

Končne rezultate za $N2_{HM*}$ dobimo tako, da relevantne količine iz »pushover« analize (pomike in etažne pomike), ki pripadajo ciljnemu pomiku d_t , pomnožimo s pripadajočimi korekcijskimi faktorji (c_{HM*}). Izbrane potresne količine referenčne stavbe in jakosti (9LA, jakost J4), izračunane z metodo $N2_{HM*}$ (z upoštevanjem ene, dveh in treh nihajnih oblik pri modalni analizi), so primerjane s »točnimi« vrednostmi na sliki 7.13 in v preglednicah 7.8 in 7.9. Za vse pomike in zamike po etažah je prikazano tudi odstopanje rezultatov poenostavljene metode $N2_{HM*}$ glede na točne rezultate.

Potresne količine (predvsem zamiki) izračunani z metodo $N2_{HM*}$ ($N = 3$), se za obravnavano stavbo precej slabše ujemajo z rezultati NDA kot pri postopku $N2_{HM}$. Odstopanje zamikov je večje od pomikov. Povprečna vrednost absolutnih napak višini stavbe znaša 8.7% za pomike in 21% za zamike, maksimalno odstopanje pa +15.6% za pomike (etaža 4) in -43% za zamike (vrhnja etaža). Pri prvi predlagani metodi $N2_{HM}$ se je izkazalo, da smo v večini primerov na varni strani (pozitivni predznak napake), pri drugem postopku je predznak napake v večini etaž negativen. Pomiki $N2_{HM}$ se sicer nahajajo v območju med povprečjem in povprečjem $+\sigma$ po celotni višini stavbe, medtem ko so zamiki v zgornjih etažah (od etaže 6 naprej) manjši od povprečja $-\sigma$. Sicer se še vedno nahajajo znotraj ovojnice rezultatov nelinearnih dinamičnih analiz, ampak je odstopanje precej veliko. Zamiki v zgornji etaži so podcenjeni za -43%, iz česar lahko sklepamo, da je korekcija zaradi vplivov VNO v zgornjih etažah premajhna.

Z večanjem števila nihajnih oblik pri modalni analizi za račun korekcijskih faktorjem se povečuje varnost rezultatov. Z drugimi besedami, dobimo večje vrednosti pomikov in zamikov, kar pa ne pomeni nujno manjše napake. Npr. če že s pushover analizo dobimo večje vrednosti od povprečja NDA, se s korekcijo zaradi vplivov VNO napaka samo še povečuje. To se pokaže pri zamikih npr. v etaži 4. Brez korekcije c_{HM} znaša napaka +10.2%, pri upoštevanju dveh nihajnih oblik se malenkost poveča (+10.5%), pri upoštevanju treh nihajnih oblik pa zavzame vrednost +15.7%.

Preglednica 7.8: Primerjava pomikov izračunanih po postopku $N2_{HM*}$ s vrednostmi NDA (9LA, J4)

Table 7.8: Displacements obtained by procedure $N2_{HM*}$ compared with »exact« results (9LA, J4)

Pomiki (m) Etaže	$N2_{HM*}$			NDA	Napaka (%)		
	$N=1$	$N=2$	$N=3$		$N=1$	$N=2$	$N=3$
1	0.136	0.161	0.165	0.165	-17.7	-2.7	0.3
2	0.257	0.298	0.304	0.283	-9.2	5.1	7.2
3	0.385	0.431	0.434	0.384	0.1	12.1	12.9
4	0.504	0.543	0.543	0.470	7.1	15.6	15.6
5	0.593	0.616	0.617	0.535	10.8	15.2	15.3
6	0.651	0.659	0.661	0.594	9.6	10.9	11.3
7	0.695	0.695	0.697	0.650	6.9	6.9	7.2
8	0.736	0.745	0.745	0.711	3.5	4.8	4.8
9	0.766	0.795	0.796	0.766	0.0	3.8	4.0

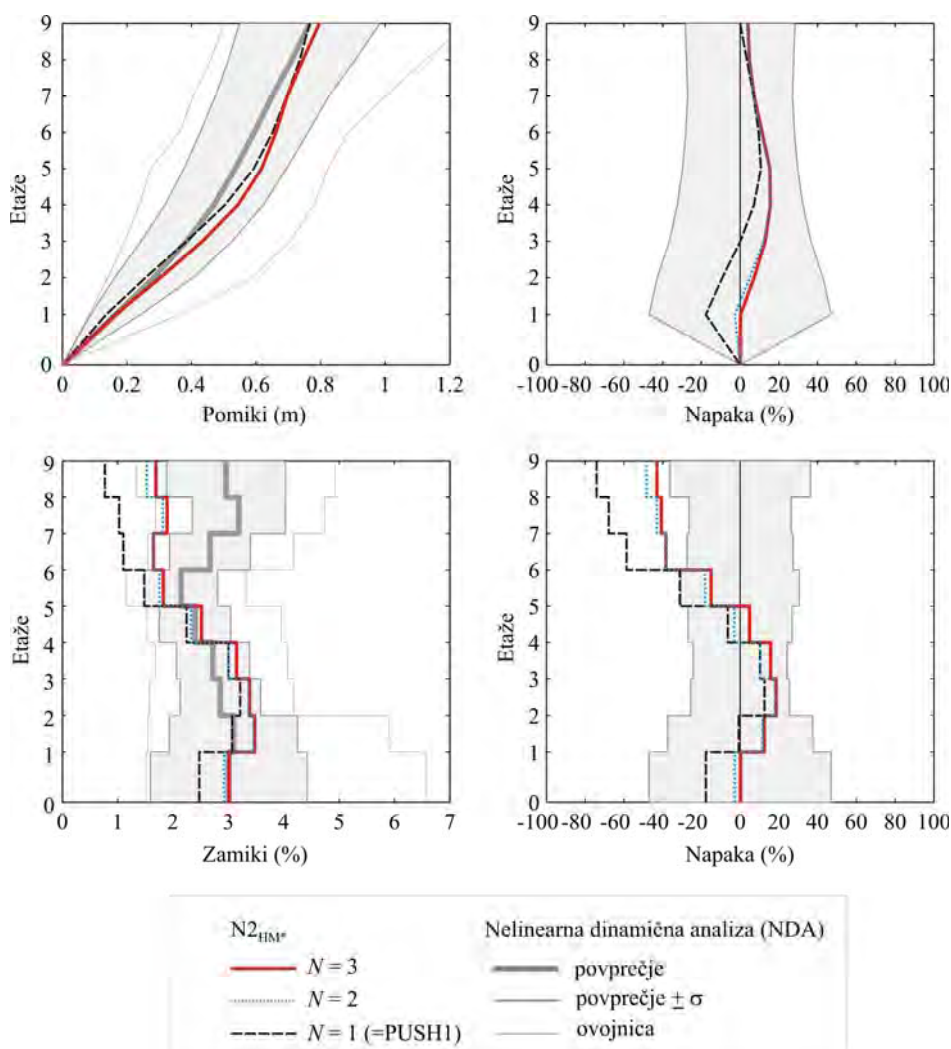
N ... število upoštevanih nihajnih oblik v analizi

Preglednica 7.9: Primerjava zamikov izračunanih po postopku $N2_{HM^*}$ s vrednostmi NDA (9LA, J4)

Table 7.9: Storey drift obtained by procedure $N2_{HM^*}$ compared with »exact« results (9LA, J4)

Table A.5. Storey drift obtained by procedure N2 _{HM} * compared with "exact" results (SE1, 5.7)							
Zamiki (%)	N2 _{HM} *			NDA	Napaka (%)		
Etaže	N=1	N=2	N=3		N=1	N=2	N=3
1	2.48	2.92	3.01	3.01	-17.7	-2.8	0.2
2	3.07	3.45	3.47	3.09	-0.7	11.6	12.4
3	3.21	3.36	3.38	2.85	12.6	17.9	18.5
4	3.00	3.01	3.15	2.72	10.2	10.5	15.7
5	2.25	2.33	2.52	2.40	-6.3	-3.0	4.9
6	1.48	1.76	1.82	2.15	-31.1	-18.2	-15.0
7	1.10	1.65	1.65	2.67	-58.6	-38.3	-38.3
8	1.03	1.82	1.89	3.19	-67.8	-43.0	-40.6
9	0.77	1.53	1.69	2.96	-74.0	-48.4	-42.9

N ... število upoštevanih nihajnih oblik v analizi



Slika 7.13: Primerjava pomikov in zamikom po etažah, izračunanih v skladu s postopkom $N2_{HM^*}$ (ob upoštevanju N nihajnih oblik) z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz (9LA, J4)

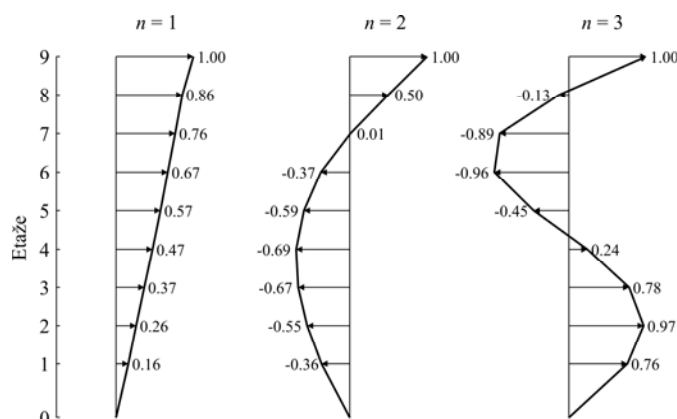
Figure 7.13: Displacements and storey drift obtained by procedure $N2_{HM^*}$ (considering N vibration modes) compared with »exact« results (9LA, J4)

7.3 Primerjalna metoda MPA

Ena izmed obstoječih poenostavljenih nelinearnih metod za upoštevanje vplivov VNO, ki se pogosto pojavlja v literaturi, je metoda MPA, ki jo bomo uporabili za primerjavo s postopkoma $N2_{HM}$ in $N2_{HM*}$. Metoda je opisana v poglavju 2.2.1, uporabili pa smo jo na devetih testnih primerih in sedmih različnih intenzitetah potresne obtežbe. V naslednjem razdelku je na referenčni stavbi 9LA in izbrani intenziteti J4 prikazan natančen opis metode z interpretacijo rezultatov. Za preostale testne primere in intenzitete potresne obtežbe pa so rezultati prikazani v prilogi C in v poglavju 7.5.

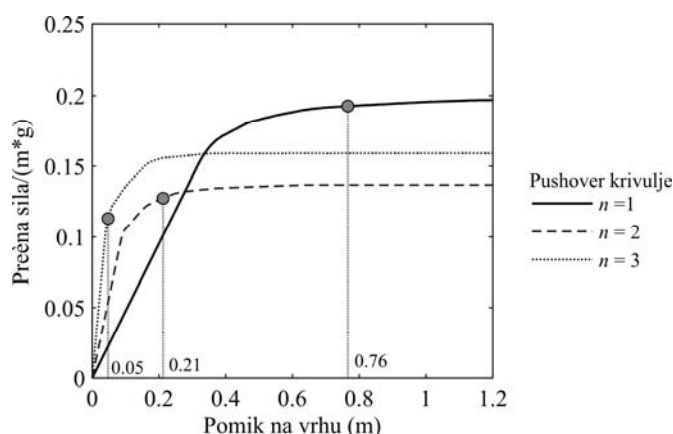
NELINEARNA STATIČNA ANALIZA

Metoda je sestavljena iz večih nelinearnih statičnih analiz, pri čemer so razporeditve horizontalnih sil proporcionalne začetnim nihajnim oblikam konstrukcije. Število pushover analiz izhaja iz tega, koliko nihajnih oblik pomembno vpliva na dinamični odziv stavbe. Posamezno pushover analizo izvedemo do merodajnega ciljnega pomika d_c , ki ga za posamezno nihajno obliko v splošnem določimo s pretvorbo MDOF sistema na SDOF sistem in s pomočjo nelinearnih spektrov oz. nelinearne dinamične analize SDOF sistema. V našem primeru nismo računali ciljnih pomikov po opisanem postopku, ampak smo zaradi primerljivosti rezultatov skušali izločiti napako, ki izhaja iz določitve ciljnega pomika. Tako smo pushover analizo za prvo nihajno obliko (razporeditev sil je proporcionalna $s^* = \mathbf{m} \cdot \phi_1$, kjer je ϕ_1 osnovna nihajna oblika konstrukcije) izvedli do povprečnega pomika na vrhu iz NDA, ki v primeru stavbe 9LA in intenzitete J4 znaša 76.6 cm. Pushover analize za preostale (višje) nihajne oblike pa smo izvedli do normiranih pomikov na vrhu iz običajne modalne analize, ki so za obravnavan primer zbrani v preglednici 7.2. Ciljni pomik za »drugo nihajno obliko« znaša 21.2 cm, za »tretjo nihajno obliko« pa 4.8 cm. Razporeditve horizontalnih sil in pushover krivulje s ciljnimi pomiki za prve tri nihajne oblike so prikazane na slikah 7.14 in 7.15. Vektorji horizontalnih sil so normirani tako, da sila na vrhu znaša 1.0. Pomiki in zamiki po etažah, ki pripadajo posamezni pushover analizi pri merodajnem ciljnem pomiku, so zbrani v preglednici 7.10.



Slika 7.14: Razporeditve horizontalnih sil za prve tri nihajne oblike stavbe 9LA

Figure 7.14: Force distributions for the first three modes for 9LA building



Slika 7.15: Pushover krivulje za stavbo 9LA. Razporeditve sil so proporcionalne prvim trem nihajnim oblikam konstrukcije. Za posamezno nihajno obliko je označen ciljni pomik za jakost J4.

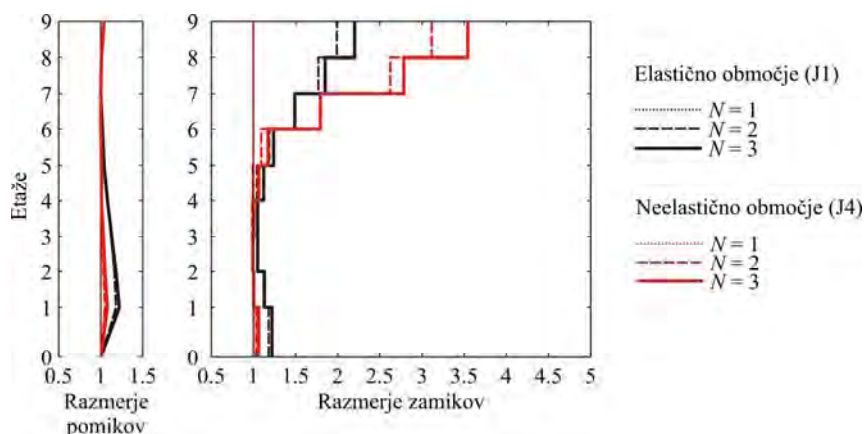
Figure 7.15: Pushover curves for the first three modes (9LA building). Target displacements for intensity J4 are shown

Preglednica 7.10: Pomiki in zamiki etaž v izračunani z nelinearno statično (pushover) analizo za prve tri nihajne oblike za stavbo 9LA in jakost J4

Table 7.10: Displacements and storey drifts for 9LA building and intensity J4 obtained by pushover analyses using force distributions for first three modes

Etaže	Pomiki (m)			Zamiki (%)		
	$n = 1$	$n = 2$	$n = 3$	$n = 1$	$n = 2$	$n = 3$
1	0.136	0.043	0.035	2.48	0.79	0.64
2	0.257	0.067	0.046	3.07	0.59	0.27
3	0.385	0.081	0.037	3.21	0.36	0.23
4	0.504	0.084	0.011	3.00	0.08	0.65
5	0.593	0.072	0.022	2.25	0.31	0.83
6	0.651	0.043	0.046	1.48	0.72	0.61
7	0.695	0.023	0.042	1.10	1.66	0.09
8	0.736	0.122	0.004	1.03	2.51	0.95
9	0.766	0.212	0.048	0.77	2.28	1.31

n ... zaporedna številka nihajne oblike elastičnega sistema



Slika 7.16: Razmerje pomikov in zamikov, izračunanih z metodo MPA ob upoštevanju N nihajnih oblik glede na rezultate pushover analize ob upoštevanju samo osnovne nihajne oblike

Figure 7.16: Ratio between the displacements and storey drift estimated by MPA considering N vibration modes and results obtained by pushover analysis

Preglednica 7.11: Razmerje pomikov in zamikov, izračunanih z metodo MPA ob upoštevanju N – nihajnih oblik ($N = 2$, $N = 3$) glede na rezultate pushover analize ob upoštevanju samo osnovne nihajne oblike ($N = 1$)

Table 7.11: The ratio between the displacements and storey drift estimated by MPA considering $N = 2$ ($N = 3$) vibration modes and results obtained by pushover analysis ($N = 1$)

Razmerje pomikove				Razmerje zamikov			
Etaže	$N=1$	$N=2$	$N=3$	Etaže	$N=1$	$N=2$	$N=3$
1	1.00	1.05	1.08	1	1.00	1.05	1.08
2	1.00	1.03	1.05	2	1.00	1.02	1.02
3	1.00	1.02	1.03	3	1.00	1.01	1.01
4	1.00	1.01	1.01	4	1.00	1.00	1.02
5	1.00	1.01	1.01	5	1.00	1.01	1.08
6	1.00	1.00	1.00	6	1.00	1.11	1.19
7	1.00	1.00	1.00	7	1.00	1.81	1.81
8	1.00	1.01	1.01	8	1.00	2.64	2.80
9	1.00	1.04	1.04	9	1.00	3.13	3.56
povprečje	1.00	1.02	1.03	povprečje	1.00	1.53	1.62

N ... število upoštevanih nihajnih oblik v analizi

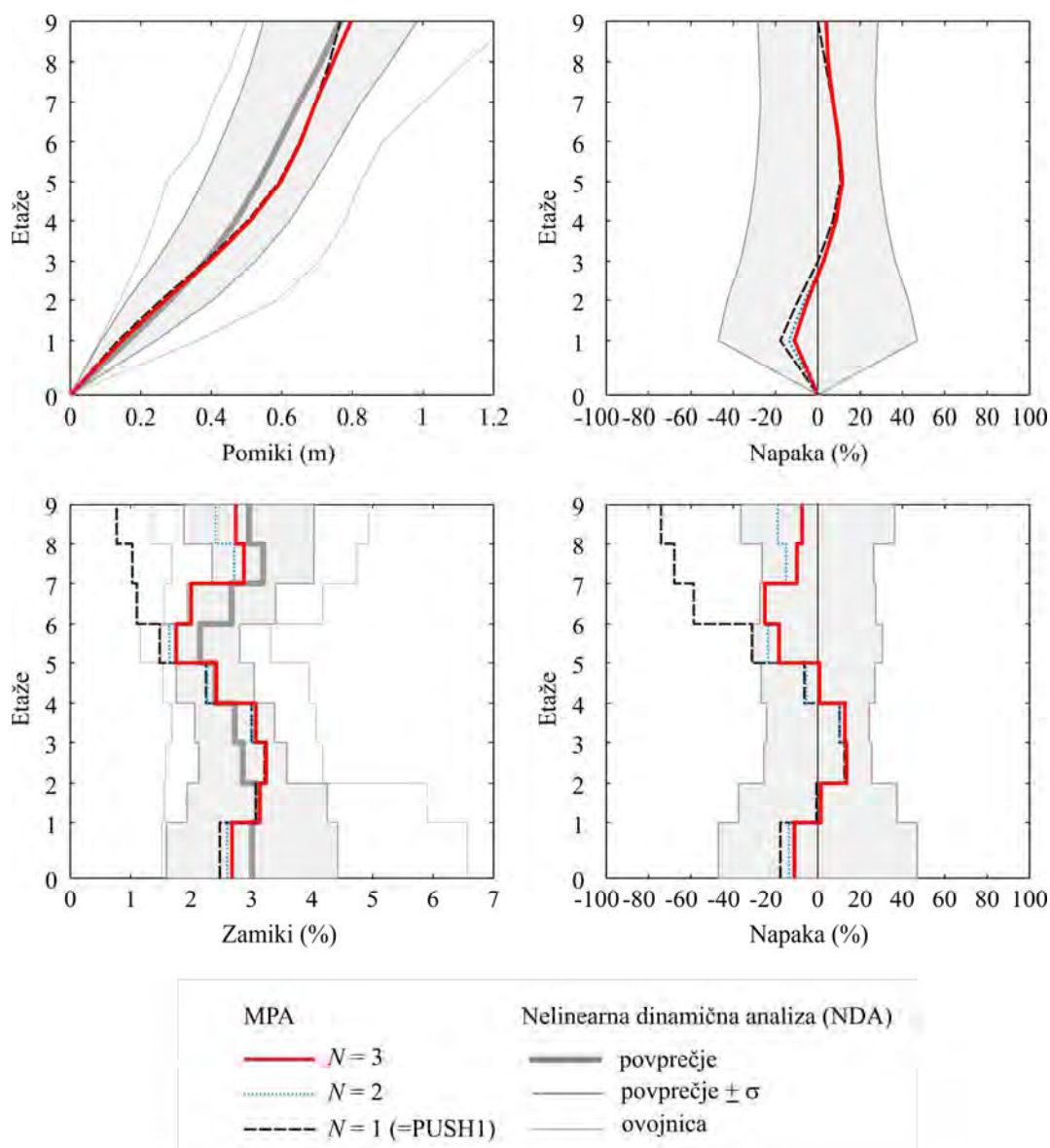
REZULTATI MPA IN PRIMERJAVA S TOČNIMI REZULTATI

Končne rezultate v skladu z metodo MPA določimo z SRSS kombinacijo potresnih količin, ki izhajajo iz rezultatov nelinearnih statičnih analiz pri merodajnem ciljnem pomiku za posamezno nihajno obliko. Pomiki in zamiki stavbe 9LA pri jakosti J4 so zbrani v preglednicah 7.12 in 7.13 ter na sliki 7.17 za različno število nihajnih oblik, ki jih v obliki razporeditve horizontalnih sil upoštevamo pri pushover analizah.

Na sliki 7.16 je prikazano razmerje pomikov oz. zamikov (x_{MPAn}/x_{PUSH1}), kjer so x_{MPAn} pomiki oz. zamiki metode MPA ob upoštevanju N -nihajnih oblik, x_{PUSH1} pa so pomiki oz. zamiki določeni na podlagi pushover analize pri razporeditvi horizontalnih sil, ki so proporcionalne osnovni nihajni obliki. Vrednosti x_{PUSH1} so enake vrednostim osnovne metode N2. Prikazano razmerje potresnih količin je primerljivo s korekcijskimi faktorji c_{HM} pri postopkih $N2_{HM}$ in $N2_{HM}^*$. Po pričakovanjih je razmerje pomikov zanemarljivo majhno v primerjavi z razmerjem zamikov. Povprečna vrednost razmerja izbranih potresnih količin po etažah, izračunanega na podlagi treh pushover analiz, znaša 1.03 za pomike in 1.62 za zamike. Razmerje x_{MPAn}/x_{PUSH1} se rahlo povečuje z večanjem števila upoštevanih nihajnih oblik v analizi. Največja vrednost x_{MPAn}/x_{PUSH1} se pojavi pri zamikih v vrhni etaži, kjer se leti ob upoštevanju treh nihajnih oblik povečajo za faktor 3.6 glede na zamike brez upoštevanja VNO. Vrednosti x_{MPAn}/x_{PUSH1} v elastičnem območju so enake kot korekcijski faktorji postopkov $N2_{HM}$ in $N2_{HM}^*$.

Rezultati obravnavanega primera kažejo, da lahko z metodo MPA razmeroma dobro ocenimo potek pomikov in zamikov po etažah. Le ti se po celotni višini stavbe nahajajo v območju med povprečjem in povprečjem $\pm \sigma$. Povprečna napaka pomikov po etažah je enaka 7.2% in je nekoliko manjša od povprečne napake zamikov, ki znaša 11.1%. Predznak napak po višini kaže, da je ocena pomikov MPA na varni strani, zamiki pa so nekoliko podcenjeni. Največje odstopanje se pojavi v etaži 7, kjer je zamik MPA za 25% manjši od povprečja NDA. Če analiziramo vpliv števila nihajnih oblik na pomike

in zamike MPA, vidimo, da potek pomikov praktično narekuje prva nihajna oblika, pri zamikih pa z dvema nihajnima oblikama dobimo zadovoljive rezultate.



Slika 7.17: Primerjava pomikov in zamikom po etažah, izračunanih v skladu s postopkom MPA (ob upoštevanju N nihajnih oblik) z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz

Figure 7.17: Displacements and storey drift obtained by MPA procedure (considering N vibration modes) compared with »exact« results (9LA, J4)

Preglednica 7.12: Primerjava pomikov izračunanih z metode MPA s vrednostmi NDA (9LA, J4)

Table 7.12: Displacements obtained by procedure MPA compared with »exact« results (9LA, J4)

Pomiki (m)	MPA			NDA	Napaka (%)		
Etaže	<i>N</i> =1	<i>N</i> =2	<i>N</i> =3		<i>N</i> =1	<i>N</i> =2	<i>N</i> =3
1	0.136	0.143	0.147	0.165	-17.7	-13.6	-11.0
2	0.257	0.266	0.270	0.283	-9.2	-6.2	-4.8
3	0.385	0.393	0.395	0.384	0.1	2.3	2.8
4	0.504	0.511	0.511	0.470	7.1	8.6	8.6
5	0.593	0.597	0.597	0.535	10.8	11.6	11.7
6	0.651	0.653	0.654	0.594	9.6	9.8	10.1
7	0.695	0.695	0.697	0.650	6.9	7.0	7.2
8	0.736	0.746	0.746	0.711	3.5	4.9	4.9
9	0.766	0.795	0.796	0.766	0.0	3.8	4.0

N ... število upoštevanih nihajnih oblik v analizi

Preglednica 7.13: Primerjava zamikov izračunanih z metode MPA s vrednostmi NDA (9LA, J4)

Table 7.13: Storey drift obtained by procedure MPA compared with »exact« results (9LA, J4)

Zamiki (%)	MPA			NDA	Napaka (%)		
Etaže	<i>N</i> =1	<i>N</i> =2	<i>N</i> =3		<i>N</i> =1	<i>N</i> =2	<i>N</i> =3
1	2.48	2.60	2.68	3.01	-17.7	-13.6	-11.0
2	3.07	3.13	3.14	3.09	-0.7	1.1	1.5
3	3.21	3.23	3.24	2.85	12.6	13.3	13.6
4	3.00	3.00	3.07	2.72	10.2	10.3	12.8
5	2.25	2.27	2.42	2.40	-6.3	-5.4	0.7
6	1.48	1.64	1.75	2.15	-31.1	-23.5	-18.4
7	1.10	2.00	2.00	2.67	-58.6	-25.1	-25.1
8	1.03	2.71	2.87	3.19	-67.8	-15.0	-9.9
9	0.77	2.40	2.74	2.96	-74.0	-18.8	-7.4

N ... število upoštevanih nihajnih oblik v analizi

7.4 Primerjalna metoda MMPA

Druga poenostavljena nelinearna metod za upoštevanje vplivov VNO, ki smo jo uporabili za verifikacijo postopkov $N2_{HM}$ in $N2_{HM*}$, je metoda MMPA (Chopra et al., 2004), ki temelji na predpostavki, da je obnašanje v višjih nihajnih oblikah elastično. Metoda je podrobneje opisana v poglavju 2.2.1, uporabili pa smo jo na devetih testnih primerih in sedmih različnih intenzitetah potresne obtežbe. V naslednjem razdelku je na referenčni stavbi 9LA in izbrani intenziteti J4 prikazan postopek metode z interpretacijo rezultatov. Za preostale testne primere in intenzitete potresne obtežbe pa so rezultati prikazani v prilogi C in v poglavju 7.5.

NELINEARNA STATIČNA ANALIZA

Prvi del tega postopka je enak kot pri vseh do sedaj predstavljenih postopkih ($N2_{HM}$, $N2_{HM*}$ in MPA). Izvedemo nelinearno statično analizo MDOF sistema do ciljnega pomika $d_t = 76.6$ cm, ki ustreza povprečnemu pomiku iz NDA na vrhu stavbe 9LA pri jakosti J4. V splošnem pa je določitev ciljnega pomika za metodo MMPA opisana v poglavju 2.2.1. Razporeditev horizontalnih sil pri pushover

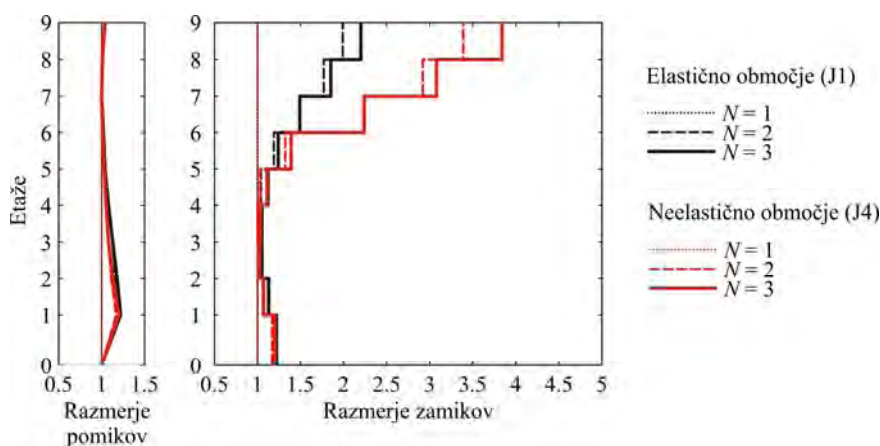
analizi je proporcionalna osnovni nihajni obliki metodi. Osnovna nihajna oblika stavbe 9LA, razporeditev horizontalnih sil in pushover krivulja so prikazani na slikah 4.6, 7.14 in 7.15. Pomiki in zamiki po etažah, ki pripadajo pushover analizi pri ciljem pomiku za elastično oz. neelastično območje, so zbrani v preglednici 7.1 in na sliki 7.19.

MODALNA ANALIZA S SPEKTRI ODZIVA

Na isti način kot pri postopku $N2_{HM}$ (razdelek 7.1.1) smo z običajno modalno analizo s spektri odziva določili normirane vrednosti pomikov in zamikov. Izvedli smo ravninsko modalno analizo elastičnega MDOF modela z upoštevanjem ene, dveh in treh nihajnih oblik, pri čemer smo vplive nihajnih oblik kombinirali z SRSS kombinacijo. Uporabili smo spekter pospeškov, ki je prikazan na sliki 7.2. Rezultate modalne analize smo normirali na način opisan v poglavju 7.1.1. Faktor za normiranje rezultatov modalne analize v obravnavanem primeru (9LA, jakost J4) znaša 0.87. Dejanski in normirani rezultati iz modalne analize so zbrani v preglednicah 7.6 in 7.2.

REZULTATI MPA IN PRIMERJAVA S TOČNIMI REZULTATI

Odziv stavbe 9LA pri jakosti J4 (pomike in zamike) določimo z SRSS kombinacijo neelastičnega odziva prve nihajne oblike (rezultati pushover analize pri ciljnem pomiku d_t in razporeditvi sil, ki je proporcionalna osnovni nihajni obliki) in elastičnega odziva višjih nihajnih oblik (normirani rezultati iz modalne analize). Pomiki in zamiki, izračunani z metodo MPA (z upoštevanjem različnega števila nihajnih oblik), so primerjane s »točnimi« vrednostmi na sliki 7.19 in v preglednicah 7.15 in 7.16. Za vse pomike in zamike po etažah je prikazano tudi odstopanje MPA količin glede na rezultate NDA.



Slika 7.18: Razmerje pomikov in zamikov, izračunanih z metodo MPA ob upoštevanju N – nihajnih oblik glede na rezultate pushover analize ob upoštevanju samo osnovne nihajne oblike

Figure 7.18: Ratio between the displacements and storey drift estimated by MPA considering N vibration modes and results obtained by pushover analysis

Preglednica 7.14: Razmerje pomikov in zamikov, izračunanih z metodo MMPA ob upoštevanju N – nihajnih oblik ($N = 2$, $N = 3$) glede na rezultate pushover analize ob upoštevanju samo osnovne nihajne oblike

Table 7.14: The ratio between the displacements and storey drift estimated by MMPA considering N vibration modes and results obtained by pushover analysis

Razmerje pomikove				Razmerje zamikov			
Etaže	$N=1$	$N=2$	$N=3$	Etaže	$N=1$	$N=2$	$N=3$
1	1.00	1.17	1.20	1	1.00	1.17	1.20
2	1.00	1.11	1.13	2	1.00	1.06	1.07
3	1.00	1.08	1.08	3	1.00	1.02	1.02
4	1.00	1.05	1.05	4	1.00	1.00	1.03
5	1.00	1.03	1.03	5	1.00	1.03	1.11
6	1.00	1.01	1.01	6	1.00	1.32	1.39
7	1.00	1.00	1.00	7	1.00	2.23	2.24
8	1.00	1.01	1.01	8	1.00	2.92	3.08
9	1.00	1.04	1.04	9	1.00	3.39	3.84
povprečje	1.00	1.05	1.06	povprečje	1.00	1.68	1.77

N ... število upoštevanih nihajnih oblik v analizi

Preglednica 7.15: Primerjava pomikov, izračunanih z metodo MMPA, z vrednostmi NDA (9LA, J4)

Table 7.15: Displacements obtained by procedure MMPA compared with »exact« results (9LA, J4)

Pomiki (m)	MMPA			NDA	Napaka (%)		
	$N=1$	$N=2$	$N=3$		$N=1$	$N=2$	$N=3$
1	0.136	0.158	0.163	0.165	-17.7	-4.0	-1.2
2	0.257	0.287	0.291	0.283	-9.2	1.1	2.6
3	0.385	0.414	0.416	0.384	0.1	7.7	8.2
4	0.504	0.528	0.528	0.470	7.1	12.3	12.3
5	0.593	0.608	0.608	0.535	10.8	13.6	13.7
6	0.651	0.657	0.659	0.594	9.6	10.5	10.8
7	0.695	0.695	0.696	0.650	6.9	6.9	7.2
8	0.736	0.744	0.744	0.711	3.5	4.7	4.7
9	0.766	0.795	0.796	0.766	0.0	3.8	4.0

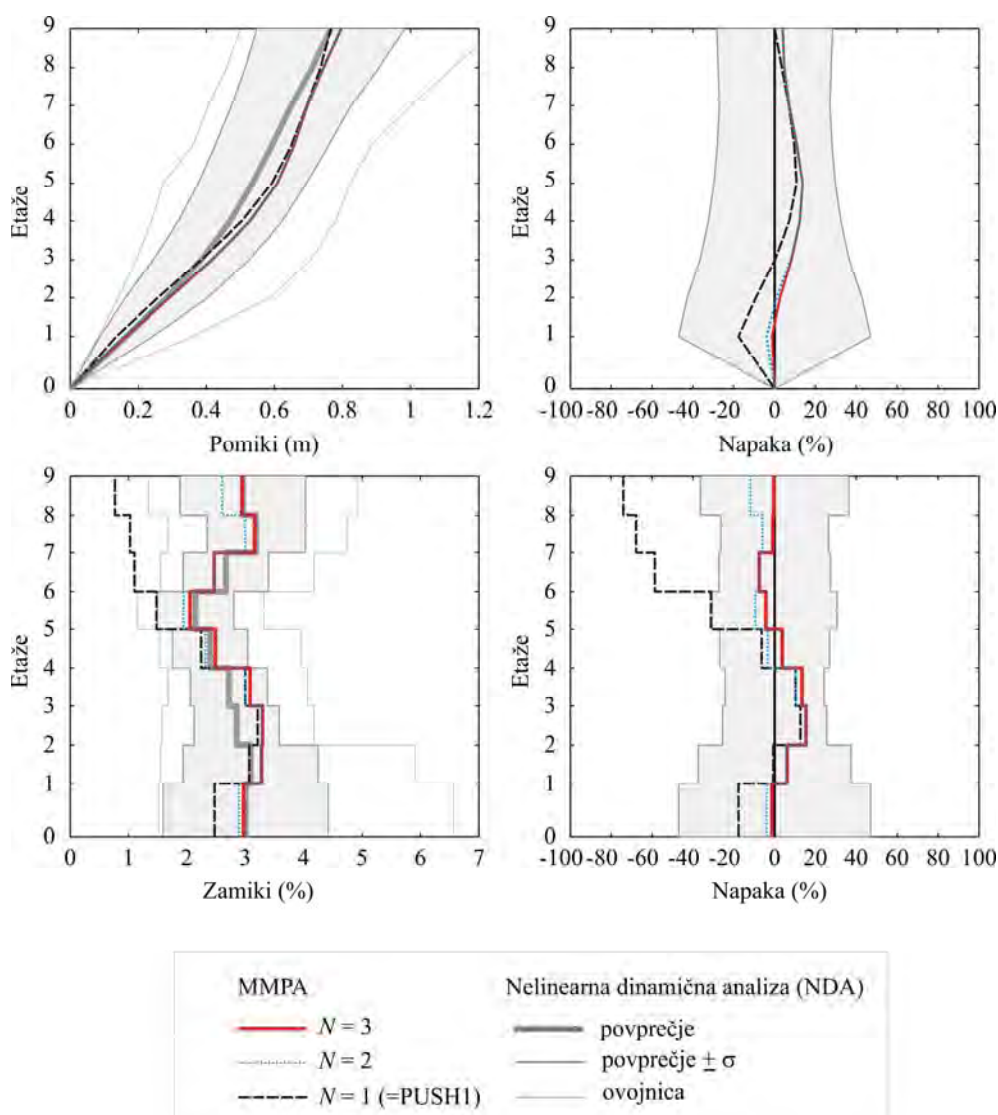
N ... število upoštevanih nihajnih oblik v analizi

Preglednica 7.16: Primerjava zamikov, izračunanih z metodo MMPA, z vrednostmi NDA (9LA, J4)

Table 7.16: Storey drifts obtained by procedure MMPA compared with »exact« results (9LA, J4)

Zamiki (%)	MMPA			NDA	Napaka (%)		
	$N=1$	$N=2$	$N=3$		$N=1$	$N=2$	$N=3$
1	2.48	2.89	2.97	3.01	-17.7	-4.0	-1.2
2	3.07	3.27	3.28	3.09	-0.7	5.7	6.1
3	3.21	3.28	3.29	2.85	12.6	15.1	15.4
4	3.00	3.00	3.08	2.72	10.2	10.4	13.3
5	2.25	2.32	2.49	2.40	-6.3	-3.3	3.7
6	1.48	1.95	2.05	2.15	-31.1	-9.3	-4.2
7	1.10	2.47	2.47	2.67	-58.6	-7.5	-7.5
8	1.03	3.00	3.16	3.19	-67.8	-5.9	-0.9
9	0.77	2.61	2.95	2.96	-74.0	-11.8	-0.4

N ... število upoštevanih nihajnih oblik v analizi



Slika 7.19: Primerjava pomikov in zamikom po etažah, izračunanih v skladu s postopkom MMPA (ob upoštevanju N nihajnih oblik), z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz

Figure 7.19: Displacements and storey drift obtained by MMPA procedure (considering N vibration modes) compared with »exact« results (9LA, J4)

Na sliki 7.18 je podobno kot pri metodi MPA prikazano razmerje pomikov oz. zamikov ($x_{\text{MMPA}n}/x_{\text{PUSH1}}$), kjer so $x_{\text{MMPA}n}$ pomiki oz. zamiki metode MMPA z upoštevanjem N -nihajnih oblik, x_{PUSH1} pa so pomiki oz. zamiki brez upoštevanja vplivov višjih nihajnih oblik (pushover analiza, osnovna N2). Razmerje pomikov je zanemarljivo majhno v primerjavi z razmerjem zamikov. Povprečna vrednost razmerja izbranih potresnih količin po etažah pri upoštevanju treh nihajnih oblik znaša 1.06 za pomike in 1.77 za zamike. Razmerje $x_{\text{MMPA}n}/x_{\text{PUSH1}}$ se predvsem pri zamikih povečuje z večanjem števila upoštevanih nihajnih oblik v analizi. Največja korekcija zamikov iz pushover analize zaradi vpliva VNO se pojavi v vrhnji etaži. Ob upoštevanju treh nihajnih oblik znaša 3.84. Vrednosti $x_{\text{MMPA}n}/x_{\text{PUSH1}}$ v elastičnem območju so enake kot pri MPA, $N2_{\text{HM}}$ in $N2_{\text{HM}}^*$.

Rezultati kažejo, da lahko v obravnavanem primeru (9LA in J4) z metodo MMPA z najmanjšo napako napovemo »točen« potek pomikov in zamikov po etažah, ki se v celoti nahajajo v območju med povprečjem in povprečjem $\pm \sigma$. Povprečna napaka pomikov po etažah je enaka kot pri MPA (7.2%), povprečna napaka zamikov pa je še nekoliko manjša (5.9%). Največje odstopanje pri zamikih se pojavi v etaži 3, kjer je zamik MMPA za 15% večji od povprečja zamika iz NDA. Pomike dovolj natančno opišemo samo z neelastičnim odzivom prve nihajne oblike, za zamike pa sta potrebni vsaj dve nihajni obliki.

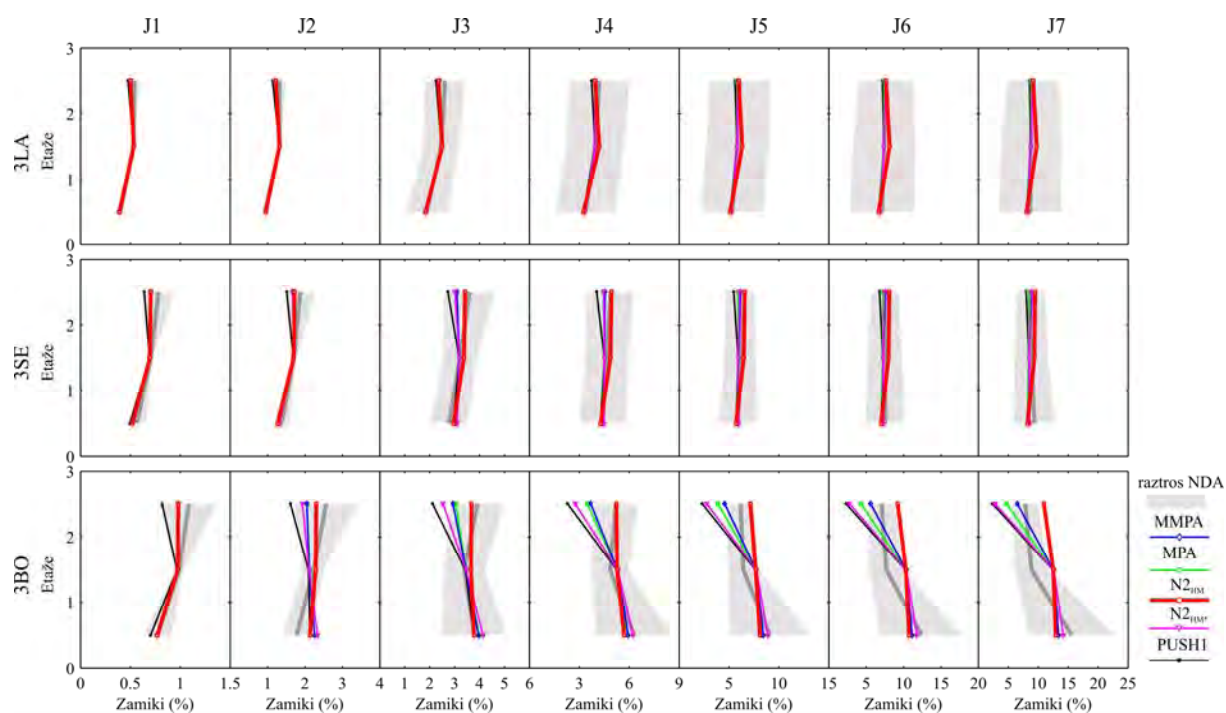
Pri MMPA metodi je potrebno izvesti iste analize kot pri postopku $N2_{HM}$. Razlika je ta, da MMPA poleg pushover rezultatov za osnovno nihajno obliko zahteva rezultate modalne analize za vsako posamezno nihajno obliko, $N2_{HM}$ pa rezultate kombinacije nihajnih oblik. To dejstvo daje prednost postopku $N2_{HM}$, saj je izpis rezultatov modalne analize v večini komercialnih programov, ki se uporabljajo v inženirski praksi, omejen na kombinirane vrednosti.

7.5 Ocena natančnosti poenostavljenih nelinearnih metod

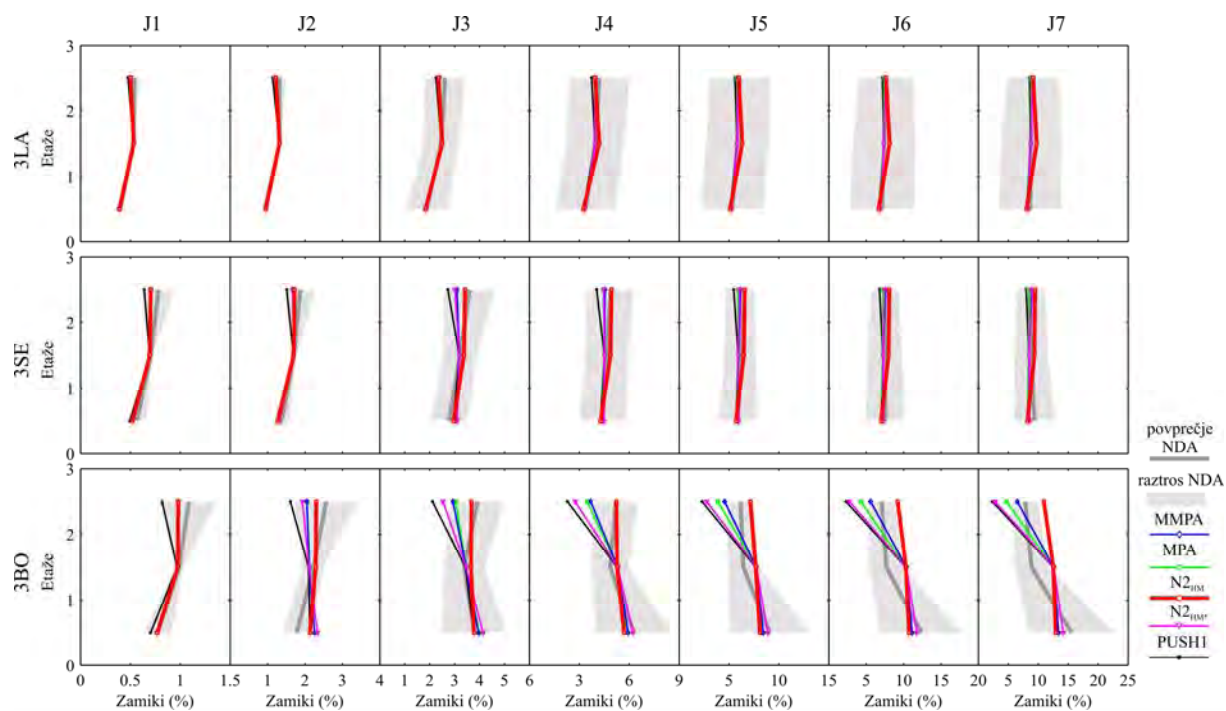
Na podlagi rezultatov 9 testnih primerov in 7 različnih intenzitet, ki so zbrani v poglavju 7 in v prilogi C, smo ovrednotili natančnost in primernost 4 poenostavljenih nelinearnih metod za upoštevanja vplivov VNO ($N2_{HM}$, $N2_{HM*}$, MMPA in MPA). Splošno znano je, in v dosedanjih rezultatih že večkrat omenjeno, da je vpliv VNO na pomike majhen v primerjavi z vplivom na zamike. Ocena metod je tako podana na podlagi zamikov, ki so močno povezani s rotacijami elementov, s katerimi opišemo poškodovanost konstrukcije.

Na slikah 7.20, 7.22 in 7.24 so za vseh 9 testnih primerov in 7 jakosti potresne obtežbe prikazani absolutni zamiki (etažni pomik/višina etaže), izračunani z metodami $N2_{HM}$, $N2_{HM*}$, MMPA in MPA. Na istih slikah so prikazani še rezultati NDA, ki služijo kot reper za primerjavo. Osenčena ploskev predstavlja raztros rezultatov iz (ne)linearnih dinamičnih analiz. Na podoben način so na slikah 7.21, 7.23 in 7.25 za vse primere prikazane še napake posameznih metod po višini stavbe glede na »točne« rezultate.

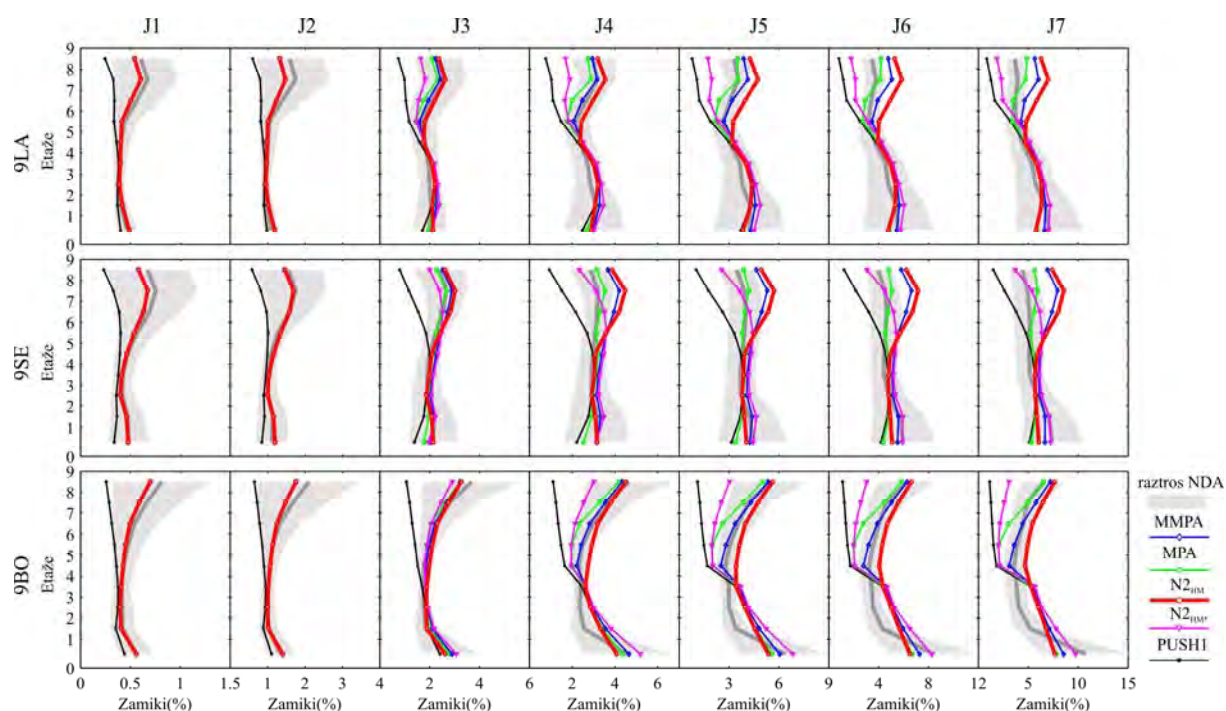
Za lažjo interpretacijo vpliva jakosti potresne obtežbe so odstopanja obravnavanih metod na slikah od 7.26 do 7.29 prikazana v obliki povprečja absolutnih napak po celotni višini stavbe oz. za izbran del stavbe po višini (spodnji, srednji in zgornji del). Za posamezni izbran del stavbe je prikazana tudi maksimalna napaka z dejanskih predznakom, ki kaže na precenjenost oz. podcenjenost zamikov. Tri etažne stavbe smo obravnavali po celotni višini (brez razdelitve na posamezne dele), testne primere z devetimi etažami smo razdelili na spodnji del (do vključno etaže 5) in zgornji del (od etaže 6 do 9), 20-etažne stavbe pa so razdeljene na tri dele, spodnji del (do vključno etaže 7), srednji del (od etaže 8 do 13) in zgornji del (od etaže 14 do 20).



