

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Andrej Anžlin

Numerične simulacije potresnega odziva ytong zidane stavbe

Diplomska naloga št.: 3186

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor:

dr. Matija Gams

Ljubljana, 13. 9. 2011

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani ANDREJ ANŽLIN izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Numerične simulacije potresnega odziva Ytong zidane stavbe«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 04. 09. 2011

Andrej Anžlin

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624(043.2)
Avtor:	Andrej Anžlin
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	dr. Matija Gams
Naslov:	Numerične simulacije potresnega odziva Ytong zidane stavbe
Obseg in oprema:	89 str., 23 pregl., 43 sl., 79 en.
Ključne besede:	inkrementalna dinamična analiza, ocena potresnega tveganja, modelne preiskave, etažni mehanizem, nelinearna dinamična analiza, histerezna pravila, zidane stavbe, porobeton

Izвлеček

Izdelava preizkušancev in izvedba eksperimentov na potresnih mizah je draga in neponovljiva. Zato je smiselno, da se eksperimentalni rezultati dopolnijo z numeričnimi simulacijami, saj jim tako dodamo vrednost. Takšen pristop smo uporabili v okviru diplomske naloge, kjer smo z uporabo inkrementalne dinamične analize in metode za ocene potresnega tveganja analizirali obnašanje Ytong zidane stavbe med potresi. V prvem delu naloge smo predstavili pregled bistvenih pojmov s področja nosilnosti in potresnega odziva zidanih stavb. Prikazali smo ozadje numeričnih simulacij, kjer jedro problema predstavlja določitev modela za izvajanje nelinearne dinamične analize ter način reševanja enačbe gibanja. Pomembno je, da smo potresno obtežbo definirali z večjim številom akceleroگرامov, saj smo na ta način upoštevali naključnost potresne obtežbe. Ker smo simulirali odziv stavbe na dveh različnih lokacijah, smo za vsako lokacijo upoštevali primerno skupino akceleroگرامov. V drugem delu diplome smo opisali modelne preiskave na potresni mizi, ki so bile opravljene na Zavodu za gradbeništvo Slovenije, in sicer za prototipno zidano stavbo iz porobetona, pomanjšano v merilu 1:4. Za to stavbo smo izvedli numerične simulacije, za katere smo uporabili predhodno validiran matematični model. Na osnovi rezultatov inkrementalne dinamične analize smo pokazali, da se maksimalni etažni pomik kritične etaže v nekaterih primerih zmanjša, čeprav smo povečali jakost potresne obtežbe, kar je posledica prerazporeditve sipanja energije iz prve v kritično etažo. Ugotovili smo, da je potresno tveganje precej odvisno od lokacije objekta.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALIST INFORMATION

UDC:	624(043.2)
Author:	Andrej Anžlin
Supervisor:	Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph. D.
Co-supervisor:	Matija Gams, Ph. D.
Title:	Seismic response of Ytong masonry building by utilizing numerical simulations
Notes:	89 p., 23 tab., 43 fig., 79 eq.
Key words:	incremental dynamic analysis, seismic risk assessment, model test, story mechanism, nonlinear dynamic analysis, hysteresis rules, masonry structures, autoclaved aerated concrete

Abstract

Construction of test specimen and realization of shake table tests is expensive and unrepeatable. Therefore, it makes sense to supplement experimental results with numerical simulations, which represents an added value to experimental research. Such an approach was adopted in the thesis. We used incremental dynamic analysis and method for seismic risk assessment of structure in order to study the seismic response of Ytong masonry building. In the first part of the thesis, we presented an overview of basic procedures for determination of seismic resistance and response of masonry buildings. We showed the background of numerical simulations, where the main problem is related to development of the model for nonlinear dynamic analysis and the method of solving equations of motion. It is important that the random nature of seismic action was simulated with a set of ground motion records. Because we simulated the response of the building at two different sites, an appropriate set of records was selected for each site. In the second part of the thesis, we examined the shaking table test of reduced scale models (1:4), which were conducted at the Slovenian National Building and Civil Engineering Institute. For this building, we used pre valid mathematical model, which had been developed in previous studies. Based on the results of incremental dynamic analysis, we showed that smaller maximum inter-storey drift of critical storey is smaller in some cases as a result of transfer of energy from the critical bottom storey to the second storey, although the intensity of the seismic action was increased. We have also found out that seismic risk significantly depends on the location of the building.

ZAHVALA

Na diplomsko delo, ki ga držite v rokah, je vplivalo veliko ljudi in že vnaprej se zahvaljujem tudi tistim, na katere sem morebiti pozabil. Predvsem hvala mojemu mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku. Vedno si je vzela čas za moja različna vprašanja, jih poslušal ter me preko številnih komentarjev vodil do odgovorov in zaključkov. Ne morem pozabiti na somentorja dr. Matijo Gamsa, v katerem je vzknila ideja za glavno vsebino diplomske naloge. Vseskozi mi je bil na voljo, kadar se potreboval kakršnokoli pomoč pri programu Mathematica, nelinearni analizi ter pri razumevanju eksperimentalnih preiskav. Omeniti moram tudi Gašperja Košmrlja, ki mi je pomagal pri zapletih programiranju, in Darjo Šinkovec, ki je diplomsko delo lektorirala.

Hvala staršem in sestri, ki so skozi celoten študij vedno verjeli vame, ter moji puncu Diani, ki me je vzpodbujala, kadar mi je bilo težko in mi pomagala pri različnih matematičnih izpeljavah.

Vsem najlepša hvala.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	ZIDANE STAVBE.....	5
2.1	Obnašanje zidanih stavb med potresom.....	5
2.2	Koeficient prečne sile v pritličju.....	6
2.3	Faktor obnašanja	7
2.4	Eksperimentalno določevanje mehanskih lastnosti zidovja	8
2.4.1	Tlačna preiskava zidovja	9
2.4.2	Diagonalna tlačna preiskava	9
2.4.3	Ciklične strižne preiskave	10
2.5	Krivulje odpornosti	11
2.6	Idealizacija krivulje odpornosti	12
2.7	Strižna odpornost nearmiranega zidovja	13
2.8	Strig z diagonalnimi razpokami	14
2.9	Upogibna odpornost	14
2.9.1	Nearmirano zidovje	14
2.9.2	Armirano zidovje.....	15
3	INKREMENTALNA DINAMIČNA ANALIZA	16
4	POENOSTAVLJEN NELINEARNI MODEL ZIDANE STAVBE IN NELINEARNA DINAMIČNA ANALIZA.....	18
4.1	Etažno histerezo pravilo	18
4.1.1	Zmanjšanje togosti	18
4.1.2	Zmanjšanje nosilnost.....	20
4.1.3	Funkcija histereze.....	20
4.2	Newmarkova integracijska metoda	21
4.3	Enačbe gibanja.....	22
4.4	Rayleighovo viskozno dušenje	23
4.5	Integracija korak za korakom.....	24
4.6	Newton-Raphsonova metoda	25

4.7	Pregled računskega postopka nelinearne dinamične analize	27
5	METODA OCENE POTRESNEGA TVEGANJA	28
5.1	Zahtevan odziv v Evrokodu 8.....	30
5.2	Razred zanesljivosti.....	30
6	AKCELEROGRAMI	33
6.1	Spektri odziva	35
7	MODELNE PREISKAVE NA POTRESNI MIZI	37
7.1	Splošno.....	37
7.2	Kriteriji za izbiro modelnih modelov	37
7.3	Opis raziskav.....	41
7.3.1	Prototipne stavbe	41
7.3.2	Modelne stavbe	42
7.3.3	Prototipni material	44
7.3.4	Modelni material	45
7.3.5	Potresna obtežba in potek preiskave	49
7.4	Rezultati preiskav modelov na potresni mizi	52
7.4.1	Porušni mehanizem in obnašanje med potresom	52
7.4.2	Odziv na potres in potresna odpornost	53
7.4.3	Kapaciteta deformacij in mejna stanja	55
7.4.4	Faktor obnašanja q.....	56
7.5	Preslikava rezultatov modelnih preiskav na prototip	58
7.6	Validacija rezultatov za nadaljnje analize	59
7.6.1	Nelinearna statična (pushover) analiza	60
7.6.2	Dinamična analiza	63
7.6.3	Podatki za nelinearno dinamično analizo.....	66
7.7	Sklepi	68
8	NUMERIČNI IZRAČUNI.....	69
8.1	Spektri pospeškov	69
8.2	IDA krivulje	71

8.2.1	DM – maksimalni zamik 1. etaže	71
8.2.2	DM – maksimalni zamiki višjih etaž.....	74
8.2.3	Vpliv poškodovanosti modela	75
8.3	Lastnosti IDA krivulj	76
8.4	Ocena potresnega tveganja	81
9	ZAKLJUČKI	84
10	VIRI IN LITERATURA	87

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1:	Parametra krivulje potresne nevarnosti	29
Preglednica 2:	Priporočene najmanjše vrednosti indeksa zanesljivosti β za mejna stanja nosilnosti	31
Preglednica 3:	Tabelirane vrednosti Pf za dane β	31
Preglednica 4:	Določitev razredov glede na posledice	32
Preglednica 5:	Osnovni podatki o dejanskih akceleroگرامih za prvo skupino	33
Preglednica 6:	Osnovni podatki o dejanskih akceleroگرامih za drugo skupino	34
Preglednica 7:	Faktorji merila pri popolni modelni podobnosti	39
Preglednica 8:	Faktorji meril pri splošni modelni podobnosti	40
Preglednica 9:	Razlike med prototipom in modelom zaradi pomanjšanega merila	43
Preglednica 10:	Razlike in podobnosti med posameznimi modeli	44
Preglednica 11:	Mehanske lastnosti zidovja iz porobetona (Potresnoodporno projektiranje, 2004; www.xella.si)	45
Preglednica 12:	Mehanske lastnosti modelnih materialov in primerjava s prototipnimi vrednostmi za porobeton trdnostnega razreda 4 (indeks M je za modelne vrednosti)	46
Preglednica 13:	Porušni mehanizmi in odpornost modelnih zidov	47
Preglednica 14:	Lastne frekvence prvega tona nihanja modelov po posameznih fazah preiskave na potresni mizi	54
Preglednica 15:	Maksimalna prečna sila v pritličju in koeficient prečne sile v pritličju	54
Preglednica 16:	Rezultati računa faktorja obnašanja	57
Preglednica 17:	Podatki za mase in trilinearno ovojnico modela M3	66
Preglednica 18:	Vrednosti PGA 1. skupine akceleroگرامov za različna mejna stanja	72
Preglednica 19:	Vrednosti PGA 2. skupine akceleroگرامov za različna mejna stanja	73
Preglednica 20:	Razlika med numeričnim in eksperimentalnim maksimalnim zamikom 1. etaže modela za različne faze potresnega vzbujanja	76
Preglednica 21:	Statistični parametri PGA za obe skupini akceleroگرامov	81
Preglednica 22:	Verjetnosti mejnih stanj, odvisne od skupine akceleroگرامov in tipa tal	82
Preglednica 23:	Verjetnost doseganja mejnega stanja modela v njegovi življenjski dobi	83

KAZALO SLIK

Slika 1:	Zidni blok iz porobetona (vir: www.ytong.si).....	1
Slika 2:	Hiša v Bovcu iz porobetona, ki je leta 2004 prestala potres z magnitudo $M=4,7$ (v bližini PGA 0,46g) brez poškodb (vir: U. Klemen)	2
Slika 3:	Tipični mehanizmi porušitve zidu pri potresni obtežbi v ravnini zidu (Tomaževič, 2009, str. 128).....	6
Slika 4:	a) Shema diagonalnega preizkusa in b) tipična porušitev preizkušanca.....	9
Slika 5:	Shema preizkuševališča pri ciklični strižni preiskavi zidov	11
Slika 6:	Odpornost v odvisnosti od zasuka etaže, izmerjena med preiskavo modelov zidanih konstrukcij na potresni mizi (Tomaževič, 2009, str. 120)	12
Slika 7:	Krivulja potresne odpornosti zidane konstrukcije z vrisanimi mejnimi stanji (Tomaževič, 2009, str. 121).....	13
Slika 8:	Bilinearna pot razbremenjevanja	19
Slika 9:	Zmanjšanje nosilnosti	20
Slika 10:	Diskretni model s 4 prostostnimi stopnjami	23
Slika 11:	Krivulja potresne nevarnosti za 2 tipa tal, definirana s pomočjo karte potresne nevarnosti s povratno dobo 1000 in 10 000 let.....	29
Slika 12:	Povprečne normirane vrednosti akceleroگرامov za posamezno skupino	34
Slika 13:	Odvisnost med napetostmi in deformacijami materialov pri popolni modelni podobnosti	38
Slika 14:	Tloris modelov in porazdelitev navpičnih zidnih vezi	42
Slika 15:	Tipična prereza modela M3 in način polaganja zidakov	43
Slika 16:	a) Upogibni porušni mehanizem in b) histerezne zanke, dobljene s preiskavo modelnega zidu brez navpičnih vezi.....	48
Slika 17:	a) Strižni porušni mehanizem in b) histerezne zanke, dobljene s preiskavo modelnega zidu z navpičnimi vezmi	48
Slika 18:	Potresna miza z modelom M1, pripravljenim na preiskavo	50
Slika 19:	Časovni potek N-S komponente pospeškov in pomikov potresa 15. aprila 1979 v Črni gori (Petrovac), skrajšan za polovico, ki so ga upoštevali kot prototipni potres.....	51

Slika 20:	Normalizirani spekter odziva pospeškov črnogorskega potresa, skrajšanega za polovico, v primerjavi z elastičnim spektrom odziva po Evrokodu 8	51
Slika 21:	Tipične poškodbe zidov modelov pri mejnem stanju porušitve. a) model M2; b) model M3. Parapeti niso poškodovani	53
Slika 22:	Navpične zidne vezi so ohranile celovitost konstrukcije kljub hudim poškodbam zidov modela M1a. a) vez ob vratni odprtini; b) vogalna zidna vez..	53
Slika 23:	Histerezne zanke odvisnosti med prečno silo v pritličju in relativnim etažnim pomikom, izmerjene med preiskavo modela M3 v fazi R150.....	55
Slika 24:	Ovojnice odpornosti, dobljene s preiskavo modelov.....	55
Slika 25:	Vrednotenje faktorja obnašanja q za model M3	58
Slika 26:	Bilinearni diagram za različen mehanizem porušitve.....	61
Slika 27:	Primerjava eksperimentalnih histerez, pushover analize in trilinearne idealizacije	62
Slika 28:	Zamik prve etaže pri analizi in eksperimentu pri fazi R150.....	63
Slika 29:	Histerezne zanke eksperimentalne analize (modro, črtkano) v primerjavi z numerično analizo (rdeče, polno) za vse etaže pri fazi R150.....	64
Slika 30:	Zamik prve etaže pri analizi in eksperimentu pri fazi R200.....	65
Slika 31:	Histerezne zanke eksperimentalne analize (modro, črtkano) v primerjavi z numerično analizo (rdeče, polno) za prvi in drugo etažo pri fazi R200	65
Slika 32:	Trilinearne ovojnice.....	67
Slika 33:	Spektri pospeškov za 1. skupino akceleroگرامov, za katere je upoštevana popolna modelna podobnost, zato je čas zmanjšan za faktor 2. Za spekter po EC8 ta vpliv ni zajet.	70
Slika 34:	Spektri pospeškov za 2. skupino akceleroگرامov, za katere je upoštevana popolna modelna podobnost, zato je čas zmanjšan za faktor 2. Za spekter po EC8 ta vpliv ni zajet.	71
Slika 35:	IDA krivulje za 1. skupino akceleroگرامov	72
Slika 36:	IDA krivulje za 2. skupino akceleroگرامov	73
Slika 37:	Mediana IDA krivulj posameznih etaž za 1. skupino akceleroگرامov	74
Slika 38:	Primerjava eksperimentalne in numerične IDA krivulje	75
Slika 39:	IDA krivulja akceleroگرامa 200x (1. skupina)	77

Slika 40: Osnovni nihajni čas modela v odvisnosti od časa in skalacije akceleroograma 200.x	78
Slika 41: Spekter pospeškov za akceleroogram 200x (1. skupina).....	79
Slika 42: Zamik 1. etaže med potresom 200x za dve skalaciji	80
Slika 43: Zamik 2. etaže med potresom 200x za dve skalaciji	80

1 UVOD

Potres je pojav, ki je v večini primerov posledica gibanja tal zaradi premikanja zemeljskih plošč. Vsako leto zahteva veliko število človeških žrtev, predvsem zaradi rušenja zgradb, pa tudi zaradi spremljajočih posledic, kot so požari, plazovi, podori, cunami itd. V zgodovini je znanih veliko potresov, ki so zahtevali številne smrtne žrtve, kar pa ni nujno, da so bili takšni potresi najmočnejši (z največjimi magnitudami). Velike izgube se lahko pojavijo tudi, če so potresi zmerni, vendar imajo nadžarišče blizu urbanih, zelo naseljenih območij, ter če je gradnja na tem območju slaba. Slovenija je država s srednjo potresno nevarnostjo, kjer se zgodijo številni potresi, vendar v preteklosti niso dosegali prav velikih vrednosti magnitude. Vseeno so lahko njihovi učinki dokaj veliki zaradi razmeroma plitvih žarišč, kot se je pokazalo med potresi v Posočju v letih 1976, 1998 in 2004 (Vidrih, 2008).



Slika 1: Zidni blok iz porobetona (vir: www.ytong.si)

Dobršen del obstoječe stanovanjske gradnje v Sloveniji tvorijo zidane stavbe, večinoma zgrajene iz opečnatih zidakov, toda v zadnjih dvajsetih letih so se pojavili tudi drugi materiali. Eden izmed njih je porobeton (slika 1) oz. avtoklavirani aerirani beton (angl. *autoclaved aerated concrete*), ki ga najdemo pod imenom avtoklavirani celični beton (angl. *autoclaved cellular concrete*). Zaradi majhne mase materiala med potresom v stavbah iz porobetona nastanejo manjše potresne sile kot v podobno velikih stavbah iz opeke. Kot so pokazali nedavni primeri v Grčiji (Atene, 1999) in pri nas (Bovec, 2004) (slika 2), je obnašanje stavb iz porobetona med močnimi potresi kljub razmeroma nizki tlačni trdnosti ustrezno, toda še

vedno ni dovolj podatkov, da bi lahko z računom simulirali odziv stavb na obtežbo močnega potresa, zato so raziskave zidanih stavb iz porobetona na potresni mizi velikega pomena za stroko.



Slika 2: Hiša v Bovcu iz porobetona, ki je leta 2004 prestala potres z magnitudo $M=4,7$ (v bližini PGA 0,46g) brez poškodb (vir: U. Klemen)

Ključni element zidanih stavb predstavlja zidovje, t.j. kompozitni material, ki je sestavljen iz zidakov, malte, polnilnega betona in armaturnega jekla. Zaradi tega so enačbe za določanje upogibne ali strižne nosilnosti nearmiranega bodisi armiranega zidovja bolj kompleksne kot npr. pri jeklu. Tudi obnašanje zidanih stavb med potresi je specifično. Tu si pomagamo s krivuljo odpornosti (eksperimentalna, idealizirana), ki nam pokaže odvisnost med nosilnostjo in deformacijo kritične etaže modela oziroma konstrukcije. Tako pridobimo več informacij o disipaciji energije, duktilnosti in faktorju obnašanja zidanih stavb.

Inženirska presoja potresne odpornosti objektov, ki je predpisana v trenutno veljavnih standardih in tudi v tradicionalnem videnju potresne odpornosti, se nanaša na primerjavo potresnih sil in odpornosti objekta. V tem računu je sposobnost sipanja energije zajeta z enim samim parametrom (faktor obnašanja q), potresna obtežba pa je definirana le z elastičnim spektrom odziva. Takšen izrazito poenostavljen način upoštevanja kompleksnih pojavov, kot

sta nelinearni odziv konstrukcije in variabilnost potresne obtežbe, lahko poda le približno oceno tega, ali se bo konstrukcija pri potresu porušila ali ne. Odgovorov na to, do kolikšne mere se bo konstrukcija med potresom poškodovala, pa z uporabo takšnih poenostavljenih postopkov ni mogoče podati.

Kvalitetni nelinearni materialni modeli, ki bolj realno opisujejo obnašanje materiala v nelinearnem območju, hkrati pa ne vsebujejo prevelikega števila parametrov, nam pomagajo, da lahko o konstrukciji povemo bistveno več. Računsko lahko ugotovimo kritična mesta, kjer bodo nastale poškodbe, in ocenimo, pri kakšni jakosti potresa bo prekoračeno določeno mejno stanje konstrukcije. S tem se nivo poznavanja oz. obvladovanja konstrukcije bistveno poveča, še vedno pa v računu ostane poenostavitev potresne obtežbe, saj ne upoštevamo celotne zgodovine gibanja tal, ampak samo maksimalni pospešek tal.

Za zanesljivo oceno verjetnosti prekoračitve posameznega mejnega stanja konstrukcije v določenem časovnem obdobju potrebujemo podatke o potresni aktivnosti na obravnavanem območju. Te podatke dobimo iz kart potresne nevarnosti, kjer odčitamo maksimalni pospešek tal za izbrano povratno dobo potresa. Poleg tega potrebujemo še podatek, pri kakšni vrednosti maksimalnega pospeška tal pride do posameznega mejnega stanja. Inkrementalna dinamična analiza je orodje, ki nam to informacijo posreduje. Pri tej analizi lahko upoštevamo slučajnost potresne obtežbe tako, da odziv konstrukcije določimo za veliko število akcelerogramov in odzive statistično obdelamo. S takim pristopom lahko matematično konsistentno dokažemo verjetnost prekoračitve posameznega mejnega stanja konstrukcije v določenem časovnem obdobju. Tak podatek pa za razliko od primerjave zunanjega vpliva (obtežbe) in nosilnosti oziroma odpornosti pove bistveno več.

Da bi lahko inkrementalno analizo naredili karseda natančno, moramo uporabiti zanesljiv matematični model za dinamični odziv konstrukcije, v katerem je upoštevano histerezo obnašanje materiala. Podatke za take analize je težko pridobiti, zato so nam v veliko pomoč eksperimenti, na katerih lahko modele preizkusimo, določimo velikosti posameznih parametrov in tako model validiramo. S tem lahko bolje spoznamo, kako se bo naša konstrukcija obnašala v linearnem in nelinearnem območju, kdaj bo dosegla maksimalni odpor, kje in kdaj se bo porušila ter kako veliki zamiki se bodo pojavili v posamezni etaži. V

primeru zidanih stavb so eksperimenti še toliko bolj pomembni, ker jih ni veliko in je težko dobiti zanesljive materialne parametre za analizo.

Zlasti pri vpeljavi novih materialov v gradbeno stroko poleg eksperimentalnih preiskav opravljamo numerične analize. Slednje so hitrejše in cenejše ter ponovljive. Z uporabo validiranih matematičnih modelov eksperimentalne preiskave nadgradimo, saj lahko tako v našem primeru opazujemo odziv modela pri različnih tipih in jakostih akcelerogramov. Glavni cilj diplomske naloge je bil zato usmerjen k dopolnitvi eksperimentalnih rezultatov s pomočjo numeričnih simulacij, in sicer na primeru zidane stavbe Ytong.

Bistvo diplomske naloge je spoznati odziv Ytong zidanih stavb med potresom. V grobem pa je tematika razdeljena na tri sklope. V prvem sklopu so predstavljene osnove potresnega obnašanja zidanih stavb, inkrementalna dinamična analiza (IDA) in metoda ocene potresnega tveganja. Jedro IDA analize predstavlja enačba gibanja, pri kateri je predpostavljeno etažno histerezo pravilo. Za reševanje omenjene enačbe potrebujemo vrsto parametrov, zato je v drugem sklopu prikazan povzetek modelnih preiskav na potresni mizi, ki so bile izvedene na ZAG (Tomažević, Gams, 2010). Na osnovi teh preiskav je bil razvit etažni model preizkušanca, ki smo ga opisali v poglavju 4 in ga uporabili v numeričnih simulacijah, kar predstavlja tretji sklop diplomske naloge. Tu smo izračunali spektre pospeškov za dve različni skupini akcelerogramov, ki so bili posneti bodisi na skali bodisi na trdi zemljini, saj smo odziv stavbe in potresno tveganje modela M3 določili za dve izbrani lokaciji. Verjetnost porušitve v predvideni življenjski dobi smo določili za tri mejna stanja, pri čemer smo parametre potresnega odziva modela določili z inkrementalno dinamično analizo (IDA).

2 ZIDANE STAVBE

V tem poglavju so predstavljena tista znanja in fenomeni o zidanih konstrukcijah, ki predstavljajo ključno vsebino in so bistvena za razumevanje modelnih preiskav in analizo njihovih rezultatov, kar je predmet diplomske naloge.

2.1 Obnašanje zidanih stavb med potresom

Obnašanje zidanih stavb med potresom je odvisno od tlorisne zasnove, razporeditve nosilnih vertikalnih elementov, vrste stropne konstrukcije, uporabljenega materiala ter kvalitete izdelave konstrukcije. V primeru, da so stropi leseni in v zidovju ni zidnih vezi, zidovi ne delujejo povezano, zato je odziv stavbe na potresno obtežbo bistveno slabši kot v primeru kvalitetne izdelave konstrukcije.

Potrebno je paziti, da je stavba sposobna prevzeti potresne sile v vseh smereh. Nesovpadanje masnega težišča in težišča togosti privede do nezaželenih torzijskih nihanj med potresom in preobremenitve elementov v delu konstrukcije. Slabo se obnašajo tudi konstrukcije, pri katerih se togost po višini izrazito spreminja. Kakovost gradnje, izbira materialov in skrbnost izvedbe je eden izmed ključnih pogojev za ustrezno obnašanje med potresom, ne smemo pa pozabiti tudi na temelje.

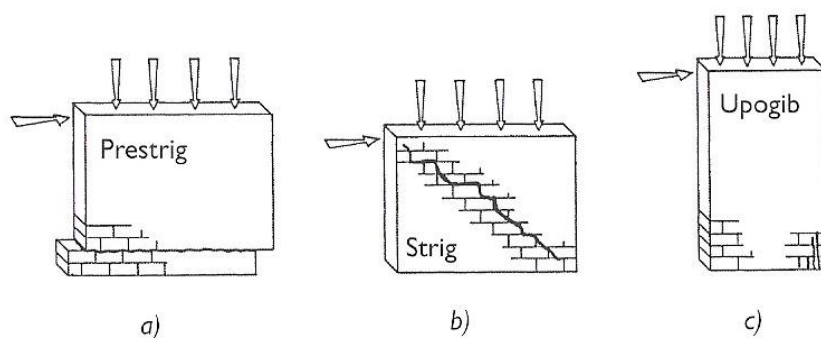
Zaradi potresnega vpliva na konstrukciji nastanejo razpoke. Te so posledica nateznih napetosti, pri katerih odpove material (zidak, vezivo). Nastanek razpok modeliramo s strigom ali upogibom v ravnini delovanja potresne obtežbe ali upogiba izven ravnine zidov.

Mehanizem porušitve zidu je odvisen od:

- geometrije zidu (razmerje višina/dolžina),
- mehanskih lastnosti materialov zidovja,
- robnih pogojev,
- razmerja med navpično in vodoravno obtežbo in
- smeri delovanja vodoravne obtežbe.

Pri potresni obtežbi v ravnini zidu poznamo tri tipične mehanizme porušitve (slika 3):

- prestrižni mehanizem porušitve (zdrs),
- strižni mehanizem porušitve in
- upogibni mehanizem porušitve.



Slika 3: Tipični mehanizmi porušitve zidu pri potresni obtežbi v ravnini zidu (Tomažević, 2009, str. 128)

Do prestriga pride takrat, kadar so navpične obremenitve majhne ter je slaba tudi kakovost malte. Pri tem se zid prestriže na dva dela. Ko je v smeri glavnih napetosti presežena natezna napetost zidovja, nastopi strižni mehanizem porušitve, kar je povezano z nastankom poševnih (diagonalnih) razpok. Omenjeni mehanizem je pri zidanih stavbah najpogostejši. Kadar pa je natezna trdnost dovolj velika in je porušitev povezana z drobljenjem zidakov na tlačnem robu, govorimo o upogibnem mehanizmu porušitve.

2.2 Koeficient prečne sile v pritličju

Ko predpostavimo poenostavljen model konstrukcije s koncentriranimi masami na nivojih stropnih konstrukcij in zanemarimo pomike v navpični smeri ter zapišemo enačbe dinamičnega ravnotežja za konstrukcijo, v kateri zanemarimo sile dušenja, dobimo preprost model, v katerem lahko prečne sile v posamezni etaži ocenimo s pomočjo izmerjenih absolutnih pospeškov ($\ddot{u}_{abs} = \ddot{u}_r + a_g$).

V skladu z II. Newtonovim zakonom produkt mase v posamezni etaži s pripadajočim absolutnim pospeškom predstavlja silo, ki deluje na telo. V poenostavljenem dinamičnem

ravnotežju, ki smo ga opisali prej, je ta sila uravnotežena s strižno silo, ki je enaka produktu togosti in relativnega pomika, t.j. zamika.

Za poenostavljeni model konstrukcije s točkovnimi masami iz ravnotežja za konstrukcijo določimo strižno silo v pritličju kot seštevek strižnih sil po etažah. Največja strižna sila, ki se med potresom pojavi v pritličju, je:

$$BS_{max} = \max(\sum_{i=1}^{št.etaž} m_i a_i), \quad (2.1)$$

kjer je m_i masa posamezne etaže in a_i absolutni pospešek posameznih etaž. Največje strižne sile na potresni mizi lahko tako določimo s pomočjo enačbe (2.1) na podlagi poznanih mas, skoncentriranih v višini stropnih konstrukcij, in izmerjenih absolutnih pospeškov v posameznih etažah.

