

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Kocina, B., 2014. Primerjava različnih nelinearnih metod za določanje potresne odpornosti zidanih konstrukcij. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S., somentor Gams, M.): 75 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Kocina, B., 2014. Primerjava različnih nelinearnih metod za določanje potresne odpornosti zidanih konstrukcij. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S., co-supervisor Gams, M.): 75 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

BLAŽ KOCINA

**PRIMERJAVA RAZLIČNIH NELINEARNIH METOD ZA
DOLOČANJE POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANIH
KONSTRUKCIJ**

Diplomska naloga št.: 3365/KS

**COMPARISON OF DIFFERENT NON-LINEAR
METHODS FOR SEISMIC RESISTANCE OF MASONRY
STRUCTURES**

Graduation thesis No.: 3365/KS

Mentor:
doc. dr. Sebastjan Bratina

Predsednik komisije:
izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:
dr. Matija Gams

Član komisije:
izr. prof. dr. Jože Lopatič
prof. dr. Boštjan Brank

Ljubljana, 23. 01. 2014

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani BLAŽ KOCINA izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Primerjava različnih nelinearnih metod za določanje potresne odpornosti zidanih konstrukcij«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 17.1.2014

Blaž Kocina

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7(043.2)
Avtor:	Blaž Kocina
Mentor:	doc. dr. Sebastjan Bratina
Somentor:	dr. Matija Gams
Naslov:	Primerjava različnih metod določanja potresne odpornosti zidanih konstrukcij
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	75 str., 14 pregl., 59 sl., 41 en.
Ključne besede:	nelinearna statična analiza, potisna analiza, zidane stavbe, nearmirano zidovje, porušni mehanizmi, potresna odpornost, etažni mehanizem, metoda nadomestnih okvirov, porušni mehanizem, AmQuake, Sremb3D

Izvleček

V okviru diplomske naloge so uporabljene različne metode nelinearne statične analize za zidane konstrukcije in rezultati primerjani s preiskavo izvedeno na potresni mizi na Zavodu za gradbeništvo Slovenije. Poudarek je na primerjavi rezultatov različnih računalniških programov za račun potresne odpornosti zidanih konstrukcij in bolj enostavnih metod ter koliko se ti rezultati približajo eksperimentalno izmerjenim rezultatom. V prvem delu naloge je opravljen pregled osnovnih pojmov potresne odpornosti in odziva zidanih stavb. Predstavljen je račun odpornosti za tri bistvene tipe porušitve nearmiranega zidovja. Opisani so etažni porušni mehanizmi. Razloženi so načini modeliranja zidovja in predstavljen je postopek mikromodeliranja, ter dva načina modeliranja s končnimi elementi po metodi z nadomestnimi okviri. Opisana je metoda etažnega mehanizma, ki nam da rezultat v obliki etažne histerezne ovojnice. V računskem delu je predstavljena obravnavana konstrukcija in rezultati preiskav na potresni mizi. Nelinearna seizmična analiza konstrukcije je bila opravljena s programskima paketoma AmQuake in Sremb3D ter z metodo etažnega mehanizma. Poleg izračunov je v tem delu razloženo tudi teoretično ozadje programov, postopek modeliranja zidane konstrukcije in račun potresnega odziva konstrukcije. Opravljena je primerjava rezultatov vseh treh analiz z rezultati preiskave na potresni mizi. Predstavljene so prednosti in slabosti posameznih metod, njihova uporabnost, natančnost in zahtevnost.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.042.7(043.2)
Author:	Blaž Kocina
Supervisor:	Assist. Prof. Sebastjan Bratina, Ph.D.
Co-supervisor:	Matija Gams, Ph.D.
Title:	Primerjava različnih metod določanja potresne odpornosti zidanih konstrukcij
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Notes:	75 p., 14 tab., 59 fig., 41 eq.
Key words:	non-linear static analysis, push-over analysis, masonry buildings, unreinforced masonry, seismic resistance, story mechanism, equivalent frame method, failure mechanisms, AmQuake, Sremb3D

Abstract

In the thesis different methods for non-linear static analysis are used to calculate seismic response of a masonry building, and results compared to a shaking table test of a masonry structure, which was performed at the Slovenian National Building and Civil Engineering Institute. The focus of the thesis rests on the use of different computer programs for seismic analysis, which are based on different methods, use of simple methods of calculation and comparison of the obtained numerical results with the measured and observed response of a shaking table test. In the first part of the thesis an overview of basic concepts regarding seismic resistance and response of masonry structures is presented. Different failure modes of unreinforced masonry are presented and the story failure mechanism is described. Different methods for modeling are presented and explained, including a procedure based on micro-modeling and two methods based on finite elements and the equivalent frame method. The method based on the story mechanism is also presented. In the part of the thesis which deals with numerical calculations, the analyzed structure and the results of the shaking table tests are presented. Next, non-linear seismic analyses are performed with computer programs AmQuake and Sremb3D and with the story mechanism method. In addition to calculations, the theoretical background of the methods, the modeling procedure and the calculation of the seismic response are also explained. Finally, the comparison of all three analyses and the shaking table test results is presented. The pros and cons of different methods, including comments on their usability, accuracy and complexity are presented in the end.

ZAHVALA

Za izredno pomoč pri nastajanju diplomskega dela, ki ga držite v rokah, se moram zahvaliti somentorju dr. Matiji Gamsu, ki mi je predstavil idejo za temo diplomske naloge ter bil vedno na voljo za razlago in pomoč, in mentorju doc. dr. Sebastjanu Bratini, ki mi je pomagal pri premagovanju vsebinskih in tehničnih ovir. Najlepša hvala za veliko podanega znanja in deljenje Vaših izkušenj.

Rad bi se zahvalil moji puncu Petri, ki me vseskozi spodbuja in mi stoji ob strani tudi v najbolj težkih trenutkih. Velika zahvala gre mojim staršem, bratu in noni za vso podporo tekom študija.

Zahvalil bi se vsem, ki so z mano preživljali študentska leta. Nekateri spodbujali, drugi zavirali razvoj študija. Lepo nam je bilo.

Najlepša hvala vsem.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	III
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	V
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	VII
ZAHVALA	IX
1 UVOD.....	1
2 ZIDANE KONSTRUKCIJE	3
2.1 Obnašanje zidanih konstrukcij med potresi.....	3
2.1.1 Tipi poružitve	4
2.2 Strižna in upogibna odpornost nearmiranega zidovja.....	5
2.2.1 Strižna odpornost, ki temelji na modelu prestriga.....	5
2.2.2 Strig s poševnimi razpokami	6
2.2.3 Upogibna odpornost	6
2.2.4 Upogibna odpornost povezanega zidu	7
2.3 Interakcijski diagram zidu	8
3 MODELIRANJE IN NELINEARNA POTRESNA ANALIZA ZIDANIH KONSTRUKCIJ	9
3.1 Natančno modeliranje zidovja	9
3.2 Modeliranje z metodo nadomestnih okvirjev	11
3.2.1 Metoda nadomestnih okvirjev z makro elementi	11
3.2.2 Metoda nadomestnih okvirjev z linijskimi elementi	13
3.3 Etažni mehanizem – SREMB.....	16
3.3.1 Idealizirana histerezna ovojnica zidu	16
3.3.2 Etažna histerezna ovojnica	17
3.3.3 Idealizirana etažna histerezna ovojnica.....	18

3.4	Ocena potresne odpornosti	19
4	MODELNE PREISKAVE NA POTRESNI MIZI.....	21
4.1	Splošno o izvedbi testov in izbiri modelov.....	21
4.2	Kriteriji za izbiro modelnih materialov.....	22
4.3	Zasnova in izdelava modelov	23
4.3.1	Prototipi stavb.....	23
4.3.2	Modeli stavb	24
4.3.3	Prototipni material	26
4.3.4	Modelni material.....	28
4.3.5	Ciklične strižne preiskave modelnih zidov	29
4.3.6	Potresna obtežba in potek preiskave.....	32
4.4	Rezultati preiskav	35
4.4.1	Porušni mehanizem in obnašanje med potresom.....	35
4.4.2	Odziv na potres in potresna odpornost	37
4.4.3	Kapaciteta deformacija in mejna stanja.....	39
4.5	Analiza rezultatov preiskave	41
4.5.1	Račun histerez.....	42
5	RAČUN POTRESNE ODPORNOSTI MODELA STAVBE M3.....	45
5.1	Podatki za analizo.....	45
5.2	Etažni mehanizem Sremb	45
5.3	Račun s programom AmQuake.....	51
5.3.1	Material.....	51
5.3.2	Modeliranje konstrukcije v AmQuake.....	52
5.3.3	Analiza in rezultati.....	56
5.4	Račun s programom Sremb3D	61
5.4.1	Modeliranje konstrukcije v Sremb3D.....	62

5.4.2	Analiza in rezultati	64
6	REZULTATI IN PRIMERJAVA	68
6.1	Etažni mehanizem – SREMB	70
6.2	Sremb3D.....	70
6.3	AmQuake	70
7	ZAKLJUČKI	72
8	VIRI.....	74

KAZALO SLIK

Slika 1:	Mehanizem nihanja zidov med potresom: a) nepovezano zidovje, b) lesen strop, zidovje povezano z vezmi, c) toga armiranobetonska plošča (Tomažević, 2009, str. 33).....	3
Slika 2:	Tipični mehanizmi porušitve zidu pri potresni obtežbi v ravnini zidu (Tomažević, 2009, str. 128)	4
Slika 3:	Interakcijski diagram zidu z materialnimi in geometrijskimi podatki iz preglednice 1	8
Slika 4:	Različni načini modeliranja zidovja: (a) vzorec zidovja; (b) detajlno mikro modeliranje; (c) poenostavljeno mikro modeliranje; (d) makro modeliranje (Brandão Barbosa Lourenço, 1996)	10
Slika 5:	Model sestavljen iz stenastih končnih elementov (S.T.A. DATA)	10
Slika 6:	Model makroelementa predlagan s strani raziskovalcev iz Univerze v Genovi (Brencich in Lagomarsino, 1997 in 1998)	11
Slika 7:	Priporočen makroelement za modeliranje z metodo nadomestnih okvirjev (Chen in sod., 2008)	12
Slika 8:	a) Odziv sila-pomik prestrižne vzmeti in b) odziv sila-pomik diagonalne natezne vzmeti (Chen in sod., 2008)	13
Slika 9:	Stena modelirana kot ekvivalentni okvir (S.T.A. DATA)	14
Slika 10:	Primer linijskega elementa z momentnim in strižnim členkom	14
Slika 11:	Konstrukcijska modela zidane stene: v zgornjem modelu so zidane preklade oziroma parapeti zanemarjeni, v spodnjem pa so upoštevni (Červenka in sod., 2012).....	15
Slika 12:	Konstruiranje ovojnice odpornosti etaže (Tomažević, 2009).....	18
Slika 13:	Preverjanje potresne odpornosti na podlagi izračunane krivulje odpornosti zidane stavbe (Tomažević, 2009)	20
Slika 14:	Tloris modelov in porazdelitve navpičnih vezi (ZAG, 2010)	24
Slika 15:	Tipična prereza modela M3 in način polaganja zidakov (ZAG, 2010).....	25
Slika 16:	Dodatna masa, pritrjena na strešno ploščo modela M2 (ZAG, 2010)	26
Slika 17:	a) Upogibni porušni mehanizem in b) histerezne zanke, pri modelnem zidu brez navpičnih vezi (ZAG, 2010)	30
Slika 18:	a) Strižni porušni mehanizem in b) histerezne zanke, pri modelnem zidu z navpičnimi vezmi (ZAG, 2010)	30
Slika 19:	Postavitev modela M3 na potresni mizi in način pritrditve merilnih inštrumentov (ZAG, 2010)	33
Slika 20:	Oznake merilnikov pospeškov in pomikov (ZAG, 2010)	33

Slika 21:	Časovni potek komponente pospeškov in pomikov v smeri sever-jug, izmerjen med potresom 15. aprila 1979 v Črni gori.....	34
Slika 22:	Normalizirani spekter odziva pospeškov modelnega potresa v primerjavi z modeliranim elastičnim spektrom odziva po SIST EN 1998-1:2006	35
Slika 23:	Tipične poškodbe zidov modela M3 po fazi preiskave R250 (ZAG, 2010).....	36
Slika 24:	Stanje navpičnih zidnih vezi po poružitvi modela M1a: a) vez ob vratni odprtini in b) vogalna zidna vez	36
Slika 25:	Razpoke v zidovih modela stavbe M3 po fazi R250	37
Slika 26:	Histerezne zanke odvisnosti prečne sile v pritličju in relativnih etažnih pomikov modela stavbe M3 v fazi R150.....	39
Slika 27:	Krivulje odpornosti v brezdimenzijski obliki za analizirane modele stavb na podlagi rezultatov preizkusov.....	40
Slika 28:	Primerjava akcelograma in izmerjenih pospeškov	41
Slika 29:	Prikaz histereznih zank 1.etaže pri različnih fazah vzbujanja	43
Slika 30:	Histerezna zanke faze vzbujanja.....	44
Slika 31:	Tloris etaže z oštevilčenimi stenami.....	46
Slika 32:	Prikaz lokalnih osi zidu	46
Slika 33:	Deformacije stavbe in obremenitev elementov ter poškodbe (Tomažević, 2009)	47
Slika 34:	Diagram etažnega mehanizma.....	50
Slika 35:	Upoštevane materialne lastnosti zidovja v AmQuake-u.....	52
Slika 36:	Stena z odprtino modelirana v programu AmQuake	53
Slika 37:	3D model v programu AmQuake	53
Slika 38:	Mreža končnih elementov v programu AmQuake (levo model armiranega zidovja, desno model povezanega zidovja)	54
Slika 39:	Možnosti pri določanju mreže	54
Slika 40:	Zgoraj: povezano zidovje z AB robnimi stebri in spodaj: armirano zidovje z armaturo na robovih.....	55
Slika 41:	Model robnih armiranobetonskih stebrov z armaturo v središču	55
Slika 42:	Armaturo v navpičnih zidnih vezeh.....	56
Slika 43:	Prikaz rezultatov modela RM+XY v AmQuake-u	56
Slika 45:	Začetne poškodbe v elementih modela RM+XY	57
Slika 45:	Porušitev modela CM v AmQuake-u	58
Slika 46:	Porušitev modela RM v AmQuake-u	58
Slika 47:	Porušitev modela RM+XY v AmQuake-u	59
Slika 48:	Graf potresne odpornosti konstrukcije v programu AmQuake.....	60

Slika 49: Prikaz linijskega elementa, ki ga uporablja Sremb3D	61
Slika 50: Model momentnega členka v programu Sremb3D.....	62
Slika 51: Prikaz tlorisa etaže modela stavbe M3 v programu Sremb3D	62
Slika 52: Prikaz 3D modela v Mathematici.....	64
Slika 53: Deformacije modela v Sremb3D v fazi vzbujanja R200.....	65
Slika 54: Prikaz notranjih sil in zasukov v členku med analizo	65
Slika 55: Končni mehanizem porušitve modela	66
Slika 56: Zasuk masnega težišča	66
Slika 57: Diagram potresne odpornosti konstrukcije v programu Sremb3D.....	67
Slika 58: Absolutne vrednosti odziva konstrukcije med preiskavo na potresni mizi	68
Slika 59: Primerjava rezultatov vseh obravnavanih metod z rezultati preiskave	69

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1:	Materialni in geometrijski podatki zidu	8
Preglednica 2:	Osnovne razlike med prototipi	21
Preglednica 3:	Faktorji meril pri splošni modelni podobnosti	23
Preglednica 4:	Razmerja med povprečno tlačno napetostjo σ_0 in tlačno trdnostjo zidovja f_c v prototipnih stavbah in modelih; * $f_{c,P} = 3,14$ MPa, ** $f_{c,M} = 1,49$ MPa	26
Preglednica 5:	Mehanske lastnosti zidovja iz porobetona (Potresnoodporno projektiranje, 2004; www.xella.si); * interpolirane vrednosti	27
Preglednica 6:	Mehanske lastnosti modelnih materialov in primerjava s prototipnimi vrednostmi za porobeton trdnostnega razreda 4	28
Preglednica 7:	Porušni mehanizmi, izmerjena in računsko določena odpornost modelnih zidov	31
Preglednica 8:	Razlike med fizikalnimi količinami prototipa in modela M3	32
Preglednica 9:	Spreminjanje osnovne frekvence lastnega nihanja modelov z naraščanjem intenzitete potresne obtežbe	38
Preglednica 10:	Maksimalna prečna sila v pritličju in koeficienti prečne sile v pritličju	39
Preglednica 11:	Podatki o zidovju	45
Preglednica 12:	Podatki o obtežbi	45
Preglednica 13:	Izračun odpornosti sten in pomikov	49
Preglednica 14:	Obtežba v programu SreMb3D	63

1 UVOD

Potresi so resen problem v Sloveniji, saj ležimo na potresno aktivnem območju. Številni šibki in močnejši potresi nastajajo zaradi zapletene geološke in tektonske sestave našega ozemlja. Samo v 20. stoletju je nastalo pri nas 29 potresov, katerih največja intenziteta je presegla VI. stopnjo po EMS, kar pomeni, da so povzročali večjo ali manjšo gmotno škodo (Vidrih, 2008). Večina od prizadetih konstrukcij so bile zidane stavbe. Le-te predstavljajo velik delež obstoječih konstrukcij pri nas in po svetu. Izkušnje kažejo, da se lahko med potresom porušijo ali ne. Lahko utrpijo večje ali manjše poškodbe. To pomeni, da so lahko tudi zidane stavbe grajene potresno odporno oziroma potresno varno. Da bi to dosegli pa potrebujemo uveljavljene postopke računanja potresne odpornosti ter kvalitetno zasnovo in gradnjo stavb.

Razvoj gradbeništva se je v preteklih desetletjih osredotočil predvsem na konstruiranje konstrukcij iz armiranega betona, jekla in sovprežnih konstrukcij. Potresna odpornost takih konstrukcij je bila temeljito raziskana. V veljavi so predpisi, ki temeljijo na zelo poglobljenih teorijah obnašanja materialov in odzivov konstrukcij. Zidane konstrukcije so bile v tem procesu nekoliko zapostavljene. Glavni nosilni element zidanih stavb je zidovje, ki je kompozit zidakov, malte, armaturnih palic in polnilnega betona. Zidovje ni izotropen material kot jeklo in beton, zato je težje določiti enačbe, ki opišejo mehanizme porušitve, oziroma so le-te bolj kompleksne.

Za preverjanje potresne odpornosti zidanih konstrukcij poznamo več metod. Trenutni predpisi in standardi temeljijo na primerjavi potresnih sil in odpornosti objekta. Evrokod standardi predpisujejo geometrijske omejitve zidanih elementov in upoštevajo linearno analizo za izračun potresne odpornosti.

Potresno odpornost zidanih konstrukcij lahko računamo s poenostavljenimi postopki ali pa z zahtevnimi računskimi modeli. Med zadnje spada mikromodeliranje zidovja, kjer ločeno modeliramo zidake, malto in povezave med njimi. Ker je mikromodeliranje računsko in teoretično zelo zahtevno ter se težko aplicira na celotno konstrukcijo, večina komercialnih računalniških programov za oceno potresne odpornosti zidanih stavb temelji na metodi nadomestnih okvirjev, pri kateri se zidovje razdeli na toga in podajna območja ter na členke, v katerih so potencialna mesta poškodb. Metoda etažnega mehanizma ja najbolj enostavna izmed obravnavanih nelinearnih metod. Ta predpostavi, da pride do porušitve v kritični etaži. Osnovana je na nelinearni statični analizi, kjer konstrukciji namesto vodoravnih sil vsiljujemo pomike in izračunamo sile, s katerimi se posamezni zidovi upirajo pomikom.

Primerjava različnih metod je narejena na modelu stanovanjske hiše iz Ytong porobetonskih zidakov. Na Zavodu za gradbeništvo Slovenije so leta 2009 izvedli preiskavo te konstrukcije na potresni mizi. Rezultati preiskave so predstavljeni v poročilu P 0891/08-650-2, avtorjev Mihe Tomaževića in Matije Gamsa (Tomažević, Gams, 2010). Te rezultate v diplomu obdelamo in jih primerjamo z rezultati, dobljenimi pri analizi konstrukcije z različnimi metodami računa potresne odpornosti. Preverimo, ali so rezultati analiz z različnimi računskimi metodami primerljivi z rezultati potresne preiskave, oziroma koliko se rezultati analiz z računalniški programi približajo realnemu odzivu konstrukcije in kako različne rezultate dajejo različne računske metode. Rezultate potresne analize z računalniškimi programi primerjamo tudi z enostavno metodo etažnega mehanizma, kjer nas zanima, ali matematično bolj zahtevni modeli dajejo res bolj realne rezultate.

V diplomu nalogi izračunamo potresno odpornost zidane konstrukcije z nelinearno statično analizo in sicer na tri načine: z metodo etažnega mehanizma in s pomočjo programov AmQuake in Sremb3D, ki temeljita na metodi nadomestnih okvirov. Metoda etažnega mehanizma na osnovi togosti sešteje odpornosti zidov in kot rezultat dobimo etažno histerezno ovojnico. Programa AmQuake in Sremb3D nam za rezultat ponudita histerezno ovojnico in grafičen prikaz odziva konstrukcije.

Cilj diplomske naloge je oceniti, katera izmed uporabljenih metod računa potresne odpornosti zidanih stavb je najprimernejša. Metode primerjamo glede na uporabnost, število računskih parametrov, natančnost, hitrost in zahtevnost. Natančneje se poglobimo v teoretična ozadja uporabljenih metod, v upoštevane predpostavke in poenostavitve.

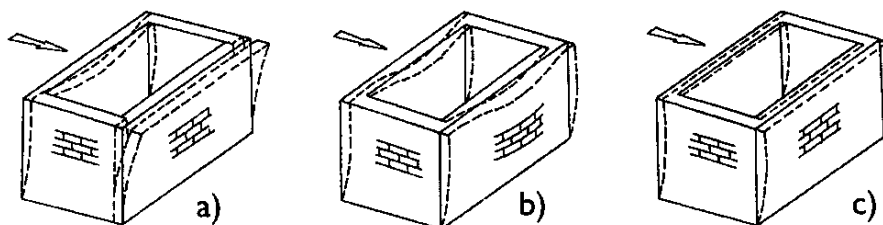
2 ZIDANE KONSTRUKCIJE

V tem poglavju je podrobneje predstavimo teoretična ozadja obnašanja zidanih konstrukcij, ki jih potrebujemo pri razumevanju modelnih preiskav in analizi njenih rezultatov.

2.1 Obnašanje zidanih konstrukcij med potresi

Na potresno odpornost zidanih konstrukcij ključno vpliva zasnova konstrukcije in kakovost materialov ter gradnje. Izkušnje kažejo, da manjše zidane stavbe z enostavnimi in pravilnimi tlorisi lahko preživijo potres z dokaj majhnimi poškodbami, tudi če niso bile posebej projektirane na vplive potresne obtežbe. To še posebej velja za stavbe, ki imajo potresne vezi. Po drugi strani pa lahko pride do nevarnih poškodb tudi pri manjših zidanih objektih, ki nimajo protipotresnih vezi, ali pa če je kakovost gradnje slaba. Tipičen primer so kamnite zidane stavbe, pri katerih so zidovi sestavljeni iz zunanjega in notranjega dela zidu, ki med seboj nista povezana.

Odziv zidanih stavb med potresom je odvisen tudi od vrste stropne konstrukcije. Stavbe, ki nimajo vgrajenih zidnih vezi oziroma pri katerih zidovi niso medsebojno povezani s togo armiranobetonsko ploščo, pri prevzemu potresne obtežbe ne delujejo kot celota, zato pri takšnih stavbah tudi prej nastopijo večje poškodbe.



Slika 1: Mehanizem nihanja zidov med potresom: a) nepovezani zidovi, b) lesen strop, zidovi povezani z vezmi, c) toga armiranobetonska plošča (Tomažević, 2009, str. 33)

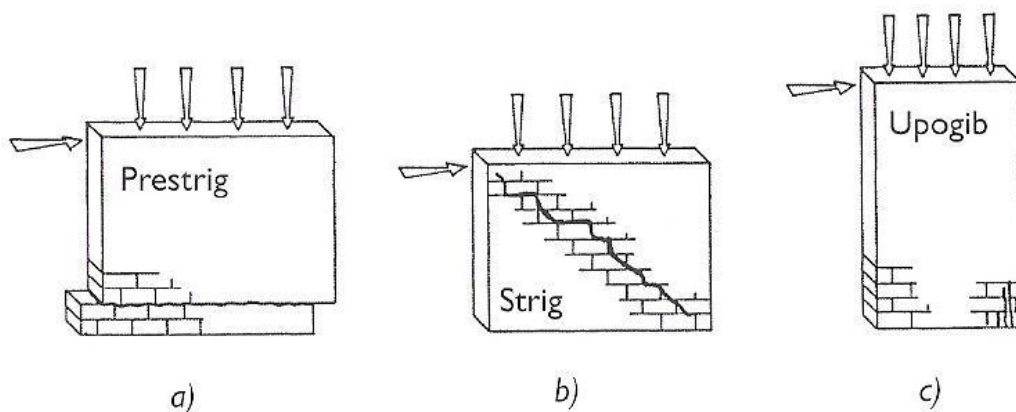
Pri načrtovanju potresno varnih konstrukcij moramo upoštevati, da je stavba sposobna prevzeti potresne sile v vseh smereh. Nesimetrična razporeditev nosilnih elementov po tlorisu stavbe pomeni odmik masnega težišča od centra togosti, kar privede do torzijskega nihanja konstrukcije med potresom in preobremenitve le nekaterih nosilnih elementov. Neustrezno obnašanje med potresom je značilno tudi za stavbe, pri katerih se togost po višini izrazito spreminja. Močno potresno ogrožene so tudi stavbe s t.i. mehkim pritličjem. Pri takšnih stavbah je običajno višina pritlične etaže večja od ostalih etaž, poleg tega se v pritličju nahaja večje število odprtín v obodnih stenah zaradi npr. izložbenih oken. Na odziv konstrukcije pa pomembno vplivajo tudi temeljna tla in način temeljenja.