Slika 7.20: Zamiki 3-etažnih stavb, izračunani z različnimi metodami za 7 jakosti potresne obtežbe (J1-J7)
Figure 7.20: Storey drifts for 3-storey buildings determined by different analysis, for different intensities (J1-J7)

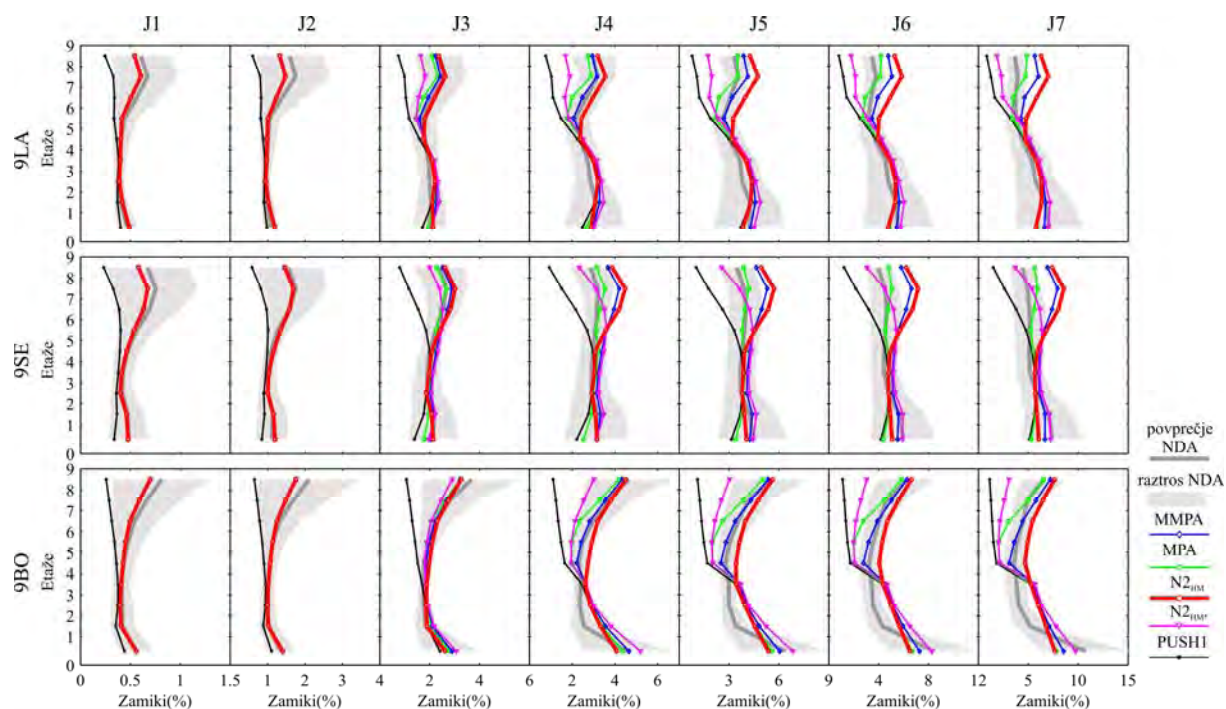


Slika 7.21: Napake poenostavljenih nelinearnih metod glede na točne rezultate (NDA) za 3-etažne stavbe
Figure 7.21: Errors in storey drifts estimated by simplified methods relative to »exact« results (3-storey build.)



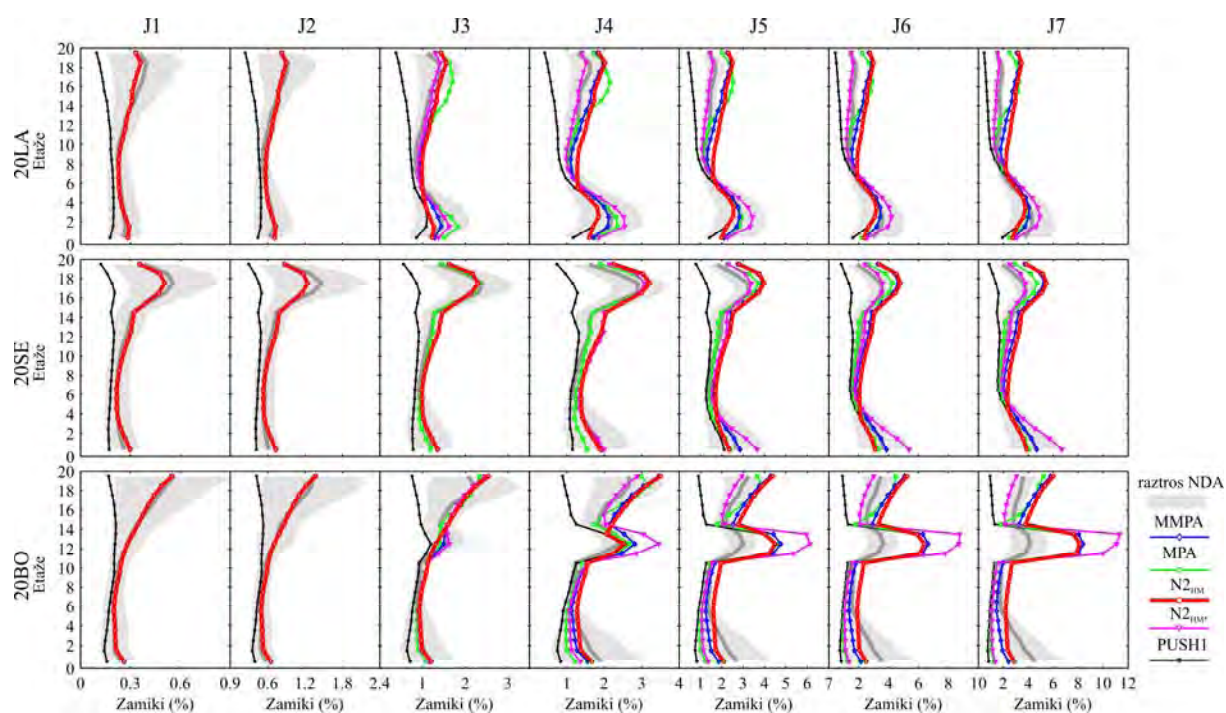
Slika 7.22: Zamiki 9-etažnih stavb, izračunani z različnimi metodami za 7 jakosti potresne obtežbe (J1-J7)

Figure 7.22: Storey drifts for 9-storey buildings determined by different analysis, for different intensities (J1-J7)



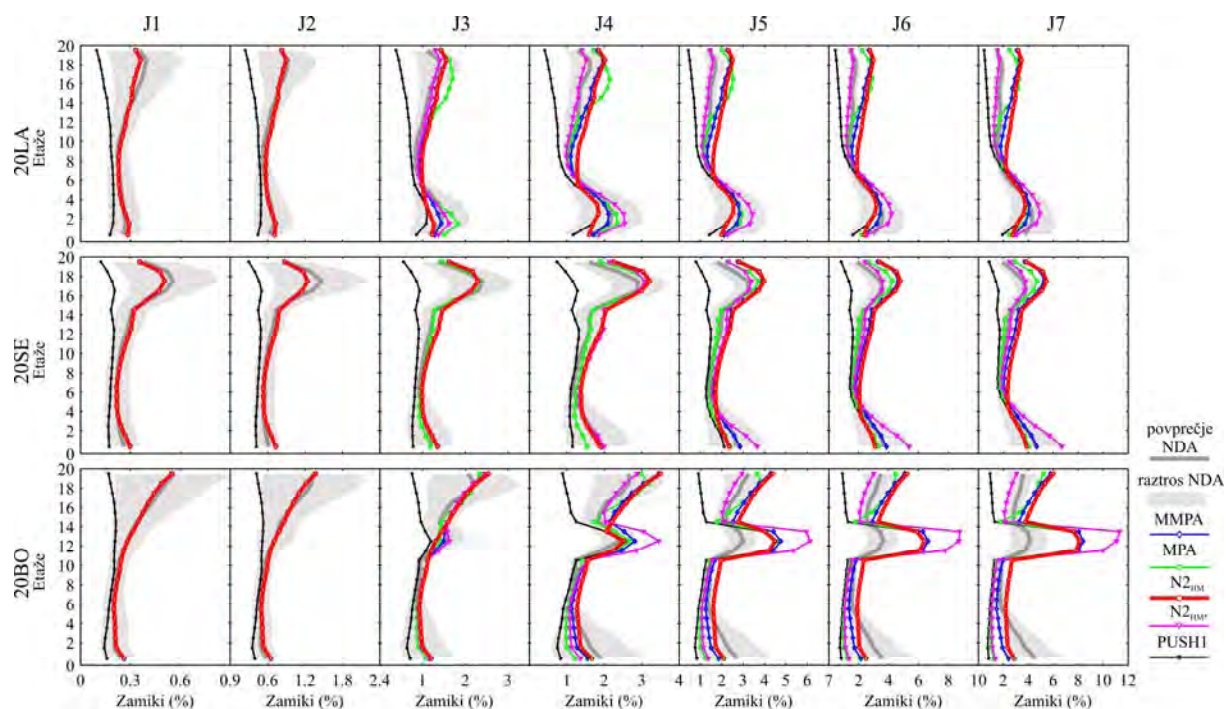
Slika 7.23: Napake poenostavljenih nelinearnih metod glede na točne rezultate (NDA) za 9-etažne stavbe

Figure 7.23: Errors in storey drifts estimated by simplified methods relative to »exact« results (9-storey build.)



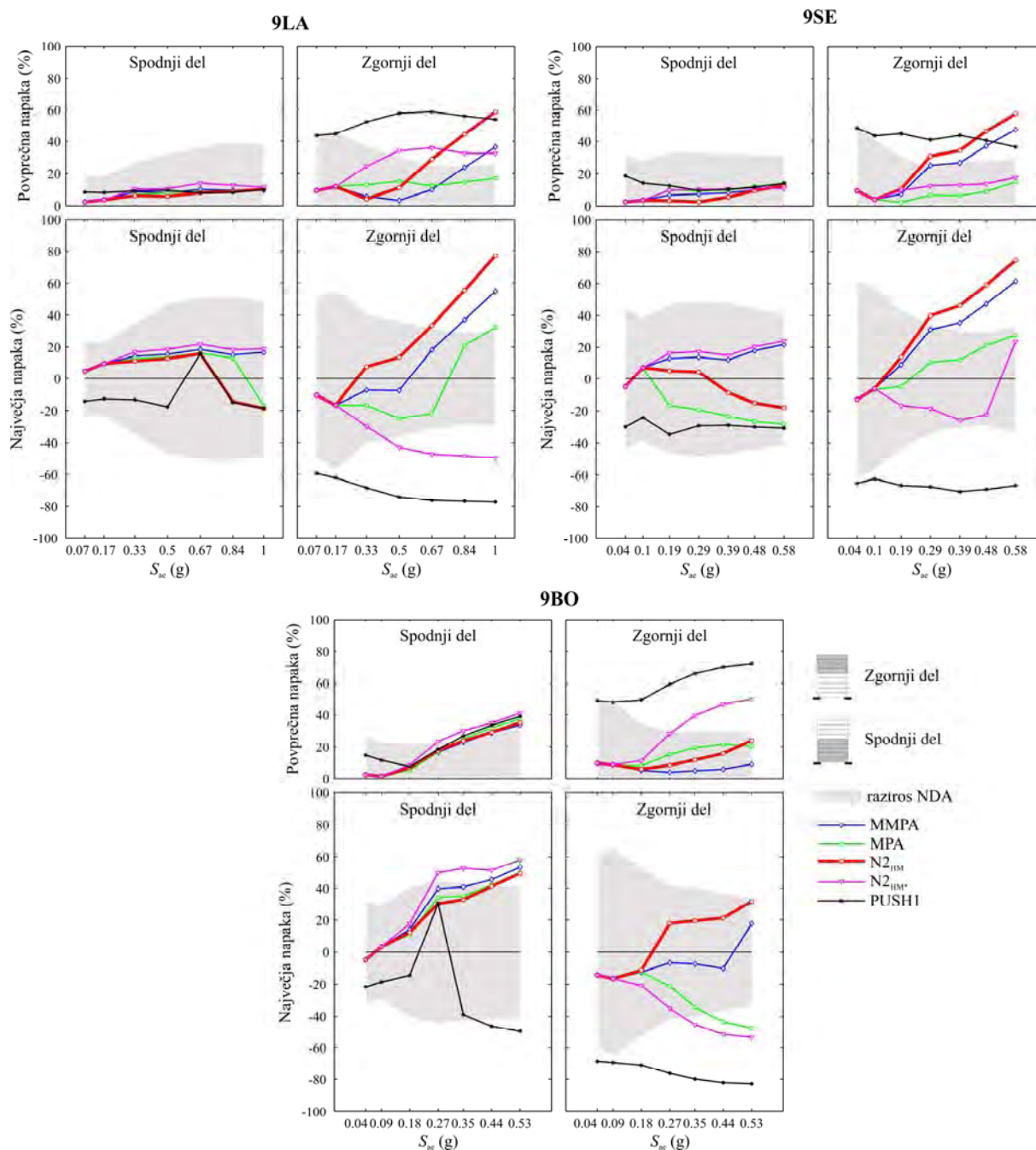
Slika 7.24: Zamiki 20-etažnih stavb, izračunani z različnimi metodami za 7 jakosti potresne obtežbe (J1-J7)

Figure 7.24: Storey drifts for 20-story buildings determined by different analysis, for different intensities (J1-J7)



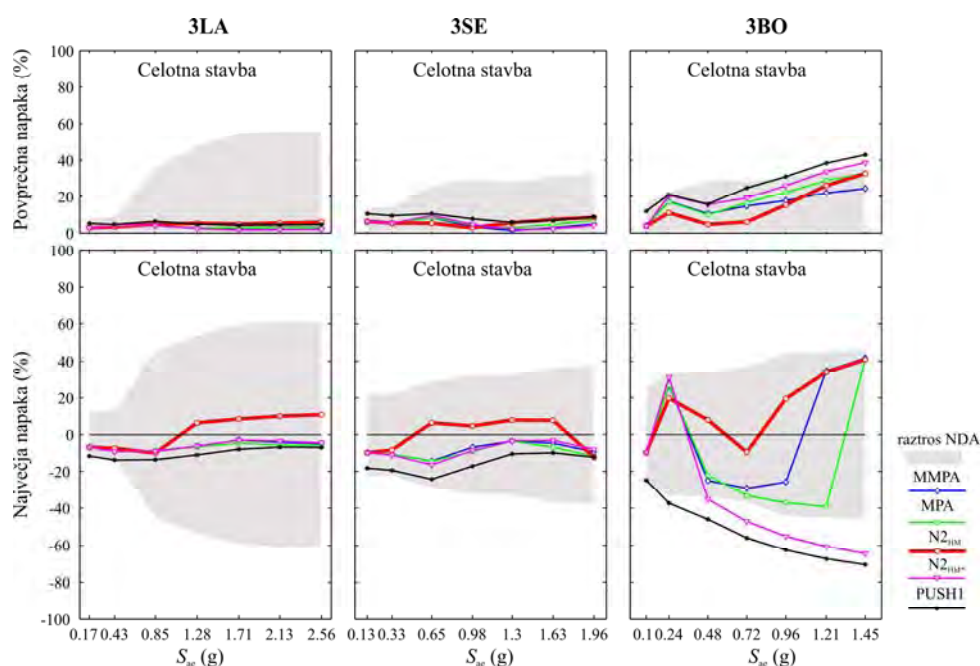
Slika 7.25: Napake poenostavljenih nelinearnih metod glede na točne rezultate (NDA) za 20-etažne stavbe

Figure 7.25: Errors in storey drifts estimated by simplified methods relative to »exact« results (20-storey build.)



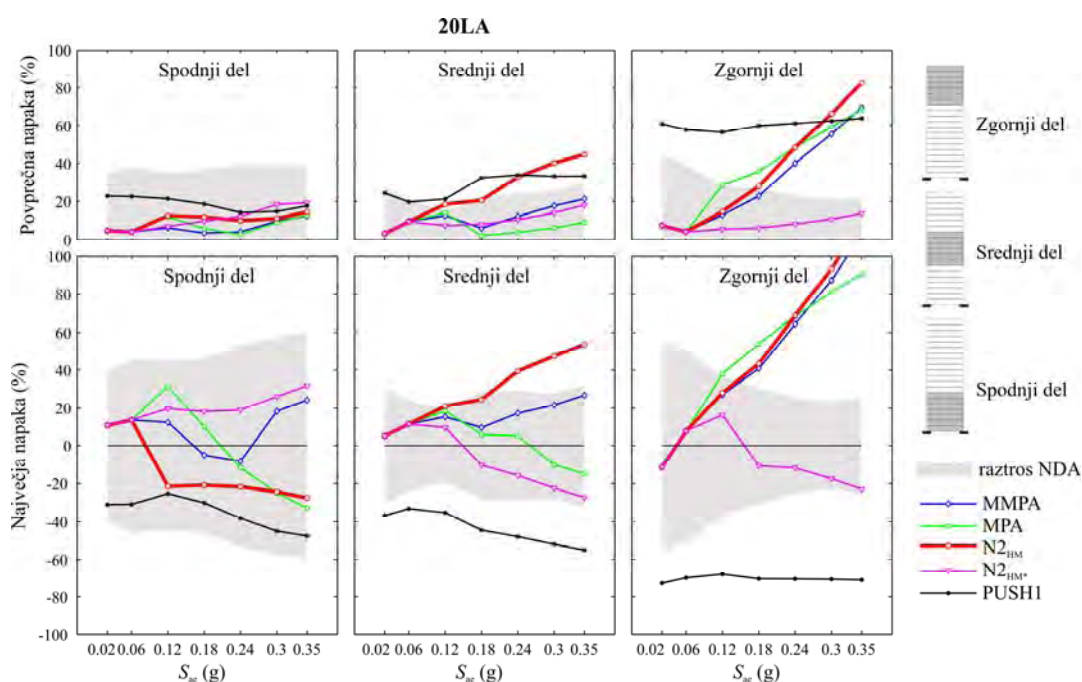
Slika 7.26: Povprečna in maksimalna napaka poenostavljenih nelinearnih metod za 9-etažne stavbe (izračunana ločeno za spodnji in zgornji del stavbe) v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe

Figure 7.26: Mean and maximum error of storey drifts for lower and upper part of the 9-storey buildings estimated by different simplified methods regarding to different intensities of ground motions



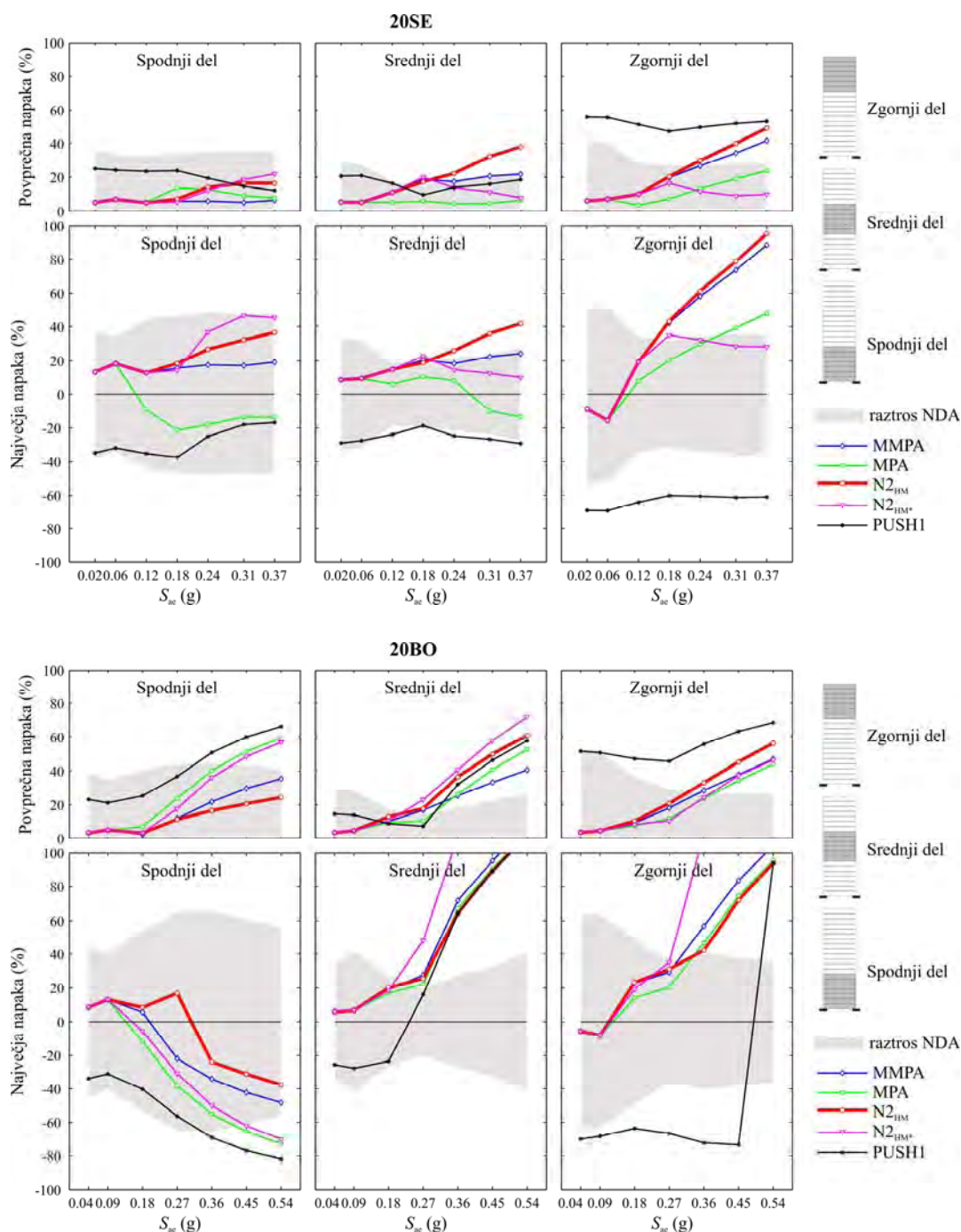
Slika 7.27: Povprečna in maksimalna napaka poenostavljenih nelinearnih metod za 3-etažne stavbe v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe

Figure 7.27: Mean and maximum error in storey drifts estimated by different simplified methods regarding to different intensities of ground motions for 3-storey buildings



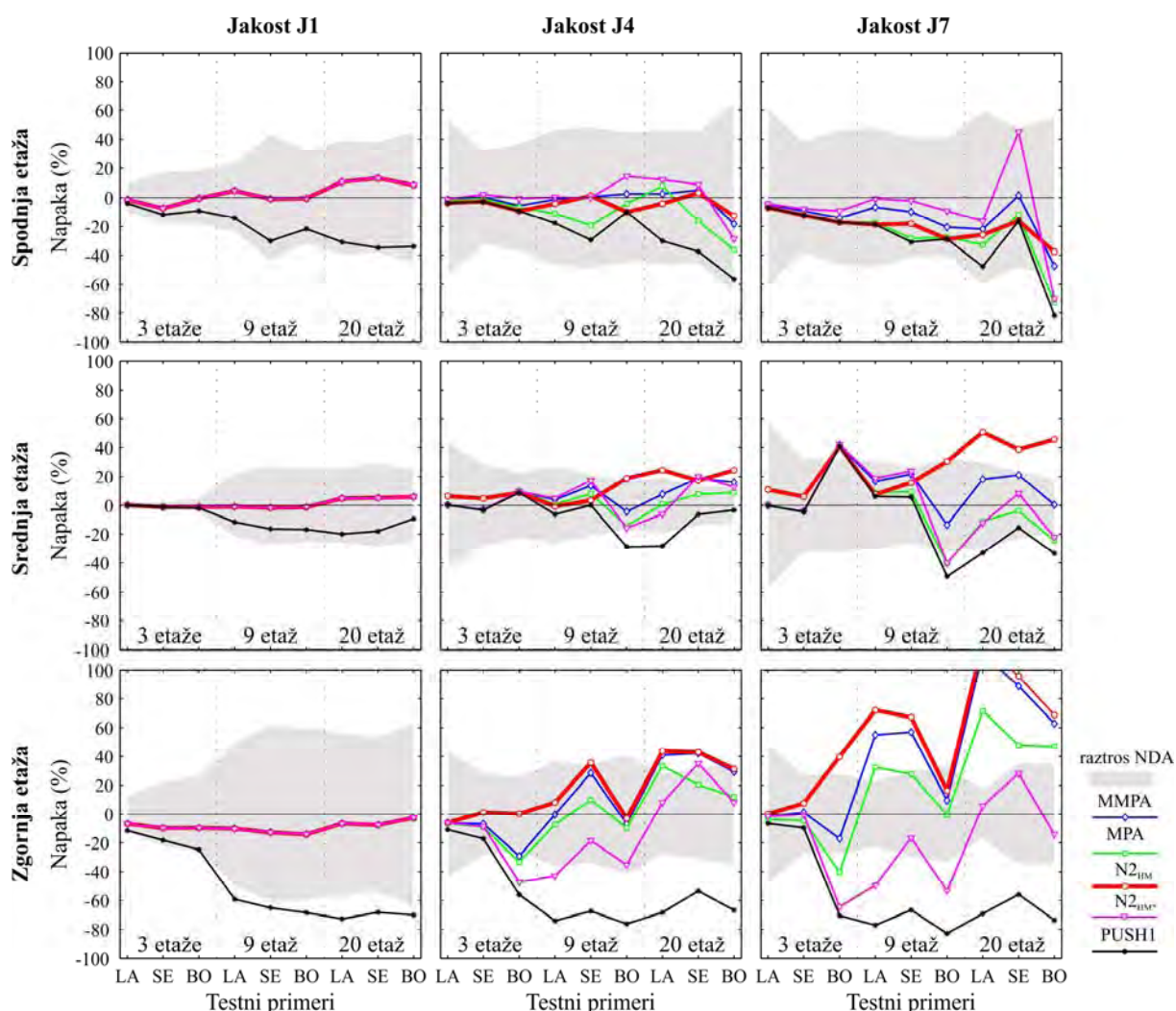
Slika 7.28: Povprečna in maksimalna napaka poenostavljenih nelinearnih metod za 20-etažne stavbe (izračunana ločeno za spodnji, srednji in zgornji del stavbe) v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe

Figure 7.28: Mean and maximum error of storey drifts for lower-, middle- and upper part of the 20-story buildings estimated by different simplified methods regarding to different intensities of ground motions



Slika 7.29: Povprečna in maksimalna napaka poenostavljenih nelinearnih metod za 20-etažne stavbe (izračunana ločeno za spodnji, srednji in zgornji del stavbe) v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe

Figure 7.29: Mean and maximum error of storey drifts for lower-, middle- and upper part of the 20-storey buildings estimated by different simplified methods regarding to different intensities of ground motions



Slika 7.30: Vpliv višine stavb (števila etaž) na natančnost poenostavljenih metod (PUSH1, $N2_{HM}$, $N2_{HM*}$, MPA in MMPA)

Figure 7.30: Influence of the number of stories on the accuracy of different simplified methods (PUSH1, $N2_{HM}$, $N2_{HM*}$, MPA in MMPA)

9-ETAŽNE STAVBE (9LA, 9SE IN 9BO)

V elastičnem območju (pri jakosti J1 in J2) rezultati vseh štirih obravnavanih poenostavljenih nelinearnih metod (MPA, MMPA, $N2_{HM}$ in $N2_{HM*}$) sovpadajo in so enaki normiranim rezultatom standardne modalne analize s spektri odziva.

V nelinearnem področju se začnejo ocene zamikov, izračunanih z izbranimi poenostavljenimi metodami, zaradi različnih predpostavk razlikovati med seboj. V zgornjem delu stavb najmanjše vrednosti zamikov 9 etažnih stavb narekuje postopek $N2_{HM*}$, sledijo rezultati MPA in MMPA, največje vrednosti pa dobimo s predlaganim postopkom $N2_{HM}$. V spodnjem delu pa se ocene zamikov različnih metod ne razlikujejo bistveno med seboj. Vse obravnavane poenostavljene metode temeljijo na pushover analizi s predpostavljeno razporeditvijo horizontalnih sil, ki je proporcionalna osnovni nihajni obliki. Metode se med seboj razlikujejo v korigiranju rezultatov zaradi vplivov VNO. Ker

imajo VNO največji vpliv v zgornjih etažah, se po pričakovanjih največje razlike med metodami pojavijo v višjih etažah. Razlike med metodami se v splošnem povečujejo z jakostjo potresne obtežbe, predvsem v višjih etažah.

V elastičnem območju so napake poenostavljenih metod enake napakam modalne analize. Vrednosti so majhne po celotni višini stavbe, maksimalna napaka glede na »točne« rezultate znaša 17 %.

Slike kažejo, da lahko pri vseh treh 9 etažnih stavbah pri jakosti J3 in J4 s poenostavljenimi metodami (MPA, MMPA, N_{2HM} in N_{2HM*}) zadovoljivo napovemo potek zamikov po etažah. Pri stavbi 9LA so zamiki v spodnjih etažah v večini primerov nekoliko večji kot zamiki NDA, v zgornjih etažah pa so z izjemo postopka N_{2HM*} zamiki nekoliko podcenjeni. Podobni rezultati se kažejo pri 9 etažni stavbi, projektirani za območje BO. Zamiki v spodnjem delu stavbe so v večini primerov nekoliko precenjeni, predvsem pri jakosti J4, v zgornjem delu pa je absolutna napaka različnih postopkov približno enaka, vendar je, podobno kot pri 9LA, postopek N_{2HM} v večini primerov na varni strani, preostali zamiki pa so rahlo podcenjeni. Pri stavbi 9SE imajo napake vseh poenostavljenih metod v večini etaž pozitiven predznak, ocenjeni zamiki so nekoliko večji od »točnih« rezultatov. Najslabši potek zamikov pri stavbah 9LA in 9SE pri J3 in J4 napove postopek N_{2HM*} , pri stavbi 9SE pa so odstopanja vseh postopkov približno enaka. Pri večjih jakostih (od J5 do J7) so napake zamikov pri vseh treh stavbah v spodnjih etažah, podobno kot pri J3 in J4, približno enake pri vseh metodah, v zgornjih etažah pa pri stavbah 9LA in 9SE najmanjše napake izkazuje metoda MPA, ki upošteva vpliv nelinearnosti tudi v VNO. Napake postopkov MMPA in N_{2HM} kažejo večja odstopanja. Pri stavbi 9BO, kjer se tvori etažni mehanizem, so pri večjih jakostih edino zamiki predlaganega postopka N_{2HM} na varni strani, medtem ko ostale tri metode zamike nekoliko podcenijo.

Do podobnih ugotovitev pridemo z interpretacijo rezultatov na sliki 7.26, ki prikazujejo maksimalne in povprečne napake v odvisnosti od jakosti obtežbe. Rezultati kažejo, da v spodnjem delu obravnavanih 9-etažnih stavb vse poenostavljene metode izkazujejo približno enako natančnost. Odstopanje posamezne metode glede na rezultate NDA se pri stavbah 9LA in 9SE rahlo povečuje z intenziteto potresne obtežbe. Pri jakosti J1 sta povprečna in maksimalna napaka enaki pri vseh štirih metodah, in znašata približno 3% in 5% za obe stavbi (9LA in 9SE). Pri jakosti J7 pa se povprečna napaka posamezne metode nahaja na intervalu 10% - 11% (9LA) oz. 11% - 14% (9SE), maksimalna napaka pa na intervalu 17-19% (9LA) oz. 18-29% (9SE). Pri stavbi 9BO je večanje napak z intenziteto precej očitno (posledica mehanizma). Povprečna in maksimalna napaka pri jakosti J1 sta enaki kot pri stavbah 9LA in 9SE (3% in 5%), pri jakosti J7 pa so napake v primerjavi s prej omenjenima stavbama precej večje. Povprečna napaka posamezne metode se nahaja na intervalu od 34% do 41%, maksimalna napaka pa se med 50% in 59%. Predznak maksimalnih napak narekuje, da so zamiki v spodnjem delu vseh treh stavb v večini primerov na varni strani (pozitivni predznak), izjema sta metodi N_{2HM} in MPA, ki pri stavbah 9LA in 9SE nekoliko podcenita zamike, predvsem pri največjih jakostih.

Odstopanja poenostavljenih metod so v zgornjem delu stavb 9LA in 9SE, predvsem pri večjih intenzitetah, precej večja kot v spodnjem delu. Povprečna in maksimalna napaka pri jakosti J1 znašata približno 9% in 12%, pri jakosti J7 pa se povprečna napaka posamezne metode nahaja na intervalu 32% - 58% (9LA) oz. 15% - 58% (9SE), maksimalna napaka pa na intervalu 32-77% (9LA) oz. 24-74% (9SE). Vrednosti so v povprečju od dva do štirikrat večje kot v spodnjem delu. Pri stavbi 9BO med odstopanji v spodnjem in zgornjem delu ni bistvenih razlik. Povprečna in maksimalna napaka pri jakosti J1 sta, podobno kot v spodnjem delu, primerljivi z napakama stavb 9LA in 9SE (10% in 14%), pri jakosti J7 pa so napake v primerjavi s prej omenjenima stavbama v povprečju nekoliko manjše. Povprečna napaka posamezne metode se nahaja na intervalu od 9% do 50%, maksimalna napaka pa med 18% in 53%. Iz zgornjih rezultatov je očitno, da se povprečna in maksimalna napaka posamezne metode pri vseh treh stavbah močno povečujeta z intenziteto potresne obtežbe. Z intenziteto potresne obtežbe se povečujejo tudi razlike med poenostavljenimi metodami. V spodnjem delu je natančnost vseh štirih metod primerljiva, medtem ko se v zgornjem delu najbolj natančna metoda spreminja z intenziteto obtežbe. V elastičnem območju so napake vseh metod enake (kot je bilo že večkrat omenjeno), pri srednjih jakostih se v večini primerov najbolj izkažeta predlagana metoda $N2_{HM}$ in metoda MMPA. Obe metodi temeljita na predpostavki, da višje nihajne oblike ostanejo v elastičnem območju, razlikujeta pa se v postopku kombiniranja vplivov VNO (glej poglavji 2.2.2 in 3.3).

Rezultati, izračunani z upoštevanjem samo osnovne nihajne oblike (PUSH1), dovolj natančno ocenijo potek zamikov v spodnjem delu. V zgornjem delu stavb, kjer je pričakovan največji vpliv VNO, pa so ocenjeni zamiki močno podcenjeni glede na rezultate NDA tako v elastičnem kot v neelastičnem območju.

Primerjava zamikov poenostavljenih metod s »točnimi« vrednostmi kaže, da težko določimo, katera izmed metod je najbolj natančna za poljuben testni primer in jakost potresne obtežbe. Kot smo že omenili, se v spodnjih etažah (kjer potek zamikov v največji meri narekuje pushover analiza) rezultati različnih metod ne razlikujejo bistveno, v zgornjih etažah pa se »najbolj natančna« metoda spreminja v odvisnosti od testnega primera stavbe in jakosti potresne obtežbe. Ker so vrednosti zamikov predlaganega postopka $N2_{HM}$ v zgornjih etažah največje, je posledično napaka $N2_{HM}$ najmanjša v primerih, kjer so ocene zamikov podcenjene relativno glede na rezultate NDA. V preostalih primerih pa je napaka postopka $N2_{HM}$ največja. Omeniti pa je potrebno, da smo v primeru uporabe postopka $N2_{HM}$ v večini primerov na varni strani. Kljub slučajem, ko metoda $N2_{HM}$ daje najbolj natančne rezultate, je za praktično uporabo najmanj primerna za korekcijo vplivov VNO, saj je v večini primerov na nevarni strani v primerjavi s povprečnimi rezultati NDA.

3-ETAŽNE STAVBE (3LA, 3SE IN 3BO)

Pri analizi rezultatov 3-etažnih stavb je jasno vidno, da imajo VNO z izjemo stavbe 3BO majhen vpliv na zamike, tako v elastičnem kot v neelastičnem območju. Rezultati vseh štirih poenostavljenih nelinearnih metod so praktično enaki in se ne razlikujejo bistveno od rezultatov brez upoštevanja višjih nihajnih oblik (PUSH1). Kot smo že omenili, vplivi VNO se kažejo edino pri stavbi 3BO in

sicer v vrhnji etaži. Največje vrednosti zamikov izhajajo iz postopka $N2_{HM}$, sledi mu modificirana modalna pushover analiza MMPA, nato MPA, vrednosti $N2_{HM*}$ pa so skoraj enake vrednostim brez upoštevanja vplivov VNO (PUSH1). Iz slike 7.21 je razvidno, da do vključno jakosti J5 dobimo najbolj natančne rezultate (absolutno najmanjša napaka) s predlaganim postopkom $N2_{HM}$, pri jakosti J6 in J7 pa z metodo MMPA. Povprečna in maksimalna napaka posamezne metode sta v primeru stavb 3LA in 3SE praktično neodvisni od intenzitete potresne obtežbe (slika 7.27). Pri stavbi 3BO pa se obe napaki nekoliko povečujeta z intenziteto potresne obtežbe.

20-ETAŽNE STAVBE (20LA, 20SE IN 20BO)

Situacija v elastičnem območju pri 20-etažnih testnih primerih je podobna kot pri 9-etažnih stavbah. Zamiki metod MPA, MMPA, $N2_{HM}$ in $N2_{HM*}$ so po pričakovanjih pri vseh treh stavbah (20LA, 20SE in 20BO) enaki, relativna napaka glede na točne rezultate (NDA) pa je v vseh etažah manjša kot 18%. Brez upoštevanja vplivov višjih nihajnih oblik (rezultati PUSH1) bi bili zamiki v elastičnem območju podcenjeni tudi do 73%. Ta vrednost je nekoliko večja kot pri 9 etažnih stavbah, saj se vpliv VNO povečuje z večanjem števila etaž oz. z višino stavbe (slika 7.30).

Z nelinearnostjo se razlike med metodami večajo. Pri 9-etažnih stavbah je bil opažen trend, da v večini primerov v zgornjih etažah največje vrednosti zamikov izhajajo iz $N2_{HM}$, v zaporedju pa si sledijo MMPA, MPA in $N2_{HM*}$. Kljub temu, da v večini etaž v zgornjem delu stavb 20LA, 20SE in 20BO največje vrednosti izhajajo iz predlaganega postopka $N2_{HM}$, trend zaporedja velikosti zamikov različnih metod ni tako očiten kot pri 9 etažnih stavbah. Npr. pri stavbi 20LA v nekaterih zgornjih etažah metoda MPA daje največje vrednosti, pri stavbi 20BO pa največji zamiki na mestu nastanka etažnega mehanizma izhajajo iz metode $N2_{HM*}$. V spodnjem delu stavb so razlike med zamiki nekoliko manjše kot v zgornjem delu, vendar še vedno večje kot pri 9 – etažnih stavbah. Pri stavbi 20BO opazimo isto zaporedje velikosti zamikov kot v zgornjem delu, pri stavbah 20LA in 20SE pa so zamiki $N2_{HM}$ najmanjši (ravno obratno kot v zgornjem delu stavbe).

Primerjava zamikov $N2_{HM}$ s »točnimi« vrednostmi kaže, da pri jakostih J3 in J4 lahko pri vseh treh stavbah z napako manjšo kot 44% napovemo potek zamikov, ki so z izjemo nekaj etaž v spodnjem delu stavb 20LA in 20BO na varni strani. Rezultati preostalih metod se ne razlikujejo bistveno. Z večanjem jakosti se povečujejo tako napake predlaganega postopka $N2_{HM}$ kot tudi preostalih treh postopkov. Pri stavbah 20LA in 20SE se največja odstopanja z izjemo metode $N2_{HM*}$ pojavijo v vrhnji etaži. Pri stavbi 20BO pa so največje napake vidne na mestu nastanka etažnega mehanizma.

Spreminjanje napak vseh poenostavljenih metod glede na točne rezultate z intenziteto potresne obtežbe je na slikah 7.28 in 7.29 za vse tri 20 etažne stavbe jasno prikazano s povprečno in maksimalno napako za spodnji (do etaže 7), srednji (od etaže 8 do 13) in zgornji del stavb (od etaže 14 do 20). Razlike med metodami so za razliko od 9 etažnih testnih primerov prisotne po celotni višini stavbe, kar kaže na vpliv VNO tudi v spodnjem in srednjem delu vse stavb. Čeprav že v spodnjem in

srednjem delu stavb pri nekaterih metodah opazimo trend naraščanja napake z intenziteto, le ta ni tako očiten kot v zgornjem delu.

7.6 Ugotovitve

Predlagan poenostavljen postopek za upoštevanje vplivov VNO po višini stavb (N_{2HM}) smo verificirali na podlagi rezultatov devetih testnih primerov in sedmih različnih intenzitet potresne obtežbe, s katerimi zajamemo elastično obnašanje (J1 in J2) in različne nivoje neelastičnega obnašanja stavb (J3 do J7). Zavedati se moramo, da pomen rezultatov za neelastično obnašanje stavb pri največjih obravnavnih jakostih J6 ali J7 nikakor ni enakovreden pomenu rezultatov pri jakostih J3 ali J4. Jakosti J6 in J7 so nerealno visoke, posledično tudi rezultati, ki služijo predvsem za določitev trendov, kako jakost potresne obtežbe vpliva na izbrane količine. Bolj natančna analiza bi zahtevala upoštevanje teorije drugega reda in upoštevanje padanja nosilnosti v plastičnih členkih, s katerimi modeliramo materialno nelinearnost.

Rezultati kažejo, da imajo višje nihajne oblike pomemben vpliv na globalni odziv stavb pri potresni obtežbi, tako v elastičnem kot v neelastičnem območju. Prispevek VNO na pomike je predvsem v višjih etažah majhen v primerjavi s prispevkom VNO na zamike (pomiki etaž/etažna višina). Vpliv VNO se povečuje s številom etaž oz. z višino stavbe. Omenimo naj tudi, da je prispevek VNO v veliki meri odvisen od izbora potresne obtežbe. Pri obravnavanih testnih primerih so bili v tem smislu vplivi VNO nekoliko precenjeni, kar je razvidno iz primerjave povprečnih normiranih spektrov uporabljene skupine akceleroграмov glede na idealiziran spekter po EC8.

Pushover rezultati, ki temeljijo na horizontalni obtežbi, ki je proporcionalna osnovni nihajni oblik (osnovna verzija N2 metode, brez upoštevanja VNO) zagotavljajo zadostno natančnost za oceno globalnega odziva nizkih stavb, izraženega s pomiki in zamiki po etažah. Pri višjih stavbah pa se izkaže, da brez upoštevanja VNO lahko v večini primerov razmeroma dobro napovemo potek pomikov (majhen vpliv VNO), ocenjeni zamiki pa so močno podcenjeni glede na »točne« rezultate. Pri 9 etažnih stavbah opazimo podcenjenost zamikov predvsem v zgornjih etažah, pri 20 etažnih stavbah pa po celotni višini stavbe. Te ugotovitve veljajo tako v elastičnem kot v neelastičnem območju.

S predlaganim postopkom za upoštevanje VNO (N_{2HM}) dosežemo bistveno izboljšanje glede na rezultate, izračunane z osnovno verzijo N2 metode (upoštevanje smo osnovne nihajne oblike). Če zajamemo rezultate 9 testnih primerov in 7 različnih intenzitet, lahko v splošnem opazimo dobro ujemanje N2 rezultatov s »točnimi« vrednostmi, ki jih predstavljajo rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz (NDA). Ocene pomiki in zamikov metode N_{2HM} se razen redkih izjem nahajajo znotraj ovojnice rezultatov NDA, v večini primerov v območju med povprečjem in povprečjem $\pm \sigma$. Rezultati N_{2HM} so v večini primerov na varni strani v primerjavi z točnimi rezultati (večji od povprečja NDA), nekoliko podcenjene zamike glede na povprečje NDA opazimo v spodnjih etažah, predvsem pri 20 etažnih

stavbah pri največjih obravnavanih jakostih. Natančnost predlaganega postopka variira v odvisnosti od obravnavanega testnega primera in intenzitete potresne obtežbe. Analizirali smo predvsem napake zamikov, ki so tesneje povezani s vplivom višjih nihajnih oblik. V splošnem je opazen trend, da se napake zamikov povečujejo z višino stavbe in z intenziteto potresne obtežbe (z večanjem plastičnih rotacij). Prav tako opazimo, da se v primerih stavb, ko se tvori želen mehanizem (plastifikacija stebrov ob vpetju in v večini prečk) napake zamikov stavb povečujejo od spodaj navzgor, pri nezaželenih mehanizmih (etažni mehanizem, mehanizem po večih etažah), pa so največje napake vidne na mestu nastanka etažnega mehanizma.

Rezultati predlaganega postopka $N2_{HM}$ so primerjani s tremi poenostavljenimi postopki za približno aproksimacijo VNO ($N2_{HM*}$, MMPA in MPA). Vse metode temeljijo na rezultatih pushover analize, postopki za upoštevanje vpliv VNO pa so različni. MPA zahteva pushover analize za posamezno nihajno obliko in SRSS kombinacijo rezultatov. MMPA predstavlja poenostavljeno verzijo MPA na podlagi predpostavke, da nihanje konstrukcije v višjih nihajnih oblikah ostane v elastičnem območju. Podobna predpostavka je uporabljena pri predlaganem postopku, kombinacija rezultatov obeh postopkov pa je različna. V elastičnem območju rezultati vseh štirih metod sovpadajo med seboj in so enaki rezultatom običajne modalne analize s spektri odziva. V nelinearnem področju se ocene zamikov, izračunanih z izbranimi poenostavljenimi metodami, zaradi različnih predpostavk razlikujejo med seboj. Razlike med metodami so večje v zgornjem delu stavb, kjer v večini primerov največje vrednosti zamikov daje predlagan postopek $N2_{HM}$, sledijo rezultati MMPA in MMA, najmanjše vrednosti pa dobimo s postopkom $N2_{HM*}$. Natančnost vseh približnih postopkov se spreminja glede na višino stavb in intenziteto potresne obtežbe.

Zmotno bi bilo pričakovati, da bi poenostavljene nelinearne metode lahko izkazovale brezhibno natančnost pri poljubno visokih stavbah in pri vseh nivojih intenzitet potresne obtežbe. Glede na rezultate prikazane v tem poglavju, menimo, da je predlagan postopek $N2_{HM}$ dovolj natančen za običajne probleme (»realne« intenzitete potresne obtežbe in »realno« visoke stavbe). Natančnost predlaganega postopka, kot tudi postopkov MPA in MMPA, pri največjih obravnavanih intenzitetah v tej študiji (J6 in J7), je vprašljiva, predvsem pri 20 etažnih stavbah. V teh, v praksi redkih primerih, se je praktično nemogoče izogniti bolj natančnim metodam (npr. nelinearna dinamična analiza), ki vključujejo upoštevanje teorije drugega reda in padanje nosilnosti elementov po doseženi mejni rotaciji.

8 VPLIV IZBRANIH PARAMETROV

Na potresni odziv ravninskih konstrukcij stavb vplivajo različni parametri, ki jih je potrebno določiti pred začetkom izvedbe analiz. V poglavju 8 bomo preverili, kako sprememba določenih parametrov vpliva na rezultate (ne)linearnih dinamičnih analiz, na rezultate poenostavljenih nelinearnih metod ($N2_{HM}$, MPA, MMPA) in na natančnost slednjih. Analizirali smo vpliv izbire potresne obtežbe (razdelek 8.1), velikost dušenja (razdelek 8.2) in vpliv geometrijske nelinearnosti oz. P-delta efekta (razdelek 8.3). Analizirali smo tudi, ali lahko z eno samo konstantno obliko horizontalne obtežbe (t.j. oblika horizontalne obtežbe se tekom analize ne spreminja) pri pushover analizi dovolj natančno ocenimo potresne količine stavb s pomembnim vplivom višjih nihajnih oblik (8.4).

8.1 Vpliv akceleroگرامov

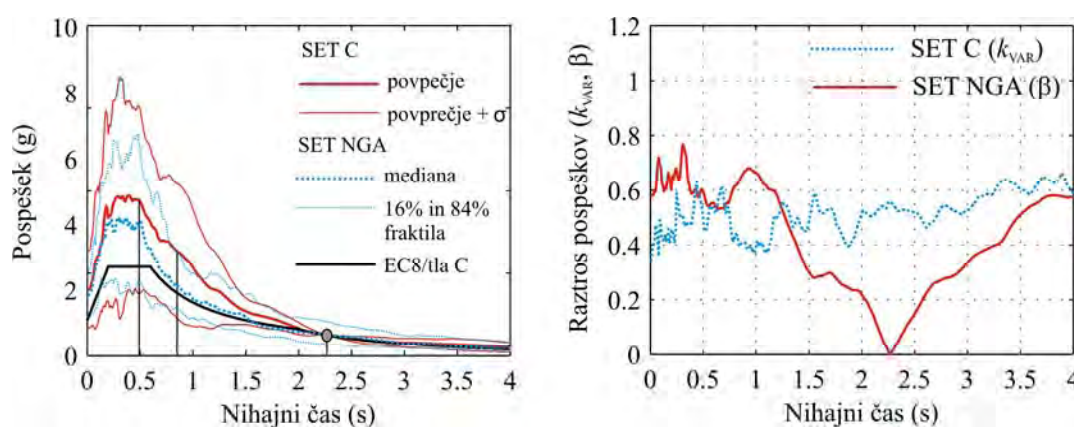
Šest izbranih stavb (9LA, 9SE, 9BO, 20LA, 20SE in 20BO), pri katerih je pomemben vpliv VNO, smo analizirali še z drugo skupino akceleroگرامov SET NGA (poglavje 5.2). Skupina vsebuje 44 potresnih zapisov, ki so normirani glede na maksimalno hitrost. Faktorji za normiranje, ki so zbrani v preglednici 5.6, so privzeti iz poročila (FEMA P695, 2009). Zaradi primerjave z rezultati skupine akceleroگرامov SET C smo normirane akceleroگرامe skalirali tako, da je vrednost mediane spektra skupine SET NGA pri osnovnem nihajnem času konstrukcije za izbrano jakost enaka vrednosti spektralnega pospeška S_{ae} , na katero so normirani akceleroگرامi skupine SET C. V tem razdelku smo se pri analizi vpliva različnih skupin akceleroگرامov omejili na jakost J4. Na sliki 8.1 so za stavbo 9LA in jakost J4 prikazani mediana spektra SET NGA, povprečni spekter SET C in idealiziran spekter po EC8 za tla C. Vrednost na ordinati mediane spektra SET NGA pri osnovnem času konstrukcije 9LA znaša 0.50g, za preostali stavbi pa 0.29g (9SE) in 0.27g (9BO). Vrednosti so enake ordinati povprečnega spektra SET C in idealiziranega spektra EC8/tla C pri osnovnem nihajnem času posamezne stavbe in jakosti J4.

Za posamezno stavbo in izbrano jakost (J4) smo izvedli 44 nelinearnih dinamičnih analiz z izbranimi normiranimi/skaliranimi skupine SET NGA. Upoštevali smo enake predpostavke, kot so opisane na začetku poglavja 6 (5% dušenje glede na 1. in 3. nihajno obliko, interakcija osna sila – moment v stebrih, neupoštevanje vpliva začetnih sil zaradi vertikalne obtežbe in Pdelta efekta, bilinearna histerezna pravila). Časovni korak pa se pri akceleroگرامih skupine SET NGA spreminja od 0.0025s do 0.02 s.

Poenostavljene nelinearne metode $N2_{HM}$, MPA in MMPA smo uporabili na izbranih stavbah na način, kot je opisano v poglavjih 7.1, 7.3 in 7.4. Pri analizah smo uporabili mediano spektra 44 normiranih/skaliranih akceleroگرامov skupine SET NGA za izbrano jakost. 5% dušenje je upoštevano

v spektru. Pushover analizo, na kateri temeljijo vse tri poenostavljene metode, smo izvedli do ciljnega pomika, ki je za posamezni testni primer enak povprečnemu pomiku 44 nelinearnih dinamičnih analiz. Ciljni pomik za stavbo 9LA znaša 0.80 m, za preostali dve stavbi (9SE in 9BO) pa 1.03 m. Razporeditev horizontalnih sil pri pushover analizi je proporcionalna osnovni nihajni obliki konstrukcije.