Koeficient strižne sile v pritličju BSC (angl. *base shear coefficient*) se izračuna (2.2) kot razmerje med strižno silo v pritličju, BS , in težo stavbe, W , nad pritličjem. Maksimalna vrednost je podana z izrazom:

$$BSC_{max} = \frac{BS_{max}}{W}. \quad (2.2)$$

2.3 Faktor obnašanja

Preiskave na potresni mizi kažejo, da imajo, seveda v odvisnosti od zasnove konstrukcije in kakovosti materialov, celo nearmirane zidane konstrukcije sposobnost deformiranja in sipanja energije (Tomažević in sod., 2004). Deformacije pred poružitvijo so v primerjavi z deformacijami na meji elastičnosti, razmeroma velike, zato so velike tudi vrednosti faktorjev duktilnosti, na podlagi katerih lahko določimo faktor obnašanja.

Potresno odpornost pravilno zasnovane konstrukcije lahko v primeru, da ima sposobnost deformiranja in sipanja energije, preverjamo po metodah elastične analize. Zaradi sposobnosti, da lahko prenašajo obtežbo kljub poškodbam v nelinearnem področju, pravila potresno odpornega projektiranja po standardih Evrokod dopuščajo, da konstrukcije dimenzioniramo na sile, ki so manjše kot sile, ki bi nastale pri njenem elastičnem odzivu. Sile, ki bi nastale pri elastičnem odzivu konstrukcije, zmanjšamo s faktorjem q , ki ga imenujemo

faktor obnašanja konstrukcije. Po definiciji, ki predpostavlja, da so maksimalni pomiki elastične in enake neelastične konstrukcije pri enakem potresnem vzbujanju enaki, se faktor obnašanja določi kot:

$$q = \frac{R_e}{R_u}, \quad (2.3)$$

kjer R_e predstavlja elastično potresno silo pri projektne potresu, R_u pa projektno silo, na katero projektiramo konstrukcijo. Če imamo na razpolago eksperimentalne podatke v obliki krivulje odpornosti, je bolj realna ocena vrednosti faktorja obnašanja q , ki temelji na energetskem kriteriju enakosti energij pri elastičnem in neelastičnem odzivu. V tem primeru lahko izraz za faktor q zapišemo tudi kot funkcijo duktilnosti konstrukcije (Tomažević, 2009):

$$q = \sqrt{2\mu_u - 1}, \quad (2.4)$$

kjer je faktor duktilnosti μ_u definiran kot razmerje med pomikom oziroma zasukom pri projektne mejnem stanju porušitve in pomikom na meji elastičnosti ($\mu_u = d_w/d_e = \Phi_w/\Phi_e$). Projektne mejno stanje porušitve se definira s točko, pri kateri odpornost konstrukcije pade na 80 % največje vrednosti (Tomažević, 2009). Drugi pogoj je definiran s sprejemljivo mejo poškodb. Izkaže se, da poškodbe 3. stopnje, ki pri zidanih konstrukcijah predstavljajo še sprejemljivo mejo (hude poškodbe), navadno nastanejo pri zamiku, ki je približno enak 3-kratni vrednosti etažnega zamika pri nastanku prvih poškodb (Tomažević in sod., 2004). Etažni zamik pri projektne končnem mejnem stanju Φ_u je torej manjša vrednost izmed:

$$\Phi_u = \min\{\Phi_{0,8R_{\max}}; 3\Phi_{cr}\}, \quad (2.5)$$

kjer je $\Phi_{0,8R_{\max}}$ etažni zasuk, pri katerem potresna odpornost pade na 80 % največje vrednosti in Φ_{cr} etažni zasuk na meji nastanka poškodb.

2.4 Eksperimentalno določevanje mehanskih lastnosti zidovja

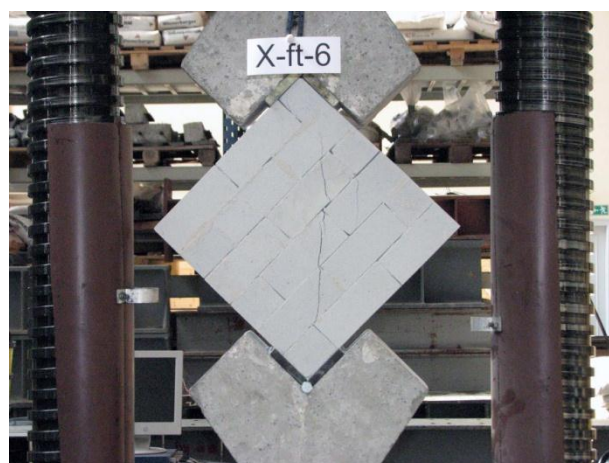
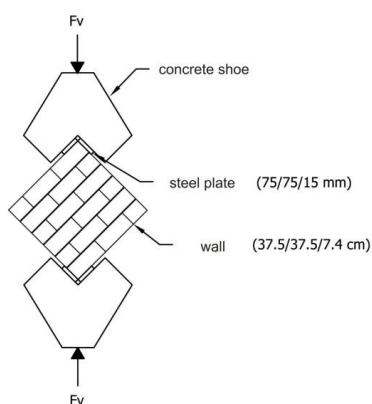
Dejanske karakteristike posameznega zidovja se lahko zanesljivo določi le s preiskavo, še posebno pri zidovju, kjer je razmeroma velik obseg raztrosa trdnosti in deformabilnosti zidovja.

2.4.1 Tlačna preiskava zidovja

Tlačna preiskava zidovja se izvaja na preizkušancih. Vsi protokoli in zahteve preiskave so določene v standardu SIST EN 1502-1. Rezultat preiskave so $\sigma - \varepsilon$ diagrami posameznih preizkušancev. S pomočjo statistične obdelave diagramov lahko tako določimo tlačno trdnost f in modul elastičnosti E zidovja, ki se pri kratkotrajni obtežbi določi kot sekantni modul, ki se izvrednoti pri $1/3$ tlačne trdnosti zidovja. Pri dolgotrajni obtežbi je potrebno s koeficientom upoštevati tudi tečenje.

2.4.2 Diagonalna tlačna preiskava

Z diagonalnim tlačnim preizkusom določimo natezno trdnost zidovja. Med preiskavo se preizkušanec, običajno kvadratne površine, obremenjuje s tlačno silo, ki deluje v diagonalni smeri. Preizkušanec se vstavi med betonska čevlja (angl. *concrete shoe*), ki preprečujeta zvrnitev, nato pa se obremeni s tlačno silo F_V (slika 4).



Slika 4: a) Shema diagonalnega preizkusa in b) tipična porušitev preizkušanca

Enačba, po kateri se izračuna natezno trdnost vzorca, se glasi (Drysdale, Hamid, Baker, 1999):

$$f_t = \frac{2 \cdot F_V}{\pi \cdot A_d}, \quad (2.6)$$

kjer je F_V največja izmerjena navpična sila in A_d ploščina prereza po diagonali zidu (dolžina diagonale panela pomnožena z debelino zidu). Natezno trdnost vzorca lahko izrazimo s ploščino prereza po vodoravni regii zidovja A_v (dolžina stranice panela pomnožena z debelino zidu) in enačba se potem glasi:

$$f_t = 0,45 \cdot \frac{F_V}{A_v}. \quad (2.7)$$

2.4.3 Ciklične strižne preiskave

Medtem ko se zanesljive vrednosti osnovnih mehanskih lastnosti zidovja določijo z razmeroma enostavnimi, standardiziranimi preiskavami, pa podatkov o padanju togosti in duktilnosti ter sposobnosti sipanja energije ni mogoče dobiti drugače kot s simulacijo cikličnega značaja potresne obtežbe (slika 5).

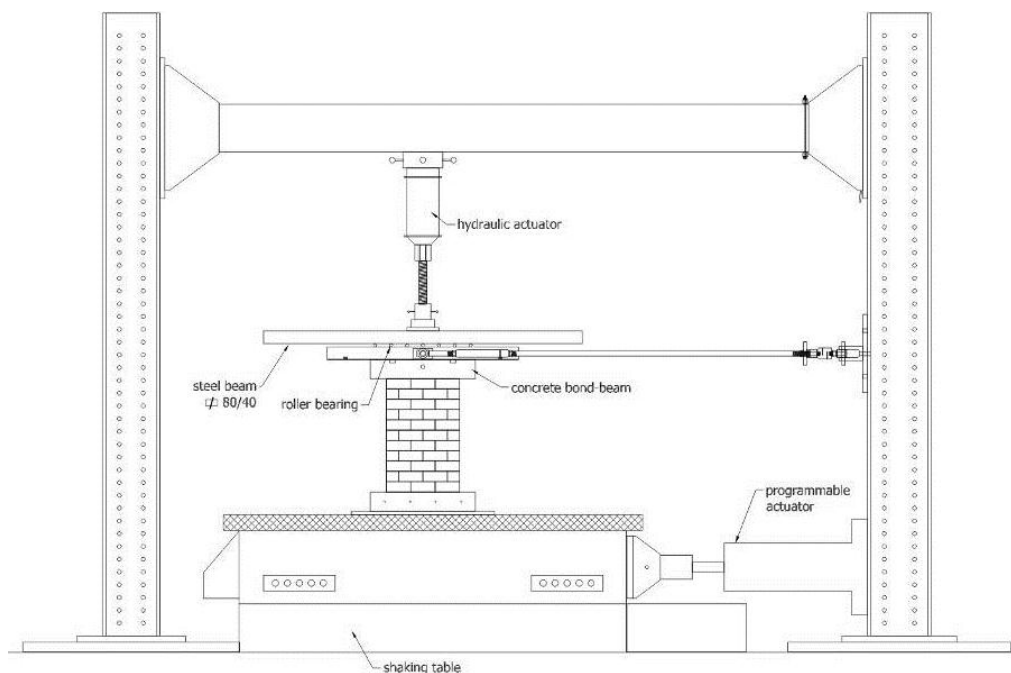
Da bi ocenili pravo vrednost parametrov, ki določajo potresno odpornost zidov, morajo biti preiskave izvedene tako, da so preizkušanci izpostavljeni podobnim vpetnostnim in obtežnim pogojem kot med potresom v sami konstrukciji. Tako so preizkušanci med preiskavo obremenjeni s konstantno tlačno obtežbo, vodoravna obtežba pa se nanaša v obliki programiranih vodoravnih pomikov temelja, ki se postopoma povečujejo vse do porušitve zidov. Rezultat preiskave predstavljajo histerezne zanke, s pomočjo katerih tvorimo krivuljo odpornosti, ki predstavlja ovojnico histereznih zank. Da bi poenostavili račun, krivuljo odpornosti ponazorimo z bilinearno ali trilinearno odvisnostjo. V obeh primerih se začetna efektivna togost K_e določi kot razmerje med odpornostjo in pomikom zidu v točki, ko se opazno spremeni začetni naklon dejanske ovojnice odpornosti:

$$K_e = \frac{R_{cr}}{d_{cr}}, \quad (2.8)$$

kjer je R_{cr} odpornost in d_{cr} pomik zidu pri nastanku prvih razpok. Ker je postopek določanja efektivne togosti zidu K_e enostaven (2.8), jo uporabimo kot osnovni podatek za določitev strižnega modula G , pri pogoju, da poznamo vrednost modula elastičnosti E . Strižni modul je tako določen s pomočjo cikličnih strižnih preiskav modelnega zidovja po enačbi:

$$G = \frac{K_e}{\frac{A}{1,2h} - 3,33 \frac{K_e (h)^2}{E}}, \quad (2.9)$$

kjer je h višina in l dolžina zidu, A površina vodoravnega prereza zidu ter E modul elastičnosti zidovja, določen s tlačno preiskavo. Konstanta 3,33 predstavlja robne pogoje za konzolo.



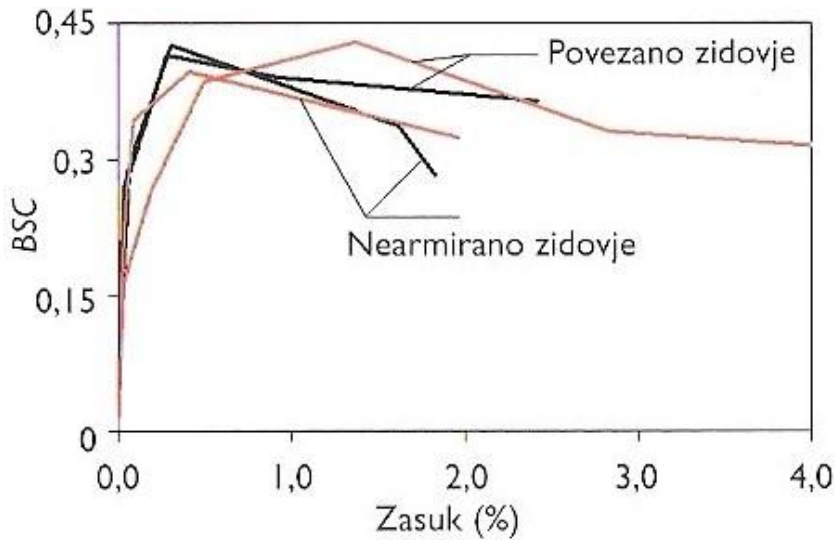
Slika 5: Shema preizkuševališča pri ciklični strižni preiskavi zidov

2.5 Krivulje odpornosti

Krivulja odpornosti (angl. *resistance curve*) prikazuje odvisnost med nosilnostjo kritične etaže zidane konstrukcije od vodoravnih premikov (slika 6). Z njeno pomočjo lahko analiziramo obnašanje posameznih modelov in ocenimo njihovo kapaciteto deformiranja, duktilnosti in sipanja energije. Postopek ponavadi poenostavimo tako, da eksperimentalno izmerjene krivulje idealiziramo z bilinearnimi, idealno elastičnimi - idealno plastičnimi ovojniciami, ki jih dobimo z upoštevanjem pogoja enakosti energij, to je enakosti površin pod krivuljo in idealizirano bilinearno ovojnico.

Krivuljo odpornosti lahko predstavimo v brezdimenzijski obliki kot odvisnost med koeficientom prečne sile v pritličju, BSC , in razmerjem med relativnim etažnim pomikom d in etažno višino h , etažnim zasukom, Φ (angl. *interstory drift*)

$$\Phi = \frac{d}{h} \quad (2.10)$$



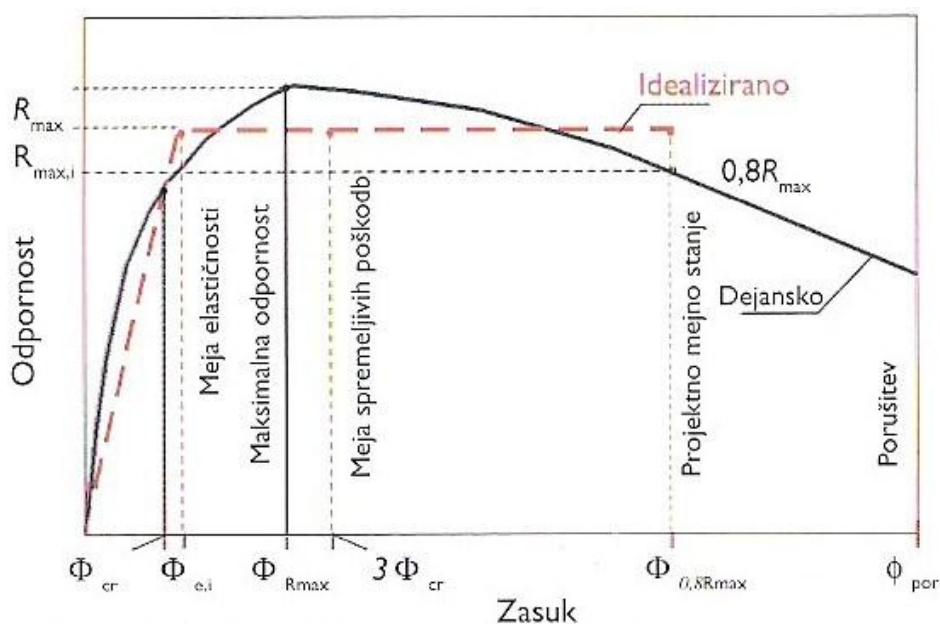
Slika 6: Odpornost v odvisnosti od zasuka etaže, izmerjena med preiskavo modelov zidanih konstrukcij na potresni mizi (Tomažević, 2009, str. 120)

2.6 Idealizacija krivulje odpornosti

Če krivuljo odpornosti idealiziramo z bilinearno odvisnostjo, končno vrednost na idealizirani ovojnici R_{max} določimo z upoštevanjem dejstva, da imata dejanski in idealizirani zid enako sposobnost sipanja energije: površini pod dejansko in idealizirano krivuljo odpornosti morata biti enaka. Ker poznamo efektivno togost K_e (2.8) in zasuk pri poružitvi Φ_u (2.5) ter etažno višino h , idealizirano končno odpornost izračunano z enostavno enačbo (Tomažević in Žarnić, 1984a; 1985):

$$R_{max} = K_e(\Phi_u \cdot h - \sqrt{\Phi_u^2 \cdot h^2 - \frac{2A_{env}}{K_e}}), \quad (2.11)$$

kjer je A_{env} površina pod eksperimentalno dobljeno krivuljo odporonosti.



Slika 7: Krivulja potresne odpornosti zidane konstrukcije z vrisanimi mejnimi stanji
 (Tomažević, 2009, str. 121)

Na sliki zgoraj (slika 7) je shematično prikazana odvisnost med potresno odpornostjo kritične etaže R in etažnim zasukom Φ . Dejanska krivulja (neprekinjena črta) je na enostaven način, in sicer z enačbama (2.11) ter (2.12), idealizirana (črtkana črta):

$$\Phi_{e,i} = \frac{R_{max}}{K_e \cdot h}, \quad (2.12)$$

kjer se K_e določi z enačbo (2.8).

2.7 Strižna odpornost nearmiranega zidovja

Evrokod 6-1 (SIST EN 1996-1-1:2006) določa strižno odpornost zidov na podlagi prestrižnega mehanizma. Preveriti je potrebno, ali je projektna vrednost strižne obremenitve V_{Ed} manjša ali enaka projektni vrednosti strižne odpornosti V_{Rd1} (Evrokod 6-1, enačba 6.33), ki se jo izračuna po enačbi (Evrokod 6-1, enačba 6.34):

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot l, \quad (2.13)$$

kjer je f_{vd} projektna strižna odpornost zidovja ali polnilnega betona (kar je manj), t debelina zidu in l dolžina tlačnega dela zidu. Ta se izračuna s predpostavko linearne porazdelitve

tlačnih napetosti po prerezu. Izkaže se, da je prestrižni mehanizem le redko kritičen. Običajno se zidovje poruši zaradi prekoračitve natezne trdnosti zidovja v diagonalni smeri.

2.8 Strig z diagonalnimi razpokami

Osnovna enačba za račun strižne odpornosti zidu z natezno trdnostjo zidovja kot kritičnim parametrom (2.14) je bila prirejena tako, da se s faktorjem b upošteva vpliv geometrije zidu in dejanskega razmerja med navpično in vodoravno silo pri porušitvi na porazdelitev strižnih napetosti po prerezu (Turnšek in Sheppard, 1980). Odpornost nearmiranega zidu pri strižni porušitvi $R_{s,w}$ se izračuna:

$$R_{s,w} = A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t} + 1}, \quad (2.14)$$

kjer je A_w površina vodoravnega prereza zidu, f_t karakteristična natezna trdnost zidovja, σ_o pa predstavlja povprečno tlačno napetost v vodoravnem prerezu zidu. Če ovojnico odpornosti idealiziramo z bilinearno odvisnostjo, zaradi idealizacije pa desno stran enačbe (2.14) pomnožimo s faktorjem 0,9, se taka enačba glasi (Tomaževič, 2009):

$$R_{s,w} = 0,9A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t} + 1}. \quad (2.15)$$

2.9 Upogibna odpornost

Zaradi nizkega razmerja med tlačno in natezno trdnostjo zidovja le redko najdemo poškodbe, ki bi jih lahko pripisali upogibnemu obnašanju zidov. To ni samo posledica posebnosti, ki jih imajo mehanske lastnosti zidovja, pač pa tudi posledica nizkega razmerja med dolžino in višino zidovja (togi zidovi), ki povzroči tudi nizko razmerje med upogibnimi momenti in strižnimi silami.

2.9.1 Nearmirano zidovje

Če upoštevamo, da je obnašanje zidovja pri tlaku podobno obnašanju betona, lahko pri zidovju uporabimo predpostavko o konstantni razporeditvi napetosti s koeficientom 0,85, ki je posledica prevedbe dejanske oblike $\sigma - \varepsilon$ diagrama zidovja pri tlaku. Na podlagi

predpostavljene oblike ekvivalentnega napetostnega bloka in ravnotežnega pogoja ter izraza za ekscentričnost navpične sile pri končnem mejnem stanju lahko izračunamo pripadajoči upogibni moment, s katerim je določena upogibna nosilnost prereza nearmiranega zidu. Ko poznamo mejni upogibni moment, lahko v odvisnosti od vpetostnih pogojev na spodnjem in zgornjem robu zidanega slopa določimo tudi upogibno odpornost zidu $R_{f,w}$, t.j. vodoravno silo, ki jo zid prevzame, po enačbi:

$$R_{f,w} = \frac{\frac{\sigma_0 t l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_c}\right)}{\alpha h}, \quad (2.16)$$

kjer je σ_0 povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu, t debelina in l dolžina zidu, h višina zidu, f_c tlačna trdnost zidovja ter α koeficient, ki določa lego momentne infleksijske točke in znaša $\alpha = 1,0$ pri konzolnem zidu.

2.9.2 Armirano zidovje

Kot pri armiranobetonskem prerezu so tudi pri armiranem zidovju deformacije v tlaku majhne, v nategu pa se močno povečajo in lahko dosežejo vrednosti na meji elastičnosti, brž ko v zidovju nastanejo natezne razpoke. Vodoravna armatura v naležnih regah lahko poveča strižno odpornost zidu, kar prepreči prezgodnjo strižno porušitev in tako privede do upogibne porušitve zidovja. Toda povečanje upogibne odpornosti armiranega zidovja je tudi posledica navpične simetrične armature, ki se računsko upošteva pri določanju vodoravne sile $R_{f,rw}$, ki jo armirano zidovje prenese:

$$R_{f,rw} = \frac{\frac{\sigma_0 t l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_c}\right) + A_{rv} f_y z}{\alpha h}, \quad (2.17)$$

kjer so količine enake kot v enačbi (2.16). V enačbi (2.17) je dodan še sumand v števcu zaradi prisotnosti armature, kjer A_{rv} predstavlja površino prereza navpične simetrične armature, f_y mejo elastičnosti armature ter z statično višino zidu.

3 INKREMENTALNA DINAMIČNA ANALIZA

Odziv konstrukcije na potresno obtežbo ni odvisen le od kvalitete konstrukcije, temveč tudi od vrste potresa (akceleroograma). Bolj kot je potresna obtežba nepredvidljiva, kar še posebej velja za območja znotraj tektonskih plošč, težje je narediti nepristransko oceno parametrov potresnega odziva stavbe, saj je za določitev le-teh potrebno upoštevati večje število akceleroogramov.

Z razvojem zmogljivih računalnikov in programskih orodij se je odprla možnost, da bi odziv stavb računali tudi z nelinearno dinamično analizo. V zadnjem desetletju se tako v raziskavah precej uporablja inkrementalna dinamična analiza (IDA) (Vamvatsikos, Cornell, 2002), s katero lahko izvedemo izčrpno oceno obnašanja konstrukcije med potresnim vplivom. Zametki IDA so se izvajali že prej (Dolšek, Fajfar, 2001), nastala pa je z namenom, da z upoštevanjem rezultatov analize potresne nevarnosti ocenimo potresno tveganje konstrukcije. IDA zajame le variabilnost parametrov potresnega odziva v odvisnosti od potresne obtežbe, kar pa ni edini vzrok v negotovosti rezultatov. Dodaten izvor negotovosti so še modelni parametri. Zato je bila kasneje predlagana razširitev IDA, ki omogoča vrednotenje tako negotovosti zaradi potresne obtežbe kot tudi modelnih negotovosti (Dolšek, 2011).

IDA je parametrična analiza, s pomočjo katere izračunamo verjetnost porušitve objekta tako, da računamo nelinearni odziv konstrukcije v odvisnosti od parametra seizmične intenzitete. Rezultat inkrementalne dinamične analize je IDA krivulja. Slednja je lahko določena le na osnovi enega akceleroograma. Zgodi se lahko, da se s povečanjem potresne intenzitete poškodovanost konstrukcije celo zmanjšuje. S pomočjo te analize tako lahko bolje razumemo odziv neke konstrukcije v korelaciji z različnimi intenzitetami in vrstami zabeleženih potresov.

IDA vsebuje serijo dinamičnih nelinearnih analiz, ki so izračunane za različno skalirane akceleroграme, kjer so skalacije izbrane tako, da analiza pokrije celotno področje obnašanja izbranega modela, t.j. od elastičnega do nelinearnega in na koncu vse do porušitve. Rezultat analize je diagram, kjer na absciso nanašamo mero za poškodovanost konstrukcije (angl.

damage measure) oziroma DM pri določeni vrednosti intenzitete potresne obtežbe (angl. *intensity measure*) oziroma IM.

IM je nenegativni skalar (3.1), ki določa funkcijo, ki je odvisna od neskaliranega akceleroograma a_1 in monoton narašča zaradi faktorja λ .

$$IM = f_{a_1}(\lambda) \quad (3.1)$$

Za IM je potrebno izbrati tako količino, ki se jo lahko skalira. Največkrat so izbrane naslednje količine:

- maksimalni pospešek tal (angl. *peak ground acceleration*) oziroma PGA,
- spektralni pospešek, ki pripada *osnovni nihajni obliki* s 5% dušenjem,
- maksimalna hitrost tal (angl. *peak ground velocity*) oziroma PGV.

Mera poškodovanosti konstrukcije je nenegativni skalar, s pomočjo katerega opazujemo neko karakteristiko odziva, ki je v korelaciji s poškodbami konstrukcije. Izbira DM je odvisna od namena analize. Najbolj pogoste izbire so:

- maksimalni zamik vseh maksimalnih zamikov posameznih etaž,
- pomik na vrhu,
- največja duktilnost v posameznih etažah,
- zasuk vozlišča,
- največji zamik 1. etaže,
- maksimalna etažna strižna sila.

4 POENOSTAVLJEN NELINEARNI MODEL ZIDANE STAVBE IN NELINEARNA DINAMIČNA ANALIZA

Pri nelinearni dinamični analizi je uporabljen diskretni model s koncentriranimi masami. Nelinearno odvisnost med pomikom in notranjo silo določa etažno histerežno pravilo. Enačbo gibanja, znotraj katere je predpostavljen model Rayleighovega viskoznega dušenja, se rešuje s pomočjo Newmarkove časovne integracije, kjer se rešitev znotraj integracijskega koraka določi z Newtonovo iteracijsko metodo. Omenjeni modeli so uporabljeni pri numeričnem reševanju sistema diferencialnih enačb gibanja.

4.1 Etažno histerežno pravilo

Oblika in parametri histerezne ovojnice so odvisni od nivoja vertikalne obtežbe, zgodovine obremenitve in načina obtežbe, t.j. monotono ali ciklično. Za predvidevanje porušitve modela, je v tem delu uporabljena dinamična analiza etažnega histereznega modela (Tomažević, Lutman, 1996). Histerezni model upošteva zmanjšanje togosti na podlagi poškodb in zmanjšanje nosilnosti na osnovi vhodne energije ter temelji na trilinearni ovojnici, ki omejuje območje možnih faz materiala in ga določajo tri točke:

- točka razpokanja (d_{cr}, H_{cr}),
- točka maksimalnega odpora ($d_{H_{max}}, H_{max}$) in
- točka porušitve (d_u, H_{d_u}).

4.1.1 Zmanjšanje togosti

Ko material obremenjujemo, model predvideva, da pomik cilja na d_{cr} ali na največji dosežen pomik v smeri obremenjevanja, če je bil pomik d_{cr} že presežen. Pri tem odpornost ne preseže ovojnice histereznih zank. Med razbremenjevanjem je predpostavljena bilinearna pot. Začetna togost v razbremenjevanju K_d je funkcija maksimalnega doseženega etažnega pomika d_{max} . Definirana je z enačbo:

$$K_d = K_e \left(1 + C_K \left(\frac{d_{max}}{d_{cr}} - 1 \right) \right), \quad (4.1)$$

kjer je d_{cr} pomik pri mejnem stanju razpokanja, koeficient C_K pa je definiran z enačbo:

$$C_K = \frac{\frac{K_u - 1}{K_e}}{\frac{d_u - 1}{d_{cr}}}, \quad (4.2)$$

začetna efektivna togost K_e in končna mejna togost K_u pa z enačbama:

$$K_e = \frac{H_{cr}}{d_{cr}} \text{ in } K_u = \frac{H_{du}}{d_u}. \quad (4.3)$$

Začetna razbremenilna pot meri na točko C, ki je definirana kot:

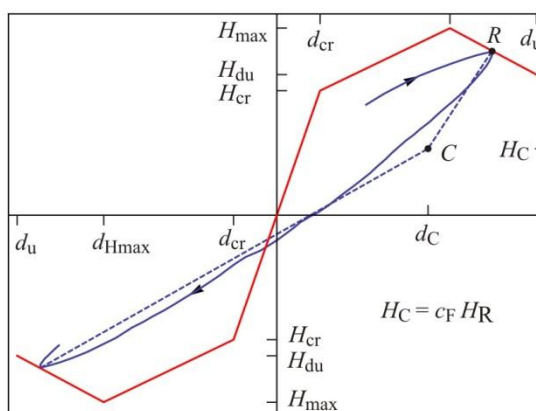
$$H_C = C_F H_R. \quad (4.4)$$

Koeficient C_F je parameter, ki določa obliko in naklon histereznih zank. Izvrednoten je iz rezultatov cikličnih strižnih preiskav v taki meri, da disipacija energije pri numeričnih izračunih v čim večji meri sovpada z eksperimentalno disipacijo energije. H_R je maksimalna odpornost, ki je dosežena v posameznem ciklu histerezne zanke.