2.1.1 Tipi porušitve

Mehanizem porušitve zidu je odvisen od geometrije zidu (razmerje med višino in dolžino zidu), mehanskih lastnosti materialov zidovja, pogojev vpetosti robov, razmerja med navpično in vodoravno obtežbo in smeri delovanja vodoravne obtežbe.

Pri delovanju potresne obtežbe v ravnini zidu ločimo tri tipične mehanizme porušitve:

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



Slika 2: Tipični mehanizmi porušitve zidu pri potresni obtežbi v ravnini zidu
(Tomažević, 2009, str. 128)

Do prestrižne porušitve pri zidanih konstrukcijah pride v primeru majhnih navpičnih obremenitev in slabe kakovosti malte. Takemu porušnemu mehanizmu pravimo tudi prestrižni mehanizem. V konstrukcijah se pojavi redko. V primeru, da težke betonske stropne plošče niso ustrezno povezane z zidovjem, se lahko pojavijo podobne poškodbe z vodoravnimi razpokami, ko vzdolž naležne rege zdrsne celotna etaža.

Strižni mehanizem z diagonalnimi razpokami se pojavi, ko je v smeri glavnih napetosti presežena natezna trdnost zidovja. Poševne razpoke lahko potekajo po naležnih in navpičnih regah, po zidakih oziroma deloma po zidakih in deloma po regah (slika 2-b). Slednji mehanizem je pri zidanih stavbah najpogostejši.

V primeru, da je natezna trdnost zidovja dovolj velika in geometrija zidu primerna, pride pri delovanju vodoravne obtežbe v ravnini zidu do drobljenja zidakov na tlačnem robu zidu brez diagonalnih razpok. Taka porušitev se imenuje upogibna porušitev zidu in se pri nearmiranem zidovju pojavi le

redko. Značilna je za visoke in kratke zidove. Upogibni porušni mehanizem pa je tipičen za zidove, ki so obremenjeni izven svoje ravnine.

2.2 Strižna in upogibna odpornost nearmiranega zidovja

2.2.1 Strižna odpornost, ki temelji na modelu prestriga

Trenutno veljavni standard za zidane konstrukcije SIST EN 1996-1-1:2006 določa strižno odpornost zidov le na podlagi prestrižnega mehanizma (zdrsa). Pri tem mehanizmu moramo preveriti, ali je projektna vrednost strižne obremenitve V_{Ed} manjša ali enaka projektni vrednosti strižne odpornosti V_{Rd1} (Evrokod 6-1, enačba 6.33). Strižno odpornost izračunamo po enačbi (Evrokod 6-1, enačba 6.34):

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot l, \quad (2.1)$$

kjer je f_{vd} projektna strižna trdnost zidovja, t debelina zidu, l pa dolžina zidu.

Projektno strižno trdnost zidovja izračunamo z deljenjem njene karakteristične vrednosti z delnim faktorjem za materiale in sicer:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}. \quad (2.2)$$

Karakteristično strižno trdnost zidovja f_{vk} določimo v skladu s standardom SIST EN 1996-1-1:2006, člen 3.6.2. V primeru, da so tako naležne kot navpične rege v celoti zapolnjene z malto, velja:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq f_{vlt} = 0,065 \cdot f_b, \quad (2.3)$$

kjer je f_{vk0} karakteristična začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti, σ_d je povprečna navpična napetost v tlačnem delu zidu, ki zagotavlja strižno trdnost, f_{vlt} je mejna vrednost f_{vk} , f_b pa je normalizirana tlačna trdnost zidakov za smer delovanja obtežbe na preskušane, pravokotno na naležno ploskev.

Strižno odpornost zidu izračunamo ob predpostavki linearne porazdelitve tlačnih napetosti po prerezu.

Laboratorijske preiskave in analize poškodb po potresih kažejo, da se v praksi prestrižni mehanizem skoraj nikoli ne pojavi in da je odpornost zidu izračunana po enačbah (2.1) do (2.3) precenjena in rezultati na nevarni strani (Tomažević, 2008).

2.2.2 Strig s poševnimi razpokami

Osnovna predpostavka strižnega mehanizma s poševnimi oz. diagonalnimi razpokami je, da je material homogen in da do porušitve pride, ko glavna natezna napetost v zidovju prekorači njegovo natezno trdnost. Vpliv geometrije zidu upoštevamo z dodatnim parametrom b , ki je definiran kot razmerje med največjo in povprečno strižno napetostjo v prerezu (Turnšek in Sheppard, 1980). Odpornost nearmiranega zidu $R_{s,w}$ pri strižni porušitvi se izračunamo s pomočjo enačbe:

$$R_{s,w} = A_w \cdot \frac{f_t}{b} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1}. \quad (2.4)$$

Pri tem je A_w površina vodoravnega prereza zidu, σ_0 je povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu, f_t pa natezna trdnost zidovja. Pri praktični analizi konstrukcij pogosto ovojnicno odpornosti idealiziramo z bilinearno krivuljo (glej tudi poglavje 3.3.1). Na podlagi analize odziva večjega števila zidov, je Tomaževič ugotovil korelacijo med idealizirano in dejansko odpornostjo po enačbi (2.4) in predlagal, da idealizirano odpornost dobimo tako, da vrednost iz enačbe (2.4) pomnožimo s faktorjem 0,9. Če rabimo projektne vrednosti odpornosti, karakteristično vrednost natezne trdnosti f_{tk} zmanjšamo z delnim faktorjem varnosti γ_M za zidovje, tako da se projektna strižna trdnost zidovja izračuna z enačbo (Tomaževič, 2009):

$$R_{ds,w} = 0,9 \cdot A_w \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_M \cdot b} \sqrt{\frac{\gamma_M \cdot \sigma_d}{f_{tk}} + 1} \quad (2.5)$$

2.2.3 Upogibna odpornost

Tomaževič (2009) upogibno odpornost nearmiranega zidovja $M_{du,w}$ definira z enačbo:

$$M_{du,w} = \left(\frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2}{2} \right) \left(1 - \frac{\gamma_M \cdot \sigma_d}{0,85 \cdot f_k} \right), \quad (2.6)$$

kjer je f_k karakteristična tlačna trdnost, l dolžina in t debelina zidovja. Če poznamo mejni upogibni moment, lahko v odvisnosti od robnih pogojev določimo vodoravno silo, ki jo zid prevzame in sicer:

$$R_{df,w} = \frac{M_{du,w}}{\alpha \cdot h}. \quad (2.7)$$

V enačbi (2.7) koeficient α določa položaj ničelne momentne točke po višini zidu. Velja:

$$\alpha = \begin{cases} 0,5 & \text{za polno vpet zid,} \\ 1,0 & \text{za konzolni zid} \end{cases} \quad (2.8)$$

2.2.4 Upogibna odpornost povezanega zidu

Pri računu upogibne odpornosti povezanega zidu upoštevamo tudi prispevek navpičnih povezovalnih elementov. Za zid, ki je armiran s simetrično navpično armaturo v vezeh ob navpičnih robovih zidu, upogibno odpornost izračunamo z naslednjim izrazom:

$$M_{u,cw} = \left(\frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2}{2} \right) \left(1 + \frac{d}{l} (n - 1) - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f} \right) + A_{rv,c} \cdot f_y (l - d), \quad (2.9)$$

kjer je $A_{rv,c}$ površina prereza navpične simetrične armature v navpičnih vezeh, f_y meja elastičnosti jekla armature, d dimenzija navpične zidne vezi in l dolžina zidu. Razmerje med tlačno trdnostjo betona in tlačno trdnostjo zidovja izračunamo s pomočjo enačbe:

$$n = \frac{f_c}{f}, \quad (2.10)$$

kjer je f tlačna trdnost zidovja in f_c tlačna trdnost betona.

Vodoravno silo, ki jo prevzame povezan zid, določimo s pomočjo enačbe (2.7):

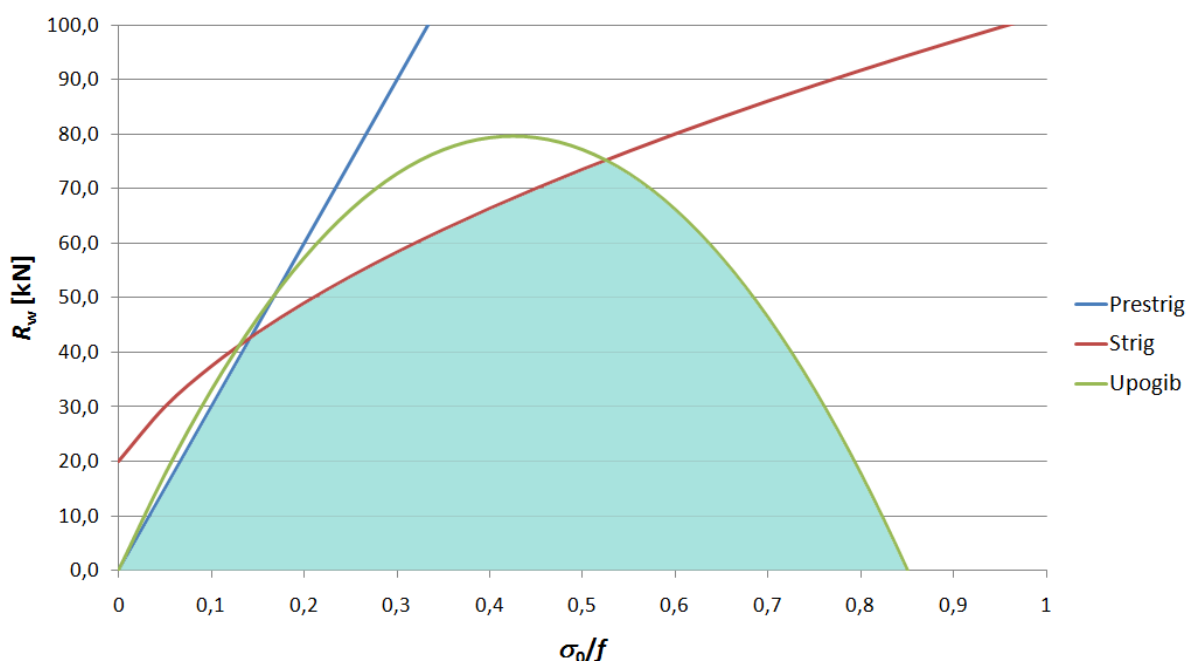
$$R_{f,cw} = \frac{M_{u,cw}}{\alpha \cdot h}. \quad (2.11)$$

2.3 Interakcijski diagram zidu

Prevladujoči porušni mehanizem je v največji meri odvisen od nivoja tlačnih napetosti v zidu. To odvisnost lahko nazorno prikažemo na t.i. interakcijskem diagramu zidu na sliki 3.

Preglednica 1: Materialni in geometrijski podatki zidu

f	3000 kN/m ²
f_t	120 kN/m ²
t	0,25 m
h	1 m
l	1 m
b	1,5



Slika 3: Interakcijski diagram zidu z materialnimi in geometrijskimi podatki iz preglednice 1

Na interakcijskem diagramu na sliki 3 je prikazana horizontalna nosilnost zidu R_f v odvisnosti od stopnje tlačne obremenitve σ_0 / f glede na porušni mehanizem. Pri najnižji stopnji tlačne obremenitve pride v strižno preobremenjenemu zidu do prestriga, pri zmernih oz. običajnih stopnjah do diagonalne strižne porušitve, v primeru zelo visokih tlačnih obremenitev pa do upogibne porušitve. Nosilnost zidu je največja pri vertikalni obremenitvi, ki znaša približno 55 % tlačne trdnosti. Pri višjem nivoju tlačnih napetosti je merodajen upogibni porušni mehanizem. Pri tlačni napetosti v velikosti 85 % tlačne trdnosti zid ne prenese več strižne obremenitve (glej enačbo (2.6)).

3 MODELIRANJE IN NELINEARNA POTRESNA ANALIZA ZIDANIH KONSTRUKCIJ

Zidovje je neelastičen, nehomogen in anizotropen kompozitni material in kot tak izjemno zahteven za modeliranje. Pogosto računski modeli za zidane konstrukcije izhajajo iz modelov, ki so bili razviti za napoved obnašanja armiranobetonskih konstrukcij. Pri tradicionalnem nearmiranemu zidovju iz opeke ali votlakov, pa terjajo ti modeli temeljito prilagoditev specifičnim lastnostim zidovja.

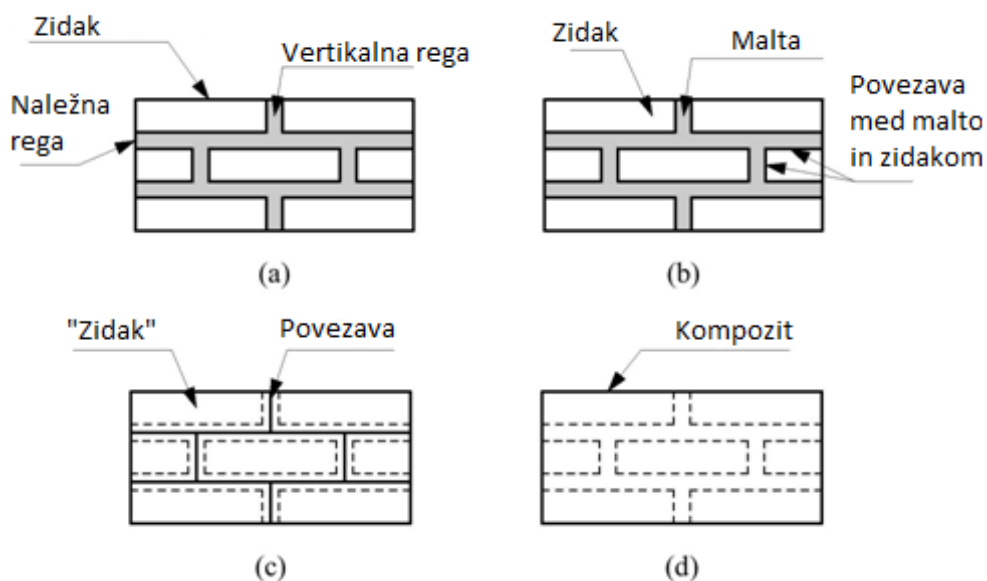
Z metodo končnih elementov, kjer zidake in rege iz malte modeliramo kot elemente z medsebojno povezavo, lahko dokaj zanesljivo predvidimo krivuljo odpornosti, če imamo na voljo mehanske lastnosti posameznih materialov. Toda analize z uporabo takih modelov so računsko preveč zahtevne, da bi jih uporabili pri preverjanju potresne odpornosti celotnih konstrukcij. Za praktično uporabo zato uporabljamo enostavnejše računske postopke in enačbe, ki temeljijo na poznanih zakonih teorije elastičnosti in na eksperimentalno dobljenih ugotovitvah, hkrati pa zadovoljivo odražajo posebnosti obnašanja zidov pri potresni obtežbi (Tomažević, 2009).

V tem poglavju predstavimo poenostavljene računske metode nelinearne potresne statične analize, na katerih temeljijo tudi različni računalniški programi, ki so prisotni na trgu. Predstavimo metodo etažnega mehanizma ter metodo nadomestnih okvirjev, ki jo uporabljata programa AmQuake in Sremb3D.

3.1 Natančno modeliranje zidovja

Zidovje lahko modeliramo po t.i. postopku mikromodeliranja, pri katerem v modelu ločeno upoštevamo zidak, malto in povezavo med njima dvema. Prednosti take analize so natančnejši rezultati, še posebej sil in pomikov zidovja po preseženi maksimalni odpornosti. To nam omogoča poglobljen vpogled v odzivne mehanizme in porazdelitev napetosti po razpokanju zidovja. Takšni modeli so najboljši numerični približki eksperimentalim preiskavam zidovja.

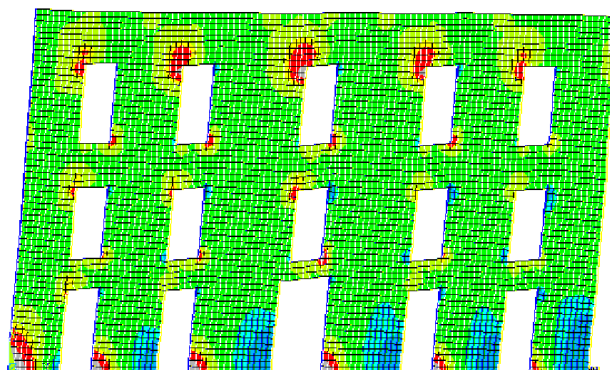
Slabe lastnosti takšne analize so zahtevnost računanja in posledično dolgi računski časi, kar preprečuje uporabo takšnih modelov na nivoju celotne konstrukcije, zahtevno teoretično ozadje in količina dodatnih testov na materialih, za določitev potrebnih parametrov modela. Taka analiza je zelo odvisna tudi od gostote mreže končnih elementov. Na sliki 4 prikazujemo različne načine modeliranja zidovja: od najbolj natančnega modela, ki upošteva zidak, malto in povezavo med njima, do modela, ki opiše zidovje kot kompozit vseh sestavnih elementov.



Slika 4: Različni načini modeliranja zidovja: (a) vzorec zidovja; (b) detajlno mikro modeliranje; (c) poenostavljeno mikro modeliranje; (d) makro modeliranje (Brandão Barbosa Lourenço, 1996)

En izmed pristopov mikromodeliranja je, da predpostavimo elastično obnašanje zidakov, vse možne porušitve pa so osredotočene v malto ali na stiku malte in zidaka. Malto in stike med malto in zidakom pogosto upoštevamo združeno oziroma z enotnim matematičnim modelom. Modeliramo ga s končnimi elementi, ki jih imenujemo stični ali povezovalni (*angl. interface*) končni elementi. V teh elementih, ki se nahajajo med zidaki, so zajete vse materialne nelinearnosti. Za modeliranje natezne porušitve zidakov se v nekaterih primerih doda vertikalna razpoka, ki se modelira z uporabo stičnih elementov.

Alternativno lahko zid obravnavamo tudi kot homogen material, a s prilagojenimi (plastičnimi) materialnimi zakoni in možnostjo razvoja razpok. Primer rezultatov takšne analize prikazujemo na sliki 5.



Slika 5: Model sestavljen iz stenastih končnih elementov (S.T.A. DATA)

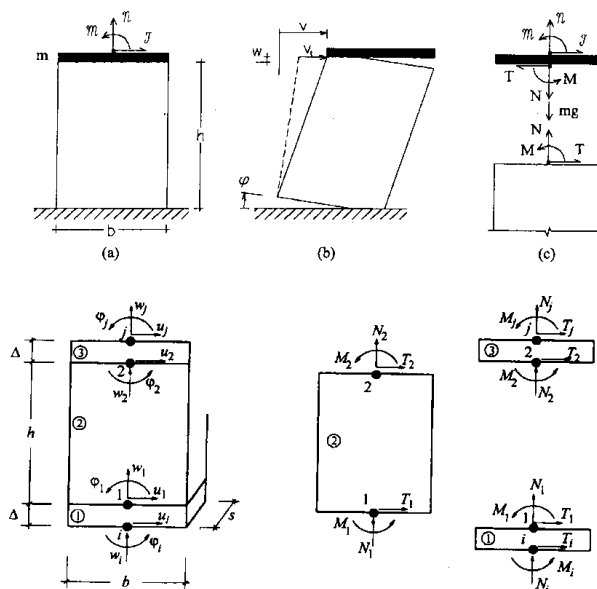
3.2 Modeliranje z metodo nadomestnih okvirjev

Ker je mikromodeliranje računsko in teoretično zelo zahtevno ter se težko aplicira na celotno nosilno konstrukcijo stavbe, večina komercialnih računalniških programov za račun potresne odpornosti zidanih stavb temelji na metodi nadomestnih okvirjev, kjer se zidovje razdeli na toga in podajna območja, ter na členke, v katerih so potencialna mesta poškodb.

3.2.1 Metoda nadomestnih okvirjev z makro elementi

Z metodo nadomestnih okvirjev (*angl. equivalent frame method*) opišemo konstrukcijo kot skupek vertikalnih in horizontalnih elementov. Ti elementi so slopi (*angl. piers*) in prekladni ali parapetni elementi (*angl. spandrels*). S togimi odseki (*angl. rigid offsets*) nosilne elemente med seboj povežemo. Pri vsakem od teh elementov upoštevamo ustrezne konstitutivne zakone. Ta pristop vpelje veliko poenostavitev, vendar se pri zahtevnejših konstrukcijah izkaže za učinkovitega in praktičnega.

Zidane stene modeliramo z nadomestnimi nelinearnimi makro elementi (*angl. frame method with macroelements*): slope, preklade, parapete in toge elemente modeliramo z linijskimi nosilci z dvema vozliščema in s tremi prostostnimi stopnjami (u_x, u_z, φ_y). Na sliki 6 je prikazan model takšnega makroelementa.

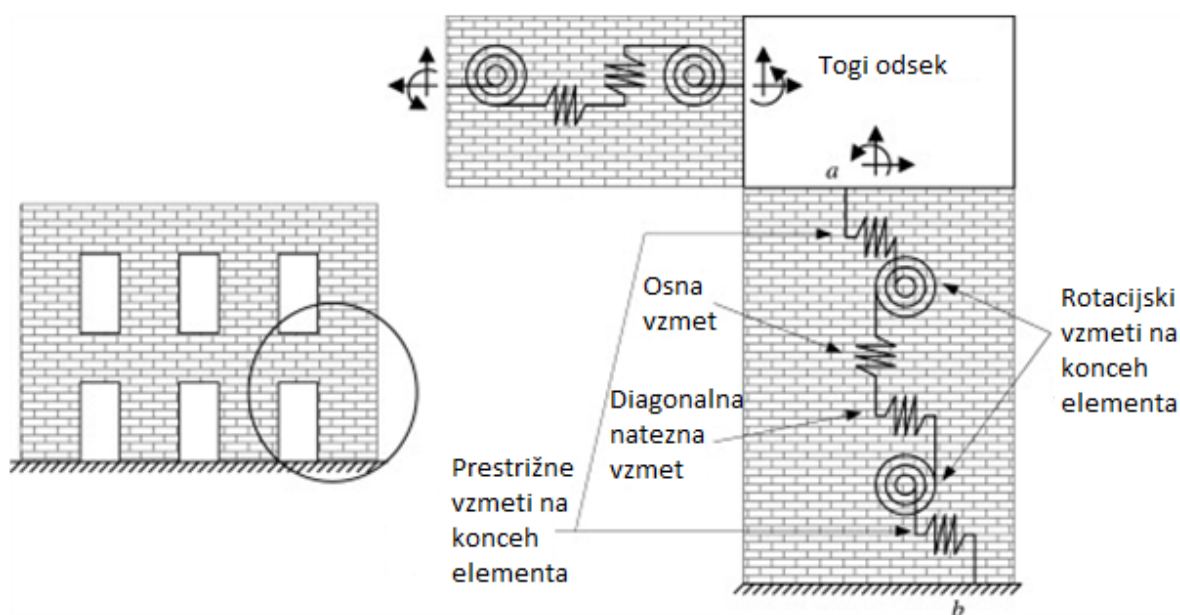


Slika 6: Model makroelementa predlagan s strani raziskovalcev iz Univerze v Genovi (Brencich in Lagomarsino, 1997 in 1998)

Nadomestni okvir tvorijo tudi elementi, povezani preko togih odsekov, ki omogočajo prenos statičnih in kinematičnih količin. Mesta porušitev na ta način omejimo le na podajne makro elemente, sočasno pa zmanjšamo število prostostnih stopenj in poenostavimo računski model.

Vsak makro element je na koncih preko vozlišč povezan z drugimi. Znotraj elementa so vgrajeni mehanizmi, v obliki zaporednih osnih, strižnih in rotacijskih vezi. Ta način je bil najprej razvit za analizo armiranobetonskih zidov, kasneje pa sta bili dodani še dve strižni vzmeti na vrhu in na dnu slopov, s katerima lahko upoštevamo zdrs zidovja.

Na sliki 7 je predstavljen makro element, kot ga priporoča S.-Y. Chen (Chen in sod., 2008). Prekladni elementi vsebujejo osno vzmet, natezno diagonalno vzmet, s katero modeliramo strižno porušitev z diagonalnimi razpokami, in upogibni vzmeti na koncih makro elementa, s katerimi modeliramo upogibne porušitve. Vertikalni slopi pa imajo vključene še dve prestrižni vzmeti, s katerima modeliramo porušitev zidu z zdrsom.



Slika 7: Priporočen makroelement za modeliranje z metodo nadomestnih okvirjev (Chen in sod., 2008)

Do zdrsa običajno pride na dnu ali na vrhu zidu, ko je noga zidu že razpokana zaradi upogibne obremenitve in je zaradi tega prerez, ki nudi strižno odpornost ustrezno reducirana. Z enačbama (3.1) in (3.2) opišemo dano interakcijo med strigom in upogibom z uporabo Mohr-Coulombove enačbe in sicer:

$$V_{bsj1} = \tau_0 A_e + \mu P, \quad (3.1)$$

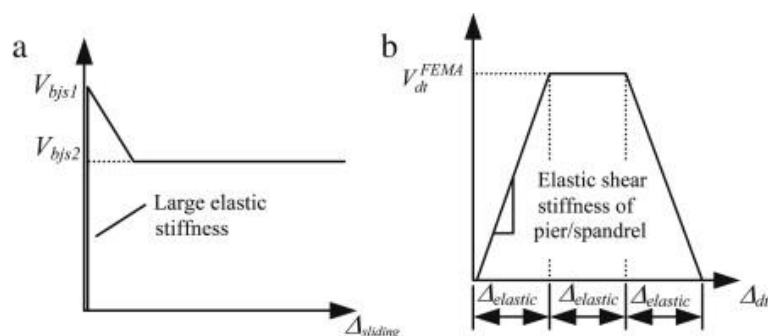
$$V_{bsj1} = \mu P. \quad (3.2)$$

Pri tem je P vertikalna sila, τ_0 začetna strižna trdnost, A_e nerazpokan del prereza slopa in μ koeficient trenja.