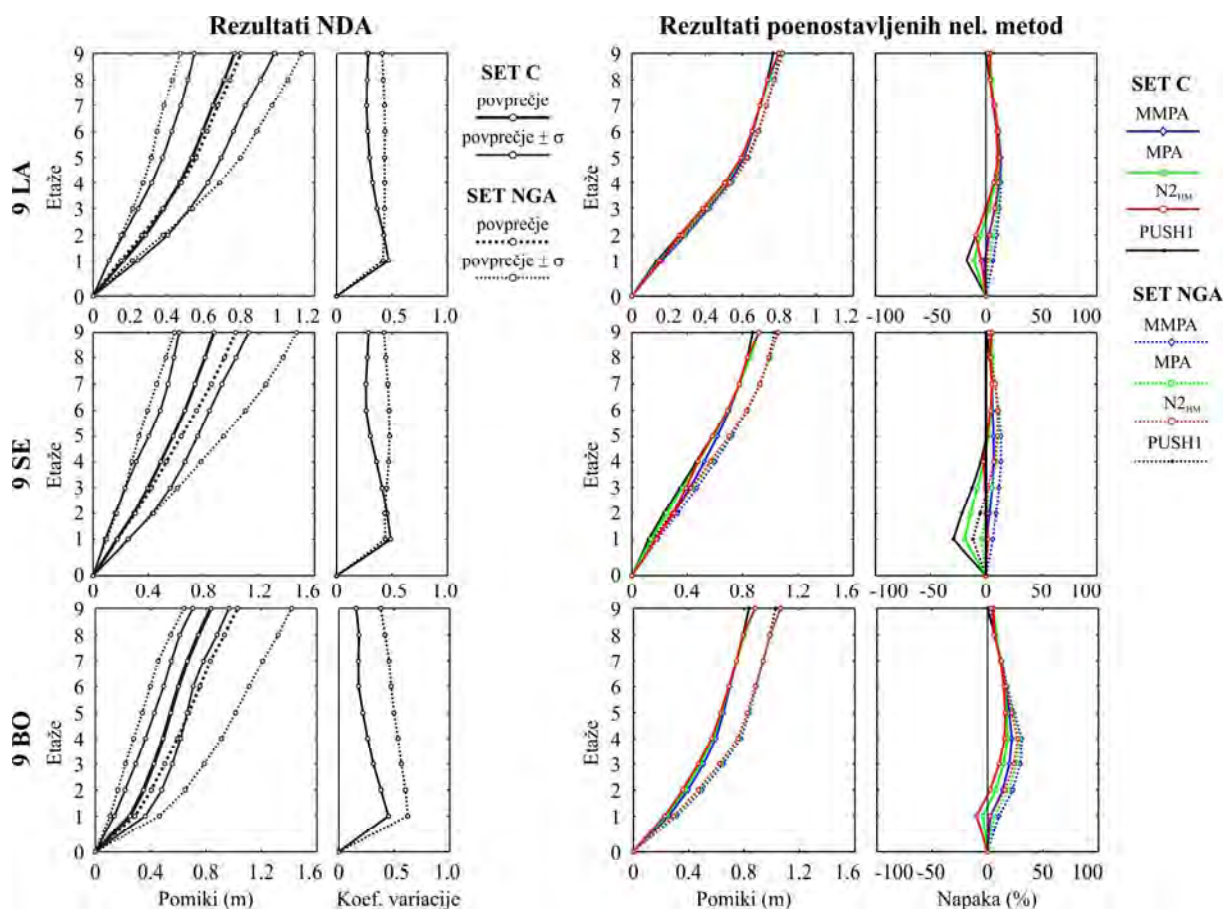
Rezultati različnih analiz (NDA, $N2_{HM}$, MPA in MMPA), ki pripadajo primerjalni skupini akceleroگرامov SET NGA, so v obliki pomikov, zamikov, koeficientov variacije NDA in napak poenostavljenih metod glede na »točne rezultate« prikazani na slikah 8.2 in 8.3. Na istih slikah so za primerjavo podani še rezultati skupine akceleroگرامov SET C.



Slika 8.1: Elastični spektri za skupino akceleroگرامov SET C in primerjalno skupino SET NGA (5% dušenje). Za obe skupini je prikazan raztros spektrov

Figure 8.1: Elastic acceleration spectra for two sets of ground motions (SET C and SET NDA) for 5% damping. Dispersion of spectra for both sets are shown

Najprej smo analizirali vpliv akceleroگرامov na rezultate nelinearnih dinamičnih analiz (NDA). Izkaže se, da so povprečni pomiki po etažah, ki izhajajo iz druge skupine akceleroگرامov SET NGA, nekoliko večji kot pri skupini SET C. Pomik na vrhu iz skupine SET NGA je pri posamezni stavbi za 5% (9LA), 18% (9SE) in 23% večji od pomika iz skupine SET C. Tudi zamiki SET NGA so v večini etaž večji od zamikov SET C. Izjema so predvsem zgornje etaže, kjer so zamiki SET NGA precej podobni zamikom SET C oziroma so v nekaterih primerih celo manjši (npr. pri stavbi 9LA v etaži 7, 8 in 9). To je posledica manjšega vpliva VNO pri drugi skupini akceleroگرامov, ki se kaže iz razmerja spektralnih pospeškov prve in druge nihajne oblike $S_{ae}(T_2)/S_{ae}(T_1)$. Razmerja pri skupini SET C so enaka 5.1, 6.3 in 5.8 za stavbe 9LA, 9SE in 9BO, medtem ko so pri drugi skupini SET NGA do 32% manjša, in znašajo 3.4 (9LA), 4.4 (9SE) in 4.6 (9BO). Slednje vrednosti so primerljive z razmerjem $S_{ae}(T_2)/S_{ae}(T_1)$ pri idealiziranem spektru po EC8 (3.0, 4.1, 4.2, glej preglednico 5.3).

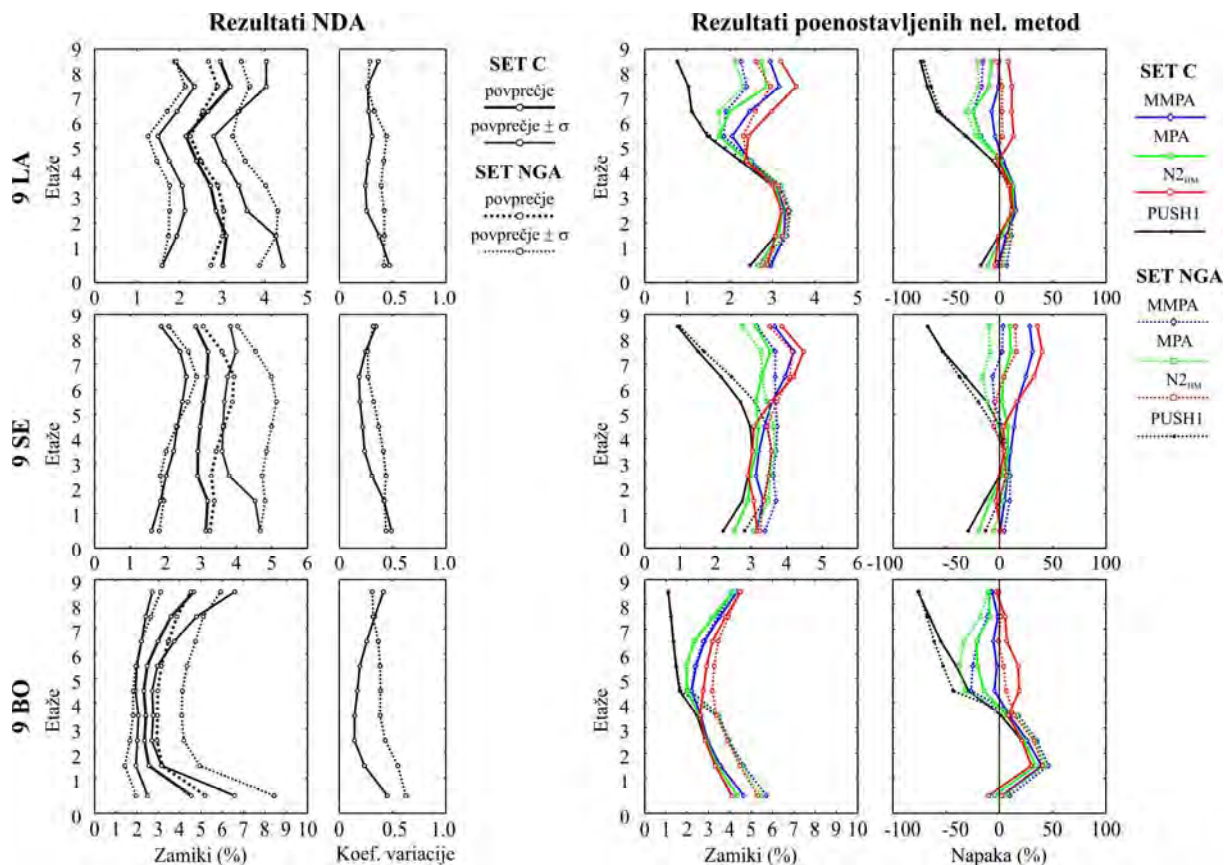


Slika 8.2: Rezultati skupine akceleroگرامov SET C in SET NGA, izračunani z različnimi analizami (NDA, PUSH1, N2_{HM}, MPA in MMPA) za 9-etažne stavbe in jakost J4

Figure 8.2: Results for 9 story buildings obtained by different analyses (NDA, PUSH1, N2_{HM}, MPA in MMPA) using two sets of ground motions (SET C and SET NGA) for intensity J4

Raztros rezultatov nelinearnih dinamičnih analiz je pri vseh 9 etažnih stavbah v večini primerov večji pri drugi skupini akceleroگرامov SET NGA. Izjeme so navedene v nadaljevanju. Povprečna vrednost koeficienta variacije (k_{VAR}) za pomike in zamike pri skupini SET C znaša od 0.26 do 0.3, pri primerjalni skupini pa se vrednost k_{VAR} (povprečna vrednost) giblje med 0.40 in 0.52. Glavni razlog je različno normiranje akceleroگرامov pri posamezni skupini. Pri skupini SET NGA so akceleroگرامi normirani na maksimalno hitrost, medtem ko so akceleroگرامi osnovne skupine SET C normirani na enak spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času konstrukcije. Pri načinu normiranja, uporabljenem pri skupini SET C so spektralni pospeški pri osnovnem nihajnem času konstrukcije enaki pri vseh akceleroگرامih (raztros spektrov posameznih akceleroگرامov je pri osnovnem nihajnem času enak 0). Pri normiranju na maksimalno hitrost pa se pospeški pri nihajnem času T_1 razlikujejo med seboj (raztros pospeškov pri osnovnem nihajnem času ni enak 0). Na sliki 8.2 je za obe skupini akceleroagramov prikazan raztros spektrov izbranih akceleroagramov za stavbo 9LA. Pri osnovni skupini akceleroagramov SET C je raztros izražen s koeficientom variacije (k_{VAR}), pri primerjalni skupini pa z standardno deviacijo naravnih logaritmov (β). Pri majhnih vrednostih sta ti količini primerljivi. Iz slike 8.1 vidimo, da se raztros pri normiranju na maksimalno hitrost ne

spreminja bistveno glede na nihajni čas. Normiranje na spektralni pospešek v okolici izbranega nihajnega časa za normiranje narekuje majhen raztros, pri manjših nihajnih časih pa je raztros celo večji kot pri normiranju na maksimalno hitrost. Manjši nihajni časi so povezani z višjimi nihajnimi oblikami (VNO) in posledica tega se kaže pri raztrosu zamikov NDA v vrhnjih etažah, kjer je raztros skupine SET NGA nekoliko manjši kot SET C.



Slika 8.3: Rezultati skupine akceleroگرامov SET C in SET NGA, izračunani z različnimi analizami (NDA, N2_VNO1, MPA in MMPA) za 9-etažne stavbe in jakost J4

Figure 8.3: Results for 9 story buildings obtained by different analyses (NDA, PUSH1, N2_{HM}, MPA in MMPA) using two sets of ground motions (SET C and SET NGA) for intensity J4

Na sliki 8.4 vidimo, da vse tri poenostavljene nelinearne metode (MMPA, MPA, N2_{HM}) dajejo približno enak potek pomikov po etažah, tako v primeru skupine akceleroگرامov SET C, kot tudi skupine SET NGA. Potek pomikov je v največji meri odvisen od rezultatov pushover analize, ki jo izvedemo do ciljnega pomika d_t . Le ta v našem primeru ustreza povprečnemu pomiku iz nelinearnih dinamičnih analiz, ki je pri uporabi skupine akceleroگرامov SET NGA večji kot pri SET C. Posledično so vrednosti pomikov SET NGA pri vseh treh stavbah in treh metodah večje od pomikov skupine SET C.

Zamiki, ki pripadajo skupini akceleroگرامov SET NGA, izračunani z upoštevanjem samo osnovne nihajne oblike (PUSH1), se v zgornjem delu pri vseh treh stavbah ne razlikujejo bistveno od rezultatov

SET C, kljub večjemu ciljnemu pomiku pri skupini SET NGA. To pomeni, da so se povečali zamiki SET NGA v spodnjem delu stavb glede na zamike SET C, in sicer do +7% pri 9LA, do + 27% pri 9SE in do +37% pri stavbi 9BO.

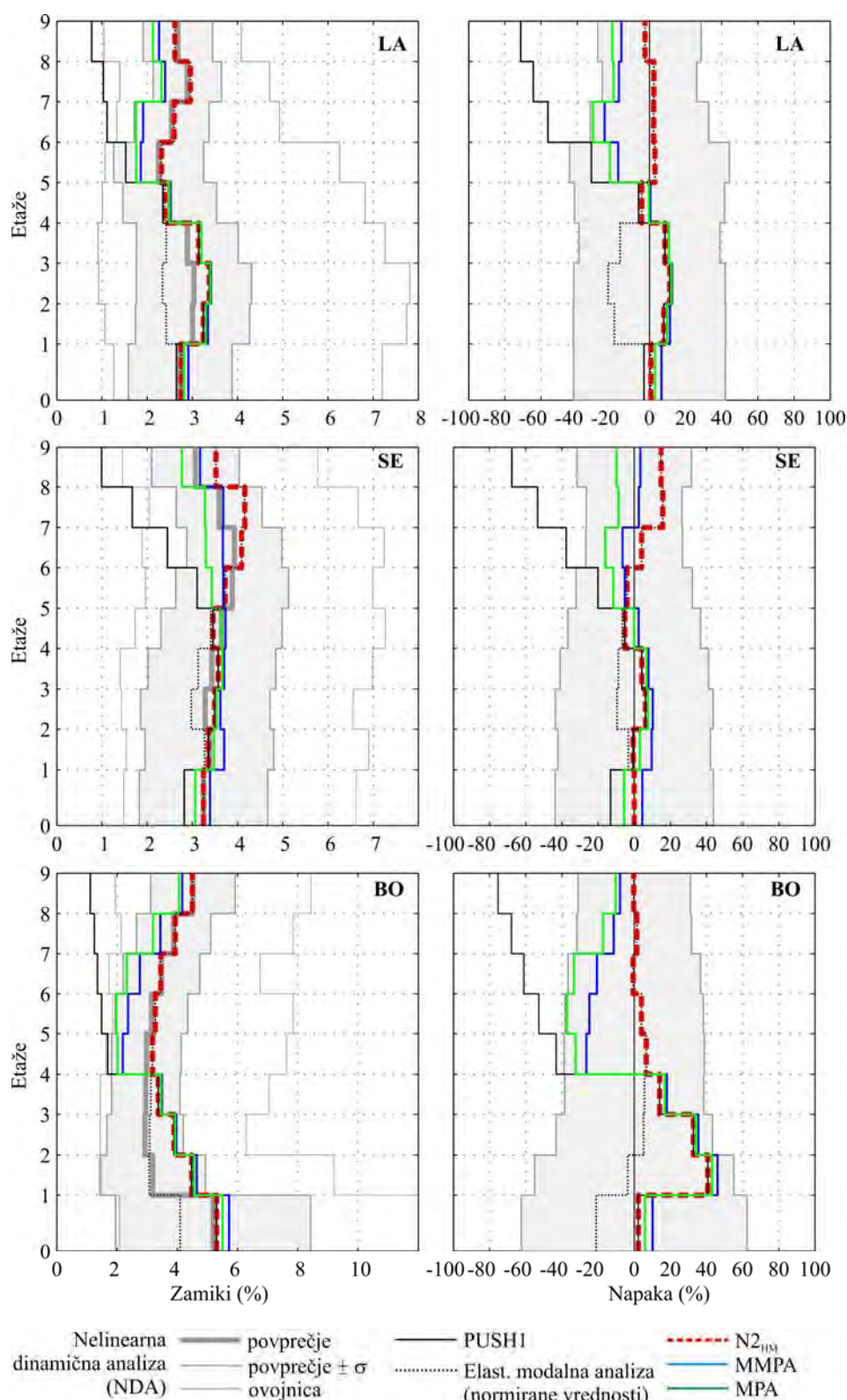
Ob upoštevanju vplivov VNO so zamiki SET NGA pri vseh treh metodah (MPA, MMPA, $N2_{HM}$) v spodnjem delu 9 etažnih stavb večji od zamikov SET C, v zgornjem delu pa manjši. Manjše vrednosti izhajajo iz manjšega vpliva VNO (manjše korekcije) pri rezultatih skupine SET NGA, ki smo ga opazili že pri analizi zamikov iz nelinearnih dinamičnih analiz. Zamiki v zgornjih etažah brez upoštevanja VNO (PUSH1) so namreč približno enaki pri obeh skupinah akcelorogramov, z upoštevanjem korekcij VNO pa zamiki SET NGA postanejo manjši kot zamiki SET C.

Pri zamikih SET NGA, ki so izračunani s poenostavljenimi metodami, opazimo enak trend zaporedja velikosti zamikov posamezne metode, kot pri skupini SET C. V spodnji polovici 9 etažnih stavb so zamiki vseh treh metod precej podobni, v zgornjem delu pa si zamiki sledijo po velikosti od najmanjšega do največjega v naslednjem vrstnem redu: MPA, MMPA in $N2_{HM}$.

Napake pomikov SET NGA so, podobno kot pri skupini SET C, majhe pri vseh treh stavbah in pri vseh treh poenostavljenih nelinearnih metodah.

Napake zamikov skupine SET NGA so v spodnjem delu za vse tri stavbe in vse poenostavljene metode primerljive z napakami, ki izhajajo iz skupine SET C (slika 8.3). V zgornjem delu pa je lahko napaka posamezne metode, ki pripada skupini SET NGA, večja ali manjša od tiste, ki pripada skupini SET C. Če so zamiki posamezne nelinearne metode, izračunani s skupino SET C, podcenjeni relativno glede na »točne« rezultate, potem se napaka SET NGA poveča glede na SET C. Če pa so zamiki SET C precenjeni, potem pa se napaka SET NGA v večini primerov zmanjša glede na SET C.

Primerjava zamikov SET NGA s »točnimi« vrednostmi kaže, da lahko s predlaganim postopkom $N2_{HM}$ zelo dobro napovemo potek zamikov. Postopek se izkaže kot najbolj natančen pri stavbah 9LA in 9BO, edino pri stavbi 9SE je pri metodi MMPA dosežena nekoliko manjša napaka (slika 8.4).

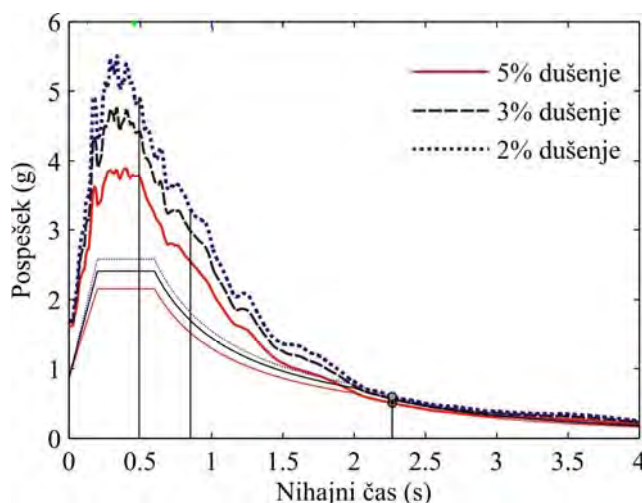


Slika 8.4: Primerjava zamikov (%) 9-etažnih stavb, izračunanih z različnimi poenostavljenimi metodami z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz za drugo skupino akceleroogramov (SET NGA) in intenziteto J4

Figure 8.4: Storey drifts of 9-storey buildings, obtained by different simplified methods (PUSH1, N2_{HM}, MMPA, MPA) compared with »exact« results using second set of ground motions (SET NGA) for intensity J4

8.2 Vpliv dušenja

Vpliv dušenja smo analizirali na primeru referenčne 9-etažne stavbe 9LA pri izbrani jakosti J4. Uporabili smo skupino 20 akcelorogramov SET C, normiranih na spektralni pospešek $S_{ae} = 0.50g$ pri osnovnem nihajnem času $T_1 = 2.27$ s. Upoštevali smo Rayleigh-evo dušenje ob predpostavki, da je koeficient viskoznega dušenja enak 2%, 3% oz. 5% v prvi in tretji nihajni obliki. Matrika dušenja je dobljena z linearno kombinacijo masne matrike in matrike začetne togosti. Pri poenostavljenih nelinearnih analizah smo vpliv dušenja zajeli s spektri, ki so za 2%, 3% in 5% dušenje prikazani na sliki 8.5. Pri vseh analizah smo upoštevali enake predpostavke, kot so opisane na začetku poglavja 6 (interakcija osna sila – moment v stebrih, neupoštevanje vpliva začetnih sil zaradi vertikalne obtežbe in P-delta efekta, pri nelinearnih dinamičnih analizah pa še konstanten časovni korak 0.01 s in bilinearna histerezna pravila).



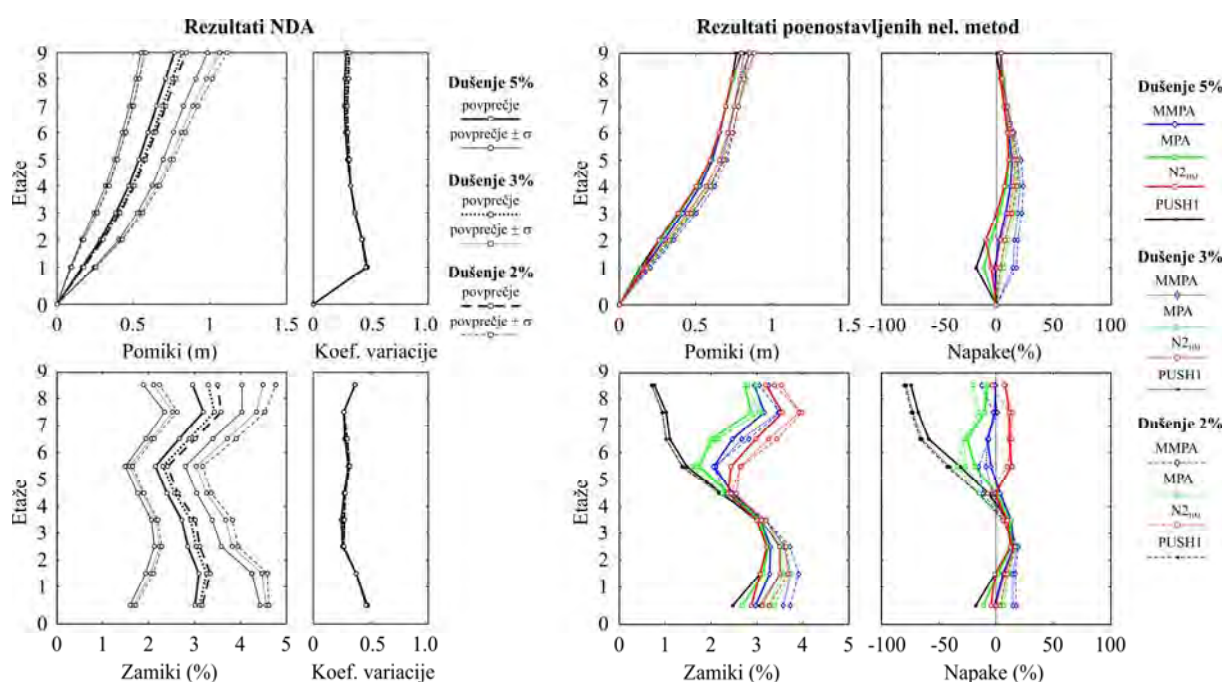
Slika 8.5: Povprečni spektri za 2%, 3% in 5% dušenje

Figure 8.5: Mean spectra for 2%, 3% in 5% damping

Rezultati različnih analiz (NDA, $N2_{HM}$, MPA in MMPA), izračunani ob upoštevanju 2%, 3% in 5% dušenja, so v obliki pomikov, zamikov, koeficientov variacije NDA in napak glede na »točne« rezultate prikazani na sliki 8.6. Povprečni pomiki in zamiki, izračunani z nelinearnimi dinamičnimi analizami (NDA), se z manjšanjem dušenja nekoliko povečujejo. Povprečna pomika na vrhu pri dušenju 2% in 3% znašata 84.5 cm oz. 81.5 cm in sta za faktor 1.06 oz. 1.10 večja od pomika na vrhu pri dušenju 5% (76.6 cm). Največji zamik je v vseh treh primerih dosežen v osmi etaži, in znaša 3.2% (pri 5% dušenju), 3.4% (pri 3% dušenju) in 3.6% (pri 2% dušenju). Velikost dušenja zanemarljivo malo vpliva na raztros rezultatov (pomikov in zamikov). Povprečni koeficient variacije za pomike se za različne velikosti dušenja giblje med 0.33 in 0.34, za zamike pa med 0.31 in 0.32.

Pushover analizo smo izvedli do ciljnega pomika, ki je enak povprečnemu pomiku na vrhu stavbe iz 20 (ne)linearnih dinamičnih analiz. Ciljni pomik se zmanjšuje z večanjem dušenja. Posledično vse tri poenostavljene nelinearne metode ($N2_{HM}$, MPA in MMPA) dajejo večje pomike pri manjšem dušenju. Isti trend se kaže tudi pri zamikih v spodnjem in zgornjem delu stavbe, medtem ko v srednjem delu pri metodi MPA in MMPA opazimo pri 2% in 3% dušenju manjše zamike kot pri 5% dušenju.

Napake posamezne poenostavljene nelinearne metode se ne spreminjajo bistveno glede velikost dušenja. Pri predlaganem postopku $N2_{HM}$ ob upoštevanju 5% dušenja znaša povprečna vrednost absolutnih napak po višini za pomike 6.2%, ob upoštevanju 3% oz. 2% dušenja pa 8.4% oz. 10.5%. Za zamike pa so te vrednosti enake 8.1% (dušenje 5%), 8.7% (dušenje 3%) in 9.0% (dušenje 2%).



Slika 8.6: Vpliv dušenja (2%, 3% in 5%) na rezultate stavbe 9LA, izračunane z različnimi analizami (NDA, PUSH1, $N2_{HM}$, MPA in MMPA) za jakost J4 in skupino akceleroگرامov SET C

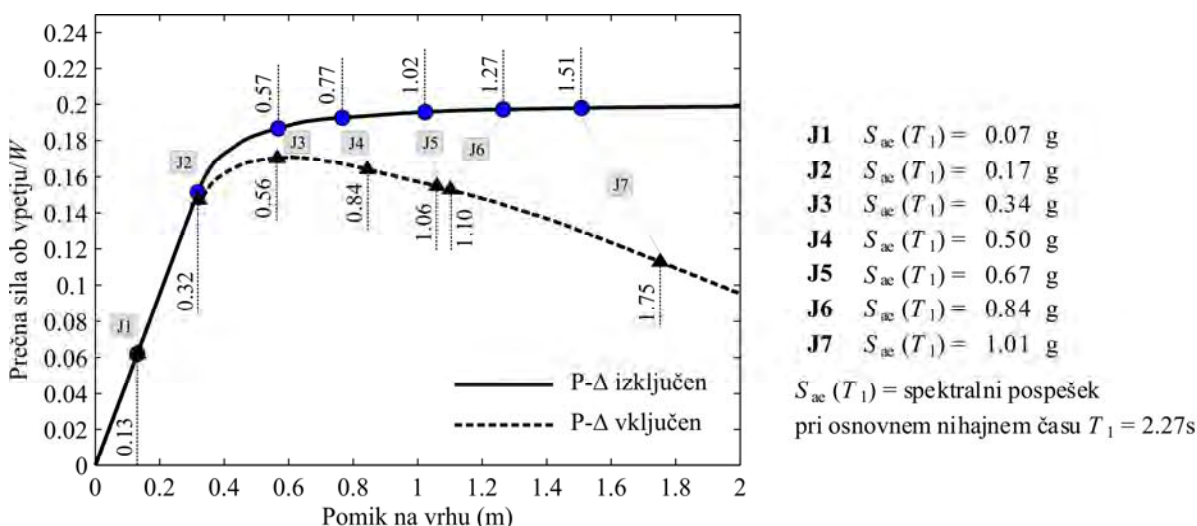
Figure 8.6: Influence of the damping (2%, 3% and 5%) on the results of 9LA building obtained by different analyses (NDA, PUSH1, $N2_{HM}$, MPA in MMPA) for intensity J4 and basic set of ground motions (SET C)

8.3 Vpliv P - Δ efektov

Vplive geometrijske nelinearnosti oz. P- Δ efektov smo proučevali na primeru referenčne stavbe 9LA za sedem jakosti potresne obtežbe. Uporabili smo osnovno skupino akceleroگرامov SET C. Akceleroگرامi so normirani na enak spektralni pospešek S_{ae} pri osnovnem nihajnem času T_1 . Vrednost S_{ae} se spreminja glede na jakost. Pri jakosti J1, J2, J3, J4, J5, J6 in J7 zavzame vrednosti $S_{ae} = 0.07g$, $0.17g$, $0.34g$, $0.50g$, $0.67g$, $0.84g$ in $1.01g$. Vertikalna obtežba je bila privzeta iz poročila Gupta in Krawinkler (1999) in iz originalnih vhodnih datotek za program DRAIN. Pri (ne)linearnih dinamičnih

analizah smo upoštevali 5% dušenje glede na 1. in 3. nihajno obliko, pri poenostavljenih nelinearnih metodah ($N2_{HM}$, MPA in MMPA) pa je 5% dušenje upoštevano v uporabljenem spektru. Rezultati različnih analiz (NDA, $N2_{HM}$, MPA in MMPA), izračunanih z upoštevanjem in brez upoštevanja P- Δ vplivov so v obliki pomikov, zamikov, koeficientov variacije NDA in napak poenostavljenih metod glede na NDA rezultate prikazani na slikah 8.8 in 8.9.

Najprej smo analizirali vpliv P- Δ na rezultate pushover analize (t. j. pushover krivuljo). Na sliki 8.7 sta prikazani pushover krivulji za osnovno nihajno obliko (t. j. oblika horizontalnih sil je proporcionalna osnovni nihajni obliki), brez upoštevanja P- Δ efektov in z njimi. Začetna togost obeh krivulj je enaka. Po doseženi meji tečenja začne nosilnost pushover krivulje z upoštevanjem P- Δ efektov močno padati (negativna togost), medtem ko nosilnost krivulje brez upoštevanja P- Δ efektov rahlo narašča (pozitivna togost). Vplivi P- Δ efektov so opazni tudi pri pushover krivuljah za višje nihajne oblike, vendar v veliko manjši meri (Goel in Chopra, 2004).



Slika 8.7: Pushover krivulji za stavbo 9LA za »prvo nihajno obliko«, brez upoštevanja P- Δ efektov in z njimi. Intenzitete (J1, ..., J7) so označene s povprečnim pomikom na vrhu stavbe iz NDA

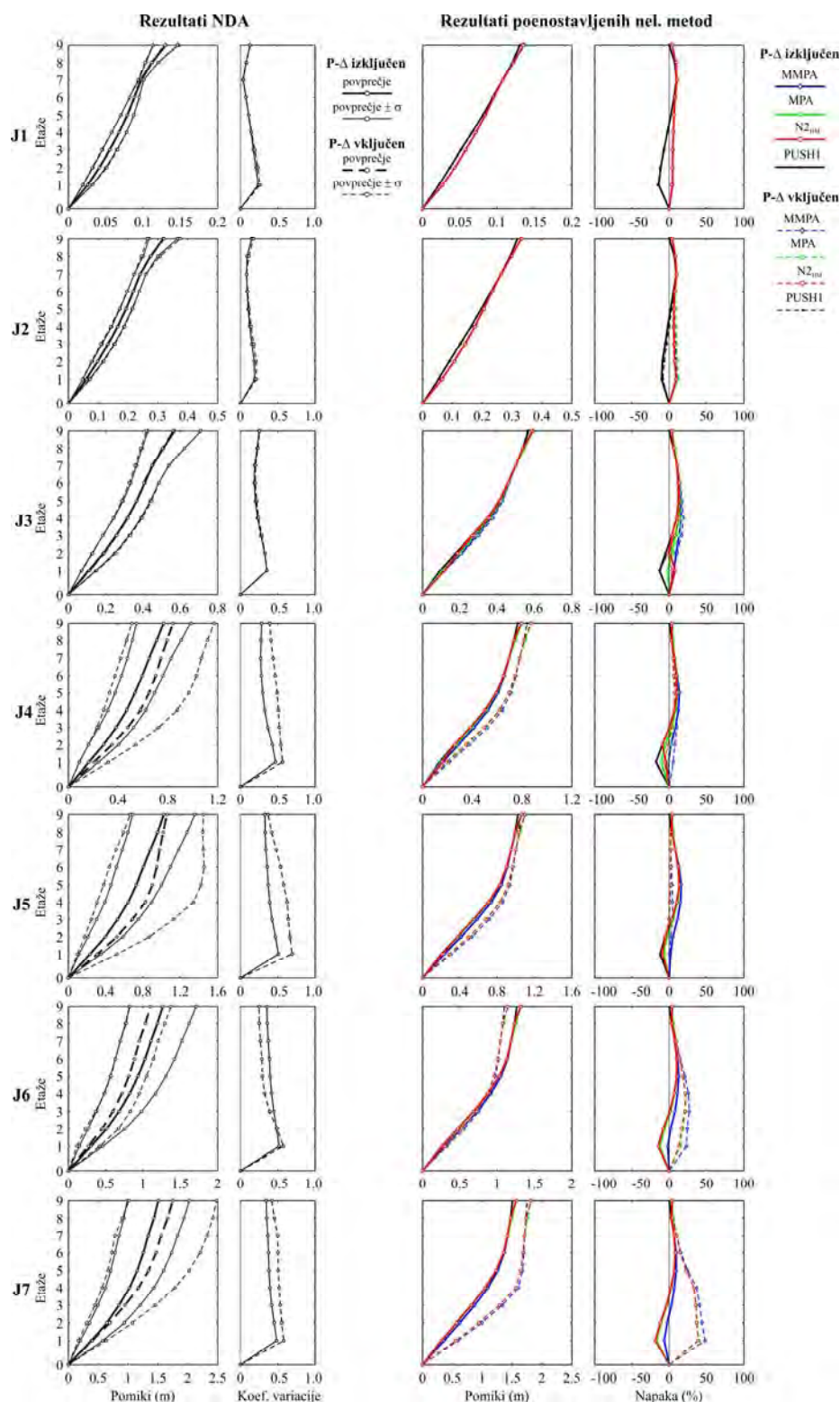
Figure 8.7: »First mode« Pushover curves for 9LA building: P- Δ effects due to gravity loads excluded or included. The mean top displacements obtained by NDA analyses for different intensities are denoted

Na sliki 8.7 so na obeh krivuljah za vseh sedem intenzitet prikazane povprečne vrednosti ovojnici pomikov (ne)linearnih dinamičnih analiz na vrhu stavbe (krajše, povprečni pomiki NDA). Povprečje je izračunano iz rezultatov vzbujanj s tistimi akcelerogrami, pri katerih ne pride do porušitve sistema. Do vključno jakosti J3 sta povprečna pomika na vrhu stavbe, izračunana z NDA brez upoštevanja P- Δ efektov in z njimi, praktično enaka. Vpliv P- Δ efektov pri jakosti J4 poveča pomik na vrhu za približno 10%. Pri večjih jakostih pa pride pri nekaterih akcelerogramih do porušitve sistema. Pri J5 se to zgodi pri štirih akcelerogramih, pri J6 so neveljavni rezultati devetih analiz, pri največji jakosti J7 pa je veljavnih le 8 analiz. Primerjava pomikov in zamikov, izračunanih brez upoštevanja P- Δ efektov in z njimi je, zaradi v prejšnjih vrsticah opisanih razlogov, omejena predvsem na rezultate do vključno

jakosti J4. Omenimo naj, da so največje obravnavane jakosti nerealne in služijo predvsem za določitev trendov.

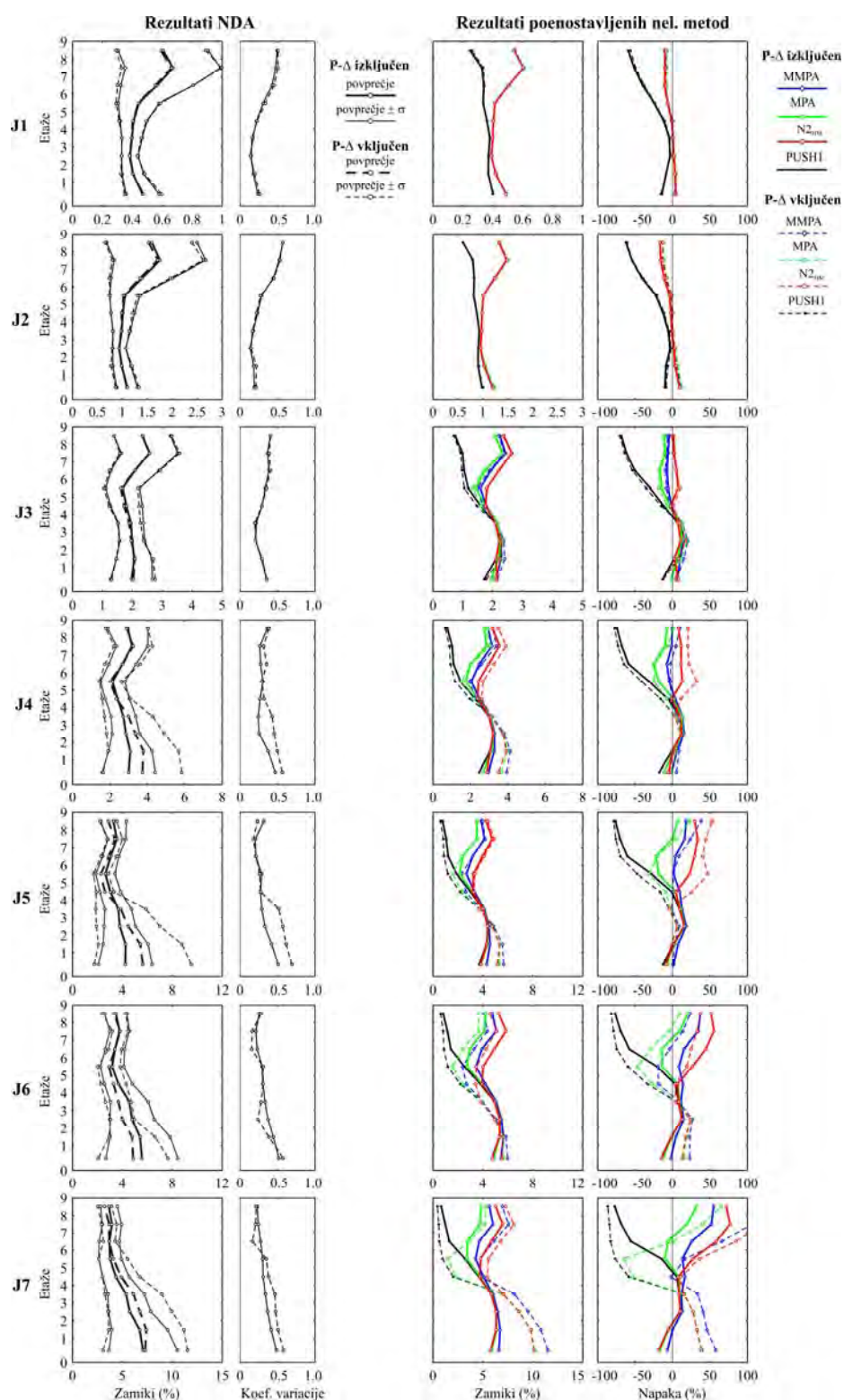
Vpliv $P-\Delta$ na pomike in zamike (ne)linearnih dinamičnih analiz (NDA) je prikazan na slikah 8.8 in 8.9. V elastičnem območju (J1 in J3) in pri jakosti J3 so pomiki brez upoštevanja $P-\Delta$ efektov in z njimi praktično enaki. Pri jakosti J4, $P-\Delta$ efekti povečajo pomike po celotni višini stavbe od 10% do 24%. Rezultati pri večjih jakostih (od J4 naprej) pa kažejo, da se lahko pomiki ob upoštevanju $P-\Delta$ efektov povečajo ali zmanjšajo glede na vrednosti brez upoštevanja geometrijske nelinearnosti. V doktorski disertaciji (Marušić, 2001) je bilo ugotovljeno, da vpliv $P-\Delta$ na maksimalne pomike ne narašča s povečano intenziteto. Čeprav se podobne ugotovitve glede maksimalni pomikov kažejo tudi v obravnavanem primeru, jih je potrebno jemati z rezervo, saj je primerjava rezultatov za jakosti večje od J4 vprašljiva. Vpliv $P-\Delta$ na zamike NDA je v elastičnem območju (J1 in J2) in pri jakosti J3 zanemarljiv, pri večjih jakostih pa vpliva na povečanje zamikov predvsem v spodnjih etažah. $P-\Delta$ efekt ne vpliva bistveno na raztros pomikov (ne)linearnih dinamičnih analiz. Večje vrednosti pomikov so povezane z večjim koeficientom variacije, ne glede na to, ali so izračunane brez upoštevanja vplivov $P-\Delta$ ali z njimi. Pri zamikih pa $P-\Delta$ efekt pri večjih jakostih nekoliko poveča raztros rezultatov v spodnjem delu stavbe, medtem ko v elastičnem območju koeficienti variacije enaki ne glede na to, ali je vpliv $P-\Delta$ upoštevan ali ne.

Iz slik 8.8 in 8.9 vidimo, da so vplivi $P-\Delta$ na rezultate poenostavljenih nelinearnih metod (pomike in zamike po etažah) podobni kot na rezultate (ne)linearnih dinamičnih analiz. V elastičnem območju (J1 in J2) in pri jakosti J3 jih lahko zanemarimo, pri večjih jakostih pa vplivajo predvsem na povečanje zamikov v spodnjih etažah pri vseh treh poenostavljenih nelinearnih metodah ($N2_{HM}$, MMPA in MPA). Napake pomikov in zamikov poenostavljenih nelinearnih metod, izračunane na podlagi rezultatov z upoštevanjem P -delta efektov, so v elastičnem območju in pri zmernih jakostih (do vključno J4), primerljive z napakami brez upoštevanja $P-\Delta$ (sliki 8.8 in 8.9). Pri večjih jakostih korektna primerjava rezultatov poenostavljenih nelinearnih metod z rezultati NDA ni mogoča. Potek pomikov in zamikov NDA je izračunan kot povprečje rezultatov analiz s tistimi akceleroگرامi, pri katerih ne pride do numerične nestabilnosti. Pri jakosti J7 je veljavnih le 8 analiz. Pri poenostavljenih nelinearnih analizah pa smo uporabili povprečni spekter, ki je izračunan iz spektrov vseh dvajsetih akceleroگرامov.



Slika 8.8: Vpliv P-Δ na pomike stavbe 9LA, izračunane z različnimi analizami (NDA, PUSH1, N2_{HM}, MPA in MMPA) za jakost J4 in skupino akceleroگرامov SET C

Figure 8.8: Influence of P-Δ on the displacements of 9LA building obtained by different analyses (NDA, PUSH1, N2_{HM}, MPA in MMPA) for intensity J4 and basic set of ground motions (SET C)



Slika 8.9: Vpliv P- Δ na zamike stavbe 9LA, izračunane z različnimi analizami (NDA, PUSH1, N2_{HM}, MPA in MMPA) za jakost J4 in skupino akceleroگرامov SET C

Figure 8.9: Influence of P- Δ on the storey drifts of 9LA building obtained by different analyses (NDA, PUSH1, N2_{HM}, MPA in MMPA) for intensity J4 and basic set of ground motions (SET C)

8.4 Rezultati pushover analiz s konstantno razporeditvijo horizontalnih sil

Vse štiri v poglavjih 7.1 – 7.4 obravnavane poenostavljene nelinearne metode temeljijo na rezultatih pushover analize ob upoštevanju horizontalnih sil, ki so proporcionalne osnovni nihajni obliki konstrukcije. Te rezultate smo nato zaradi vplivov VNO korigirali na različne načine. V poglavju 8.4 pa smo analizirali, kako različne razporeditve horizontalnih sil vplivajo na potek pomikov in zamikov po etažah in ali je katera izmed njih sposobna »ujeti« vplive VNO.

Za vseh devet testnih primerov in sedem različnih intenzitet potresne obtežbe smo ocenili potek pomikov in zamikov z nelinearno statično analizo pri monotono naraščajoči horizontalni obtežbi. Izbrali smo naslednje štiri oblike horizontalne obtežbe, ki se posamično ali skupaj pojavljajo v številnih predpisih (FEMA 356, 2000, CEN, 2004, ...):

Parabolična razporeditev sil (FEMA 356, 2000), oznaka ELF:

$$s_j^* = m_j \cdot h_j^k \quad (8.1)$$

kjer indeks j označuje zaporedno številko etaže, s_j^* so horizontalne sile, s katerimi obremenimo konstrukcijo, m_j je masa j -te etaže, h_j je višina od vpetja do j -te etaže, eksponent k pa je odvisen od osnovnega nihajnega časa konstrukcije T_1 , in znaša

$$k = \begin{cases} 1, & T_1 \leq 0.5 \text{ s} \\ 2, & T_1 \geq 2.5 \text{ s} \\ \frac{1}{2}T_1 + \frac{3}{4}, & \text{sicer} \end{cases} \quad (8.2)$$

Razporeditev sil proporcionalna osnovni nihajni obliki (oznaka MODE1):

$$s_j^* = m_j \cdot \phi_{j1} \quad (8.3)$$

kjer je ϕ_{j1} osnovna nihajna oblika konstrukcije.

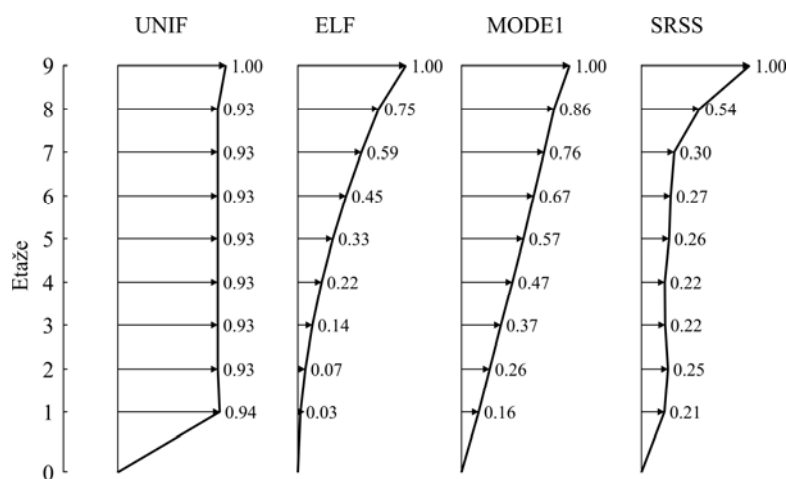
Enakomerna razporeditev sil (oznaka UNIF)

$$s_j^* = m_j \quad (8.4)$$

SRSS razporeditev sil (oznaka SRSS), kjer so horizontalne sile sorazmerne potresnim silam, izračunanim z modalno elastično analizo. V našem primeru smo SRSS razporeditev določili iz idealiziranega spektra po EC8 za tla C (slika 5.3).

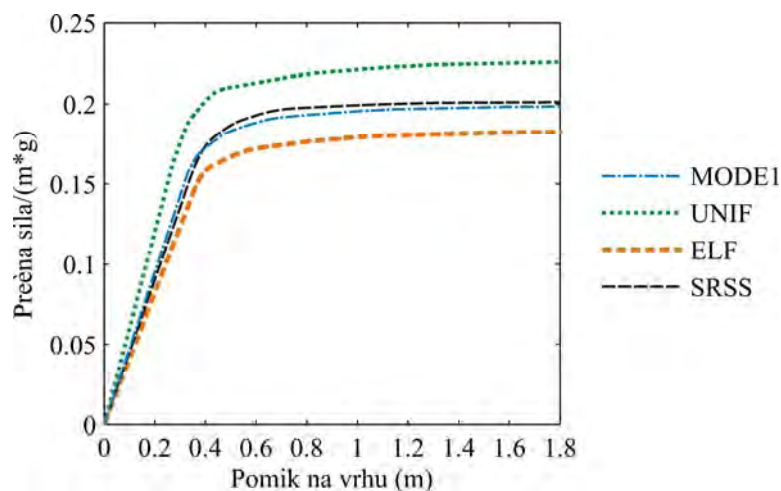
V tem poglavju so predstavljeni in interpretirani rezultati stavbe 9LA pri jakosti J4, rezultati ostalih testnih primerov in intenzitet potresne obtežbe pa so zbrani v prilogi C. Štiri razporeditve horizontalnih sil (ELF, MODE1, UNIF in SRSS) za stavbo 9LA in pripadajoče pushover krivulje so

prikazane na slikah 8.10 in 8.11. Enakomerna porazdelitev horizontalnih sil (UNIF) narekuje največjo elastično togost in največjo nosilnost, najmanjša začetna (elastična) togost in nosilnost pa izhajata iz ELF razporeditve. Pushover krivulji preostalih dveh porazdelitev, SRSS in MODE1, sta praktično enaki, in se nahajata med rezultati enakomerne porazdelitve in ELF porazdelitve. Nelinearno statično analizo smo za posamezno razporeditev izvedli do enakega ciljnega pomika, za katerega smo predpostavili, da je enak povprečnemu pomiku iz NDA na vrhu stavbe. V primeru stavbe 9LA in jakosti J4 povprečni pomik NDA znaša $d_t = 76.6$ cm. Pomiki in zamiki, ki pripadajo ciljnemu pomiku d_b , so za vse štiri razporeditve zbrani v preglednicah 8.1 in 8.3 ter na sliki 8.12. Rezultati so primerjani z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz (NDA), za vse pomike in zamike po etažah pa je prikazano tudi odstopanje rezultatov »pushover« analiz z različnimi razporeditvami horizontalne obtežbe glede na »točne« vrednosti NDA.



Slika 8.10: Različne oblike razporeditve horizontalnih sil (ELF, MODE1, UNIF in SRSS) za stavbo 9LA

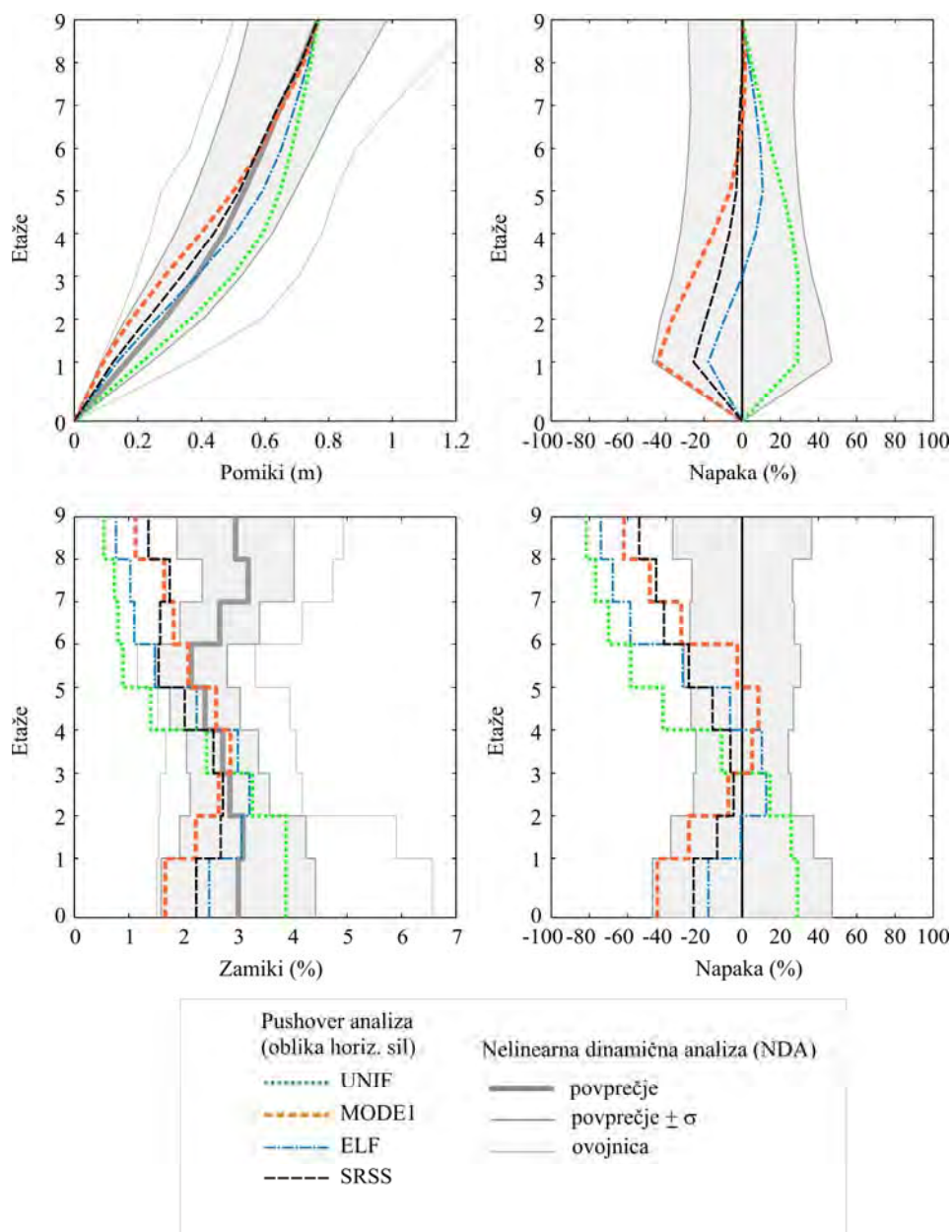
Figure 8.10: Different force distributions (ELF, MODE1, UNIF, SRSS) for 9LA building



Slika 8.11: Pushover krivulje z upoštevanjem različnih razporeditev horizontalne obtežbe

Figure 8.11: Pushover curves for 9LA building for different force distributions (ELF, MODE1, UNIF, SRSS)

Pomiki, pri katerih vpliv VNO ni tako pomemben, se pri uporabi vseh štirih razporeditev horizontalne obtežbe nahajajo v območju med povprečjem in povprečjem $\pm \sigma$. Povprečna napaka pomikov po etažah glede na rezultate NDA za posamezno razporeditev znaša 15% (ELF), 7% (MODE1), 18% (UNIF) in 8% (SRSS). Največje vrednosti po vseh etažah narekuje enakomerna razporeditev horizontalnih sil (UNIF), sledi jih ELF razporeditev, najmanjši pomiki pa pripadajo razporeditvi SRSS in MODE1.