S pomočjo začetne razbremenilne togosti K_d in velikostjo sile v točki C, t.j. H_C , lahko izračunamo tudi pomik v tej točki:

$$d_C = \frac{H_C}{K_e}. \quad (4.5)$$

Od tu naprej razbremenjevalna pot (slika 8) meri na pomik $-d_{cr}$ ali na najmanjši dosežen pomik v smeri razbremenjevanja v prejšnjem ciklu, če je bil pomik $-d_{cr}$ že presežen. Postopek se nato ponavlja.

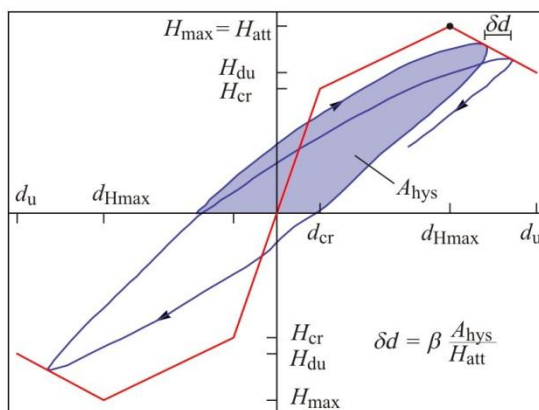


Slika 8: Bilinearna pot razbremenjevanja

4.1.2 Zmanjšanje nosilnost

Zmanjšanje nosilnosti temelji na modelu (Park, Reinhorn in Kunnath, 1987), ki pravi, da se ciljni pomik poveča sorazmerno količini dispirane histerezne energije v enem obtežnem ciklu A_{hys} (slika 9) in obratnosorazmerno z maksimalno doseženo odpornostjo v obravnavanem obtežnem ciklu H_{att} . Inkrementalni zamik δd se izračuna po enačbi:

$$\delta d = \beta \frac{A_{hys}}{H_{att}}. \quad (4.6)$$



Slika 9: Zmanjšanje nosilnosti

Parameter β , ki modelira zmanjšanje nosilnosti, je določen s pomočjo cikličnih strižnih preiskav. Inkrementalni zamik je ocenjen za vsak cikel preizkusa posebej, s pomočjo enačbe (4.6) pa je za vsak cikel tako določen tudi koeficient β . Povprečje vseh vrednosti predstavlja končno veličino parametra β , ki je nato uporabljen v modelu. Literatura navaja, da ima parameter β velik raztros.

4.1.3 Funkcija histereze

Analizo lažje izvedemo, če zmanjšanje togosti in nosilnosti zapišemo s skupno funkcijo. Poimenujmo jo histerezna funkcija oziroma funkcija histereze:

$$Hist = Hist(u(t), H_{cr}, H_{max}, H_u, d_{cr}, d_{Hmax}, d_u, C_F, \beta). \quad (4.7)$$

Ta je odvisna od pomika $u = u(t)$, ki je funkcija časa, ovojnica histerezne zanke za posamezno etažo ($H_{cr}, H_{max}, H_u, d_{cr}, d_{Hmax}, d_u$) in parametrov C_F ter β . V histerezni funkciji so upoštevana vsa pravila za zmanjšanje togosti z določitvijo točke C ter zmanjšanje nosilnosti zaradi disipacije energije. Znotraj naštetih parametrov se s časom spreminja pomik in posledično tudi togost. Rezultat histerezne funkcije je horizontalna sila in togost v odvisnosti od poteka obremenjevanja za posamezno etažo:

$$Hist(u(t), \dots) = \begin{pmatrix} H(t) \\ K(t) \end{pmatrix}. \quad (4.8)$$

Ker bomo enačbe reševali korak za korakom, je pomik pri času t_i enak pomiku u_i . Enačba (4.8) pri času t_i je:

$$Hist(u_i) = \begin{pmatrix} H_i(u_i, H_{cr}, H_{max}, H_u, d_{cr}, d_{Hmax}, d_u, C_F, \beta) \\ K_i(H_{cr}, H_{max}, H_u, d_{cr}, d_{Hmax}, d_u, C_F, \beta) \end{pmatrix}, \text{ za } i = 1, \dots, n, \quad (4.9)$$

4.2 Newmarkova integracijska metoda

Leta 1959 je Nathan M. Newmark predstavil novo numerično integracijsko metodo, ki se uporablja za reševanje diferencialnih enačb pri dinamičnih sistemih za analizo končnih elementov. Newmarkova beta metoda pravi, da se prvi odvod pomika po času reši s pomočjo enačbe:

$$\dot{u}_i = \dot{u}_{i-1} + \Delta t \cdot \ddot{u}_\gamma, \quad (4.10)$$

kjer je:

$$\ddot{u}_\gamma = (1 - \gamma) \cdot \ddot{u}_{i-1} + \gamma \cdot \ddot{u}_i, \quad (4.11)$$

$$0 \leq \gamma \leq 1.$$

Zato je:

$$\dot{u}_i = \dot{u}_{i-1} + (1 - \gamma) \cdot \Delta t \cdot \ddot{u}_{i-1} + \gamma \cdot \Delta t \cdot \ddot{u}_i. \quad (4.12)$$

Pospešek se spreminja s časom, zato je potrebno teorem razširjene povprečne vrednosti razširiti tudi na drugi odvod pomika, da zagotovimo pravilne pomike:

$$u_i = u_{i-1} + \Delta t \dot{u}_{i-1} + \frac{1}{2} \Delta t^2 \ddot{u}_\beta, \quad (4.13)$$

kjer je:

$$\ddot{u}_\beta = (1 - 2\beta)\ddot{u}_{i-1} + 2\beta\ddot{u}_i, \quad (4.14)$$

$$0 \leq \beta \leq 1.$$

Če v enačbo (4.13) vstavimo enačbo (4.14) in pri tem izrazimo \ddot{u}_i , dobimo:

$$\ddot{u}_i = \frac{1}{\Delta t^2 \beta} \cdot u_i - \frac{1}{\Delta t^2 \beta} A, \quad (4.15)$$

kjer je A :

$$A = u_{i-1} + \Delta t \cdot \dot{u}_{i-1} + \frac{1}{2} \Delta t^2 (1 - 2\beta) \ddot{u}_{i-1}. \quad (4.16)$$

Če v enačbo (4.12) vstavimo še enačbo (4.15), pa dobimo naslednjo zvezo:

$$\dot{u}_i = \frac{\gamma}{\Delta t \beta} \cdot u_i + B, \quad (4.17)$$

kjer je B :

$$B = \dot{u}_{i-1} + \Delta t (1 - \gamma) \ddot{u}_{i-1} - \frac{\gamma}{\Delta t \beta} \cdot A. \quad (4.18)$$

S pomočjo zvez (4.15) in (4.17) bomo pozneje lahko lažje numerično reševali diferencialne enačbe nihanja.

4.3 Enačbe gibanja

Če želimo opisati gibanje sistema z več prostostnimi stopnjami, je potrebno rešiti enačbe gibanja (4.19), t.j. sistem diferencialnih enačb 2. reda:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}_r\} + [K]\{u_r\} = \{f(t)\}, \quad (4.19)$$

kjer $[M]$ predstavlja diagonalno masno matriko, $[C]$ matriko dušenja, $[K]$ togostno matriko sistema z več prostostnimi stopnjami, $\{\ddot{u}\}$ vektor absolutnih pospeškov, $\{\dot{u}_r\}$ vektor relativnih hitrosti in $\{u_r\}$ vektor relativnih pomikov ter $\{f(t)\}$ vektor obtežbe, ki je odvisen od časa. Pri potresni obtežbi se enačba (4.19) lahko zapiše tudi drugače:

$$[M]\{\ddot{u}_r\} + [C]\{\dot{u}_r\} + [K]\{u_r\} = -[M]\{\ddot{u}_t(t)\}, \quad (4.20)$$

kjer je na levi strani enačbe (4.20) $\{\ddot{u}_r\}$ vektor relativnih pospeškov, na desni strani pa $\{\ddot{u}_t(t)\}$ predstavlja pospešek tal v odvisnosti od časa, t.j. zapise akceleroگرامov.



Slika 10: Diskretni model s 4 prostostnimi stopnjami

Dinamična analiza je izvedena za model stanovanjske zgradbe M3, ki je podrobneje opisan v 7. poglavju. Gre za 4-etažno stavbo, ki smo jo modelirali z diskretnim sistemom s štirimi prostostnimi stopnjami (slika 10). Vsaka skoncentrirana masa predstavlja eno etažo, zato je masna matrika sledeča:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 \end{bmatrix}. \quad (4.21)$$

Matrika togosti je zaradi zaporednih vezav vzmeti s togostjo $k_1 - k_4$ naslednje oblike:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 \end{bmatrix}. \quad (4.22)$$

4.4 Rayleighovo viskozno dušenje

Pri obtežbah, kjer pride do maksimalnega pomika pri kasnejših ciklih gibanja tal, dušenje igra pomembno vlogo. Pri metodi direktne integracije lahko uporabljamo poljubno matriko dušenja. Za določitev matrike dušenja $[C]$ obstaja več načinov. Najpogosteje je uporabljena matrika dušenja, ki je linearna kombinacija masne in togostne matrike (Rayleigh, Lindsey, 1945):

$$[C] = \alpha_{damp}[M] + \beta_{damp}[K]. \quad (4.23)$$

Koeficienta α_{damp} in β_{damp} se izračunata s pomočjo dveh pomembnih lastnih frekvenc ω_i in deležem koeficienta kritičnega dušenja ξ_i (Hashash, Park, 2002). Z upoštevanjem sistema s štirimi prostostnimi stopnjami se izraz za izračun koeficientov glasi:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_1 & \omega_1 \\ 1/\omega_4 & \omega_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_{damp} \\ \beta_{damp} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_1 \\ \xi_4 \end{Bmatrix}. \quad (4.24)$$

Pri tem lastne frekvence izračunamo s pomočjo enačbe (3.28):

$$([K] - \omega^2[M])\{\Phi\} = \{0\}. \quad (4.25)$$

4.5 Integracija korak za korakom

Metoda integracije korak za korakom je numerična metoda reševanja diferencialnih enačb nihanja, ki omogoča približen račun odziva pri poljubni obtežbi. Metoda je bolj splošna kot npr. metoda z Duhamelovim in Fourierjevim integralom, saj omogoča tudi račun nelinearnih konstrukcij. Pri tej metodi računamo odziv sistema v posameznih kratkih časovnih intervalih dolžine Δt . V času enega intervala je gibanje sistema predpostavljeno po nekem enostavnem zakonu (npr. konstanten ali linearen potek pospeškov), lahko pa je predpostavljeno tudi poljubno npr. z Nemarkovimi enačbami. V splošnem se dejansko gibanje ne ujema s predpostavljenim gibanjem, zato pogoj dinamičnega ravnotežja na more biti izpolnjen v vsakem trenutku intervala, pač pa ga izpolnimo za vsak interval samo na začetku in na koncu. Kinematične količine (pomik, hitrost in pospešek) na koncu vsakega intervala predstavljajo začetne vrednosti za naslednji interval. Na ta način lahko korak za korakom računamo celoten odziv sistema. Z ustrezno izbiro dolžine intervalov Δt lahko dosežemo poljubno natančnost. Če napišemo dinamično ravnotežje na koncu intervala Δt po analogiji enačbe (4.20), kjer indeks i predstavlja konec intervala, dobimo:

$$[M]\{\ddot{u}_i\} + [C]\{\dot{u}_i\} + [K]\{u_i\} = -[M]\{\ddot{u}_t(t)\}. \quad (4.26)$$

V enačbo (4.26) vstavimo enačbi (4.15) in (4.17), ki jo zapišemo v vektorski obliki. Tako dobimo naslednjo zvezo:

$$[M]\left\{\frac{1}{\Delta t^2\beta} \cdot u_i - \frac{1}{\Delta t^2\beta} A\right\} + [C]\left\{\frac{\gamma}{\Delta t\beta} \cdot u_i + B\right\} + [K]\{u_i\} = -[M]\{\ddot{u}_t(t)\}. \quad (4.27)$$

Krajši zapis enačbe (4.27) je:

$$[\bar{K} + K]\{u_i\} = \{\bar{F}\}, \quad (4.28)$$

kjer je matrika $[\bar{K}]$ definirana z izrazom:

$$[\bar{K}] = \frac{1}{\Delta t^2 \beta} \cdot [M] + \frac{\gamma}{\Delta t \beta} \cdot [C], \quad (4.29)$$

vektor ravnotežnih sil $\{\bar{F}\}$ pa z enačbo:

$$\{\bar{F}\} = -[M] \cdot \{\ddot{u}_t(t)\} + \frac{1}{\Delta t^2 \beta} [M] \cdot \{A\} - [C] \cdot \{B\}. \quad (4.30)$$

Togost sistema se spreminja s pomikom, zato je potrebno tudi togostno matriko $[K]$ določiti za vsak interval posebej, in sicer tako, da ustreza razmeram na začetku intervala. Če se v času intervala spremeni togost, potem je izračunan pomik nepravilen. Napaka je posledica razlike med predpostavljenim linearnim in dejanskim nelinearnim obnašanjem sistema v obravnavanem intervalu. Ta napaka lahko povzroči nestabilnost metode, na vsak način pa precej vpliva na natančnost izračuna, zato jo želimo čim bolj zmanjšati. Za zmanjšanje napake se lahko uporabi metoda s korekcijsko silo, toda pri konstrukcijah, kjer je odnos med notranjo silo in pomikom sestavljen iz več linearnih odsekov, so problematični samo časovni intervali. V njih pride do sprememb togosti, zato je primerno uporabiti iteracijske postopke. Z njihovo pomočjo se v okviru enega intervala postopoma približujemo dejanskim vrednostim. Zelo uporabna je Newton-Raphsonovo iteracijska metoda, ki v splošnem hitro konvergira, je pa računsko, posebno pri sistemih z več prostotnimi stopnjami, zelo zahtevna, saj je potrebno v vsakem koraku iteracije določiti novo togost sistema.

4.6 Newton-Raphsonova metoda

Za iskanje ničel pri dinamični analizi lahko uporabimo Newton-Raphsonovo metodo, ki ji pravimo tudi Newtonova metoda ali tangentna metoda. Za dobro razumevanje metode najprej pogledimo splošno formulo Taylorjeve vrste:

$$f(x + \Delta x) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{f^{(n)}(x)}{n!} (\Delta x)^n, \quad (4.31)$$

kjer je $f^{(n)}(x)$ n -ti odvod f v točki x . Če npr. funkcijo $\mathcal{F}(u_i + \Delta u_i)$ zapišemo v Taylorjevo vrsto po analogiji (4.31), se formula glasi:

$$\mathcal{F}(u_i + \Delta u_i) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\mathcal{F}^{(n)}(u_i)}{n!} (\Delta u_i)^n. \quad (4.32)$$

Če pri enačbi (4.32) upoštevamo le prva dva člena, t.j. funkcijo lineariziramo, dobimo naslednjo enačbo:

$$\mathcal{F}(u_i + \Delta u_i) \approx \mathcal{F}(u_i) + \mathcal{F}'(u_i) \cdot \Delta u_i. \quad (4.33)$$

$\mathcal{F}(u_i)$ je definirana s pomočjo zveze (4.28) in predstavlja ravnotežje sil:

$$\mathcal{F}(u_i) = [\bar{K} + K]\{u_i\} - \{\bar{F}\} = \{0\}. \quad (4.34)$$

Togost $[K]$ in pomik $\{u_i\}$ se s časom spreminjata, zato tukaj upoštevamo histerezno funkcijo (4.9) in enačbo (4.34) lahko zapišemo:

$$\mathcal{F}(u_i) = [\bar{K}]\{u_i\} + \{H_i\} - \{\bar{F}\} = \{0\}. \quad (4.35)$$

Odvod nosilnosti po pomiku je togost, zato se odvod funkcije $\mathcal{F}'(u_i)$ po $\{u_i\}$ torej glasi:

$$\mathcal{F}'(u_i) = [\bar{K}] + [K_i], \quad (4.36)$$

kjer je K_i odvod H_i po pomiku u_i . Iteracijska formula, po kateri iz približka $\{u_i^j\}$ izračunamo naslednji približek $\{u_i^{j+1}\}$, ki bi rešil enačbo (4.35), je zelo preprosta:

$$\{u_i^{j+1}\} = \{u_i^j\} + \{\Delta u_i\}. \quad (4.37)$$

Če upoštevamo, da je $\mathcal{F}(u_i + \Delta u_i) \approx 0$, lahko iz enačbe (4.33) izrazimo $\{\Delta u_i\}$:

$$\{\Delta u_i\} = -\frac{\mathcal{F}(u_i)}{\mathcal{F}'(u_i)}. \quad (4.38)$$

V enačbi (4.37) upoštevamo zvezo (4.38):

$$\{u_i^{j+1}\} = \{u_i^j\} - \frac{\mathcal{F}(u_i)}{\mathcal{F}'(u_i)}, \quad (4.39)$$

nato pa v enačbo (4.39) vstavimo še zvezi (4.35) in (4.36). Končna zveza za reševanje enačb ima obliko:

$$\{u_i^{j+1}\} = \{u_i^j\} - \frac{[\bar{K}]\{u_i^j\} + \{H_i^j\} - \{\bar{F}\}}{[\bar{K} + K_i^j]}, \quad (4.40)$$

kjer indeks j predstavlja zaporedno številko iteracije, indeks i pa obravnavani časovni interval.

4.7 Pregled računskega postopka nelinearne dinamične analize

Znane so naslednje vrednosti:

- β in γ za Newmarkovo integracijsko metodo,
- začetne vrednosti $\{u_{i-1}\} = \{\dot{u}_{i-1}\} = \{\ddot{u}_{i-1}\} = 0$,
- $\{\ddot{u}_t(t)\}$ – zapis akceleroograma,
- togostna matrika $[K(u_{i-1})]$, ki je definirana s histerezno funkcijo (4.8) in ima dimenzije in člene določene po enačbi (4.22),
- masna matrika $[M]$,
- izberemo velikost koraka integracije Δt , ki je v korelaciji s časovnim zapisom akceleroograma.

Postopek računa:

1. Za časovni korak i uporabimo Newton-Raphsonovo iteracijsko metodo:
 - a) določimo matriko dušenja $[C]$,
 - b) izračunamo nadomestno togostno matriko $[\bar{K}]$, vektor nadomestne obtežbe $\{\bar{F}\}$ in histerezno funkcijo, ki so odvisni od pomika $\{u_{i-1}\}$ na začetku intervala Δt ,
 - c) vrednost pomika $\{u_i^{j+1}\}$ na koncu intervala Δt izračunamo po enačbah:
$$\{\Delta u_i^{j+1}\} = - \frac{[\bar{K}]\{u_i^j\} + \{H_i^j\} - \{\bar{F}\}}{[\bar{K} + K_i^j]}$$
$$\{u_i^{j+1}\} = \{u_i^j\} + \{\Delta u_i^{j+1}\},$$
 - d) iteriramo, dokler ni izpolnjen kriterij konvergence ($\|\Delta u_i^{j+1}\| > 10^{-6}$),
 - e) ko je pomik $\{u_i^{j+1}\}$ na koncu intervala Δt izračunan (dosežena je konvergenca), izračunamo še pomik in pospešek z zvezama (4.15) in (4.17).
2. Izračunan pomik $\{u_i^{j+1}\}$ predstavlja pomik (začetni približek) na začetku naslednjega časovnega intervala $i + 1$.
3. Nastavimo $i = i + 1$ in se vrnemo na 1. korak.

5 METODA OCENE POTRESNEGA TVEGANJA

Osnovna količina, s katero lahko ocenimo potresno tveganje, je srednja letna frekvenca prekoračitve izbranega mejnega stanja, ki jo definiramo z enačbo (Cornell, 1996):

$$P_{LS} = \int_0^{\infty} P(LS|I_M = i_M) \left| \frac{dH(i_M)}{di_M} \right| di_M, \quad (5.1)$$

kjer $P(LS|I_M = i_M)$ predstavlja verjetnost, da se izbrano mejno stanje (angl. *limit state*) zgodi pri pogoju $I_M = i_M$. Funkcija potresne nevarnosti $H(i_M)$ je ponavadi izražena v obliki povprečne letne frekvence, kadar je intenziteta potresne obtežbe I_M večja ali enaka i_M , toda približno vrednost lahko izračunamo:

$$H(i_M) = k_o (i_M)^{-k_{LS}}. \quad (5.2)$$

Posledica teh predpostavk je, da je funkcija potresne nevarnosti linearna v koordinatah log-log. Cornell je iz zveze (5.1) dokazal, da se srednja letna frekvenca prekoračitve izbranega mejnega stanja λ_{LS} lahko določi s pomočjo enačbe

$$\lambda_{LS} = H(\tilde{a}_{g,LS}) \cdot e^{\frac{1}{2}k_{LS}^2\beta_{LS}^2} = k_o(\tilde{a}_{g,LS})^{-k_{LS}} \cdot e^{\frac{1}{2}k_{LS}^2\beta_{LS}^2}, \quad (5.3)$$

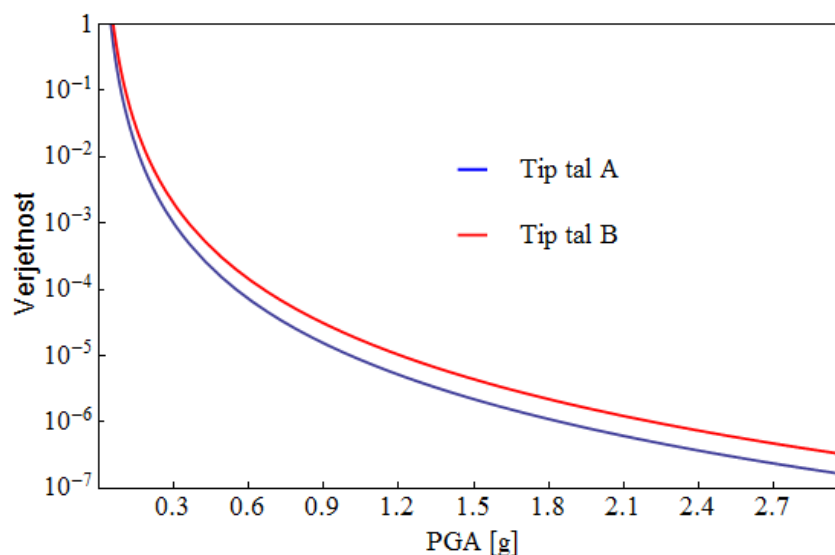
kjer je $\tilde{a}_{g,LS}$ mediana izbranega merila za intenziteto, t.j. v našem primeru PGA, k_{LS} je naklon krivulje potresne nevarnosti in β_{LS} standardna deviacija logaritemske porazdelitve, ki se izračuna z enačbo:

$$\beta_{LS,R} = \sqrt{\ln\left(\frac{\sigma_R^2}{\bar{a}_{g,R}^2} + 1\right)}. \quad (5.4)$$

Indeks R poudarja, da sta parametra povprečje maksimalnih pospeškov tal ($\bar{a}_{g,R}$) in pripadajoča standardna deviacija (σ_R^2) močno odvisna od poljubne (angl. *random*) narave pospeškov tal.

Funkcija hazarda oziroma potresne nevarnosti (5.2) je v splošnem rezultat verjetnostne analize potresne nevarnosti, vendar jo lahko za potrebe projektiranja določimo kar z uporabo kart potresne nevarnosti Slovenije. Upoštevati je potrebno vsaj dve karti potresne nevarnosti za različni povratni dobi potresa. V Sloveniji se pričakujejo največji pospeški tal na območju Ljubljane, zato si izberemo to lokacijo. Pospešek tal za povratno dobo 1000 let na območju Ljubljane in za tip tal A znaša $0,3g$, medtem ko za povratno dobo 10000 let znaša $0,55g$. S

pomočjo enačbe (5.2) lahko določimo parametra k_0 in k_{LS} , saj imamo dve enačbi z dvema neznankama. Ta dva parametra za tip tal A znašata $k_0 = 1,03 \cdot 10^{-5}$ in $k_{LS} = 3,8$, za tip tal B pa se spremeni parameter $k_0 = 2,06 \cdot 10^{-5}$. Faktor tal S za tla tipa B je dobljen iz preglednice v EC8 (SIST EN 1998-1:2006, Preglednica 3.2, str. 33) in znaša $S = 1,2$.



Slika 11: Krivulja potresne nevarnosti za 2 tipa tal, definirana s pomočjo karte potresne nevarnosti s povratno dobo 1000 in 10 000 let.

Parameter k_{LS} je neodvisen od tipa tal, k_0 pa je za tip tal B 100% večji v primerjavi s tipom tal A. S pomočjo teh parametrov (preglednica 1) lahko narišemo funkcijo potresne nevarnosti (slika 11) za različna tipa tal.

Preglednica 1: Parametra krivulje potresne nevarnosti

Tip tal	k_{LS}	k_0
A	3,8	$1,03 \cdot 10^{-5}$
B		$2,06 \cdot 10^{-5}$

5.1 Zahtevan odziv v Evrokodu 8

V 2. poglavju Evrokoda 8-1 sta določeni dve zahtevi, ki določata projektni potresni vpliv:

- zahteva po neporušitvi (angl. *no collapse requirement*) in
- zahteva po omejitvi poškodb (angl. *damage limit requirement*).

V prvi zahtevi obstaja 10% verjetnosti pri referenčnem potresnem vplivu, da pride do potresa s povratno dobo 475 let v časovnem obdobju 50 let. Faktor pomembnosti γ_I se uporablja za zmanjševanje in povečanje stopnje potresnega tveganja. Pri drugi zahtevi, t.j. zahtevi po omejitvi poškodb pa se upošteva potresni vpliv, ki ima verjetnost 10% prekoračitve v 10 letih in povratno dobo 95 let. Ta zahteva se upošteva tako, da se kontrolira pomike pri projektnih obremenitvah. Omenjene verjetnosti se lahko izračuna z enačbo:

$$P_T = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^T, \quad (5.5)$$

kjer P_T predstavlja verjetnost, da se bo zgodil potres s povratno dobo T_R v časovnem intervalu T . Izpolnjevanje obeh kriterijev je mogoče ugotavljati s kontrolo dveh mejnih stanj, in sicer mejnega stanja nosilnosti in mejnega stanja uporabnosti.

5.2 Razred zanesljivosti

Pri projektiranju konstrukcij ločimo dva pristopa. Deterministični (izkušnje) in verjetnostni (statistična obdelava podatkov) pristop. Za reševanje inženirskih problemov s pomočjo verjetnostnega pristopa se uporabljajo tri stopnje analize. Pri III. stopnji vse količine obravnavamo kot slučajne spremenljivke. Konstrukcija je zanesljiva, ko izračunana verjetnost porušitve konstrukcije P_f ne presega dogovorjene sprejemljive verjetnosti porušitve. Izračun P_f je v splošnem zelo zahteven in se uporablja le izjemoma. Kadar za slučajne spremenljivke obravnavamo samo bistvene parametre (npr. PGA), govorimo o II. stopnji verjetnostnega pristopa. V postopkih II. stopnje je zanesljivost konstrukcije navadno določena z indeksom zanesljivosti β . Ta je v Evrokodu 0 (SIST EN 1990, Dodatek B) neposredno povezan z razredi zanesljivosti (RC). V standardu so definirani trije razredi zanesljivosti RC1, RC2 in RC3. V preglednici 2 so prikazane najmanjše vrednosti indeksa zanesljivosti, ki so določene v Evrokodu (SIST EN 1990, Dodatek B, Preglednica B.2),

Verjetnost P_f in indeks zanesljivosti β sta analitično povezana z enačbo:

$$P_f = \phi(-\beta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{-\beta} e^{-\frac{1}{2}x^2} dx, \quad (5.6)$$

kjer je P_f verjetnost, da bo konstrukcija odpovedala, ϕ pa je porazdelitvena funkcija standardizirane naravne porazdelitve (5.6). Vrednosti β za nekaj vrednosti P_f so podane v preglednici 3.

Preglednica 2: Priporočene najmanjše vrednosti indeksa zanesljivosti β za mejna stanja nosilnosti

Razred zanesljivosti	Najmanjše vrednosti β	
	referenčna doba 1 leto	referenčna doba 50 let
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Preglednica 3: Tabelirane vrednosti P_f za dane β

P_f	$4,8 \cdot 10^{-4}$	$7,2 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$8,5 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$
β	3,3	3,8	4,2	4,3	4,7	5,2

Trije razredi zanesljivosti RC1, RC2 in RC3 so lahko povezani s tremi razredi, določenimi glede na posledice CC1, CC2 in CC3, ki so podrobneje opisani v preglednici 4 (SIST EN 1990, Dodatek B, Preglednica B.1). Tako so v Evrokodu preko razredov posledic in razredov zanesljivosti povezane posledice porušitve stavbe in verjetnost, da konstrukcija odpove.

Preglednica 4: Določitev razredov glede na posledice

Razred glede na posledice	Opis posledic	Primeri stavb in gradbenih inženirskih objektov
CC3	Številne izgube človeških življenj in velika gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Tribune in javne stavbe, kjer so posledice odpovedi velike
CC2	Srednje velike izgube človeških življenj, občutna gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Stanovanjske, poslovne in javne stavbe, kjer so posledice srednje velike
CC1	Maloštevilne izgube človeških življenj in majhna ali zanemarljiva gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Kmetijske stavbe, v katerih so ljudje le izjemoma (npr. skladišča, rastlinjaki)

6 AKCELEROGRAMI

V diplomskem delu je uporabljen nabor akceleroگرامov, ki so razdeljeni v dve skupini in vsaka vsebuje 14 akceleroگرامov (Dolšek, 2002). Vsi akceleroگرامi so izbrani iz European Strong Motion Database. V prvi skupini so akceleroگرامi, ki so bili posneti na skali (preglednica 5), v drugi skupini pa so akceleroگرامi, ki so bili posneti na trdi zemljin (preglednica 6). Časovni korak zapisa Δt je 0,01s.