Iz diagrama na sliki 8-a ugotovimo, da ima prestrižna vzmet izjemno visoko elastično trdnost, ker pride do prestriga hipno in niso možne elastične deformacije. Nelinearno strižno vzmet v središču slopa ali prečke opišemo z naslednjo enačbo:

$$V_{dt}^{FEMA} = f_{dt} A_n \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \sqrt{1 + \frac{P}{A_n f_{dt}}}, \quad (3.3)$$

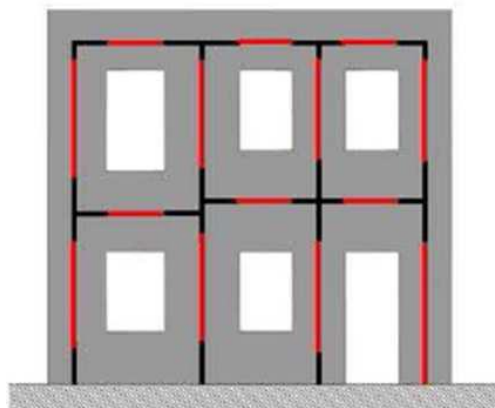
kjer je f_{dt} diagonalna natezna trdnost zidovja, A_n neto prerez in L dolžina/višina elementa. V enačbo (3.3) je vstavljen tudi korelacijski faktor (L/h_{eff}) .



Slika 8: a) Odziv sila-pomik prestrižne vzmeti in b) odziv sila-pomik diagonalne natezne vzmeti (Chen in sod., 2008)

3.2.2 Metoda nadomestnih okvirjev z linijskimi elementi

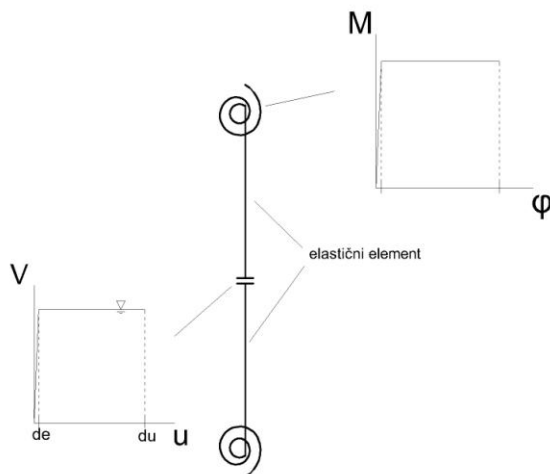
S tem matematičnim modelom lahko modeliramo polne zidove, elemente okvirne konstrukcije (stebre in nosilce), sestavljene zidove in povezano zidovje. Modeliramo lahko tudi različne odprtine. Pri modeliranju mora vertikalna os potekati skozi vse slope, horizontalna os pa skozi vse prekladne elemente po dolžini konstrukcije. Takšen tip računskega modela konstrukcije je predstavljen na sliki 9.



Slika 9: Stena modelirana kot ekvivalentni okvir (S.T.A. DATA)

Nosilno konstrukcijo stavbe predstavljajo vertikalni zidovi z odprtinami. Ti so sestavljeni iz slopov z ali brez togih odsekov in iz prekladnih elementov. Ločimo zunanje in notranje zidove. Dolžina prekladnih elementov je enaka razdalji med ničelnima momentnima točkama. Dolžina se lahko tekom računa spreminja in sicer v odvisnosti od upogibnih momentov na koncih.

Mehansko nelinearnost okvirja modeliramo z uporabo upogibnih vzmeti na koncih slopov ali preklad in strižnih vzmeti na sredini elementov, kot prikazujemo na sliki 10. Elementi med vezmi so elastični in jih razdelimo na enakomerne odseke po dolžini. Materialno obnašanje odsekov opazujemo v sredini, upogibne momente pa ocenimo na koncih odseka.

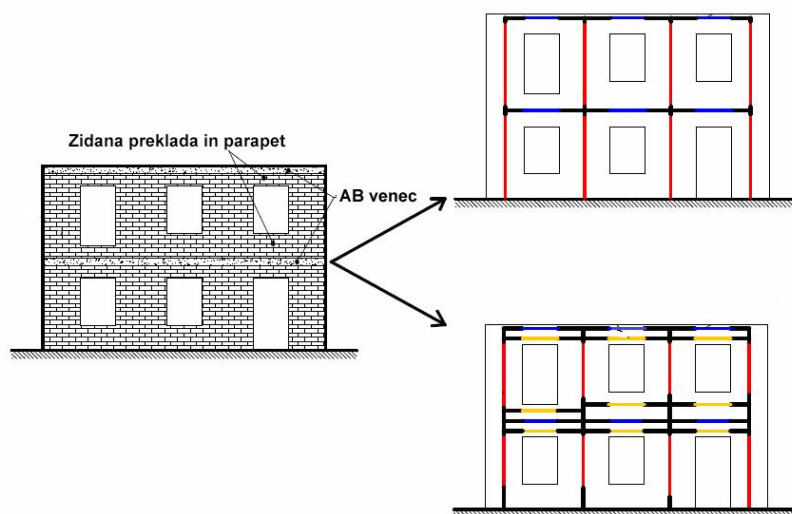


Slika 10: Primer linijskega elementa z momentnim in strižnim členkom

Glavna ideja tega pristopa je, da modeliramo vse konstrukcijske elemente kot eno dimenzionalne nosilce. Uporabimo jih za modeliranje vertikalnih in horizontalnih nosilnih elementov, kot so nosilne stene, horizontalne vezi oz. venci in preklade nad vrati ali okni. Dodatno predpostavimo, da so vse

stropne plošče neskončno toge v svoji ravnini, medtem ko je njihova togost pravokotno na ravnino zanemarljiva. V analizi ločeno upoštevamo interakcijo med osno silo in upogibnim momentom ($N-M$) ter interakcijo med osno in strižno silo ($N-V$) ter razpokanost prerezov. Osno silo v slopih izračunamo na podlagi začetnih vrednosti, katerim prištejemo vertikalne strižne sile na stikih s prekladnimi elementi.

Na sliki 11 prikazujemo dve različici modela konstrukcije, ki ju uporablja program AmQuake. Zgornji model je poenostavljen, ker zanemari modeliranje prekladnih in parapetnih slopov.



Slika 11: Konstrukcijska modela zidane stene: v zgornjem modelu so zidane preklade oziroma parapeti zanemarjeni, v spodnjem pa so upoštevni (Červenka in sod., 2012)

3.3 Etažni mehanizem – SREMB

SREMB (*angl. Seismic RESistance of Mansonry Buildings*) je metoda za račun odpornosti enostavnih zidanih konstrukcij. Izhaja iz računske metode POR, ki jo je razvil Tomaževič leta 1977 in je bila v Italiji vpeljana v predpise. Temelji na predpostavki, da pride do porušitve v kritični etaži. Metoda SREMB temelji na nelinearni statični analizi, kjer konstrukciji namesto vodoravnih sil vsiljujemo pomike in pri tem izračunamo sile, s katerimi se posamezni zidovi upirajo pomikom v odvisnosti od njihovih togosti, nosilnosti in duktilnosti.

Osnovne predpostavke metode SREMB metode so:

- stropne konstrukcije obravnavamo kot toge diafragme, tako da se obtežba porazdeli po zidovih v razmerju togosti;
- zidovi so povezani z zidnimi vezmi oziroma so na zgornjem in spodnjem robu vpeti v stropno konstrukcijo;
- prispevek posameznega zidu k potresni odpornosti je odvisen od njegove togosti in nosilnosti;
- upoštevamo, da zid prevzame vertikalno obtežbo zaradi težnostnih sil, kljub porušitvi zaradi vodoravne obtežbe;
- v analizi upoštevamo tudi prispevek zidov pravokotno na smer delovanja potresa. Izračun njihovih nosilnosti in togosti je enak kot pri računu zidov pri obremenitvi v svoji ravnini.

Osnovni nosilni element zidanih konstrukcij so strižne stene. Ločimo polne ali prebite stene z vratnimi ali okenskimi odprtinami. Potresno odpornost stavbe ocenimo z etažno ovojnico histereznih zank. To je krivulja, ki opisuje razmerje med vsiljenimi pomiki etaže in reakcijskimi silami. Ovojnica oziroma krivulja odpornosti je seštevek histereznih ovojnic zidov v obravnavani etaži.

3.3.1 Idealizirana histerezna ovojnica zidu

Prispevek posameznega zidu k strižni odpornosti etaže ocenimo iz idealizirane bilinearne histerezne ovojnice zidu. Ta je odvisna od togosti, nosilnosti in predpostavljene duktilnosti zidu.

Togost elementa vpliva na razporeditev potresne obtežbe in je odvisna od mehanskih lastnosti materiala, geometrije in robnih vpetostnih pogojev. Izpeljana je iz znanih enačb upogibne in strižne podajnosti elastičnih nosilcev. Če upoštevamo obojestransko vpetost zidu, togost izračunamo s pomočjo naslednje enačbe:

$$K = \frac{G \cdot A}{1,2 \cdot h \cdot \left(1 + 0,83 \cdot \frac{G}{E} \cdot \left(\frac{h}{D} \right)^2 \right)}, \quad (3.4)$$

kjer je G strižni modul elementa, E elastični modul elementa, A prečni prerez elementa, h višina elementa in D dolžina elementa.

Nosilnost zidu je odvisna od mehanizma porušitve, kot smo opisali v 2. poglavju. S pomočjo interakcijskega diagrama zidu (razdelek 2.3) lahko določimo merodajni porušni mehanizem iz tlačne obremenitve zidu. Sicer pa izračunamo vse tri odpornosti (diagonalno strižno $V_{f,s}$, upogibno $V_{f,f}$ in prestrižno XY) in v nadaljnji analizi upoštevamo najmanjšo in sicer:

$$V_M = \min(V_{f,s}, V_{f,f}, XY). \quad (3.5)$$

Zidani elementi so krhki, vendar so sposobni prenašati vertikalne obtežbe tudi po nastanku prvih poškodb. V tem primeru duktilnost smatramo kot sposobnost prenašanja vertikalne obtežbe, kljub velikim deformacijam, ne pa kot sposobnost plastičnega deformiranja. Če poznamo togost, nosilnost in duktilnost, lahko določimo naslednja pomika:

- pomik na meji elastičnosti d_e :

$$d_e = \frac{V_M}{K}, \quad (3.6)$$

- pomik na meji porušitve d_u ob znanem faktorju duktilnosti μ :

$$d_u = d_e \cdot \mu. \quad (3.7)$$

Faktor duktilnosti je definiran kot razmerje med pomikom pri porušitvi in elastičnim pomikom:

$$\mu = \frac{d_u}{d_e}. \quad (3.8)$$

V neelastičnem območju se togost zidov K zmanjšuje v odvisnosti od deformacij z enačbo:

$$K = \frac{V_M}{d}, \quad (3.9)$$

kjer je d trenutni pomik.

3.3.2 Etažna histerezna ovojnica

Etažno histerezno ovojnico konstruiramo po metodi superpozicije z upoštevanjem prispevkov vseh zidov. Odpornost etaže $V_{u,tot}$ je tako seštevek odpornosti posameznih zidov $V_{u,i}$:

$$V_{u,tot} = \sum_i V_{u,i} \quad (3.10)$$

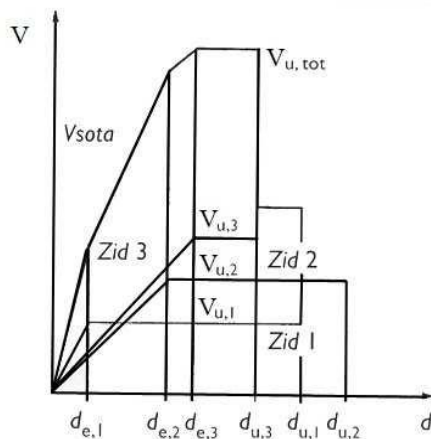
Doprinos posameznega zidu določimo na podlagi idealizirane bilinearne histerezne ovojnice zidu, ki ga opišemo z enačbami:

$$V_i = d_i \cdot K_i, \quad \text{če } d_i < d_{e,i}, \quad (3.11)$$

$$V_i = V_M, \quad \text{če } d_{e,i} \leq d_i \leq d_{u,i}, \quad (3.12)$$

$$V_i = 0, \quad \text{če } d_i > d_{u,i}. \quad (3.13)$$

Na sliki 12 prikazujemo konstruiranje ovojnice odpornosti etaže. Z $d_{e,i}$ označimo pomik i -tega zidu na meji elastičnosti, z $d_{u,i}$ pa pomik na meji porušitve. $V_{u,i}$ je odpornost posameznega zidu, $V_{u,tot}$ pa predstavlja etažno histerezno ovojnico.



Slika 12: Konstruiranje ovojnice odpornosti etaže (Tomažević, 2009)

Ko posamezen zid prekorači mejo elastičnosti, se spremeni togost celotnega konstrukcijskega sistema. Ko zid preseže mejno vrednost pomika d_u , ne nudi več potresne odpornosti, zato ga moramo izločiti iz konstrukcijskega sistema. Obremenitev se s tega zidu prerazporedi na ostale še neporušene zidove in sicer v razmerju togosti.

3.3.3 Idealizirana etažna histerezna ovojnica

Ker je etažna histerezna ovojnica sestavljena po metodi superpozicije, jo moramo idealizirati. To storimo z uporabo bilinearne krivulje.

Začetno efektivno togost etaže K_e določimo iz razmerja med etažno silo V_e in pomikom na meji elastičnosti d_e , to je v točki, ko se naklon etažne histerezne ovojnice občutno spremeni zaradi pojava razpok. Začetna efektivna togost etaže torej je:

$$K_e = \frac{V_e}{d_e}. \quad (3.14)$$

Računsko nosilnost V_u določimo iz energijskega pogoja, ki določa, da morata biti površini pod idealizirano in dejansko krivuljo $V_{u,tot}$ enaki in sicer:

$$V_u = K_e \left(d_u - \sqrt{d_u^2 + \frac{2 * A_{env}}{K_e}} \right). \quad (3.15)$$

V enačbi (3.15) je A_{env} površina pod izračunano krivuljo odpornosti in d_u mejni pomik idealizirane etažne histerezne ovojnice.

Pri tem velja zveza med idealizirano in izračunano največjo vrednostjo:

$$V_u = 0,9 * V_{u,tot} \quad (3.16)$$

V skladu z SIST EN 1998-1:2006 je idealiziran mejni pomik d_u določen s točko, ki ustreza padcu sile za 20 %, t.j. na vrednost $0,8 \cdot V_{u,tot}$.

Pomik na meji elastičnosti izračunamo s pomočjo enačbe:

$$d_e = \frac{V_u}{K_e}. \quad (3.17)$$

Faktor duktilnosti konstrukcije pa izračunamo po enačbi (3.6).

3.4 Ocena potresne odpornosti

Z opisano računsko metodo lahko preverimo zahteve glede nosilnosti in duktilnosti stavbe. Pri tem je duktilnost povezana s sposobnostjo sipanja energije in neelastičnega obnašanja.

Potresna odpornost konstrukcije izrazimo s koeficientom potresne odpornosti SRC_{du} (*angl. design ultimate seismic resistance coefficient*), ki predstavlja razmerje med projektno potresno odpornostjo V_d in teži stavbe nad kritično etažo W :

$$SRC_{du} = \frac{V_d}{W}. \quad (3.18)$$

Koeficient SRC_{du} primerjamo s projektnim mejnim strižnim koeficientom BSC_{du} (*angl. design base shear coefficient*), ki ga določimo s pomočjo naslednje enačbe:

$$BSC_d = \frac{F_{d,b}}{W} = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0}{q}. \quad (3.19)$$

Pri tem je a_g projektni pospešek tal, S parameter tal, η korekcija zaradi dušenja, β_0 koeficient povečanja spektralnega pospeška pri 5% viskoznem dušenju in q faktor obnašanja konstrukcije.

Pri preverjanju potresne odpornosti analiziramo le odpornost kritične etaže. Odpornosti posameznih zidov ni potrebno preverjati, ker so že upoštevani v izračunu odpornosti etaže.

Konstrukcija ustreza zahtevam potresne odpornosti, kadar je izpolnjen pogoj nosilnosti in duktilnosti in sicer:

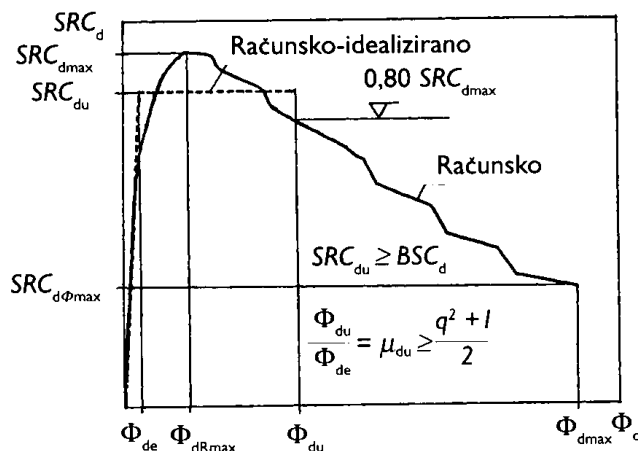
- pogoj nosilnosti:

$$SRC_{du} \geq BSC_d, \quad (3.20)$$

- pogoj duktilnosti:

$$\frac{d_u}{d_e} = \mu_{du} \geq \frac{q^2 + 1}{2}. \quad (3.21)$$

Pogoj globalne duktilnosti konstrukcije zahteva, da je duktilnost idealizirane ovojnice večja od tiste, ki jo upoštevamo pri računu potresne obtežbe s faktorjem obnašanja q . Na sliki 13 prikazujemo konstruiranje idealizirane krivulje potresne odpornosti, vendar so za prikaz namesto pomikov uporabljeni zasuki.



Slika 13: Preverjanje potresne odpornosti na podlagi izračunane krivulje odpornosti zidane stavbe (Tomažević, 2009)

4 MODELNE PREISKAVE NA POTRESNI MIZI

V tem poglavju povzamemo vsebino poročila preiskave o obnašanju YTONG hiš pri potresni obtežbi. Preiskave so bile opravljene na Zavodu za gradbeništvo Slovenije (v nadaljevanju ZAG) in predstavljene v poročilu P0891/08-650-2 (Tomažević, Gams, 2010). Vsebina poročila je bila objavljena tudi v znanstvenem članku z naslovom »Obnašanje hiš YTONG pri potresni obtežbi: Modelne preiskave na potresni mizi« (Tomažević, Gams, 2010).

4.1 Splošno o izvedbi testov in izbiri modelov

Namen testov je bil raziskati obnašanje YTONG stavb iz avtoklaviranega celičnega betona, porobetona (*angl. AAC – autoclaved aerated concrete*), sezidanih v sistemu povezanega zidovja. Testi so bili opravljene na treh modelih na enosmerni potresni mizi na ZAG-u. Preiskana sta bila dva modela trinadstropne (M1 in M2) in en model štirinadstropne stavbe (M3). Modela M1 in M2 sta imela različni stropni konstrukciji: stropna konstrukcija modela M1 je bila sestavljena iz AB nosilcev in prefabriciranih YTONG elementov (t.i. beli strop), medtem ko je bila stropna konstrukcija modela M2 monolitna AB plošča. Modeli so bili izdelani v merilu 1:4. Merilo je bilo ravno dovolj veliko, da je bilo modeliranje pomembnih konstrukcijskih detajlov zanesljivo. Modeli so bili opremljeni z merilniki pomikov in pospeškov. Za simulacijo potresa je bil uporabljen akcelogram potresa v Črni gori iz leta 1979. Model M1 je bil med preiskavo vzbujen v smeri osi simetrije, medtem ko je bil model M2 vzbujen v smeri pravokotno na os.

Na podlagi rezultatov preiskave modelov M1 in M2 je bil dodatno zasnovan še model M3, ki je bil zgrajen in testiran na enak način kot model M2 (monolitna stropna konstrukcija, vzbujen v isti smeri), vendar povišan za eno nadstropje. Osnovne lastnosti modelov predstavimo še v preglednici 2.

Preglednica 2: Osnovne razlike med prototipi

Lastnosti	M1	M2	M3
Tip stropne konstrukcije	montažna stropna konstrukcije	AB plošča	AB plošča
Število etaž	3 etaže + mansarda	3 etaže + mansarda	4 etaže + mansarda
Smer delovanja potresne obtežbe	Vzporedno z osjo simetrije	Pravokotno na os simetrije	Pravokotno na os simetrije

Porobeton je lahek gradbeni material. Zaradi majhne prostorninske teže se med potresom aktivirajo manjše potresne sile kot v podobnih stavbah iz opeke. Med preizkušanjem so se vsi modeli porušili.

Dosežena odpornost in kapaciteta je pri vseh modelih preseгла pričakovanja in zahteve za potresno odporne stavbe.

4.2 Kriteriji za izbiro modelnih materialov

Ko na modelih raziskujemo dinamično obnašanje konstrukcije v nelinearnem območju, morata biti izpolnjena dva temeljna pogoja modelne podobnosti:

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

V kolikor sta oba pogoja izpolnjena, lahko sklepamo, da je dinamični odziv in porušni mehanizem modela enak oz. podoben prototipnemu. Fizikalne količine, ki jih izmerimo na modelu, preko zakonov modelne podobnosti pretvorimo v vrednosti količin na prototipni stavbi. Med izmerjeno fizikalno veličino q_M in pripadajočo veličino na prototipu q_P obstoji namreč naslednja korelacija (Langhaar, 1951; Harris in Sabnis, 1999):

$$q_P = q_M \cdot S_q, \quad (4.1)$$

kjer je S_q faktor merila za obravnavano fizikalno veličino q . Od tega, kako se bomo lotili izdelave modela, bodo odvisne tudi korelacije med fizikalnimi količinami, izmerjenimi na modelu, in pripadajočimi količinami na prototipu. V preglednici 3 prikazujemo faktorje meril za nekatere osnovne fizikalne količine, ki opisujejo dinamično obnašanje konstrukcije v splošnih pogojih modelne podobnosti.

Preglednica 3: 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)	$S_\epsilon = \epsilon_P/\epsilon_M$
Specifična 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)	$S_t = S_L \left(\frac{S_\epsilon S_\gamma}{S_f} \right)^{0,5}$
Frekvenca (ω)	$S_\omega = 1/S_t$
Hitrost (v)	$S_v = \left(\frac{S_\epsilon S_f}{S_\gamma} \right)^{0,5}$
Pospešek (a)	$S_a = S_f/(S_L S_\gamma)$

4.3 Zasnova in izdelava modelov

4.3.1 Prototipi stavb

Prototipni objekt je bil tipska več etažna stanovanjska stavba, zgrajena po sistemu YTONG. Tlorisne dimenzije prototipne stavbe so bile 686 x 875 cm, etažna višina 250 cm in debelina zidov 30 cm. Pri zasnovi prototipnih stavb so bile uporabljene vertikalne in horizontalne AB vezi. Navpične vezi so se uporabile na:

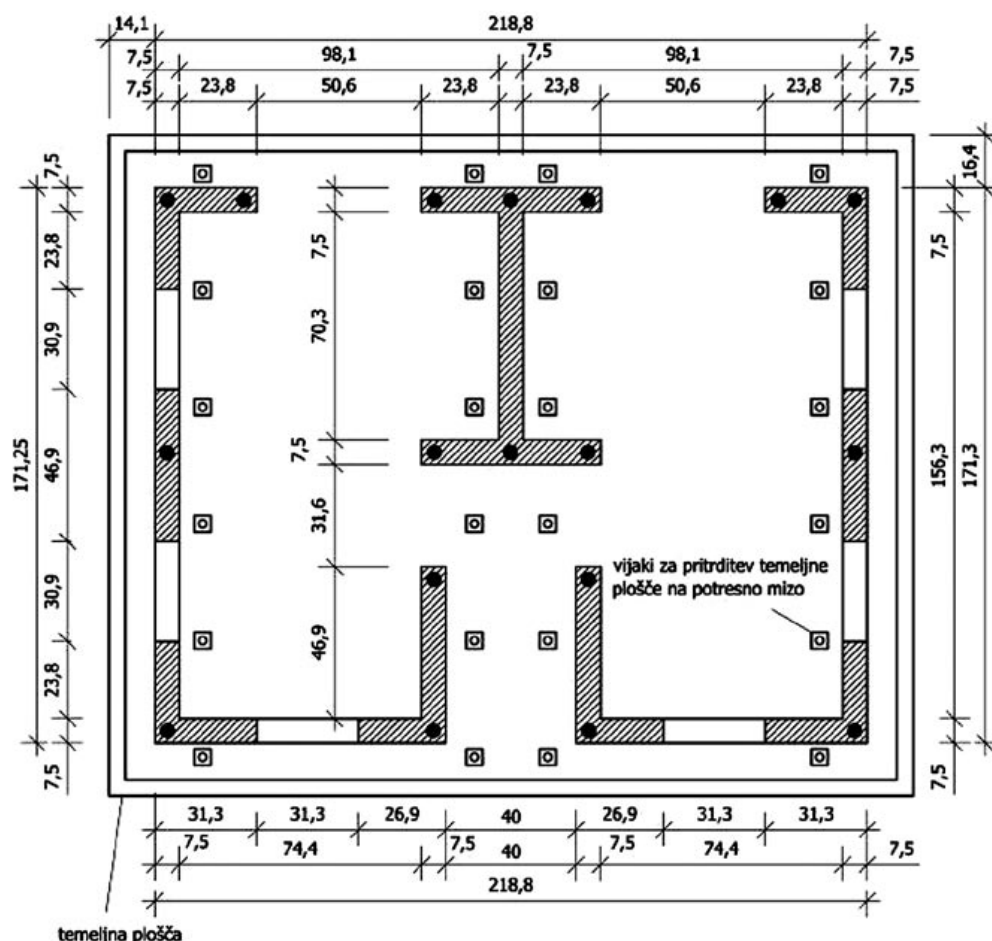
- vseh vogalih,
- vseh stikovanjih zidov,
- obeh straneh odprtin, ki so bile večje od 1,5 m²,
- vseh prostih robovih zidov,
- povsod, kjer je bila razdalja med njimi večja od 5 m.