Slika 8.12: Primerjava pomikov in zamikom po etažah, izračunanih s pushover analizo ob upoštevanju različnih razporeditev horizontalne obtežbe, z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz

Figure 8.12: Displacements and storey drift obtained by pushover analyses using different force distribution compared with »exact« results (9LA, J4)

Preglednica 8.1: Primerjava pomikov, izračunanih s pushover analizo ob upoštevanju različnih razporeditev horizontalne obtežbe, z vrednostmi NDA (9LA, J4)

Table 8.1: Displacements obtained by pushover analyses using different force distribution compared with »exact« results (9LA, J4)

Etaža	Pomiki (m)				NDA	Napaka (%)			
	MODE1	ELF	UNIF	SRSS		MODE1	ELF	UNIF	SRSS
1	0.136	0.092	0.213	0.123	0.165	-17.7	-44.4	28.9	-25.5
2	0.257	0.180	0.367	0.229	0.284	-9.2	-36.5	29.4	-19.1
3	0.385	0.285	0.496	0.337	0.384	0.1	-25.9	29.2	-12.2
4	0.504	0.398	0.593	0.439	0.470	7.1	-15.3	26.0	-6.7
5	0.593	0.501	0.648	0.519	0.535	10.8	-6.3	21.1	-3.0
6	0.651	0.584	0.683	0.580	0.594	9.6	-1.7	15.0	-2.4
7	0.695	0.656	0.715	0.643	0.650	6.9	1.0	10.0	-1.1
8	0.736	0.722	0.745	0.712	0.711	3.5	1.5	4.7	0.2
9	0.766	0.766	0.766	0.766	0.766	0.0	0.0	0.0	0.0

Preglednica 8.2: Primerjava zamikov, izračunanih s pushover analizo ob upoštevanju različnih razporeditev horizontalne obtežbe, z vrednostmi NDA (9LA, J4)

Table 8.2: Storey drifts obtained by pushover analyses using different force distribution compared with »exact« results (9LA, J4)

Etaža	Zamiki (m)				NDA	Napaka (%)			
	MODE1	ELF	UNIF	SRSS		MODE1	ELF	UNIF	SRSS
1	2.48	1.67	3.88	2.24	3.01	-17.7	-44.4	29.0	-25.5
2	3.07	2.23	3.89	2.69	3.09	-0.7	-28.0	25.7	-13.1
3	3.21	2.65	3.27	2.73	2.85	12.6	-7.2	14.6	-4.5
4	3.00	2.86	2.43	2.55	2.72	10.2	5.2	-10.8	-6.1
5	2.25	2.60	1.40	2.03	2.40	-6.3	8.5	-41.5	-15.5
6	1.48	2.09	0.89	1.55	2.15	-31.1	-2.5	-58.4	-27.9
7	1.10	1.82	0.80	1.58	2.67	-58.6	-31.8	-70.0	-40.9
8	1.03	1.65	0.74	1.75	3.19	-67.8	-48.4	-76.8	-45.0
9	0.77	1.12	0.54	1.36	2.96	-74.0	-62.0	-81.6	-53.9

Pri zamikih se razporeditev sil, ki daje največje vrednosti, spreminja glede na etaže. V spodnjem delu (etaže 1, 2 in 3) največje vrednosti izračunamo z enakomerno porazdelitvijo (UNIF), v vrhnjih etažah (etaže 6, 7, 8 in 9) največje vrednosti pripadajo razporeditvi SRSS in ELF, v srednjem delu (4 in 5) pa ELF in MODE1. Najmanjši zamiki v spodnjem delu pripadajo razporeditvi ELF, v zgornjem delu pa UNIF.

Primerjava »pushover« rezultatov z rezultati nelinearne dinamike (točne vrednosti) kaže, da z eno konstantno obliko horizontalne obtežbe ne moremo dovolj natančno oceniti poteka zamikov po etažah pri stavbah, kjer so pomembne VNO. Čeprav naj bi bil pri razporeditvah SRSS in ELF vpliv VNO posredno že upoštevan, rezultati niso nič bolj natančni kot pri ostalih dveh razporeditvah. Povprečna napaka zamikov po etažah za posamezno razporeditev znaša 26% (ELF), 31% (MODE1), 45% (UNIF) in 26% (SRSS). Zamiki, ki pripadajo razporeditvam sil ELF, MODE1 in SRSS, so v večini etaž podcenjeni v primerjavi s »točnimi« rezultati, največja odstopanja se kažejo v vrhnjih etažah. Za najmanj natančno razporeditev pa se v obravnavanem primeru (9LA, J4) izkaže enakomerna porazdelitev (UNIF). Zamiki v zgornjem delu so podcenjeni do 82%, v spodnjem delu pa precenjeni

za 29%. V predpisih je zahtevano, da se uporabi vsaj dve razporeditvi horizontalnih sil (npr. pri EC8 sta to enakomerna in SRSS razporeditev), potresne količine pa se določi kot ovojnico rezultatov. Pri stavbi 9LA in jakosti J4 tudi ovojnica zamikov vseh štirih razporeditev vodi k podcenjenosti zamikov v zgornjih etažah in precenjenosti v spodnjih etažah.

8.5 Pomembnejše ugotovitve

Poglavje 8 je namenjeno analizi izbranih parametrov na potresni odziv stavb, izračunan z nelinearnimi dinamičnimi analizami in s poenostavljenimi nelinearnimi metodami.

Znano je, da je izbira akceleroگرامov pomemben korak pri potresnih analizah. Primerjali smo rezultate dveh skupin akceleroگرامov. Prva skupina, ki šteje 22 akceleroگرامov, je bila izbrana iz evropske baze podatkov, druga skupina (44 akceleroگرامov) pa iz baze PEER NGA. Pomiki in zamiki po etažah, izračunani z nelinearnimi dinamičnimi analizami, so v večini primerov večji pri drugi skupini akceleroگرامov. Izjema so predvsem zamiki v zgornjih etažah, kjer so vrednosti druge skupine akceleroگرامov precej podobne tistim iz osnovne skupine, oziroma so v nekaterih primerih celo manjše. To je posledica manjšega vpliva VNO pri drugi skupini akceleroگرامov, ki se kaže iz razmerja spektralnih pospeškov prve in druge nihajne oblike. Raztros rezultatov NDA je po pričakovanjih v večini primerov večji pri drugi skupini akceleroگرامov, ki je normirana na maksimalno hitrost tal. Manjši vpliv VNO pri drugi skupini akceleroگرامov pomeni manjšo korekcijo zamikov v zgornjem delu stavb, izračunanih s tremi poenostavljenimi nelinearnimi metodami za upoštevanje vplivov VNO (N2HM, MPA in MMPA). Odstopanja zamikov druge skupine akceleroگرامov je v spodnjem delu stavb primerljivo z napakami osnovne skupine, medtem ko je v zgornjem delu lahko napaka druge skupine večja ali manjša od tiste, ki pripada osnovni skupini. Napake pomikov vseh poenostavljenih metod so majhne pri obeh skupinah akceleroگرامov.

Eden izmed izbranih vhodnih parametrov je tudi velikost dušenja. Vpliv dušenja smo analizirali na referenčni stavbi 9LA pri izbrani realni intenziteti J4. Upoštevali smo dušenje proporcionalno masni matriki in matriki začetne togosti, in sicer 2%, 3% in 5% glede na prvo in tretjo nihajno obliko. Rezultati so pokazali, da se po pričakovanjih z večanjem dušenja nekoliko pomiki in zamiki v večini etažah zmanjšujejo. Trend je značilen tako za rezultate (ne)linearnih dinamičnih analiz (NDA), kot tudi za rezultate poenostavljenih nelinearnih analiz. Raztros rezultatov NDA se z velikostjo dušenja ne spreminja (oziroma minimalno), prav tako dušenje ne vpliva bistveno na natančnost poenostavljenih nelinearnih metod.

Vpliv teorije drugega reda (P- Δ efekt) smo na referenčni stavbi 9LA proučevali za različne jakosti potresne obtežbe, s čimer smo pridobili podatke o vplivu P- Δ pri elastičnem obnašanju in pri različnih nivojih neelastičnega obnašanja. Najprej smo analizirali vpliv P- Δ na obliko pushover krivulje. Pokaže se, da vplivi P- Δ ne vplivajo na začetno togost krivulje, imajo pa velik vpliv na padanje nosilnosti po doseženi meji tečenja. Nadalje, rezultati (pomiki, zamiki, raztros NDA, napake poenostavljenih metod)

v elastičnem območju in takoj po meji tečenja (v našem primeru do vključno J3), so praktično enaki v obeh primerih, brez ali z upoštevanjem P-delta efektov. Pri jakosti J4 vplivi teorije drugega reda nekoliko povečajo pomike po celotni višini, zamike pa predvsem v spodnjih etažah. Napake poenostavljenih metod so lahko v primerjavi z rezultati brez upoštevanja P- Δ manjše ali večje. Pri preostalih jakostih se pomiki na vrhu nahajajo že globoko v območju upadanja nosilnosti. V tem primeru je potrebna bolj natančna analiza, ki vključuje tako upoštevanje teorije druge reda kot tudi padanje nosilnosti v plastičnih členkih, ko je dosežena mejna rotacija.

Analizirali smo, kako različne razporeditve horizontalni sil pri pushover analizi, vplivajo na pomike in zamike po etažah. Uporabili smo štiri razporeditve sil: enakomerno porazdelitev, porazdelitev proporcionalno osnovni nihajni obliki, razporeditev SRSS (sile so sorazmerne potresnim silam, izračunanimi z elastično modalno analitiko) in parabolično razporeditev ELF. Rezultati nelinearnih statičnih analiz kažejo, da največja elastična togost in največja nosilnost izhajata iz enakomerne razporeditve, parabolična porazdelitev pa narekuje tako najmanjšo elastično togost kot najmanjšo nosilnost. Pushover krivulji preostalih dveh porazdelitev se nahajata med rezultati enakomerne in parabolične porazdelitve. Pomike in zamike, izračunane s pushover analizo z različnimi porazdelitvami horizontalnih sil, smo primerjali s »točnimi« rezultati nelinearnih dinamičnih analiz. Pokazali smo, da z eno samo konstantno obliko horizontalno obtežbe (t.j. oblika horizontalnih sil se med analizo ne spreminja) pri pushover analizi ne moremo dovolj natančno oceniti potresnega odziva stavb s pomembnimi vplivi višjih nihajnih oblik. Ovojnica zamikov vseh štirih razporeditev vodi k precenjenosti zamikov v spodnjih etažah (enakomerna porazdelitev) in podcenjenosti zamikov v zgornjih etažah (vse štiri porazdelitve). Ti rezultati kažejo, da so za upoštevanje višjih nihajnih oblik potrebne druge korekcije (glej poglavje 7).

9 UPORABA RAZŠIRJENE N2 METODE ZA OCENO OBNAŠANJA OBSTOJEČE STAVBE

Poenostavljene nelinearne metode, s katerimi določimo potresne zahteve, in empirični izrazi za kapacitete elementov, omogočajo bolj racionalno in zanesljivo oceno obnašanja stavb pri močnih potresih od tiste iz stare prakse, ki je večinoma temeljila na rezultatih linearne analize. Kljub naprednim metodam, ki so danes na voljo, lahko zaradi velikih nezanesljivosti pri določitvi potresnih zahtev in kapacitet elementov podamo le grobo oceno obnašanja. Pregled konceptov in postopkov za oceno potresnega obnašanja armiranobetonskih stavb je dostopen v (Ghobarah, 2000). V literaturi so za prikaz postopkov večinoma uporabljeni enostavni idelizirani testni primeri (Lupoi et al., 2004, Panagiotakos in Fardis, 2004, Bardakis in Dritsos, 2005). Pri uporabi istega postopka na komplicirani stavbi pa se pojavijo številni problemi, ki zahtevajo razumne rešitve. Cilj tega poglavja je prikaz uporabe praktičnega postopka za oceno obnašanja stavb na obstoječi razmeroma komplicirani armiranobetonski stavbi. Postopek temelji na razširjeni N2 metodi (poglavje 3) in v večini korakov sledi zahtevam EC8 (CEN, 2004, CEN, 2005). Najpomembnejše odstopanje od EC8 izhaja iz tega, da smo želeli podati najbolj korektno oceno obnašanja stavbe, brez pretirane varnosti. Zaradi tega smo pri določitvi kapacitet posameznih elementov uporabili srednje vrednosti materialnih karakteristik.

Povzetek postopka je opisan v razdelku 9.1, nato pa je uporaba postopka prikazana na obstoječi razmeroma komplicirani armiranobetonski stavbi. Stavba je bila projektirana leta 1962 po takratnih predpisih. Potres ni bil upoštevan, upoštevana je bila minimalna vodoravna obtežba v velikosti 2% navpične obtežbe. Potresne zahteve na globalnem in lokalnem nivoju, izračunane z razširjeno N2 metodo, smo primerjali z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz. Kapacitete na nivoju elementov so izračunane v skladu z EC8-3 in primerjane z nekaterimi drugimi modeli iz literature. Na koncu je s primerjavo potresnih zahtev na nivoju elementov in na nivoju celotne konstrukcije podana ocena obnašanja konstrukcije.

9.1 Opis postopka za oceno obnašanja

Oceno obnašanja stavb pri potresni obtežbi podamo s primerjavo potresnih zahtev in kapacitet konstrukcije za različna mejna stanja oz. stopnje poškodovanosti. Potresne zahteve izračunamo z analizo matematičnega modela pri izbrani potresni obtežbi. Potrebne so nelinearne analize, saj pri močnih potresih pričakujemo, da se bo stavba poškodovala in posledično sipala energijo. Rezultati analiz so deformacije celotne konstrukcije in posameznih elementov. Kapaciteta celotne konstrukcije temelji na kapaciteti posameznih elementov. Pri duktilnih elementih jo lahko izrazimo z deformacijami (rotacijami elementov), pri krhkih elementih pa so pomembnejše sile.

9.1.1 Določitev potresnih zahtev

V obravnavanem primeru smo potresne zahteve določili z razširjeno N2 metodo. Osnovna verzija N2 metode je vključena v EC8. Temelji na nelinearni statični (pushover) analizi. Potresne zahteve so izračunane s pomočjo nelinearnih spektrov in so odvisne od nihajnega časa SDOF sistema. Postopek osnovne verzije N2 metode je opisan v poglavju 3.1. Osnovna verzija metode je primerna za simetrične konstrukcije, ki nihajo pretežno v eni smeri. V primerih nesimetričnih stavb v tlorisu in pri visokih stavbah pa lahko višje nihajne oblike pomembno vplivajo na odziv stavbe. Kot približek, ki je večinoma na varni strani, je mogoče predpostaviti, da so vplivi višjih nihajnih oblik v neelastičnem območju enaki kot v elastičnem območju. Ugotovitve veljajo tako za VNO v tlorisu (Fajfar et al., 2005) kot tudi po višini (rezultati doktorske disertacije). Upoštevajo se samo neugodni vplivi, ugodni vplivi pa se zanemarijo. Določimo jih iz rezultatov standardne modalne analize s spektri odziva in jih v obliki korekcijskih faktorjev uporabimo za rezultate pushover analize, ki predstavljajo neelastični odziv stavbe v osnovni nihajni obliki. Vplive VNO v tlorisu in po višini obravnavamo ločeno. Postopek razširjene N2 metode je podrobno opisan v poglavjih 3.2 in 3.3.

9.1.2 Določitev kapacitet elementov in kapacitete konstrukcije

Potresna kapaciteta na nivoju elementov je jasno definirana v številnih standardih in priporočilih. Za izračun deformacij in sil, ki predstavljajo kapacitete elementov, so večinoma predlagane empirične ali semi-empirične formule. V EC8-3 (CEN, 2005) je za armiranobetonske elemente predlagana empirična formula tako za izračun mejne rotacije elementov (upogibna kapaciteta) kot tudi za strižno nosilnost (strižna kapaciteta). Te formule so bile uporabljene za račun kapacitete elementov v obravnavanem primeru (glej poglavje 9.6).

Upogibno kapaciteto (mejno rotacijo) lahko določimo tudi na druge načine. Peruš in soavtorji (2006) so predlagali neparametrični postopek za oceno mejne rotacije stebrov, ki temelji na PEER-ovi bazi podatkov (PEER, 2007). V obravnavanem primeru ta postopek ni bil uporaben, ker so kritični elementi stene, ki niso vključene v bazo podatkov. Podatki o mejni rotaciji elementov so dostopni tudi v FEMA 356 (2000). Definirani so v odvisnosti od tipa elementa, mejnega stanja, objekta elementa in nivoja osne ter strižne sile.

Poleg formule za račun strižne nosilnosti po EC8-3 obstajajo v literaturi številni drugi modeli za račun strižne kapacitete AB elementov. V študiji smo za primerjavo uporabili izbrane štiri: ACI 318 - 08 (2007), Sezen and Moehle (2004), Priestley et al. (1994), in Kowalsky in Priestley (2000). V ACI 318 je posebej predlagana formula za stene, ki predstavljajo kritične elemente v obravnavanem primeru. Čeprav so preostali trije modeli namenjeni predvsem za stebre, sta bila modela Priestley et al. (1994)

in Kowalsky in Priestley (2000) večkrat uporabljena za škatlaste mostne stebre (Calvi et al., 2005, Isaković et al., 2008), ki so podobni jedrom (stenam) obravnavane stavbe.

Kapacitete na nivoju elementov so jasno definirane, ne obstaja pa kriterij oz. definicija za kapaciteto celotnega konstrukcijskega sistema. V tej študiji predpostavili, da mejno stanje blizu porušitve (krajše NC) konstrukcije sovпада z mejnim stanjem NC kritičnega elementa, v našem primeru jedra. Takšna definicija je praktična, vendar konzervativna, saj porušitev enega elementa ponavadi ne pomeni porušitve celotne konstrukcije. Za ilustracijo je na sliki 9.1 prikazana armiranobetonska stavba iz mesta L'Aquila. Med potresom leta 2009 se je ta stavba s stenami močno poškodovala. Večina šibko armiranih sten je dosegla mejno stanje NC, vendar je bila konstrukcija še daleč od popolne porušitve.



Slika 9.1: Porušitev konstrukcijskih sten med potresom L'Aquila 2009. Foto.: M. Rozman in K. Rejec, 2009

Figure 9.1: Failure of a structural wall during the 2009 L'Aquila earthquake. Phot. by M. Rozman and K. Rejec, 2009

9.2 Podatki o konstrukciji

Obravnavana konstrukcija je obstoječi objekt Fakultete za gradbeništvo in geodezijo (slika 9.2), Ljubljana, Jamova 2, ki je bila projektirana leta 1962 po takratnih predpisih. Potres ni bil upoštevan, upoštevana je bila minimalna vodoravna obtežba v velikosti 2% navpične obtežbe. Konstrukcijo stavbe predstavlja armiranobetonski mešani sistem okvirov in sten. Stavba je podkletena ter ima poleg pritličja še štiri višja nadstropja in šest nižjih nadstropij (male etaže). V skladu z EC8 je konstrukcija ocenjena kot nepravilna v tlorisu in po višini. Tipična tlorisa in prerez stavbe so prikazani na slikah 9.3 in 9.4.

Potrebne podatke za analizo (geometrija stavbe, dimenzije in armatura prerezov, karakteristike materiala, nekonstrukcijski elementi,...) smo pridobili iz razmeroma dobre projektne dokumentacije obstoječega objekta (Prelog, 1962, Ravnikar, 1962, IMFM, 1963-1968). Za ugotavljanje skladnosti dejanskega stanja z obstoječimi podatki so bile pod okriljem inštituta ZRMK opravljene preiskave za ugotavljanje lege in količine vgrajene armature in ugotavljanje tlačne trdnosti vgrajenega betona (Poročilo ZRMK, 2008). Maso in masne vztrajnostne momente smo določili v skladu z EC8. Celotna

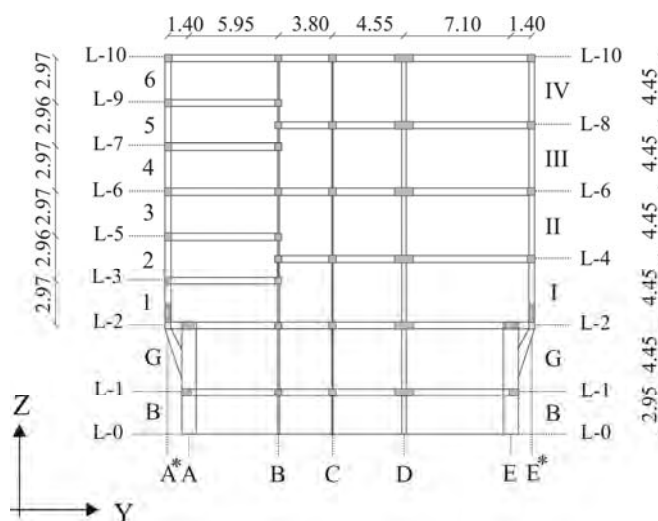
masa znaša 16400 ton. Stavba je simetrična v Y smeri, v smeri X pa ekscentričnost med masnim in togostnim središčem znaša 10%.

Podrobnejši podatki o konstrukciji so zbrani v poročilu Fajfar et al. (2009).



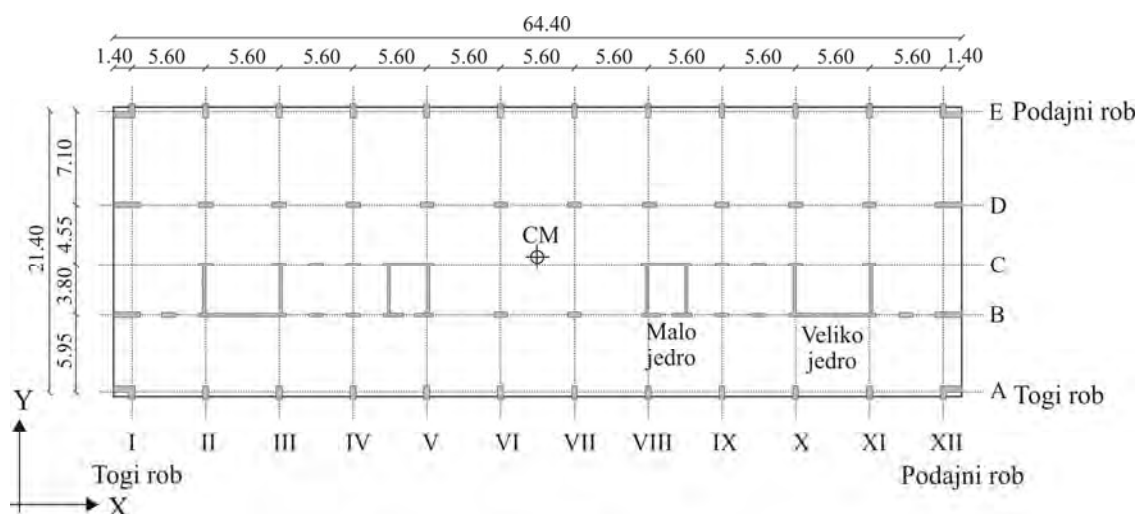
Slika 9.2: Obravnavana obstoječa armiranobetonska stavba

Figure 9.2: The investigated multi-storey RC building



Slika 9.3: Prečni prerez stavbe v osi IV z oznakami velikih (K, P, I, II, III, IV) in malih etaž (K,P,1,2,3,4,5,6) ter nivojev etaž (L-0,...,L-10). Prikazani so tudi višinski nivoji z oznakami od L-0 do L-10

Figure 9.3: Typical cross-section of the investigated building, through axis IV. The stories (B, G, 1, 2, 3, 4, 5, 6, I, II, III, IV) and levels (L-0, L-1, ..., L-10) are denoted separately



Slika 9.4: Tloris kleti in pritličja z označenimi osmi. Označen je center mas (CM) in togi ter podajni rob
Figure 9.4: Plan view of the lower stories. The centres of the storey masses, and the stiff and the flexible sides are marked

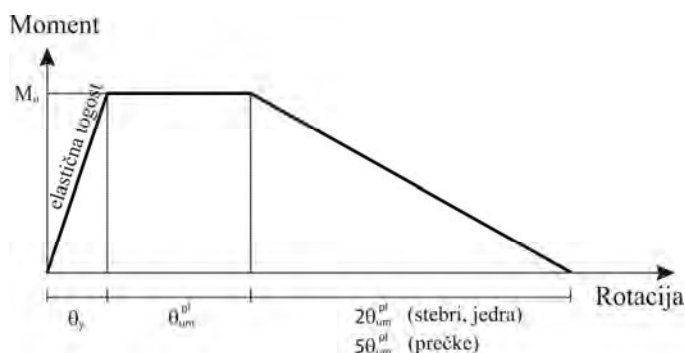
9.3 Matematični model stavbe

Za analize smo uporabili razmeroma enostaven pseudo-tridimenzionalen model. Model je sestavljen iz štirih neodvisnih ravninskih okvirov v vzdolžni smeri X, dvanajstih neodvisnih okvirov v prečni smeri Y ter štirih sten (jeder), od katerih je vsako razbito na dva ravninska makroelementa z upogibno nosilnostjo v vzdolžni smeri in prečni smeri. Koordinatni sistem je prikazan na sliki 9.4. Vsi konstrukcijski elementi (vključno z stenami) so modelirani z enim samim linijskim elementom. Okviri in stene (jedra) so med seboj povezani s togimi ploščami. Predpostavili smo, da so plošče neskončno toge v svoji ravnini in absolutno podajne izven svoje ravnine. Vsak steber oz. stena je modeliran neodvisno v obeh smereh in lahko prenaša obtežbo le v svoji ravnini. Kompatibilnost osnih sil v stebrih, ki so skupni večim okvirjem, ni zagotovljena. Zanimarjena je torzijska togost vseh elementov. Med stenami in okviri je predpostavljena členkasta povezava.

Mase in masni vztrajnostni momenti etaž so koncentrirani na nivojih štirih etaž, pri katerih je stropna konstrukcija na enaki višini po celem tlorisu (strop nad kletjo, nad pritličjem ter nad II. in IV. nadstropjem, slika 9.3). Mase od spodaj navzgor znašajo 2150, 4460, 5740 in 4080 ton. V članku Kreslin et al. (2006) so primerjani številni elastični modeli obravnavane stavbe, ki so primerni za simulacijo obnašanja konstrukcije pri močnih potresih, med drugim tudi tak, pri katerem so mase in masni vztrajnostni momenti koncentrirani na nivojih vseh desetih etaž. Rezultati modela z desetimi masami so bili primerljivi z rezultati modela s štirimi masami, zato smo slednjega uporabili za nadaljnje analize. S tem smo se izognili problemom, ki se pojavijo zaradi različnih višin etaž v posameznem delu stavbe (višina etaž med osema A in B nad pritličjem znaša 2.97 m, višina etaž med osema B in E pa 4.45 m).

V matematičnem modelu za potresne analize je potrebno v skladu z EC8 upoštevati razpokane prereze. V kolikor ne naredimo natančne analize, lahko za elastično upogibno in strižno togost upoštevamo polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov. To možnost smo privzeli za stebre in grede. Za stene pa smo efektivno začetno togost izračunali na podlagi analize prečnega prereza, s katero smo določili odnos moment – ukrivljenost. Faktorji za redukcijo nerazpokane elastične togosti sten znašajo od 0.15 do 0.40.

Toge odseke v vozliščih in P-delta efekt smo zanemarili, prav tako pa v prikazanem primeru nismo upoštevali slučajne ekscentričnosti. Potrebno je opozoriti, da v primeru, ko je slučajna ekscentričnost upoštevana (kar EC8 zahteva), pride pri obravnavani stavbi do velikih torzijskih vplivov (Kreslin et al., 2008). Prav tako v matematičnem modelu nismo upoštevali polnil.



Slika 9.5: Odnos med momentom in rotacijo. V programu PERFORM-3D je upoštevan samo plastični del deformacij

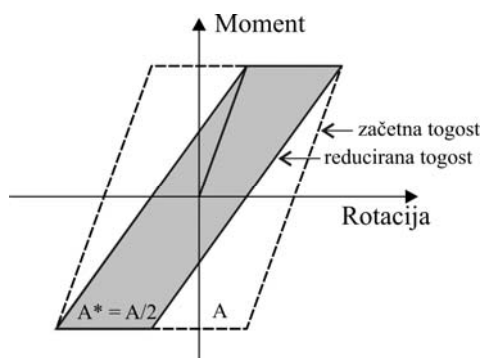
Figure 9.5: The moment – rotation envelope for the plastic hinges. Only the plastic part of the rotation applies to the plastic hinge element in PERFORM-3D

Pri nelinearnih analizah je potrebno matematični model, ki ga uporabljamo pri linearni elastični analizi, dopolniti tako, da vključuje nosilnost elementov nosilne konstrukcije in njihovo obnašanje v nelinearnem območju. V skladu s to zahtevo smo na koncih vseh linijskih elementov (stebrov, gred in sten) namestili t.i. plastične členke. Za vsak členek določimo nelinearen odnos med momentom in rotacijo. Izbrana oblika ovojnice plastičnih členkov je prikazana na sliki 9.5. Del pred začetkom padanja nosilnosti je modeliran z elasto plastičnim (bilinearim) odnosom, pri čemer je upoštevana efektivna začetna togost, s katero zajamemo razpokanost elementov. Nosilnost začne padati, ko je dosežena mejna rotacija. Pri uporabi programa PERFORM 3D (CSI, 2006) je potrebno pri plastičnih členkih definirati samo plastični del rotacij. Rotacijo na meji tečenja program določi sam na podlagi začetnih efektivnih togosti elementov. Plastični del mejne rotacije θ_{um}^{pl} smo izračunali v skladu z EC8-3 (enačba A.3). Za stene je vrednost θ_{um}^{pl} potrebno dodatno pomnožiti s faktorjem 0.6. Pri računu mejne plastične rotacije smo upoštevali varnostni faktor za sekundarne elemente, ki se nanaša na srednje vrednosti. V računu namerno nismo upoštevali redukcije θ_{um}^{pl} zaradi nepotresnih detajlov. Z večjo vrednostjo mejnih plastičnih rotacij smo namreč dosegli, da začne nosilnost pushover krivulje padati globoko v nelinearnem območju, kar nam omogoča testiranje različnih kapacitet brez ponavljanja celotne analize. Seveda so rezultati veljavni le do porušitve prvega elementa. Rotacijo, ko

nosilnost elementa pade praktično na nič, je težko določiti, vendar nima bistvenega pomena na analizo. V našem primeru smo predpostavili trikratno vrednost plastične mejne rotacije za stebre in jedra, oziroma šestkratno vrednost plastične mejne rotacije za grede. Maksimalni moment M_u smo izračunali z analizo prečnih prerezov v programu Opensees (2008). V stebrih in stenah smo upoštevali osne sile, ki izhajajo iz vertikalne obtežbe, pri gredah pa smo vpliv osnih sil na nosilnost prereza zanemarili. Za stebre smo v obeh obravnavanih smereh uporabili simetrično obliko ovojnice, pri jedrih in gredah pa smo nelinearen odnos med momentom in rotacijo upoštevali z nesimetrično ovojnico.

Program PERFORM 3D smo uporabili tako za nelinearne statične (pushover) analize, kot za primerjalne nelinearne dinamične analize. Tej odločitvi je botrovala njegova učinkovitost glede računskega časa in uporabniku prijazen vmesnik, saj gre v primeru obravnavane stavbe za precej kompliciran primer. Na žalost pa program ne ponuja primerne histereznega modela za armiranobetonske elemente. Med modeli, ki smo jih imeli na voljo, smo za opis cikličnega obnašanja pri nelinearnih dinamičnih analizah izbrali bilinearni model z zmanjševanjem togosti (slika 9.6). Redukcijo togosti pri obremenjevanju in razbremenjevanju upoštevamo s t.i. energijskim faktorjem (ang. energy degradation factor), s katerih definiramo razmerje med ploščino degradirane (zmanjševanje togosti) in ne-degradirane histerezne ovojnice (začetna togost se ohranja). V našem primeru smo privzeli vrednost energijskega faktorja 0.5.

Pri nelinearnih dinamičnih analizah smo upoštevali Rayleigh-evo dušenje ob predpostavki, da je koeficient viskoznega dušenja enak $\xi = 5\%$ za 1. in 3. nihajno obliko, matrika dušenja pa je proporcionalna masni matriki in matriki začetne togosti. Pri N2 metodi pa je 5% dušenje upoštevano v spektru.

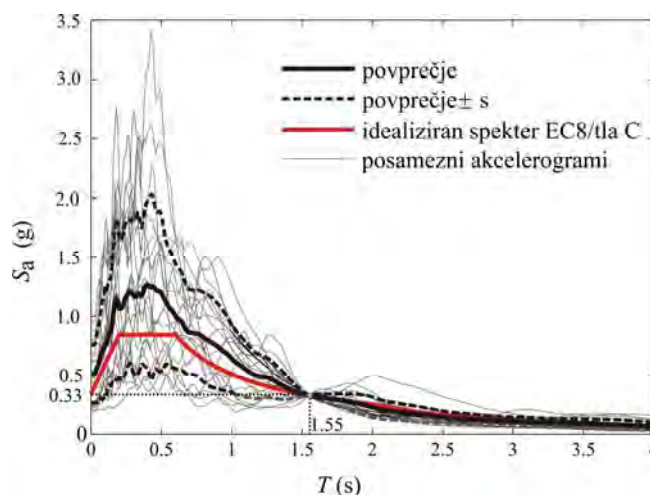


Slika 9.6: Elasto – plastični histerezni model z zmanjševanjem togosti in ohranjanjem nosilnosti pri cikličnem obremenjevanju, ki je vgrajen v programu PERFORM. Energijski faktor, ki predstavlja razmerje med ploščino degradirane in ne-degradirane ovojnice znaša 0.5

Figure 9.6: The bilinear hysteretic model with stiffness degradation, provided in PERFORM. The "energy degradation factor" is assumed to be 0.5

9.4 Potresna obtežba

Obravnavana stavba se nahaja v Ljubljani. Ocenili smo, da tla ustrezajo tlem tipa C (EC8-1, preglednica 3.1). Objekt je šola in zato sodi med stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve. Spada v kategorijo pomembnosti III (EC8-1, Preglednica 4.3), kar pomeni, da se referenčna vrednost projektnega pospeška poveča za faktor pomembnosti $\gamma_1 = 1.2$ (EC8-1, 3.2.1(3) in Nacionalni dodatek). Projektni pospešek tal v našem primeru znaša $a_g = 1.2 \cdot 0.25 \cdot g = 0.3 \cdot g$. Če upoštevamo še faktor tal $S = 1.15$, znaša efektivni projektni pospešek tal $a_g = 0.345 \cdot g$. V normalnem postopku bi bila potresna obtežba definirana z idealiziranim spektrom po EC8. V obravnavanem primeru pa smo želeli rezultate nelinearnih statičnih postopkov primerjati z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz. Zaradi tega smo iz evropske baze podatkov (Ambraseys et al., 2000) izbrali 10 dvo-komponentnih potresnih zapisov (20 akceleroگرامov). Ista skupina akceleroگرامov je uporabljena v parametričnih študijah v poglavju 6. Potresni zapisi so bili posneti na tleh, katerih povprečna vrednost hitrosti strižnega valovanja do globine 30 metrov se giblje na intervalu $v_{s,30} = 180\text{--}360$ m/s. Osnovni podatki o akceleroگرامih so zbrani v preglednici 9.1, slike dejanskih akceleroگرامov in pripadajoči elastični spektri za 5 % dušenja pa so zbrani v prilogi B. Akceleroگرامe smo skalirali glede na spektralni pospešek $S_a = 0.33g$ pri povprečnem nihajnem času druge in tretje nihajne oblike $T = 1.55$ s. Vrednost S_a ($T = 1.55$ s) pripada vrednosti na ordinatni osi idealiziranega spektra EC8 za tla C ob upoštevanju dušenja 5% in efektivnega projektnega pospeška tal $a_g = 0.345 \cdot g$.



Slika 9.7: Povprečni elastični spekter vseh izbranih akceleroگرامov z upoštevanjem 5% dušenja. Za primerjavo je prikazan idealiziran spekter po EC8 za tla C

Figure 9.7: Elastic spectra for 5% damping, scaled to 0.33g at the average period of the second and third mode of the building ($T = 1.55$ s). For comparison, the idealized EC8 spectrum for ground type C is presented

Na sliki 9.7 so prikazani skalirani elastični spektri posameznih akceleroگرامov za 5% dušenje, skupaj s povprečnim spektrom in idealiziranim spektrom EC8 za tip tal C. Vrednosti pospeškov v povprečnem spektru so pri majhnih nihajnih v primerjavi z idealiziranim spektrom EC8 nekoliko precenjene.

Za skaliranje akceleroگرامov na spektralni pospeš $S_a = 0.33g$ so bili potrebni precej veliki faktorji (glej preglednico 9.1). To je bil eden izmed razlogov, da smo naredili primerjalno analizo tudi s skupino akceleroگرامov za tla A. Faktorji za skaliranje so bili precej manjši, končni rezultati pa (niso prikazani tukaj) so bili precej podobni.

Pri nelinearnih analizah smo upoštevali potresno obtežbo sočasno v obeh obravnavanih smereh. Izvedli smo 20 analiz, pri čemer smo posamezno komponento enega zapisa upoštevali enkrat s pozitivnim, drugič pa z negativnim predznakom. V sklopu razširjene N2 metode pa smo pri določitvi ciljnega pomika in pri standardni modalni analizi uporabili povprečni spekter.

Preglednica 9.1: Osnovni podatki izbranih potresov
Table 9.1: List of ground motion records for ground type C (soft soil)

Ime potresa	Država	Datum	Registracija	Magnituda (Mb)	Comp.	$a_g(g)$	Faktor za skaliranje
Ionian	Greece	1973	Lefkada-OTE Building	5.6	N - S	0.52	6.67
					E - W	0.25	7.46
aftershock (Friuli)	Italy	1976	Buia	5.7	N - S	0.11	2.79
					E - W	0.10	4.71
Basso Tirreno	Italy	1978	Patti-Cabina Prima	5.5	N - S	0.07	8.05
					E - W	0.16	6.26
Thessalonika	Greece	1978	Thessaloniki-City Hotel	6.1	N - S	0.14	7.85
					E - W	0.15	9.56
Tabas	Iran	1978	Boshroyeh	6.4	N - S	0.10	2.35
					E - W	0.09	1.87
Alkion	Greece	1981	Korinthos-OTE Building	6.1	N - S	0.23	3.81
					E - W	0.31	8.83
Alkion	Greece	1981	Korinthos-OTE Building	5.7	N - S	0.12	2.81
					E - W	0.12	2.28
Spitak	Armenia	1988	Gukasian	6.5	N - S	0.18	6.79
					E - W	0.18	4.83
Manjil	Iran	1990	Tonekabun	6.2	N - S	0.14	2.05
					E - W	0.09	2.49
Umbro-Marchigiano	Italy	1997	Castelnuovo-Assisi	5.7	N - S	0.16	6.18
					E - W	0.11	4.43

9.5 Rezultati

9.5.1 Analiza lastnega nihanja

Bistveni rezultati analize lastnega nihanja so zbrani v preglednici 9.2. Nihajni časi za prve tri nihajne oblike (ob upoštevanju razpokanih prereзов) znašajo 2.03s, 1.82s in 1.28s. Efektivne mase kažejo, da je prva nihajna oblika, to je oblika z največjim nihajnim časom, pretežno torzijska, druga in tretja nihajna oblika pa sta pretežno translacijski v Y in X smeri. Ker največji nihajni čas pripada torzijski nihajni obliki, spada obravnavana stavba med torzijsko podajne konstrukcije. Osnovni translacijski

nihajni obliki sta prikazani na sliki 9.8. Deformacijska linija v obeh smereh je tipična za konzole, kar pomeni, da odziv stavbe, vsaj v elastičnem območju, narekujejo jedra (stene).

Matematični modeli z razpokanimi prerezi so primerni za simulacijo obnašanja konstrukcij pri močnih potresnih obremenitvah. Ti modeli pa niso primerni za simulacijo majhnih nihanj, kjer konstrukcija ostane v celoti v elastičnem območju. V tem primeru je potrebno upoštevati nerazpokane prereze nosilnih elementov in nekonstrukcijske elemente. Na obravnavani stavbi so bile opravljene meritve ambientnih vibracij. Izmerjene vrednosti prvih treh nihajnih časov so znašale 0.56 s (torzijska nihajna oblika), 0.56 s (translacijska v smeri Y) and 0.40 s (pretežno translacijska v smeri X). Rezultati kažejo, da je togost konstrukcije pri majhnih vibracijah več kot 10 krat večja od togosti, ki jo upoštevamo v skladu z EC8. Rezultatom meritev smo se zelo dobro približali z matematičnim modelom, ki je vseboval nerazpokane prereze in nekonstrukcijske elemente (prevsem predelne in polnilne stene ter fasadne obloge), ki smo jih modelirali z nadomestnimi diagonalami. Več podatkov je dostopnih v Kreslin et al. (2006).

Preglednica 9.2: Nihajni časi in pripadajoče efektivne mase

Table 9.2: The elastic periods and the effective masses of the investigated building

Nihajna oblika konstrukcije	T (s)	$M_{\text{eff,UX}}$ (%)	$M_{\text{eff,UY}}$ (%)	$M_{\text{eff,RZ}}$ (%)	Prevladujoča smer
1	2.03	1	0	62	Pretežno torzijsko nihanje
2	1.82	0	62	0	Pretežno nihanje v Y-smeri
3	1.28	65	0	1	Pretežno nihanje v X-smeri
4	0.51	0	0	18	Pretežno torzijsko nihanje
5	0.43	0	19	0	Pretežno nihanje v Y-smeri
6	0.36	16	0	0	Pretežno nihanje v X-smeri
7	0.24	1	0	12	Pretežno torzijsko nihanje
8	0.20	0	13	0	Pretežno nihanje v Y-smeri
9	0.19	11	0	1	Pretežno nihanje v X-smeri
10	0.07	1	0	5	Pretežno torzijsko nihanje
11	0.06	0	6	0	Pretežno nihanje v Y-smeri
12	0.06	5	0	1	Pretežno nihanje v X-smeri

T ... nihajni čas, $M_{\text{eff,UX}}$, $M_{\text{eff,UY}}$... efektivna masa v smeri X oz. Y, $M_{\text{eff,RZ}}$... efektivna masa okoli osi Z

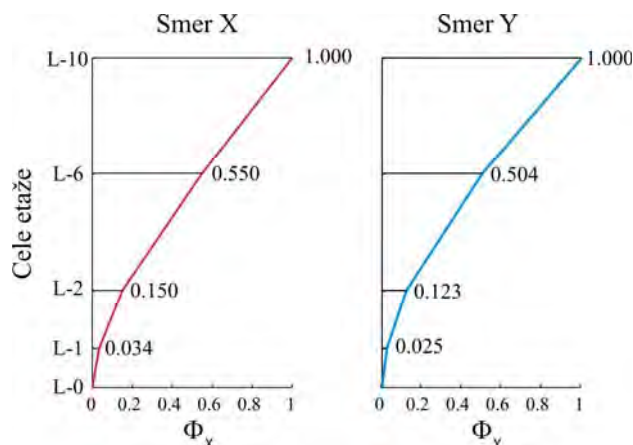
9.5.2 Določitev ciljnega pomika z osnovno verzijo N2 metode

Ciljni pomik za obe obravnavani smeri, vzdolžno X in prečno Y, smo določili z osnovno verzijo N2 metode, ki je vključena v EC8. Koraki N2 metode in uporabljene oznake v tem poglavju so opisani v dodatku B (EC8-1), metoda pa je podrobneje razložena v članku Fajfar (2002). Vrednosti ciljnih pomikov smo primerjali z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz.

NELINEARNA STATIČNA (»PUSHOVER«) ANALIZA

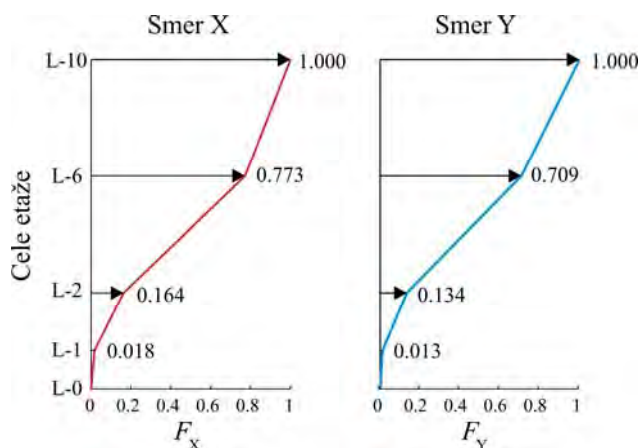
Nelinearno statično (pushover) analizo naredimo neodvisno v obeh obravnavanih smereh, vzdolžni X in prečni Y. Predpostavili smo porazdelitev sil po višini stavbe, ki je proporcionalna osnovni nihajni obliki konstrukcije v posamezni smeri. Vektor obtežbe $\mathbf{F}$ določimo po enačbi $\mathbf{F} = \mathbf{M} \cdot \Phi$, kjer je $\mathbf{M}$

diagonalna masna matrika, vektor Φ pa ustreza osnovni nihajni obliki konstrukcije v smeri X (Φ_X) oz. Y (Φ_Y). Pozorni moramo biti na to, da je prva nihajna oblika konstrukcije pretežno torzijska, druga pretežno translacijska v smeri Y, tretja pa translacijska v smeri X. Merodajna osnovna nihajna oblika za smer Y je druga, za smer X pa tretja nihajna oblika konstrukcije. Osnovni nihajni obliki za smer X in Y sta prikazani na sliki 9.8., porazdelitev sil pa na sliki 9.9. Horizontalne sile, ki delujejo v centru mas na nivoju celih etaž (L-1, L-2, L-6 in L-10,) upoštevamo s pozitivnim (+) in negativnim (-) predznakom. Koordinatni sistem je prikazan na sliki 9.4.



Slika 9.8: Osnovni nihajni obliki za smer X in Y. Oblike so normirane na vrednost 1.0 v zgornji etaži

Figure 9.8: The fundamental mode shapes in the X direction (the x-components of the third mode shape) and the Y direction (the y-components of the second mode shape)

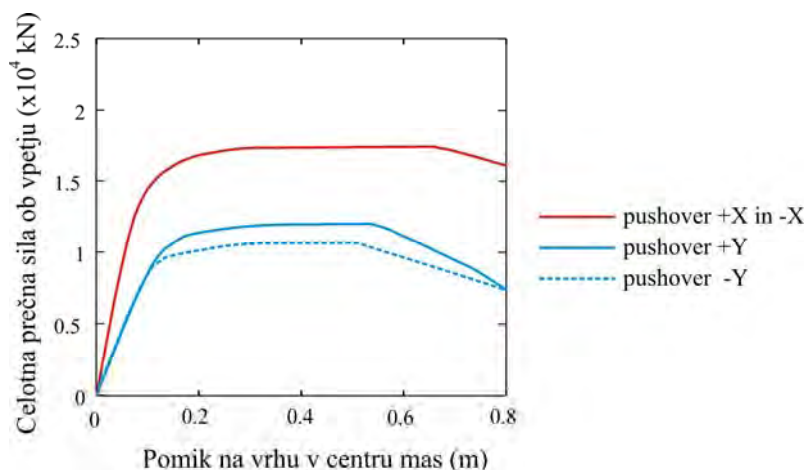


Slika 9.9: Porazdelitev vodoravne obtežbe, proporcionalna osnovni nihajni obliki, v smeri X in Y

Figure 9.9: The fundamental-mode height-wise distributions of lateral loads in the X and Y directions

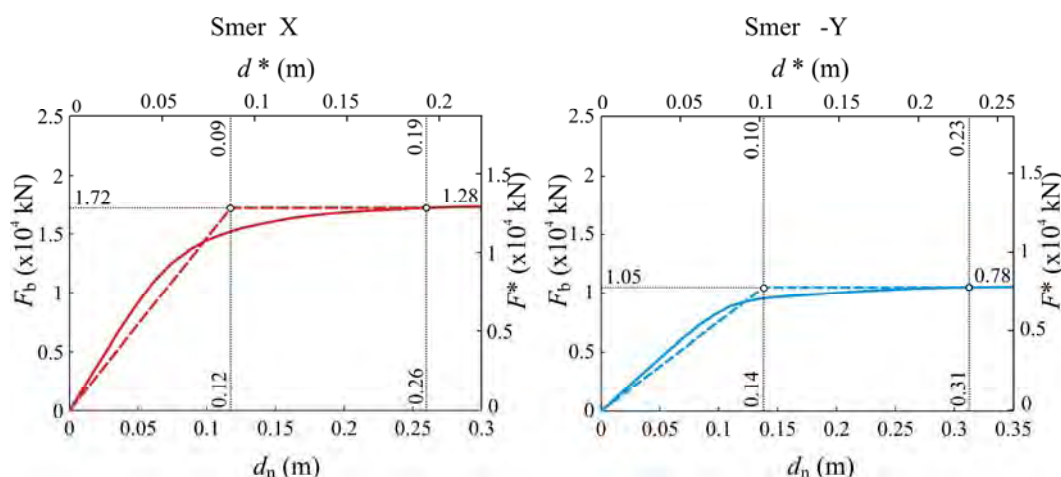
Rezultati nelinearne statične analize (odnos med celotno prečno silo ob vpetju in kontrolnim pomikom na vrhu v centru mas) so prikazani na sliki 9.10 za obe obravnavani smeri (X in Y), za pozitivno in negativno smer delovanja obtežbe. Zaradi enojne simetrije konstrukcije dobimo v smeri X enaki krivulji za pozitivno in negativno smer delovanja obtežbe, v smeri Y pa krivulja za negativno smer izkazuje manjšo nosilnost. Čeprav je bila stavba projektirana le na minimalno vodoravno obtežbo (2% teže), znaša nosilnost stavbe v vzdolžni X smeri 10.7% celotne teže, v prečni Y pa 6.5% in 7.4% za –

in + smer obremenjevanja. Za smer Y so končni rezultati določeni z ovojnico rezultatov iz pozitivne in negativne smeri obremenjevanja. V nadaljevanju, pri opisu računskega postopka bodo v večini primerov prikazani rezultati za – smer.



Slika 9.10: Pushover krivulje za obe obravnavani smeri

Figure 9.10: Pushover curves for both directions



Slika 9.11: Pushover krivulje in bilinearni idealizirani diagrami MDOF in SDOF sistema za modalno porazdelitev horizontalnih sil v pozitivni X smeri in negativni Y smeri. Na slikah so podane vrednosti za nosilnost in pomik na meji tečenja ter mejni pomik, ki v našem primeru sovpada s ciljnim pomikom

Figure 9.11: Pushover curves and bilinear idealizations in the X direction and in the negative Y direction for the MDOF and SDOF systems. The factor between the scales for the MDOF and SDOF system is equal to Γ . The yield strengths, yield displacements and target displacements of the SDOF and MDOF systems are marked

TRANSFORMACIJA NA SDOF SISTEM IN DOLOČITEV IDEALIZIRANEGA ELASTO – PLASTIČNEGA ODNOSA MED OBTEŽBO IN DEFORMACIJO

Sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF) transformiramo v ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF). Potrebno je določiti efektivno maso ekvivalentnega SDOF sistema, ki znaša $m^* = 7978$ ton za smer X in 7574 ton za smer Y. Faktor za transformacijo je enak v obeh smereh in ima vrednost $\Gamma = 1.35$. Na grafih v sklopu slike 9.11 ista krivulja prikazuje tako razmerje med celotno

prečno silo ob vpetju (F_b) in pomikom na vrhu v centru mas (d_n), ki velja za MDOF sistem, kot tudi razmerje med razmerje med silo (F^*) in pomikom (d^*), ki velja za ekvivalenten SDOF sistem, le merilo na oseh je različno. Faktor med obema meriloma je enak $\Gamma = 1.35$.