Preglednica 5: Osnovni podatki o dejanskih akceleroگرامih za prvo skupino

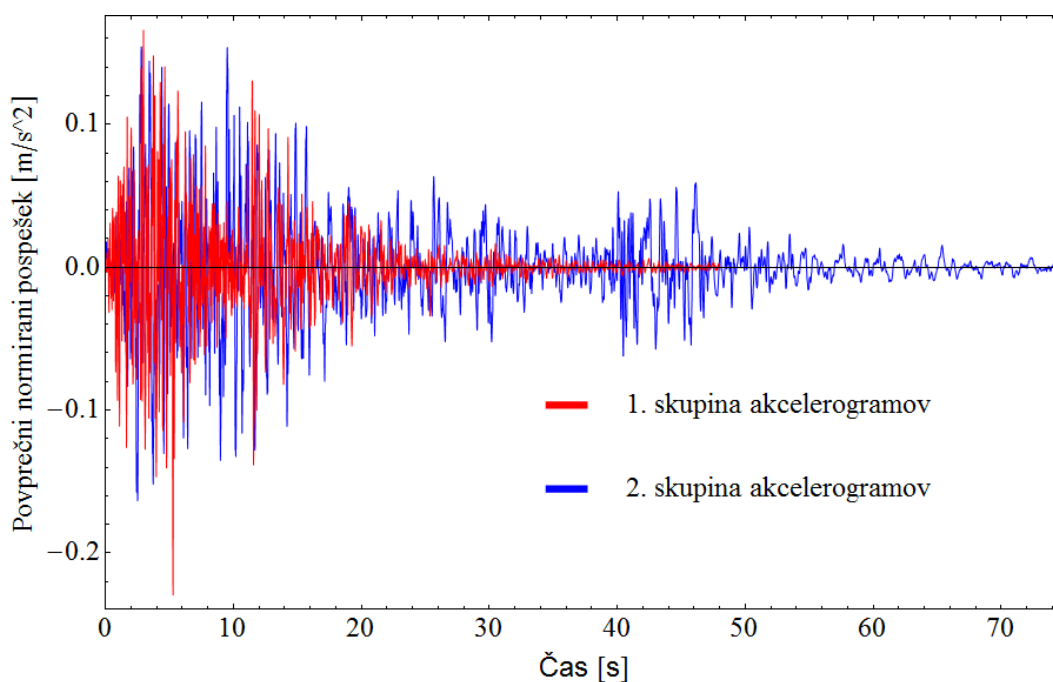
Potres po EMSD *	Smer potresa	Država	Oznaka	$a_{g,max}$
Friuli 1976	N-S	Italija	55x	0.36 g
	E-W		55y	0.32 g
Montenegro 1979	N-S	YU	200x	0.22 g
	E-W		200y	0.26 g
Valnerina 1979	N-S		242x	0.15 g
Lazio Abruzzo 1984	N-S	Italija	365x	0.10 g
	E-W		365y	0.11 g
	N-S		384x	0.15 g
Etolia 1988	N-S	Grčija	428x	0.17 g
	E-W		429y	0.18 g
Umbro-Marchigiano 1997	N-S	Italija	763x	0.15 g
	N-S		763y	0.19 g
Athens 1999	N	Grčija	1313x	0.27 g
	N70		1313y	0.12 g

* European Mediterranean Seismological Centre

Preglednica 6: Osnovni podatki o dejanskih akceleroگرامih za drugo skupino

Potres po EMSD	Smer potresa	Država	Oznaka	$a_{g,max}$
Montenegro 1979	N-S	YU	196x	0.45 g
	E-W		196y	0.31 g
	N-S		197x	0.29 g
	E-W		197y	0.24 g
	N-S		199x	0.38 g
	E-W		199y	0.36 g
Campano Lucano 1998	N-S	Italija	291y	0.16 g
	E-W		291x	0.18 g
Kalamata 1986	N265	Grčija	413x	0.21 g
	N355		413y	0.30 g
	N80E		414x	0.24 g
	N10W		414y	0.27 g
Umbro-Marchigiana 1997	N-S	Italija	622x	0.12 g
	W-E		622y	0.11 g

Graf spodaj (slika 12) nam kaže, da je v povprečju trajanje akceleroگرامov različno dolgo. Časovni zapis za prvo skupino se giblje med 18 in 48 s oz. povprečno 33 s, medtem ko so za drugo skupino akceleroگرامi nekoliko daljši, saj je čas zapisa v mejah med 25 in 75 s oz. povprečno 41 s. V povprečju so potresi v drugi skupini daljši za skoraj 25%.



Slika 12: Povprečne normirane vrednosti akceleroagramov za posamezno skupino

6.1 Spektri odziva

Predpisi in standardi morajo zagotoviti ustrezno potresno varnost pred potresi, ki se bodo zgodili v prihodnosti. Njihovih značilnosti ne poznamo, lahko pa jih približno ocenimo. V predpisih in standardih se zato uporabljajo idealizirani spektri odziva, ki odražajo pričakovane značilnosti potresnega gibanja tal na ozemlju, kjer predpis ali standard velja.

Celotni časovni odziv konstrukcije nas v praksi običajno ne zanima. Zato je koristno imeti diagrame, kjer lahko odčitamo maksimalen odziv za konstrukcije z eno prostostno stopnjo pri določeni obtežbi. V splošnem je potrebno spekter konstruirati numerično tako, da izračunamo posamezne točke spektra. Spekter odziva določimo z numeričnim reševanjem enačbe gibanja (4.20). Koeficient viskoznega dušenja se izračuna z enačbo:

$$c = 2\xi\omega m, \quad (6.1)$$

pri čemer velja, da je ω krožna frekvenca in se izračuna z izrazom:

$$\omega = 2\pi/T, \quad (6.2)$$

kjer je T nihajni čas. Nihajni čas sistema z eno prostostno stopnjo določimo tako:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}, \quad (6.3)$$

kjer je m masa ter k togost sistema. Kadar je togost sistema linearna, govorimo o linearnih spektrih odziva. Uporabljajo se tudi nelinearni spektri odziva npr. za N2 metodo (Dolšek, 2002). Enačbo gibanja (4.20) rešimo s pomočjo Newmarkove integracijske metode, kjer upoštevamo konstanten potek pospeškov na integracijskem časovnem intervalu ($\beta = 0,25$ in $\gamma = 0,5$). Tako izračunamo časovni potek pomikov, hitrosti in pospeškov za izbrani akcelorogram.

Spektri odziva po definiciji (Fajfar, 1984) predstavljajo maksimalne vrednosti odziva. Tako velja za vrednosti v spektrih relativnih pomikov S_d , relativnih hitrosti S_v in absolutnih pospeškov S_a :

$$S_d = |u_r(t)|_{max}, \quad (6.4)$$

$$S_v = |\dot{u}_r(t)|_{max}, \quad (6.5)$$

$$S_a = |\ddot{u}_a(t)|_{max}. \quad (6.6)$$

Definirajmo še spekter psevdohitrosti S_{pv} in spekter psevdopospeškov S_{pa} :

$$S_{pv} = \omega \cdot S_d, \quad (6.7)$$

$$S_{pa} = \omega^2 \cdot S_d = \omega \cdot S_{pv}. \quad (6.8)$$

Raziskave kažejo (Fajfar, 1984), da pri potresni obtežbi, običajnih frekvencah in običajnih dušenjih velja:

$$S_{pv} \cong S_v, \quad (6.9)$$

$$S_{pa} \cong S_a. \quad (6.10)$$

V praksi se običajno uporabljata zvezi (6.7) in (6.8), zato je dovolj, da poznamo samo en spekter, druga dva pa lahko izračunamo z omenjenima enačbama. Tudi v Evrokodu 8 je potresno gibanje na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov. Ostala dva spektra, t.j. spekter pomikov in spekter hitrosti sta tako enostavno določljiva. V posebnih primerih pa so v Evrokodu definirani tudi spektri odziva za pomike (EN 1998-1:2004, Dodatek A).

7 MODELNE PREISKAVE NA POTRESNI MIZI

V tem poglavju je predstavljen povzetek in obrazložitev poročila preiskave o obnašanju Ytong hiš pri potreseni obtežbi (Poročilo P 0891/08-650-1). Vsebina povzetka sloni na modelu M3, saj je za ta model opravljena tudi nadaljnja numerična študija.

7.1 Splošno

Raziskano je bilo obnašanje stanovanjskih stavb iz aeriranega celičnega betona, Ytong hiš, sezidanih v sistemu povezanega zidovja. Na potresni mizi sta bila preiskana dva modela tri- (M1, M1a in M2) in en model štirinadstropne stavbe (M3). Modeli so bili opremljeni z merilniki pomikov in pospeškov, ki so bili nameščeni na vogalih in sredini stropov, in izpostavljeni zaporedju potresov s stopnjema povečevano intenziteto. Za krmiljenje potresne mize je bil uporabljen akceleroگرام potresa v Črni gori. Model M1 je bil preiskan v smeri osi simetrije, medtem ko sta bila modela M2 in M3 preiskana z vzbujanjem pravokotno z njo.

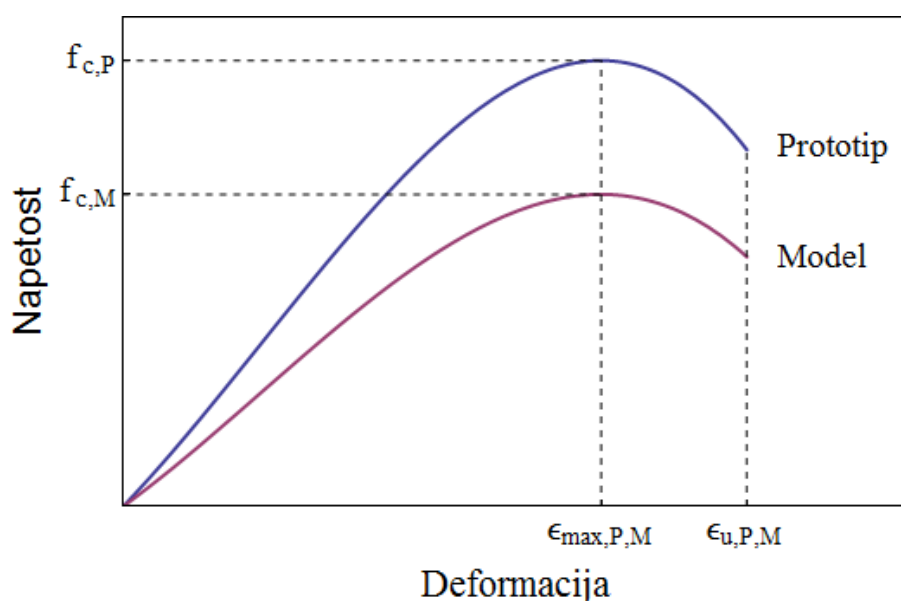
Obnašanje modelov je bilo podobno. V vseh primerih je v mejnem stanju porušitve nastal strižni etažni mehanizem. Modeli so se obnašali ugodno, saj sta dosežena odpornost in kapaciteta duktilnosti preseгла pričakovanja in zahteve za potresno odporne stavbe tudi na območjih z najmočnejšo pričakovano seizmičnostjo. Na podlagi rezultatov preiskav je bila analizirana odvisnost med poškodbami in deformacijami. Izvrednotene so bile vrednosti parametrov za projektiranje, kot sta razpoložljiva duktilnost in faktor obnašanja.

Na potresni mizi so bili preiskani modeli tipičnih stavb, Ytong hiš, izdelanih v merilu 1:4. To je dovolj veliko merilo, saj je omogočilo do podrobnosti modelirati konstrukcijske detajle, značilne za sistem Ytong. Razmeroma majhna teža materiala je omogočila, da so bili preiskani modeli po dimenzijah največji, kar so jih doslej preiskali.

7.2 Kriteriji za izbiro modelnih modelov

Na začetku preiskave je bilo predvideno, da se bodo lahko izdelali modelni materiali, s pomočjo katerih bi nato lahko naredili t.i. popolne modele (angl. *complete* ali *true model*).

Material za izdelavo popolnega modela mora imeti $\sigma - \varepsilon$ diagram v smeri napetosti zmanjšan v merilu modeliranja ($S_\sigma \equiv S_L$), v smeri deformacij pa mora ostati enak kot prototipni material ($S_\varepsilon = 1$). Takšni materiali morajo imeti enako kot prototip tudi specifično maso ($S_\gamma = 1$), Poissonov količnik ($S_\mu=1$) oziroma pri zidanih konstrukcijah razmerje med strižnim in elastičnim modulom G/E , in dušenje ($S_\zeta = 1$). Osnovne zahteve pri popolni modelni podobnosti so prikazane s primerjavo $\sigma - \varepsilon$ diagramov modelnega in prototipnega zidu, dobljenih pri tlačni preiskavi (slika 13).



Slika 13: Odvisnost med napetostmi in deformacijami materialov pri popolni modelni podobnosti

Če so omenjeni pogoji izpolnjeni, sta avtomatično izpolnjena najpomembnejša pogoja modelne podobnosti pri eksperimentalnih preiskavah obnašanja konstrukcij pri potresni obtežbi:

- porazdelitev mas in togosti po višini modela mora biti podobna porazdelitvi v prototipni konstrukciji (podobnost dinamičnega obnašanja),
- razmerje med delovno napetostjo in trdnostjo materiala v zidovih modela mora biti čim bolj podobno razmerju v zidovih prototipne stavbe (podobnost porušnih mehanizmov pri potresni obtežbi).

Če se mehanske lastnosti modelnega zidovja, ki jih določimo s posebnimi preiskavami, ne ujemajo s teoretično predvidenimi, moramo na modelu izmerjene vrednosti fizikalnih veličin ustrezno korigirati. Če na modelu izmerimo splošno fizikalno veličino q_M , med njo in pripadajočo veličino na prototipu, q_P , obstoji korelacija (Langhaar, 1951; Harris in Sabnis, 1999):

$$q_p = q_M \cdot S_q, \quad (7.1)$$

kjer je S_q faktor merila za dano fizikalno veličino. Od tega, kako se lotiš izdelave modela, bodo odvisne tudi korelacije med fizikalnimi količinami, izmerjenimi na modelu, in pripadajočimi veličinami na prototipu. Faktorji merila za osnovne fizikalne veličine, ki opisujejo dinamično obnašanje konstrukcije v primeru popolne modelne podobnosti, so navedeni v preglednici 7.

Preglednica 7: Faktorji merila pri popolni modelni podobnosti

Fizikalna veličina	Odvisnost	Merilo
Dolžina (l)	$S_L = l_p/l_M$	4
Trdnost (f)	$S_f = f_p/f_M = S_L$	4
Deformacija (ε)	$S_ε = ε_p/ε_M$	1
Sp. teža (γ)	$S_γ = γ_p/γ_M$	1
Pomik (d)	$S_d = S_L$	4
Sila (F)	$S_F = S_L^2 S_f = S_L^3$	64
Čas (t)	$S_t = S_L^{0.5}$	2
Frekvenca (ω)	$S_ω = 1/S_t$	0,5
Hitrost (v)	$S_v = S_L/S_t = S_L^{0.5}$	2
Pospešek (a)	$S_a = S_v/S_t$	1

Aeriranemu celičnemu betonu se pri zmanjšanju trdnosti močno podaljšuje čas, v katerem material pridobi trdnost, zato izdelati material, ki bi v celoti ustrezal pravilom za popolno modelno podobnost, ni enostavna naloga. To so pokazale tudi predhodne raziskave. Parametri preiskave so bili prirejani izhodiščni zasnovi, t.j. preiskavi popolnega modela, vendar je bilo

potrebno v končni fazi uporabiti material, katerega lastnosti so se po večkratnih poskusih najbolj približale ciljnim vrednostim. Posledica tega je bila, da preslikave rezultatov po pravilih, navedenih v preglednici 7, ni bilo moč uporabiti. Zato je bilo potrebno pri pretvorbi rezultatov preiskav na prototip uporabiti splošna razmerja med fizikalnimi količinami prototipa in modela (preglednica 8).

Preglednica 8: Faktorji meril pri splošni modelni podobnosti

Fizikalna veličina	Odvisnost
Dolžina (l)	$S_L = l_P / l_M$
Trdnost (f)	$S_f = f_P / f_M$
Deformacija (ε)	$S_\varepsilon = \varepsilon_P / \varepsilon_M$
Sp. teža (γ)	$S_\gamma = \gamma_P / \gamma_M$
Pomik (d)	$S_d = S_L$
Sila (F)	$S_F = S_L^2 S_f$
Čas (t)	$S_t = S_L (S_\varepsilon S_\gamma / S_f)^{0.5}$
Frekvenca (ω)	$S_\omega = 1 / S_t$
Hitrost (v)	$S_v = (S_\varepsilon S_f / S_\gamma)^{0.5}$
Pospešek (a)	$S_a = S_f / (S_L S_\gamma)$

Pred preiskavo na potresni mizi še ni bilo podatkov o mehanskih lastnostih zidovja, s katerim so bili sezidani modeli. Uporabljena je bila predpostavka o popolni modelni podobnosti. To je pomenilo, da je zaradi zmanjšanja merila dolžin ($S_L = l_p / l_m = 4$) potrebno ustrezno korigirati merilo časa in pospeška. Prvo je bilo zmanjšano s faktorjem $S_t = \sqrt{S_L} = 2$, drugo merilo pa je ostalo nespremenjeno. Obe merili sta bili uporabljeni pri potresnem vzburjanju za pogon mize. Zaradi neizpolnjene predpostavke o zmanjšanju trdnosti materialov pri analizi rezultatov preiskav potres, s katerim so krmilili potresno mizo, za preiskane modele ne predstavlja črnogorskega potresa, pač pa neko drugo potresno gibanje tal.

7.3 Opis raziskav

7.3.1 Prototipne stavbe

Prototipna stavba je stanovanjski objekt, sezidan v sistemu YTONG. Gre za idealizirano stavbo, saj so dimenzije prilagojene modelom, ki so bili narejeni v pomanjšanem merilu. Vseeno prototipna stavba vsebuje vse bistvene značilnosti zidanih stavb, toda zaradi zidanja so bile uporabljene še naslednje poenostavitve:

- enako debeli zunanji in notranji zidovi modelov ($\Delta A \approx 0,5\%$),
- izpustitev stopnišč pri modelih.

Kljub temu so bili prototipni modeli zasnovani tako, da so geometrijska neskladja s tipskim prototipom le malo vplivala na njihovo obnašanje.

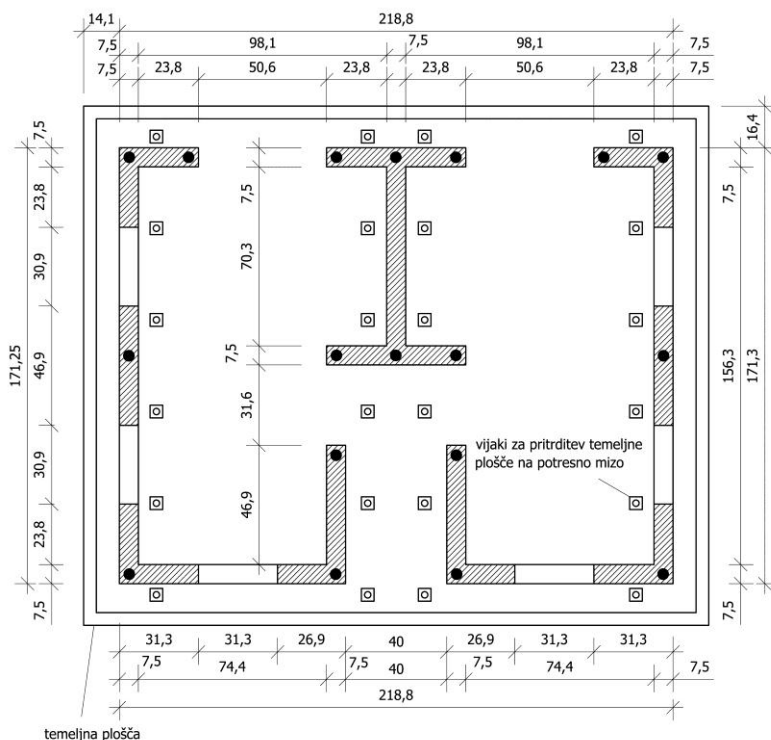
Navpične vezi so se nahajale na:

- vseh vogalih,
- vseh stikovanjih zidov,
- vseh prostih robovih zidov,
- obeh straneh odprtih s površino več kot $1,5 \text{ m}^2$,
- povsod, kjer bi bila sicer razdalja med vezmi več od 5 m.

Vodoravne vezi so bile v stropnih ploščah nad vsemi zidovi. Lega vseh vezi je bila pri vseh prototipih in modelih enaka.

Posebnost gradnje po sistemu Ytong v primerjavi s klasično gradnjo z opečnimi zidaki je tudi v tem, da so parapeti armirani: v drugi in tretji vrsti zidakov, šteto od odprtine navzdol, je vložena po ena palica. Pri vseh prototipih je bilo nad mansardo leseno ostrešje in kritina iz opečnatih strešnikov.

7.3.2 Modelne stavbe

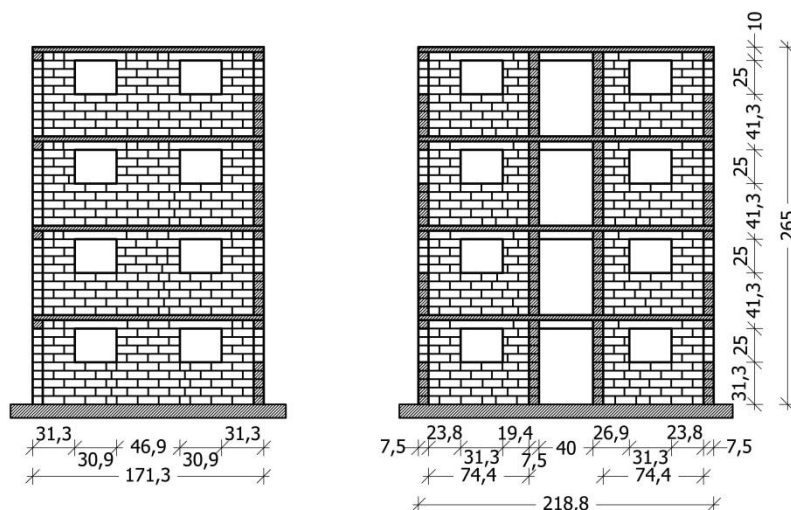


Slika 14: Tloris modelov in porazdelitev navpičnih zidnih vezi

Vsi modelni preizkušanci so bili izdelani v merilu 1:4, saj velikost potresne mize ni omogočala izvedbo preiskav v naravnem merilu. Tloris modelov lahko vidimo na sliki zgoraj (slika 14), tipična prereza modela M3 in način polaganja zidakov pa je prikazan na naslednji strani (slika 15).

Pred preiskavo na potresni mizi so na stropne konstrukcije modelov pritržili dodatno maso, s katero so nadomestili razliko med lastno maso (težo) modelov in maso (težo) kvazi stalne in koristne obtežbe. Pri tem so upoštevali maso, ki se upošteva pri določanju potresnih sil po standardih Evrokod. Med preiskavo modela M1 se je pokazalo, da ga niti pri največji potresni obremenitvi, ki jo je zmožna simulirati potresna miza, ni bilo mogoče resneje poškodovati. Zato so na vse modele pritržili še dodatno maso, t.j. 350 kg na zgornji strop, da bi povečali potresne sile pri isti intenziteti potresa.

Čeprav so z dodatnimi masami spremenili dinamične lastnosti modelov, kar seveda vpliva na preslikavo rezultatov na prototip, je napetostno stanje v zidovih, ki pogojuje porušni mehanizem, praktično enako kot pri prototipih.



Slika 15: Tipična prereza modela M3 in način polaganja zidakov

Preglednica 9: Razlike med prototipom in modelom zaradi pomanjšanega merila

Lastnosti	Prototip	Model M3
Tlorisna dimenzija	6,85 x 8,75 m	1,71 x 2,19 m
Etažna višina	2,5 m	0,662 m
Debelina zidov	30 cm	7,5 cm
Dimenzije zidakov (dolžina/višina/debelina)	62,5/25,0/30,0 cm	15,5/6,3/7,5 cm
Meja plastičnosti jekla	400MPa	210-480 MPa
Tlačna trdnost betona v prizmah	25 MPa	7,8-27,4MPa
Prerez navpičnih zidnih vezi	4 Ø 14 mm, D = 16 cm; 4 Ø 16 mm, D = 10 cm	1 Ø 4,2 mm; 1 Ø 3,8 mm
Prerez vodoravnih vezi	4 Ø 12 mm	1 Ø 3,4 mm
Prerez armature v parapetu	1 Ø 8 mm, $l_b = 50$ cm	1 Ø 1,1 mm; $l_b = 12,5$ cm
Bruto tlorisna površina zidovja	x-smer = 5,8 % y-smer = 8,3 %	Se razlikuje za približno 0,5%

Glavne razlike med prototipom in modelom M3 so prikazane v preglednici 9, medtem ko lahko v preglednici 10 nazorno vidimo najbolj pomembne razlike med posameznimi preiskanimi modeli.

Preglednica 10: Razlike in podobnosti med posameznimi modeli

Lastnosti	M1	M2	M3
Smer vzbujanja potresne obtežbe	Vzporedno z osjo simetrije	Pravokotno z osjo simetrije	
Število etaž	3 etaže (P+2) + mansarda		4 etaže (P+3) + mansarda
Tip stropne konstrukcije	Montažna stropna plošča (t.i. beli strop)	Monolitna križem armirana AB plošča	

7.3.3 Prototipni material

Aerirani celični beton, porobeton, izdeluje pri nas pod originalno blagovno znamko Ytong podjetje Xella porobeton SI v Kisovcu pri Zagorju. Tržno ime materiala, ki ga je izumil švedski arhitekt in izumitelj Johan Axel Eriksson, je sestavljeno iz prve črke imena kraja Yxhult na Švedskem, kjer so porobeton leta 1929 začeli izdelovati, in zadnjega dela švedske besede za beton, beton. Porobeton poleg dobrih toplotno in zvočno izolacijskih kapacitet krasi tudi velika požarna odpornost ter hitra in enostavna gradnja. Proizveden je iz naravnih materialov: kremenčevega peska, apna, cementa in vode. Energetski vložek v proizvodnjo je majhen, odpad v postopku proizvodnje pa se vrača nazaj v proces.

Zidaki iz porobetona se izdelujejo v treh trdnostnih razredih, 2, 4 in 6 MPa. Iz preglednice 11 je razvidno, da se natezna trdnost zidovja, parameter, ki določa obnašanje nearmiranega zidovja pri potresni obtežbi, z naraščajočo tlačno trdnostjo zidakov oziroma zidovja le malo spreminja.

Preglednica 11: Mehanske lastnosti zidovja iz porobetona (Potresnoodporno projektiranje, 2004; www.xella.si)

Trdnostni razred	Gostota (kg/m^3)	$f_{b,P}$ (MPa)	$f_{ck,P}$ (MPa)	$f_{t,P}$ (MPa)	E_P (MPa)	G_P (MPa)
2	440	2,5	1,71	0,22	1200	480
4	500	5,0	3,14 [♦]	0,24 [♦]	2200 [♦]	880 [♦]
6	660	7,5	4,28	0,26	3000	1200

Indeks P predstavlja prototipno vrednost, $f_{b,P}$ nominalno tlačno trdnost bloka, $f_{ck,P}$ karakteristična tlačna trdnost zidovja, $f_{t,P}$ povprečno natezno trdnost zidovja z lepilom v vodoravnih in navpičnih regah, E_P modul elastičnosti in G_P strižni modul.

7.3.4 Modelni material

7.3.4.1 Zidaki in zidovje

Zidaki in drugi elementi so bili med seboj lepljeni z gradbenim lepilom, ki ni bil posebej modeliran. Tlačna trdnost zidakov je bila določena na kockah dimenzij 6,3/6,3/6,3 cm, izrezanih iz zidakov, tlačno trdnost in modul elastičnosti zidovja pa na zidovih dimenzij 46,9/68,8/7,5 cm (dolžina/višina/širina), ki so bili sezidani v modelnem merilu. Natezna trdnost zidovja je bila določena na dva načina:

- z diagonalnim tlačnim preizkusom vzorcev dimenzij 37,5/37,5/7,5 cm ($f_{td,M}$, (2.6) oziroma (2.7)),
- s ciklično strižno preiskavo modelnih zidov ($f_{ts,M}$).

S preiskavami ugotovljene mehanske lastnosti modelnih zidakov in zidovja so bile primerjane z vrednostmi za prototipno zidovje (preglednica 12), ki je bilo sezidano iz porobetonskih zidakov trdnostnega razreda 4. Ta razred se je najbolj približal zahtevam popolne modelne podobnosti, ki jih lahko najdemo v preglednici 7.

[♦] interpolirane vrednosti

Preglednica 12: Mehanske lastnosti modelnih materialov in primerjava s prototipnimi vrednostmi za porobeton trdnostnega razreda 4 (indeks M je za modelne vrednosti)

Ytong		Zidaki		Zidovje					
γ_M (kg/m ³)	$\frac{\gamma_P}{\gamma_M}$	$f_{b,M}$ (MPa)	$\frac{f_{b,P}}{f_{b,M}}$	$f_{c,M}$ (MPa)	$\frac{f_{c,P}}{f_{c,M}}$	$f_{td,M}$ (MPa)	$\frac{f_{td,P}}{f_{t,M}}$	$f_{ts,M}$ (MPa)	$\frac{f_{ts,P}}{f_{t,M}}$
496	1,0	1,59	3,14	1,49	2,63	0,25	0,96	0,15	1,60

Indeks M predstavlja modelno vrednost, $f_{b,M}$ nominalno tlačno trdnost zidaka, $f_{c,M}$ tlačno trdnost zidovja, $f_{td,M}$ natezno trdnost zidovja, pridobljeno z diagonalnim tlačnim preizkusom, in $f_{ts,M}$ natezno trdnost zidovja, pridobljeno s ciklično strižno preiskavo.

S primerjavo vrednosti tlačne in natezne trdnosti prototipa in modelov je bilo ugotovljeno, da je tlačna trdnost zidakov modelirana razmeroma dobro, medtem ko natezna trdnost zidovja ni bila zmanjšana v enaki meri. Natezno trdnost, določeno z diagonalno tlačno preiskavo, je ostala skoraj enaka kot pri prototipnem zidovju.