Horizontalne vezi so bile vgrajene v ploščah nad zidovi. V skladu s pravili zidanja po sistemu YTONG so bili armirani tudi parapeti. Vse prototipe je pokrivala lesena streha z opečnatimi strešniki.

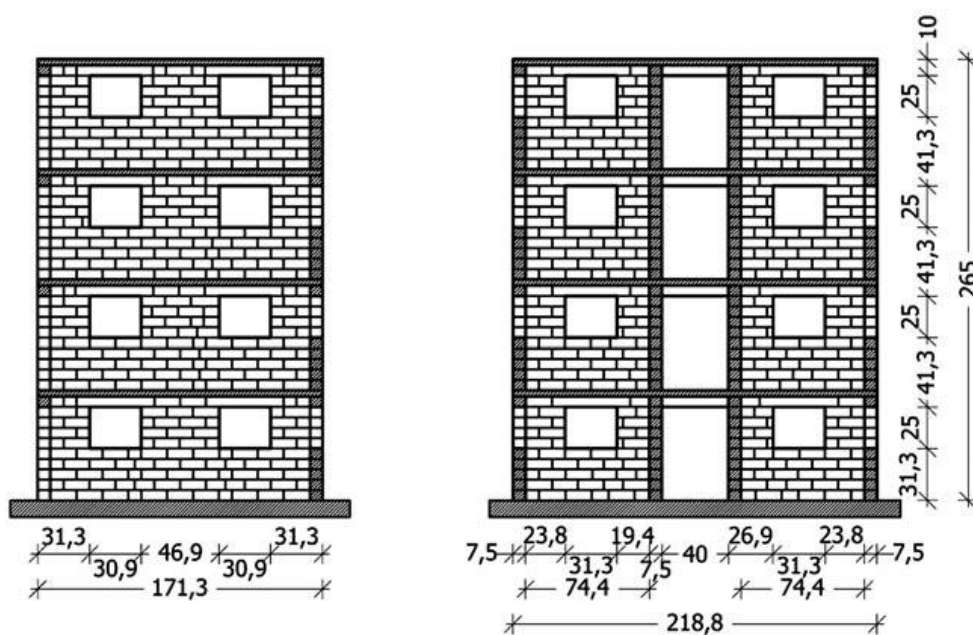
4.3.2 Modeli stavb

Vsi trije modeli stavb (M1, M2 in M3) so bili izdelani v merilu 1:4 in so imeli enake tlorise. Prikazujemo ga na sliki 14. Konstrukcija je bila idealizirana, saj so bile dimenzije prilagojene modelom v manjšem merilu. Vsi zidovi, tako notranji kot zunanji, so bili enakih debelin, stopnišče pa je bilo iz konstrukcije izpuščeno. Modeli stavbe so se med seboj razlikovali le po tipu stropnih konstrukcij in številu etaž. Model M3, ki ga obravnavamo v nadaljnji analizi, je imel štiri etaže z AB stropnimi ploščami.

Tlorisne dimenzije vseh modelov so bile 171 x 219 cm, etažna višina 67,5 cm in debelina zidov 7,5 cm. Z upoštevanjem debeline stropnih konstrukcij je bila višina modela M1 203 cm, višina modela M2 199 cm, višina modela M3 pa 265 cm. Na sliki 15 prikazujemo prečna prereza modela M3 ter način polaganja zidakov.



Slika 14: Tloris modelov in porazdelitve navpičnih vezi (ZAG, 2010)



Slika 15: Tipična prereza modela M3 in način polaganja zidakov (ZAG, 2010)

Pred preiskavami na potresni mizi so bile na stropne konstrukcije modelov pritrjene uteži, ki so simulirale lastno težo modelov in maso kvazi stalne in koristne obtežbe. Pri tem je bila upoštevana vsa masa kot to določa standard SIST EN 1998-1:2006 v točki 2(P) v členu 3.2.4. Tako je bil vsak stop obtežen s svinčenimi utežmi s skupno maso 210 kg. Na strop zgornjega nadstropja na koti 203 cm je bila pritrjena masa 330 kg, ki je nadomeščala maso lesene strehe. Med preiskavo modela M1 je bilo ugotovljeno, da tudi pri največji obremenitvi na potresni mizi ne pride do znatnih poškodb modela konstrukcije. Zato je bil model stavbe M1 obtežen z dodatno maso in poimenovan M1a. Tako je bila na stropih namesto mase 210 kg uporabljena masa 560 kg, na vrhu stavbe pa namesto 330 kg masa 680 kg. S tem so se potresne sile povečale pri nespremenjeni intenziteti potresa. Na sliki 16 prikazujemo dodatno maso, pritrjeno na strešno ploščo modela stavbe M2.



Slika 16: Dodatna masa, pritrjena na strešno ploščo modela M2 (ZAG, 2010)

Čeprav se z dodatnimi masami spremenijo dinamične lastnosti modelov stavb, kar posledično vpliva tudi na preslikavo rezultatov na prototip, je bilo iz rezultatov preizkusa ugotovljeno, da je bilo napetostno stanje v zidovih v modelu stavbe M1a, pri kateri je bila dodana masa, bolj podobna napetostnemu stanju v prototipu (glej preglednico 4). Napetostno stanje v zidu pa vpliva na njegov porušni mehanizem.

Preglednica 4: Razmerja med povprečno tlačno napetostjo σ_0 in tlačno trdnostjo zidovja f_c v prototipnih stavbah in modelih; * $f_{c,P} = 3,14$ MPa, ** $f_{c,M} = 1,49$ MPa

Model	σ_{0P} (MPa)	$\sigma_{0P}/f_{c,P}$ *	σ_{0M} (MPa)	$\sigma_{0M}/f_{c,M}$ **
M1a	0,093	0,030	0,044	0,030
M2	0,131	0,042	0,055	0,037
M3	0,174	0,076	0,073	0,049

4.3.3 Prototipni material

Aerirani celični beton oz. porobeton izdeluje v Sloveniji pod originalno blagovno znamko YTONG podjetje Xella porobeton Si v Kisovcu pri Zagorju. Tržno ime materiala, ki ga je izumil švedski arhitekt Axel Eriksson, je sestavljeno iz prve črke imena kraja Yxhult na Švedskem, kjer so porobeton začeli izdelovati leta 1929, in zadnjega dela švedske besede za beton, betong. Porobeton ima veliko požarno odpornost in dobre toplotne in zvočne izolativne lastnosti. Tlačna trdnost zidovja iz porobetona je sicer manjša od opečnatega, vendar vseeno dovolj visoka, da omogoča gradnjo

večnadstropnih stavb. Posledica nižje lastne teže materiala so tudi manjše potresne sile, kot v primerljivih opečnatih stavbah. 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.

Dimenzije porobetonskih zidakov so 62,5/25/30 cm (dolžina/višina/širina). Izdelujejo jih v treh trdnostnih razredih: 2, 4 in 6 MPa. V preglednici 5 podajamo mehanske lastnosti zidovja iz porobetona.

Preglednica 5: Mehanske lastnosti zidovja iz porobetona (Potresnoodporno projektiranje, 2004; www.xella.si); * interpolirane vrednosti

Trdnostni razred	gostota (kg/m ³)	$f_{b,P}$ (MPa)	$f_{c,P}$ (MPa)	$f_{td,P}$ (MPa)	E_P (MPa)	G_P (MPa)
2	440	2,5	2,14	0,22	1200	480
4	500	5,0	3,92*	0,24*	2200*	880*
6	660	7,5	5,35	0,26	3000	1200

Pomen oznak v preglednici 5 je sledeč (indeks (●)_P označuje prototipne vrednosti):

- $f_{b,P}$ – nominalna tlačna trdnost bloka,
- $f_{c,P}$ – povprečna tlačna trdnost zidovja,
- $f_{td,P}$ – povprečna natezna trdnost zidovja z lepilom v vodoravnih in navpičnih regah, izmerjene z diagonalno tlačno preiskavo,
- E_P – modul elastičnosti,
- G_P – strižni modul.

Iz preglednice 5 ugotovimo, da se natezna trdnost zidovja zelo malo spreminja z naraščanjem tlačne trdnosti zidakov. Natezna trdnost je pomemben parameter za določitev obnašanja nearmiranega zidovja med potresom.

Za izdelavo zidih vezi je bil uporabljen beton trdnostnega razreda C25/30 in armaturne palice iz jekla S400.

4.3.4 Modelni material

4.3.4.1 Zidaki in zidovje

V modelu so bili zidaki in drugi elementi med seboj lepljeni z gradbenim lepilom, ki ni bilo posebej modelirano. Tlačna trdnost zidakov je bila določena na kockah dimenzij 6,3/6,3/6,3 cm, izrezanih iz zidakov, tlačna trdnost zidovja pa na zidovih dimenzij 46,9/68,8/7,5 cm (dolžina/višina/širina), sezidanih v modelnem merilu. Natezna trdnost zidovja je bila določena na dva načina in sicer:

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

V preglednici 6 prikazujemo primerjavo prototipnega (f_P) in modelnega materiala (f_M). Prototipno zidovje je bilo sezidano iz porobetonskih zidakov trdnostnega razreda 4.

Preglednica 6: Mehanske lastnosti modelnih materialov in primerjava s prototipnimi vrednostmi za porobeton trdnostnega razreda 4

Porobeton		Lastnost zidakov				Lastnosti zidovja			
Gostota γ_M (kg/m ³)	γ_P/γ_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)	$\frac{f_{td,P}}{f_{td,M}}$	$f_{ts,M}$ (MPa)	$\frac{f_{td,P}}{f_{ts,M}}$
469	1,0	1,59	3,14	1,49	2,63	0,25	0,96	0,15	1,60

V preglednici 6 je $f_{b,M}$ nominalna tlačna trdnost zidaka, $f_{c,M}$ tlačna trdnost zidovja, $f_{td,M}$ natezna trdnost zidovja, izmerjena z diagonalnim tlačnim preizkusom, $f_{ts,M}$ pa natezna trdnost zidovja, določena na podlagi ciklične strižne preiskave.

S primerjavo mehanskih lastnosti modelnih in prototipnih materialov ugotovimo, da je bila tlačna trdnost zidakov modelirana razmeroma dobro ($S_f = \frac{f_P}{f_M} \approx 4$), medtem ko trdnostne lastnosti zidovja niso bile ustrezno zmanjšane. Natezna trdnost zidovja, določena z diagonalno tlačno preiskavo, je ostala v primerjavi z natezno trdnostjo prototipnega materiala skoraj enaka, čeprav bi se morala njena vrednost zmanjšati za vrednost $S_f = 4$.

4.3.4.2 Beton in armatura

Receptura betona je bila prilagojena posameznim nosilnim elementom. V vseh betonih je bil uporabljen osnovni cement trdnostnega razreda 42,5 proizvajalca Salonit Anhovo. V nadaljevanju predstavimo betonske mešanice za posamezne nosilne elemente in dosežene tlačne trdnosti betonov:

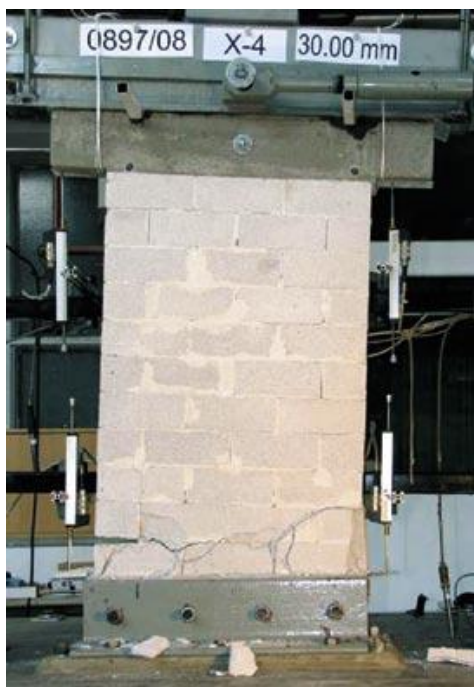
- beton v navpičnih vezeh: 1,4 kg cementa, 14 kg agregata frakcije 0–2 mm, 0,2 kg kamene moke Calplex 0,15 in 1,1 litra vode. Tlačna trdnost, izmerjena na prizmah, je bila 10,4 MPa pri modelu M3;
- beton v belem stropu: na 4 kg agregata frakcije 0–2 mm je bil dodan 1 kg cementa in 2 kg kamene moke Calplex 0,15 ter 1,25 litra vode in 0,02 litra plastifikatorja Zeta. Tlačna trdnost betona, izmerjena na prizmah, je znašala 15,6 MPa;
- 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, izmerjena na prizmah, je znašala 27,4 MPa pri modelu M3.

Ker razpoložljivih materialov, ki bi ustrezali modeliranim lastnostim armaturnega jekla, na trgu ni, 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 v navpičnih zidnih vezeh modelov M1 in M2 je bil zmanjšan na 1 armaturno palico s prečnim prerezom $\varnothing 4,2$ mm (pri meji plastičnosti 220 MPa), prerez armature v navpičnih zidnih vezeh modela M3 na 1 $\varnothing 3,8$ mm (pri meji plastičnosti 480 MPa), armatura v vodoravnih vezeh na 1 $\varnothing 3,5$ mm in armatura v parapetu na 1 $\varnothing 1,1$ mm (pri meji plastičnosti 210 MPa).

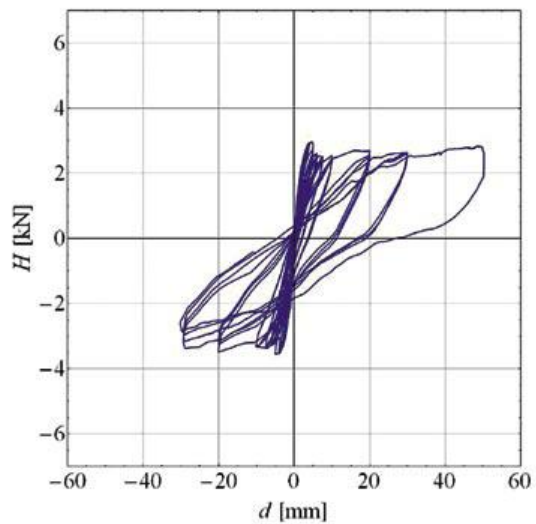
4.3.5 Ciklične strižne preiskave modelnih zidov

Opravljenе so bile preiskave desetih zidov pri ciklični potresni obtežbi. Vsi zidovi so bili predobremenjeni s konstantno tlačno silo, ki je znašala 20 % tlačne trdnosti zidovja. Preiskave s ciklično vodoravno obtežbo so bile opravljene na štirih zidovih, sezidanih brez vezi, in šestih zidovih z navpičnimi vezmi ob robovih. Pri dveh zidovih so bile uporabljene vezi izdelane enako kot pri modelu M1, pri štirih zidovih pa kot pri modelu M3.

Med preizkusom so se nepovezani zidovi, v nasprotju s pričakovanji, porušili upogibno (glej sliko 17), medtem ko je bila porušitev zidov z navpičnimi vezmi strižna, z nastankom diagonalno usmerjenih razpok (glej sliko 18). Izmerjene vrednosti porušne vodoravne obtežbe (odpornost zidov H_{max}) ter pripadajoče porušne mehanizme podajamo v preglednici 7.

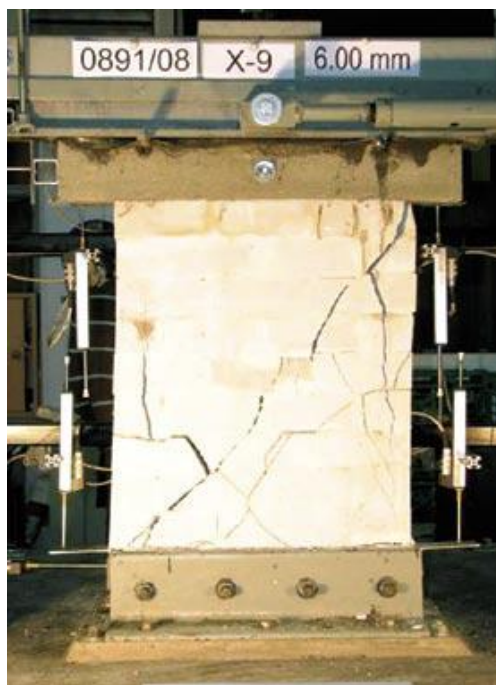


a)

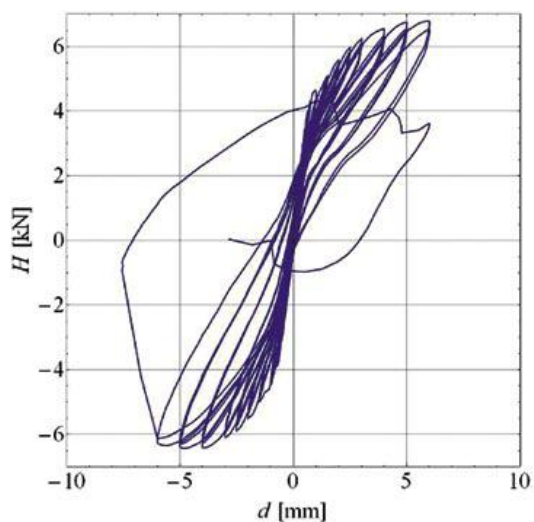


b)

Slika 17: a) Upogibni porušni mehanizem in
b) histerezne zanke, pri modelnem zidu brez navpičnih vezi (ZAG, 2010)



a)



b)

Slika 18: a) Strižni porušni mehanizem in
b) histerezne zanke, pri modelnem zidu z navpičnimi vezmi (ZAG, 2010)

Preglednica 7: Porušni mehanizmi, izmerjena in računsko določena odpornost modelnih zidov

Oznaka	komentar	porušitev	H_{\max} (kN)	$R_{f,w}$ (kN)	$R_{f,cw}$ (kN)	$R_{s,w}$ (kN)
X-1	vezi kot M1	strižna	5,18	2,62	4,37	5,93
X-1	brez vezi	upogibna	3,19	2,62	-	5,93
X-3	brez vezi	upogibna	3,15	2,62	-	5,93
X-4	brez vezi	upogibna	3,26	2,62	-	5,93
X-5	brez vezi	upogibna	3,34	2,62	-	5,93
X-6	vezi kot M1	strižna	5,00	2,62	4,37	5,93
X-7	vezi kot M3	strižna	5,79	3,21	6,96	6,01
X-8	vezi kot M3	strižna	6,47	3,21	6,88	5,85
X-9	vezi kot M3	strižna	6,61	3,21	6,88	5,85
X-10	vezi kot M3	strižna	6,32	3,21	6,88	5,85

V preglednici 7 je $R_{f,w}$ upogibna odpornost nearmiranega zidu, $R_{f,cw}$ upogibna odpornost povezanega zidu, $R_{s,w}$ pa strižna odpornost nearmiranega zidu. Vrednosti so izračunane s pomočjo enačb (2.5), (2.7) in (2.11).

Tudi pri nearmiranih zidovih je bila pričakovana strižna porušitev. Razlog za upogibno porušitev je majhna tlačna trdnosti porobetona. Kot je razvidno iz preglednice 7, je upogibna odpornost nearmiranega zidovja $R_{f,w}$ bistveno nižja od strižne odpornosti $R_{s,w}$. Tudi pomiki so pri upogibni porušitvi bistveno večji. Navpične zidne vezi povečajo upogibno odpornost kritičnega prereza zidu, ki je odvisna od tlačne trdnosti zidovja, da postane merodajna strižna porušitev, ki pa je odvisna od natezne trdnosti zidovja. Tudi računsko ocena (Tomažević, 2009) z upoštevanjem enačb (2.5), (2.7) in (2.11) pokaže, da so vrednosti smiselne.

Preiskava modelnih zidov je pokazala, da imajo zaradi razmerij med tlačno in natezno trdnostjo pri odzivu zidanih stavbah iz porobetona ključno vlogo navpične vezi. Čeprav se skladno z določili Evrokodov doprinos navpičnih vezi k odpornosti zidov računsko ne sme upoštevati, preiskave kažejo, da temu ni tako. Navpične vezi povečajo upogibno odpornost in s tem spremenijo porušni mehanizem v strižnega.

V okviru diplomske naloge se osredotočimo na modeliranje in nelinearno analizo modela stavbe M3. V preglednici 8 podajamo razlike med geometrijskimi in fizikalnimi količinami med prototipom in modelom stavbe M3.

Preglednica 8: Razlike med fizikalnimi količinami prototipa in modela M3

Lastnosti	Prototip	Model M3
Tlorisne dimenzije	686 x 875 cm	171 x 219 cm
Etažna višina	250 cm	67,5 cm
Dimenzije zidakov (dolžina/višina/širina)	62,5/25/30 cm	15,6/6,3/7,5 cm
Meja plastičnosti jekla	400 MPa	210-480 MPa
Tlačna trdnost betona	25 MPa	7,8-27,4 MPa
Prerez navpičnih zidnih vezi	4 Ø 16 mm, D = 10 cm	1 Ø 3,8 mm
Prerez armature v vodoravnih vezeh	4 Ø 12 mm	1 Ø 3,4 mm
Prerez armature v parapetu	1 Ø 8 mm, $l_b = 50$ cm	1 Ø 101 mm, $l_b = 12,5$ cm
Bruto tlorisna površina zidovja	x-smer: 5,8 % y-smer: 8,3 %	$\Delta A = 0,5$ %

4.3.6 Potresna obtežba in potek preiskave

Potresna miza na ZAG-u je preprosta naprava, sestavljena iz več delov. Tlorisne dimenzije potresne mize so 2,5/2,0 m, ostali sestavni deli pa so: podstavek oziroma temeljni del mize, vodila, po katerih drsi miza in omogočajo premikanje v vzdolžni smeri ter ne dopuščajo nagibov in pomikov v ostalih smereh, in sistem elektronskega krmiljenja. Drsní ležaji so teflonski, potresno mizo pa premika dvosmerno delujoči hidravlični bat Schenk PL 160N z zmogljivostjo ± 160 kN pri hodu ± 125 mm, pritrjen na jekleno oporno steno, na gibljivi strani pa na mizo.

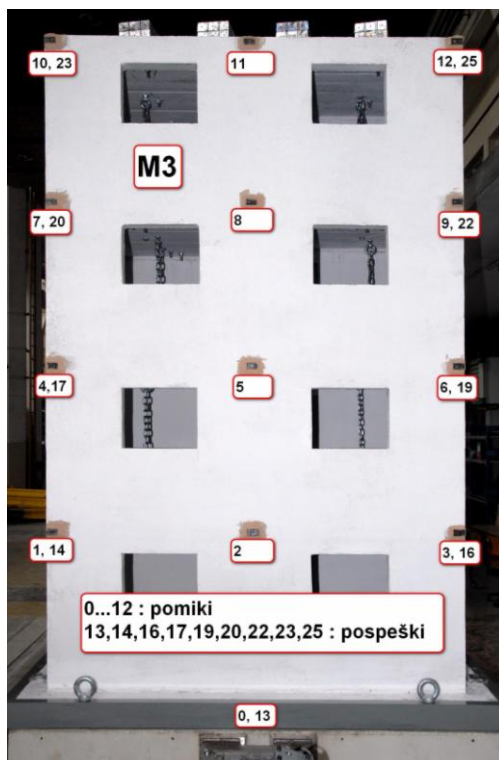
Modeli stavb so bili pred preiskavo opremljeni z dvema tipoma merilnikov in sicer z:

- akcelometri oziroma merilnik pospeškov, s katerimi se je merila vodoravna komponenta absolutnega pospeška v smeri osi vzbujanja. V vsakem nadstropju sta bila uporabljena dva akcelometra in sicer v vogalih plošč;
- merilniki pomikov (*angl. linear variable differential transformer – LVDT*) za merjenje absolutnega vodoravnega pomika v smeri osi vzbujanja glede na temeljna tla. V vsakem nadstropju so bili uporabljeni trije in sicer v vogalih in na sredini plošče.

Za merjenje absolutnih pomikov modelov stavb v višini stropov so bili merilniki pomikov pritrjeni na zunanji jeklen okvir (glej sliko 19). Za oceno velikosti medetažnih pomikov oziroma relativnih pomikov med temeljem in stropnimi konstrukcijami, so se med preiskavo merili tudi pomiki potresne mize. Pospeški potresne mize so se merili za oceno intenzitete vzbujanja. Na sliki 20 so prikazana mesta merilnikov in merjene fizikalne količine na modelu M3.