Pushover krivulje idealiziramo z bilinearnim diagramom ob upoštevanju enakosti plosčin pod dejansko in idealizirano krivuljo. Pri tem je najprej potrebno določiti mejni pomik (d_m^*) (glej sliko v EC8-1). Po EC8 je to bodisi pomik, pri katerem se tvori plastični mehanizem, ali pa pomik določen z iteracijo, pri čemer je druga možnost večinoma bolj korektna. V našem primeru smo izbrali iteracijski postopek. Za prvi približek smo vzeli pomik vrhnje etaže elastičnega sistema, dobljen z modalno analizo, deljen s faktorjem Γ . Idealizirani odnosi med obtežbo in deformacijo so prikazani na sliki 21. Nihajni časi idealiziranih sistemov so večji od ustreznih nihajnih časov elastičnega sistema in znašajo $T^* = 1.47$ s za smer X, 1.97 s za pozitivno smer Y in 1.99 s za negativno smer Y.

KRIVULJA KAPACITETE

Zaradi primerjave s spektri pospeška v AD formatu moramo določiti krivuljo kapacitete v obliki pomik – pospešek za sistem z eno prostostno stopnjo. To naredimo tako, da idealizirano silo na meji tečenja SDOF sistema (F_y^*) delimo z ekvivalentno maso (m^*). Pospešek na meji tečenja znaša $S_{ay} = 0.16g$ za smer X, 0.12g za pozitivno smer Y in 0.10g za negativno smer (slika 9.12).

POTRESNE OBREMENITVE SDOF MODELA

Zahteve potresa so definirane s povprečnim spektrom izbranih nomiranih akceleroگرامov (poglavje 9.4). Privzeli smo, da je karakteristični nihajni čas tal T_C enak karakterističnemu nihajnemu času idealiziranega elastičnega spektra EC8 za tla C in znaša 0.6 s. Ta nihajni čas je pomemben parameter v N2 metodi, saj omejuje področje enakosti pomikov.

Primerjava zahtev potresa in kapacitete konstrukcije je prikazana na sliki 9.12. Če bi se konstrukcija obnašala elastično, bi točka na presečišču elastičnega spektra in radialne linije, ki predstavlja nihajni čas, predstavljala potresne zahteve. Pospešek, ki bi ga morala prenesti SDOF konstrukcija, če bi hotela ostati v elastičnem območju, znaša $S_{ae} = 0.36g$ za smer X in 0.24g za pozitivno in negativno smer Y. Pomik, ki bi ga morala prenesti neomejeno elastična SDOF konstrukcija pa $d_{et}^* = 19.3$ m v smeri X in 23.3 m v pozitivni smeri Y. Pomik v negativni Y smeri je praktično enak, in znaša 23.1 m.

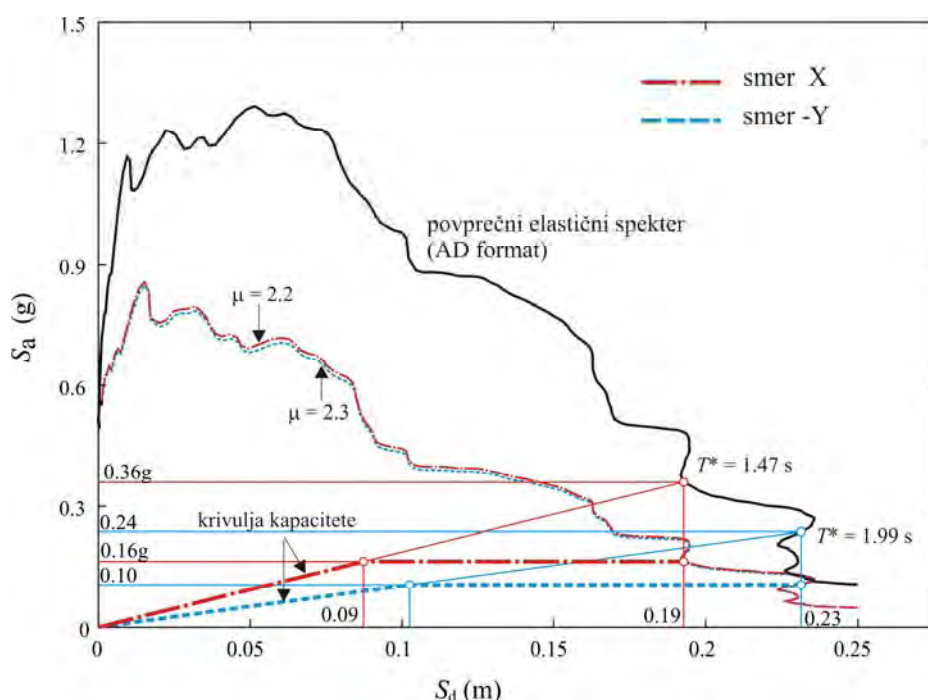
Za konstrukcijo z omejeno nosilnostjo, ki se med potresom deformira v neelastično področje, zahteve potresa določa presečišče med krivuljo kapacitete in neelastičnim spektrom. Ker je nihajni čas ekvivalentnega sistema v obeh obravnavanih smereh večji od privzetega karakterističnega časa tal ($T_C = 0.6$ s), velja pravilo o enakosti pomikov. V tem primeru je pomik neelastičnega SDOF sistema enak pomiku elastičnega sistema $d_t^* = d_{et}^*$, faktor duktilnosti pa je enak redukcijskemu faktorju $\mu = q_u$ in se giblje med $\mu = 2.04 - 2.26$ (preglednica 9.3). Grafični prikaz služi le za boljše razumevanje, saj je zahteve mogoče izračunati, ne da bi konstruirali neelastične spektre. Rezultati potresnih obremenitev so zbrani v preglednici 9.3.

Preglednica 9.3: Povzetek rezultatov osnovne N2 metode

Table 9.3: Summary of the SDOF results obtained by the N2 method

Smer	$F_y/(m \cdot g)$	m^* (t)	Γ	F_y^* (kN)	d_y^* (cm)	T^* (s)	S_{ay} (g)	S_{ae} (g)	$q_u = \mu$	d_{et}^* (cm)	d_t^* (cm)
X	0.107	7980	1.35	12800	8.7	1.47	0.16	0.36	2.21	19.3	19.3
+Y	0.073	7570	1.35	8800	11.4	1.97	0.12	0.24	2.04	23.3	23.3
-Y	0.065	7570	1.35	7770	10.2	1.99	0.10	0.24	2.26	23.1	23.1

$F_y/(m \cdot g)$ (%) ... nosilnost stavbe v horizontalni smeri, m^* (t) ... masa ekvivalentnega SDOF sistema, Γ ... transformacijski faktor, F_y^* ... nosilnost idealiziranega SDOF sistema, d_y^* ... pomik na meji tečenja idealiziranega SDOF sistema, T^* ... nihajni čas idealiziranega SDOF sistema, S_{ay} (g) ... pospešek SDOF konstrukcije z omejeno nosilnostjo, S_{ae} (g) ... pospešek SDOF konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem, q_u ... redukcijski faktor S_{ae} / S_{ay} , μ ... duktilnost konstrukcije, d_{et}^* ... ciljni pomik SDOF sistema z neomejenim elastičnim obnašanjem, d_t^* ... neelastični ciljni pomik SDOF sistema



Slika 9.12: Elastični in neelastični spektri ter krivulje kapacitete za smer X in negativno smer Y

Figure 9.12: Elastic and inelastic demand spectra and capacity diagrams in the X direction and in the negative Y direction

GLOBALNE POTRESNE OBREMENTITVE

V zadnjem koraku izračunamo ciljni pomik MDOF sistema (d_t) tako, da pomik SDOF sistema pomnožimo s faktorjem transformacije $d_t = \Gamma \cdot d_t^*$. Ciljna pomika znašata $d_t = 0.260$ m za smer X in $d_t = 0.313$ m za negativno smer Y. Ciljni pomik v pozitivni smeri Y je praktično enak ($d_t = 0.314$ m). Povzetek rezultatov osnovne N2 metode je zbran v preglednici 9.3. V preglednici 9.4 pa je prikazana primerjava ciljnih pomikov izračunanih z N2 metodo z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz. Pomiki N2 se nahajajo med povprečjem in povprečjem + σ rezultatov nelinearnih dinamičnih analiz.

Preglednica 9.4: Pomiki v centru mas na vrhu stavbe za smer X in Y, izračunani z različnimi metodami analize

Table 9.4: The target displacements (d_t) obtained with the N2 method, and comparison with the results of non-linear response-history analyses

Metoda analize		Smer X d_t (cm)	Smer Y d_t (cm)
N2		26.0	31.4
Nelinearna dinamična analiza	povprečje	23.4	26.1
	povprečje + σ	28.7	34.5
	ovojnica	35.2	48.9

9.5.3 Vplivi višjih nihajnih oblik

Pri nesimetričnih stavbah v tlorisu in pri visokih stavbah je potrebno v analizah upoštevati vplive višjih nihajnih oblik v tlorisu in po višini stavbe. Takšna je tudi obravnavana konstrukcija. Kot približek, ki je večinoma na varni strani, je mogoče predpostaviti, da so vplivi višjih nihajnih oblik v neelastičnem območju enaki kot v elastičnem območju. Ugotovitve veljajo tako za VNO v tlorisu (Fajfar et al., 2005), kot tudi za VNO po višini stavbe (poglavje 6).

V skladu z razširjeno metodo N2 vplive višjih nihajnih oblik določimo iz rezultatov standardne elastične modalne analize 3D modela. Upoštevajo se samo neugodni vplivi, ugodni vplivi pa se zanemarijo. V obravnavanem primeru smo pri modalni analizi upoštevali CQC kombinacijo 12 nihajnih oblik in SRSS kombinacijo zaradi smeri vzbujaanja. V obeh smereh smo uporabili isti spekter kot pri določitvi ciljnih pomikov v razdelku 9.4.2. Spekter je prikazan na sliki 9.7.

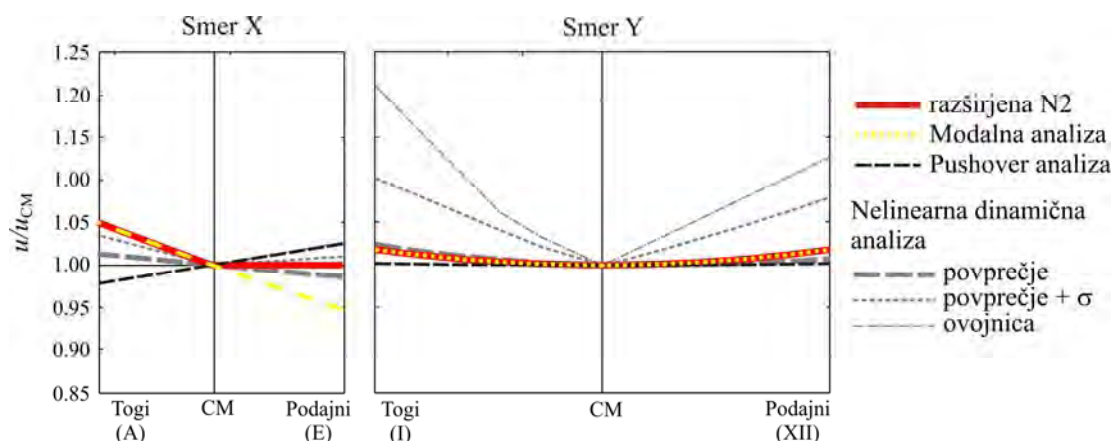
Vplive VNO v tlorisu in po višini smo obravnavali ločeno. Torzijske vplive smo določili na podlagi pomikov na vrhu stavbe, na katere je vpliv VNO po višini praktično zanemarljiv. Nasprotno pa so od torzijskih vplivov najbolj izolirane potresne količine v okolici centra mas, zato so vplivi VNO po višini določeni na podlagi zamikov po višini v osi okvirja ali stene, ki je najbližje centru mas.

VPLIVI VNO V TLORISU (TORZIJSKI VPLIVI)

Torzijski vplivi so v obliki normiranih pomikov na vrhu stavbe u/u_{CM} (pomik na vrhu na določeni lokaciji deljen s pomikom na vrhu v centru mas) prikazani na sliki 9.13. Rezultati razširjene N2 metode so primerjani z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz in rezultati pushover analiz izvedenih do ciljnega pomika v obeh obravnavanih smereh (kombinacija zaradi smeri vzbujaanja ni upoštevana). Normirani pomiki razširjene N2 metode sovpadajo z rezultati standardne modalne analize, če so normirani pomiki u/u_{CM} iz modalne analize večji od 1.0, sicer pa zavzamejo vrednost $u/u_{CM} = 1.0$ (glej sliko 9.13).

Kljub temu, da je konstrukcija torzijsko podajna (razdelek 9.4.1), slika 9.13 kaže, da je vpliv torzije v obeh smereh relativno majhen. Maksimalna amplifikacija, izračunana z razširjeno metodo N2 (t.j. z elastično modalno analizo), znaša 2% za oba robova v smeri Y in 5% za togi rob v smeri X. Povečanje

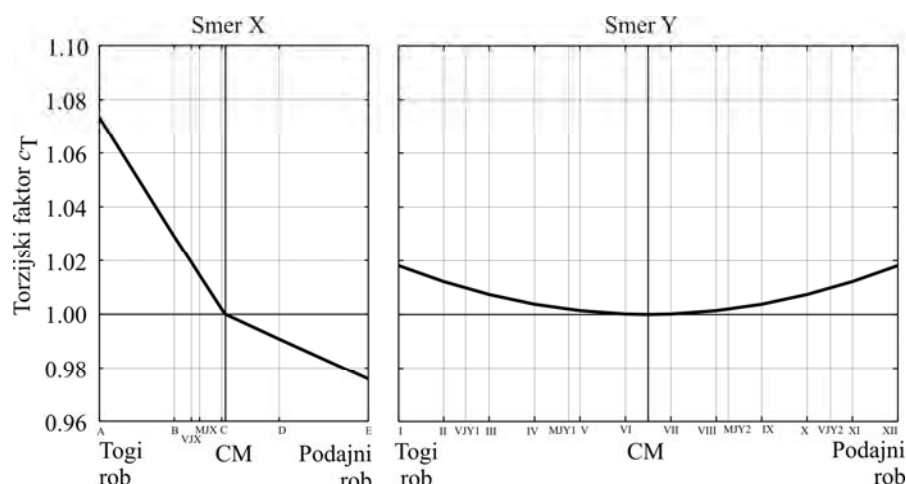
pomikov zaradi vplivov torzije na togem robu je značilno za torzijsko podajne konstrukcije. Če primerjamo rezultate razširjene metode N2 z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz v smeri Y, opazimo dobro ujemanje rezultatov, še posebej na togem robu, kjer normirani pomiki iz razširjene N2 metode praktično sovpadajo s povprečnimi rezultati nelinearnih dinamičnih analiz. V smeri X se rezultati razširjene N2 na podajnem robu nahajajo v območju med povprečjem in povprečjem + σ , najslabše ujemanje pa se kaže na togem robu v smeri X. Normirani pomiki iz razširjene N2 metode so nekoliko nad ovojnico rezultatov iz nelinearnih dinamičnih analiz. (Podajni in togi rob sta označena na sliki 9.4). Napoved torzijskih vplivov glede na rezultate nelinearnih dinamičnih analiz je najslabša na podlagi rezultatov iz pushover analize. Potrebno je omeniti, da pri rezultatih pushover analize ni upoštevana SRSS kombinacija zaradi smeri vzbujanja. V tem primeru bi sicer nekoliko povečali torzijske vplive, vendar je bilo že v predhodnih raziskavah (Fajfar et. al., 2008) ugotovljeno, da z običajno 3D pushover analizo (SRSS kombinacija rezultatov zaradi vzbujanja v smeri X in Y) pogosto ne moremo z zadostno natančnostjo napovedati torzijskih vplivov.



Slika 9.13: Torzijski vplivi v obliki normiranih pomikov na vrhu stavbe u/u_{CM} , določeni z različnimi analizami

Figure 9.13: Torsional effects in terms of the normalized top displacements obtained by different analyses

V skladu z razširjeno metodo N2 (z upoštevanjem torzijskih vplivov) je potrebno relevantne potresne količine, ki izhajajo iz pushover analize (izvedene do ciljnega pomika d_i), pomnožiti s torzijskim faktorjem (c_T). Torzijski faktor je odvisen od lokacije makroelementa v tlorisu, po višini pa se ne spreminja. Definiran je kot razmerje med normirani pomiki razširjene metode N2 in normiranimi pomiki iz pushover analize. Vrednosti c_T so praktično neodvisne od smeri obremenjevanja v pozitivni ali negativni smeri. Torzijski faktorji za vse makroelemente so prikazani na sliki 9.14. Največja vrednost v smeri X znaša $c_T = 1.07$ za okvir A, v smeri Y pa $c_T = 1.02$ za okvir I oz. XII. Na podajnem robu v smeri X je korekcijski faktor manjši od 1.0 ($c_T = 1.0/1.02 = 0.98$). To izhaja iz situacije, da so normirani pomiki iz modalne analize manjši od 1.0 (v skladu z N2 upoštevamo vrednost 1.0), normirani pomiki iz pushover analize pa večji od 1.0. Alternativna možnost bi bila, da bi v X smeri naredili ravninsko pushover analizo do izračunanega ciljnega pomika (t.j. izključitev torzijskih vplivov). V tem primeru bi bili normirani pomiki iz pushover analize v smeri X enaki 1.0, korekcijske faktorje pa bi določili iz teh rezultatov.



Slika 9.14: Torzijski faktorji c_T za korekcijo relevantnih potresnih količin v smeri X in Y

Figure 9.14: Torsional correction factors for different location of the elements for directions X and Y

Slučajna ekscentričnost v računu ni bila upoštevana. Predhodne raziskave so pokazale (rezultati niso predstavljeni v disertaciji), da slučajna ekscentričnost v primeru obravnavane stavbe močno poveča torzijske vplive (Kreslin et al., 2008).

VPLIVI VNO PO VIŠINI

Vplive VNO po višini stavbe smo določili v skladu s postopkom razširjene N2 metode (poglavje 3.3). Rezultate standardne modalne analize smo normirali tako, da je pomik na vrhu v CM iz modalne analize enak ciljnemu pomiku d_t , izračunanemu z osnovno verzijo N2 metode. Faktor za normiranje je v obeh smereh enak 1.0, saj sta ciljna pomika d_t v obeh smereh enaka pomikom v CM iz modalne analize. Normirani (dejanski) pomiki in zamiki iz modalne analize za makroelement, najbližji centru mas v posamezni smeri (okvir C v smeri X in okvir VII v smeri Y) so prikazani na sliki 9.16.

Podobno kot pri torzijskih vplivih je v skladu z razširjeno N2 metodo potrebno relevantne potresne količine, ki izhajajo iz pushover analize, pomnožiti s korekcijskimi faktorji za VNO po višini (c_{HM}). Faktorji c_{HM} so različni za pomike in zamike in se spreminjajo po višini konstrukcije. Potrebno jih je določiti za vsako smer posebej. Faktor c_{HM} je definiran kot razmerje med normirani količinami (pomiki oz. zamiki) iz modalne analize in količinami iz pushover analize (ovojnica rezultatov v + in – smeri obremenjevanja). Če je razmerje večje od 1.0, je korekcijski faktor enak temu količniku, sicer zavzame vrednost 1.0. Rezultati razširjene N2 metode predstavljajo ovojnico normiranih rezultatov iz modalne analize in rezultatov pushover analize (slika 9.16), ampak samo za okvire ali stene v okolici centra mas, kjer je torzijski vpliv zanemarljiv. Pri ostalih je potrebno upoštevati še torzijske vplive. Korekcijski faktorji c_{HM} za okvir C v smeri X in za okvir VII v smeri Y so prikazani na sliki 9.15. V smeri Y sta največja faktorja c_{HM} za pomike ($c_{HM} = 1.25$, etaža G) in zamike ($c_{HM} = 1.27$, etaža G) praktično enaka, čeprav je v povprečju vpliv VNO na pomike manjši kot na zamike (glej sliko 9.15). V smeri X so vplivi precej manjši, največja vrednost za zamike je dosežena v vrhnji etaži ($c_{HM} = 1.10$), za pomike pa so faktorji po celotni višini enaki 1.0. Predpostavili smo, da se faktorji po tlorisu ne

spreminjajo. Za vse okvirje in stene v eni smeri uporabimo iste faktorje c_{HM} (npr.: faktorji c_{HM} za okvir A v smeri X so enaki kot za okvir C in faktorji c_{HM} za okvir I v smeri Y so enaki kot za okvir VII).

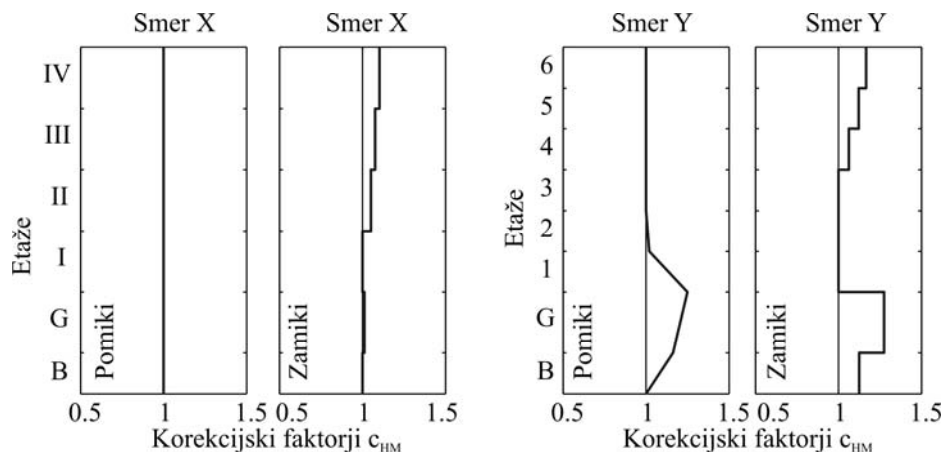
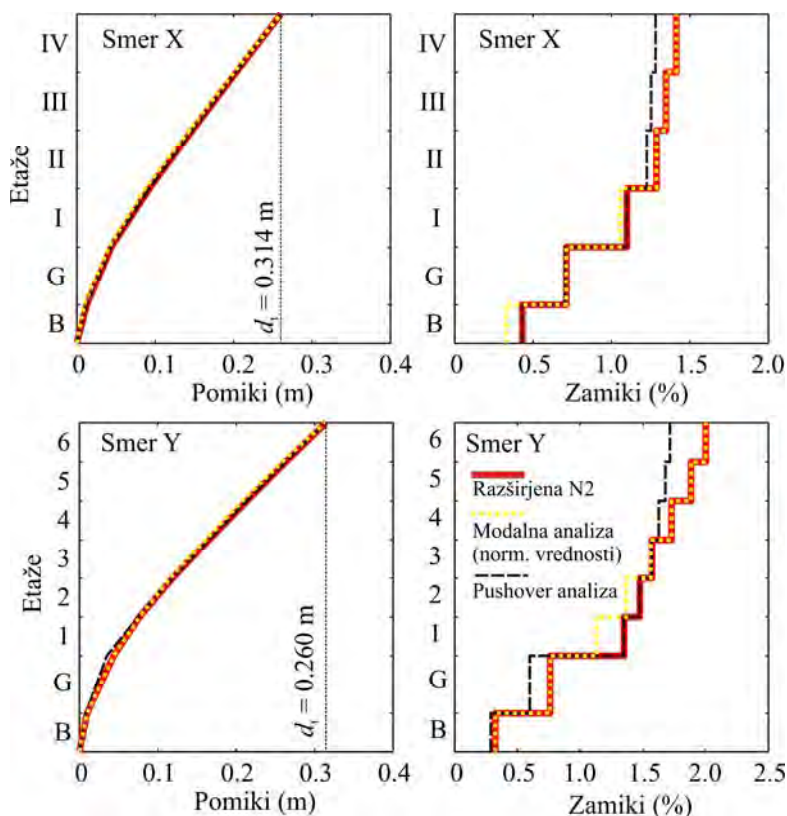


Figure 9.15: Korekcijski faktorji c_{HM} za pomike in zamike v obeh obravnavnih smereh

Slika 9.15: Corr. factor c_{HM} for displacements and storey drifts for directions X and Y

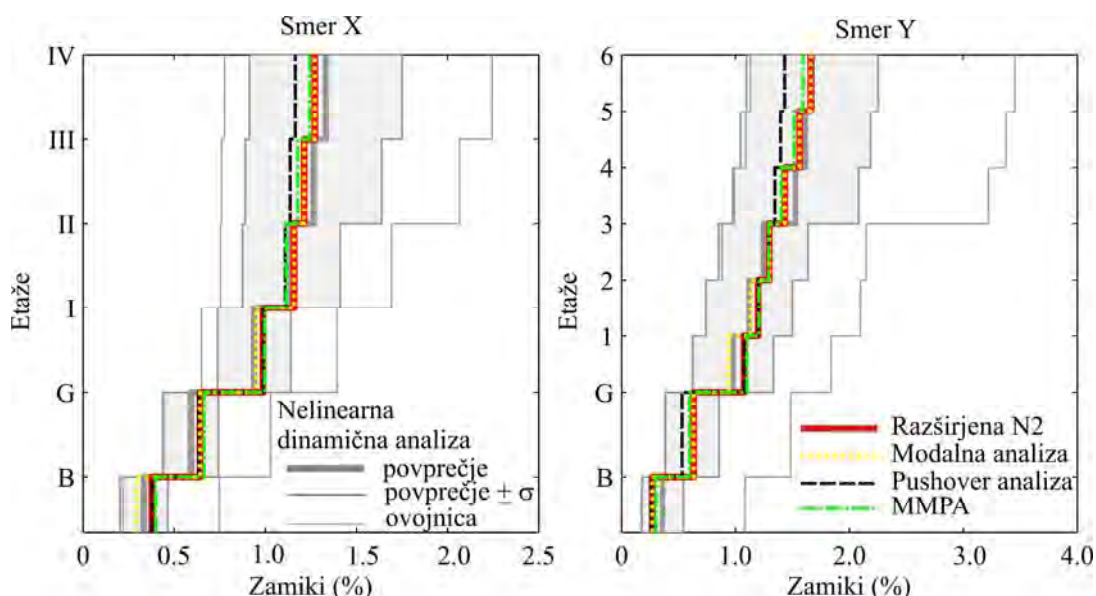


Slika 9.16: Določitev vplivov VNO po višini za pomike in zamike v obeh obravnavanih smereh

Figure 9.16: Determination the higher modes effects on displacements and storey drifts in both directions

Ciljni pomik d_t je v obeh smereh večji od povprečnega pomika iz nelinearnih dinamičnih analiz na vrhu stavbe, zato neposredna primerjava vplivov VNO, izračunanih z razširjeno N2 metodo z rezultati

nelinearnih dinamičnih analiz ni mogoča. Da bi omogočili preglednejšo primerjavo vplivov VNO, izračunanih z različnimi postopki, smo za ilustracijo pushover analizo v smeri X izvedli do ciljnega pomika 23.4 cm, v smeri Y pa do 26.1 cm. Ti vrednosti ustrezata povprečnima pomikoma na vrhu v centru mas iz 20 nelinearnih dinamičnih analiz. Na sliki 9.17 so za opisan primer zamiki razširjene N2 metode primerjani s »točnimi« rezultati, z rezultati metode MMPA (Chopra et al., 2004) in rezultati brez upoštevanja VNO. Ocenjeni zamiki z razširjeno metodo N2 se zelo dobro ujemajo s »točnimi« rezultati in se ne razlikuje bistveno od rezultatov MMPA. V obeh smereh se po celotni višini nahajajo med povprečjem in povprečjem + σ . Brez upoštevanja VNO (rezultati pushover) bi bili predvsem v višjih etažah zamiki nekoliko podcenjeni.



Slika 9.17: Primerjava vplivov VNO po višini, izračunanih z razširjeno N2 metodo z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz

Figure 9.17: Comparison of the higher modes effects, determined according to extended N2 method with non-linear time history results

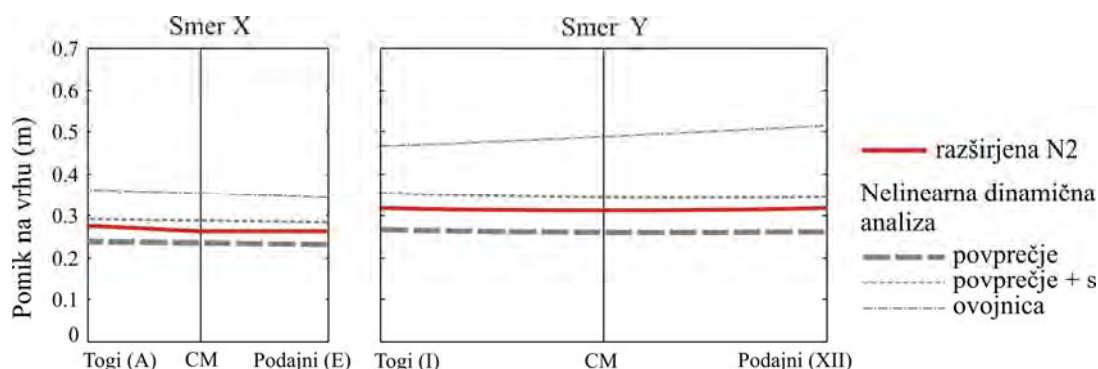
9.5.4 Določitev lokalnih potresnih obremenitev

Vse relevantne potresne količine, ki pripadajo ciljnim pomikom v obeh obravnavanih smereh, izračunanih s pushover analizo 3D modela, je potrebno korigirati s korekcijskimi faktorji (c_T in c_{HM}). Na slikah 9.18, 9.19 in 9.20 so primerjani rezultati razširjene metode N2 s »točnimi« rezultati, ki pripadajo nelinearnim dinamičnim analizam. Potresne količine, izračunane z razširjeno N2 metodo, predstavljajo ovojnico rezultatov v pozitivni in negativni smeri obremenjevanja X oz. Y.

Absolutni pomiki na vrhu stavbe so prikazani na sliki 9.18. Primerjava rezultatov kaže, da se absolutni pomiki, izračunani z razširjeno metodo N2, nahajajo v območju nelinearnih dinamičnih rezultatov, ki je omejeno s povprečjem in povprečjem + σ . Opisano stanje lahko zasledimo v obeh obravnavanih smereh. Opazimo tudi, da so zaradi majhnega vpliva torzije pomiki praktično enaki po celotnem

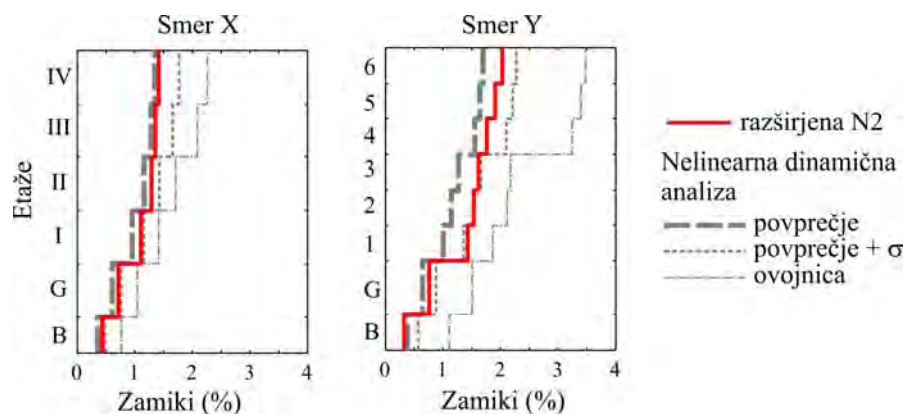
tlorisu (od podajnega do togega roba stavbe). Vpliv VNO po višini na absolutne pomike na vrhu stavbe smo zanemarili ($c_{HM} = 1$).

Na sliki 9.19 so zamiki etaž (pomik etaže/etažna višina), izračunani z razširjeno metodo N2, primerjani z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz. Zaradi majhnega vpliva torzije (glej razdelek 9.4.3, torzijski vplivi) in predpostavke, da se korekcijski faktorji c_{HM} po tlorsu ne spreminjajo (razdelek 9.4.3, vplivi VNO po višini), so rezultati prikazani samo za okvir C v smeri X in okvir XII v smeri Y, ki se nahajata v bližini centra mas (tlorsni pogled). Zamiki na podajnem in togem robu so praktično enaki.



Slika 9.18: Absolutni pomiki na vrhu stavbe (pogle v tlorsu) izračunani z razširjeno N2 metodo in z nelinearno dinamično analizo

Figure 9.18: Displacements (in the horizontal plane) at the roof obtained by the extended N2 method and by non-linear dynamic analyses



Slika 9.19: Zamiki etaž (etažni pomik/etažna višina) v osi C za smer X in v osi XII za smer Y, izračunani z razširjeno N2 metodo in z nelinearno dinamično analizo

Figure 9.19: Storey drifts at axis C for the X direction and at axis VII for the Y direction, obtained by the extended N2 method and non-linear dynamic analyses

Zamiki etaž izračunani z razširjeno N2 metodo so v večini primerov večji od povprečja nelinearnih dinamičnih analiz. Naraščajo po višini stavbe, kar pomeni, da globalni odziv stavbe narekujejo stene (jedra). Pri stenah je bolj kot absolutna vrednost zamikov pomembna razlika med zamiki v sosednjih etažah. Največja razlika med zamiki, izračunanimi z razširjeno N2 metodo, se pojavi na prehodu iz

pritličja v višja nadstropja, kjer se zamiki v 1. mali oz. I. veliki etaži povečajo za faktor 2 ali več glede na zamike v pritličju. To je tudi kritičen del stavbe, ki smo ga pravilno odkrili s pushover analizo. Za slednjo je značilno, da deformacije v kritičnem delu, po tem, ko je dosežena plastifikacija v tem delu, neproporcionalno naraščajo z večanjem pomika na vrhu stavbe. Posledično s pushover analizo ne moremo odkriti drugih potencialnih kritičnih mest. Razlika med zamiki v kritičnem delu, izračunanimi z nelinearno dinamično analizo, ni tako izrazita. Opazimo pa povečanje etažnih pomikov v višjih etažah (na prehodu med 3 in 4 malo etažo oz. II in III. veliko etažo), predvsem pri določenih akcelorogramih, kar je razvidno iz ovojnice rezultatov nelinearnih dinamičnih analiz. Rahel skok med zamiki v višjih nadstropjih je opazen tudi pri rezultatih razširjene N2 metode, ki smo ga dosegli s korekcijo zaradi vplivov VNO. Brez upoštevanja VNO bi bili sosednji zamiki na tem mestu praktično enaki. Nekaj podatkov o potresnih zantevam izraženih s plastičnimi rotacijami v elementih je prikazano v razdelku 9.7.

9.6 Kapaciteta elementov in konstrukcije

V standardih in priporočilih so definirana različna mejna stanja oziroma stopnje poškodovanosti. V obravnavanem primeru se bomo omejili na mejno stanje blizu porušitve (NC, ang. near collapse limit state), izračunano v skladu s standardom EC8-3, kjer so kapacitete definirane na nivoju elementov. Tako standard EC8 kot tudi drugi standardi ne navajajo kriterija za mejna stanja na nivoju celotne konstrukcije. V študiji smo predpostavili, da je mejno stanje NC konstrukcije sovпада z mejnim stanjem NC kritičnega elementa, v našem primeru jedra.

Upogibno kapaciteto elementov, izraženo z mejno plastično rotacijo (θ_{um}^{pl}), smo izračunali po enačbi A.3 v EC8-3. Upoštevali smo varnostni faktor za sekundarne elemente, ki se nanaša na srednje vrednosti. V primerih stavb brez potresnih detajlov, med katere spada tudi obravnavana stavba, je potrebno (v skladu z EC8-3) vrednost, izračunano po enačbi A.3, pomnožiti s faktorjem 0.825. Mejno plastično rotacijo za stene (jedra) pa je potrebno še dodatno pomnožiti s faktorjem 0.6.

Preglednica 9.5: Plastični del mejnih rotacij v % (zgornja vrednost) za mali in veliki jedri, izračunan v skladu z EC8-3. Lokacije in nivoji jeder so prikazani na slikah 9.3 in 9.4

Table 9.5: Local capacity (upper bound) in terms of the plastic part of the ultimate chord rotation (in %) of the walls according to EC8-3. The locations of the walls and levels are marked in Figs. 9.3 and 9.4, respectively

	Nivo etaž L-0	Nivo etaž L-2
Malo jedro (smer X)	1.6	1.3
Veliko jedro (smer X)	1.5	1.2
Malo jedro (smer Y)	1.5	1.6
Veliko jedro (smer Y)	1.6	1.4

Mejne plastične rotacije kritičnih elementov (θ_{um}^{pl}), t.j. jeder ob vpetju in na nivoju L-2, se gibljejo med 1.2% in 1.6% (preglednica 9.5). Vrednosti θ_{um}^{pl} za grede pa se nahajajo na intervalu med 3.7% in 6.2%, za stebre pa med 1.8% in 6.7%. Te vrednosti so privzete kot zgornja vrednost upogibne kapacitete. Pri

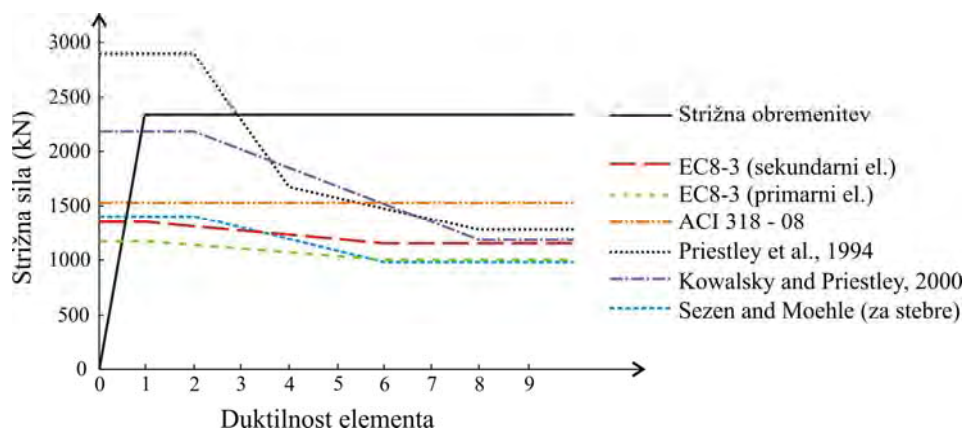
spodnji vrednosti upogibne kapacitete smo namesto faktorja 0.825 upoštevali vrednost 0.375, ki je predlagana v EC8-3 za elemente z gladko armaturo.

Strižno kapaciteto elementov smo prav tako določili v skladu z EC8-3. Uporabili smo enačbo A.12. Podobno kot pri upogibni kapaciteti, smo tudi v tem primeru uporabili varnostni faktor za sekundarne elemente. Ocenjene vrednosti strižne nosilnosti za kritične elemente (malo in veliko jedro ob vpetju v obeh obravnavanih smereh) so zbrane v preglednici 9.6. Za malo jedro ob vpetju v smeri Y je na sliki 9.21 prikazana strižna nosilnost v odvisnosti od duktilnosti elementa. Za primerjavo so na isti sliki prikazane še strižne nosilnosti (strižne sile), izračunane z različnimi postopki, ki so opisani v razdelku 9.1.2. Rezultati kažejo, da se strižne kapacitete precej razlikujejo med seboj, še posebej pri majhnih duktilnostih. V tem območju so rezultati, izračunani v skladu z EC8-3, primerljivi z rezultati ACI 318-08 (2007) in z modelom za strižno nosilnost stebrov, ki je predlagan v članku Sezen in Moehle (2005). Velike razlike med rezultati kažejo precejšnjo negotovost pri določanju strižne nosilnosti.

Preglednica 9.6: Strižna nosilnost kritičnih elementov (malega in velikega jedra ob vpetju), izračunana v skladu z EC8-3 za sekundarne elemente

Table 9.6: Shear strengths of the critical elements (small and large cores at the base) obtained according to EC8-3 (secondary elements)

Duktilnost pomikov	Malo jedro (smer X) (kN)	Veliko jedro (smer X) (kN)	Malo jedro (smer Y) (kN)	Veliko jedro (smer Y) (kN)
1	1640	2050	1350	1190
4	1500	1890	1230	1100
6 in več	1410	1780	1150	1040



Slika 9.20: Primerjava strižnih obremenitev in nosilnosti, izračunanih z različnimi postopki, za malo jedro ob vpetju v smeri Y

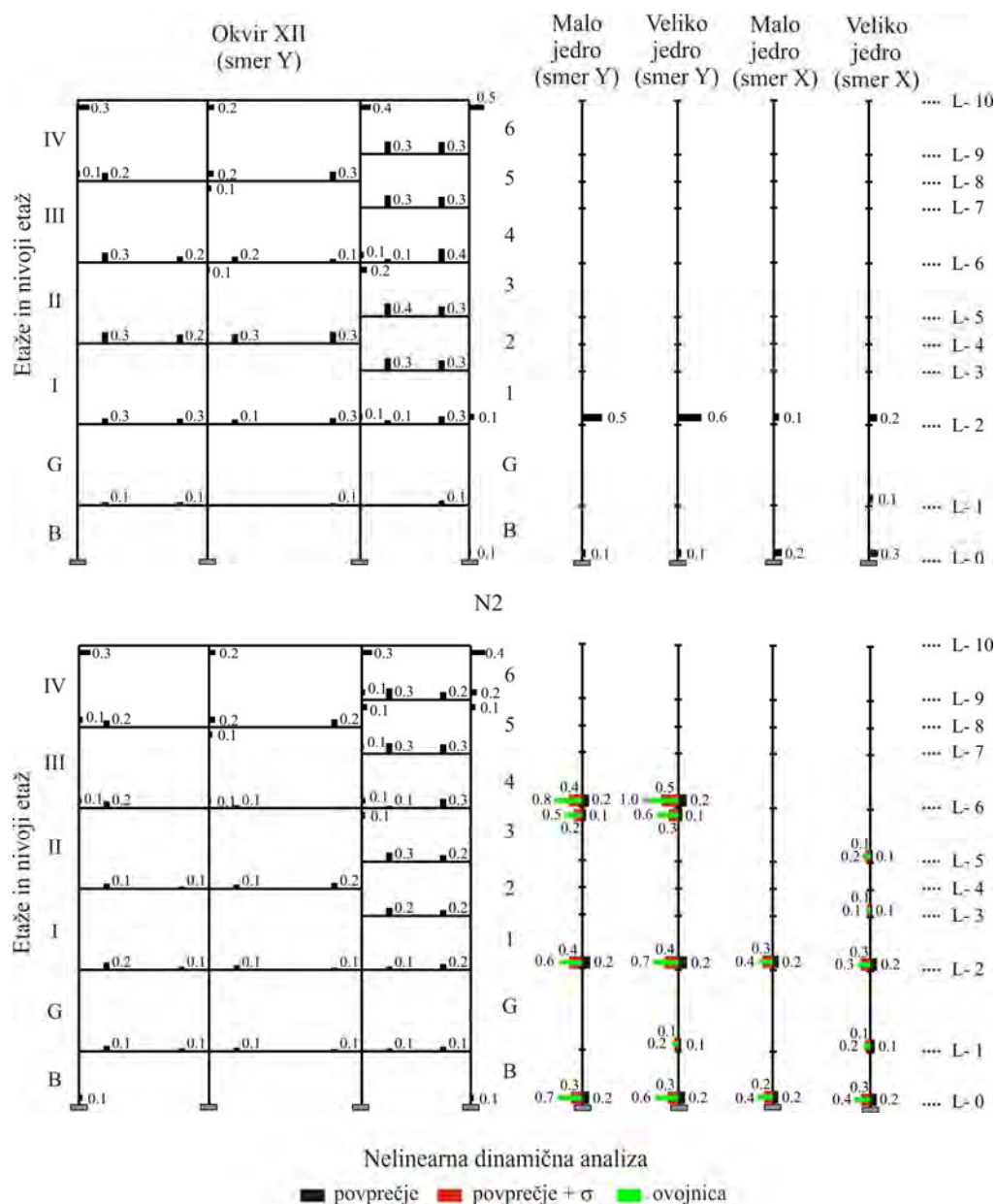
Figure 9.20: Comparison of shear demand and shear strength (obtained by different approaches) for the small core at the base in the Y direction

9.7 Primerjava zahtev potresa in kapacitete konstrukcije

Slika 9.21 prikazuje lokacije plastičnih členkov in razmerje med upogibnimi potresnimi zahtevami in kapaciteto na nivoju elementov za okvir XII (podajni rob) v smeri Y in za jedra v obeh smereh. Upogibne zahteve so izražene s plastičnimi rotacijami, ki so izračunane z razširjeno N2 metodo in z nelinearnimi dinamičnimi analizami. Upogibna kapaciteta elementov je izračunana v skladu z EC8-3 (zgornja vrednost). N2 metoda je sposobna odkriti lokacije plastičnih členkov po celotni konstrukciji z izjemo plastičnih rotacij v jedrih v višjih nadstropjih (etaža 4 v smeri Y). Rezultati kažejo, da so najbolj kritični deli v konstrukciji jedra v smeri Y na prehodu iz pritličja v višje etaže (nivo L2, glej sliko 9.3), kjer pride do spremembe togosti konstrukcijskega sistema (poveča se tlorisna dimenzija konstrukcije). To je vidno tudi iz zamikov po etažah, prikazanih na sliki 9.19. Razmerje med potresnimi zahtevami in upogibno kapaciteto elementov na sliki 9.21 kaže, da je upogibna kapaciteta v vseh elementih večja od projektnih zahtev potresa. Največje razmerje se kaže pri jedrih v Y smeri in znaša $0.009/0.015 = 0.6$ za veliko jedro in 0.5 za malo jedro. Vrednosti sta precej večji od povprečnih vrednosti iz nelinearnih dinamičnih analiz (0.2 pri velikem in malem jedru), vendar se še vedno nahajata znotraj ovojnice rezultatov.

V nadaljnjem tekstu se bomo osredotočili na jedra, ki predstavljajo najbolj kritične elemente konstrukcije. Pokazali bomo, da njihova strižna kapaciteta ni zadostna za prevzem strižnih obremenitev. Primerjava zahtev potresa in kapacitete elementov, izraženih s strižnimi silami, kaže, da je v jedrih strig veliko bolj kritičen od upogiba. Na sliki 9.21 je strižna obremenitev malega jedra ob vpetju v smeri Y primerjana s strižno nosilnostjo, izračunano z različnimi postopki. Vidimo, da krivulja, ki prikazuje strižno obremenitev, seka vse ocenjene strižne nosilnosti, v večini primerov že v elastičnem območju (pred začetkom tečenja armature). Edino v primeru računa strižne nosilnosti po postopku Priestley et al. (2004) je pričakovana upogibno strižna porušitev.

Globalno oceno obnašanja konstrukcije lahko prikažemo s pushover krivuljo z označenimi pomiki na vrhu stavbe, ki predstavljajo zahteve potresa in kapaciteto konstrukcije. Zavedati se moramo, da je bila pushover krivulja izračunana ob predpostavki, da je strižna nosilnost jeder, ki predstavljajo glavne nosilne konstrukcijske elemente pri vodoravni obtežbi, dovolj velika in da ne pride do strižnih porušitev. Da bi lahko analizirali različne vrednosti strižnih in upogibnih kapacitet, smo pri ovojnicah plastičnih členkov upoštevali povečano vrednost plastične rotacije, pri kateri začne padati upogibna nosilnost. Zaradi tega nosilnost pushover krivulje na sliki 9.22 ne začne padati po doseženi kapaciteti NC, ampak sega globoko v nelinearno območje. Seveda so rezultati veljavni le do mejnega stanja NC za strig oz. upogib. Potem sledi padec nosilnosti elementov ali celo njihova porušitev, kar pomeni da bi se moral spremeniti celotni matematični model.

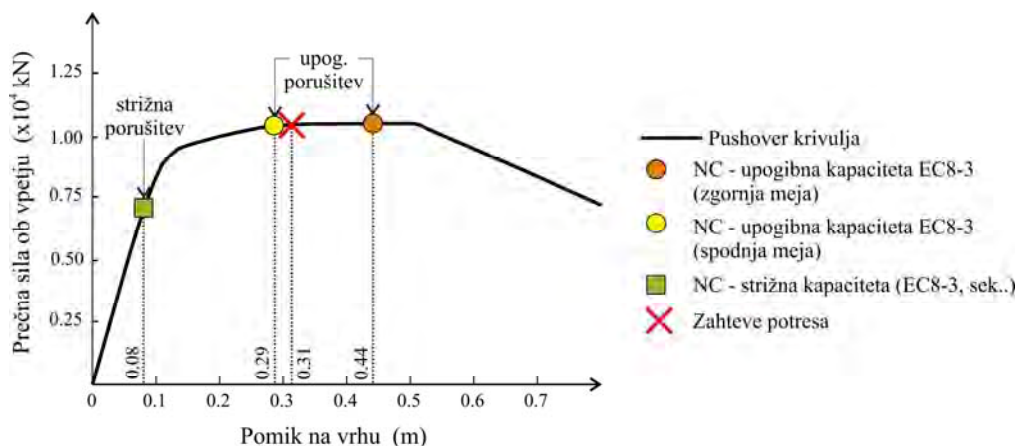


Slika 9.21: Lokacije plastičnih členkov in razmerje med zahtevami potresa in upogibnimi kapacitetami elementov (okvir XII v smeri Y in jedra v obeh smereh). Zahteve v obliki plastičnih rotacij v elementih so izračunane z razširjeno N2 metodo in z nelinearnimi dinamičnimi analizami (povprečje, povprečje + sigma, ovojnica). Upogibne kapacitete v obliki mejnih plastičnih rotacij so izračunane v skladu z EC8-3 (zgornja meja)

Figure 9.21: The locations of the plastic hinges and the demand/capacity ratios for selected elements (frame XII in the Y direction and the cores in both directions). The demands were obtained by the extended N2 method and by non-linear dynamic analyses (mean, mean + σ , envelope). The flexural capacities of the elements were calculated according to EC8-3 (upper bound)

V obravnavanem primeru smo mejno stanje NC za upogib in mejno stanje NC za strig obravnavali ločeno. Interakcija med strigom in upogibom ni zajeta v računu. Predpostavili smo, da je mejno stanje konstrukcije NC nastopi takrat, ko se pojavi to stanje pri kritičnem elementu. Preverili smo mejne plastične rotacije (mejno stanje NC za upogib) in strižne nosilnosti (mejno stanje NC za strig).

Rezultati so predstavljeni na pushover krivulji, ki predstavlja odziv celotne konstrukcije (odnos med pomikom na vrhu v centru mas in celotno prečno silo ob vpetju). Pri konstrukcijah z zanemarljivimi torzijskimi vplivi (kot v našem primeru) so pomiki na pushover krivulji, ki pripadajo centru mas, enaki pomikom na vrhu vseh vertikalnih konstrukcijskih elementov. V kolikor je potrebno upoštevati torzijske vplive, moramo pri prikazu rezultatov upoštevati torzijski faktor med kritičnim elementom, ki narekuje mejno stanje NC, in masnim središčem.



Slika 9.22: Pushover krivulja za negativno Y smer. Prikazan je ciljni pomik in NC mejno stanje za upogib in strig

Figure 9.22: Pushover curve for the negative Y direction. The displacement demand and the NC limit states (flexural and shear failure) are indicated

Slika 9.22 prikazuje pomike, ki predstavljajo zahteve potresa pri projektni obtežbi, in pomike, s katerimi so izražene kapacitete konstrukcije za mejno stanje NC v skladu z EC8-3. Slednje so določene glede na mejno stanje NC malega jedra v negativni Y smeri, ki predstavlja najbolj kritičen element za upogibno porušitev. Strižna porušitev je kritična za obe jedri v obeh obravnavanih smereh X in Y. Pomiki na vrhu malega jedra, ki so ob upoštevanju zanemarljivih torzijskih vplivov praktično enaki pomikom v centru mas, znašajo 8.2 cm (strižna porušitev), 28.6 cm (upogibna porušitev – spodnja vrednost) in 44.2 cm (upogibna porušitev – zgornja vrednost). Ciljni pomik pri projektni potresni obtežbi ($a_g = 0.345g$) za tla C znaša 31.3 cm. Primerjava zahtev in kapacitete konstrukcije kaže, da je strig veliko bolj kritičen kot upogib. V primeru, ko je strižna nosilnost izračunana v skladu z EC8-3, se strižna porušitev elementa zgodi že v elastičnem območju. Najbolj kritičen je prerez ob vpetju. Pri ocenah strižne nosilnosti drugih postopkov pride do strižne porušitve nekoliko kasneje, vendar še vedno v elastičnem območju z eno izjemo (glej sliko 9.20). Najbolj kritičen del pri upogibnem obnašanju se pokaže pri malem jedru v smeri Y na nivoju L-2, seveda ob predpostavki, da bi z utrjevanjem zagotovili zadostno strižno nosilnost elementov. V tem primeru bi konstrukcija najverjetneje preživela projektni potres po EC8.