7.3.4.2 Beton in armatura

Receptura betona je bila prilagojena posamezni vrsti elementov. Vsi betoni so vsebovali cement Salonit Anhovo z oznako 42,5-osnovni, mešanice za posamezne elemente in dosežene tlačne trdnosti pa so bile:

- za beton v navpičnih vezeh: 1,4 kg cementa, 14 kg agregata frakcije 0–2 mm, 0,2 kg kamene moke Calplex 0,15 in 1,1 litra vode. Tlačna trdnost, določena na prizmah, je bila 10,4 MPa pri modelu M3;
- za beton v belem stropu: na 4 kg agregata frakcije 0–2 mm smo dodali 1 kg cementa in 2 kg kamene moke Calplex 0,15 ter 1,25 litra vode in 0,02 litra plastifikatorja Zeta. Tlačna trdnost betona, določena na prizmah, je bila 15,6 MPa;
- za beton v armiranobetonskih ploščah: volumensko razmerje med cementom in agregatom frakcije 0–2 mm je bilo 1:4, vodocementni faktor pa 0,45. Tlačna trdnost betona, določena na prizmah, je bila 27,4 MPa pri modelu M3.

Ker razpoložljivih materialov, ki bi ustrezali modeliranim lastnostim armaturnega jekla, ni na trgu, je bilo za armaturo zidnih vezi in stropov uporabljeno kar običajno armaturno jeklo, s tem da je bil prerez palic zmanjšan z merilom sil, $S_F = 16$. Prerez armature navpičnih zidnih vezi modela M3 je bil tako pomanjšan na $1 \text{ } \varnothing 3,8 \text{ mm}$ (meja plastičnosti 480 MPa), armatura vodoravnih vezi na $1 \text{ } \varnothing 3,5 \text{ mm}$ in armatura v parapetu na $1 \text{ } \varnothing 1,1 \text{ mm}$ (meja plastičnosti 210 MPa).

7.3.4.3 Ciklične strižne preiskave modelnih zidov

Preiskave s konstantno tlačno silo (predobremenitev) s ciklično vodoravno obtežbo v ravnini zidov nam pokažejo, kako navpične vezi vplivajo na obnašanje zidov pri ciklični potresni obtežbi. Opravljenih je bilo deset preiskav, štiri zidovi so bili sezidani brez vezi, šest zidov pa je imelo prisotne tudi navpične vezi ob robovih. Pri dveh zidovih so bile navpične vezi izdelane enako kot pri modelu M1, pri štirih pa kot pri modelu M3 (preglednica 13).

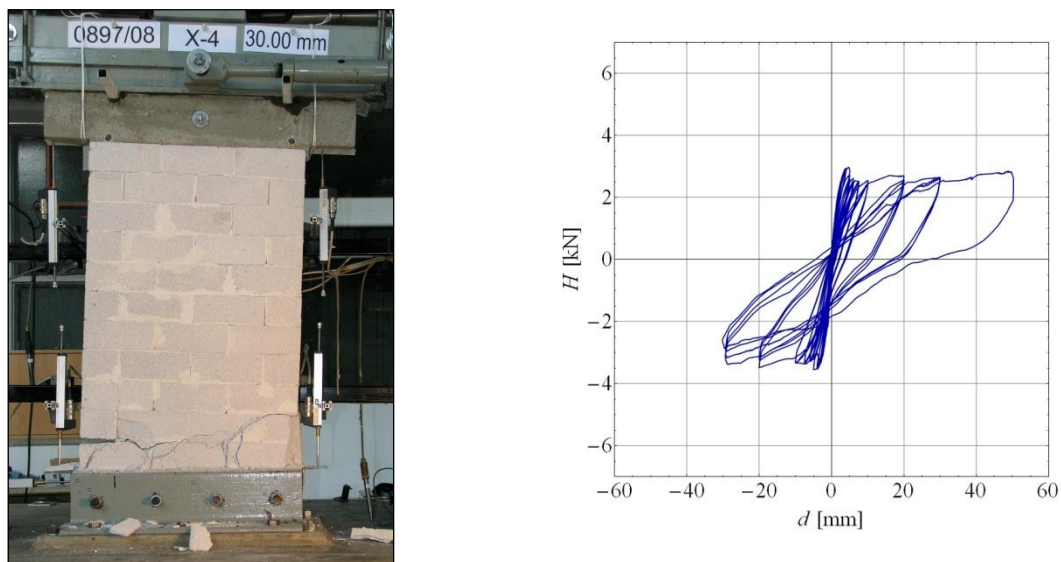
Preglednica 13: Porušni mehanizmi in odpornost modelnih zidov

Oznaka	komentar	porušitev	H_{\max} (kN)	$H_{fl,rač}^{\dagger}$ (kN)
X-1	vezi kot M1	strižna	5,18	2,62
X-2	brez vezi	upogibna	3,19	2,62
X-3	brez vezi	upogibna	3,15	2,62
X-4	brez vezi	upogibna	3,26	2,62
X-5	brez vezi	upogibna	3,34	2,62
X-6	vezi kot M1	strižna	5,00	2,62
X-7	vezi kot M3	strižna	5,79	3,21
X-8	vezi kot M3	strižna	6,47	3,12
X-9	vezi kot M3	strižna	6,61	3,12
X-10	vezi kot M3	strižna	6,32	3,12

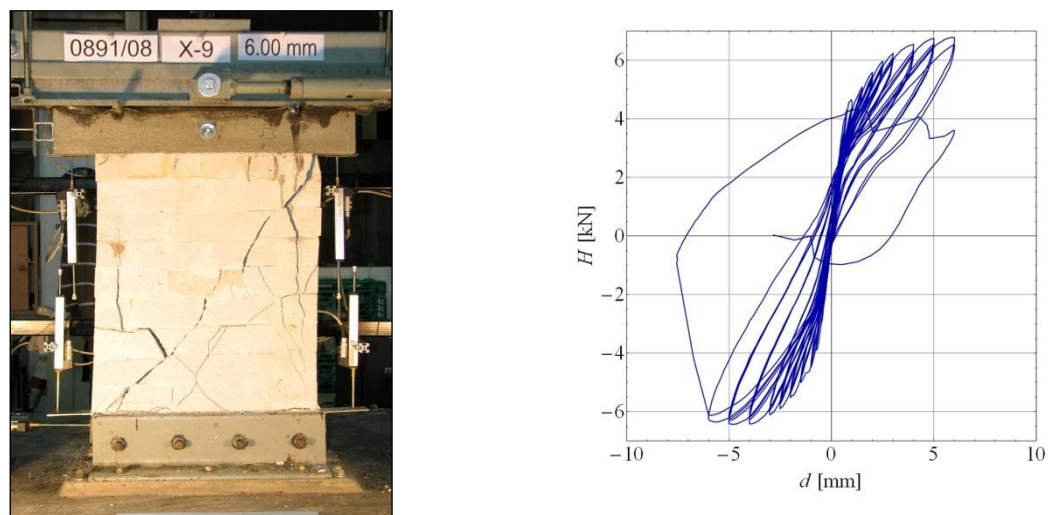
Preiskave so bile izvedene pri konstantni predobremenitvi v velikosti 20% tlačne trdnosti zidovja. Rezultati so bili v nasprotju s pričakovanji. Nepovezani zidovi so se porušili upogibno (slika 16), medtem ko je bila porušitev pri zidovih z navpičnimi vezmi strižna, z nastankom diagonalno usmerjenih razpok (slika 17). Izmerjene vrednosti porušne vodoravne

[†] Izračunano s pomočjo zvez (2.13), (2.15) in (2.16)

sile (odpornost zidov, H_{\max}) so obenem z opisom porušnega mehanizma podane tabeli (preglednica 13).



Slika 16: a) Upogibni porušni mehanizem in b) histerezne zanke, dobljene s preiskavo modelnega zidu brez navpičnih vezi



Slika 17: a) Strižni porušni mehanizem in b) histerezne zanke, dobljene s preiskavo modelnega zidu z navpičnimi vezmi

Posebno pri nearmiranih zidovih in pri dani geometriji zidov ter vpetostnih in obtežnih pogojih upogibna porušitev ni pričakovana. Toda majhna tlačna trdnost pri enakih pogojih povzroči nastanek upogibne porušitve. Rezultati, navedeni v preglednici 13, kažejo, da je upogibna odpornost zidov bistveno manjša kot strižna, zaradi sukanja zgornjega dela zidu po porušni ravnini pa so pomiki zidu na vrhu bistveno večji kot pri strižni porušitvi (slika 16). Navpične zidne vezi upogibno odpornost kritičnega prereza zidu toliko povečajo, da za porušitev postane merodajna natezna trdnost zidovja. Ker betonski prerez in armatura navpičnih vezi ne vplivata toliko na povečanje strižne kot na povečanje upogibne odpornosti, se zidovi z navpičnimi vezmi porušijo strižno, pri čemer nastanejo značilne diagonalne razpoke, ki prestrižejo tudi beton vezi (slika 17).

Tudi računsko ocena z upoštevanjem enačb (2.14), (2.15) in (2.16) je pokazala razliko upogibne in strižne odpornosti (preglednica 13).

Preiskave modelnih zidov so torej pokazale, da zaradi razmerij med tlačno in natezno trdnostjo pri zidanih stavbah iz porobetona igrajo pri potresni obtežbi ključno vlogo navpične vezi. Čeprav se po določenih standardov Evrokod doprinosa navpičnih vezi k odpornosti zidov računsko ne sme upoštevati, preiskave kažejo, da ni tako. Navpične vezi sicer ne prispevajo bistveno k strižni odpornosti zidov. V primeru zidov iz porobetona, ki imajo nizko tlačno trdnost in temu primerno tudi majhno upogibno odpornost prereza, pa navpične zidne vezi toliko povečajo upogibno odpornost, da se spremeni porušni mehanizem in izkoristi razpoložljiva odpornost zidov.

7.3.5 Potresna obtežba in potek preiskave

Potresna miza na ZAG je enostavna naprava, ki jo sestavlja več delov. Podstavek oz. temeljni del mize, potresna miza, dimenzij 2,5/2,0 m, in vodila. Po njih drsi miza in omogočajo mehansko vodenje v vzdolžni smeri ter ne dopuščajo nagibov in pomikov v ostalih smereh. Potresno mizo premika programski, dvosmerno delujoči hidravlični bat Schenk PL 160N z zmogljivostjo ± 160 kN pri hodu ± 125 mm, ki je na fiksni strani pritrjen na jekleno oporno steno, na gibljivi strani pa na mizo (slika 18).

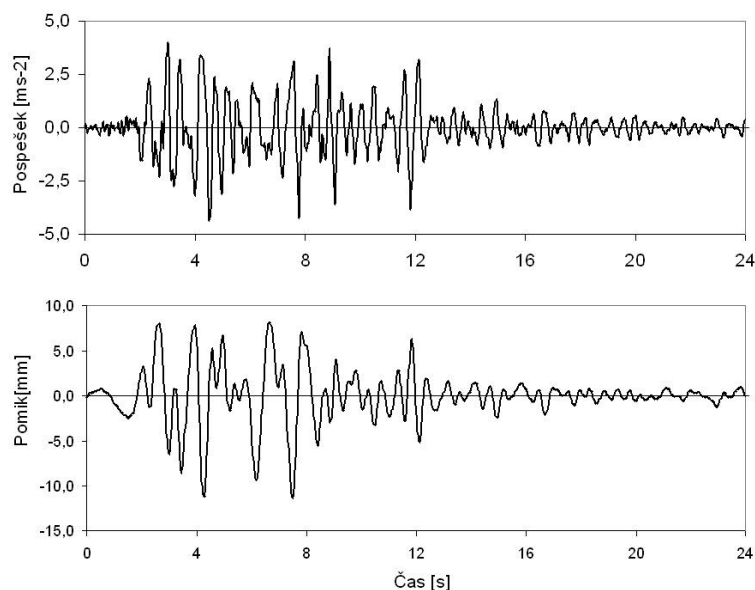
Pred preiskavo so modele opremili z merilniki pospeškov in pomikov (LVDT), ki so jih v vsakem nadstropju namestili ob vogalih in na sredini stropnih konstrukcij. Merilniki pomikov so bili pritrjeni na zunanji jekleni okvir, tako da so z njimi merili absolutne pomike modelov v višini stropov. Da bi lahko iz vrednotili medetažne pomike oziroma relativne pomike med temeljem in stropnimi konstrukcijami, so med preiskavo merili tudi pomike potresne mize. Pospeške potresne mize so merili za oceno intenzitete vzbujanja.



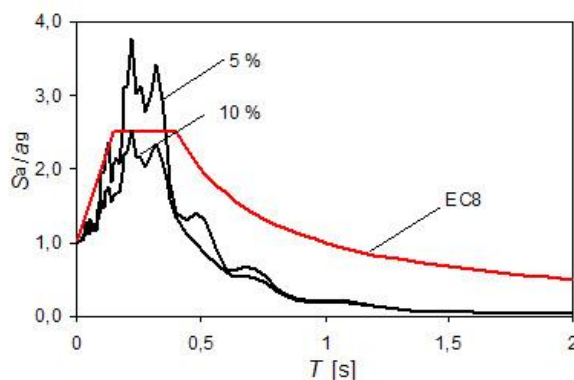
Slika 18: Potresna miza z modelom M1, pripravljenim na preiskavo

Z dvema video kamerama so posneli odziv modela med vsakokratnim vzbujanjem, po vsaki končani fazi preiskave pa pregledali stanje ter zabeležili in fotografirali nastale poškodbe.

Za pogon potresne mize so uporabili potresno gibanje tal, ki po obliki in amplitudah ustreza N-S komponenti časovnega poteka pospeškov tal med potresom v Črni gori leta 1979, zabeleženi v hotelu Oliva v Petrovcu, vendar ima za polovico krajši čas trajanja (slika 19). Največji zabeleženi pospešek med tem potresom je znašal 0,43 g, magnituda potresa pa je znašala $M_w = 6,9$. Predhodne raziskave so namreč pokazale, da se spekter odziva črnogorskega potresa precej bolj približa elastičnemu spektru odziva po Evrokodu 8, če čas trajanja registracije skrajšamo za polovico (slika 20).



Slika 19: Časovni potek N-S komponente pospeškov in pomikov potresa 15. aprila 1979 v Črni gori (Petrovac), skrajšan za polovico, ki so ga upoštevali kot prototipni potres



Slika 20: Normalizirani spekter odziva pospeškov črnogorskega potresa, skrajšanega za polovico, v primerjavi z elastičnim spektrom odziva po Evrokodu 8

Vsak model je bil preiskan z vzbujanjem v več zaporednih fazah, pri čemer so intenziteto vzbujanja stopnjema povečevali, dokler ni bilo doseženo mejno stanje porušitve. Faza R050 pomeni, da je intenziteta vzbujanja 50%. Med preiskavo je bil model M1 pritrjen na potresno mizo tako, da je vzbujanje delovalo v smeri, v kateri je razporeditev zidov simetrična, modela M2 in M3 pa tako, da je bila smer vzbujanja pravokotna na os simetrije.

7.4 Rezultati preiskav modelov na potresni mizi

7.4.1 Porušni mehanizem in obnašanje med potresom

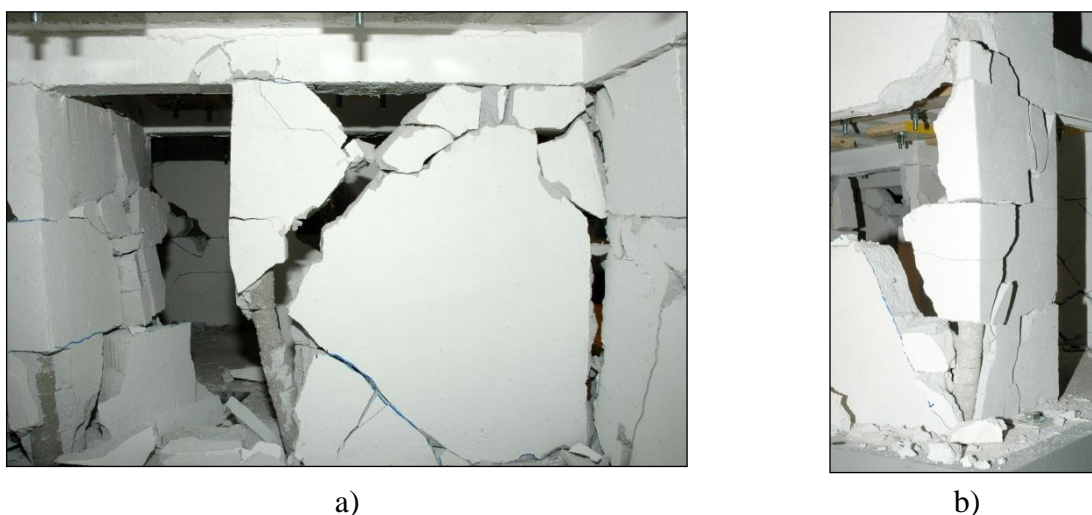
Kot je bilo pričakovati že na podlagi opažanj med ciklično preiskavo modelnih zidov, so se modeli porušili strižno. S povečano maso so v zidovih v smeri vzbujanja nastale značilne, diagonalno usmerjene strižne razpoke, kar je v zadnjih fazah preiskave privedlo do nastanka značilnega etažnega porušnega mehanizma. Na stropnih konstrukcijah ni bilo opaženih nobenih poškodb.

Na modelih M2 in M3, ki sta bila preiskana z vzbujanjem v smeri, pravokotni na os simetrije, ni bilo opaziti znakov torzijskega nihanja. Nastale so strižne razpoke v zidovih v smeri vzbujanja, iz česar se je v končni fazi razvil etažni porušni mehanizem, pri katerem so poškodbe skoncentrirane v pritličju.

V vseh, predvsem pa v nelinearnih fazah preiskave, je bila dobro razvidna tudi vloga navpičnih zidnih vezi. Čeprav niso bile v celoti izvedene v skladu z zahtevami standardov Evrokod (okrogli prerez namesto pravokotnega, manjši prerez betona od zahtevanega, manjša količina armature), se je plastificiralo oziroma pretrgalo le manjše število armaturnih palic, vezi pa so zagotovile celovitost obnašanja konstrukcije modelov. Da so navpične vezi učinkovito sodelovale pri prevzemu potresne obtežbe in zagotovile povečano sposobnost sipanja energije v nelinearnem področju nihanja, kažejo tudi poškodbe zidov, ki so nastale v višjih nadstropjih.



Slika 21: Tipične poškodbe zidov modelov pri mejnem stanju porušitve. a) model M2; b) model M3. Parapeti niso poškodovani



Slika 22: Navpične zidne vezi so ohranile celovitost konstrukcije kljub hudim poškodbam zidov modela M1a. a) vez ob vratni odprtini; b) vogalna zidna vez

Analiza poškodb kaže, da je armiranje parapetnih delov zidovja učinkovito - v parapetih praktično ni bilo opaziti poškodb. Tipične poškodbe v zidovih pri mejnem stanju porušitve so prikazane na slikah (slika 21 in slika 22).

7.4.2 Odziv na potres in potresna odpornost

Večja masa modela zmanjša lastno frekvenco nihanja. Pri modelu M3, ki ima eno etažo več, so bile, kot je bilo pričakovano, nižje frekvence nihanja.

Preglednica 14: Lastne frekvence prvega tona nihanja modelov po posameznih fazah preiskave na potresni mizi

Po fazi	Frekvenca nihanja [s^{-1}]			
	M1	M1a	M2	M3
R005	-	-	14,5	10,9
R025	21,3	14,1	14,1	10,1
R050	21,3	13,1	13,7	9,9
R100	20,8	10,6	13,7	9,8
R150	-	9,9	-	6,8
R200	19,9	9,9	11,1	-
R300	19,9	-	-	-

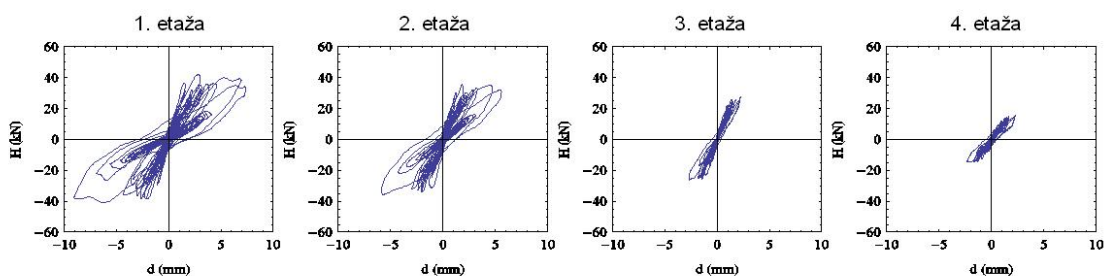
Pri elastičnem odzivu konstrukcije se med preizkušanjem frekvenca nihanja le malo spreminja. Ko se na modelu pojavi nastanek poškodb, se opazi izrazit padec frekvence prvega tona nihanja (preglednica 14).

Med preiskavo je bilo izmerjeno (2.1), da so v vseh modelih, ne glede na smer vzbujanja in etažnost, nastale praktično enake največje strižne sile v pritličju (preglednica 15), kar pomeni, da je bila dejanska odpornost zidov manj odvisna od tlačnih napetosti v zidovju, kot bi pričakovali. Če pa odpornost izrazimo v brezdimenzijski obliki s koeficientom prečne sile v pritličju (2.2) BSC, so razlike po pričakovanih občutne.

Preglednica 15: Maksimalna prečna sila v pritličju in koeficient prečne sile v pritličju

Model	a_{omax} (g)	BS_{max} (kN)	W (kN)	BSC_{max}
M1	2,19	43,71	17,16	2,55
M1a	1,37	45,02	27,46	1,64
M2	1,28	45,94	33,82	1,36
M3	0,77	41,89	45,01	0,93

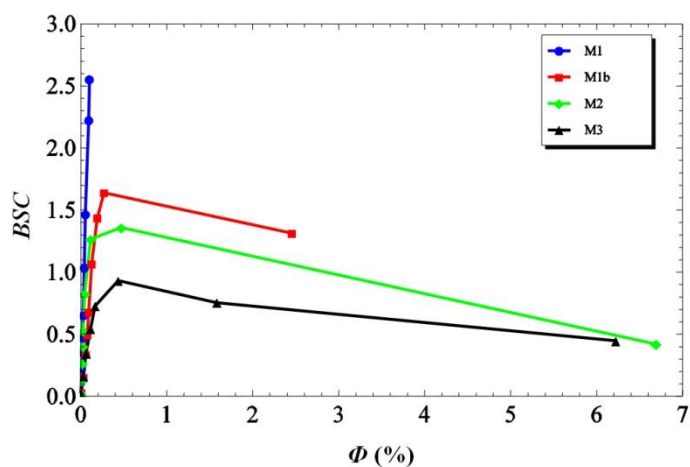
Na podlagi časovnega poteka pomikov in pospeškov ter poznanih mas, skoncentriranih v višini stropnih konstrukcij, lahko v vsaki etaži analiziramo tudi odvisnosti med strižnimi silami in pomiki. Histerezne zanke v odvisnosti med prečno silo in relativnim etažnim pomikom za model M3 so prikazane na sliki 23.



Slika 23: Histerezne zanke odvisnosti med prečno silo v pritličju in relativnim etažnim pomikom, izmerjene med preiskavo modela M3 v fazi R150

7.4.3 Kapaciteta deformacij in mejna stanja

Pri mehanizmu obnašanja, s katerim so se na potresno vzburjanje odzvali preiskani modeli, tj. etažnem mehanizmu, sta ključna parametra, ki določata potresno odpornost, strižna sila in relativni etažni pomik v pritličju (2.10). Krivulje odpornosti, ki so bile iz vrednotene na podlagi rezultatov preiskav modelov, so prikazane na sliki 24.



Slika 24: Ovojnice odpornosti, dobljene s preiskavo modelov

Na diagramu (Slika 24), kjer je skupaj z modeli M1a, M2 in M3, ki so bili preiskani pod enakimi pogoji (z enako maso na stropnih konstrukcijah), prikazana tudi odvisnost za model M1, ki je bil preiskan z bistveno manjšo maso, je lahko zavajajoča. Ker so veličine podane v brezdimenzijski obliki, bi lahko namreč sklepali, da je bila potresna odpornost modela M1 med vsemi daleč največja. Edino kar lahko zanesljivo rečemo, je, da se je model M1 ves čas

preiskave obnašal bolj ali manj elastično. Slika 24 je hkrati tudi opozorilo, da je treba pri preslikavi rezultatov modelnih preiskav na prototip upoštevati vsa morebitna neskladja pri modeliranju, sicer je sklepanje lahko napačno.

Če analiziramo odvisnosti, prikazane na diagramu (slika 24), lahko ugotovimo, da so sicer neznatne poškodbe, ki so na modelu M1 nastale med zadnjo fazo preiskave, zmanjšale njegovo togost: z nadaljevanjem preiskave istega modela, sicer z oznako M1a, je bil naklon ovojnice že na začetku preiskave manjši. Poškodbe so nakazovale kombinacijo mehanizmov nosilnosti (strižno, prestrižno in upogibno), vendar se stanje poškodb in njihov vpliv na togost praktično nista spremenila vse do faze preiskave, v kateri je model dosegel največjo odpornost. Pri stanju največje odpornosti so v zidovih modela tudi zelo resne poškodbe. Samo navpične vezi so pripomogle, da se model ni porušil in je vzdržal še dodatno vzbujanje s povečano intenziteto gibanja tal.

Ovojnici modelov M2 in M3 kažeta na razmeroma veliko kapaciteto pomikov in duktilnosti. Večja duktilnost je lahko vsaj pri modelu M3 posledica močnejših zidnih vezi, ki se med preiskavo niso pretrgale. Po doseženem mejnem stanju poškodovanosti sta modela že takoj v nadaljevanju preiskave dosegla največjo odpornost, zatem pa se je odpornost zmanjševala z jakostjo vzbujanja, medtem ko se je obseg poškodb povečeval.

Na ovojnicah odpornosti lahko podobno kot pri zidovih definiramo tri karakteristična mejna stanja:

- mejno stanje nastanka poškodb, ki predstavlja stanje, ko v nosilni konstrukciji nastanejo vidne poškodbe in v odzivu opazna sprememba (padec) togosti;
- mejno stanje maksimalne odpornosti, pri katerem strižna sila, ki med potresom nastane v konstrukciji, zavzame največjo vrednost;
- mejno stanje porušitve, kjer se konstrukcija delno ali pa v celoti poruši.

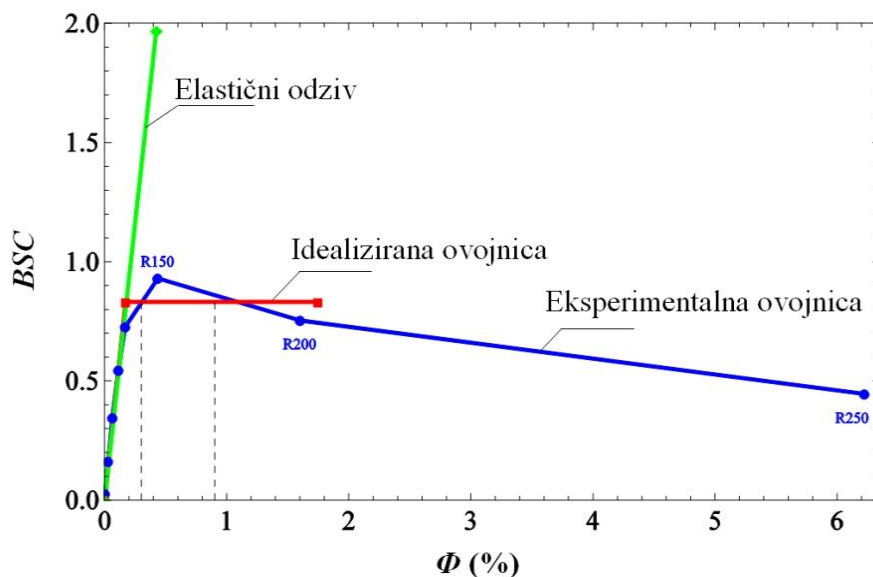
7.4.4 Faktor obnašanja q

Način vrednotenja faktorja q za model M3 na podlagi duktilnosti konstrukcije je prikazan na grafu $\phi - BSC$ (slika 25). S pomočjo enačbe (2.3) lahko izračunamo faktor obnašanja na dva

načina, in sicer s pomočjo eksperimentalne ovojnice (modra krivulja) in idealizirane ovojnice (rdeča krivulja). Elastična vrednost oziroma strižni koeficient elastičnega modela BSC_e je za oba primera enak. Določen je računsko z nelinearno dinamično analizo, kjer je uporabljena linearna togost vzmeti. Projektna vrednost je v prvem primeru BSC_{max} , ki je dobljena v fazi R150, v drugem primeru pa je potrebno določiti končno odpornost idealiziranega sistema BSC_u (2.10). V omenjeni enačbi efektivno togost K_e določimo iz ovojnice odpornosti, pomik pri poružitvi Φ_{max} pa določimo z enačbo (2.5). Pri vseh treh modelih je merodajen trikratni zasuk pri mejnem stanju poškodovanosti. Zveza (2.4) nam omogoča določitev faktorja obnašanja še na tretji način. V preglednici 16 so zbrane vse vrednosti, ki so potrebne za izračun faktorja obnašanja na omenjene načine.