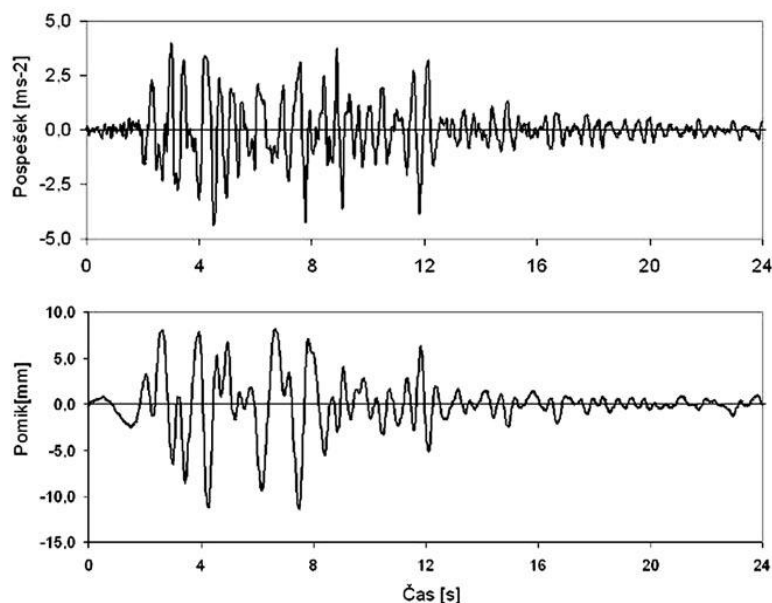


Slika 19: Postavitev modela M3 na potresni mizi in način pritrditve merilnih inštrumentov (ZAG, 2010)



Slika 20: Oznake merilnikov pospeškov in pomikov (ZAG, 2010)

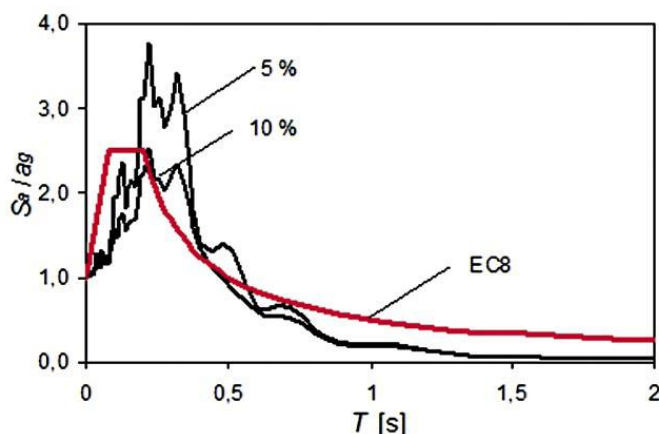
Vzbujanje potresne mize je bilo skladno s potresnim gibanjem tal, ki je po obliki in amplitudah ustrezalo komponenti časovnega poteka pospeškov tal v smeri sever-jug, zabeleženim med potresom v Črni gori 15. aprila 1979 v hotelu Oliva v Petrovcu (glej sliko 21). Magnituda potresa je znašala $M_W = 6,9$, največji izmerjeni pospešek pa 0,43 g. Celoten potres je trajal 48 sekund, od tega intenzivnejša faza 12 sekund. Po dvajsetih sekundah je pospešek med potresom padel pod vrednost 0,1 g.



Slika 21: Časovni potek komponente pospeškov in pomikov v smeri sever-jug, izmerjen med potresom 15. aprila 1979 v Črni gori

Potresna obtežba je bila izbrana preden so bile določene vse mehanske lastnosti materialov. Ob predpostavki, da bo material modeliran po pravilih popolne modelne podobnosti, je bil čas trajanja prototipnega potresa zmanjšan s faktorjem $S_t = \sqrt{S_L} = 2$ (glej preglednico 3).

Preiskave so potekale s postopnim večanjem jakosti potresa. Nivoji jakosti so bili naslednji: 5 %, 25 %, 50 %, 75 %, 100 %, 150 %, 200 %, 250 % in 300 %. Posamezne faze vzbujanja so bile označene z R005, R025, R050, R075, R100, R150, R200, R250 in R300, kjer je številčni del oznake pomenil odstotek intenzitete prototipnega potresa. Po vsaki fazi preiskave se je konstrukcija natančno pregledala. Morebitne poškodbe so bile ustrezno dokumentirane in fotografirane. Na sliki 22 je prikazan normaliziran spekter odziva pospeškov modelnega potresna v primerjavi z modeliranim elastičnim spektrom po veljavnih Evrokod standardih.



Slika 22: Normalizirani spekter odziva pospeškov modelnega potresa v primerjavi z modeliranim elastičnim spektrom odziva po SIST EN 1998-1:2006

4.4 Rezultati preiskav

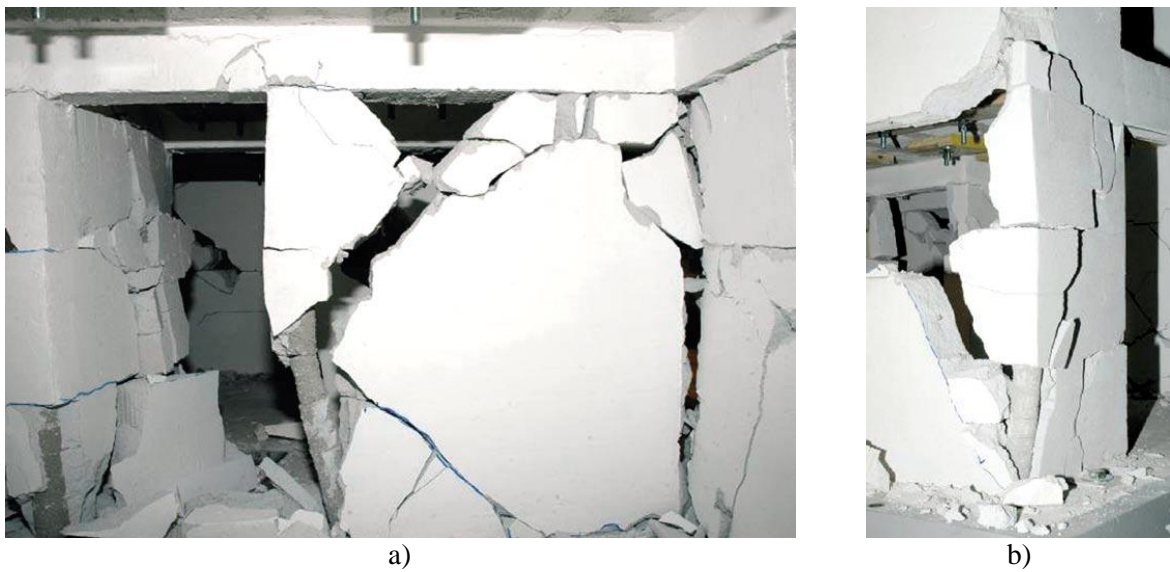
4.4.1 Porušni mehanizem in obnašanje med potresom

Na podlagi ugotovitev pri ciklični preiskavi modelnih zidov (glej razdelek 4.3.5), so se tudi zidovi v modelih stavb med delovanjem potresne obtežbe strižno porušili. V zidovih, ki so bili usmerjeni v smeri vzbujanja, so nastale značilne diagonalne razpoke, kar je v zadnjih fazah preiskave, ko je bila intenziteta vzbujanja največja, privedlo do pojava značilnega etažnega porušnega mehanizma, pri katerem so bile poškodbe skoncentrirane v pritličju. Na stropnih konstrukcijah ni bilo opaziti nobenih poškodb.

V vseh fazah preizkusa, še posebej pa v zadnjih fazah preiskave (R200 in R250) je bil opažen vpliv navpičnih zidnih vezi, ki so zagotovile celovitost obnašanja konstrukcije med potresom. 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 v navpičnih zidnih vezeh. Na sliki 23 prikazujemo porušitev v pritličju modela M3. V notranjosti konstrukcije lahko opazimo tipično diagonalno strižno porušitev stene v pritličju in prvem nadstropju. Na sliki 24 pa prikazujemo ugoden vpliv zidnih vezi pri ohranjanju celovitosti konstrukcije.

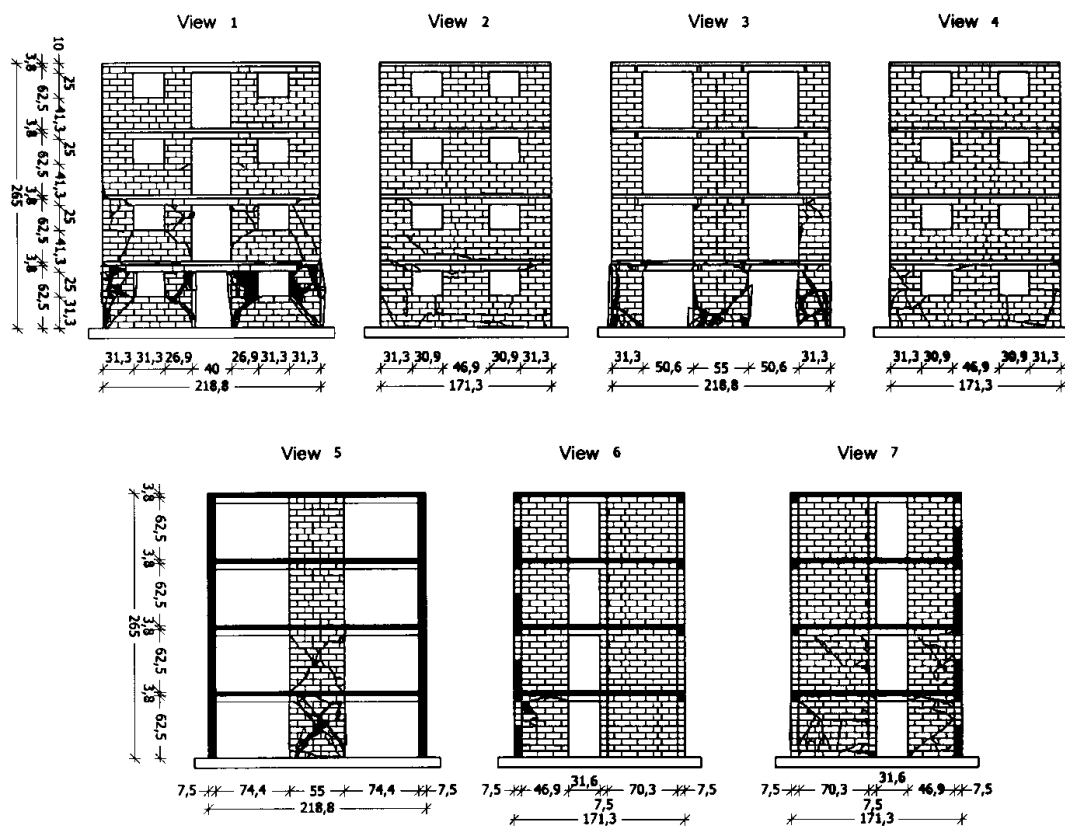


Slika 23: Tipične poškodbe zidov modela M3 po fazi preiskave R250 (ZAG, 2010)



Slika 24: Stanje navpičnih zidnih vezi po poružitvi modela M1a:
a) vez ob vratni odprtini in b) vogalna zidna vez

Na sliki 25 so zabeležene poškodbe modela M3 iz različnih pogledov na konstrukcijo po porušitvi (faza R250).



Slika 25: Razpoke v zidovih modela stavbe M3 po fazi R250

4.4.2 Odziv na potres in potresna odpornost

Vsi modeli so zanihali kot strižni sistem, t.j. z močno prevladujočo prvo frekvenco lastnega nihanja. Model M3 je imel etažo več, zato so bile začetne frekvence nihanja nižje v primerjavi z modelom M2.

V elastičnem območju odziva konstrukcije se frekvenca nihanja le malo spreminja. Z nastankom poškodb se spremenijo tudi lastne frekvence nihanj. V preglednici 9 podajamo spreminjanje osnovne frekvence lastnega nihanja modelov stavbe z naraščanjem intenzitete potresne obtežbe. Pri modelu M3 se je osnovna frekvenca nihanja spremenila v fazi R150, ko so nastale ključne poškodbe konstrukcije.

Preglednica 9: Spreminjanje osnovne frekvence lastnega nihanja modelov z naraščanjem intenzitete potresne obtežbe

Po fazi	Frekvenca nihanja (Hz)			
	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	-	-	-

Osnovna frekvenca lastnega nihanja modelov je bila določena z udarcem na zgornjo ploščo modela z »impact hammer«.

Iz preglednice 9 dodatno ugotovimo, da je model M1 tudi pri največji potresni obtežbi (faza R300) ostal v elastičnem področju. Frekvenca nihanja se je zmanjšala s povečanjem mase modela (model M1a) in se tekom potresne obremenitve spremenila.

Največje prečne sile v modelu, nastale med nihanjem med preiskavo na potresni mizi, lahko ocenimo na podlagi poznanih mas, skoncentriranih v višini stropnih konstrukcij, in izmerjenih pospeškov v posameznih etažah:

$$\sum_{i=1}^{\text{št.etaž}} m_i a_i + BS = 0, \quad (4.2)$$

kjer je m_i masa i -te etaže, a_i pospešek i -te etaže, BS pa je prečna sila ob vpetju v temelj (*angl. base shear*).

Največjo prečno silo določimo kot:

$$BS_{\max} = \max \left(\sum_{i=1}^{\text{št.etaž}} m_i a_i \right). \quad (4.3)$$

Koeficient prečne sile v pritličju (*angl. base shear coefficient*) je brezdimenzijska količina, ki jo izračunamo kot razmerje med prečno silo BS_{\max} in težo stavbe W :

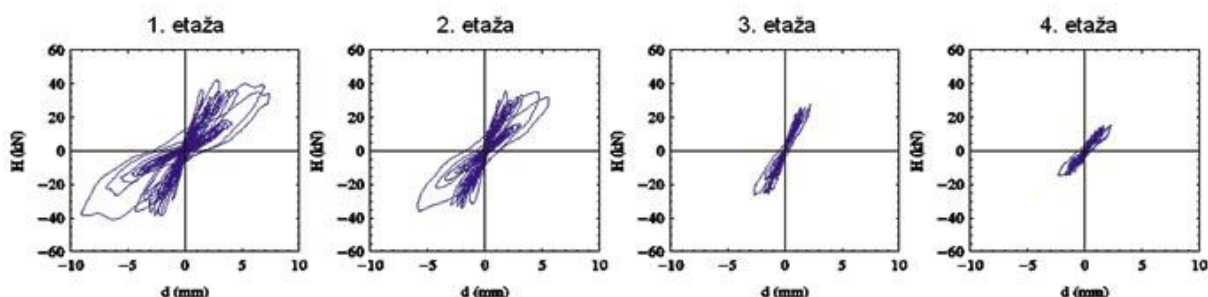
$$BSC_{\max} = \frac{BS_{\max}}{W}. \quad (4.4)$$

Preglednica 10: Maksimalna prečna sila v pritličju in koeficienti prečne sile v pritličju

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

Ugotovimo, da so največje prečne sile za vse modele približno enake, ne glede na smer vzbujanja in število etaž. To pomeni, da je bila dejanska odpornost zidov le malo odvisna od tlačnih napetosti v zidovju. Če pa odpornost modelov stavb izrazimo v brezdimenzijski obliki s količino BSC_{max} , so razlike bistveno večje.

Na podlagi časovnega poteka pomikov in pospeškov ter poznanih mas, ki so skoncentrirane v višini posameznih stropov, lahko v vsaki etaži analiziramo odvisnost med prečnimi silami in pomiki. Na sliki 26 prikazujemo histerezne zanke odvisnosti prečne sile in relativnih etažnih pomikov modela stavbe M3 v fazi R150.



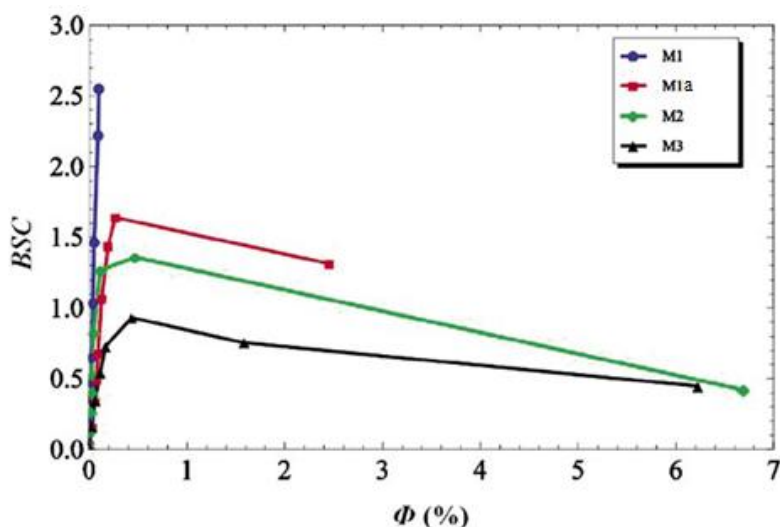
Slika 26: Histerezne zanke odvisnosti prečne sile v pritličju in relativnih etažnih pomikov modela stavbe M3 v fazi R150

4.4.3 Kapaciteta deformacija in mejna stanja

Pri etažnem mehanizmu, s katerim so se na potresno vzbujanje odzvali obravnavani modeli stavb, sta ključna parametra, ki določata potresno odpornost, prečna sila in relativni etažni pomik v pritličju. V okviru preiskave so bile konstruirane krivulje odpornosti v brezdimenzijski obliki (glej sliko 27). Prikazujejo odvisnost med koeficientom prečne sile v pritličju (BSC) in etažnim zasukom Φ (*angl. interstory drift angle*), ki je določen kot razmerje med relativnim etažnim pomikom pritličja d_1 in etažno višino pritličja h_1 in je običajno izražen v odstotkih etažne višine:

$$\phi = \left(\frac{d_1}{h_1}\right) 100. \quad (4.5)$$

Krivulje odpornosti analiziranih stavb na sliki 27 podajamo v brezdimenzijski obliki. Lahko bi sklepali, da je potresna odpornost modela M1 največja, vendar moramo opozoriti, da je imel omenjen model stavbe bistveno manjšo maso v primerjavi z ostalimi modeli. Edino, ker lahko trdimo je, da se je model M1 ves čas preiskave obnašal elastično. Poškodbe, ki so se zgodile v zadnji fazi preiskave so zmanjšale togost modela M1, zato je naklon krivulje po dodani masi (model M1a) že na začetku preiskave manjši.



Slika 27: Krivulje odpornosti v brezdimenzijski obliki za analizirane modele stavb na podlagi rezultatov preizkusov

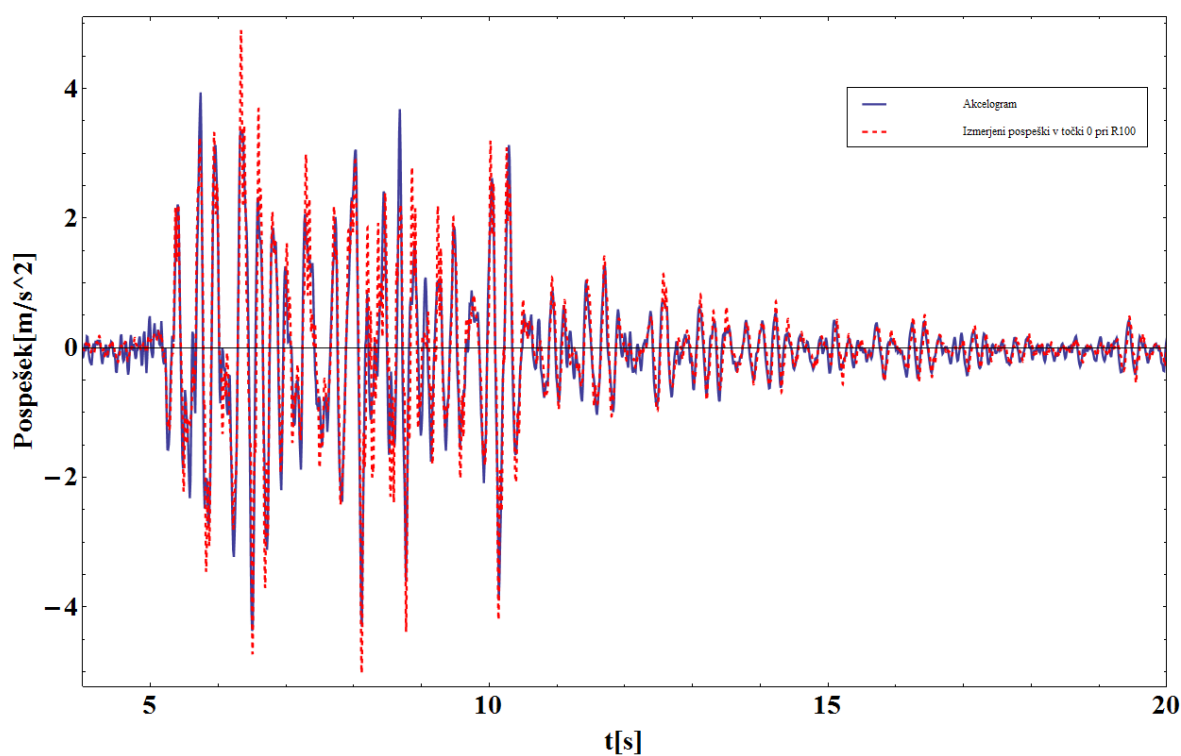
Ovojnici za modela stavb M2 in M3 kažeta na razmeroma veliko kapaciteto pomikov in duktilnosti. Po preseženem elastičnem območju sta modela v naslednji fazi preiskave dosegla največjo odpornost, zatem pa se je odpornost zmanjševala z jakostjo vzbujanja, obseg poškodb pa se je povečeval.

Na ovojnica odpornosti na sliki 27 lahko definiramo tri karakteristična mejna stanja:

- mejno stanje nastanka poškodb, ki predstavlja stanje, ko v nosilni konstrukciji nastanejo vidne poškodbe in je v odzivu opazna sprememba togosti,
- mejno stanje maksimalne odpornosti, pri katerem strižna sila doseže največjo vrednost,
- mejno stanje porušitve, pri katerem se konstrukcija delno ali pa v celoti poruši.

4.5 Analiza rezultatov preiskave

Velike količine podatkov, pridobljenih med preiskavo, smo obdelali s pomočjo programa Wolfram Mathematica 8.0 (Wolfram Research, Inc.). Na sliki 28 prikazujemo primerjavo med akcelogramom in izmerjenimi pospeški na potresni mizi. Modra krivulja na sliki 28 prikazuje časovni potek pospeškov za izbrano potresno obtežbo (akcelogram potresa v Črni Gori), s črtkano krivuljo rdeče barve pa prikazujemo izmerjene pospeške na potresni mizi v točki 0 oziroma 13 (glej sliko 20) pri fazi vzbujanja R100, to je pri 100 % intenziteti potresa. Ugotovimo, da se vhodni in izhodni podatki ujemajo v frekvenci, smeri in amplitudi obremenitve. Tako smo preverili pravilnost delovanja potresne mize in merilnikov pospeškov. Časovni interval zapisa merilnikov pospeškov (akcelometrov) je bil 0,00125 s.



Slika 28: Primerjava akcelograma in izmerjenih pospeškov

4.5.1 Račun histerez

Pospešek i -te etaže določimo kot povprečje med pospeškom, izmerjenim na levem (L) oziroma desnem (D) robu plošče in sicer:

$$a_i = \frac{(a_{iL} + a_{iD})}{2}. \quad (4.6)$$

Potresno obtežbo f_i v i -ti etaži določimo kot produkt mase i -te etaže in pripadajočega pospeška:

$$f_i = m_i a_i. \quad (4.7)$$

Prečno silo F_i v i -ti etaži izračunamo kot vsoto potresnih obtežb s pomočjo naslednjih enačb:

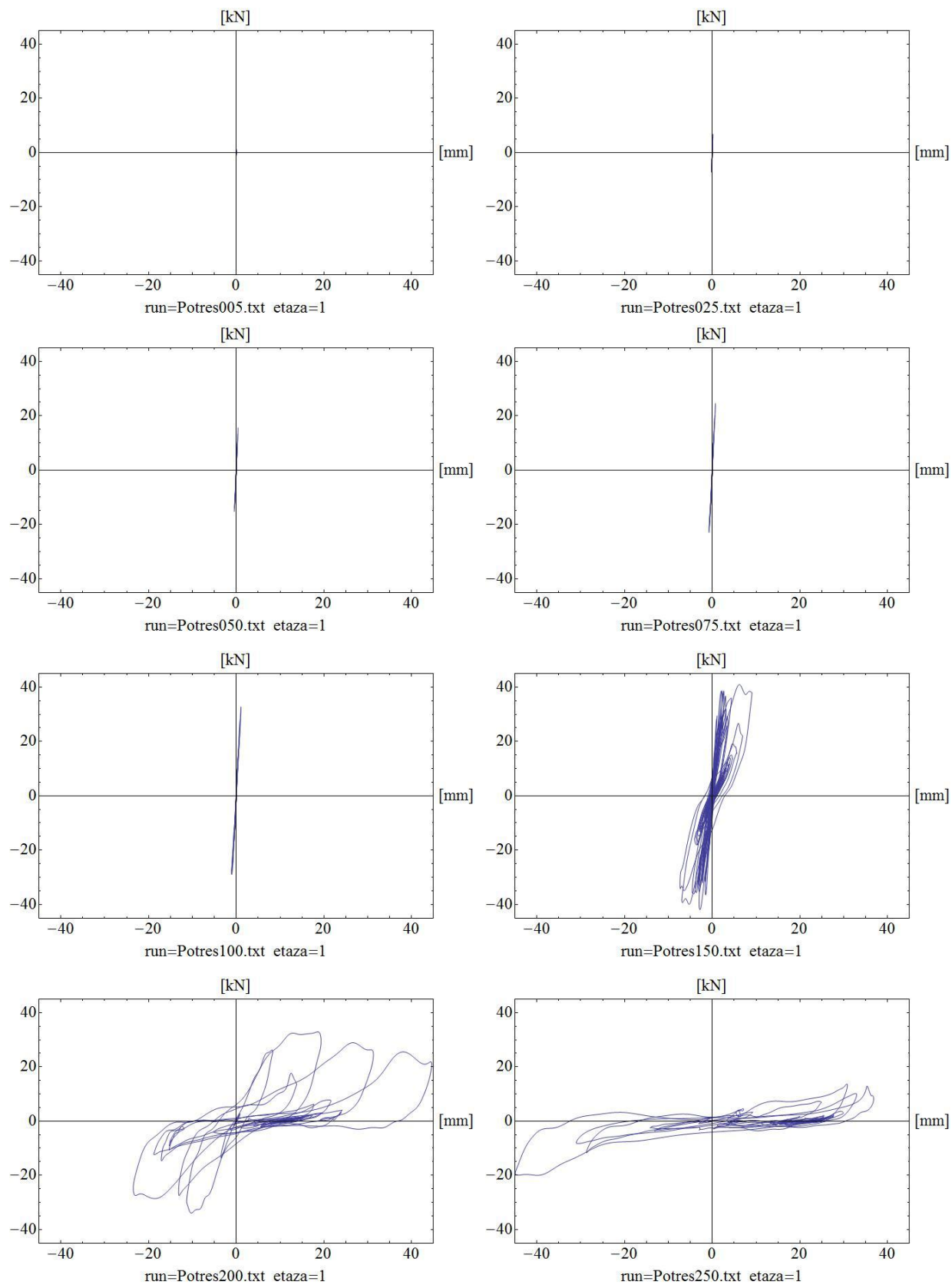
$$\begin{aligned} F_1 &= f_1 + f_2 + f_3 + f_4 \\ F_2 &= f_2 + f_3 + f_4 \\ F_3 &= f_3 + f_4 \\ F_4 &= f_4 \end{aligned} \quad (4.8)$$