Z uporabo korakov osnovne N2 metode v obratnem vrstnem redu (začenši s pomikom na vrhu, ki predstavlja porušitev elementa) lahko določimo spektralni pospešek S_{ae} , ki povzroči upogibno oz

strižno porušitev elementov. Če imamo znano obliko spektra, lahko potem določimo še pripadajoči efektivni pospešek tal a_g , katerega bi bila konstrukcija sposobna preživeti. V primeru spektra EC8 za tla C znaša maksimalni pospešek, ki bi ga bila konstrukcija sposobna prenesti, $a_g = 0.09g$ ($S_{ae} = 0.09g$). V primeru zadostne strižne nosilnosti elementov pa $a_g = 0.31g$ ($S_{ae} = 0.30g$) oz. $a_g = 0.49g$ ($S_{ae} = 0.47g$) za spodnjo oz. zgornjo mejo upogibne kapacitete elementov, izračunane po EC8-3.

9.8 Ugotovitve

Prikazan je praktičen postopek za oceno obnašanja obstoječih stavb, ki temelji na uporabi razširjene N2 metode z upoštevanjem višjih nihajnih oblik tako po višini kot tudi v tlorisu. Postopek je uporabljen za analizo obstoječe razmeroma komplicirane armiranobetonske stavbe, ki je bila projektirana leta 1962 po takratnih predpisih. Potres ni bil upoštevan, upoštevana je bila minimalna vodoravna obtežba v velikosti 2% navpične obtežbe. Postopek se je izkazal kot uporabno orodje za določitev ocene obnašanja. Potresne zahteve, izračunane z razširjeno N2 metodo, smo primerjali z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz. N2 metoda je sposobna realno oceniti potresne zahteve na lokalnem in globalnem nivoju. Podatki o kapaciteti elementov (upogibni in strižni) so dostopni v številnih standardih in priporočilih. Večinoma so predlagane empirične in semi-empirične formule. Pokazale so se precejšnje razlike med strižnimi nosilnostmi, izračunanimi z različnimi modeli. Primerjava potresnih zahtev s kapaciteto konstrukcije kaže (kot je bilo pričakovati), da konstrukcija po vsej verjetnosti ne bi »preživela« projektnega potresa po EC8. Najbolj kritična je strižna nosilnost jeder. V kolikor bi z utrjevanjem zagotovili zadostno strižno nosilnost glavnih elementov, bi bila konstrukcija po vsej verjetnosti sposobna prenesti potresne zahteve po EC8.

Uporaba različnih postopkov za določitev ocene obnašanja kompliciranih stavb nikakor ni lahka naloga. Prav tako uporaba in razumevanje standardov (npr. EC8-3) in drugih predpisov zahteva dobro izobražene in izkušene inženirje. V literaturi so za prikaz postopkov večinoma uporabljeni enostavni idealizirani testni primeri. Pri uporabi istega postopka na komplicirani stavbi pa se pojavijo številni problemi, ki zahtevajo razumne rešitve. Težave se lahko pojavijo pri izbiri racionalnega modela in računalniškega programa, pri določitvi efektivnih širin in razpokanosti prereзов, pri upoštevanju slučajne ekscentričnosti, pri določanju kapacitet na nivoju elementov in na nivoju celotne konstrukcije, itd.

Izkušnje kažejo, da je ocena potresnega obnašanja obstoječih stavb bolj zahtevna naloga kot projektiranje novih stavb. Potrebne so nelinearne metode. Zaradi slučajne narave potresne obtežbe in velikih negotovosti pri podatkih o konstrukciji, tudi najbolj napredne nelinearne metode in pretirano podrobni matematični modeli niso garancija za večjo natančnost rezultatov. Razširjena N2 metoda, kot tudi ostale poenostavljene metode, v kombinaciji s podatki o kapaciteti konstrukcije, zagotavlja uporabno orodje za oceno obnašanja za različna mejna stanja oziroma stopnje poškodovanosti konstrukcije.

10 ZAKLJUČKI

10.1 Glavne ugotovitve

V doktorski disertaciji je predlagana razširitev N2 metode za visoke stavbe, kjer imajo višje nihajne oblike pomemben vpliv. Postopek temelji na predpostavki, da je nelinearen vpliv pomemben pri osnovni nihajni obliki, medtem ko je obnašanje v višjih nihajnih oblikah pretežno elastično. Na podlagi te hipoteze smo pripravili postopek računa. Končni rezultati se lahko pridobijo kot ovojnica rezultatov iz pushover analize in normiranih rezultatov iz modalne analize. Postopek je združljiv s razširjeno N2 metodo za nesimetrične konstrukcije v tlorisu, kar omogoča da lahko z eno standardno modalno analizo določimo korekcijske faktorje za upoštevanje višjih nihajnih oblik tako v tlorisu kot po višini stavbe. Menimo, da je to glavna prednost predlaganega postopka.

Najprej smo izvedli obsežno parametrično študijo dinamičnega obnašanja devetih jeklenih stavb različnih višin. Zanimalo nas je predvsem, kako se odziv takšnih stanj spreminja z večanjem intenzitete potresne obtežbe oz. z večanjem plastičnih rotacij. Pri analizi rezultatov (ne)linearnih dinamičnih analiz (NDA) smo se omejili predvsem na pomike in zamike po etažah. Rezultati kažejo, da se razmerje med zamiki v posameznih etažah spreminja s spreminjanjem jakosti potresne obtežbe. V elastičnem območju se pri višjih stavbah (kjer so pomembne višje nihajne oblike) največje vrednosti zamikov pojavijo v zgornjih etažah. Z večanjem jakosti (večanjem plastičnih rotacij) pa se zamiki v spodnjih etažah oz. na mestih nastanka etažnega mehanizma povečujejo glede na zamike v zgornjih etažah. Iz rezultatov (ne)linearnih dinamičnih analiz smo skušali izluščiti vplive višjih nihajnih oblik. V elastičnem območju so nihajne oblike jasno definirane, v nelinearnem območju pa se spreminjajo s plastifikacijo elementov praktično v vsakem koraku. Posledično je vpliv višjih nihajnih oblik v nelinearnem območju težje določljiv. Predpostavili smo, da rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz predstavljajo »točen« odziv stavbe z upoštevanjem vseh nihajnih oblik in da je odziv stavbe v osnovni obliki določen s pushover analizo, pri čemer so horizontalne sile proporcionalne osnovni nihajni obliki. Na podlagi te predpostavke se pokaže, da se vplivi VNO predvsem v višjih etažah z jakostjo potresne obtežbe sicer nekoliko povečujejo, ni pa nujno. Kakorkoli, te vrednosti so nekoliko zavajajoče. V elastičnem območju VNO pomembno vplivajo na lokacijo maksimalnega zamika, v neelastičnem območju pa kljub večjemu vplivu VNO v zgornjih etažah, maksimalni zamik v večini primerov izhaja iz pushover rezultatov, ki predstavljajo odziv stavbe v »osnovni« nihajni obliki. Če je vpliv jakosti potresne obtežbe na prispevek VNO težko določljiv, pa lahko z gotovostjo trdimo, da se vpliv VNO povečuje s številom etaž oz. višino stavbe. Omenimo naj tudi, da je prispevek VNO v veliki meri odvisen od izbora potresne obtežbe. Pri obravnavanih testnih primerih so bili v tem smislu vplivi VNO

nekoliko precenjeni, kar je razvidno iz primerjave povprečnih normiranih spektrov uporabljenе skupine akceleroграмov glede na idealiziran spekter po EC8.

Rezultate (ne)linearnih predstavljajo smo uporabili kot reper za verifikacijo predlaganege postopka $N2_{HM}$. Izkaže se, da lahko s predlaganim postopkom za upoštevanje VNO ($N2_{HM}$) dosežemo bistveno izboljšanje glede na rezultate, izračunane s pushover analizo z upoštevanjem horizontalnih sil, ki so proporcionalne osnovni nihajni obliki (osnovna verzija $N2$ metode). Rezultati osnovne $N2$ metode zagotavljajo zadostno natančnost za oceno globalnega odziva nizkih stavb, izraženega s pomiki in zamiki po etažah. Pri višjih stavbah pa se izkaže, da brez upoštevanja VNO lahko v večini primerov razmeroma dobro napovemo potek pomikov (majhen vpliv VNO), ocenjeni zamiki pa so močno podcenjeni glede na »točne« rezultate. Pri 9 etažnih stavbah opazimo podcenjenost zamikov predvsem v zgornjih etažah, pri 20 etažnih stavbah pa po celotni višini stavbe. Pokazalo se je, da lahko s predlaganim postopkom $N2_{HM}$ odpravimo ta odstopanje. Ocene pomiki in zamikov metode $N2_{HM}$ se razen redkih izjem nahajajo znotraj ovojnice rezultatov NDA, v večini primerov v območju med povprečjem in povprečjem $\pm \sigma$. Rezultati $N2_{HM}$ so v večini primerov na varni strani v primerjavi z točnimi rezultati (večji od povprečja NDA), nekoliko podcenjene zamike glede na povprečje NDA opazimo v spodnjih etažah, predvsem pri 20 etažnih stavbah pri največjih obravnavanih jakostih. Natančnost predlaganega postopka se spreminja v odvisnosti od obravnavanega testnega primera in intenzitete potresne obtežbe. Analizirali smo predvsem napake zamikov, ki so tesneje povezani s vplivom višjih nihajnih oblik. V splošnem je opazen trend, da se napake zamikov povečujejo z višino stavbe in z intenziteto potresne obtežbe (z večanjem plastičnih rotacij). Prav tako opazimo, da se v primerih stavb, ko se tvori želen mehanizem (plastifikacija stebrov ob vpetju in v večini prečk) napake zamikov stavb povečujejo od spodaj navzgor, pri nezaželenih mehanizmih (etažni mehanizem, mehanizem po večih etažah), pa so največje napake vidne na mestu nastanka etažnega mehanizma.

Rezultate predlaganega postopka $N2_{HM}$ smo primerjali s tremi poenostavljenimi postopki za približno oceno VNO ($N2_{HM}^*$, MMPA in MPA). Vse metode temeljijo na rezultatih pushover analize, postopki za upoštevanje vpliv VNO pa so različni. MPA zahteva pushover analize za posamezno nihajno obliko in SRSS kombinacijo rezultatov. MMPA predstavlja poenostavljeno verzijo MPA na podlagi predpostavke, da nihanje konstrukcije v višjih nihajnih oblikah ostane v elastičnem območju. Podobna predpostavka je uporabljena pri predlaganem postopku, kombinacija rezultatov obeh postopkov pa je različna. V elastičnem območju rezultati vseh štirih metod sovpadajo in so enaki rezultatom običajne modalne analize s spektri odziva. V nelinearnem področju se ocene zamikov, izračunanih z izbranimi poenostavljenimi metodami, zaradi različnih predpostavk razlikujejo med seboj. Razlike med metodami so večje v zgornjem delu stavb, kjer v večini primerov največje vrednosti zamikov narekuje predlagan postopek $N2_{HM}$, sledijo rezultati MMPA in MPA, najmanjše vrednosti pa dobimo s postopkom $N2_{HM}^*$. Natančnost vseh približnih postopkov se spreminja glede na višino stavb in intenziteto potresne obtežbe. V posebnem poglavju smo analizirali, kako izbrani parametri vplivajo na natančnost poenostavljenih metod. Izkazalo se je, da je natančnost posamezne metode odvisna tudi od izbora potresne obtežbe in upoštevanja teorije drugega reda, predvsem v nelinearnem območju, in praktično neodvisna od velikosti dušenja.

V omejenem obsegu smo preučevali vplive različnih parametrov (izbor akceleroگرامov, dušenje, P- Δ efekt) na dinamični odziv stavb. Izbira akceleroگرامov je pomemben korak pri potresnih analizah. Razen redkih primerov, ko imamo na voljo eksperimentalne rezultate, so »točne« vrednosti določene z (ne)linearnimi dinamičnimi analizami časovnega odziva. Rezultati slednjih pa so odvisni od samega izbora in normiranja akceleroگرامov. V študiji smo primerjali rezultate dveh skupin akceleroگرامov, ki so bili normirani tako, da so bile vrednosti spektralnih pospeškov pri osnovnem nihajnem času konstrukcije približno enake. Pomiki obeh skupin akceleroگرامov se razlikujejo do 29 %, zamiki pa do 26%. Raztros rezultatov NDA je v večini primerov večji pri drugi skupini akceleroگرامov, ki je normirana na maksimalno hitrost tal (prva skupina je normirana na enak spektralni pospešek). Pri parametrični študiji o vplivu dušenja smo pokazali, da se z zmanjševanjem velikosti dušenja po pričakovanih povečujejo pomiki in zamiki po etažah, raztros rezultatov NDA pa je praktično neodvisen od velikosti dušenja. Velikost dušenja ne vpliva bistveno na natančnost poenostavljenih nelinearnih metod. Nadalje, rezultati analiz kažejo, da so vplivi teorije drugega reda pomembni v neelastičnem območju, kjer se pomiki na vrhu stavbe nahajajo že precej v območju upadanja nosilnosti pushover krivulje. V elastičnem območju in pri majhnih plastičnih rotacijah v elementih (do vključno jakosti J3 v obravnavanem primeru) so pomiki in zamiki, izračunani brez upoštevanja P- Δ efektov in z njimi, praktično enaki.

Zmotno bi bilo pričakovati, da bi poenostavljene nelinearne metode izkazovale brezhibno natančnost pri poljubno visokih stavbah in pri vseh nivojih intenzitet potresne obtežbe. Glede na rezultate, ki smo jih analizirali v okviru doktorske disertacije, menimo, da je predlagan postopek N2_{HM} dovolj natančen za običajne probleme (»realne« intenzitete potresne obtežbe in »realno« visoke stavbe). Natančnost predlaganega postopka, kot tudi postopkov MPA in MMPA, je pri najbolj skrajnih nihanjih tal, obravnavanih v disertaciji, vprašljiva. V teh redkih primerih se je praktično nemogoče izogniti bolj natančnim metodam (npr. nelinearna dinamična analiza), ki vključujejo upoštevanje teorije drugega reda in padanje nosilnosti elementov po doseženi mejni rotaciji.

V zadnjem delu je prikazan praktičen postopek za oceno obnašanja obstoječih stavb, ki temelji na uporabi razširjene N2 metode z upoštevanjem višjih nihajnih oblik tako po višini kot tudi v tlorisu. Postopek je uporabljen za analizo obstoječe razmeroma komplicirane stavbe, ki je bila projektirana leta 1962 po takratnih predpisih. Potres ni bil upoštevan, upoštevana je bila minimalna vodoravna obtežba v velikosti 2% navpične obtežbe. Konstrukcijo stavbe predstavlja armiranobetonski mešani sistem okvirov in sten. V skladu z EC8 je ocenjena kot nepravilna v tlorisu in po višini. Potresne zahteve na globalnem in lokalnem nivoju so bile izračunane z razširjeno N2 metodo in primerjane z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz. N2 metoda je sposobna realno oceniti potresne zahteve. Primerjava potresnih zahtev s kapaciteto konstrukcije kaže (kot je bilo pričakovati), da konstrukcija po vsej verjetnosti ne bi »preživela« projektnega potresa po EC8. Najbolj kritična je strižna nosilnost jeder. V kolikor bi z utrjevanjem zagotovili zadostno strižno nosilnost glavnih elementov, bi bila konstrukcija po vsej verjetnosti sposobna prenesti potresne zahteve po EC8. V literaturi so bili postopki za oceno obnašanja stavb pri potresni obtežbi večinoma prikazani na idealiziranih testnih

primerih, aplikacija istega postopka na realne komplicirane stavbe pa nikakor ni lahka naloga. Kljub številnim problemom, ki se pojavijo tekom postopka in zahtevajo razumne rešitve, N2 metoda v kombinaciji s podatki o kapaciteti konstrukcije zagotavlja uporabno orodje za oceno obnašanja za različna mejna stanja oziroma stopnje poškodovanosti.

10.2 Izvirni prispevki

Disertacija prispeva k boljšemu razumevanju dinamičnega obnašanja stavb različnih višin pri potresni obtežbi. Opravili smo številne nelinearne dinamične analize ob upoštevanju različnih jakosti potresne obtežbe, s katerimi smo zajeli elastični in različne nivoje neelastičnega odziva stavb. Poleg vpliva jakosti na dinamični odziv stavb smo v omejenem obsegu proučevali še vplive drugih parametrov: izbor akceleroграмov, dušenje in teorijo drugega reda. Pokazali smo, da imajo višje nihajne oblike pomemben vpliv pri višjih stavbah, tako v elastičnem kot v neelastičnem območju. Vplivi so največji pri zamikih v zgornjem delu stavb. Ta ugotovitev je znana iz literature, prispevek pa je kvantifikacija teh vplivov v nelinearnem področju pri različnih jakostih potresnih obremenitev. V literaturi nismo zasledili sistematičnih študij, ki bi se ukvarjale z vplivom jakosti obtežbe, ki je povezana z velikostjo plastičnih deformacij, na vpliv višjih nihajnih oblik.

Izviren prispevek disertacije je predlagan postopek računa za upoštevanje višjih nihajnih oblik, ki temelji na predpostavki, da je nelinearen vpliv pomemben pri osnovni nihajni obliki, medtem ko je obnašanje v višjih nihajnih oblikah pretežno elastično. Na podlagi te hipoteze smo pripravili postopek računa. Končne rezultate lahko določimo z ovojnicjo normiranih rezultatov iz modalne analize in rezultatov nelinearne statične analize za osnovno nihajno obliko. Natančnost in primernost predlaganega postopka smo ovrednotili na podlagi primerjave z rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz in z rezultati ostalih poenostavljenih nelinearnih metod iz literature.

Predlagani postopek smo vključili v obstoječo N2 metodo, s čimer smo povečali polje njene uporabnosti. Postopek je združljiv z obstoječim postopkom za upoštevanje torzijskih vplivov, kar omogoča, da lahko z eno standardno modalno analizo določimo oba učinka višjih nihajnih oblik (v tlorisu in po višini). Menimo, da je to glavna prednost predlaganega postopka v primerjavi s podobnim postopkom, ki ga je predlagal Chopra s soavtorji. Razširjena N2 metoda po dopolnitvi, ki je bila narejena v okviru te disertacije, omogoča razmeroma enostavno nelinearno analizo poljubnih konstrukcij stavb. Metodo je mogoče direktno uporabiti za analize po predpisih. Možno jo je vključiti v Nacionalni dokument za Evrokod 8-3 v skladu z opombo k členu 4.4.4.5(2), ki pravi, da lahko vplive višjih nihajnih oblik upoštevamo s posebno verzijo metod za nelinearno statično analizo.

Pomemben praktičen prispevek disertacije je prikaz uporabe dopolnjene N2 metode za določitev ocene obnašanja dejanskih stavb. V literaturi so namreč za prikaz postopkov večinoma uporabljeni enostavni idealizirani testni primeri, v disertaciji pa smo postopek predstavili na obstoječi, razmeroma komplicirani armaranobetonski stavbi. Ocenjujemo, da razširjena N2 metoda, v kombinaciji s podatki

o kapaciteti konstrukcije, zagotavlja uporabno orodje za oceno obnašanja za različna mejna stanja oziroma stopnje poškodovanosti konstrukcije.

Razvoj poenostavljenih, za prakso uporabnih metod za nelinearno potresno analizo konstrukcij, je trenutno predmet raziskav številnih raziskovalni skupin po vsem svetu. Ocenjujemo, da rezultati doktorske disertacije prispevajo k razvoju znanosti in uporabnih metod na področju potresnega inženirstva. Istočasno bodo rezultati raziskav lahko prispevali k dopolnitvi evropskih in slovenskih standardov Evrokod 8, ki vsebujejo N2 metodo.

11 SUMMARY

In the Ph. D. thesis the extension of the N2 method for the structures with important higher mode effects along the elevation has been proposed. The basic N2 method is, like other pushover-based methods, based on the assumption that the structure vibrates predominantly in a single mode. If higher modes of vibration are important, either in plan or in elevation, some corrections have to be applied to the basic procedure. The extension of the N2 method to plan-asymmetric buildings, where torsional influences are important, was made by assuming that the torsional influences in the inelastic range are the same as in elastic range. The torsional influences are determined by the standard elastic modal analysis. They are applied in terms of correction factors, which are used for the adjustment of results obtained by the usual pushover analysis (Fajfar et al. 2005). Practically the same idea has been used for the extension of the N2 method to medium- and high-rise buildings, where the higher mode effects are important along the elevation of the structure. It is assumed that the contribution of the higher modes in inelastic range is the same as in the elastic range. So, basically the same procedure as in the case of torsion can be applied. The influence of higher modes is determined by the standard elastic modal analysis and used for the adjustment of the results obtained by the usual pushover analysis. The proposed procedures (for taking into account higher mode effects in plan and in elevation) are consistent and compatible. Both effects can be considered simultaneously by two sets of correction factors. We consider this point as the main advantage of the proposed approach. It is relatively simple, straightforward and transparent. The necessary analysis procedures (pushover analysis and elastic modal analysis) are implemented in most commercial computer programs.

In order to predict the structural response for a building with a non-negligible effect of higher modes along the elevation, the following procedure can be applied:

1. Perform the basic N2 analysis (EC8, CEN 2004). It is assumed that the higher mode effect on the target top (roof) displacement is negligible.
2. Perform the standard elastic modal analysis of the MDOF model considering all relevant modes. Determine storey drifts for each storey. Normalize the results in such a way that the top displacement is equal to the target top displacement.
3. For each storey, determine the correction factors c_{HM} , which are defined as the ratio between the results obtained by elastic modal analysis (Step 2) and the results obtained by pushover analysis (Step 1). If the ratio is larger than 1.0, the correction factor c_{HM} is equal to this ratio, otherwise it amounts to 1.0. Note that the correction factors for displacement are small and can

be neglected in most practical applications. Important are the correction factors for storey drifts.

4. The resulting storey drifts (and displacements, if necessary) are obtained by multiplying the results determined in step 1 with the corresponding correction factors c_{HM} .
5. The local deformation quantities (e.g. joint rotations) and internal forces can be estimated from storey drifts.

A similar idea for taking into account the higher modes along the elevation was used in the MMPA method (Chopra et al. 2004). The extended N2 method, presented here, differs from the MMPA method in the procedure for the combination of results. The results of the extended N2 method represent the envelope of the results obtained by the basic pushover method and the usual elastic modal analysis, scaled to the target top displacement. The results of the MMPA analysis represent the results of the basic pushover analysis combined with the higher mode contribution of the elastic modal analysis, using the SRSS combination rule. So, in the case of MMPA, results of modal analysis which include all relevant modes except the first one are needed, whereas in the case of the extended N2 method the usual elastic modal analysis including all relevant modes is performed. If the structure remains in elastic region, both methods yield exact results, provided that the lateral forces in pushover analysis are based on the first mode shape.

In the first part of the thesis, the proposed procedure was applied to nine planar steel frame building with different number of stories using different intensities of ground motion. The results, in particular storey drifts, are compared with the results of nonlinear response history analysis, with the results of other simplified nonlinear methods (MPA and MMPA), and with the results obtained by pushover analysis without consideration of higher modes. A considerable influence of higher modes on storey drifts can be observed at the upper part of the structures. The extended N2 method, as well as the other two methods (MPA and MMPA), which approximately take into account the higher mode effects, are able to substantially improve the accuracy of the results compared to results without considering the influence of higher modes (basic N2 method). The accuracy of predictions of the three approximate methods (proposed N2, MPA and MMPA), varies with the intensity of ground motion (i.e. with the magnitude of plastic deformation) and is different for different sets of ground motions and for different structural systems.

In the second part of the thesis the practice-oriented procedure for seismic evaluation of building structures, based on the extended N2 method (taking into account higher modes effect in plan and in elevation) is presented, together with the application of this procedure to an existing multi-storey reinforced concrete buildings. The procedure generally follows the Eurocode 8 approach, but is not completely in compliance with it. In order to obtain a realistic estimate of the seismic resistance of the building, best estimates for the material parameters and capacities were intentionally used, rather than the low fractile values required by Eurocode 8 and other codes. The procedure proved to be a feasible

tool for the seismic evaluation of a complex multi-storey building structure. Comparisons between the results obtained by the N2 method and those obtained by non-linear dynamic analyses suggest that the N2 method provides a reasonable estimate for the seismic demands (considering the large inherited dispersion) which is conservative in the majority of cases. Data on seismic capacity are mostly empirical or semi-empirical, and are available in different standards, codes and other literature. Quite large differences between data from different sources exist. A comparison of the demands and capacities suggests, as expected, that the structure would fail when subjected to the design seismic action according to Eurocode 8. As expected for an existing RC concrete building with an insufficient amount of transverse steel, the most critical parameter is the shear capacity of the structural walls. However, if the shear capacity of the structural elements were to be adequate, the structure would, due to its large overstrength, be able to survive the design ground motion according to Eurocode 8 in spite of the very low level of the design horizontal forces.

The application to real complex structures of different evaluation procedures, which have been usually tested on highly idealized structural models is by no means straightforward. Also the application of standards and codes (e.g. Eurocode 8, Part 3) is a demanding task which can be adequately performed only by a well educated and experienced designer. In the literature, different procedures for seismic evaluation are usually applied to highly idealized structures. In practice, if a seismic evaluation approach is applied to a complex structure, several problems may occur which require professional decisions and reasonable solutions. The problems encountered in the case of the investigated structure include, inter alia, the choice of a rational mathematical model, which is also related to the choice of the computer program, the modelling of effective widths and of cracked element sections, the treatment of accidental eccentricity, determination of capacities at member level, and definitions of limit states at the level of the complete structure. In some cases, guidance is provided in codes. However, the requirements in different codes are often quite different, and in all cases a considerable degree of conservatism is involved.

The seismic evaluation of existing buildings is a more difficult task than the seismic design of new buildings. Non-linear methods are needed in order to obtain realistic results. However, even if the most advanced and sophisticated methods are used, structural response to strong earthquake ground motion cannot be accurately predicted due to the large uncertainties and randomness of the structural properties and the ground motion parameters. Consequently, excessive sophistication in structural analysis is not warranted. The N2 method, like some other simplified non-linear methods, provides, in combination with data on seismic capacity, a feasible tool for the rational yet practical seismic evaluation of building structures for multiple performance objectives. Formulation of the method in the acceleration – displacement format enables visual interpretation of the procedure and of the relations between the basic quantities controlling the seismic response. This feature is attractive to designers.

VIRI

- ACI 318 – 08. 2007. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentar. Michigan, Farmington Hills, American Concrete Institute.
- Allahabadi, R., Powell, G. H. 1988. DRAIN-2DX user guide: Report No. UCB/EERC-88/06. Berkeley, University of California, Earthquake Engineering Research Center (EERC).
- Ambraseys, N., Smith, P., Bernardi, R., Rinaldis, D., Cotton, F., Berge-Thierry, C. 2000. Dissemination of European Strong-Motion Data: CD-ROM collection. European Commission, Directorate General XII, Science, Research and Development, Environment and Climate Programme.
- Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjörnsson, R., Suhadolc, P., Margaris, B. 2002. Internet-site for European strong-motion data. European Commission, Directorate-General XII, Environmental and Climate Programme.
[http://www.isesd.cv.ic.ac.uk.\(30.4.2008\)](http://www.isesd.cv.ic.ac.uk.(30.4.2008))
- Antonio, S., Pinho, R. 2004a. Development and verification of a displacement-based daptive pushover procedure. Journal of Earthquake Engineering 8, 5:643-661.
- Antonio, S., Pinho, R. 2004b. Advantage and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. Journal of Earthquake Engineering 8, 4: 497-522.
- ATC-40. 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings: Vol. 1. CA, Redwood City, Applied Technology Council.
- Aydinoğlu, M. 2003. An Incremental Response Spectrum Analysis Procedure Based on Inelastic Spectral Displacements for Multi-Mode Seismic Performance Evaluation. Bulletin of Earthquake Engineering 1, 1: 3-36.
- Bardakis, V.G., Dritsos, S.E. 2007. Evaluating assumptions for seismic assessment of existing buildnig. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 27, 3: 223-233.
- BOCA. 1993. National Building Code. 12th Edition, Building Officials & Code Administrators International, Inc.
- Bracci, J.M., Kunnath, S.K. in Reinhorn, A. M. 1997. Seismic performance and retrofit evaluation for reinforced concrete structures. Journal of Structural Engineering 123, 1: 3-10.
- Calvi, G.M., Pavese, A., Rasulo, A. in Bolognini, D. 2005. Experimental and numerical studies on the seismic response of R.C. hollow bridge piers. Bulletin of Earthquake Engineering 3, 3: 267-297.
- CEN. 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European standard EN 1998-1. Brussels, European Committee for Standardization.
- CEN. 2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. European standard EN 1998-3. Brussels, European Committee for Standardization.

- Chopra, A.K., Goel, R.K. 2001. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation: Report No. PEER 2001/03. Berkeley, University of California, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Chopra, A.K., Goel, R.K. 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, 3: 561-582.
- Chopra, A.K., Chintanapakdee, C. 2004. Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: Vertically 'Regular' and Irregular Generic Frames. *Earthquake Spectra* 20, 1: 255-271.
- Chopra, A.K., Goel, R.K. 2004. A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Unsymmetric-plan Buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic* 33, 8: 903-928.
- Chopra, A.K., Goel, R.K., Chintanapakdee, C. 2004. Evaluation of a Modified MPA Procedure Assuming Higher Modes as Elastic to Estimate Seismic Demands. *Earthquake Spectra* 20, 3: 757-778.
- Chopra, A.K. 2007. *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Pearson Prentice Hall, 3rd Edition: 876 pp.
- Chintanapakdee, C., Chopra, A.K. 2003. Evaluation of Modal Pushover Analysis using Generic Frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 32, 3: 417-442.
- Chintanapakdee, C., Chopra, A.K. 2004. Seismic Response of Vertically Irregular Frames: Response History and Modal Pushover Analyses. *ASCE Journal of Structural Engineering* 130, 8: 1177-1185.
- CSI. 2002. ETABS. Integrated Building Design Software. Computers & Structures Inc, ZDA, Kalifornija, Berkeley.
- CSI 2006. PERFORM 3D. Nonlinear Analysis and Performance Assessment 3D Structures. Computers & Structures Inc, ZDA, Kalifornija, Berkeley.
- Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2005 Simplified non-linear seismic abalysis of infilled reinforced concrete frames. *Earthq Eng Struct Dyn* 34, 1: 49-66.
- Elnashai, A.S. 2001. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics* 12, 1: 51-69.
- Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.
- Fajfar, P., Fischinger, M. 1987. Non-linear seismic analysis of RC buildings: Implications of a case study. *European Earthquake Engineering* 1, 1: 31-43.
- Fajfar, P., Vidic, T., 1994. Consistent inelastic designed spectra: hysteretic and input energy. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 23, 5: 523-537.
- Fajfar, P. 1996. Towards a New Seismic Designed Methodology for Buildings. Ljubljana, University of Ljubljana, FGG.
- Fajfar, P., Gašperšič, P. 1996. The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25, 1: 31-46.

- Fajfar, P., Gašperšič, P., Drobnič, D. 1997. A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structures. V: Fajfar, P. in Krawinkler, H. (ur). Seismic design methodologies for the next generation of code. Balkema, Rotterdam.
- Fajfar, P. and Krawinkler, H. (1997). Seismic design methodologies for the next generation of codes. Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for The Next Generation of Codes. Balkema, Rotterdam.
- Fajfar, P. 2000. A nonlinear analysis method for performance based design. Earthquake Spectra 16, 3: 573-592.
- Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51, 11: 302-315.
- Fajfar, P., Marušić, D., Peruš, I. 2005. Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings. J Earthq Eng 9, 6: 831-854.
- Fajfar, P., Dolšek, M., Marušić, D., Stratan, A. 2006. Pre-and post-test mathematical modelling of a plan-asymmetric reinforced concrete frame building. Earthquake eng. struct. dyn. 35, 11: 1359-1379.
- Fajfar, P., Marušić, D., Peruš, I., Kreslin, M. 2008. The N2 method for asymmetric buildings. V: Bento, R. in Pinho, R. (ur). Proceedings of the workshop on the nonlinear static methods for design/assessment of 3D structure, 5. – 6. may 2008, Lisbon.
- Fajfar, P., Fischinger, M., Isaković, T., Kramar, M., Kreslin, M., Peruš, I. 2009. Uvajanje standarda Evrokod 8 v Sloveniji. Raziskovalno - razvojna naloga : 4. del. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.
- FEMA 273. 1997. NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA 356. 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA 369. 2001. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA P695. 2009. Quantification of Building Seismic Performance Factors (Appendix A). Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T. 2008. Cyclic response of slender RC columns typical of precast industrial buildings. Bulletin of earthquake engineering 6, 3: 519-534.
- Ibarra, L.F., Medina, R.A., Krawinkler, H. 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. Earthquake eng. struct. Dyn 34, 12: 1489-1511.
- IMFM. 1963-1968a. Spričevala o preiskavi betonskih kock. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Inštitut za matematiko, fiziko in mehaniko, Laboratorij za preiskavo materiala, Arhiv FGG.
- IMFM. 1963-1968b. Spričevala o preiskavi betonskega jekla. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Inštitut za matematiko, fiziko in mehaniko, Laboratorij za preiskavo materiala, Arhiv FGG.
- Ghobarah, A. 2000. Seismic assessment of existing structures. Prog Struct Eng Mater 2, 1: 60–71.

- Goel, R.K., Chopra, A.K. 2004. Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings. *Earthquake Spectra* 20, 1: 225-254.
- Goel, R.K., Chopra, A.K. 2005. Extension of Modal Pushover Analysis to Compute Member Forces. *Earthquake Spectra* 21, 1: 125-140.
- Gupta, A., Krawinkler, H. 1999. Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures: Report No. 132. John A. CA, Stanford University, Blume Earthquake Engineering Center.
- Gupta, B., Kunnath, S.K. 2000. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra* 16, 2: 367-392.
- Haselton, C.B. 2006. Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings. Doctoral dissertation, Stanford University.
- Isaković, T., Bevc, L., Fischinger, M. 2008. Modeling the cyclic flexural and shear response of the R. C. hollow box columns of an existing viaduct. *J Earthq Eng* 12, 7: 1120-1138.
- Jan, T.S., Liu, M.W., Kao, Y.C. 2004. An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of higher-rise buildings. *Engineerins structures* 26, 1: 117-128.
- Kalkan, E., Kunnath, S.K. 2006. Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures. *ASCE Journal of Structural Engineering* 132, 11: 721-731.
- Kalkan, E., Kunnath, S.K. 2007. Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings. *Engineerins structures* 29, 3: 305-316.
- Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. 2000. Improved analytical model for shear strength of circular reinforced concrete columns in seismic regions. *ACI Struct J* 97, 3: 388-396.
- Krawinkler, H., Seneviratna, G.D.P.K. 1998. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures* 20, 4-6: 452-464.
- Kreslin, M., Dolšek, M., Fajfar, P. 2006. Matematično modeliranje in analiza armiranobetonske stavbe po EC8. *Gradbeni vestnik* 55, 6: 141-152.
- Kreslin, M. 2007. Request for data for SAC buildings. Message to: Krawinkler, H. 16. marec 2007. Osebna komunikacija.
- Kreslin, M., Dolšek, M. 2007. PERFORM 3D – nov program za nelinearno statično in dinamično analizo konstrukcij pri potresni obtežbi. V: Lopatič, J., Markelj, V., Saje, F. (ur). Zbornik 29. zborovanja gradbenih konstruktorjev. Bled, hotel Golf, 18.-19. oktober 2007. Ljubljana, Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev: str. 191-200.
- Kreslin, M., Dolšek, M., Fajfar, P. 2008. Seismic analyses of an irregular existing RC building. V: Gherzi, A. (ur). *Seismic behaviour of irregular and complex structures : proceedings of the Fifth European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*, 16-17 September 2008, Catania, Italy, str. 184-194.
- Kreslin, M., Fajfar, P. 2010. Seismic evaluation of an existing complex RC building. *Bull Earthquake Eng* 8, 2: 363-385.
- Kunnath, S.K., Gupta, B. 2000. Validity of deformation demand estimates using non-linear static procedures. V: *Proceedings U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Engineering for Reinforced Concrete Building Structures*. Sapporo, Hokkaido, Japan, 117-128.

- Lupoi, G., Calvi, G.M., Lupoi, A., Pinto, P.E. 2004. Comparison of different approaches for seismic assessment of existing buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 8, 1: 121 – 160.
- Marušič, D. 2001. Vpliv torzije na potresni odziv jeklenih stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.
- Mahaney, J.A., Paret, B.E., Kehoe, B.E., Freeman, S.A. 1993. The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response During the Loma Prieta Earthquake. V: *National Earthquake Conference*. Memphis, Tennessee, 501-510.
- Matsumori, T., Otani, S., Shiohara, H., Kabeyasawa, T. 1999. Earthquake member deformation demands in reinforced concrete frame structures. V: *Proceedings U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for R/C Building Structures*, Maui, Hawaii, 79-94.
- Mergos, P.E., Kappos, A.J. 2008. A distributed shear and flexural flexibility model with shear–flexure interaction for R/C members subjected to seismic loading. *Earthq Eng Struct Dyn* 37, 12: 1349-1370.
- Ministry of Land, Infrastructure and Transport. 2000. Notification No.1457-2000, Technical Standard for Structural Calculation of Response and Limit Strength of Buildings (in Japanese).
- Moghadan, A.S., Tso, W.K. 2002. A pushover procedure for tall buildings. V: *Proceeding of the 12 European Conference on Earthquake Engineering*, London, United Kingdom, Paper No. 395.
- OpenSees. 2008.
[http://opensees.berkeley.edu.\(30.4.2008\)](http://opensees.berkeley.edu.(30.4.2008))
- Paret, T.F., Sasaki, K.K., Eilbeck, D.H., Freeman, S.A. 1996. Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects. V: *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, Paper No. 966.
- Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. 2004. Seismic Performance of RC Frame Designed to Eurocode 8 or to the Greek Codes 2000. *Bull Earthq Eng* 2, 2: 221-259.
- PEER NGA Database 2006. Berkeley, University of California, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- PEER. 2007. The UW-PEER Reinforced Concrete Column Test Database. University of Washington.
<http://www.ce.washington.edu/~peera1/> (30.8.2007)
- Peruš, I., Poljanšek, K., Fajfar, P. 2006. Flexural deformation capacity of rectangular RC columns in flexure by the CAE method. *Earthq Eng Struct Dyn* 35, 12: 1453-1470.
- Poljanšek, K. 2007. Vpliv kumulativnih poškodb na odziv armiranobetonskih konstrukcij pri potresni obtežbi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.
- Poljanšek, K., Peruš, I., Fajfar, P. 2009. Hysteretic energy dissipation capacity and the cyclic to monotonic drift ratio for rectangular RC columns in flexure. *Earthquake eng. struct. dyn.* 38, 7: 907-928.
- Poročilo o opravljenih preiskavah nosilne konstrukcije objekta Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na Jamovi 2 v Ljubljani. 2008, Ljubljana, ZRMK, Gradbeni inštitut.

- Poursha, M., Khoshnoudian, F., Moghadam, A.S. 2009. A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings. *Engineering Structures* 32, 2: 591-599.
- Prelog, E. 1962. Novo poslopje FAGG v Ljubljani. Statični račun., št. projekta 301/99, Komuna – projekt Maribor.
- Priestley, M.J.N., Verma, R., Xiao, Y. 1994. Seismic shear strength of reinforced concrete columns. *J Struc Eng ASCE* 120, 8: 2310–2329.
- Ravnikar, E. 1962. Novo poslopje FAGG v Ljubljani. Glavni načrt – arhitektura, št. projekta 301/99, Komuna – projekt Maribor.
- Sasaki, K.K., Freeman, S.A., Paret, T.F. 1998. Multimode pushover procedure (MMP) - a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis. V: *Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, Paper No. 271.
- Sezen, H., Moehle, J.P. 2005. Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns. *ACI Struct J* 130, 11: 1692-1703.
- UBC. 1994. Structural Engineering Design Provisions. Uniform Building Code (Vol. 2), International Conference of Building Officials.
- Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M. 1994. Consistent inelastic designed spectra: strength and displacements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 23, 5: 507-521.

PRILOGA A

**Prečni prerezi stebrov in prečk z glavnimi karakteristikami za 9
jeklenih stavb opisanih v poglavju 4**

Preglednica A. 1: Prerezi stebrov in gred po etažah za stavbo 3LA

3LA Etaža	STEBRI			PREČKE	
	Os A in D	Os B in C	Os E	Med A in D	Med D in E
1	W14X257,	W14X311	W14X68	W33X118	W21X44
2	W14X257	W14X311	W14X68	W30X116	W21X44
3	W14X257	W14X311	W14X68	W33X118	W21X44

* stebri v osi E so s šibko osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

* vsi ostali stebri pa so z močno osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

Preglednica A. 2: Prerezi stebrov in gred po etažah za stavbo 9LA

9LA Etaža	STEBRI		PREČKE Med A in F
	Os A in F	Os B, C, D in E	
-1	W14X370	W14X500	W36X160
1	W14X370	W14X500	W36X160
2	W14X370, W14X370	W14X500, W14X455	W36X160
3	W14X370	W14X455	W36X135
4	W14X370, W14X283	W14X455, W14X370	W36X135
5	W14X283	W14X370	W36X135
6	W14X283, W14X257	W14X370, W14X283	W36X135
7	W14X257	W14X283	W30X99
8	W14X257, W14X233	W14X283, W14X257	W27X84
9	W14X233	W14X257	W24X68

*stebri v osi F so s šibko osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

*vsi ostali stebri pa so z močno osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

Preglednica A. 3: Prerezi stebrov in gred po etažah za stavbo 20LA

20LA Etaža	STEBRI		PREČKE Med A in F
	Os A in F	Os B, C, D in E	
-2	15X15X2.00	W24X335	W14X22
-1	15X15X2.00	W24X335	W30X99
1	15X15X2.00	W24X335	W30X99
2	15X15X2.00, 15X15X1.25	W24X335, W24X335	W30X99
3	15X15X1.25	W24X335	W30X99
4	15X15X1.25	W24X335, W24X229	W30X99
5	15X15X1.25, 15X15X1.00	W24X229	W30X108
6	15X15X1.00	W24X229	W30X108
7	15X15X1.00	W24X229	W30X108
8	15X15X1.00, 15X15X1.00	W24X229, W24X229	W30X108
9	15X15X1.00	W24X229	W30X108
10	15X15X1.00	W24X229	W30X108
11	15X15X1.00, 15X15X1.00	W24X229, W24X192	W30X99
12	15X15X1.00	W24X192	W30X99
13	15X15X1.00	W24X192	W30X99
14	15X15X1.00, 15X15X0.75	W24X192, W24X131	W30X99
15	15X15X0.75	W24X131	W30X99
16	15X15X0.75	W24X131	W30X99
17	15X15X0.75, 15X15X0.75	W24X131, W24X117	W27X84
18	15X15X0.75	W24X117	W27X84
19	15X15X0.75, 15X15X0.55	W24X117, W24X84	W24X62
20	15X15X0.55	W24X84	W21X50

*vsi stebri so z močno osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

Preglednica A. 4: Prerezi stebrov in gred po etažah za stavbo 3SE

3SE Etaža	STEBRI		PREČKE Med A in E
	Os A in E	Os B, C in D	
1	W14X159	W14X176	W24X76
2	W14X159	W14X176	W24X84
3	W14X159	W14X176	W18X40

*vsi stebri so z močno osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

Preglednica A. 5: Prerezi stebrov in gred po etažah za stavbo 9SE

9SE Etaža	STEBRI Osi od A do F	PREČKE	
		Med A in E	Med E in F
-1	W24X229	W30X108	W16X26
1	W24X229	W30X108	W16X26
2	W24X229	W30X116	W16X26
3	W24X229	W30X108	W16X26
4	W24X229, W24X207	W27X94	W16X26
5	W24X207	W27X94	W16X26
6	W24X207, W24X162	W24X76	W16X26
7	W24X162	W24X76	W16X26
8	W24X162, W24X131	W24X62	W16X26
9	W24X131	W24X62	W16X26

*stebri v osi F so s šibko osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

*vsi ostali stebri pa so z močno osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

Preglednica A. 6: Prerezi stebrov in gred po etažah za stavbo 20SE

20SE Etaža	STEBRI Osi od A do F	PREČKE Med A in F
-2	W24X229	W12X14
-1	W24X229	W30X132
1	W24X229, W24X229	W30X132
2	W24X229	W30X132
3	W24X229, W24X229	W30X132
4	W24X229	W30X132
5	W24X229, W24X192	W30X132
6	W24X192	W30X132
7	W24X192, W24X192	W30X132
8	W24X192	W30X116
9	W24X192, W24X192	W30X116
10	W24X192	W27X114
11	W24X192, W24X192	W27X114
12	W24X192	W27X94
13	W24X192, W24X162	W27X94
14	W24X162	W27X94
15	W24X162, W24X162	W27X94
16	W24X162	W24X62
17	W24X162, W24X131	W24X62
18	W24X131	W21X57
19	W24X131, W24X131	W21X57
20	W24X131	W21X57

*vsi stebri so z močno osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

Preglednica A. 7: Prerezi stebrov in gred po etažah za stavbo 3BO

3BO Etaža	STEBRI		PREČKE Med A in E
	Os A in E	Os B, C in D	
1	W14X74	W14X99	W21X62
2	W14X74	W14X99	W21X57
3	W14X74	W14X99	W18X35

*vsi stebri so z močno osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

Preglednica A. 8: Prerezi stebrov in gred po etažah za stavbo 9BO

9BO Etaža	STEBRI		PREČKE	
	Os A in F	Osi od B do E	Med A in E	Med E in F
-1	W14X211	W14X283	W24X68	W24X68
1	W14X211	W14X283	W36X135	W27X94
2	W14X211, W14X159	W14X283, W14X233	W33X118	W27X84
3	W14X159	W14X233	W30X116	W27X84
4	W14X159, W14X132	W14X233, W14X211	W30X116	W24X76
5	W14X132	W14X211	W30X108	W24X76
6	W14X132, W14X99	W14X211, W14X176	W30X99	W24X68
7	W14X99	W14X176	W27X94	W24X62
8	W14X99, W14X61	W14X176, W14X120	W24X76	W24X55
9	W14X61	W14X120	W18X40	W18X40

*stebri v osi F so s šibko osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

*vsi ostali stebri pa so z močno osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

Preglednica A. 9: Prerezi stebrov in gred po etažah za stavbo 20BO

20BO Etaža	STEBRI			PREČKE Med A in F
	Os A in F	Os B in E	Os C in D	
-2	W14X370	W36X194	W36X260	W27X94
-1	W14X370	W36X194	W36X260	W27X94
1	W14X370, W14X370	W36X194, W36X194	W36X260, W36X260	W36X182
2	W14X370	W36X194	W36X260	W36X160
3	W14X370, W14X311	W36X194, W36X182	W36X260, W33X221	W36X160
4	W14X311	W36X182	W33X221	W36X150
5	W14X311, W14X283	W36X182, W36X170	W33X221, W33X201	W36X150
6	W14X283	W36X170	W33X201	W36X150
7	W14X283, W14X233	W36X170, W36X160	W33X201, W33X201	W36X135
8	W14X233	W36X160	W33X201	W36X135
9	W14X233, W14X193	W36X160, W36X150	W33X201, W30X173	W33X130
10	W14X193	W36X150	W30X173	W33X130
11	W14X193, W14X159	W36X150, W36X135	W30X173, W30X173	W33X130
12	W14X159	W36X135	W30X173	W33X118
13	W14X159, W14X132	W36X135, W30X116	W30X173, W27X161	W33X118
14	W14X132	W30X116	W27X161	W30X116
15	W14X132, W14X109	W30X116, W30X99	W27X161, W27X146	W30X108
16	W14X109	W30X99	W27X146	W30X99
17	W14X109, W14X82	W30X99, W27X84	W27X146, W24X131	W27X94
18	W14X82	W27X84	W24X131	W27X84
19	W14X82, W14X61	W27X84, W24X68	W24X131, W24X68	W24X68
20	W14X61	W24X68	W24X68	W18X35

*vsi stebri so z močno osjo usmerjeni pravokotno na smer obremenjevanja

Preglednica A. 10: Karakteristike uporabljenih profilov (A ... ploščina prereza, I_{33} in I_{22} ... vztrajnostni moment okoli močne in šibke osi, $W_{pl,22}$ in $W_{pl,33}$... plastični odpornostni moment okoli močne in šibke osi, f_y ... trdnost jekla, N_{pl} ... osna nosilnost, $M_{pl,33}$ in $M_{pl,22}$... plastična upogibna nosilnost okoli močne in šibke osi)

Stavba	Oznaka	A	I_{33}	I_{22}	$W_{pl,33}$	$W_{pl,22}$	f_y	N_{pl}	$M_{pl,33}$	$M_{pl,22}$
3LA	profila	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
STEBRI	W14X257	4.877E-02	1.415E-03	5.369E-04	7.981E-03	4.031E-03	397138	19370	3169	1601
	W14X311	5.897E-02	1.802E-03	6.701E-04	9.881E-03	4.982E-03	397138	23418	3924	1978
	W14X68	1.290E-02	3.005E-04	5.036E-05	1.885E-03	6.047E-04	397138	5124	748	240
PREČKE	W33X118	2.239E-02	2.456E-03	7.784E-05	6.801E-03	8.407E-04	339222	7594	2307	285
	W30X116	2.206E-02	2.052E-03	6.826E-05	6.194E-03	8.062E-04	339222	7485	2101	273
	W24X68	1.297E-02	7.617E-04	2.930E-05	2.901E-03	4.015E-04	339222	4399	984	136
	W21X44	8.387E-03	3.509E-04	8.616E-06	1.563E-03	1.671E-04	339222	2845	530	57
Stavba	Oznaka	A	I_{33}	I_{22}	$W_{pl,33}$	$W_{pl,22}$	f_y	N_{pl}	$M_{pl,33}$	$M_{pl,22}$
3SE	profila	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
STEBRI	W14X159	3.013E-02	7.908E-04	3.113E-04	4.703E-03	2.393E-03	397138	11965	1868	950
	W14X176	3.342E-02	8.907E-04	3.488E-04	5.244E-03	2.671E-03	397138	13272	2083	1061
PREČKE	W24X76	1.445E-02	8.741E-04	3.434E-05	3.277E-03	4.687E-04	397138	5739	1302	186
	W24X84	1.594E-02	9.865E-04	3.929E-05	3.671E-03	5.342E-04	397138	6329	1458	212
	W18X40	7.613E-03	2.547E-04	7.950E-06	1.285E-03	1.639E-04	397138	3023	510	65
Stavba	Oznaka	A	I_{33}	I_{22}	$W_{pl,33}$	$W_{pl,22}$	f_y	N_{pl}	$M_{pl,33}$	$M_{pl,22}$
3BO	profila	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
STEBRI	W14X99	1.877E-02	4.620E-04	1.673E-04	2.835E-03	1.370E-03	397138	7456	1126	544
	W14X74	1.406E-02	3.309E-04	5.578E-05	2.065E-03	6.637E-04	397138	5586	820	264
PREČKE	W21X62	1.181E-02	5.536E-04	2.393E-05	2.360E-03	3.556E-04	397138	4689	937	141
	W21X57	1.077E-02	4.870E-04	4.870E-04	2.114E-03	2.114E-03	397138	4279	840	840
	W18X35	6.645E-03	2.123E-04	6.368E-06	1.090E-03	1.321E-04	397138	2639	433	52
Stavba	Oznaka	A	I_{33}	I_{22}	$W_{pl,33}$	$W_{pl,22}$	f_y	N_{pl}	$M_{pl,33}$	$M_{pl,22}$
9LA	profila	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
STEBRI	W14X500	9.484E-02	3.417E-03	1.199E-03	1.721E-02	8.554E-03	397138	37664	6833	3397
	W14X455	8.645E-02	2.993E-03	1.066E-03	1.534E-02	7.669E-03	397138	34333	6091	3046
	W14X370	7.032E-02	2.264E-03	8.283E-04	1.206E-02	6.063E-03	397138	27928	4790	2408
	W14X370	7.032E-02	2.264E-03	8.283E-04	1.206E-02	6.063E-03	397138	27928	4790	2408
	W14X283	5.374E-02	1.598E-03	5.994E-04	8.882E-03	4.490E-03	397138	21343	3527	1783
	W14X283	5.374E-02	1.598E-03	5.994E-04	8.882E-03	4.490E-03	397138	21343	3527	1783
	W14X257	4.877E-02	1.415E-03	5.369E-04	7.981E-03	4.031E-03	397138	19370	3169	1601
	W14X257	4.877E-02	1.415E-03	5.369E-04	7.981E-03	4.031E-03	397138	19370	3169	1601
	W14X233	4.419E-02	1.253E-03	4.787E-04	7.145E-03	3.622E-03	397138	17551	2837	1438
	W14X233	4.419E-02	1.253E-03	4.787E-04	7.145E-03	3.622E-03	397138	17551	2837	1438