Preglednica 16: Rezultati računa faktorja obnašanja

Model M3	
BSC_{max}	0,93
BSC_e	1,97
BSC_u	0,83
$\Phi_{e,id} = BSC_u / K_e$ (%)	0,17
Φ_{max} (%)	0,90
$\mu_u = \Phi_{max} / \Phi_{e,id}$	5,26
$q = BSC_e / BSC_u$ (ideal. ovojnica)	2,37
$q = BSC_e / BSC_{max}$ (eskp. ovojnica)	2,12
$q = (2\mu_u - 1)^{1/2}$	3,08

Slika 25: Vrednotenje faktorja obnašanja q za model M3

7.5 Preslikava rezultatov modelnih preiskav na prototip

Odločitev, kateri kriterij izbrati za preslikavo rezultatov modelnih preiskav, ni nedvoumna. Na eni strani lahko predpostavimo, da se pri povečani tlačni trdnosti zidakov (osnovnega materiala) natezna trdnost zidovja praktično ne spremeni ($S_f = 0,24/0,25 = 0,96$). To nam pove, da so bili zidaki trdnostnega razreda 4 modelirani razmeroma dobro ($S_f = 5,0/1,59 = 3,14$) in so bili preiskani modeli, ki so bili blizu popolnim modelom. Toda popolnemu modelu smo manj blizu, če za kriterij uspešnosti modeliranja upoštevamo zmanjšanje tlačne trdnosti zidovja ($S_f = 3,14/1,49 = 2,11$). Na drugi strani rezultati preiskav kažejo, da prevladuje strižni porušni mehanizem. Pri tem mehanizmu je natezna trdnost ključni parameter (glej enačbe (2.13),(2.14) oziroma (2.15)), kar pomeni, da ravno ta lastnost materiala najbolj vpliva na potresno odpornost modela. Primerjava nateznih trdnosti modelnega in prototipnega materiala trdnostnega razreda 4 (preglednica 12) nam pokaže, da sta pri diagonalno tlačeni preiskavi natezni trdnosti praktično nespremenjeni. To pomeni, da bi pri preslikavi lahko uporabili pravila za enostavno modelno podobnost.

Pri enostavni modelni podobnosti pravila zahtevajo, da mora biti $\sigma - \varepsilon$ diagram v smeri napetosti in v smeri deformacij enak za prototipni in modelni material. Zaradi tega moramo opraviti več faz preslikav. Potrebno je obravnavati neskladja pri modeliranju materialov, kjer upoštevamo zveze za splošno modelno podobnost in pravila za enostavno modelno podobnost ($S_\varepsilon = S_f = 1$). Masa vpliva na dinamični odziv preiskanih materialov, na razmerje med delovno napetostjo in tlačno trdnostjo zidovja, na velikost potresnih sil in s tem povezano tudi na koeficient strižne odpornosti. Dodatna masa je pri modelu povečala razmerje med povprečno tlačno napetostjo v pritličju zidov in tlačno trdnostjo zidovja na 5% in ga tako še bolj približala razmerju pri prototipni stavbi, ki znaša 7,6%. To pomeni, da dodana masa ni vplivala na spremembo porušnega mehanizma, ki ga lahko pričakujemo na prototipu, saj pri zidanih konstrukcijah razmerje med tlačnimi napetostmi v zidu in trdnostnimi lastnostmi zidovja (natezna in tlačna trdnost) določa vrsto porušnega mehanizma.

Pri preslikavi rezultatov modelnih preiskav se lahko omejimo na potresno odpornost, ki jo predstavimo s krivuljo odpornosti. Tu je upoštevan dinamični in ciklični značaj potresne obtežbe, ki vpliva na nastanek poškodb in upadanje togosti in nosilnosti pri ponavljanju obtežbe, kar daje rezultate, ki so bolj primerni za ugotavljanje potresnega odziva modela. Pri tem izbira konkretne potresne obtežbe ni toliko pomembna. Bolj pomembne so dinamične, ciklične lastnosti odziva modela na gibanje tal. Zato je dovolj, da ima časovni potek pospeškov in pomikov, s katerim vzbuja model, osnovne značilnosti potresnega gibanja tal.

7.6 Validacija rezultatov za nadaljnje analize

Ovojnice histereznih zank, ki so potrebne za nadaljnje numerične analize, so v prvi fazi skonstruirane s pomočjo pushover analize in eksperimentalnih histerez, preko katerih je nato določena idealizirana trilinearna krivulja. V drugi fazi je opravljena analiza z uporabo etažnega histereznega pravila, ki upošteva zmanjšanje togosti in nosilnosti. Primerjava histereznih zank, dobljenih s pomočjo eksperimenta in numerične analize, je nato dokončno definirala vse parametre nelinearne analize, s katero so se nato lahko opravile še nadaljnje izčrpne presoje. Ključna primerjava eksperimentalnih in numeričnih podatkov predstavlja

zamik prve etaže, saj je bilo pri vseh modelih moč opaziti, da je ta etaža najbolj kritični element potresne odpornosti modela.

7.6.1 Nelinearna statična (pushover) analiza

Pri pushover analizi modelu stavbe vsiljujemo pomike ter opazujemo odziv konstrukcije. Za določitev etažnih histerez smo za vsako izmed njih naredili matematični model in analizo po postopku SREMB (Tomažević, 1978). Podatki, ki jih potrebujemo za izvedbo analize, so:

- tlačna napetost,
- tlačna trdnost,
- natezna trdnost,
- elastični modul,
- strižni modul in
- duktilnost.

Tlačna napetost v zidu je izračunana na podlagi dejanske navpične obtežbe na konstrukcijo pred eksperimentom. Tlačna trdnost in elastični modul sta pridobljena iz tlačne preiskave zidovja ($E = 7,07 \text{ GPa}$, $f_c = 1,49 \text{ MPa}$), medtem ko je natezna trdnost določena iz diagonalne tlačne preiskave na šestih vzorcih zidovja ($f_t = 0,25 \text{ MPa}$). Vrednost strižnega modula, ki je bil določen s pomočjo enačbe (2.9), znaša $G = 94,16 \text{ GPa}$, s koeficientom variacije 10,4%.

Določevanje duktilnosti je zahtevna naloga, saj je duktilnost v veliki meri odvisna od tlačne napetosti v zidovju. Pri cikličnih strižnih preiskavah je tlačna napetost zaradi standardizirane preiskave znašala 20% tlačne trdnosti, medtem ko je 5% pri modelni preiskavi. Rezultati cikličnih strižnih preiskav enakih preizkušancev so pokazali, da je raztros duktilnosti velik, in sicer 72%. Pri računih se je pokazalo, da je ustrezna duktilnost $\mu = 35$, saj je bilo le s tako veliko vrednostjo možno dobiti ujemanje med računskim in eksperimentnim odzivom.

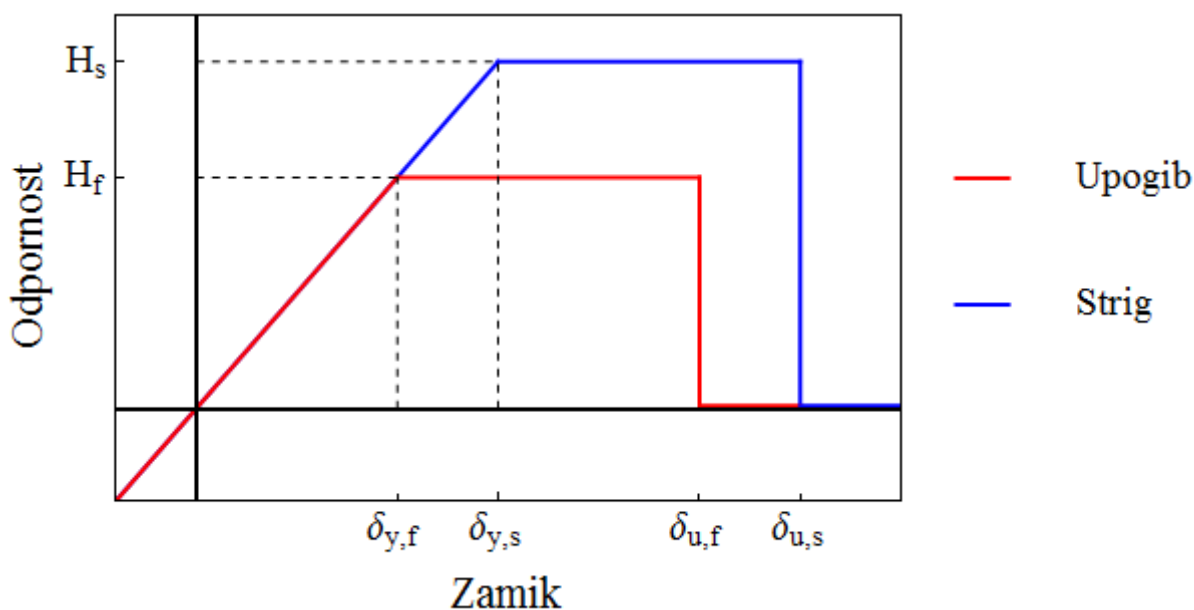
S pomočjo teh podatkov smo izvedli pushover analizo. Konstrukcija oz. vsaka etaža je bila modelirana v skladu z načeli za modeliranje potresnega odziva zidanih konstrukcij SREMB z vzmetmi, povezanost med zidovi s stropnimi ploščami pa smo modelirali s togimi

povezavami teh vzmeti s centrom mase vsake etaže. Vsak zid je bil modeliran z dvema vzmetema. Ena modelira odpornost v ravnini zidu (močna os), druga pa izven nje (šibka os). Obe vzmeti sta bilinearni s padcem nosilnosti na nič po prekoračenem maksimalnem pomiku in definirani s pomočjo treh parametrov, t.j. efektivne togosti K_e , maksimalne odpornosti H_{max} in duktilnosti μ .

Efektivna togost K_e je definirana s pomočjo enačbe (2.8), medtem ko je maksimalna odpornost H_{max} definirana kot spodnja vrednost strižne odpornosti $R_{s,w}$ (2.15) in upogibne odpornosti $R_{f,w}$ stene (2.16):

$$H_{max} = \min\{R_{s,w}, R_{f,w}\} \quad (7.2)$$

V enačbi (2.15) je bil predpostavljen faktor $b = 1,5$, pri enačbi (2.16), pa upoštevamo, $\alpha = 0,5$ (polno vpet zid na spodnjem in zgornjem robu), kjer debelino in dolžino zidu orientiramo na koordinatni sistem $x - y$ ($t = d_y, l = d_x$).

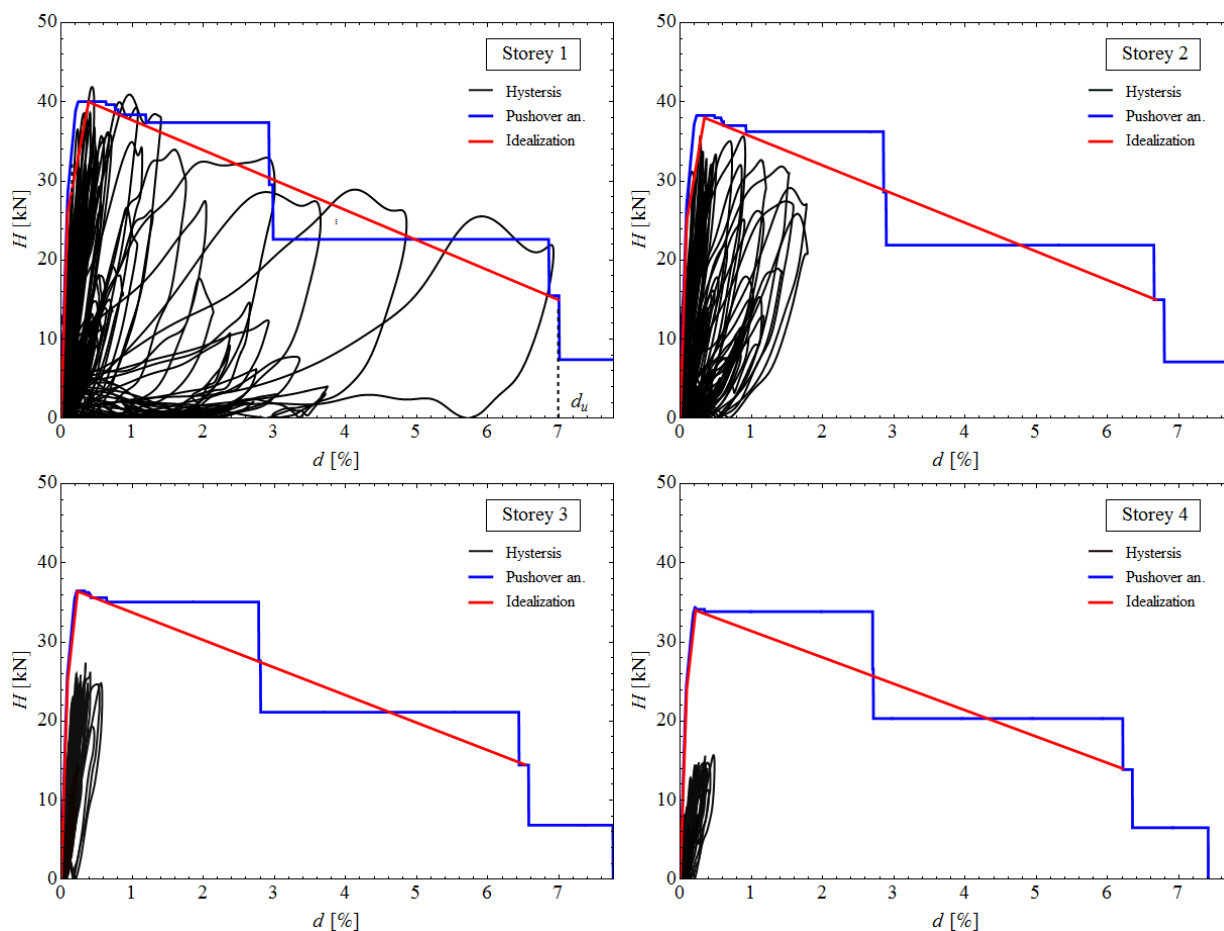


Slika 26: Bilinearni diagram za različen mehanizem porušitve

$$\delta_{y,f} = \frac{H_f}{K_e} \text{ in } \delta_{y,s} = \frac{H_s}{K_e}, \quad (7.3)$$

$$\delta_{u,f} = \mu \cdot \delta_{y,f} \text{ in } \delta_{u,s} = \mu \cdot \delta_{y,s}. \quad (7.4)$$

Zaradi majhne tlačne trdnosti porobetona je model napovedal upogibno porušitev za vse stene (slika 26), kar ni v skladu s porušnim mehanizmom, ki se je pojavil med strižno preiskavo zidov z vertikalnimi vezmi in pri dinamičnih testih. V obeh primerih so se namreč zidovi porušili v strigu z diagonalnimi razpokami v ravnini zidovja. Prisotnost navpičnih vezi prepreči upogibno porušitev oz. toliko poveča upogibno nosilnost, da postane merodajna porušitev v strigu. Pri analizi je bilo to dejstvo upoštevano tako, da je bila pri stenah, ki so poravnane s potresno obtežbo, kot merodajna upoštevana strižna porušitev.



Slika 27: Primerjava eksperimentalnih histerez, pushover analize in trilinearne idealizacije

Rezultati pushover analize so prikazani v grafih na sliki 27, kjer d predstavlja zamik etaže v odstotkih, H pa odpornost etaže v kN. Rezultati so izrisani poleg eksperimentalno pridobljenih histereznih zank iz faz R150, R200 in R250, ki so prikazane s svetlo modro barvo. Tako pozitivne kot negativne vrednosti so prikazane v prvem kvadrantu. Rezultati kažejo, da je odpornost prve etaže nekoliko podcenjena, druge etaže pa precenjena. Ker je bila

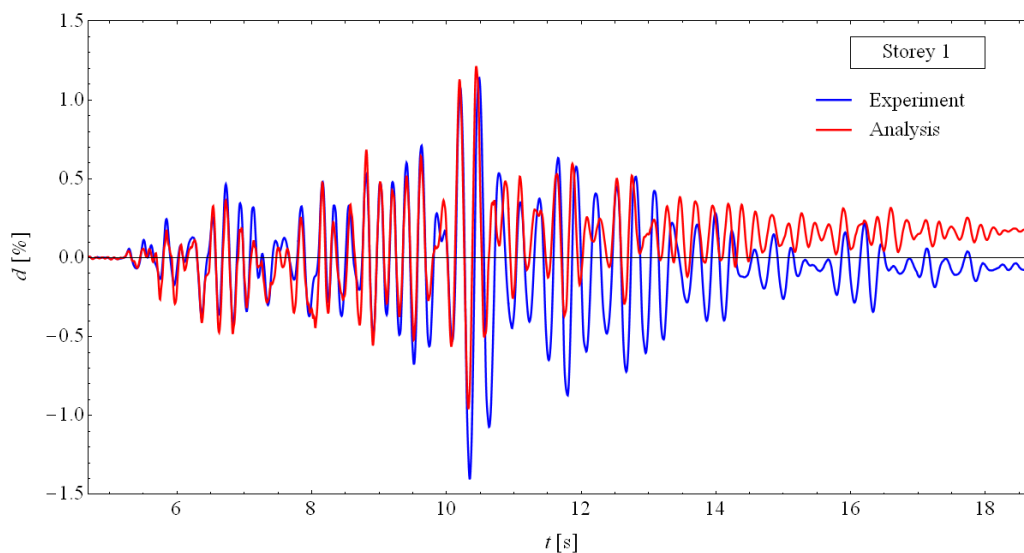
eksperimentalno ugotovljena duktilnost vhodni podatek za prvo etažo, je tudi korelacija zamikov dobra. Eksperiment je pokazal, da so poškodbe v drugi etaži manjše, v tretji in četrti pa so poškodbe zanemarljive, kar za etažni mehanizem pomeni, da jih praktično ni.

7.6.2 Dinamična analiza

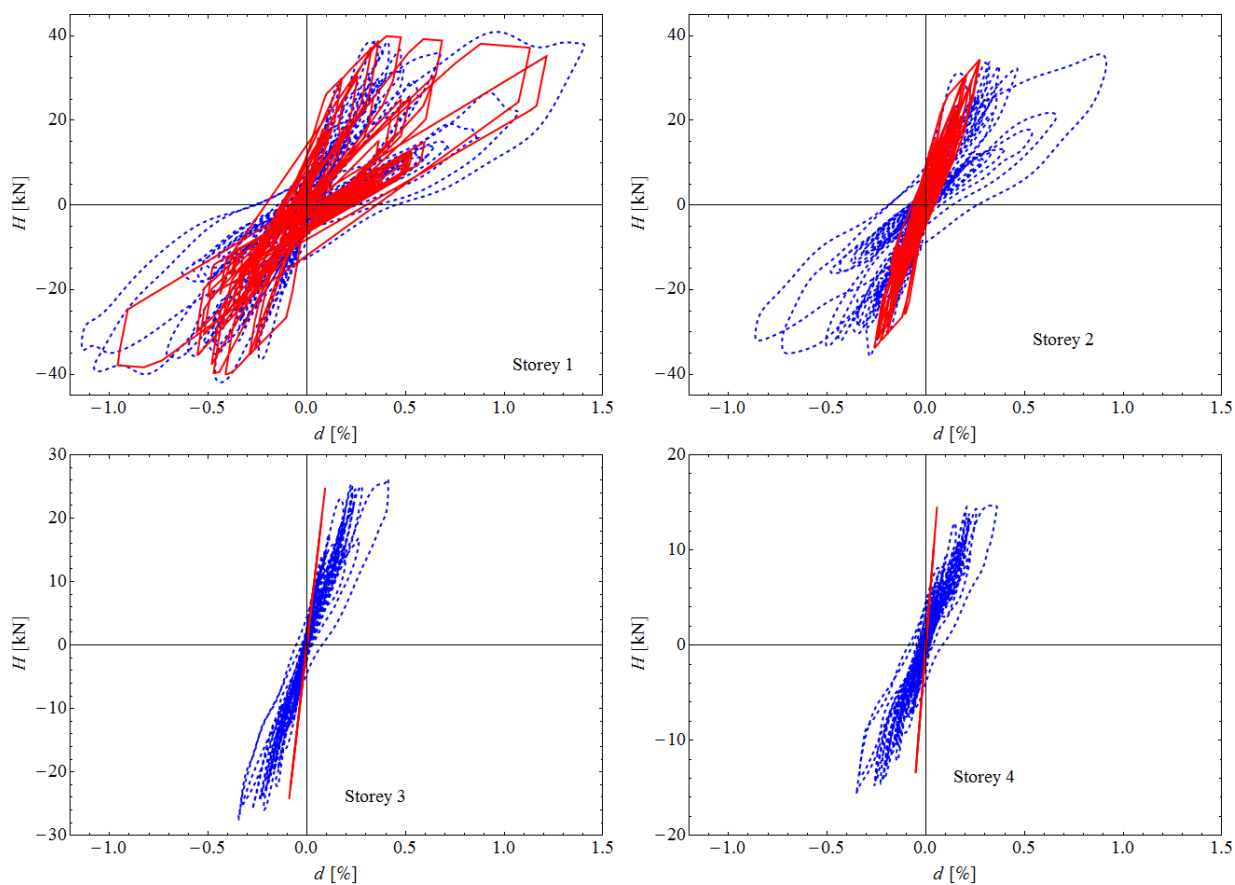
Za simuliranje odziva konstrukcije na potresno obtežbo je bila uporabljena nelinearna dinamična analiza, ki je za posamezno stopnjo obremenitve upoštevala tudi vpliv poškodovanosti modela iz prejšnje faze obremenitve. Trilinearna idealizacija ovojnic ima neposredno povezavo s tremi mejnimi stanji:

- točko razpokanja (mejno stanje poškodb),
- maksimalno doseženo odpornost (mejno stanje nosilnosti),
- točko porušitve (mejno stanje porušitve).

Ker je odziv začetnih faz obremenjevanja elastičen, začnemo s prikazovanjem prve faze z velikostjo odziva R150 (slika 28 in slika 29).



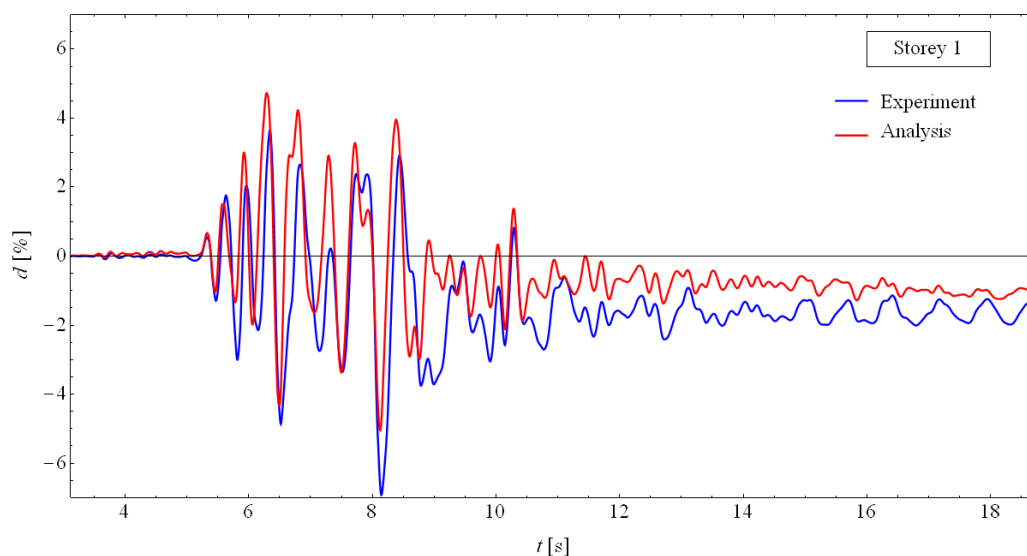
Slika 28: Zamik prve etaže pri analizi in eksperimentu pri fazi R150



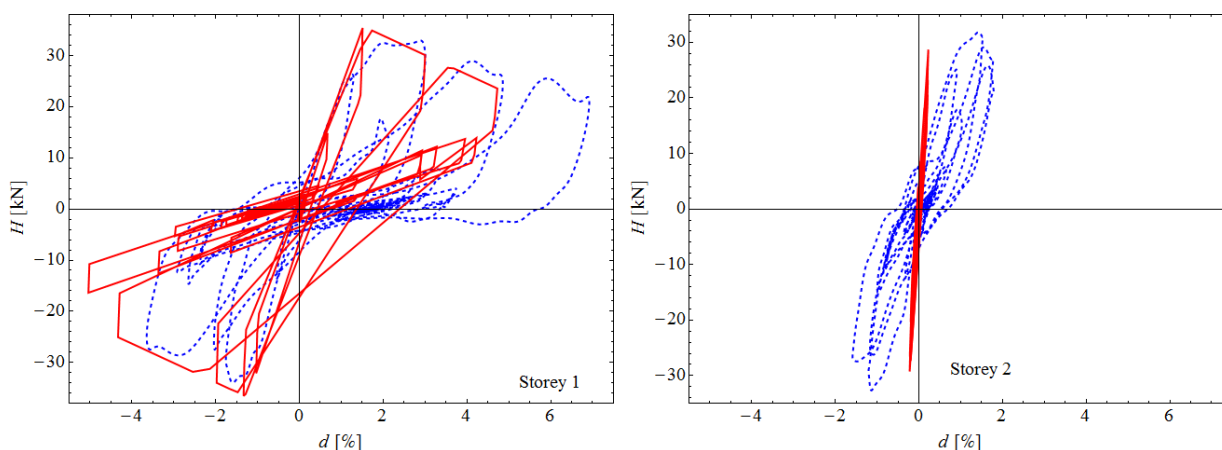
Slika 29: Histerezne zanke eksperimentalne analize (modro, črtkano) v primerjavi z
numerično analizo (rdeče, polno) za vse etaže pri fazi R150

Napovedi modela se glede na preprostost modela in raztros materialnih podatkov za zidane zgradbe ujemajo razmeroma dobro. Napovedi za 3. in 4. etažo sta slabši, a bistveno manj pomembni za spodnji dve etaži.

Pri simuliranju odziva v fazi R200 (slika 30 in slika 31) smo upoštevali poškodbe, ki so nastale pri fazi R150. Zopet kažejo etažni zamiki dobro ujemanje v prvi etaži, medtem ko je pri drugih ujemanje slabše.



Slika 30: Zamik prve etaže pri analizi in eksperimentu pri fazi R200



Slika 31: Histerezne zanke eksperimentalne analize (modro, črtkano) v primerjavi z
numerično analizo (rdeče, polno) za prvi in drugo etažo pri fazi R200

Če kritično pregledamo rezultate, vidimo, da je numerični model dobro predvidel močno poškodovanje prve etaže in razvoj poškodb tudi v drugi etaži, v kateri je nosilnost boljše zajeta kot deformacija. V višjih etažah ni opaziti poškodb, kar se sklada z opazovanji iz eksperimenta. Glede na preprostost matematičnega modela je ujemanje zadovoljivo, hkrati pa kaže, da je model sposoben zajeti bistvene karakteristike odziva v spodnji etaži, kar je bistveno za zidane objekte, ki imajo razmeroma preprost tloris, niso previsoka in nimajo velikih sprememb po višini.

7.6.3 Podatki za nelinearno dinamično analizo

Nelinearna dinamična analiza je bila izvedena s pomočjo validiranih materialnih parametrov modelnega eksperimenta.

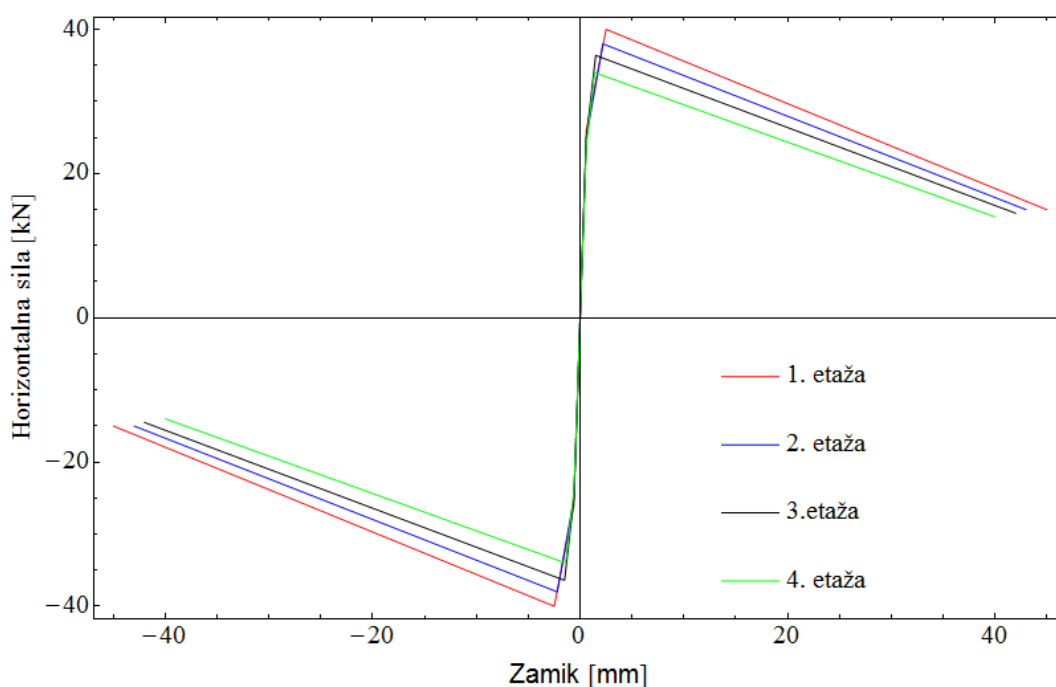
Preglednica 17: Podatki za mase in trilinearno ovojnico modela M3

Etaža	Masa modela	d_{cr}	d_{Hmax}	d_u	H_{cr}	H_{max}	H_{du}
	M3 [kg]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]
1.	1141	0,6	2,5	45	26,0	40,0	15,0
2.	1141	0,6	2,2	43	25,0	38,0	15,0
3.	1141	0,6	1,5	42	25,0	36,4	14,5
4.	1165	0,6	1,4	40	24,0	34,0	14,0

V preglednici 17 so podane mase posamezne etaže in vse tri točke trilinearne ovojnice za posamezno etažo: točka razpokanja, maksimalnega odpora ter točka porušitve. Ovojnica je simetrična skozi središče desnosučnega koordinatnega sistema $x - y$. Na grafu na naslednji strani (slika 32) lahko vidimo ovojnice za posamezno etažo.

Za obtežbo smo uporabili nabor dveh skupin akceleroگرامov, ki so izmerili absolutne vodoravne pospeške tal v različnih smereh strani neba. Podrobneje so opisani v 6. poglavju.