Relativni pomik i -te etaže d_i pa določimo s pomočjo naslednjih izrazov:

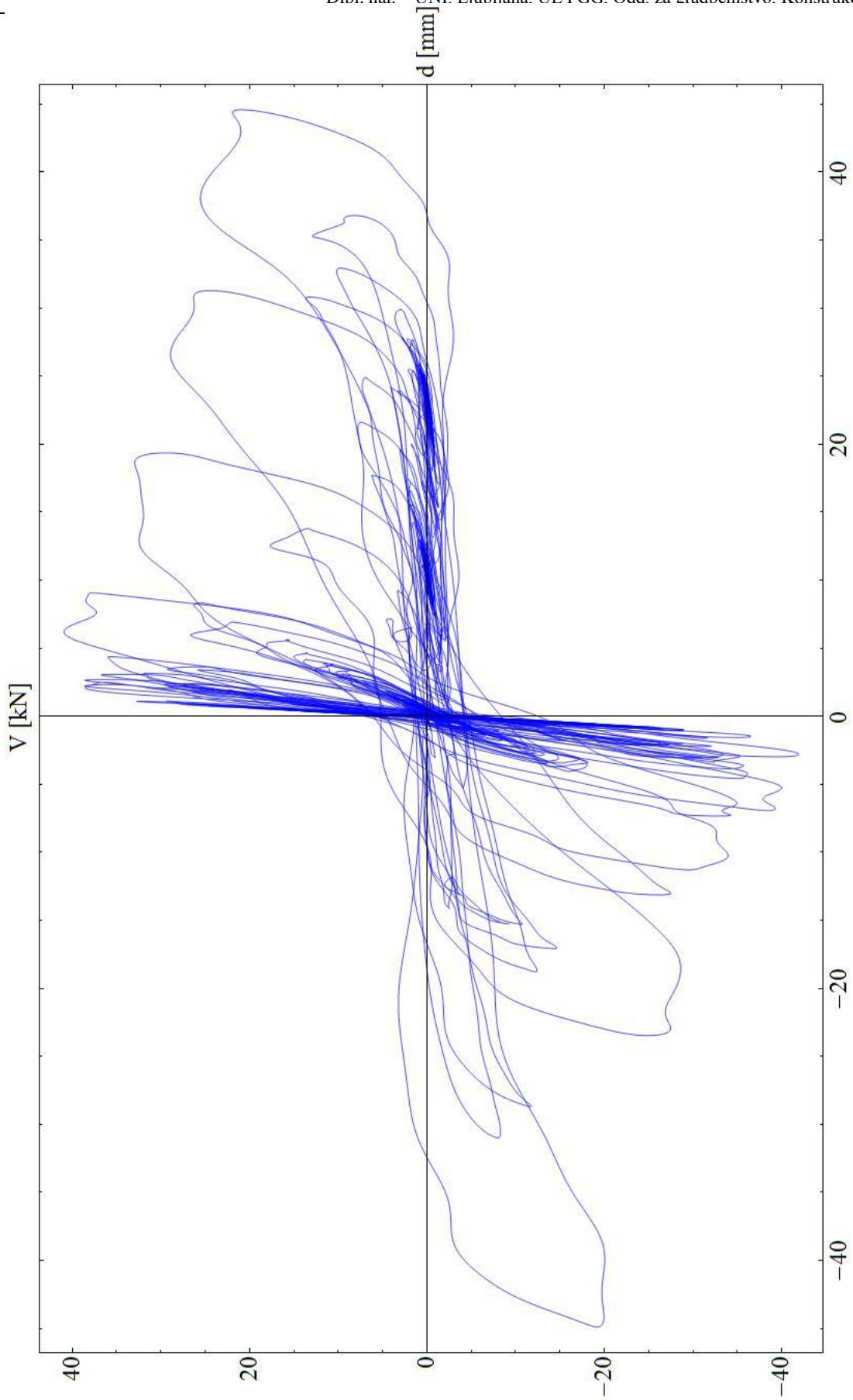
$$\begin{aligned} d_1 &= u_1 \\ d_2 &= u_2 - u_1 \\ d_3 &= u_3 - u_2 \\ d_4 &= u_4 - u_3 \end{aligned} \quad (4.9)$$

Pri tem je u_i absolutna vrednost izmerjenega pomika na sredini i -te etaže.

Račun pospeškov, potresne obtežbe, prečnih sil in relativnih pomikov etaž smo izvedli s pomočjo programa Mathematica 8.0 (Wolfram Research, Inc.) za vsak časovni korak pri vseh fazah vzbujanja modela stavbe M3. Tako smo določili zvezo med prečnimi silami in pomiki etaže iz katere lahko ocenimo odpornost in duktilnost modela stavbe. Osredotočili smo se na pritličje in prvo etažo, kjer so obremenitve največje. Na sliki 29 prikazujemo histerezne zanke odziva modela stavbe M3 za vsako fazo vzbujanja posebej. Iz slike lahko razberemo, da je pri 100% intenziteti potresa konstrukcija še v elastičnem območju. Prve plastične deformacije se pojavijo pri 150 % intenziteti potresa (faza R150), porušitev modela pa nastopi pri 250 % intenziteti potresa (R250). Histerezne zanke odziva konstrukcije za vse faze vzbujanja pa prikazujemo na sliki 30.



Slika 29: Prikaz histereznih zank 1.etaže pri različnih fazah vzbujanja



Slika 30: Histerezna zanke faze vzbujanja

5 RAČUN POTRESNE ODPORNOSTI MODELA STAVBE M3

5.1 Podatki za analizo

V preglednici 11 podajamo podatke o zidovju, v preglednici 12 pa podatke o obtežbi modela stavbe M3.

Preglednica 11: Podatki o zidovju

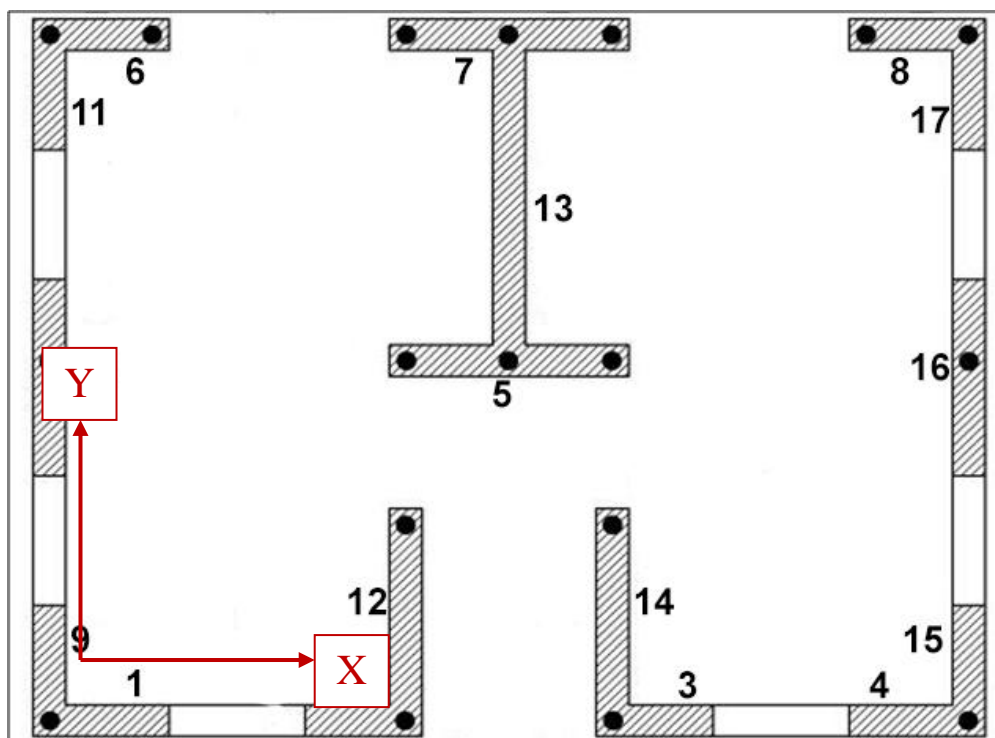
t	0,075	m	debelina
f_c	1490	kN/m ²	tlačna trdnost
f_t	250	kN/m ²	strižna trdnost
E	7070000	kN/m ²	modul elastičnosti
G	94000	kN/m ²	strižni modul
ρ	495,6	kg/m ³	gostota
μ	35		duktilnost
h_p	0,3125	m	višina parapeta
h_b	0,563	m	višina vrat
h_w	0,25	m	višina oken
h	0,625	m	svetla etažna višina
α	0,5		koefficient vpetja
γ_M	1,0		faktor materiala

Preglednica 12: Podatki o obtežbi

g_p	2,56	kN/m ²	specifična obtežba plošč
g_r	2,86	kN/m ²	specifična obtežba strehe

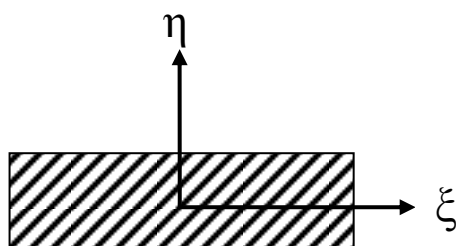
5.2 Etažni mehanizem Sremb

Račun smo izvedli s pomočjo programa Excel 2007 (Microsoft Corporation) po postopku, ki je predstavljen v poglavju 3.3. Tloris stavbe z oštevilčenimi stenami prikazujemo na sliki 31.



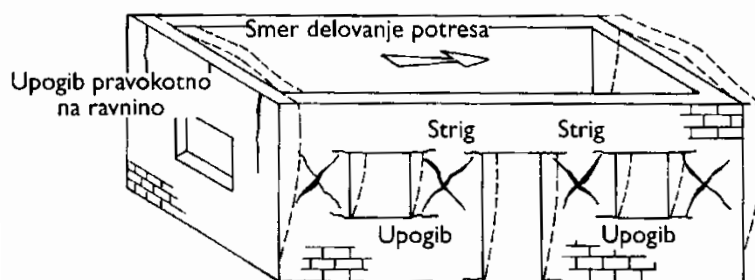
Slika 31: Tloris etaže z oštevilčenimi stenami

Stene 1 – 8 so poravnane z vzdolžno smerjo X, stene 9 – 17 pa s prečno smerjo Y. Indeksa ξ in η predstavljata lokalni koordinatni sistem zidu, kjer je ξ glavna os (glej sliko 32). Odpornost konstrukcije smo računali samo v vzdolžni smeri, zato je nosilnost sten 1 – 8 izračunana za močno os ξ ($\xi = X$), za stene 9 – 17 pa za šibko os η ($\eta = X$). Za poenostavitev postopka smo odpornost računali po enačbah za nearmirano zidovje in zanemarili vpliv navpičnih zidnih vezi.



Slika 32: Prikaz lokalnih osi zidu

Pri računu strižne odpornosti $R_{s,w}$ smo upoštevali, da se strižna porušitev zgodi v višini odprtin, kot je prikazano na sliki 33. Zato je h_{ξ} enaka dimenzijam oken ali vrat, medtem smo pri upogibni odpornosti upoštevali celotno svetlo višino etaže h_{η} .



Slika 33: Deformacije stavbe in obremenitev elementov ter poškodbe (Tomažević, 2009)

Togost elementov K_ξ in K_η smo izračunali po enačbi (3.4):

$$K_i = \frac{G \cdot A}{1,2 \cdot h_i \cdot \left(1 + 0,83 \cdot \frac{G}{E} \cdot \left(\frac{h_i}{d_i}\right)^2\right)}$$

Strižno odpornost $R_{s,w}$ smo izračunali samo za vzdolžno smer ξ po enačbi (2.5):

$$R_{s,w} = 0,9 \cdot A_w \cdot \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1}$$

Upogibno odpornost $R_{f,w}$ smo izračunali v obeh smereh sten po enačbi (2.7) in zanemarili vpliv armature v zidnih vezeh:

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

Za stene 1 – 8, ki so obremenjene v smeri močne osi ($\xi = X$), smo predpostavili, da prenašajo obremenitev strižno in pride do porušitve z diagonalnimi razpokami, zato je $R_{w,\xi} = R_{s,w}$. Stene 9 – 17 pa ne morejo tvoriti strižnega mehanizma in lahko upoštevamo samo njihovo upogibno odpornost, $R_{w,\eta} = R_{f,w,\eta}$. Predpostavke so utemeljene z opazovanji odziva in poškodb med eksperimentom.

Pomike na meji elastičnosti smo dobili tako, da smo odpornost stene delili z njihovo togostjo po enačbi (3.6):

$$d_e = R_{w,i} / K_i$$

Pomike na meji porušitve smo izračunali s pomočjo enačbe (3.7) s predpostavljeno vrednostjo duktilnosti. Ker je zidovje ob stropu vpeto v betonsko ploščo, ga obravnavamo kot polno vpeto in upoštevamo koeficient vpetja $\alpha = 0,5$.

Višina sten se pri nekaterih stenah razlikuje za račun strižne ali upogibne odpornosti. Pri stenah, ki so poleg odprtin, smo predpostavili, da pride do diagonalnega strižnega mehanizma v višini odprtine. Pri upogibu izven ravnine pa sodeluje celotna stena. Podatke za vertikalne napetosti v zidovih smo vzeli iz rezultatov računa s programom Sremb3D. Izračunana potresna odpornost je $V_{\max} = 44,46$ kN, kar je za 6% več od maksimalne vrednosti pri potresnem preizkusu.

V preglednici 13 prikazujemo izračun potresne odpornosti z opisano metodo etažnega mehanizma, na sliki 34 pa smo prikazali rezultat te metode v obliki krivulje odpornosti. Rezultat metode etažnega mehanizma je rdeča krivulja, ki predstavlja etažno histerezo ovojnico in je seštevek vseh ostalih krivulj.

Preglednica 13: Izračun odpornosti sten in pomikov

i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
$l = d_{\xi}$	[m]	0,2755	0,2315	0,2315	0,2755	0,5135	0,5135	0,2755	0,2755	0,469	0,2755	0,5065	0,778	0,5065	0,2755	0,469	0,2755
$t = d_{\eta}$	[m]	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075	0,075
h_{ξ}	[m]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,563	0,625	0,625	0,25	0,25	0,25	0,625	0,625	0,625	0,25	0,25	0,25
h_{η}	[m]	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625
K_{ξ}	[kN/m]	6415,9	5371,1	5371,1	6415,9	4749,3	4749,3	2450,5	6415,9	10987,0	6415,9	4682,4	7261,5	4682,4	6415,9	10987,0	6415,9
K_{η}	[kN/m]	1466,1	1232,0	1232,0	1466,1	2732,7	2732,7	1466,1	1466,1	2495,9	1466,1	2695,5	4140,3	2695,5	1466,1	2495,9	1466,1
b	[]	1,10	1,08	1,08	1,10	1,22	1,22	1,50	1,10	1,10	1,10	1,23	1,10	1,23	1,10	1,10	1,10
σ_0	[kN/m ²]	58	62,5	62,5	58	145,2	55,2	55,2	89	96,7	89	127,7	109,4	127,7	89	96,7	89
$R_{s,w\xi}$	[kN]	4,69	4,04	4,04	4,69	8,95	7,87	3,42	4,92	8,47	4,92	8,51	14,31	8,51	4,92	8,47	4,92
$R_{f,w\xi}$	[kN]	1,26	0,96	0,96	1,26	4,07	1,67	0,48	1,88	5,89	1,88	3,53	7,26	3,53	1,88	5,89	1,88
$R_{w,\xi}$	[kN]	4,69	4,04	4,04	4,69	8,95	7,87	3,42	4,92	8,47	4,92	8,51	14,31	8,51	4,92	8,47	4,92
$R_{f,w\eta}$	[kN]	0,14	0,12	0,12	0,14	0,59	0,24	0,13	0,21	0,38	0,21	0,52	0,70	0,52	0,21	0,38	0,21
$R_{w,\eta}$	[kN]	0,14	0,12	0,12	0,14	0,59	0,24	0,13	0,21	0,38	0,21	0,52	0,70	0,52	0,21	0,38	0,21
d_{el}	[m]	0,0007	0,0008	0,0008	0,0007	0,0019	0,0017	0,0014	0,0001	0,0002	0,0001	0,0002	0,0002	0,0002	0,0001	0,0002	0,0001
d_L	[m]	0,0183	0,0188	0,0188	0,0183	0,0471	0,0414	0,0349	0,0035	0,0038	0,0035	0,0049	0,0042	0,0049	0,0035	0,0038	0,0035

d_{ξ} dimenzija elementa v smeri glavne osi, dolžina $l = d_{\xi}$

d_{η} dimenzija elementa v smeri glavne osi, širina $t = d_{\eta}$

h_{ξ} upoštevana višina zidu za nosilnost v smeri močne osi

h_{η} upoštevana višina zidu za nosilnost v smeri šibke osi

K_{ξ}

K_{η}

b

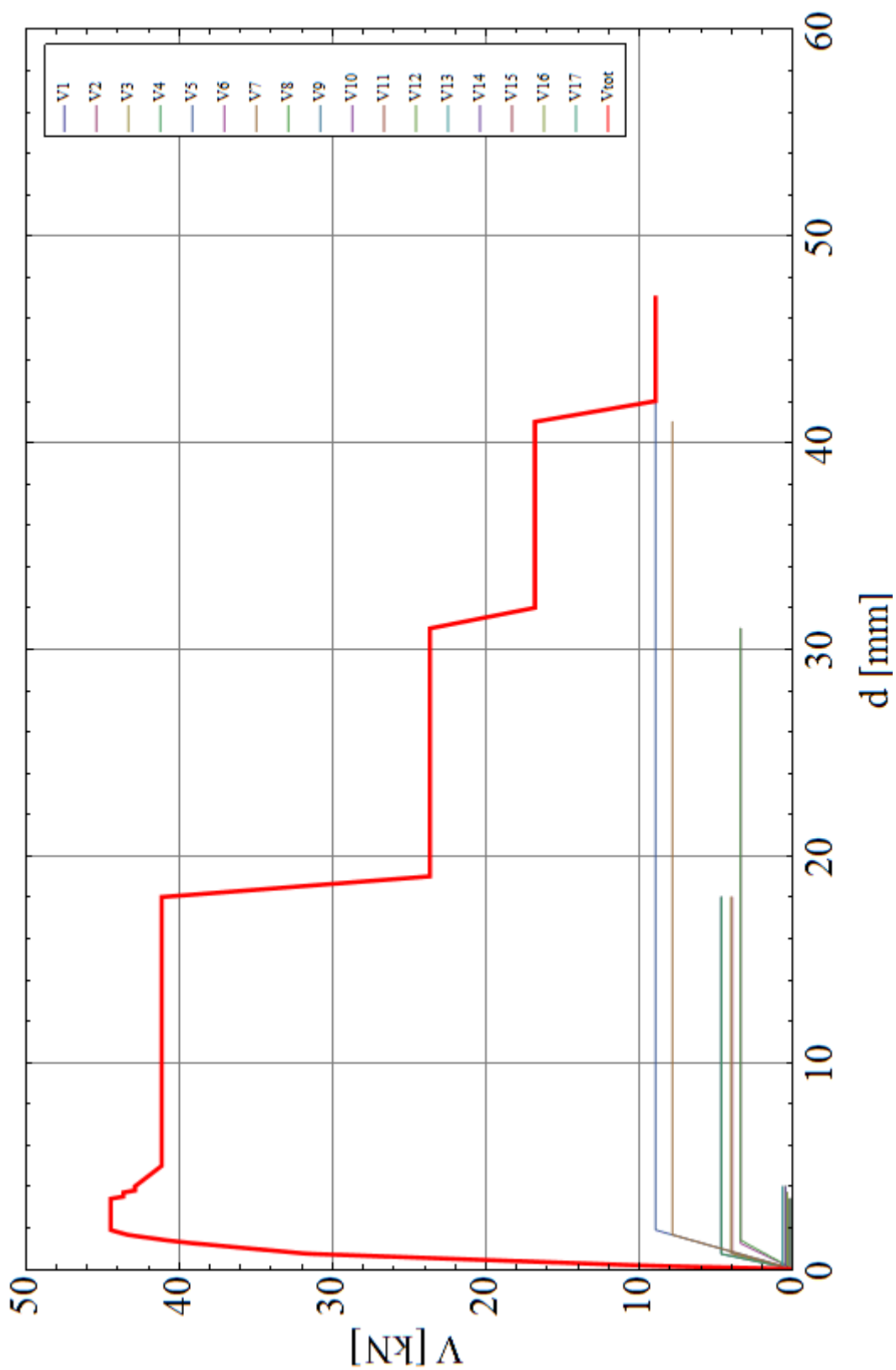
σ_0

togost zidu v smeri glavne osi

togost zidu v smeri šibke osi

faktor porazdelitve strižnih napetosti po prerezu

poprrečna tlačna napetost v prerezu zidu



Slika 34: Diagram etažnega mehanizma

5.3 Račun s programom AmQuake

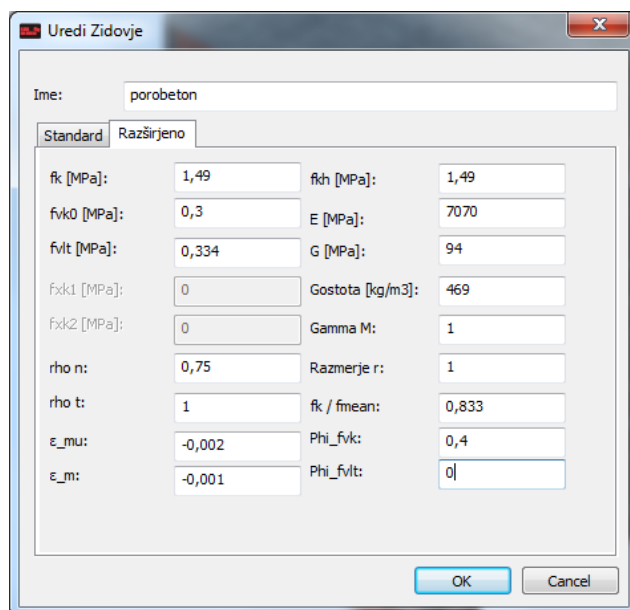
Program AmQuake je razvilo češko podjetje Červenka Consulting (Červenka Consulting s.r.o.). Osnovan je na standardih Evrokod 8 in 6, uporablja potisno (*angl. push-over*) analizo in temelji na metodi nadomestnih okvirjev, ki je podrobneje predstavljena v poglavju 3.2.2. Ta metoda spada med nelinearne analize s konstantno gravitacijsko obtežbo in monotono naraščajočo horizontalno obtežbo.

V program AmQuake lahko podamo parametre potresa (tip tal, dušenje, referenčni pospešek tal, pomembnost objekta itn.) in program izračuna, ali je potresna odpornost objekta v skladu z Evrokod standardi. Ker smo želeli ugotoviti dejanski odziv modela stavbe M3, smo izbrali vrednosti varnostnih faktorjev obtežbe in materiala 1,0 in uporabljali srednje vrednosti materialnih karakteristik.

Evrokod standardi predvidevajo strižno nosilnost zidovja na podlagi prestrižnega mehanizma in ne strižne porušitve z diagonalnimi razpokami, kot smo razložili v poglavju 2.2. Tako deluje tudi program AmQuake, zato se v programu formira drugačen porušni mehanizem kot na potresni mizi. Že v naprej smo predvideli, da se bodo izračunani rezultati razlikovali od rezultatov preiskav.

5.3.1 Material

Material lahko definiramo posebej po sestavnih delih (zidaki, malta, beton, armatura) ali pa vnesemo materialne parametre zidovja kot kompozitnega materiala. Če vnašamo materialne lastnosti za zidake posebej, lahko izbiramo le med opečnatimi zidaki PhoroTherm, kar v našem primeru ni prišlo v poštev. Zato smo zidovje modelirali kot kompozit in uporabili izmerjene vrednosti materialnih karakteristik (glej preglednico 11). Podatek za začetno strižno trdnost f_{vk0} smo našli v katalogu na spletni strani proizvajalca zidakov. Na sliki 35 prikazujemo pogovorno okno za vnos materialnih lastnosti v program AmQuake.