* nadaljevanje preglednice na naslednji strani

Stavba	Oznaka	A	I ₃₃	I ₂₂	W _{pl,33}	W _{pl,22}	f _y	N _{pl}	M _{pl,33}	M _{pl,22}
9LA	profil	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
PREČKE	W36X160	3.032E-02	4.062E-03	1.228E-04	1.023E-02	1.267E-03	339222	10286	3469	430
	W36X135	2.561E-02	3.247E-03	9.365E-05	8.341E-03	9.783E-04	339222	8688	2829	332
	W30X99	1.877E-02	1.661E-03	5.328E-05	5.113E-03	6.325E-04	339222	6369	1734	215
	W27X84	1.600E-02	1.186E-03	4.412E-05	3.998E-03	5.441E-04	339222	5428	1356	185
	W24X68	1.297E-02	7.617E-04	2.930E-05	2.901E-03	4.015E-04	339222	4399	984	136
Stavba	Oznaka	A	I ₃₃	I ₂₂	W _{pl,33}	W _{pl,22}	f _y	N _{pl}	M _{pl,33}	M _{pl,22}
9SE	profil	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
STEBRI	W24X229	4.335E-02	3.184E-03	2.710E-04	1.108E-02	2.524E-03	397138	17218	4399	1002
	W24X207	3.916E-02	2.839E-03	2.406E-04	9.931E-03	2.245E-03	397138	15552	3944	892
	W24X162	3.077E-02	2.152E-03	1.844E-04	7.669E-03	1.721E-03	397138	12222	3046	683
	W24X131	2.484E-02	1.673E-03	1.415E-04	6.063E-03	1.336E-03	397138	9864	2408	530
	W24X229	4.335E-02	3.184E-03	2.710E-04	1.106E-02	2.524E-03	397138	17218	4393	1002
	W24X207	3.916E-02	2.839E-03	2.406E-04	9.931E-03	2.245E-03	397138	15552	3944	892
	W24X162	3.077E-02	2.152E-03	1.844E-04	7.669E-03	1.721E-03	397138	12222	3046	683
	W24X131	2.484E-02	1.673E-03	1.415E-04	6.063E-03	1.336E-03	397138	9864	2408	530
PREČKE	W30X108	2.045E-02	1.861E-03	6.077E-05	5.670E-03	7.194E-04	397138	8122	2252	286
	W30X116	2.206E-02	2.052E-03	6.826E-05	6.194E-03	8.062E-04	397138	8763	2460	320
	W27X94	1.787E-02	1.361E-03	5.161E-05	4.556E-03	6.358E-04	397138	7097	1809	253
	W24X76	1.445E-02	8.741E-04	3.434E-05	3.277E-03	4.687E-04	397138	5739	1302	186
	W24X62	1.174E-02	6.452E-04	1.436E-05	2.507E-03	2.573E-04	397138	4663	996	102
	W16X26	4.955E-03	1.253E-04	3.992E-06	7.243E-04	8.980E-05	397138	1968	288	36
Stavba	Oznaka	A	I ₃₃	I ₂₂	W _{pl,33}	W _{pl,22}	f _y	N _{pl}	M _{pl,33}	M _{pl,22}
9BO	profil	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
STEBRI	W14X283	5.374E-02	1.598E-03	5.994E-04	8.882E-03	4.490E-03	397138	21343	3527	1783
	W14X233	4.419E-02	1.253E-03	4.787E-04	7.145E-03	3.622E-03	397138	17551	2837	1438
	W14X211	4.000E-02	1.107E-03	4.287E-04	6.391E-03	3.245E-03	397138	15885	2538	1289
	W14X176	3.342E-02	8.907E-04	3.488E-04	5.244E-03	2.671E-03	397138	13272	2083	1061
	W14X159	3.013E-02	7.908E-04	3.113E-04	4.703E-03	2.393E-03	397138	11965	1868	950
	W14X132	2.503E-02	6.368E-04	2.281E-04	3.835E-03	1.852E-03	397138	9941	1523	735
	W14X120	2.277E-02	5.744E-04	2.060E-04	3.474E-03	1.671E-03	397138	9044	1380	664
	W14X99	1.877E-02	4.620E-04	1.673E-04	2.835E-03	1.370E-03	397138	7456	1126	544
	W14X61	1.155E-02	2.664E-04	4.454E-05	1.671E-03	5.375E-04	397138	4586	664	213
	W14X211	4.000E-02	1.107E-03	4.287E-04	6.391E-03	3.245E-03	397138	15885	2538	1289
	W14X159	3.013E-02	7.908E-04	3.113E-04	4.703E-03	2.393E-03	397138	11965	1868	950
	W14X132	2.503E-02	6.368E-04	2.281E-04	3.835E-03	1.852E-03	397138	9941	1523	735
	W14X99	1.877E-02	4.620E-04	1.673E-04	2.835E-03	1.370E-03	397138	7456	1126	544

* nadaljevanje preglednice na naslednji strani

Stavba	Oznaka	A	I_{33}	I_{22}	$W_{pl,33}$	$W_{pl,22}$	f_y	N_{pl}	$M_{pl,33}$	$M_{pl,22}$
9BO	profilu	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
STEBRI	W14X68	1.290E-02	3.005E-04	5.036E-05	1.885E-03	6.047E-04	397138	5124	748	240
	W24X68	1.297E-02	7.617E-04	2.930E-05	2.901E-03	4.015E-04	397138	5150	1152	159
	W36X135	2.561E-02	3.247E-03	9.365E-05	8.341E-03	9.783E-04	397138	10172	3313	389
	W33X118	2.239E-02	2.456E-03	7.784E-05	6.801E-03	8.407E-04	397138	8891	2701	334
	W30X116	2.206E-02	2.052E-03	6.826E-05	6.194E-03	8.062E-04	397138	8763	2460	320
	W30X108	2.045E-02	1.861E-03	6.077E-05	5.670E-03	7.194E-04	397138	8122	2252	286
	W30X99	1.877E-02	1.661E-03	5.328E-05	5.113E-03	6.325E-04	397138	7456	2030	251
	W27X94	1.787E-02	1.361E-03	5.161E-05	4.556E-03	6.358E-04	397138	7097	1809	253
	W27X84	1.600E-02	1.186E-03	4.412E-05	3.998E-03	5.441E-04	397138	6354	1588	216
	W24X76	1.445E-02	8.741E-04	3.434E-05	3.277E-03	4.687E-04	397138	5739	1302	186
	W24X62	1.174E-02	6.452E-04	1.436E-05	2.507E-03	2.573E-04	397138	4663	996	102
PREČKE	W24X55	1.045E-02	5.619E-04	1.211E-05	2.196E-03	2.179E-04	397138	4151	872	87
	W18X40	7.613E-03	2.547E-04	7.950E-06	1.285E-03	1.639E-04	397138	3023	510	65
Stavba	Oznaka	A	I_{33}	I_{22}	$W_{pl,33}$	$W_{pl,22}$	f_y	N_{pl}	$M_{pl,33}$	$M_{pl,22}$
20LA	profilu	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
STEBRI	15X15X2.00	6.710E-02	1.248E-03	1.248E-03	8.374E-03	8.374E-03	397138	26647	3326	3326
	15X15X1.25	4.435E-02	9.090E-04	9.090E-04	5.817E-03	5.817E-03	397138	17615	2310	2310
	15X15X1.00	3.613E-02	7.654E-04	7.654E-04	4.826E-03	4.826E-03	397138	14348	1917	1917
	15X15X0.75	2.758E-02	6.040E-04	6.040E-04	3.753E-03	3.753E-03	397138	10953	1490	1490
	15X15X0.55	1.871E-02	4.233E-04	4.233E-04	2.589E-03	2.589E-03	397138	7430	1028	1028
	W24X335	6.348E-02	4.953E-03	4.287E-04	1.671E-02	3.900E-03	397138	25212	6638	1549
	W24X229	4.335E-02	3.184E-03	2.710E-04	1.108E-02	2.524E-03	397138	17218	4399	1002
	W24X192	3.632E-02	2.606E-03	2.206E-04	9.160E-03	2.065E-03	397138	14425	3638	820
	W24X131	2.484E-02	1.673E-03	1.415E-04	6.063E-03	1.336E-03	397138	9864	2408	530
	W24X117	2.219E-02	1.473E-03	1.236E-04	5.359E-03	1.170E-03	397138	8814	2128	465
	W24X84	1.594E-02	9.865E-04	3.929E-05	3.671E-03	5.342E-04	397138	6329	1458	212
PREČKE	W30X108	2.045E-02	1.861E-03	6.077E-05	5.670E-03	7.194E-04	339222	6938	1923	244
	W30X99	1.877E-02	1.661E-03	5.328E-05	5.113E-03	6.325E-04	339222	6369	1734	215
	W27X84	1.600E-02	1.186E-03	4.412E-05	3.998E-03	5.441E-04	339222	5428	1356	185
	W24X62	1.174E-02	6.452E-04	1.436E-05	2.507E-03	2.573E-04	339222	3983	851	87
	W21X50	9.484E-03	4.096E-04	1.036E-05	1.803E-03	1.999E-04	339222	3217	611	68
	W14X22	4.187E-03	8.283E-05	2.914E-06	5.441E-04	7.194E-05	339222	1420	185	24
Stavba	Oznaka	A	I_{33}	I_{22}	$W_{pl,33}$	$W_{pl,22}$	f_y	N_{pl}	$M_{pl,33}$	$M_{pl,22}$
20SE	profilu	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
STEBRI	W24X229	4.335E-02	3.184E-03	2.710E-04	1.108E-02	2.524E-03	397138	17218	4399	1002
	W24X192	3.632E-02	2.606E-03	2.206E-04	9.160E-03	2.065E-03	397138	14425	3638	820

* nadaljevanje preglednice na naslednji strani

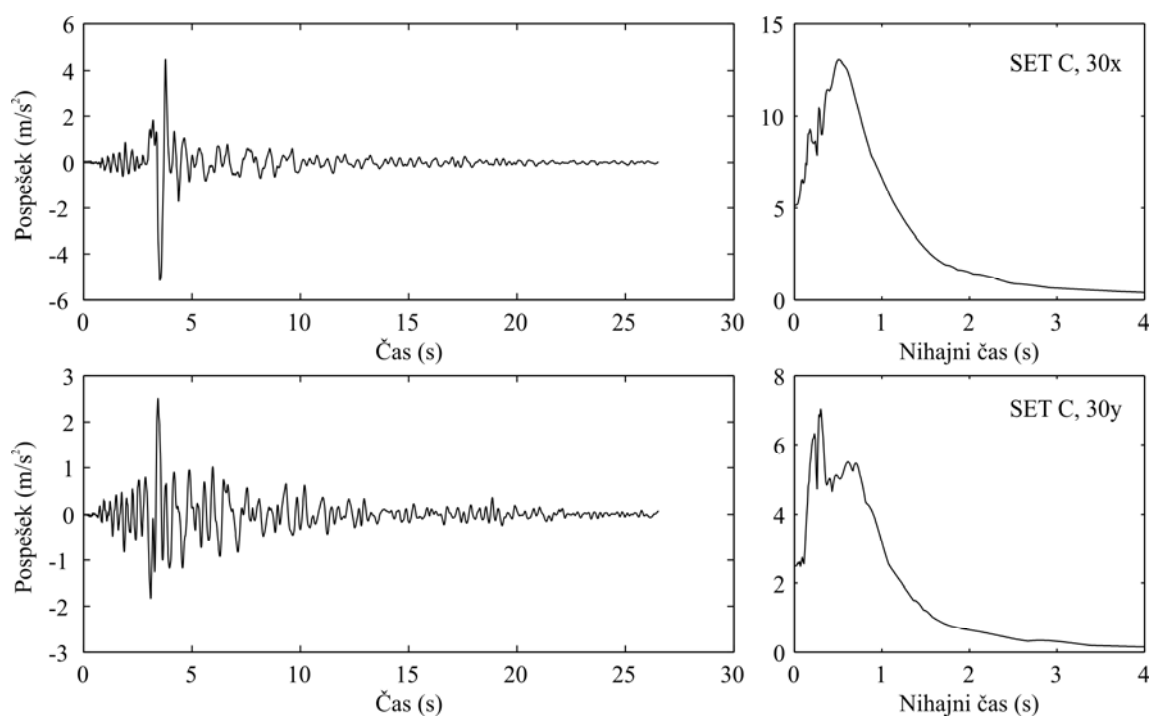
Stavba	Oznaka	A	I ₃₃	I ₂₂	W _{pl,33}	W _{pl,22}	f _y	N _{pl}	M _{pl,33}	M _{pl,22}
20SE	profila	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
STEBRI	W24X162	3.077E-02	2.152E-03	1.844E-04	7.669E-03	1.721E-03	397138	12222	3046	683
	W24X131	2.484E-02	1.673E-03	1.415E-04	6.063E-03	1.336E-03	397138	9864	2408	530
PREČKE	W12X14	2.684E-03	3.688E-05	9.823E-07	2.851E-04	3.114E-05	397138	1066	113	12
	W30X132	2.510E-02	2.402E-03	8.158E-05	7.161E-03	9.570E-04	397138	9967	2844	380
	W30X116	2.206E-02	2.052E-03	6.826E-05	6.194E-03	8.062E-04	397138	8763	2460	320
	W27X114	2.161E-02	1.702E-03	6.618E-05	5.621E-03	8.079E-04	397138	8583	2232	321
	W27X94	1.787E-02	1.361E-03	5.161E-05	4.556E-03	6.358E-04	397138	7097	1809	253
	W24X62	1.174E-02	6.452E-04	1.436E-05	2.507E-03	2.573E-04	397138	4663	996	102
	W21X57	1.077E-02	4.870E-04	1.274E-05	2.114E-03	2.425E-04	397138	4279	840	96
Stavba	Oznaka	A	I ₃₃	I ₂₂	W _{pl,33}	W _{pl,22}	f _y	N _{pl}	M _{pl,33}	M _{pl,22}
20BO	profila	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
STEBRI	W36X260	4.935E-02	7.201E-03	7.201E-03	1.770E-02	1.770E-02	397138	19601	7029	7029
	W36X194	3.677E-02	5.036E-03	1.561E-04	1.257E-02	1.601E-03	397138	14604	4992	636
	W36X182	3.458E-02	4.703E-03	1.444E-04	1.177E-02	1.486E-03	397138	13733	4673	590
	W36X170	3.226E-02	4.370E-03	1.332E-04	1.095E-02	1.373E-03	397138	12811	4347	545
	W36X160	3.032E-02	4.058E-03	1.228E-04	1.023E-02	1.267E-03	397138	12042	4061	503
	W36X150	2.852E-02	3.763E-03	1.124E-04	9.521E-03	1.162E-03	397138	11325	3781	461
	W36X135	2.561E-02	3.247E-03	9.365E-05	8.341E-03	9.783E-04	397138	10172	3313	389
	W33X221	4.194E-02	5.328E-03	3.496E-04	1.401E-02	2.687E-03	397138	16654	5564	1067
	W33X201	3.813E-02	4.787E-03	3.118E-04	1.265E-02	2.409E-03	397138	15142	5024	957
	W30X173	3.277E-02	3.413E-03	2.489E-04	9.914E-03	2.016E-03	397138	13016	3937	800
	W30X116	2.206E-02	2.052E-03	6.826E-05	6.194E-03	8.062E-04	397138	8763	2460	320
	W30X99	1.877E-02	1.661E-03	5.328E-05	5.113E-03	6.325E-04	397138	7456	2030	251
	W27X161	3.058E-02	2.614E-03	2.069E-04	8.390E-03	1.786E-03	397138	12145	3332	709
	W27X146	2.768E-02	2.343E-03	1.844E-04	7.554E-03	1.598E-03	397138	10992	3000	635
	W27X84	1.600E-02	1.186E-03	4.412E-05	3.998E-03	5.441E-04	397138	6354	1588	216
	W24X131	2.484E-02	1.673E-03	1.415E-04	6.063E-03	1.336E-03	397138	9864	2408	530
STEBRI	W24X68	1.297E-02	7.617E-04	2.930E-05	2.901E-03	4.015E-04	397138	5150	1152	159
	W14X370	7.032E-02	2.264E-03	8.283E-04	1.206E-02	6.063E-03	397138	27928	4790	2408
	W14X311	5.897E-02	1.802E-03	6.701E-04	9.881E-03	4.982E-03	397138	23418	3924	1978
	W14X283	5.374E-02	1.598E-03	5.994E-04	8.882E-03	4.490E-03	397138	21343	3527	1783
	W14X233	4.419E-02	1.253E-03	4.787E-04	7.145E-03	3.622E-03	397138	17551	2837	1438
	W14X193	3.665E-02	9.990E-04	3.875E-04	5.817E-03	2.950E-03	397138	14553	2310	1171
	W14X159	3.013E-02	7.908E-04	3.113E-04	4.703E-03	2.393E-03	397138	11965	1868	950
	W14X132	2.503E-02	6.368E-04	2.281E-04	3.835E-03	1.852E-03	397138	9941	1523	735
	W14X109	2.065E-02	5.161E-04	1.861E-04	3.146E-03	1.519E-03	397138	8199	1250	603

* nadaljevanje preglednice na naslednji strani

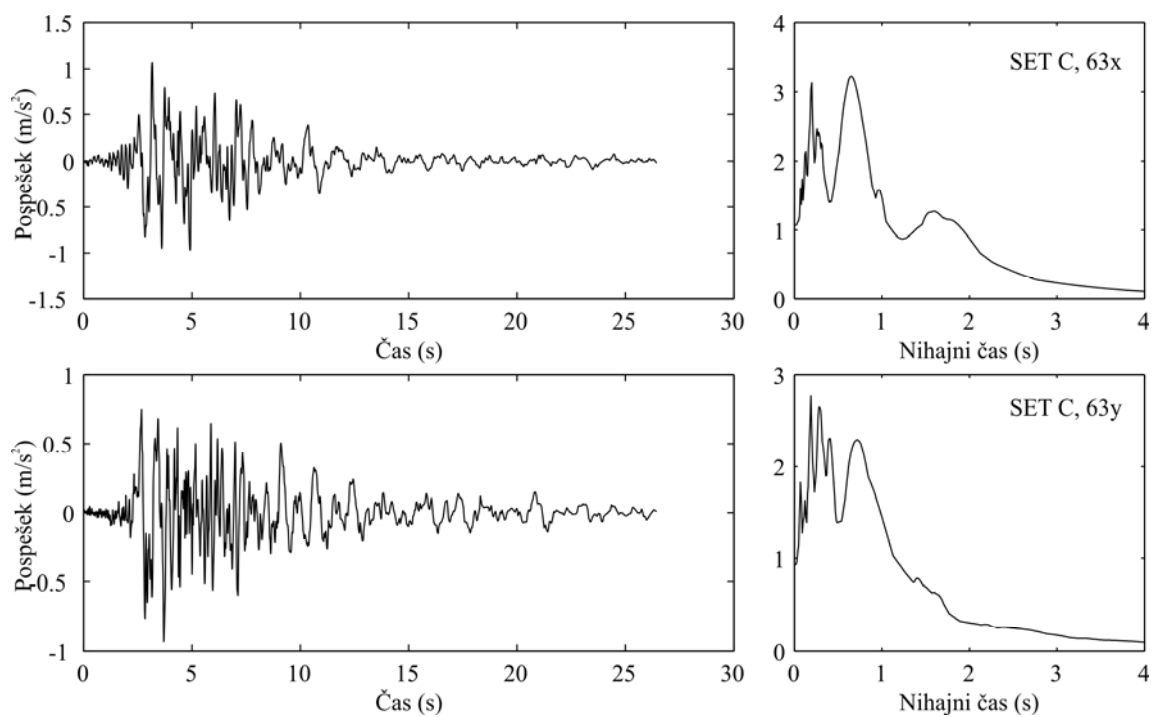
Stavba	Oznaka	A	I_{33}	I_{22}	$W_{pl,33}$	$W_{pl,22}$	f_y	N_{pl}	$M_{pl,33}$	$M_{pl,22}$
20BO	profil	(m ²)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ³)	(m ³)	(kN/m ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)
STEBRI	W14X82	1.555E-02	3.671E-04	6.160E-05	2.278E-03	7.341E-04	397138	6175	905	292
	W14X61	1.155E-02	2.664E-04	4.454E-05	1.671E-03	5.375E-04	397138	4586	664	213
PREČKE	W27X94	1.787E-02	1.361E-03	5.161E-05	4.556E-03	6.358E-04	397138	7097	1809	253
	W36X182	3.458E-02	4.703E-03	1.444E-04	1.177E-02	1.486E-03	397138	13733	4673	590
	W36X160	3.032E-02	4.062E-03	1.228E-04	1.023E-02	1.267E-03	397138	12042	4061	503
	W36X150	2.852E-02	3.763E-03	1.124E-04	9.521E-03	1.162E-03	397138	11325	3781	461
	W36X135	2.561E-02	3.247E-03	9.365E-05	8.341E-03	9.783E-04	397138	10172	3313	389
	W33X130	2.471E-02	2.793E-03	9.074E-05	7.653E-03	9.750E-04	397138	9813	3039	387
	W33X118	2.239E-02	2.456E-03	7.784E-05	6.801E-03	8.407E-04	397138	8891	2701	334
	W30X116	2.206E-02	2.052E-03	6.826E-05	6.194E-03	8.062E-04	397138	8763	2460	320
	W30X108	2.045E-02	1.861E-03	6.077E-05	5.670E-03	7.194E-04	397138	8122	2252	286
	W30X99	1.877E-02	1.661E-03	5.328E-05	5.113E-03	6.325E-04	397138	7456	2030	251
	W27X94	1.787E-02	1.361E-03	5.161E-05	4.556E-03	6.358E-04	397138	7097	1809	253
	W27X84	1.600E-02	1.186E-03	4.412E-05	3.998E-03	5.441E-04	397138	6354	1588	216
	W24X68	1.297E-02	7.617E-04	2.930E-05	2.901E-03	4.015E-04	397138	5150	1152	159
	W18X35	6.645E-03	2.123E-04	6.368E-06	1.090E-03	1.321E-04	397138	2639	433	52

PRILOGA B

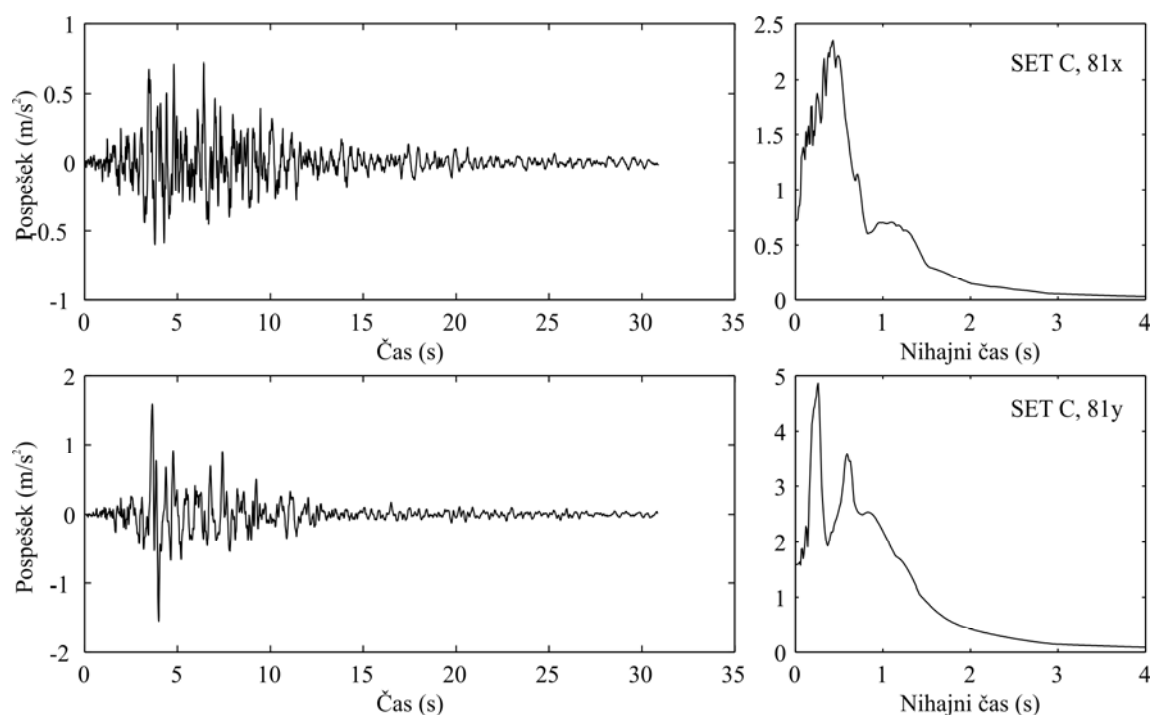
**Dejanski akceleroگرامи in pripadajoči elastični spektri pri 5%
dušenju za skupini akceleroگرامov SET C in SET NGA**



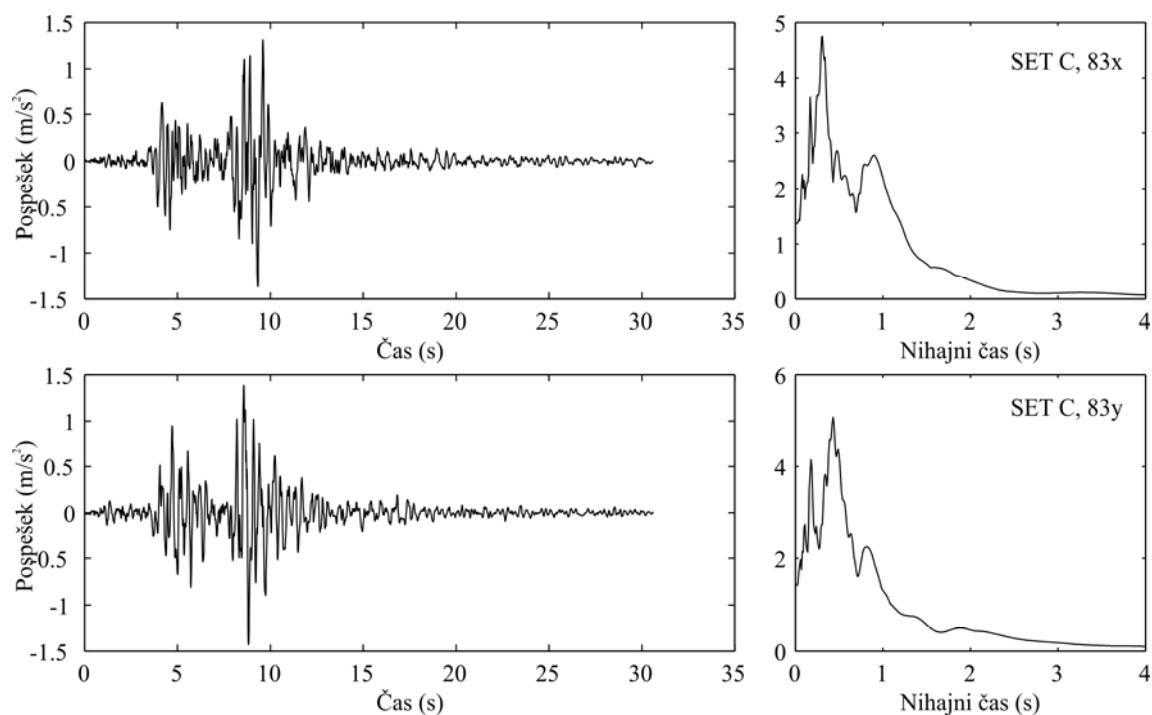
Slika B. 1: Dejanska akceleroگرامa 30x in 30y iz skupine akceleroگرامov SET C ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



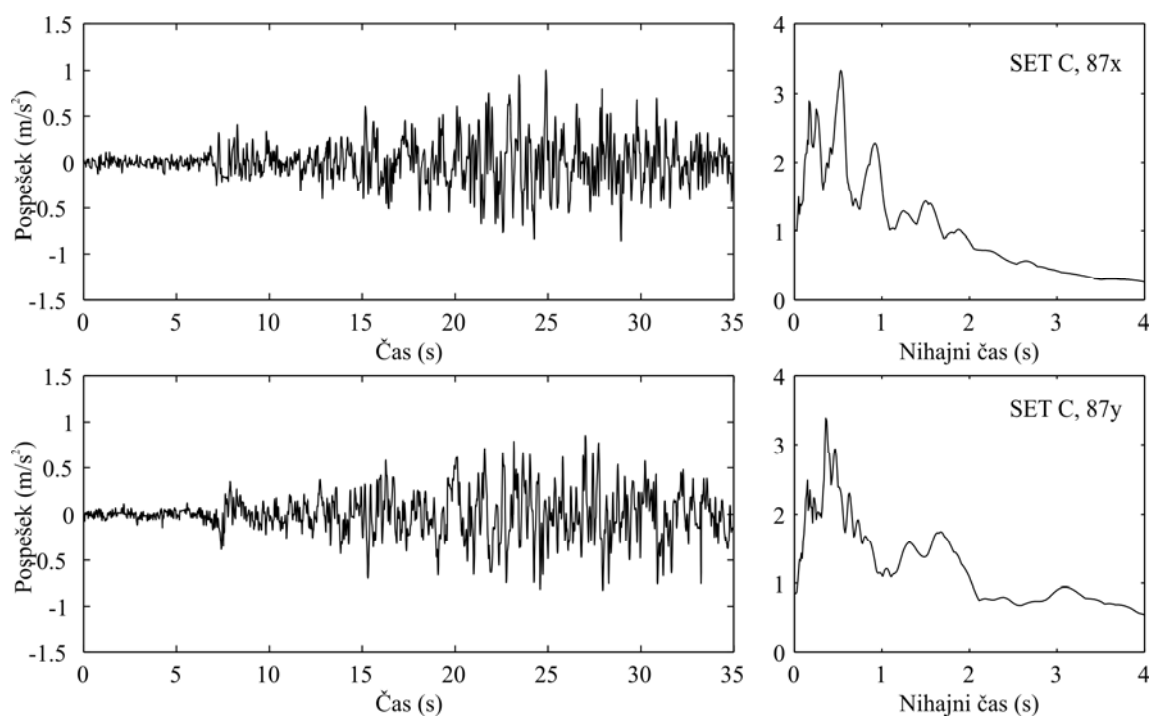
Slika B. 2: Dejanska akceleroگرامa 63x in 63y iz skupine akceleroagramov SET C ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



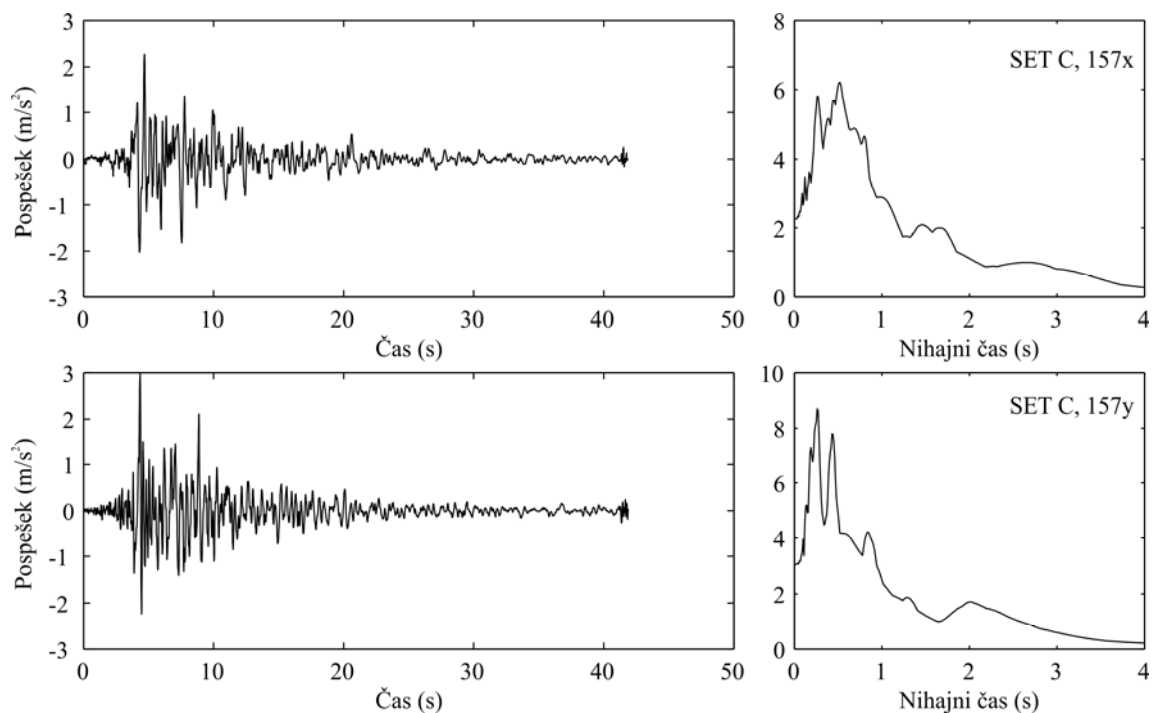
Slika B. 3: Dejanska akceleroگرامa 81x in 81y iz skupine akceleroگرامov SET C ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



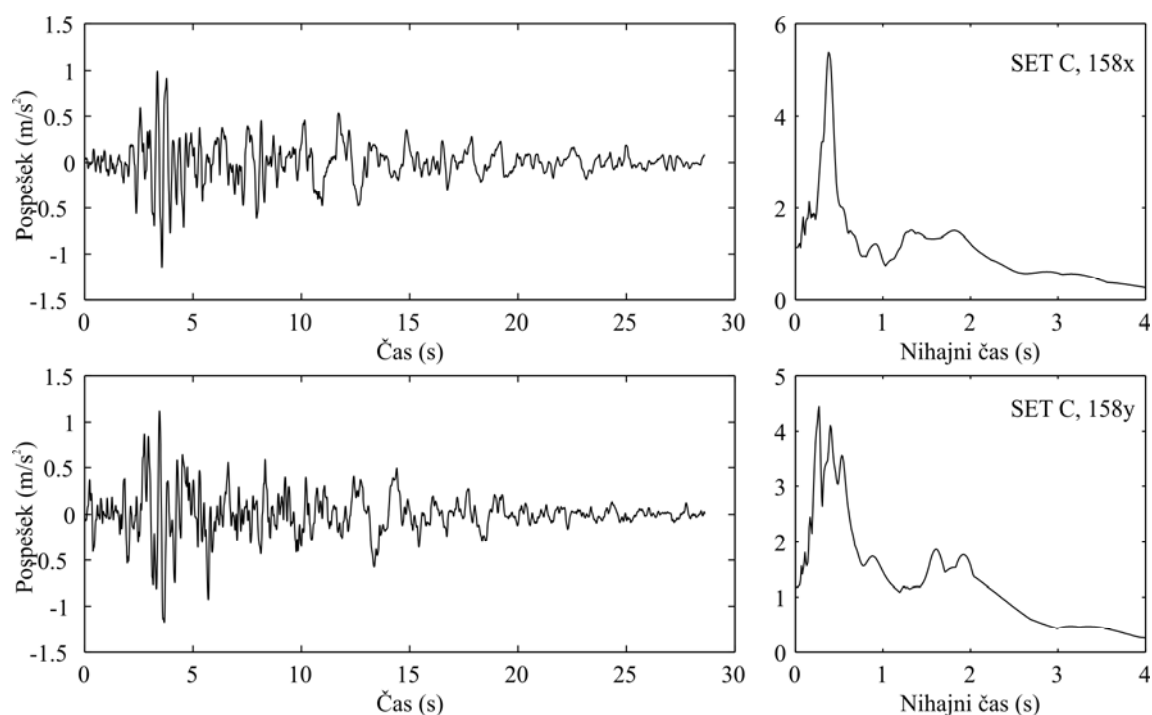
Slika B. 4: Dejanska akceleroگرامa 83x in 83y iz skupine akceleroagramov SET C ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



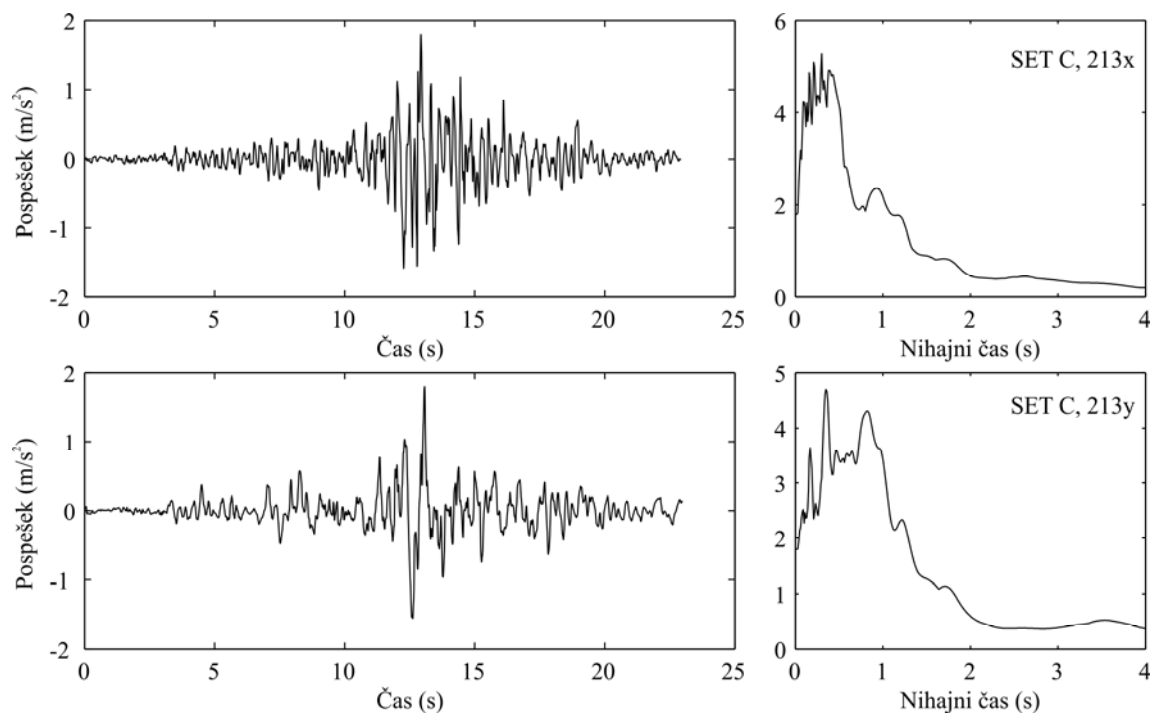
Slika B. 5: Dejanska akceleroگرامa 87x in 87y iz skupine akceleroگرامov SET C ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



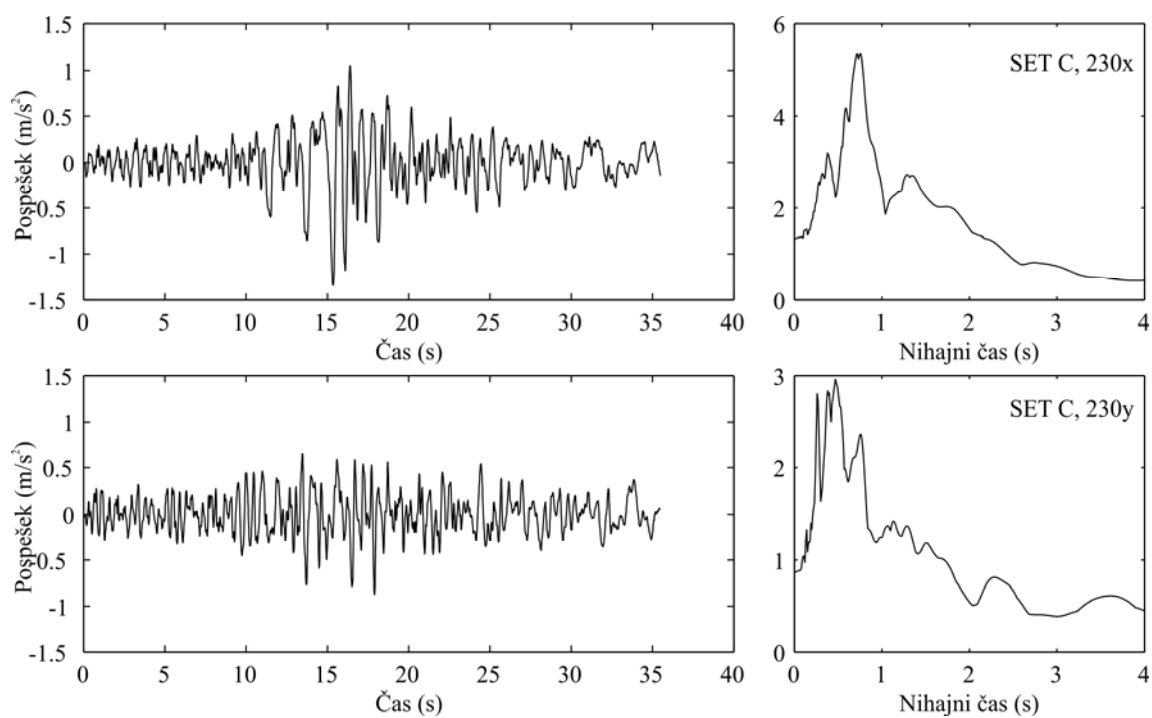
Slika B. 6: Dejanska akceleroگرامa 157x in 157y iz skupine akceleroagramov SET C ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



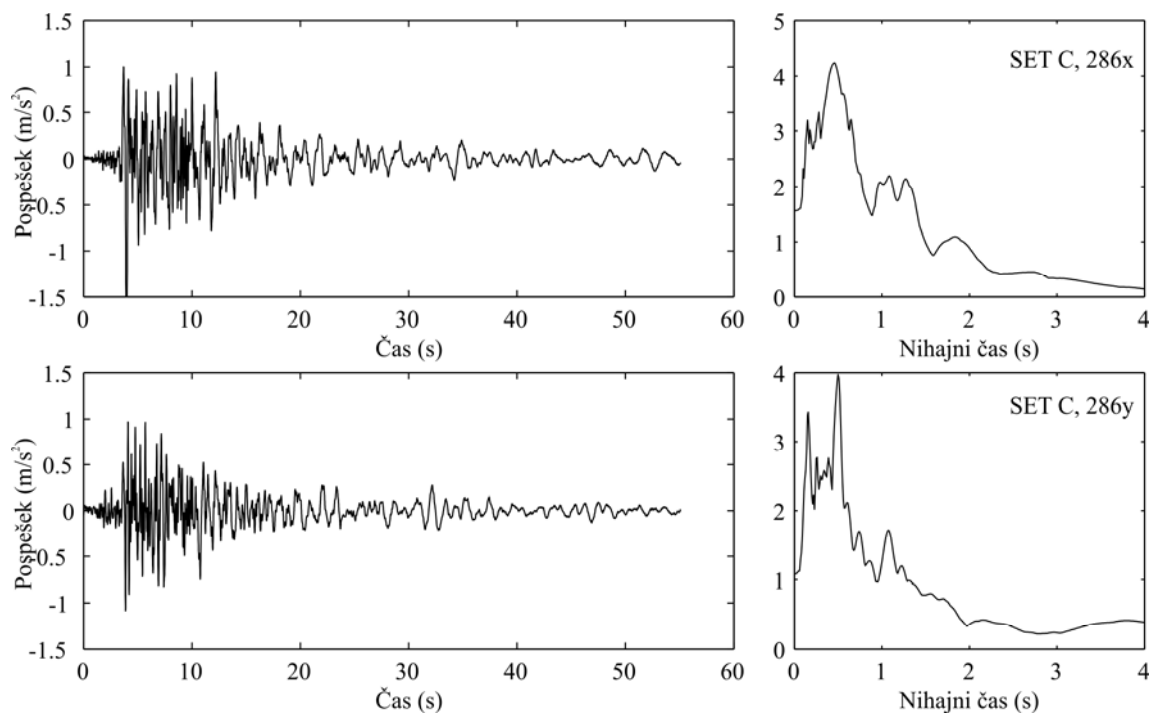
Slika B. 7: Dejanska akceleroگرامa 158x in 158y iz skupine akceleroگرامov SET C ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



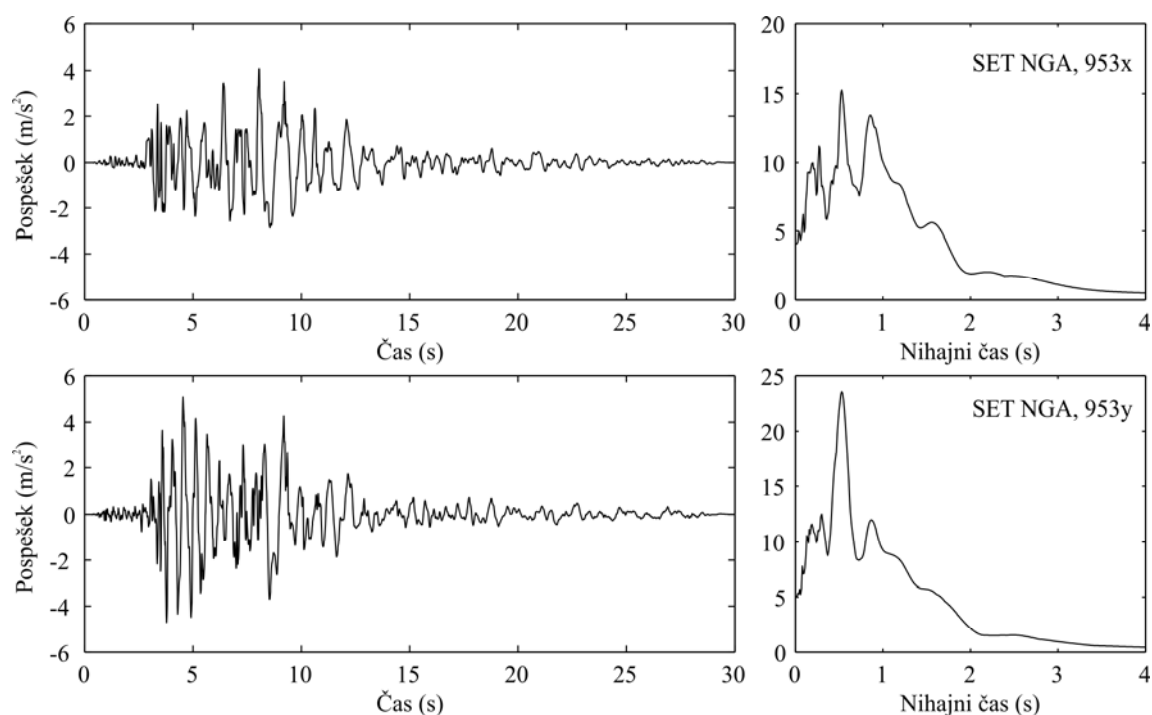
Slika B. 8: Dejanska akceleroگرامa 213x in 213y iz skupine akceleroگرامov SET C ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



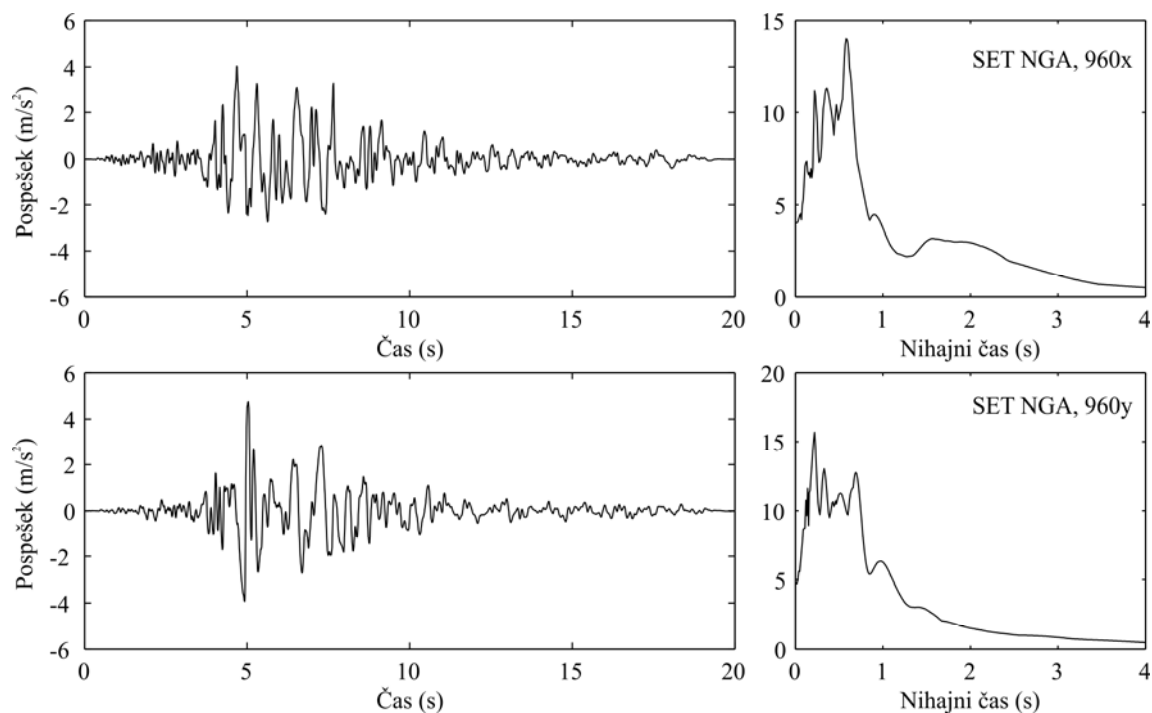
Slika B. 9: Dejanska akceleroگرامa 230x in 230y iz skupine akceleroگرامov SET C ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



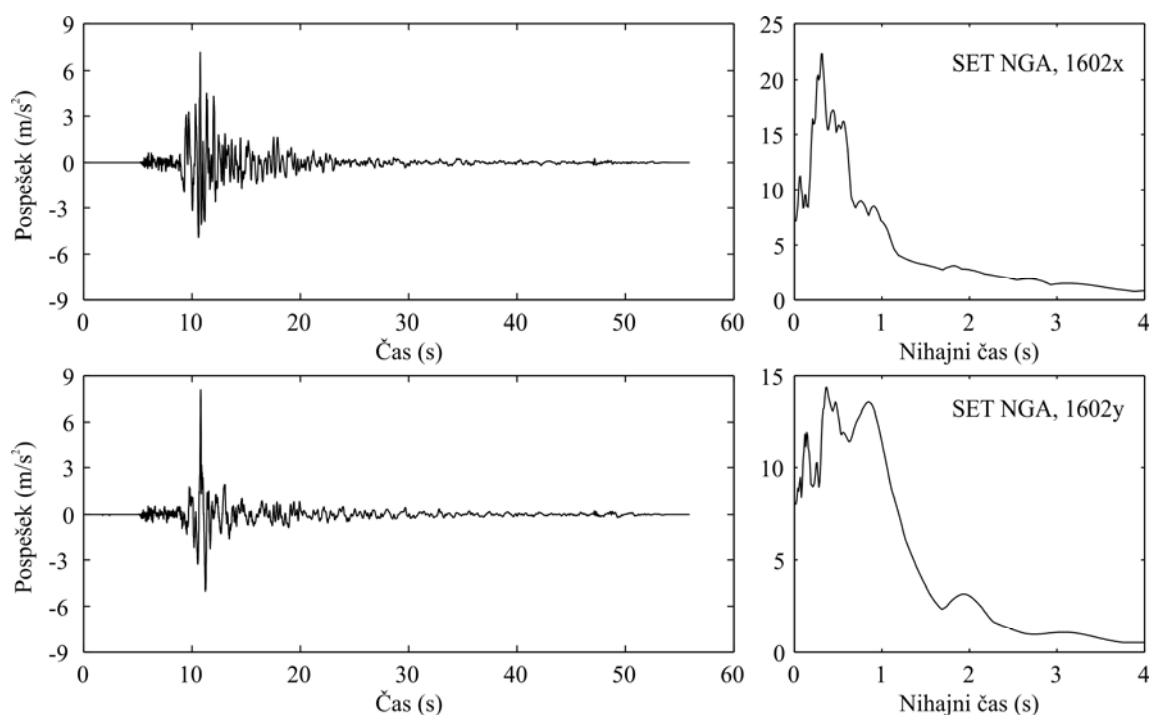
Slika B. 10: Dejanska akceleroگرامa 286x in 286y iz skupine akceleroگرامov SET C ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