Pri numeričnem reševanju z Newmarkovo metodo smo uporabili vrednosti $\beta = 0,25$ in $\gamma = 0,5$. Za tako izbiro parametrov se v literaturi uporablja izraz trapezno pravilo, predpostavlja pa konstanten potek pospeškov v časovnem koraku Δt , potek hitrosti je linearen, pomiki pa potekajo po kvadratni paraboli.



Slika 32: Trilinearne ovojnice

Časovni interval smo izbrali $\Delta t/2$, kjer je $\Delta t = 0,01s$ časovni korak zapisa akcelerograma. To je posledica merila dolžin 1:4, kjer je potrebno zaradi eksperimenta predpostavljene popolne modelne podobnosti zmanjšati čas v merilu 1:2. Vsi rezultati oz. vsi podatki se nanašajo na model. Torej če želimo imeti opravka s količinami (pospešek, hitrost, pomik...), ki bi odgovarjale prototipu, bi bilo potrebno vrednosti ustrezno korigirati. Pri diplomskem delu se v to smer nismo poglobljali, pač pa smo se omejili zgolj na analizo dinamičnega in cikličnega odziva na potresno obtežbo.

Pri določevanju matrike dušenja se je med validacijo izkazalo, da je za R200 primerno 5% kritično dušenje ($\xi_1 = \xi_4 = 0,05$).

Parametri C_F , ki določajo oblike histereznih zank po posamezni etaži, so bili validirani tako, da smo uporabili za 1.-4. etažo vrednost koeficienta $C_{F,1-4.etaža} = 0,66$ s koeficientom variacije 4,6%.

Parameter β , ki modelira zmanjšanje nosilnosti histereznih zank, je za vsako etažo enak, t.j. $\beta = 0,3$ s koeficientom variacije 37,1%. Značilnost tega parametra je ravno velik raztros vrednosti.

7.7 Sklepi

Omenjene modelne preiskave nam omogočajo, da pri potresni obtežbi spoznamo obnašanje stavb, sezidanih iz aeriranega celičnega betona v sistemu Ytong. Kritični element predstavlja odpornost spodnje etaže, zato lahko govorimo o etažnem porušnem mehanizmu. Navpične vezi in armatura v parapetih omogočajo strižni mehanizem porušitve, kar pomeni tudi večjo izkoriščenost kapacitete odpornosti konstrukcije. Preiskave modelnih zidov kažejo, da so pri majhnih tlačnih trdnostih zidovja navpične vezi ključni element, ki poveča upogibno odpornost zidov in tako spremeni mehanizem obnašanja stavbe.

Sedaj imamo pripravljene podatke za nadaljnje numerične analize. Z njimi lahko ugotovljamo, kako sprememba dušenja, različni akceleroگرامi z različnimi intenzitetami vplivajo na odziv in obnašanje modela v nelinearnem območju. Opravimo lahko inkrementalno dinamično analizo, s pomočjo katere nato ocenimo potresno tveganje validiranega modela.

8 NUMERIČNI IZRAČUNI

V diplomskem delu so bili vsi numerični izračuni opravljeni v programu Wolfram Mathematica 8.0, ki je bila v pomoč tudi pri risanju grafičnih vsebin.

8.1 Spektri pospeškov

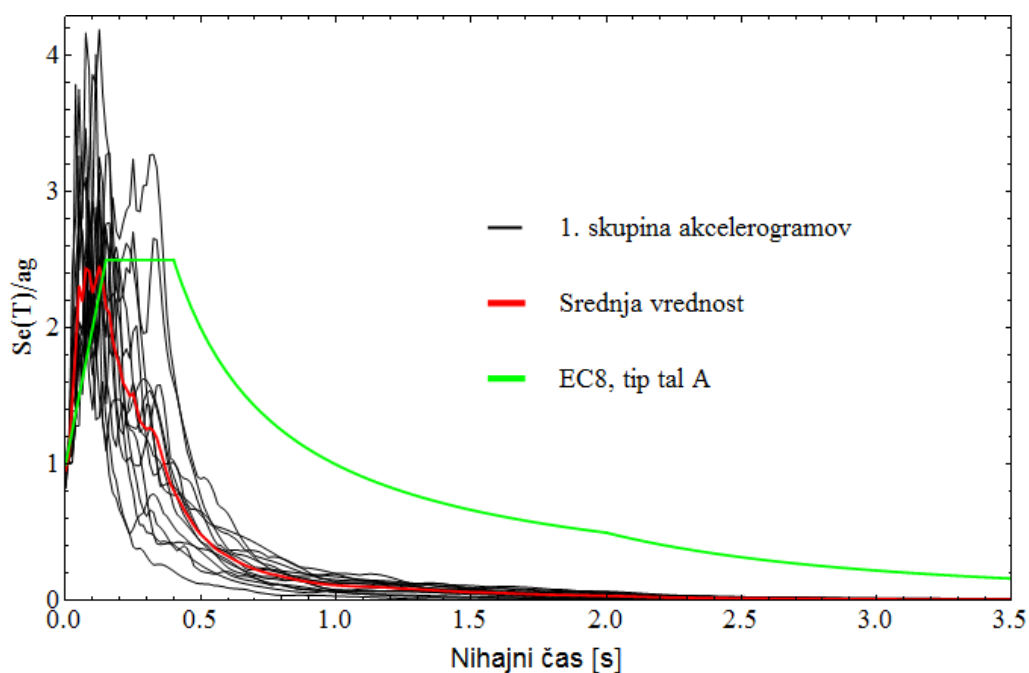
Spekter pospeškov predstavlja maksimalno vrednost pospeška pri izbranem nihajnem času konstrukcije, zato smo konstrukciji z eno prostostno stopnjo togost spreminjali tako, da je bil nihajni čas T na območju od $0,0125 - 3,5$ sekunde, s korakom $0,0125$ sekunde.

Absolutni pospešek mase (konstrukcije) je torej enak pospešku tal, maksimalna vrednost absolutne pospeška, ki predstavlja vrednost v spektru absolutnih pospeškov pri $T = 0$, pa je torej enaka maksimalni vrednosti pospeška tal a_g . Relativni pomik in relativna hitrost konstrukcije sta enaka nič, saj se konstrukcija ne deformira. Drugo skrajnost predstavlja neskončno podajna konstrukcija ($T = \infty$). V tem primeru se podlaga premika, masa pa miruje. Absolutni pomik mase je torej enak nič, relativni pomik pa je enak pomiku tal. Ker ima izbrani model nihajne čase v območju kratkih nihajnih časov ($T \in [0,1s - 0,4s]$), največji vpliv v spektrih odziva (pomik, hitrost, pospešek) predstavljajo absolutni pospeški, saj so v tem območju nihajnih časov vrednosti absolutnih pospeškov maksimalne.

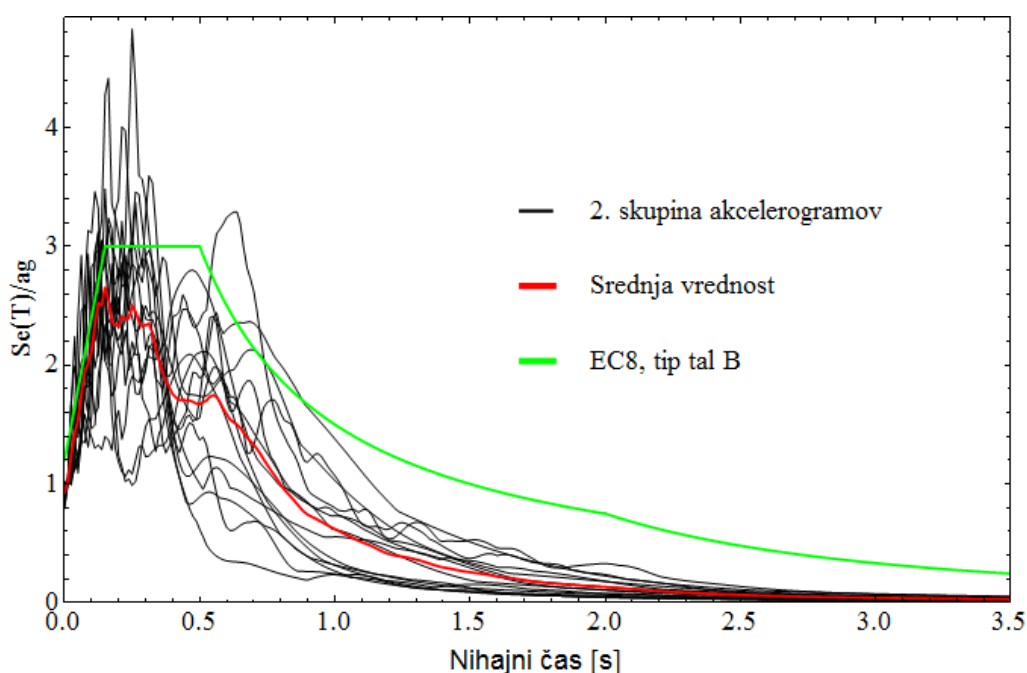
Na sliki 33 in sliki 34 so s črnimi črtami prikazani elastični spektri absolutnih pospeškov posameznih akceleroگرامov za 1. in 2. skupino. Rdeča krivulja ponazarja povprečno vrednost absolutnih pospeškov, zelena pa elastični spekter pospeškov po Evrokodu 8, in sicer za spekter tipa tal A (slika 33) in tip tal B (slika 34).

Vsi spektri so normirani na maksimalni pospešek tal, kar pomeni, da v njih ne prikazujemo dejanske vrednosti največjih pospeškov tal med potresom, ampak povemo, kolikokrat bodo pospeški na objektu večji od največjega izmerjenega pospeška tal. Časovni korak zapisa akceleroگرامov znaša $\Delta t = 0,01$ s, toda pri določevanju spektrov pospeška smo zaradi predpostavljene popolne modelne podobnosti časovni korak zapisa razpolovili $\Delta t/2 = 0,005$ s.

Izkaže se, da so spektri pospeškov za prvo skupino bolj ozkopasovni, zato pri nihajnih časih, ki so večji od 0,15 sekunde, ni več dobrega ujemanja srednje vrednosti spektrov s krivuljo iz EC8, tip tal A. Pri drugi skupini vidimo dobro ujemanje srednje vrednosti spektra pospeškov z EC8, tip tal B, do nihajnega časa 0,2 sekunde. Neujemanje s spektrom odziva po EC8 je posledica izbire akceleroogramov. Ti so bili izbrani tako, da so se ujemali s starim EC8, kjer še ni bilo faktorja tal. Drugi razlog neujemanja izvira iz intervala časovnega zapisa pospeškov, ki je bil skrajšan za faktor dva zaradi predpostavljene popolne modelne podobnosti med prototipno in modelno stavbo.



Slika 33: Spektri pospeškov za 1. skupino akceleroogramov, za katere je upoštevana popolna modelna podobnost, zato je čas zmanjšan za faktor 2. Za spekter po EC8 ta vpliv ni zajet.



Slika 34: Spektri pospeškov za 2. skupino akcelerogramov, za katere je upoštevana popolna modelna podobnost, zato je čas zmanjšan za faktor 2. Za spekter po EC8 ta vpliv ni zajet.

8.2 IDA krivulje

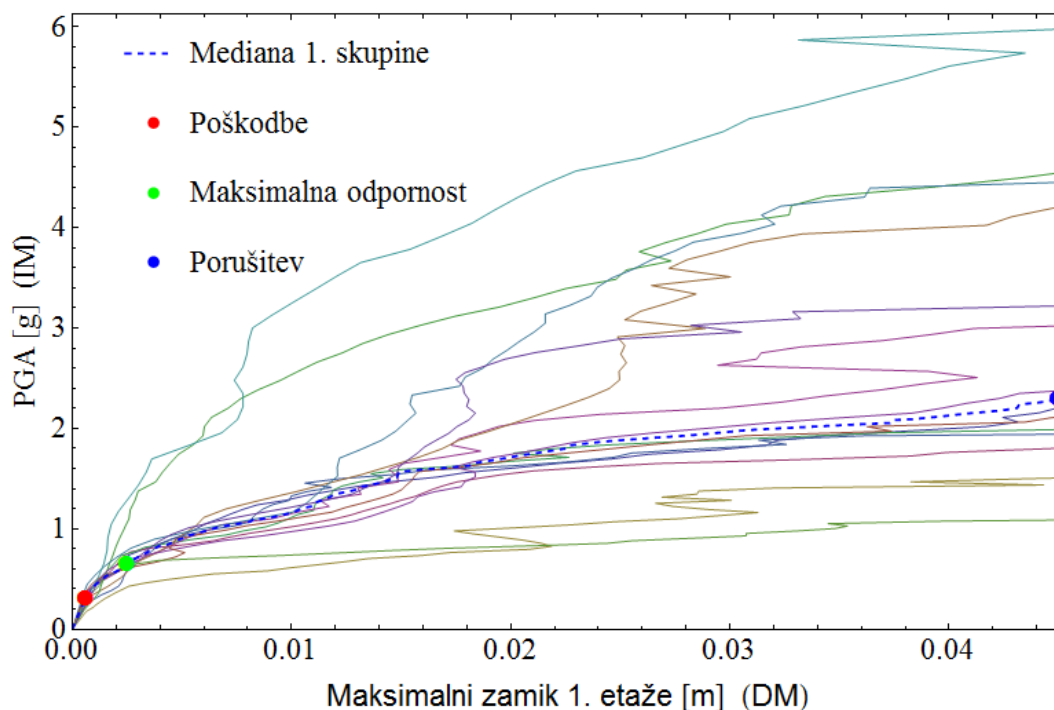
Najprej določimo približno intenziteto potresa, ki je potrebna za prekoračitev mejnega stanja porušitve. To intenziteto nato razdelimo poljubno npr. na 50 korakov in tako dobimo velikostni red koraka intenzitete, t.j. vsaka IDA krivulja je določena v petdesetih točkah.

Krivulja mediane predstavlja mediano vrednosti IM za dan pomik, ker smo uporabili metodo intenzitete. Pri interpolaciji je, kadar ima IDA krivulja pri različnih IM enak DM, vedno uporabljen najmanjši DM oz. najnižja točka IDA krivulje.

8.2.1 DM – maksimalni zamik 1. etaže

Na grafih (slika 35 in slika 36) so prikazane IDA krivulje za prvo in drugo skupino akcelerogramov. Za vsak potres je narisana krivulja z različno barvo, z modro črtkano črto pa je prikazana mediana posamezne skupine akcelerogramov. Za mero poškodovanosti (DM) je izbran zamik prve etaže. Maksimalna vrednost abscise $d_u = 0,045 m$ predstavlja največji možni pomik prve etaže, ki je bil validiran s pomočjo eksperimenta. Ordinata predstavlja

maksimalni pospešek tal oziroma PGA (angl. *peak ground acceleration*) in je izražen v deležu težnostnega pospeška $g = 9,81m/s^2$.



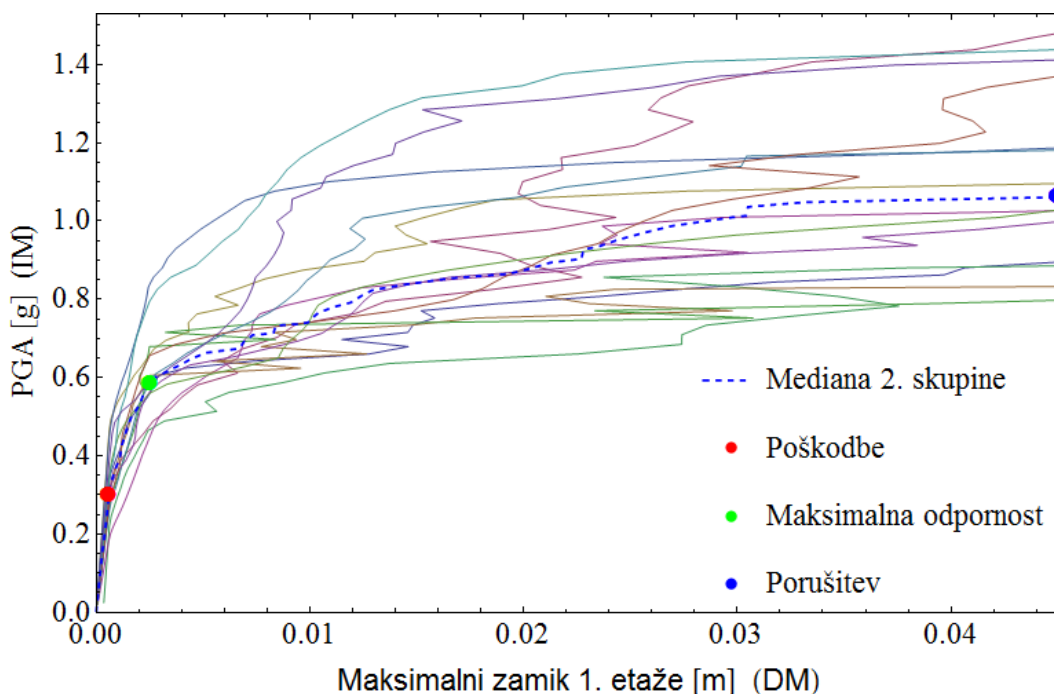
Slika 35: IDA krivulje za 1. skupino akceleroogramov

Preglednica 18: Vrednosti PGA 1. skupine akceleroogramov za različna mejna stanja

Mejno stanje	1313x	1314x	200x	200y	242x	365x	365y	Akceleroگرام
Razpokanje	0,34	0,33	0,17	0,30	0,23	0,35	0,23	PGA [g]
Maks. odpor	0,64	0,75	0,42	0,75	0,59	0,63	1,10	
Porušitev	2,21	1,80	1,51	1,99	1,94	3,02	4,20	
Mejno stanje	384x	428x	428y	55x	55y	763x	764y	Akceleroagram
Razpokanje	0,21	0,41	0,34	0,36	0,30	0,28	0,25	PGA [g]
Maks. odpor	1,10	0,78	0,69	0,60	0,64	1,30	0,64	
Porušitev	4,55	4,45	2,38	2,11	1,09	5,98	3,22	

Pri obeh skupinah akceleroagramov opazimo, da nekatere IDA krivulje ne naraščajo monotono z naraščajočim DM, kar pomeni, da se pri večji intenziteti potresa na konstrukciji zgodijo

manjše poškodbe, kot bi se pri šibkejšemu potresu. Pri drugi skupini akceleroگرامov opazimo, da se porušitev 1. etaže zgodi pri znatno nižjih skalacijah, kot pri prvi skupini.



Slika 36: IDA krivulje za 2. skupino akceleroagramov

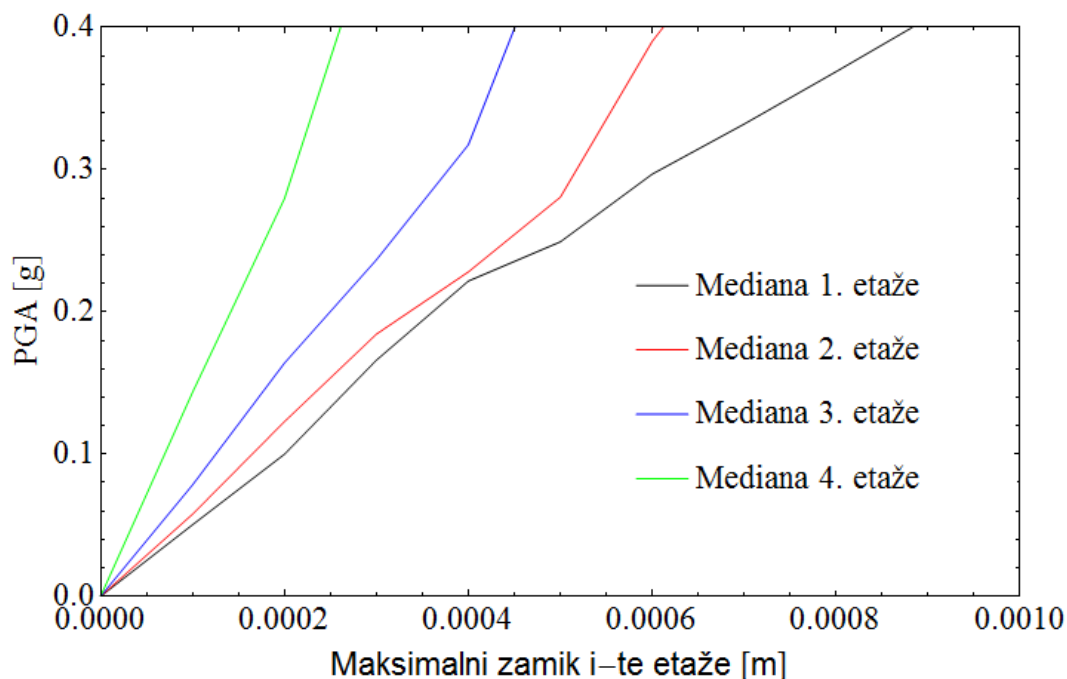
Preglednica 19: Vrednosti PGA 2. skupine akceleroagramov za različna mejna stanja

Mejno stanje	196x	196y	197x	197y	199x	199y	291x	Akceleroagram
Razpokanje	0,33	0,31	0,46	0,21	0,44	0,19	0,30	PGA [g]
Maks. odpor	0,56	0,48	0,66	0,47	0,84	0,45	0,61	
Porušitev	0,90	1,48	1,10	0,89	1,19	1,03	0,83	
Mejno stanje	291y	413x	413y	414x	414y	622x	622y	Akceleroagram
Razpokanje	0,26	0,26	0,29	0,27	0,34	0,34	0,39	PGA [g]
Maks. odpor	0,68	0,59	0,56	0,66	0,56	0,80	0,58	
Porušitev	0,80	1,18	1,00	1,37	1,03	1,44	1,41	

Rdeča, zelena in modra pika na obeh grafih (slika 35 in slika 36) prikazuje mediano PGA pri posameznem mejnem stanju 1. etaže. Vrednosti za posamezen potres pri posameznem mejnem stanju so zbrane v preglednicah (preglednica 18 in preglednica 19).

8.2.2 DM – maksimalni zamiki višjih etaž

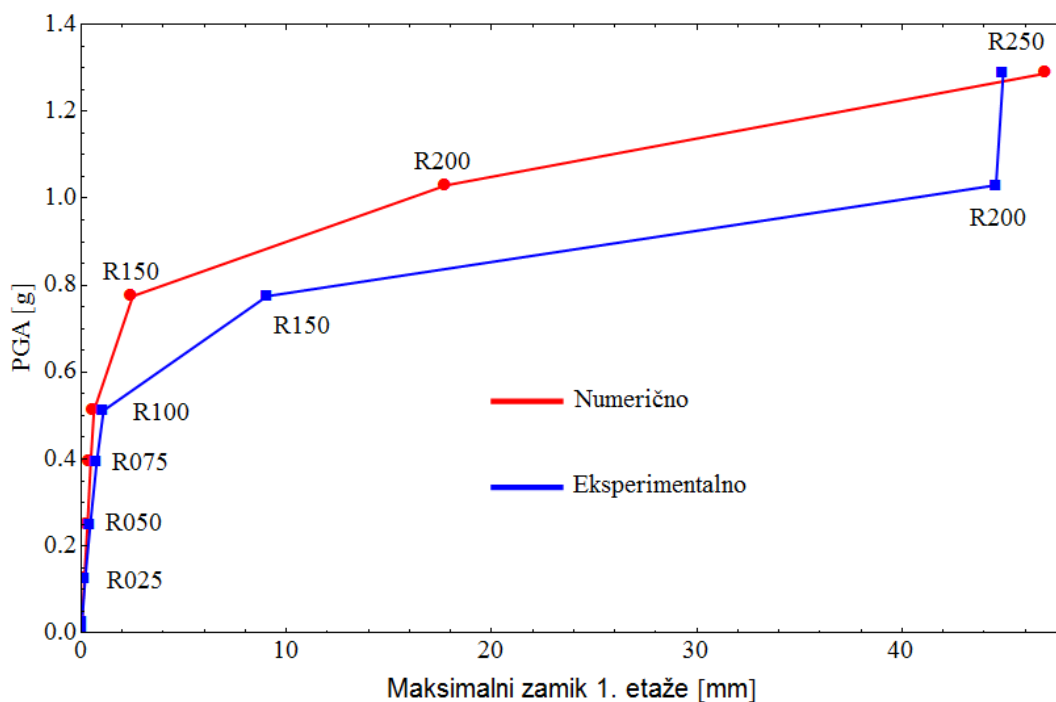
Eksperimentalne raziskave so pokazale, da se zaradi navpičnih zidnih vezi in armiranih parapetov poškodbe pojavijo tudi v višjih etažah. Numerične analize pa nam kažejo manjši prenos disipiranja potresne energije v višjih etažah, zato je poškodovanost v zgornjih etažah nekoliko podcenjena. Na drugi strani je globalno kritično odpornost stavbe v obeh primerih predstavlja 1. etaža. Rezultati IDA analize kažejo (slika 37), da je v vseh analizah kritičen zamik 1. etaže, zato za obravnavani model ni smiselno, da bi za DM izbrali maksimalni zamik kakšne izmed drugih etaž. To je posledica etažnega modela. Najbolj logična izbira parametra DM za primere, kjer bi kritično odpornost lahko predstavljal tudi kakšna višja etaža, bi bila, če bi opazovali maksimalni zamik od vseh maksimalnih zamikov posameznih etaž oz. v primeru, če etažne višine ne bi bile enake, maksimalni zasuk od vseh maksimalnih zasukov posamezne etaže. Pri vseh 28 akcelerogramih se je izkazalo, da se največji zamiki pojavljajo v 1. etaži. To pomeni, da so bile IDA krivulje, kjer je DM – 1. etaža, povsod najnižje.



Slika 37: Mediana IDA krivulj posameznih etaž za 1. skupino akcelerogramov

8.2.3 Vpliv poškodovanosti modela

Modelne preiskave bi bile preobsežne, če bi želeli za vsako fazo vzbujanja uporabiti nov, intakten model. Rezultati modelnih preiskav pri fazi R150 zato ne predstavljajo najbolj ustreznega obnašanja modela pri 150% vrednosti potresnega vzbujanja, saj se je pri prejšnjih fazah model že poškodoval. Zaradi tega je bila opravljena IDA analiza modela s pospeški, ki so bili izmerjeni na potresni mizi med preiskavo modela M3, t.j. tako numerični kot eksperimentalni model sta bila za vsako fazo posebej vzbujena z enakimi pospeški. Na grafu (Slika 38) modra barva predstavlja IDA krivuljo, ki je bila dobljena eksperimentalno, rdeča krivulja pa predstavlja rezultate numerične IDA analize.



Slika 38: Primerjava eksperimentalne in numerične IDA krivulje

Razlike med numerično in eksperimentalno IDA krivuljo so v začetnih fazah vzbujanja majhne, kar nakazuje, da je numerični model zadovoljivo natančen. Pri fazi R100 znaša razlika maksimalnih zamikov 1. etaže modela $0,5\text{ mm}$ (preglednica 20), kar predstavlja $0,1\%$ etažnega zasuka. Majhen upad togosti do faze R100 kažejo tudi eksperimentalna merjenja nihajnih časov modela M3 (preglednica 14). Pri fazah R150 in R200 sta razliki etažnih

zasukov opazno večji (1% in 4,1%), toda pri fazi R250 se IDA krivulji sekata, kar pomeni, da so zamiki pri nepoškodovani konstrukciji večji kot pri poškodovani.

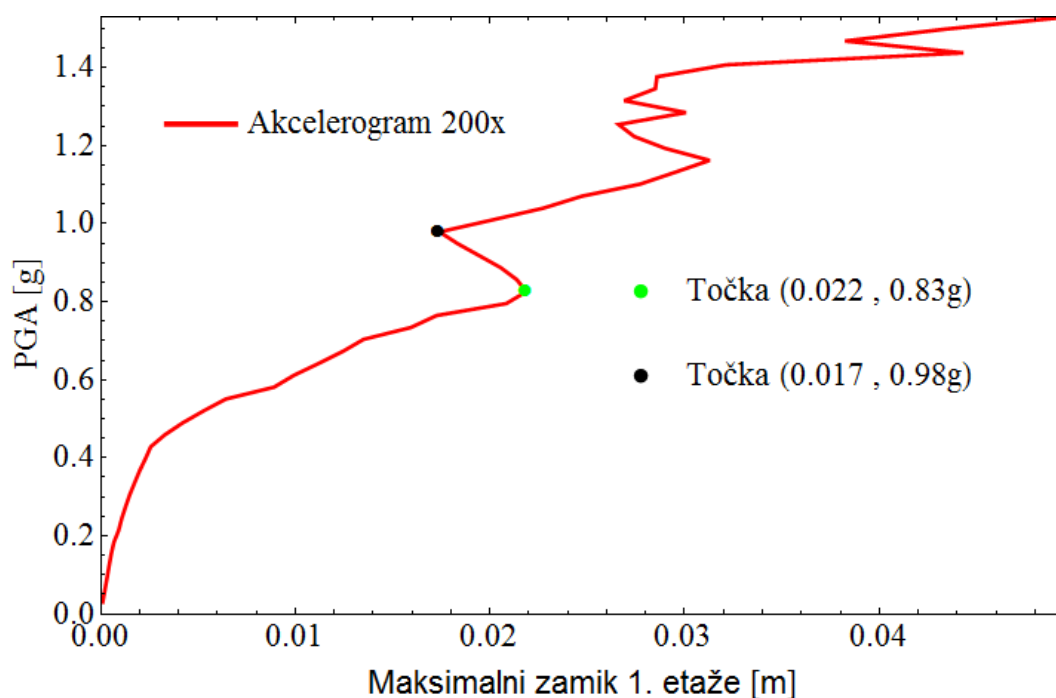
Preglednica 20: Razlika med numeričnim in eksperimentalnim maksimalnim zamikom 1. etaže modela za različne faze potresnega vzbujanja

Faza vzbujanja	R005	R025	R050	R075	R100	R150	R200	R250
$d_{eks} - d_{num}$ [mm]	≈0,0	≈0,0	0,1	0,3	0,5	6,5	27,0	-2,1

Pri fazi R250 ima poškodovan model večji nihajni čas in tako veliko podajnost, da ne more več slediti pomikom tal, zato ne pride do drastičnega povečanja zamika v 1. etaži v primerjavi s fazo R200. Na drugi strani pri numerični IDA analizi model ni poškodovan. Njegov nihajni čas je še vedno v območju spektra odziva, ki povzroči večje pospeške na modelu in zato pride do tako velikega povečanja zamika v primerjavi s fazo R200. Eksperimentalni rezultati niso nujno konzervativni, saj pri zelo poškodovani konstrukciji eksperimentalni preizkus podceni pomike (R250), sicer pa so pomiki do te faze v primerjavi s numeričnimi rezultati na varni strani.