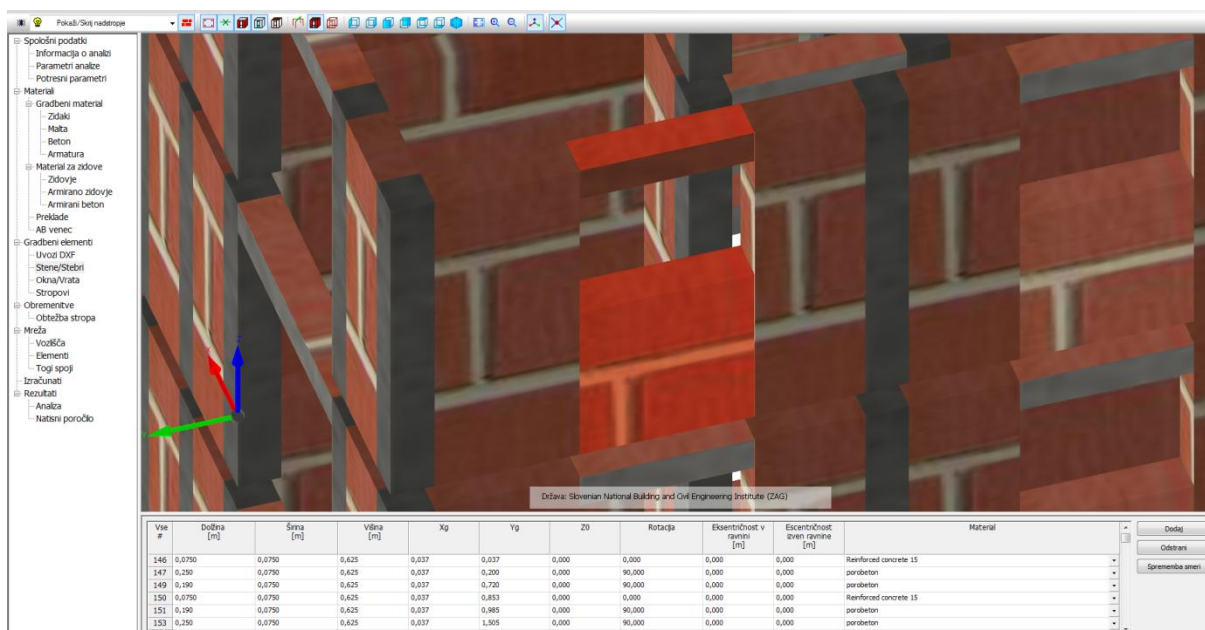
Slika 35: Upoštewane materialne lastnosti zidovja v AmQuake-u

5.3.2 Modeliranje konstrukcije v AmQuake

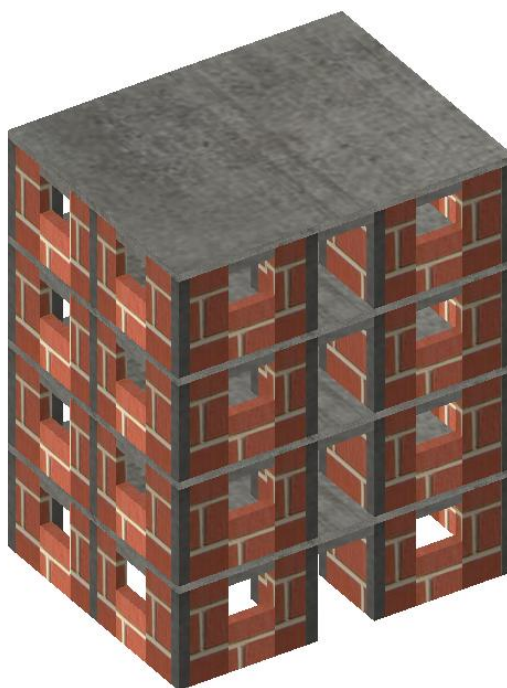
Konstrukcijo smo modelirali kot povezano zidovje, vertikalne vezi smo modelirali z armiranimi betonskimi stebri. Navpične potresne vezi lahko v programu modeliramo na tri različne načine:

- zid definiramo kot armirano zidovje z vertikalno armaturo na robovih,
- zidovje in vezi modeliramo ločeno, kjer sta robna odseka definirana kot armirano zidovje, sredinski odsek pa kot nearmirano zidovje,
- zidovje in vezi modeliramo ločeno, kjer sta robna odseka armiranobetonska stebra, notranji odsek pa nearmirano zidovje. Skupek tega je povezano zidovje.

Program AmQuake nima grafičnega vmesnika za risanje modela. Geometrijske in materialne lastnosti elementov je potrebno ročno vnesti v preglednico. Potrebni podatki so dolžina, širina in višina elementa, koordinate njegovega težišča, usmerjenost v prostoru in material. Stenam lahko določimo tudi ekscentričnost v ravnini in izven nje. Stebre smo modelirali na isti način kot zidove. Odprtina smo poleg njihove dimenzije določili še višino parapeta ter material preklade in parapeta. Na sliki 36 prikazujemo tipično odprtino z osvetljeno preklado in prapetom, na sliki 37 pa prikazujemo 3D model v programu AmQuake.

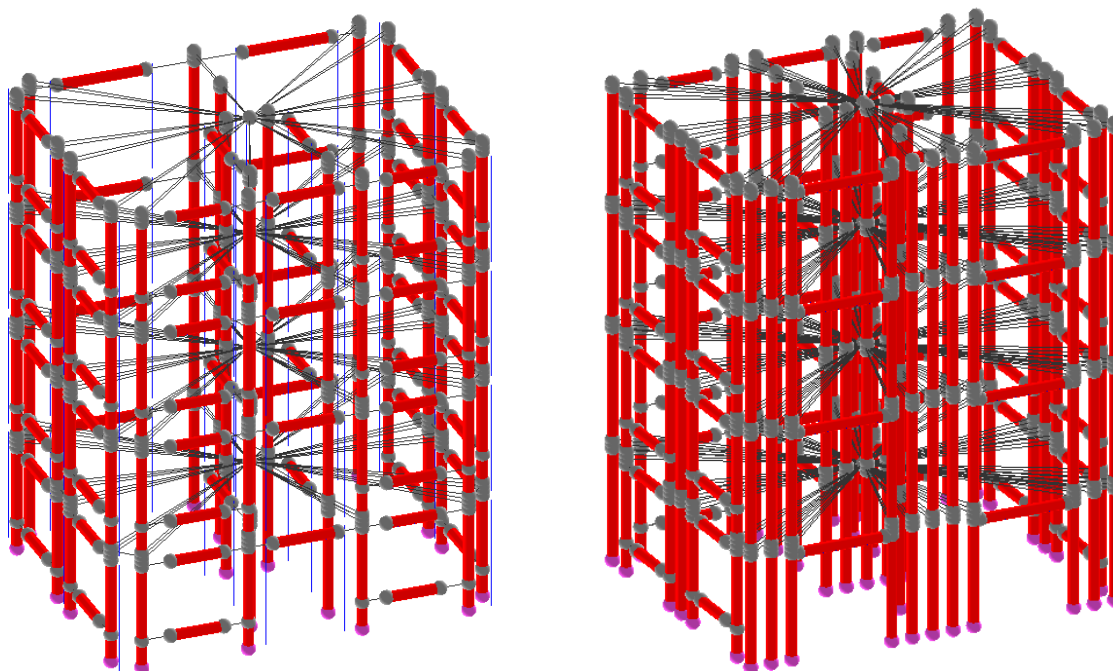


Slika 36: Stena z odprtino modelirana v programu AmQuake



Slika 37: 3D model v programu AmQuake

AmQuake privzame, da je upogibna togost plošč enaka nič, vendar lahko ta parameter spremenimo pri generiranju mreže in določimo, da se plošče obnašajo kot toge diafragme. V AmQuake-u lahko definiramo tudi AB venec, ki je zajet v plošči in ga program generira na vrhu vseh zidov in odprtin spodnjega nadstropja. Tako program med nelinearno analizo upošteva tudi upogibno trdnost AB venca. Na sliki 38 sta prikazani različni končni mreži istega modela.



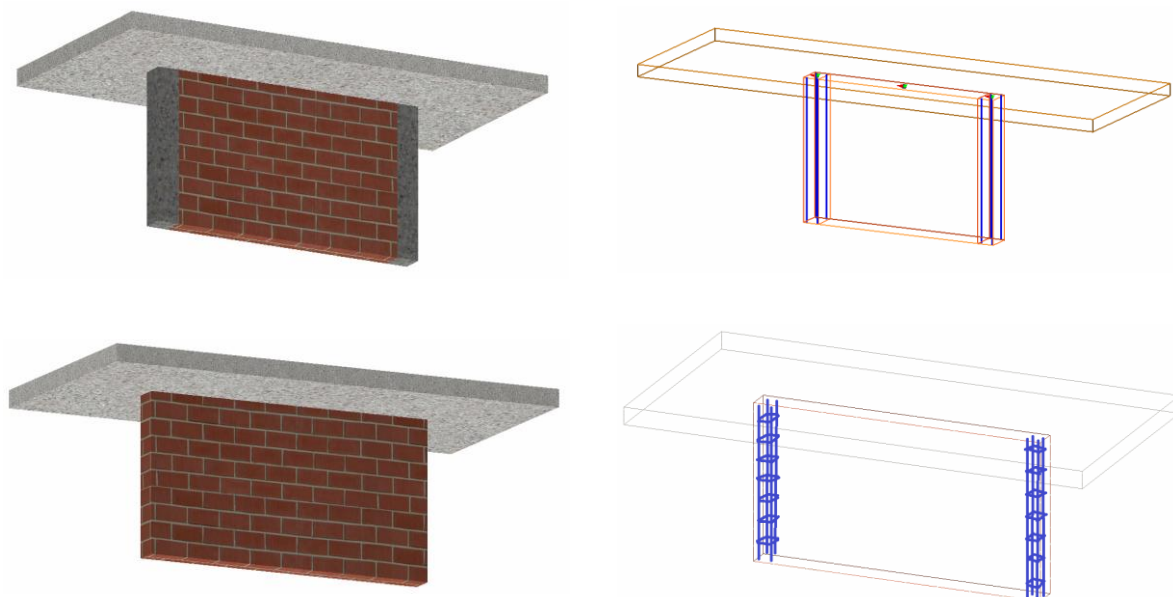
Slika 38: Mreža končnih elementov v programu AmQuake (levo model armiranega zidovja, desno model povezanega zidovja)

Program ima privzeto možnost, da povezano zidovje pretvori v armirano. Zidovje z robnimi armiranobetonskimi stebri pretvori v armirano zidovje z armaturo na robovih, kar poenostavi analizo.

Splošne informacije o mreži				Izdelaj mrežo	
Število vozlišč:	504	Min. preklap	0,8		
Število elementov:	272	O _{min} *t ₁ *t ₂ , O _{min} :			
Število togih povezav:	365	Medetažni spoj:	Uravnano	Izbriši mrežo	
		<input checked="" type="checkbox"/> Togi kratki nosilci	Le/Lf:	0,5	
		<input checked="" type="checkbox"/> Stropovi brez upogibne togosti			
		<input checked="" type="checkbox"/> Zamenjaj model CM v RM:	<input checked="" type="checkbox"/> XY pametna ojačitev		

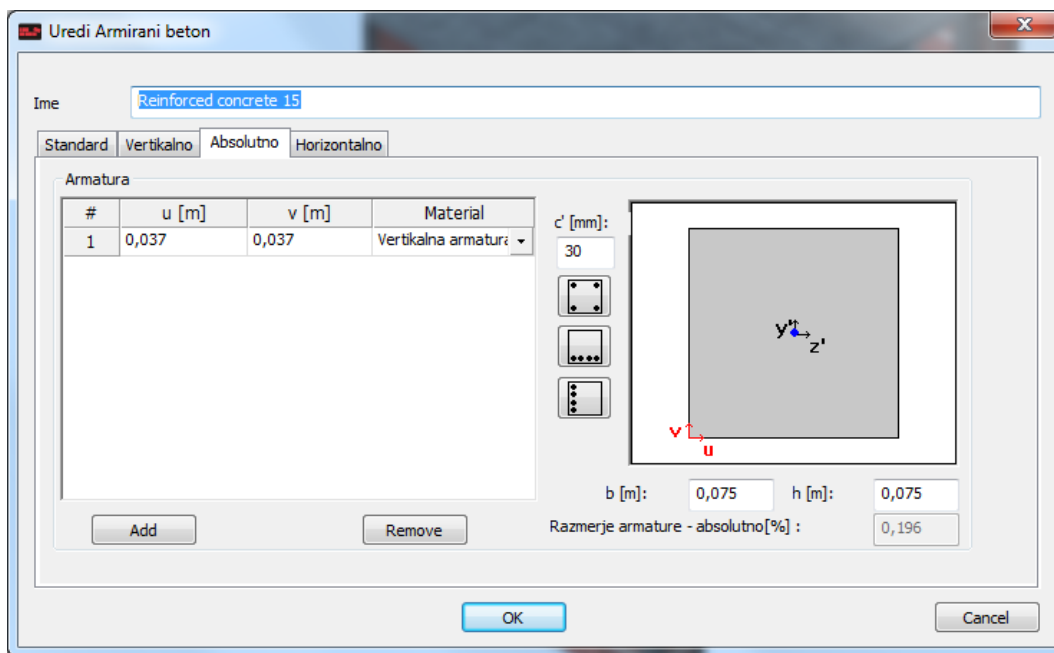
Slika 39: Možnosti pri določanju mreže

V polju lahko izberemo ukaz »Zamenjaj model CM v RM«, kjer CM pomeni povezano zidovje (*angl. confined masonry*) in RM pomeni armirano zidovje (*angl. reinforced masonry*). Če to možnost potrdimo, lahko aktiviramo še možnost »XY pametna ojačitev«. V modelu RM se lahko robna armatura nahaja na stičišču dveh zidov. Možnost pametne armature omogoči, da se armatura v celoti pripiše vsakemu zidu posebej v odvisnosti od smeri analize. Tako se v primeru analize v X smeri pripiše celoten prerez armature zidu, ki ima močno os v smeri X in nič armature zidu, ki je pravokoten na smer analize. Na sliki 40 prikazujemo dva različna načina modeliranja armature v zidovju.

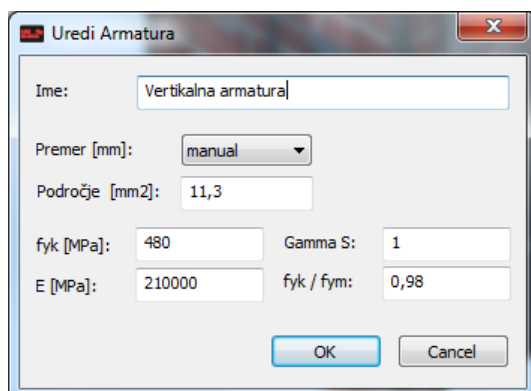


Slika 40: Zgoraj: povezano zidovje z AB robnimi stebri in spodaj: armirano zidovje z armaturo na robovih

Prerez navpičnih armiranobetonskih stebrov smo modelirali kot kvadratne stebre s stranico 7,5 cm (glej sliko 41). Armaturo smo postavili v središče stebra in določili njen prerez in trdnost jekla. Vstavili smo parametre armature, ki so predstavljeni v poglavju 4.3.4.2. Prerez armature navpičnih zidnih vezi modela M3 je $1 \text{ } \varnothing 3,8 \text{ mm}$, to pomeni, da je ploščina prereza armature $11,3 \text{ mm}^2$. Meja plastičnosti armature je 480 MPa.



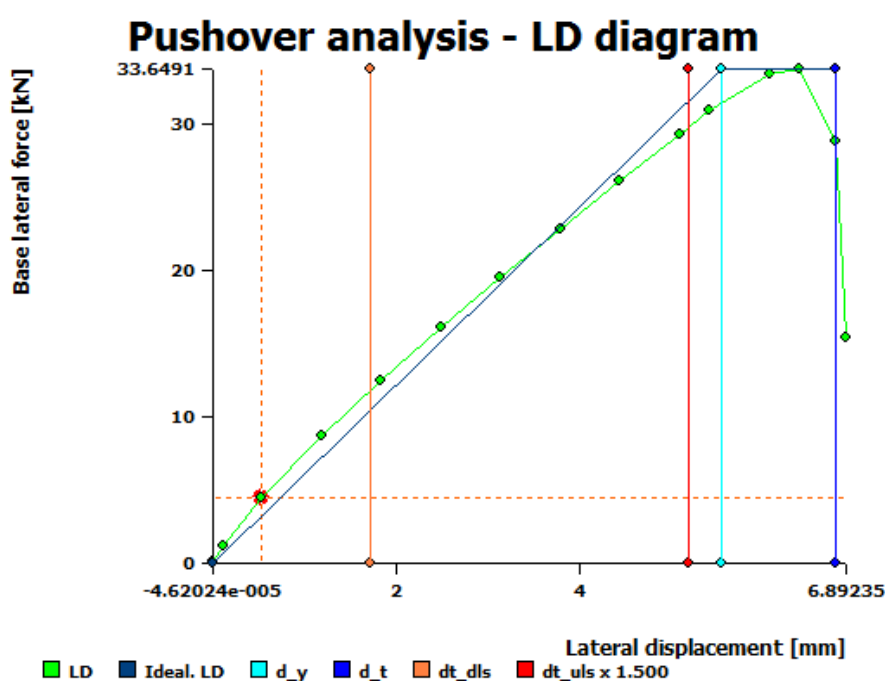
Slika 41: Model robnih armiranobetonskih stebrov z armaturo v središču



Slika 42: Armatura v navpičnih zidnih vezeh

5.3.3 Analiza in rezultati

Pri analizi lahko izberemo enakomerno porazdelitev vodoravne obtežbe, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam ne glede na višino, ali modalno porazdelitev z vodoravnimi silami v razmerju z vodoravnimi silami iz elastične analize (glej SIST EN 1998-1, člen 4.3.3.4.2.2). Rezultati se med porazdelitvama obtežbe skoraj niso razlikovali. Predstavimo rezultate analize z modalno porazdelitvijo vodoravne obtežbe. Program privzame tudi masno ekscentričnost 5% dimenzije plošče. Na sliki 43 prikazujemo rezultate potresne analize modela RM+XY.

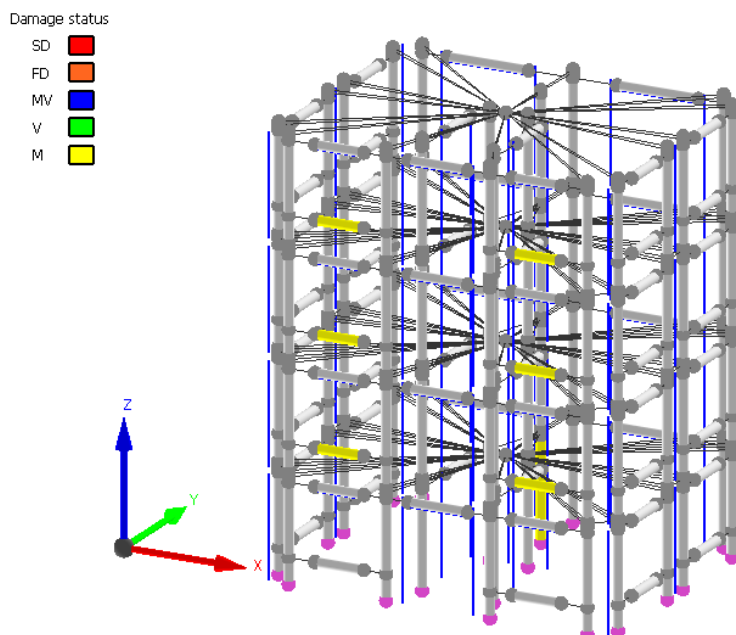


Slika 43: Prikaz rezultatov modela RM+XY v AmQuake-u

Izvedli smo tri različne analize. Rezultati analiz so prikazani na sliki 48. Pri vseh treh je obtežba in geometrija modela enaka, razlikujejo se le v vrsti modela:

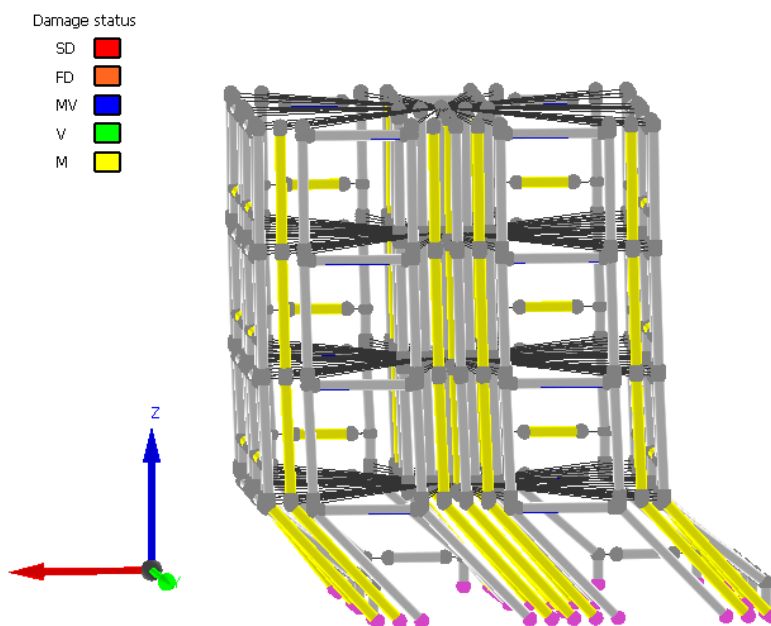
- model RM+XY: program pretvori povezano zidovje v armirano zidovje, uporaba funkcije XY pametna armatura
- model RM: program pretvori povezano zidovje v armirano zidovje
- model CM: povezano zidovje

Poškodbe v elementih nastanejo že na začetku, ko konstrukcija še ni obremenjena s prečno obtežbo. Do poškodb pride v parapetih in v steni 13 v prvi etaži pri vseh modelih, ker prikazujemo na sliki 45. To je precej nelogično in kaže na neustreznosti računskega modela.



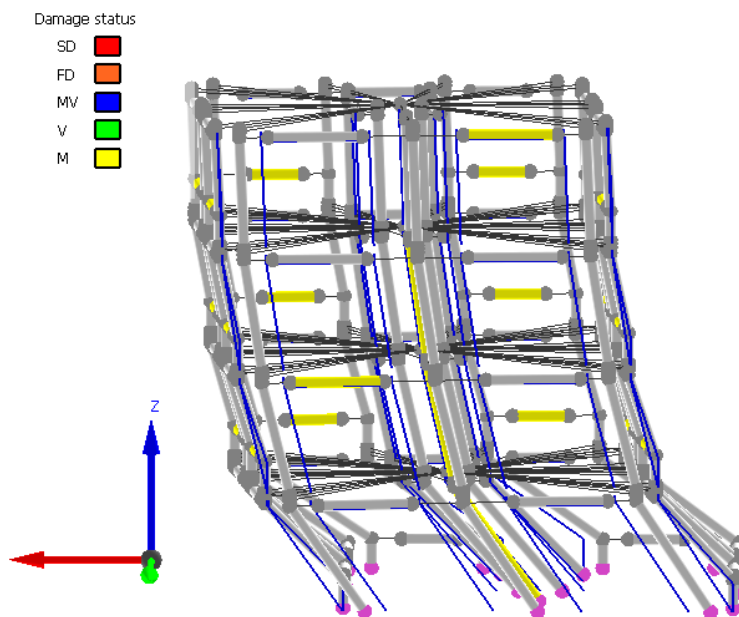
Slika 44: Začetne poškodbe v elementih modela RM+XY

Krivulje se med seboj zelo razlikujejo. Ko smo modelirali konstrukcijo kot povezano zidovje, so bili rezultati najslabši. Krivulja odpornosti modela CM je dosegla maksimalno vrednost $V_{\max}=16$ kN, kar znaša približno 38% vrednosti, ki je bila dosežena na preiskavi na potresni mizi. Pomik pri porušitvi je nerealno velik, zato smo ta model opustili. Porušni mehanizem modela povezanega zidovja je prikazan na sliki 45.



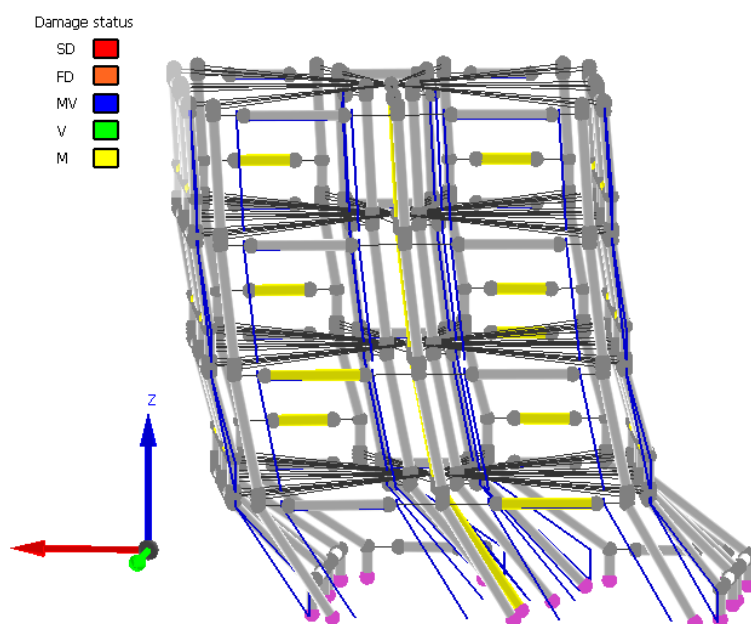
Slika 45: Porušitev modela CM v AmQuake-u

Model RM je glede odpornosti konstrukcije dal boljše rezultate. Krivulja odpornosti je dosegla maksimalno vrednost $V_{\max}=28,6$ kN, kar je približno 68% dosežene vrednosti pri preiskavi. Med analizo pride do hipne porušitve modela, zato so pomiki zelo majhni in model ni sposoben simulirati dejanske izmerjene duktilnosti konstrukcije. Pride tudi do velikih torzijskih zasukov. Porušitev modela RM je prikazana na sliki 46.