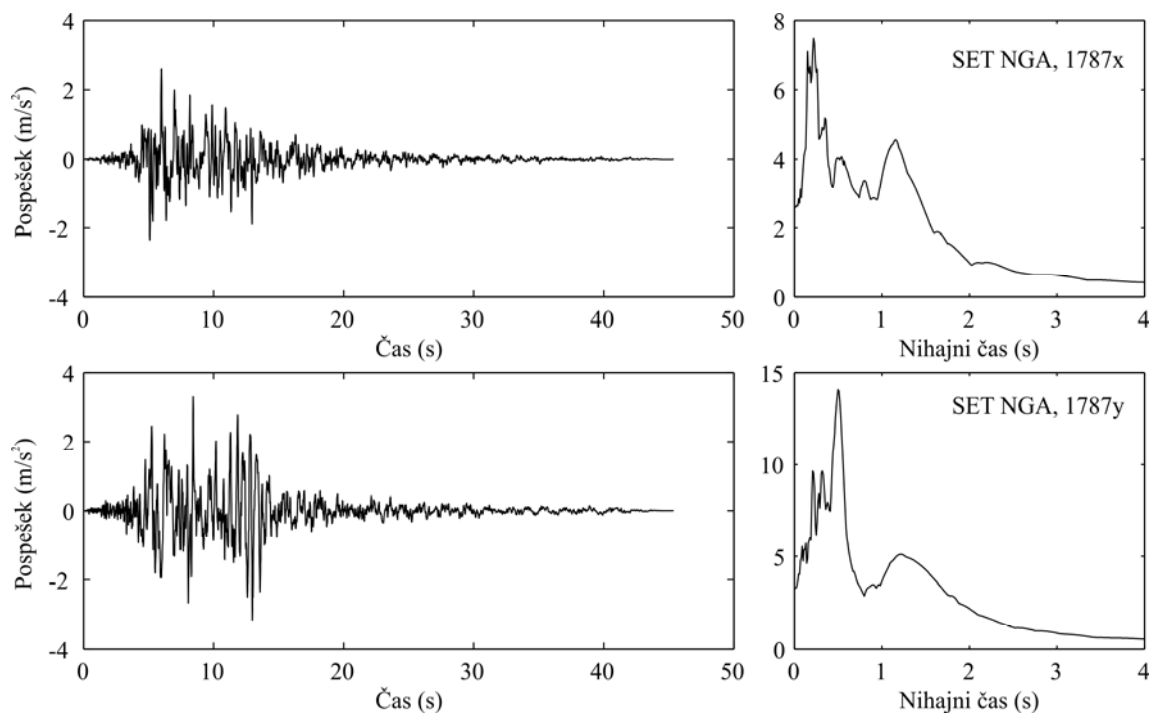
Slika B. 11: Dejanska akceleroگرامa 953x in 953y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



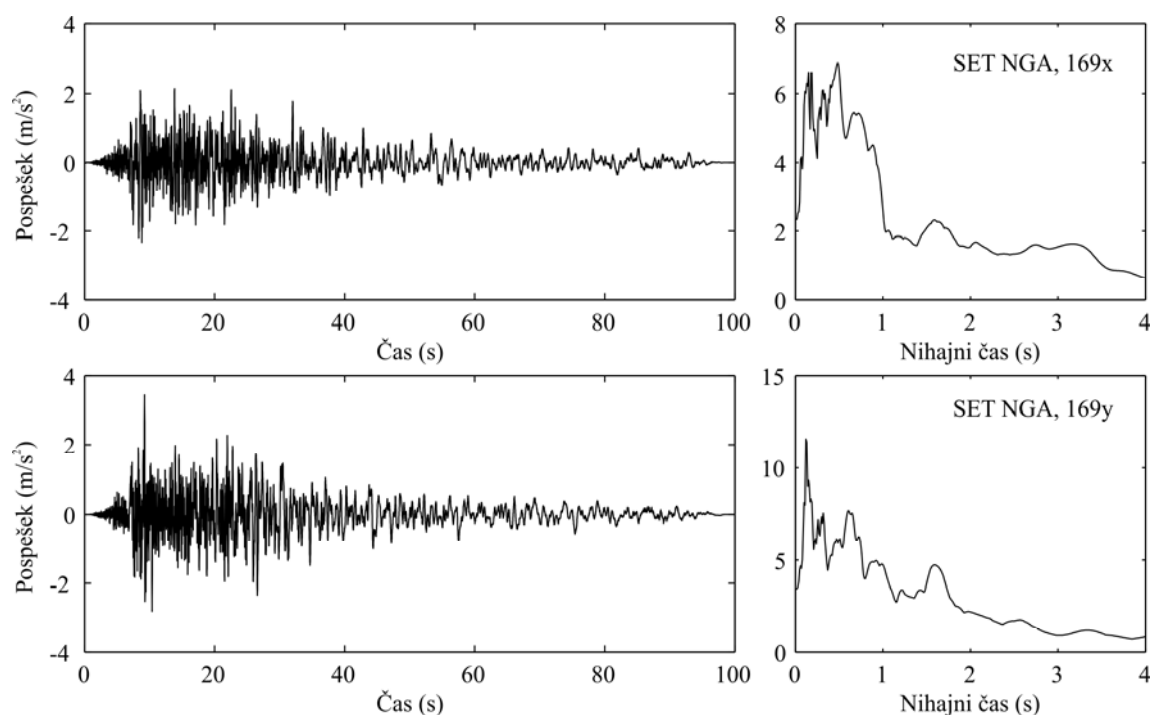
Slika B. 12: Dejanska akceleroگرامa 960x in 960y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



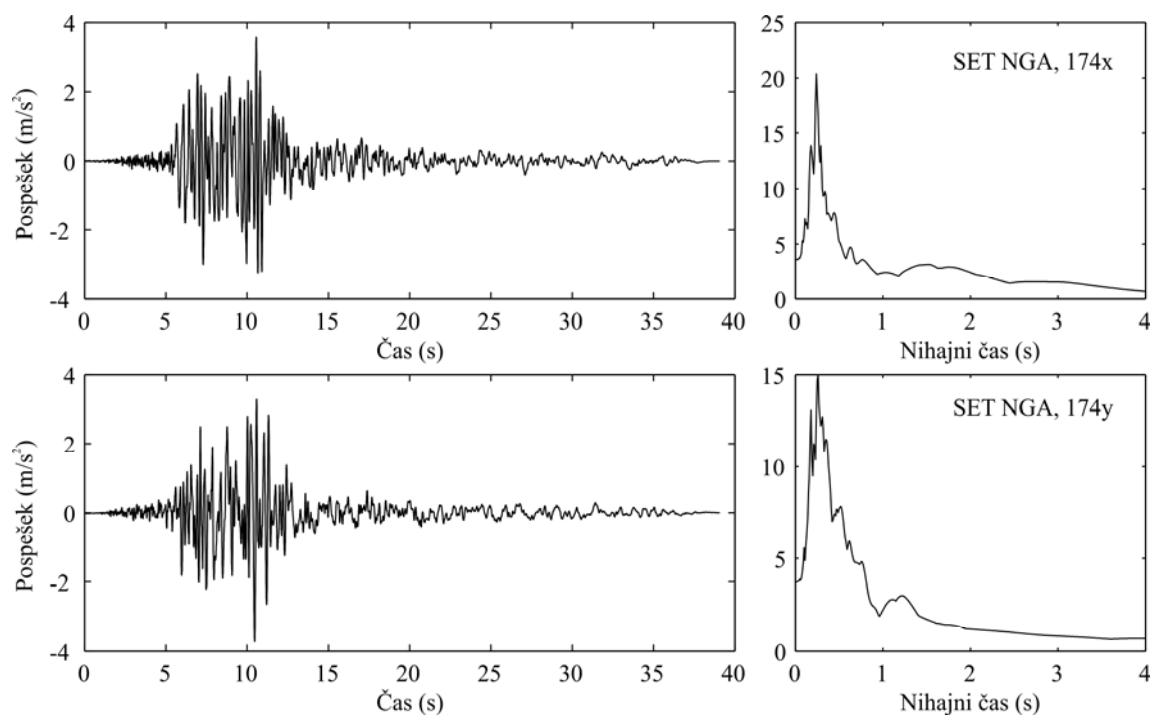
Slika B. 13: Dejanska akceleroگرامa 1602x in 1602y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



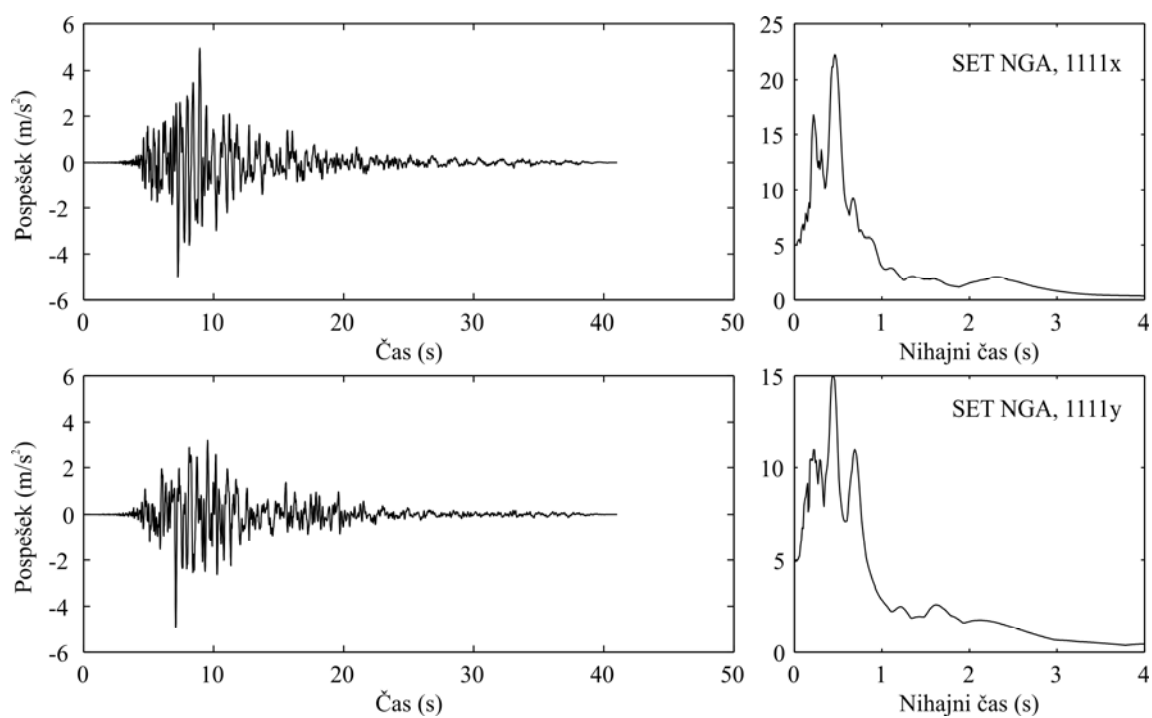
Slika B. 14: Dejanska akceleroگرامa 1787x in 1787y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



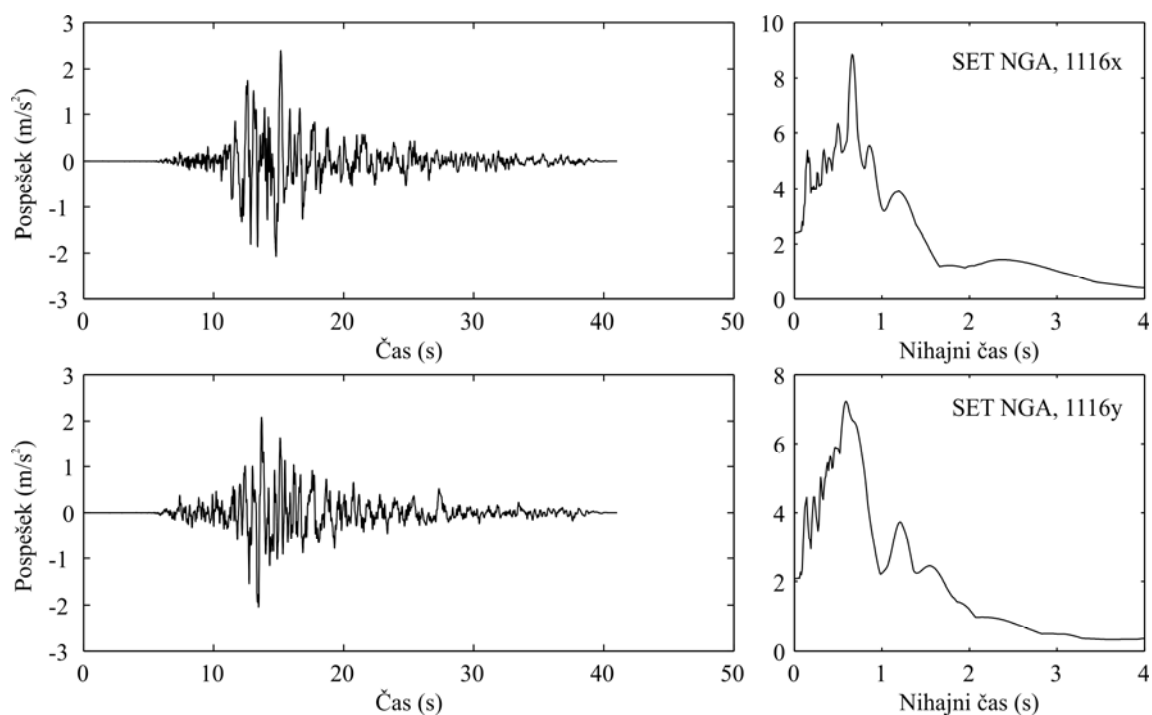
Slika B. 15: Dejanska akceleroگرامa 169x in 169y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



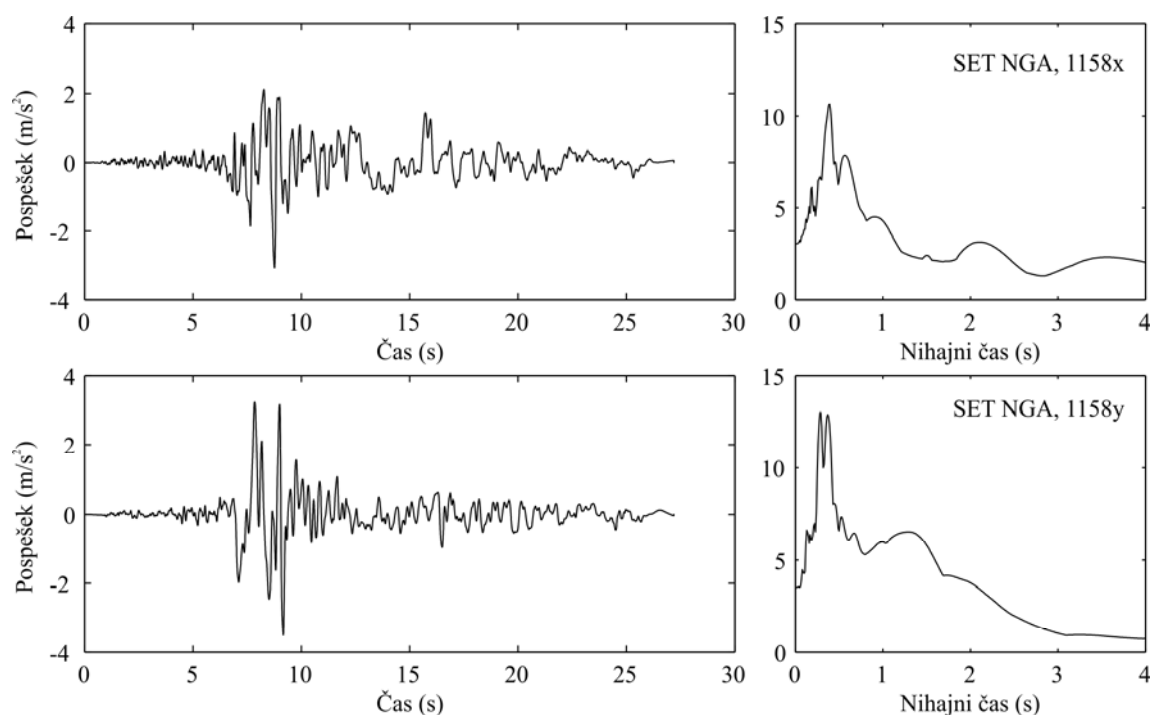
Slika B. 16: Dejanska akceleroگرامa 174x in 174y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



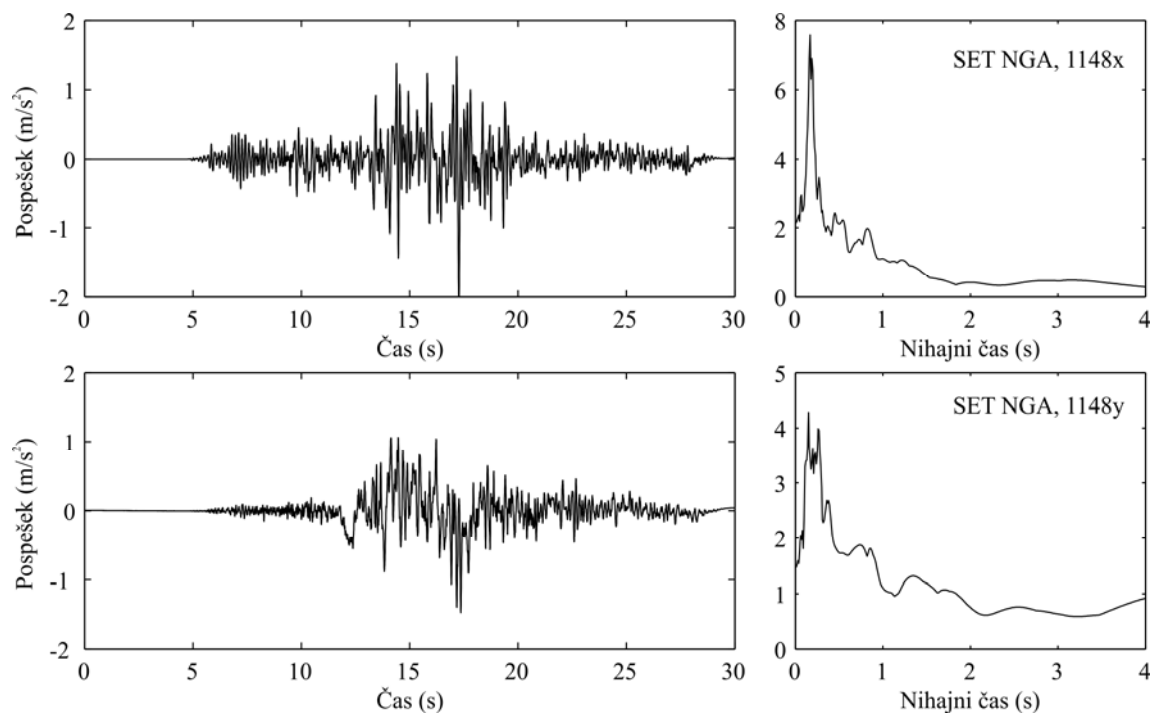
Slika B. 17: Dejanska akceleroگرامa 1111x in 1111y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



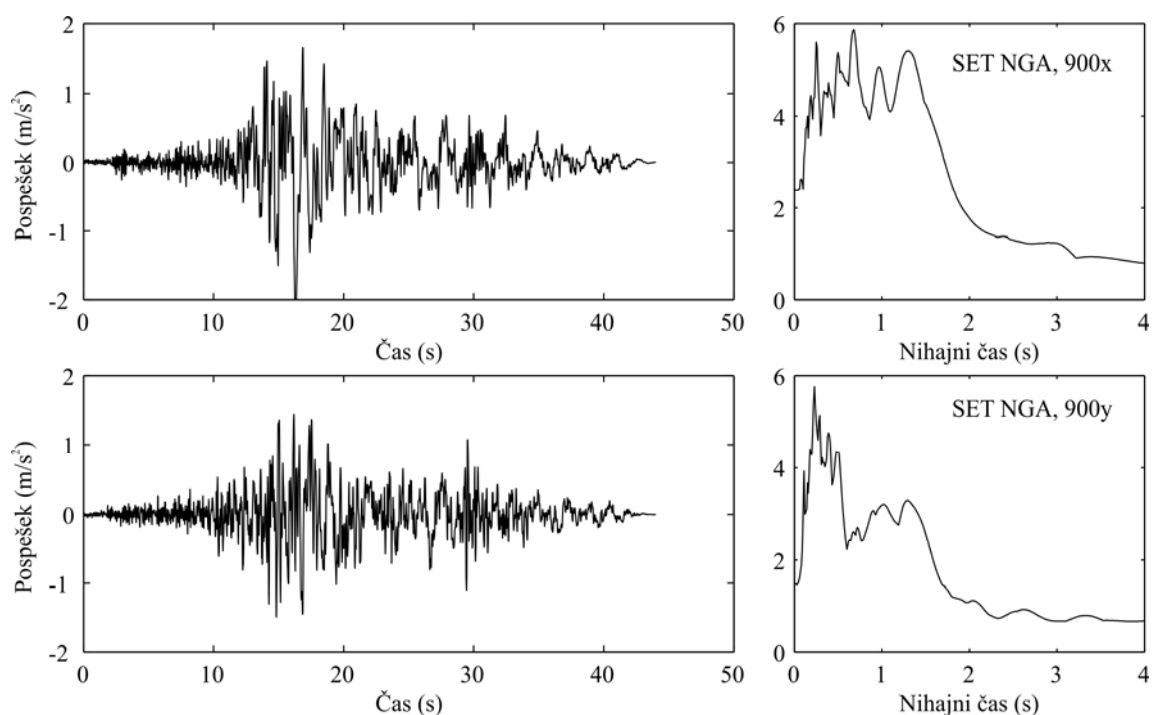
Slika B. 18: Dejanska akceleroگرامa 1116x in 1116y iz skupine akceleroagramov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



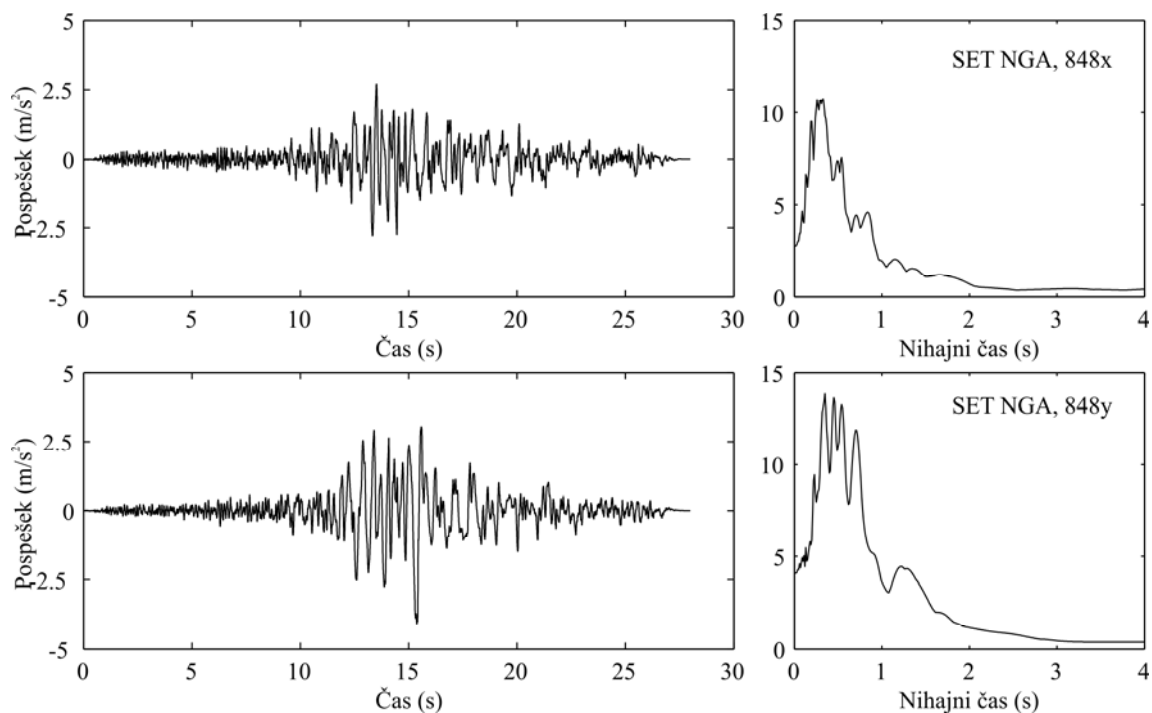
Slika B. 19: Dejanska akceleroگرامa 1158x in 1158y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



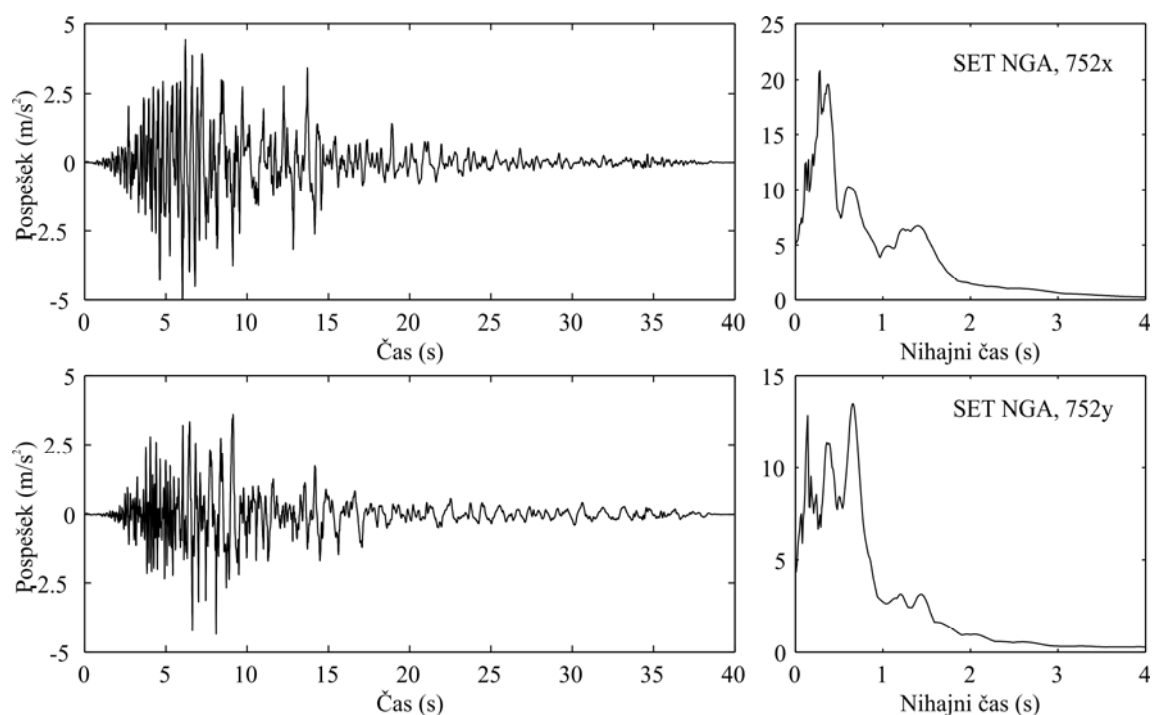
Slika B. 20: Dejanska akceleroگرامa 1148x in 1148y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



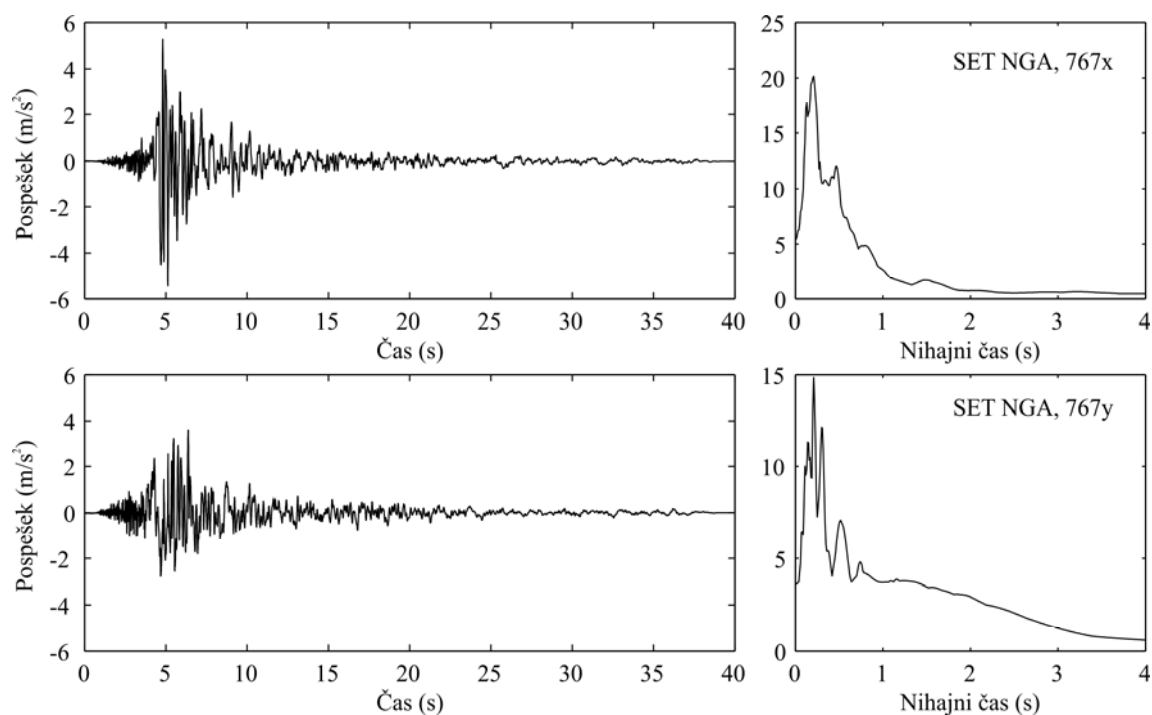
Slika B. 21: Dejanska akceleroگرامa 900x in 900y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



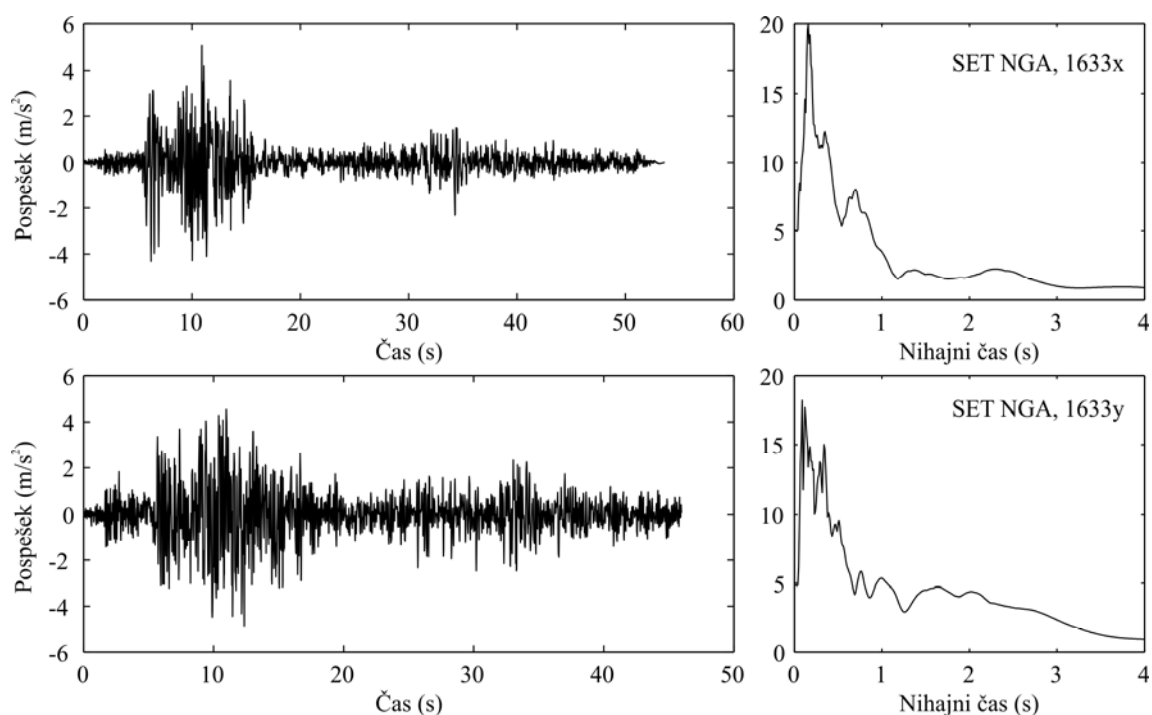
Slika B. 22: Dejanska akceleroگرامa 848x in 848y iz skupine akceleroagramov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



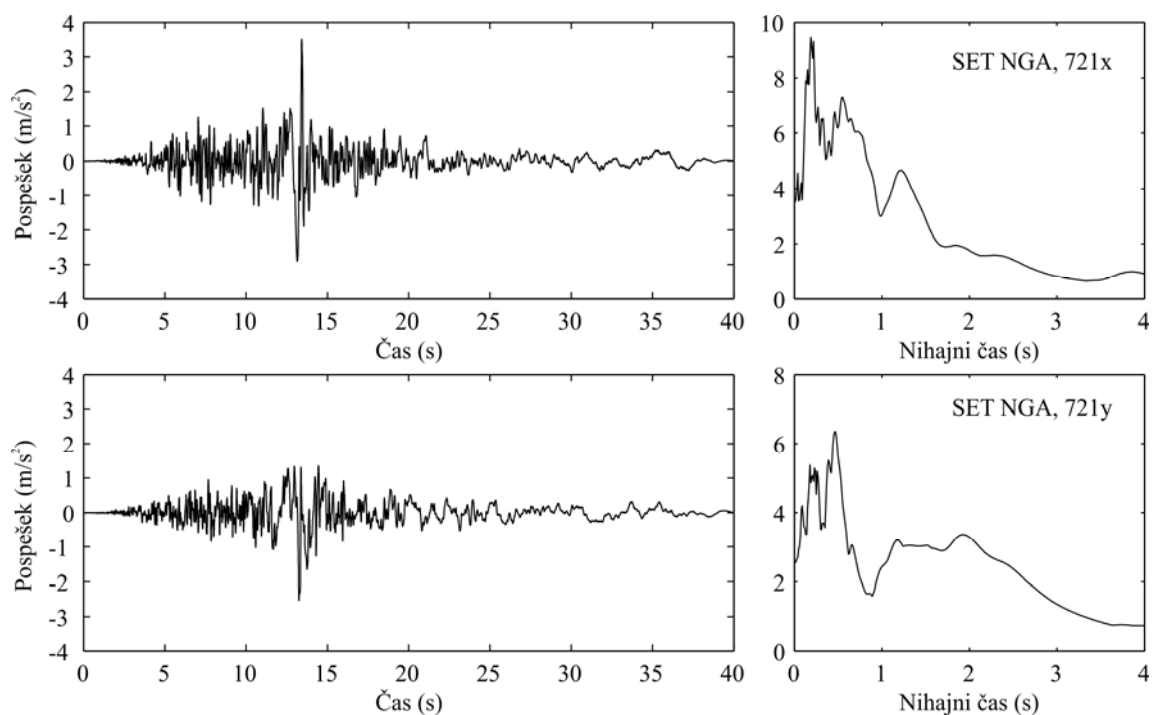
Slika B. 23: Dejanska akceleroگرامa 752x in 752y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



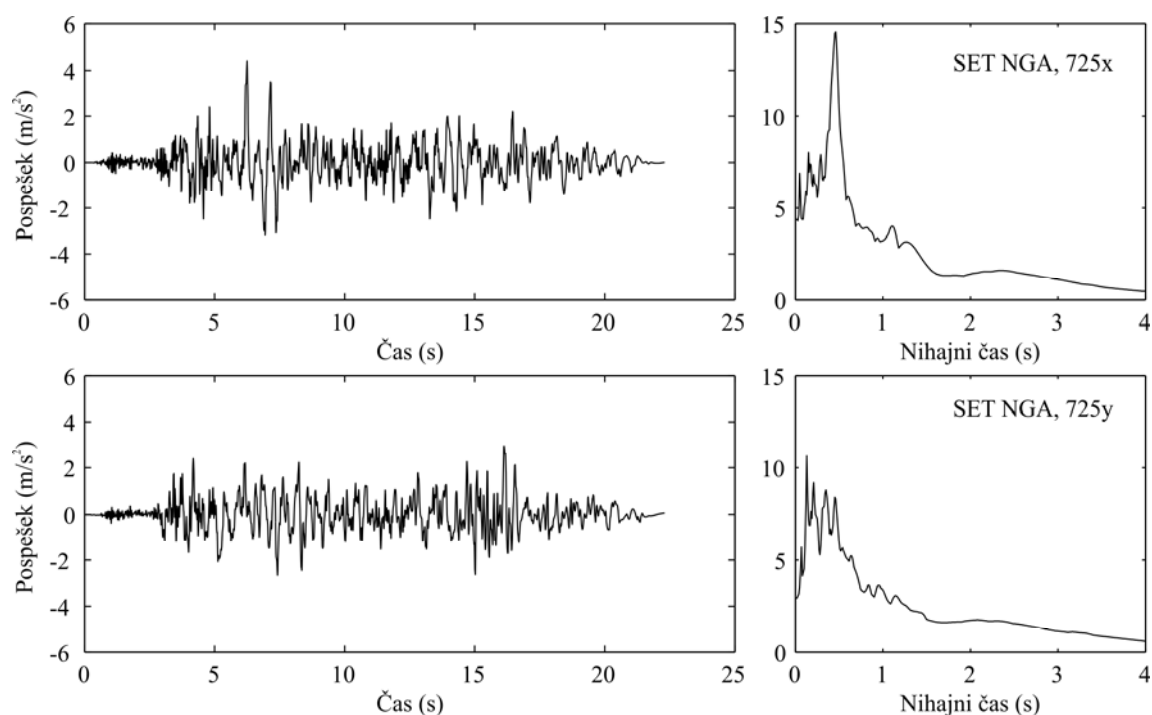
Slika B. 24: Dejanska akceleroگرامa 767x in 767y iz skupine akceleroagramov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



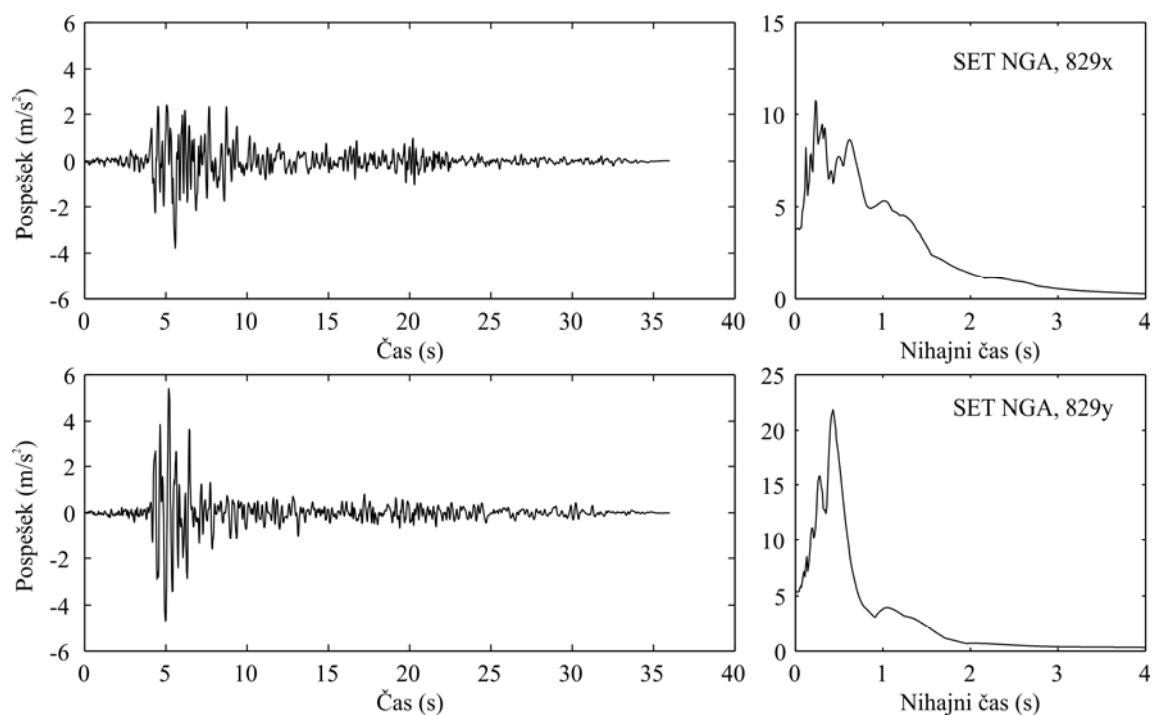
Slika B. 25: Dejanska akceleroگرامa 1633x in 1633y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



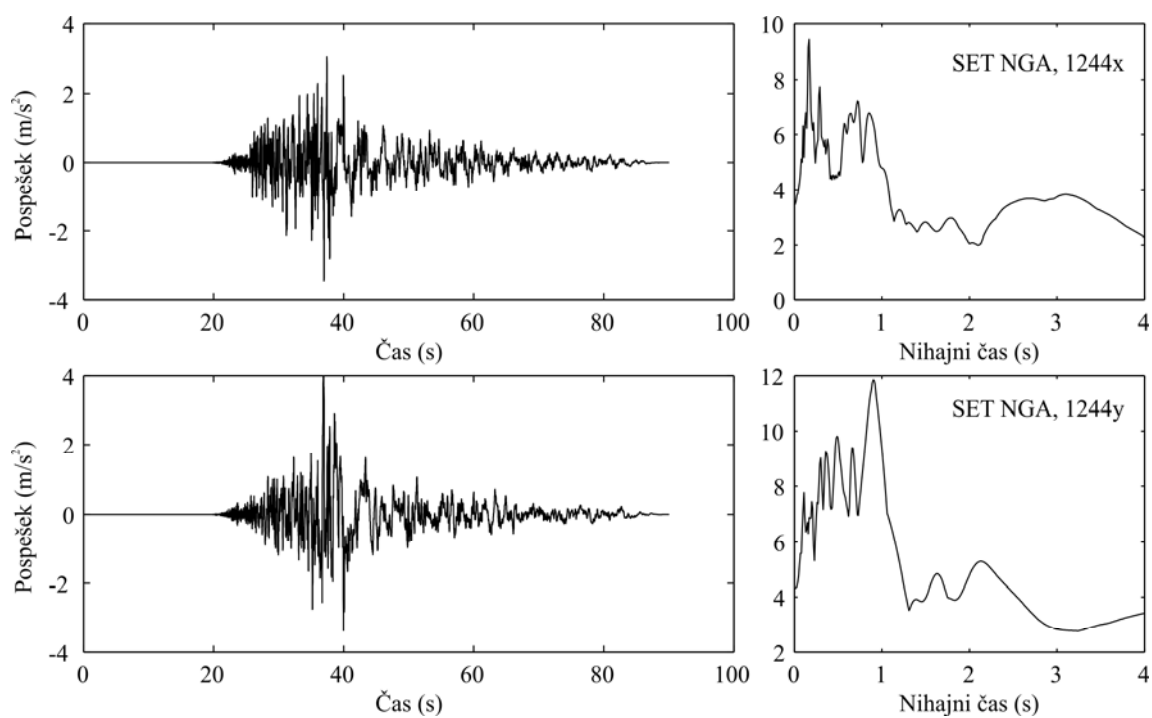
Slika B. 26: Dejanska akceleroگرامa 721x in 721y iz skupine akceleroagramov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



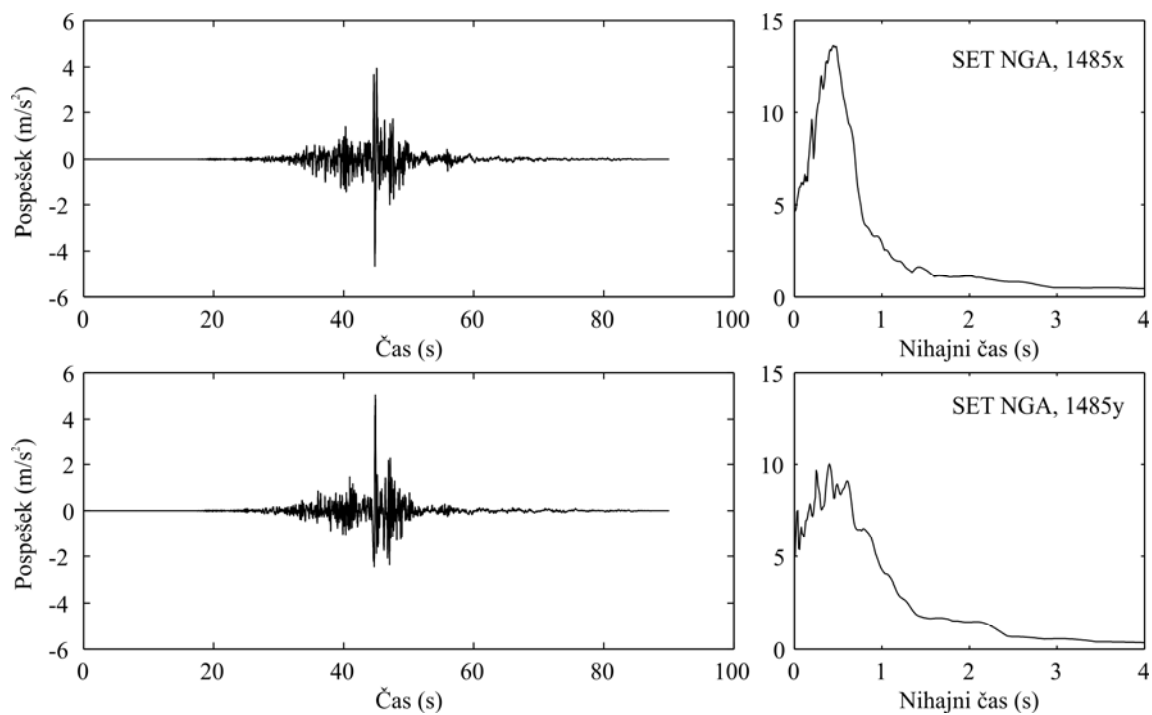
Slika B. 27: Dejanska akceleroگرامa 725x in 725y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



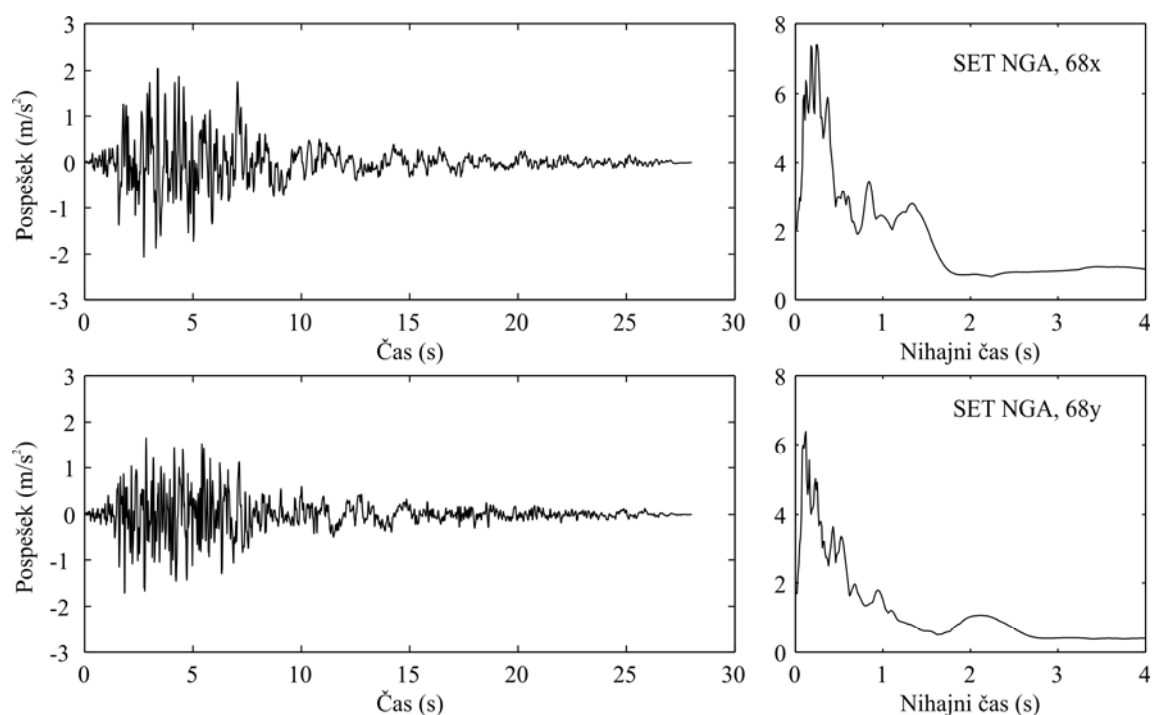
Slika B. 28: Dejanska akceleroگرامa 829x in 829y iz skupine akceleroagramov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



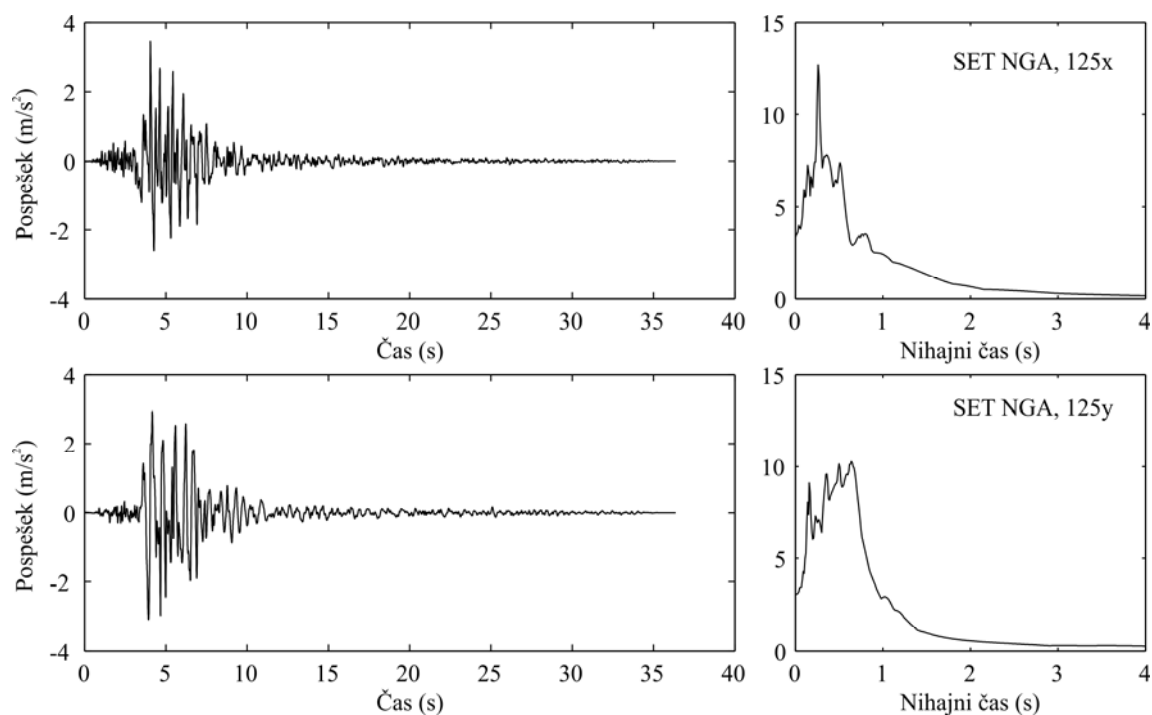
Slika B. 29: Dejanska akceleroگرامa 1244x in 1244y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



Slika B. 30: Dejanska akceleroگرامa 1485x in 1485y iz skupine akceleroagramov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



Slika B. 31: Dejanska akceleroگرامa 68x in 68y iz skupine akceleroگرامov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)



Slika B. 32: Dejanska akceleroگرامa 125x in 125y iz skupine akceleroagramov SET NGA ter pripadajoča elastična spektra (5% dušenje)

PRILOGA C

Primerjava rezultatov poenostavljenih nelinearnih metod z rezultati (ne)linearnih dinamičnih analiz