8.3 Lastnosti IDA krivulj

V prikazanih diagramih opazimo, da so IDA krivulje skokovite. V določen primeru gre lahko za nerealen oziroma napačen skok krivulje, zato je potrebno vseskozi spremljati natančnost računa, t.j. velikostni red konvergence in obliko posamezne IDA krivulje. Lahko se namreč zgodi, da se integracija korak za korakom zaradi nekonvergence numerične metode tudi prekine. Takrat so rezultati neprimerljivi in napačni ter jih je potrebno izločiti.

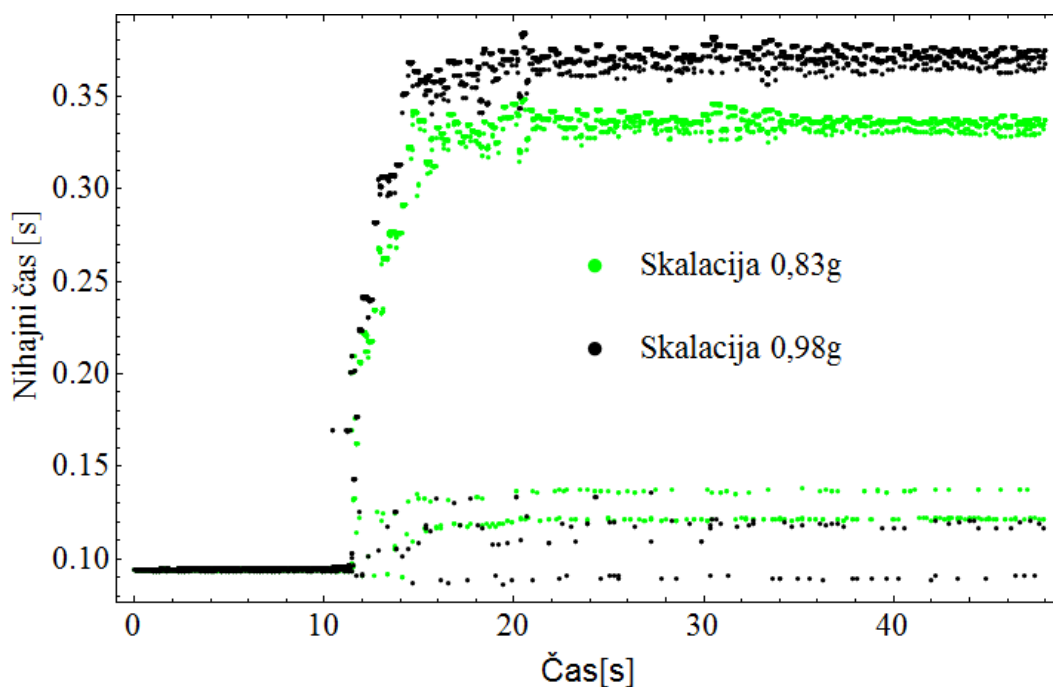


Slika 39: IDA krivulja akcelerograma 200x (1. skupina)

Če si podrobneje ogledamo IDA krivuljo potresa 200x (slika 39), vidimo, da naredi kar nekaj zavojev. Pri povečani skalaciji pride do manjšega maksimalnega zamika v 1. etaži. Za podrobnejšo analizo pogledajmo dve reprezentativni točki. Točka, ki prikazuje manjšo skalacijo in večji zamik, je obarvana zeleno, črna točka pa prikazuje večjo skalacijo z manjšim zamikom. Črna pika ima koordinate (0.017, 0.98g), modra pa (0.022, 0.83g).

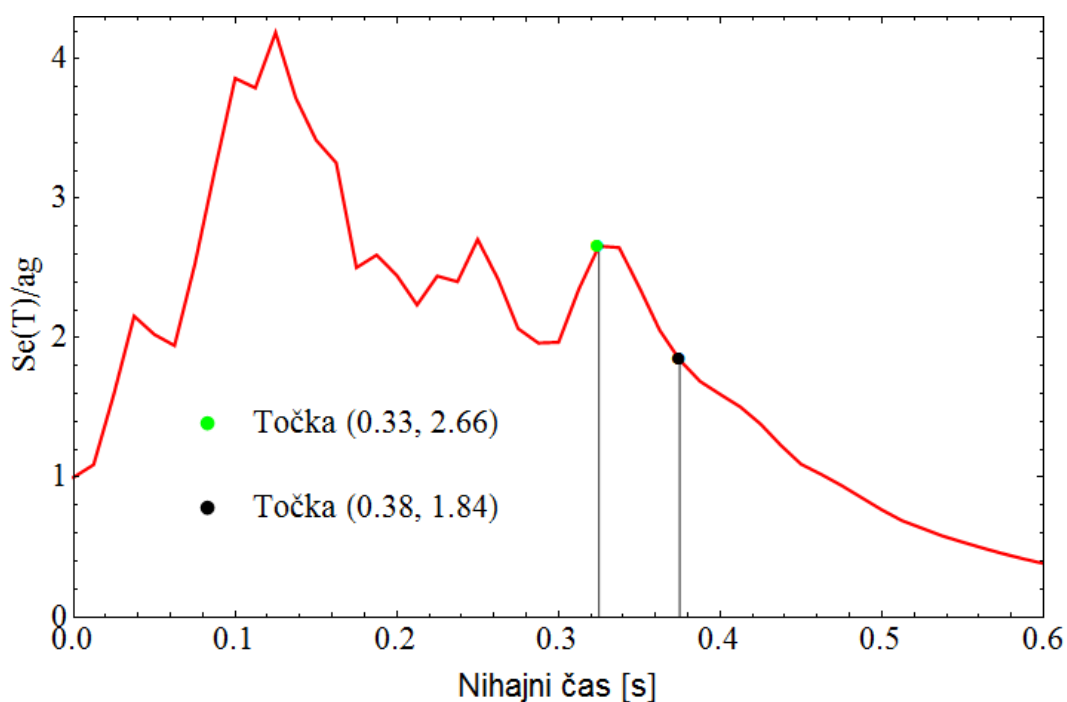
Med odzivom konstrukcije se stavba poškoduje, disipira se energija in vseskozi se spreminja togost. V enačbi (6.3) vidimo, da pri konstantni masi spreminjanje togosti vpliva na nihajni čas konstrukcije. Konstrukcija se med potresom poškoduje, zaradi tega se togost in odpornost konstrukcije zmanjšuje, nihajni časi se večajo. Zaradi spremembe vrednosti nihajnega časa se spreminja tudi maksimalni pospešek v grafu spektra odziva. To pomeni, da model med potresom prejme različne vrednosti pospeškov oz. posledično potresnih sil.

Na diagramu spodaj (slika 40) vidimo, kako se s časom spreminja nihajni čas konstrukcije pri obeh zgoraj omenjenih skalacijah. Začetni nihajni čas je za obe skalaciji enak ($T \approx 0,09s$), saj je v začetku konstrukcija v elastičnem območju, zato togost drastično ne pade.



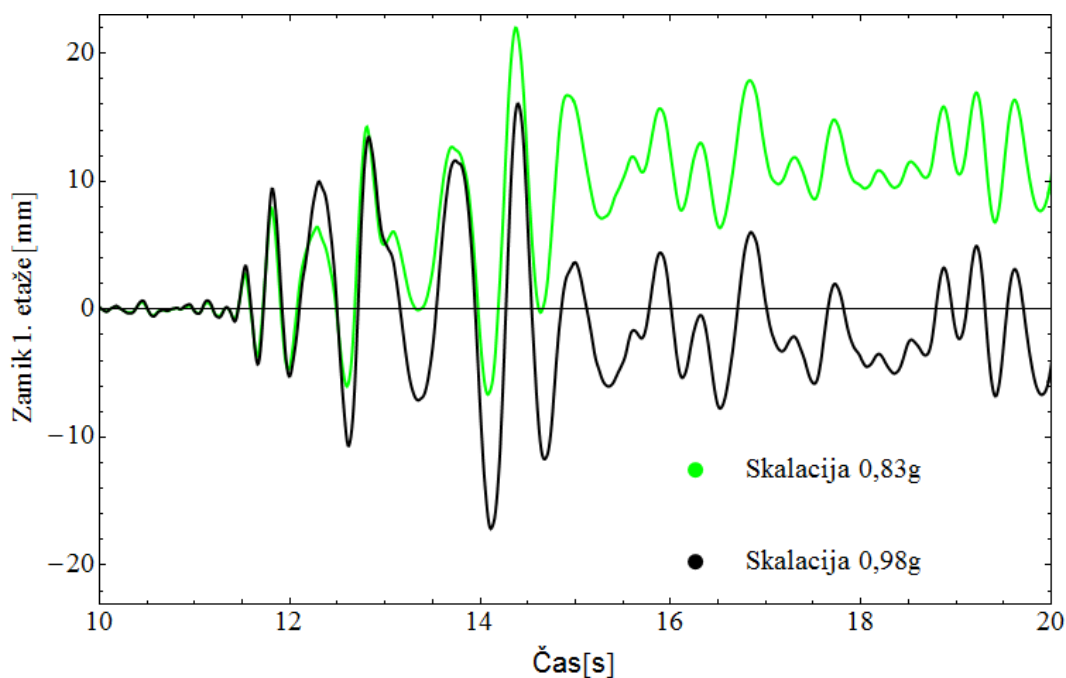
Slika 40: Osnovni nihajni čas modela v odvisnosti od časa in skalacije akceleroograma 200.x

Po približno 12 sekundah se nihajni časi začnejo močno spreminjati. Spekter odziva nam pove, kakšne obremenitve dobi konstrukcija v odvisnosti od nihajnega časa. Na diagramu (slika 40) vidimo, da se proti koncu dinamične obremenitve nihajni časi stabilizirajo, t.j. pri približnih vrednostih $T = 0,33s$ za nižjo (zelena točka) in $T = 0,38s$ za višjo skalacijo (črna točka). Spekter odziva, ki sicer ustreza konstrukciji z eno prostostno stopnjo (slika 41), pokaže, da je pri nižji skalaciji vrednost maksimalnega pospeška 1,5 krat večja kot pri višji skalaciji. Večji pospeški na konstrukciji pomenijo večje potresne sile in zato tudi večje pomike.

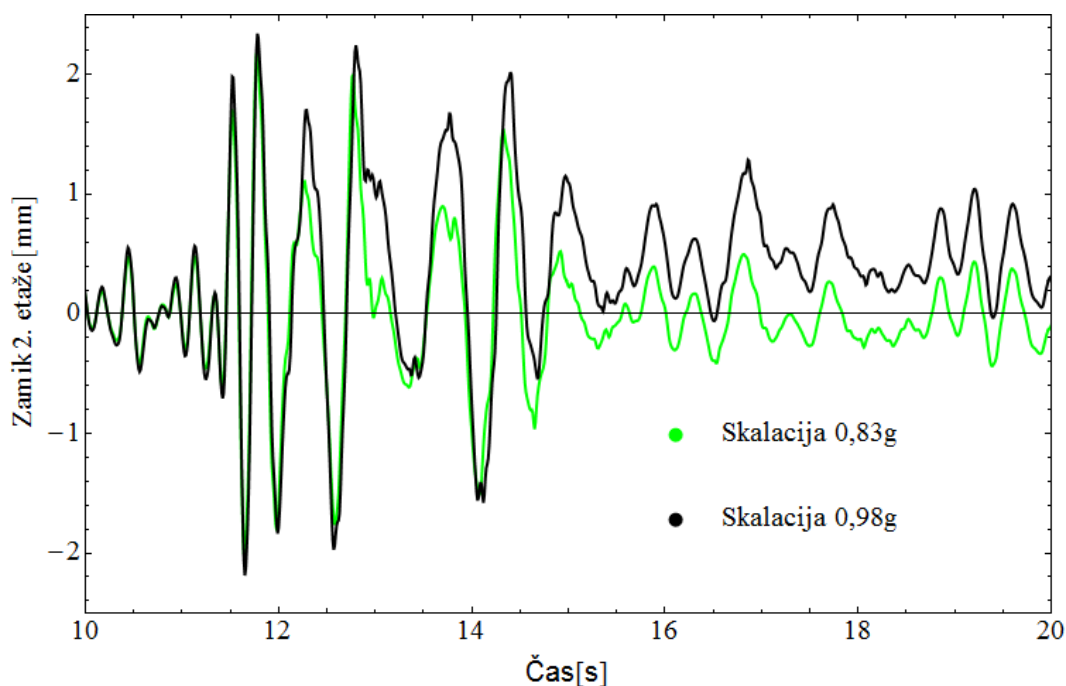


Slika 41: Speker pospeškov za akceleroogram 200x (1. skupina)

Večji maksimalni pospeški tal še ne pomenijo tudi večjih potresnih sil in posledično večjih zamikov konstrukcije. To nam kažejo tudi IDA krivulje, ki niso monotono naraščajoče. Zavedati se moramo, da je nihajni čas konstrukcije pomemben parameter, s katerim si lažje razložimo dinamični odziv konstrukcije.



Slika 42: Zamik 1. etaže med potresom 200x za dve skalaciji



Slika 43: Zamik 2. etaže med potresom 200x za dve skalaciji

Med skalacijo akceleroograma se začetni šibki cikli pospeškov okrepijo do te mere, da zadanejo poškodbe (npr. meja tečenja), ki spremenijo lastnosti konstrukcije za poznejše,

močnejše cikle pospeškov. Pri večetažni zgradbi močnejši pospeški tal privedejo do zgodnjega tečenja neke etaže, ki nato sproži duktilno obnašanje še druge, običajno višje etaže. Graf (slika 42) kaže večje zamike skalacije 0,98g do 13 sekund, nato pa začnejo prevladovati zamiki zelene krivulje, ki ima nižjo skalacijo. Graf (slika 43), ki kaže zamik 2. etaže pri potresu 200x v odvisnosti od časa, nam pokaže, da so zamiki v 2. etaži vseskozi večji pri višji skalaciji. Očitno se je pri slednji disipacija energije iz 1. etaže nekoliko prenesla še v 2. etažo, kar je razbremenilo prvo etažo, ki ima tako pri višji skalaciji nižje pomike. Torej gre za večjo poškodovanost modela v drugi etaži, kar posledično zmanjša potresne zahteve za prvo etažo.

8.4 Ocena potresnega tveganja

Za določitev potresnega tveganja za izbrano mejno stanje je potrebno določiti povprečje, standardni odklon, mediano in standardni odklon logaritemske porazdelitve maksimalnih pospeškov tal (PGA) (5.4). Vse zbrane vrednosti v preglednici 21 so bile izračunane za posamezno skupino akceleroگرامov.

Preglednica 21: Statistični parametri PGA za obe skupini akceleroگرامov

Zamik [mm]	PGA	σ_R [g]		$\bar{a}_{g,R}$ [g]		$\tilde{a}_{g,LS}$ [g]		$\beta_{LS,R}$		
		1.	2.	1.	2.	1.	2.	1.	2.	
0,6	Skupina akceleroگرامov									
	Poškodbe	0,07	0,08	0,29	0,31	0,30	0,30	0,23	0,25	
2,5	Mejno stanje	Maksimalna odpornost	0,22	0,11	0,72	0,61	0,64	0,58	0,30	0,19
45		Porušitev	1,41	0,23	2,89	1,12	2,29	1,06	0,46	0,21

Mejno stanje razpokanja oziroma mejno stanje poškodb se pojavi pri obeh skupinah akceleroagramov pri identični mediani PGA, in sicer 0,30g. Maksimalna odpornost modela pri prvi skupini akceleroagramov je dosežena pri 10% večji vrednosti mediane PGA kot pri drugi, največja pa je razlika za mejno stanje porušitve konstrukcije (116%). Vzroki za tako velike razlike so v akceleroagramih, ti pa so neposredno povezani s tipom temeljnih tal.

Izračunane srednje letne frekvence posameznega mejnega stanja (5.3) se med skupinama razlikujeta, kar je posledica različnih PGA. Za prvi dve mejni stanji (razpokanje, maksimalna

odpornost) sta verjetnosti doseganja srednje letne frekvence omenjenih mejnih stanj pri predpostavljenem istem tipu tal skoraj identični. Občutno razliko opazimo za mejno stanje porušitve, kjer je pri 2. skupini verjetnost, da se bo model pri istem tipu tal porušil v enem letu, kar *5,4 krat* večja. Toda ustrežnejša primerjava med skupinama je pri povečanem hazardu 2. skupine akceleroگرامov (tip tal B), saj so bili časovni zapisi gibanja tal izvedeni na trdi zemljin. Tako se vse verjetnosti doseganja mejnega stanja modela v primerjavi s hazardom za tip tal A pri 2. skupini akceleroagramov povečajo za faktor 2.

Preglednica 22: Verjetnosti mejnih stanj, odvisne od skupine akceleroagramov in tipa tal

Ocena potresnega tveganja		DM - u_{\max} 1. etaže		
		λ_{LS}		
Skupina akc.		1.	2.	
Mejno stanje	Razpokanje	$1,52 \cdot 10^{-3}$	$1,53 \cdot 10^{-3}$	$3,06 \cdot 10^{-3}$
	Maksimalni odpor	$1,06 \cdot 10^{-4}$	$1,02 \cdot 10^{-4}$	$2,03 \cdot 10^{-4}$
	Porušitev	$2,08 \cdot 10^{-6}$	$1,12 \cdot 10^{-5}$	$2,24 \cdot 10^{-5}$
Hazard - tip tal		A	A	B

Pri 2. skupini akceleroagramov smo opazili zvezo med verjetnostjo doseganja mejnega stanja in tipom tal. Med njima obstaja analitična korelacija $S^{k_{LS}}$, kjer je S faktor tal, k_{LS} pa predstavlja parameter krivulje potresne nevarnosti. Ugotovljeno je bilo, da je ta neodvisen od faktorja tal (preglednica 1). Pri naših podatkih ($S = 1,2$ in $k_{LS} = 3,8$) znaša faktor povečanja verjetnosti $1,2^{3,8} = 2,0$. Ta faktor povečanja potrjuje tudi preglednica 22.

Če za naš model predpostavimo, da je življenjska doba objekta 50 let ter da spada med običajne stavbe, t.j. faktor pomembnosti je $\gamma_I = 1,0$ (EC8-1, Preglednica 4.3), potem se verjetnost pri izbranem mejnem stanju (angl. *limit state*) v predvideni življenjski dobi objekta $P_{T,LS}$ določi z zvezo (5.5), kjer je povratna doba mejnega stanja $T_{R,LS}$ kar recipročna vrednost (8.1) srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja:

$$T_{R,LS} = \frac{1}{\lambda_{LS}} \quad (8.1)$$

V preglednici 23 so zbrane verjetnosti doseganja mejnega stanja modela v njegovi življenjski dobi. Tla, na katerih stoji konstrukcija, povečajo potresno nevarnost, saj se verjetnost porušitve našega modela poveča za faktor $S^{k_{LS}}$. 1. skupina akceleroogramov povzroči porušitev modela pri višjih vrednostih PGA, kar se kaže tudi v verjetnosti porušitve v življenjski dobi modela. Razlika verjetnosti doseganja mejnega stanja porušitve v življenjski dobi modela med posameznima skupinama pri istem tipu tal znaša faktor 6 oziroma 11 pri različnem tipu tal.

Preglednica 23: Verjetnost doseganja mejnega stanja modela v njegovi življenjski dobi

Skupina akceleroogramov	1.	2.	
Hazard - tip tal	A	A	B
Verjetnost razpokanja v življenjski dobi modela [%]	7,32	7,36	14,2
Verjetnost maksimalne odpornosti v življenjski dobi modela [%]	0,53	0,51	1,01
Verjetnost porušitve v življenjski dobi modela [%]	0,01	0,06	0,11

S pomočjo verjetnosti porušitve modela v določenem časovnem obdobju (1 leto, 50 let) lahko določimo, v kateri razred zanesljivosti spada naš model. Primerjava preglednice 2, preglednice 3, preglednice 22 in preglednice 23 nam pove, da model, ki stoji na skalnatih tleh (1. skupina akceleroogramov, tip tal A) lahko uvrstimo v prvi razred zanesljivosti (RC1), ki je neposredno vezan na prvi razred posledic (CC1) (preglednica 4). V primeru, da je naš model zgrajen na trdi zemljini (2. skupina akceleroogramov, tip tal B), ne moremo zagotoviti minimalnega predpisanega indeksa zanesljivosti β , ki je določen v Evrokodu 0.

9 ZAKLJUČKI

Današnja tehnologija odpira možnosti bolj kompleksnega računskega modeliranja eksperimentalnih preiskav. Omogoča nam večkratno ponavljanje ali nadgradnjo preiskave, kar prispeva k cenejšemu in hitrejšemu razvoju. Problemi se pojavijo, ko želimo definirati mejo med dobrim in slabim računskim modelom. V takšnih primerih se poslužujemo tudi inženirske presoje, saj včasih nima smisla, da določene količine računamo zelo natančno, če ne poznamo točno vhodnih podatkov.

Pri dopuščanju razvoja poškodb konstrukcije dejanskega obnašanja ni več mogoče opisati z elastično analizo, ampak je potrebno uporabiti računsko bolj zahtevno nelinearno analizo. Pri oceni potresnega tveganja inkrementalna dinamična analiza predstavlja levji delež opravljenega dela. Za zanesljivo analizo je potrebno določiti kar nekaj materialnih parametrov. Konstrukcijo modeliramo z diskretiziranimi masami in določimo člene togostne matrike. Z analizami etažnih mehanizmov določimo ovojnico histereze in pravila, ki določajo spreminjanje togosti v odvisnosti od zamika posamezne etaže. Matriko dušenja določimo s pomočjo linearne kombinacije masne in togostne matrike. Ustrezno orodje za reševanje enačb gibanja (Newmarkova integracijska metoda, Newtonova metoda) predstavlja dobro metodo za določanje globalne porušne kapacitete pri izbrani obtežbi. Slabost IDA predstavlja zahtevno določanje ustreznih parametrov in čas reševanja enačb, ki je odvisen od dolžine zapisa gibanja tal in časovnega koraka integracije.

Pri etažnem mehanizmu se vse deformacije kopičijo v tisti etaži, ki se prva poškoduje, kar predstavlja problem, saj globalno »ujame« le najbolj kritično etažo. Tipična lastnost etažnih modelov je tudi v tem, da se pojavljajo trajne deformacije po končani analizi, t.j. koncentracija deformacij v kritični etaži (slika 42).

Rezultati IDA analize kažejo, da ima vsak potres lahko bistveno drugačen učinek na model, čeprav ima enak največji pospešek tal. Primerjava mediane IDA krivulje posamezne skupine nam pokaže, kako velik vpliv imajo temeljna tla, na katerih so stavbe zgrajene. Pri skalnatih tleh je verjetnost porušitve pri modelu M3 v 50 letih kar 11-krat manjša kot na trdi zemljini. Velike razlike pri IDA krivuljah se pojavljajo tudi znotraj posamezne skupine akceleroграмov

($\sigma_{R,poru\text{šitev}}^{1.skupina} = 1,41g$), kar dokazuje, da visoki pospeški tal niso največji razlog za porušitev stavbe.

S pomočjo posameznih IDA krivulj (slika 39) smo ugotovili, da lahko pri višjih vrednostih maksimalnega pospeška tal konstrukcija utрпи manjše poškodbe. Pri nekateri vrednostih maksimalnih pospeškov tal se namreč v višje etaže prenese večji delež dispirane energije. To razbremeni kritično etažo, kjer se pojavijo manjše poškodbe oziroma manjši zamiki.

Po uničujočem potresu, ki poškoduje stavbe, običajno sledi vrsta popotresnih sunkov, ki predstavljajo dodatno nevarnost, saj prizadenejo stavbe, ki imajo zmanjšano potresno odpornost. Primerjava eksperimentalne in numerične IDA krivulje (slika 38) kaže, da lahko poškodovanost konstrukcije tudi koristi potresni odpornosti stavbe (R250). Predhodno poškodovani model (eksperimentalna IDA krivulja) je pri fazi R250 utrpel malo manjše zamike prve etaže kot nepoškodovani (numerična IDA krivulja). Taki primeri so sicer zelo malo verjetni, saj ni pričakovati, da se bo po uničujočem potresu pojavilo še močnejše popotresno gibanje tal.

Pri izračunu IDA krivulj se izkaže, da se porušitev konstrukcij za nekatere akceleroگرامe pojavi šele pri zelo visokem maksimalnem pospešku tal (763x). Takšni primeri ne vplivajo na končen rezultat, zato taki akceleroگرامi predstavljajo nepotrebne izračune. Rešitev lahko izvedemo tako, da najdemo nek statistični nabor akceleroگرامov, ki so reprezentativni, tako da ne zaganjamo nepotrebnih IDA analiz. Tak nabor akceleroگرامov bi še vedno upošteval vse možne scenarije gibanja tal. Od tistih, ki povzročajo porušitev pri majhnih maksimalnih pospeških tal in tudi tistih scenarijev, ki upoštevajo nastanek plastičnega členka v zgodnjih ciklih pospeškov tal, kar privede do prenosa disipacije energije v višje etaže ter s tem povečanje odpornosti modela.

Ocena potresnega tveganja modela M3, ki je temeljen na skalnatih tleh, kaže, da ga lahko zanesljivo uvrstimo v prvi razred zanesljivosti, medtem ko pri trdi zemljini ne moremo ugoditi zahtevam Evrokoda 0. Opisi posledic in primeri stavb za posamezni razred posledic oz. razred zanesljivosti so zelo široki in jih lahko različno interpretiramo. Način določevanja

verjetnosti odpovedi konstrukcije ni nikjer podrobneje predpisan, zato je na področju projektiranja konstrukcij z verjetnostnim pristopom II. stopnje potrebno opraviti še veliko dodatnih parametričnih analiz, ki bi pripomogle k bolj natančnemu določevanju ocene potresnega tveganja. Pozitivna stvar pri tej metodi projektiranja konstrukcij je ta, da ne obstaja samo enolično določljiva meja, ki pove, kdaj je konstrukcija popolnoma varna oziroma popolnoma nevarna, ampak obstaja neko prehodno območje, območje indeksov zanesljivosti, ki nam pove, kako varna oziroma nevarna je projektirana konstrukcija.

Na koncu lahko rečemo, da zaključki diplomske naloge naročniku obravnavanih preiskav, ki so bile izvedene na ZAG-u, na nek način predstavljajo naslednjo stopnjo znanja o potresnem obnašanju Ytong zidanih stavb.

10 VIRI IN LITERATURA

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po standardih Evrokod, Ljubljana, Inženirska Zbornica Slovenije, 1077 str.

Beg., D. 1999. Projektiranje jeklenih konstrukcij po evropskem predstandardu ENV 1993-1-1., 2. izdaja. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 219 str.

Cornell, C. A. 1996. Calculating building seismic performance reliability: a basis for multi-level design norms, California, Elsevier Science Ltd, Paper No. 2122: 8 str.

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

Dolšek, M. 2011. Simplified method for seismic risk assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty. Structure and Infrastructure Engineering, 1-15, iFirst article: 15 str.

Dolšek, M., Fajfar, P. 2001. Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames. Journal of Earthquake Engineering, 5, 1: 12 str.

Drysdale, R., Hamid, A., Baker, L. 1999. Masonry structures: behavior and design. New Jersey, Boulder: The Masonry Society: 888 str.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str.

Gams, M., Tomažević, M. 2010. Experimental study of seismic behaviour of confined AAC masonry building. 14th European Conference on European Conference on Earthquake Engineering: 30 August–03 September, Ohrid: MAEE, 2010, 8 str.

Hashash, Y., Park, D. 2002. Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22: 14 str.

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001. Pospešek tal za povratno dobo 1000 let. Agencija RS za okolje, Urad za seizmologijo.

http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospešek_1000.html (pridobljeno 30.6.2011).

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001. Pospešek tal za povratno dobo 10000 let. Agencija RS za okolje, Urad za seizmologijo.

http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospešek_10000.html (pridobljeno 30.6.2011).

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 71 str.

SIST EN 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 188 str.

Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.

Tomažević, M., Gams, M. 2010. Obnašanje YTONG hiš pri potresni obtežbi: modelne preiskave na potresni mizi. Ljubljana, ZAG, Poročilo P 0891/08-650-1: 95 str.

Tomažević, M., Gams, M. 2010. Seismic of Confined Autoclaved Aerated Concrete Masonry Buildings: a Shaking Table Study. *Mauerwerk*, 14, 3: 8 str.

Tomažević, M., Lutman, M. 1996. Seismic behavior of Masonry walls: Modeling of Hysteretic Rules. *Journal of Structural Engineering*, 122, 9: 8 str.

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31, 3: 24 str.

Vidrih, R. 2008. Potresna dejavnost Zgornjega Posočja. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija Republike Slovenije za okolje, Urad za seizmologijo in geologijo: 509 str.

Wikipedia. 2011. Inkrementalna dinamična analiza.

http://en.wikipedia.org/wiki/Incremental_Dynamic_Analysis (pridobljeno 5. 6. 2011).

Wikipedia. 2011. Maksimalni pospeški tal.

http://en.wikipedia.org/wiki/Peak_ground_acceleration (pridobljeno 29. 4. 2011).

Wikipedia. 2011. Newton-Raphsonova metoda.

http://sl.wikipedia.org/wiki/Newtonova_metoda (pridobljeno 6. 6. 2011).

Wikipedia. 2011. Newmarkova integracijska metoda.

http://en.wikipedia.org/wiki/Newmark-beta_method (pridobljeno 6. 6. 2011).

Wikipedia. 2011. Porobeton.

http://en.wikipedia.org/wiki/Autoclaved_aerated_concrete (pridobljeno 23. 8. 2011).