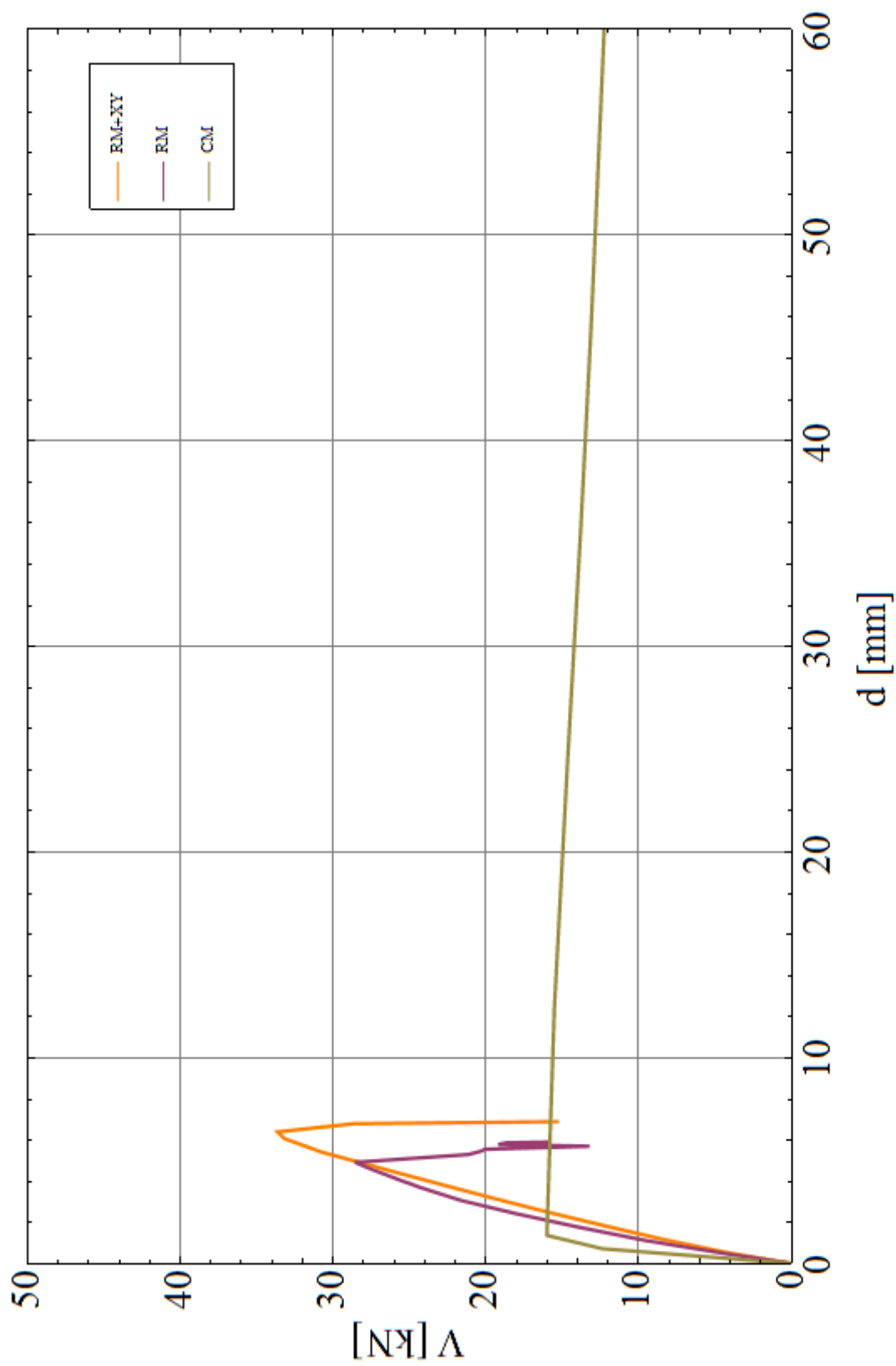
Slika 46: Porušitev modela RM v AmQuake-u

Najbolj primerne v primerjavi z rezultati preizkusa smo dobili z modelom RM+XY, kjer je potresna odpornost znašala približno 80% potresne odpornosti iz preiskave, to je $V_{max}=33,65$ kN. Pomiki so bili podobni kot pri modelu RM, začetna togost konstrukcije pa je bila malo manjša. V modelu je prišlo do torzijskih zasukov, konstrukcija se je porušila z odpovedjo prečke v prvi etaži nad vrati. Rumena barva v prikazu porušnega mehanizma pomeni, da je v elementu prekoračena upogibna trdnost (glej sliko 47). Vsi modeli konstrukcije so predvideli upogibno porušitev zidovja, vendar se je konstrukcija med preiskavami porušila strižno. Za nadaljnjo primerjavo smo izbrali model RM+XY, ker je dal najbolj primerljive rezultate.



Slika 47: Porušitev modela RM+XY v AmQuake-u

Zaradi lažje primerjave smo rezultate vseh treh analiz vstavili na en diagram. Na sliki 48 prikazujemo rezultate analiz za vsak model posebej.

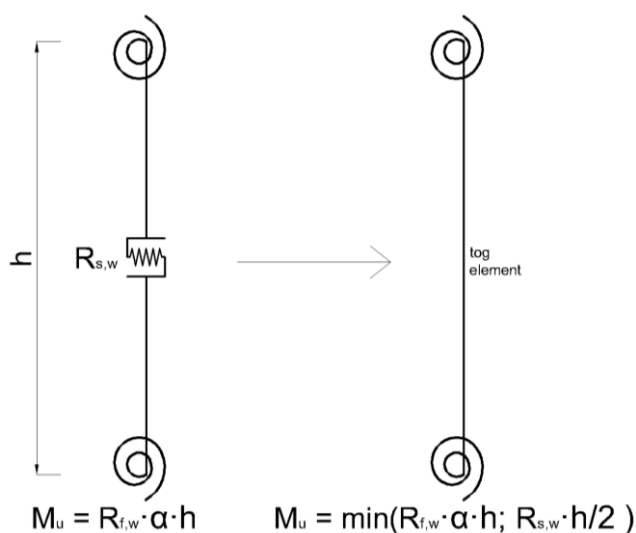


Slika 48: Graf potresne odpornosti konstrukcije v programu AmQuake

5.4 Račun s programom Sremb3D

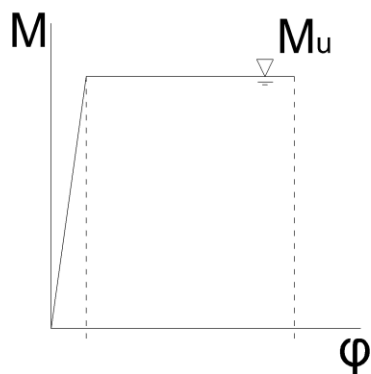
Računalniški program Sremb3D je bil razvit na ZAG-u. Temelji na metodi nadomestnih okvirov, ki smo jo predstavili v poglavju 3.2. Sremb3D ima svoj grafični vmesnik, v kateremu podamo konstrukcijo, nelinearno statično analizo pa opravimo s pomočjo programa za računanje s končnimi elementi OpenSEES (The Regents of the University of California). Ustrezen grafični vmesnik za ogled rezultatov je izdelan v programu Mathematica (Wolfram Research, Inc.).

Program v računu upošteva tudi možnost diagonalne strižne porušitve zidovja. Vsak zid je modeliran s togim linijskim elementom z elastičnimi vzmetmi, ki omogočajo strižno ali upogibno porušitev. Model je poenostavljen tako, da se tudi strižno porušitev upošteva v momentnem členku na koncu elementa. Linijski element je tog, vsa podajnost se upošteva v upogibnih vzmeteh na krajiščih elementa (glej sliko 49).



Slika 49: Prikaz linijskega elementa, ki ga uporablja Sremb3D

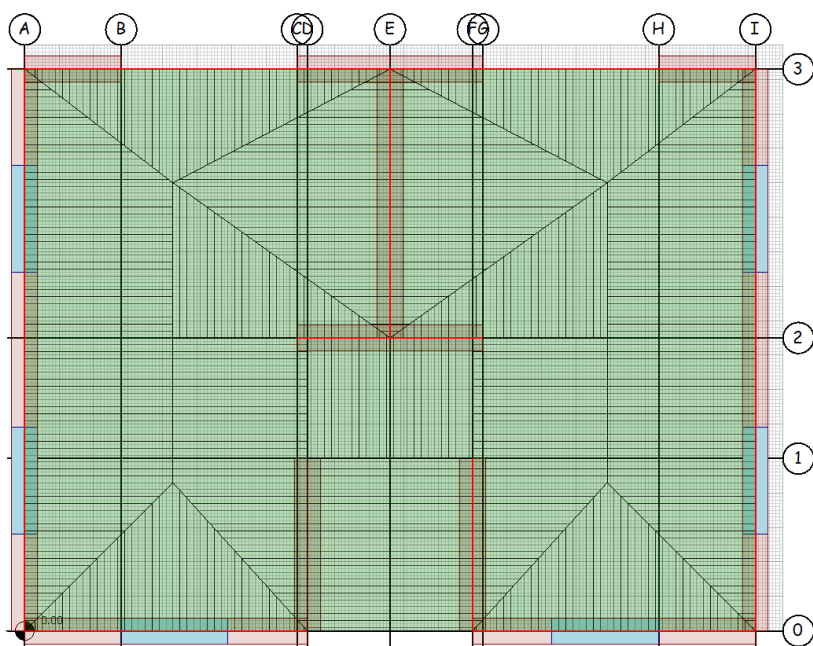
Za izračun strižne odpornosti zidovja $R_{s,w}$ program uporabi enačbo (2.5), za upogibno odpornost $R_{f,w}$ pa enačbo (2.7). Togost vzmeti dobi z uporabo enačbe (3.4). Na sliki 50 je prikazan model momentnega členka v programu Sremb3D.



Slika 50: Model momentnega členka v programu Sremb3D

5.4.1 Modeliranje konstrukcije v Sremb3D

Modeliranje je v Sremb3D zelo enostavno. Stene in plošče smo risali v grafičnem vmesniku. Paziti smo morali le, da so se stene stikale v krajiščih. To pomeni, da smo morali steno v osi 2 razdeliti na dva dela, da sta se lahko povezali s prečno steno v osi E (glej sliko 51). Dimenzije odprtin smo določili vnaprej in jih nato preko vmesnika vstavili v stene. Plošče se stikajo s stenami v njihovi osi, zato je površina celotne plošče manjša kot pri dejanski konstrukciji. To ni vplivalo na model, ker plošče ne delujejo kot konstrukcijski elementi, ampak le prenašajo obtežbo na stene. Risanje in modeliranje smo si poenostavili tako, da smo dimenzije zaokrožili na cm. AB vezi in preklade smo v modelu zanemarili.



Slika 51: Prikaz tlorisa etaže modela stavbe M3 v programu Sremb3D

V Sremb3D smo dali celotno obtežbo konstrukcije na plošče, vključno z lastno težo zidovja. Površina plošče je v programu manjša, ker plošče rišemo do osi zidov: $A = 1,63 \text{ m} \cdot 2,12 \text{ m} = 3,46 \text{ m}^2$. Obtežbo smo preračunali za novo površino plošč:

za 1-3 etažo: $m_{1-3} = 1141 \text{ kg}$,
 $q_{1-3} = \frac{m_{1-3} \cdot g}{A} = 3,24 \text{ kN/m}^2$,

za 4 etažo: $m_4 = 1165 \text{ kg}$,
 $q_{1-3} = \frac{m_4 \cdot g}{A} = 3,24 \text{ kN/m}^2$.

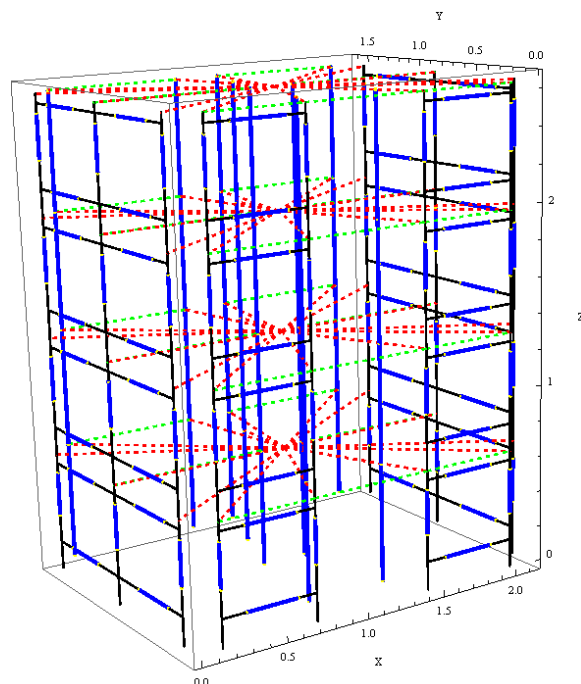
Tako smo dobili novo obtežbo plošč:

Preglednica 14: Obtežba v programu Sremb3D

g_p	3,24	kN/m ²	specifična obtežba plošč
g_r	3,30	kN/m ²	specifična obtežba strehe

Na sliki 52 je prikazan 3D model konstrukcije, ki ga generira program. Sestavljen je iz različnih linijskih elementov:

- črni elementi predstavljajo toge odseke konstrukcije,
- rdeči elementi so zelo toge povezave (vezi), ki povezujejo zidove med seboj v ravnini plošč. Efektivno delujejo kot toge diafragme, le da so vezi v matematičnem smislu zapisane drugače.
- zeleni elementi predstavljajo prečke, s katerimi modeliramo upogibno togost stropnih plošč. Togost in lego prečk določimo sami,
- modri elementi so podajni deli konstrukcije, ki so modelirani s togimi linijskimi nosilci in podajnimi momentnimi členki, kot je to prikazano na sliki 49.

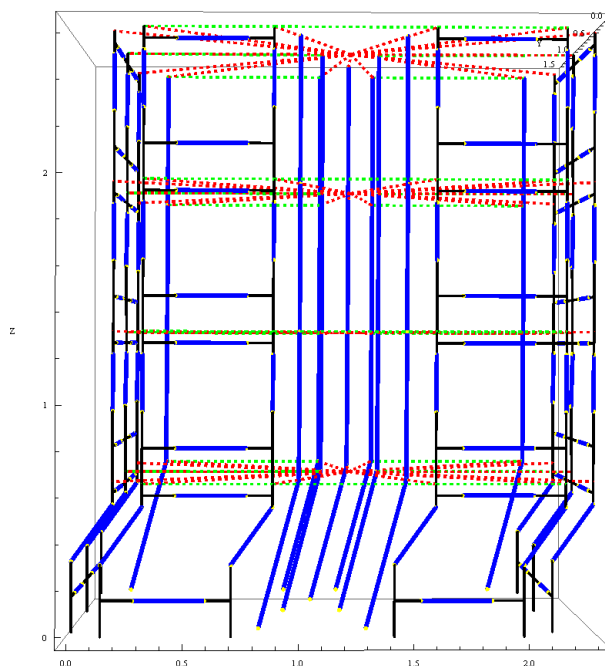


Slika 52: Prikaz 3D modela v Mathematici

Povezanost zidov v višini plošč Sremb3D modelira z zelo togimi povezavami, ki simulirajo togo diafragmo. Matematično gledano je zapis drugačen, rezultat pa iz inženirskega vidika enakovreden. Prečni elementi (preklade in parapeti) so modelirani z enakim tipom linijskega elementa kot vertikalni.

5.4.2 Analiza in rezultati

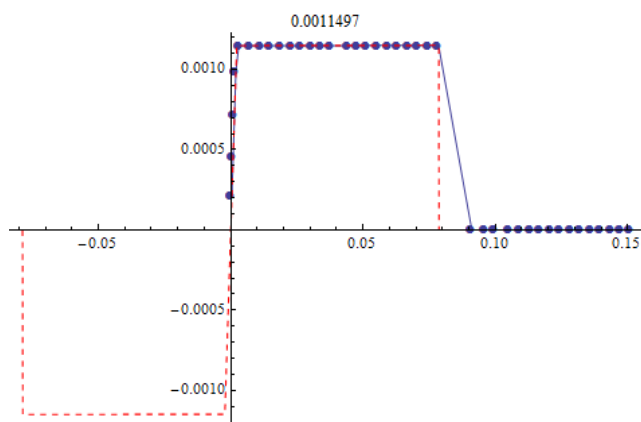
V analizi s Sremb3D smo izbrali linijski element z momentnimi členki ter trikotno porazdelitvijo prečne sile. Da bi se približali realnemu odzivu, smo za zidove, obremenjene v močni osi, namesto upogibne predpostavili strižno porušitev. Na sliki 53 je prikazan deformiran model konstrukcije v fazi vzbujanja R200.



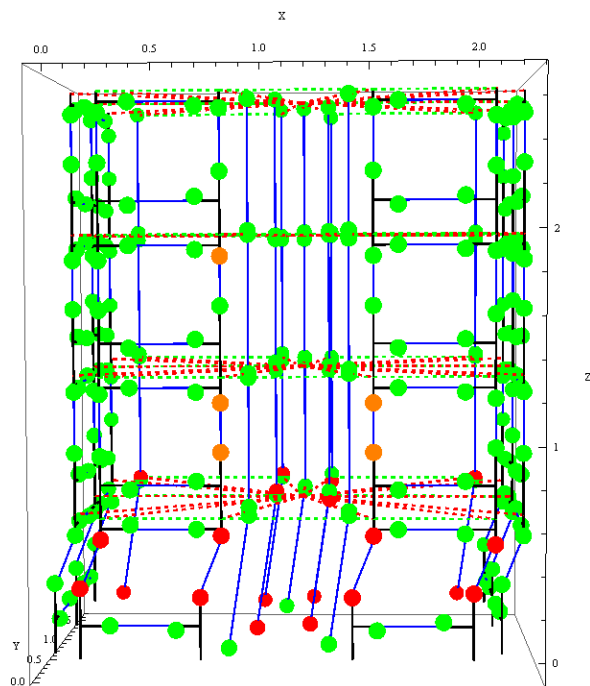
Slika 53: Deformacije modela v Sremb3D v fazi vzbujanja R200

Računski mehanizem porušitve konstrukcije je skladen z opažanji med preizkusom. Dobili smo porušitev v prvi etaži, višje etaže so poškodovane, vendar neporušene. Izračunana odpornost konstrukcije je $V_{max} = 41,04 \text{ kN}$, kar je podobna vrednost, kot je bila ugotovljena med preiskavami.

Program nam omogoča, da opazujemo notranje sile in pomike v posameznem členku (glej sliko 55). Če je členek zelene barve, pomeni da je še v elastičnem območju. Oranžna barva pomeni, da je na plastičnem platoju, rdeča pa kaže, da je prišlo do porušitve členka. Na sliki 54 prikazujemo model momentnega členka iz analize v programu Sremb3D, ki je skladen z členkom, ki smo ga predstavili na sliki 50.

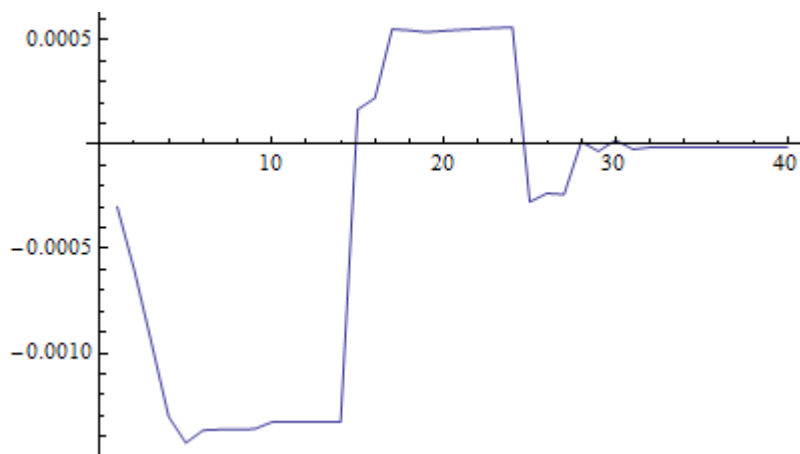


Slika 54: Prikaz notranjih sil in zasukov v členku med analizo



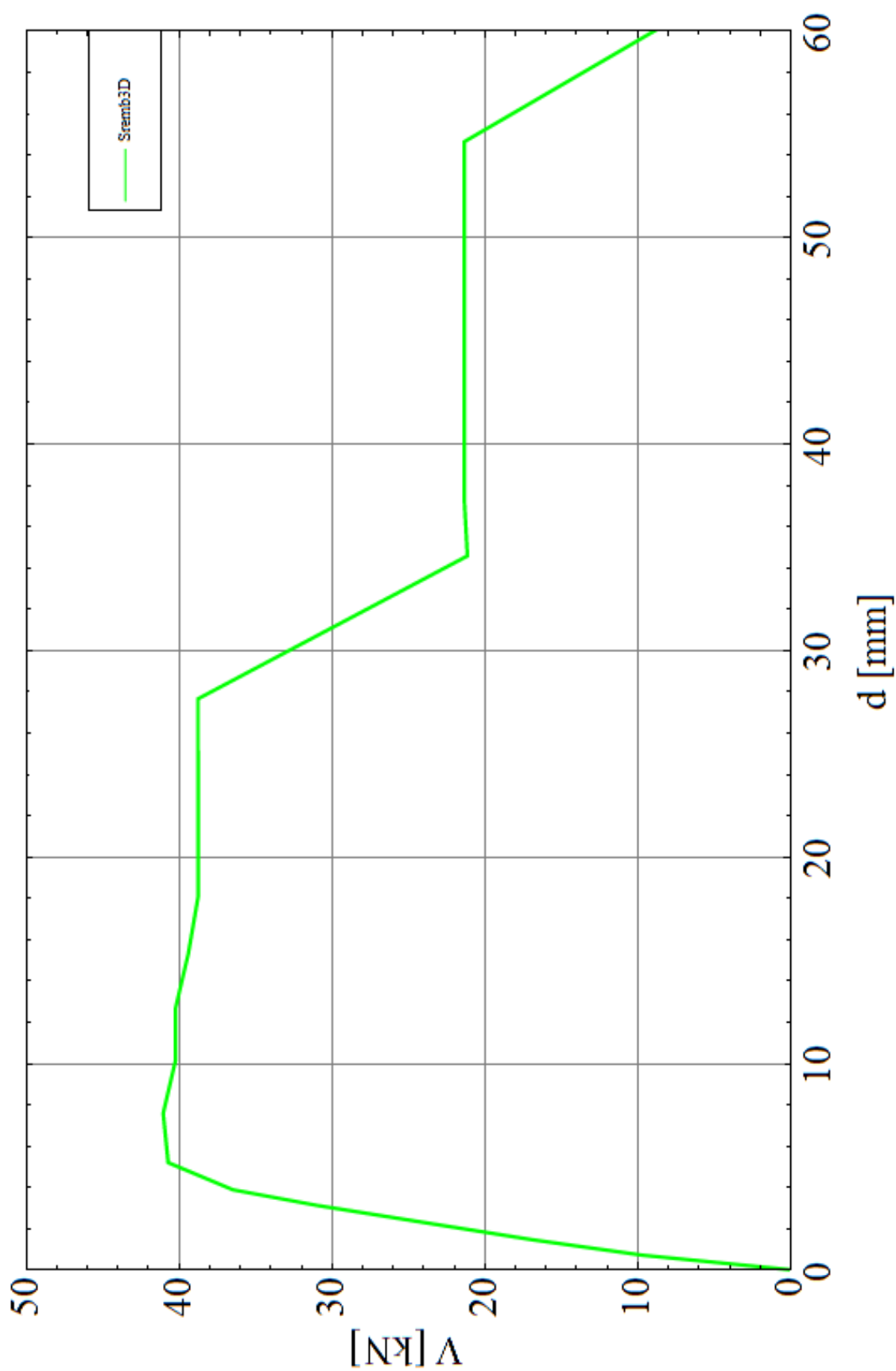
Slika 55: Končni mehanizem porušitve modela

Vpliv torzije je zanemarljiv, saj je zasuk masnega težišča med potisno analizo manjši od tisočinke radiana (glej sliko 56).



Slika 56: Zasuk masnega težišča

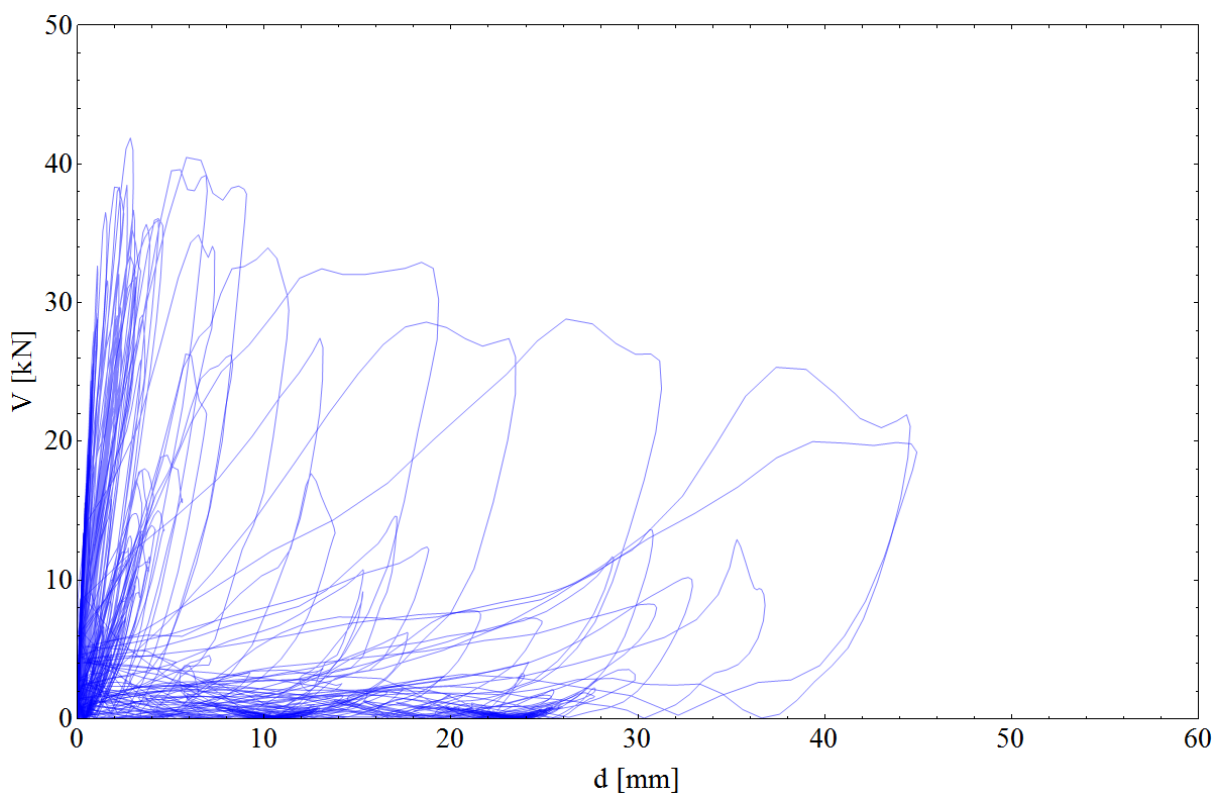
Na sliki 57 je prikazana krivulja potresne odpornosti, ki smo jo izračunali s pomočjo programa Sremb3D.



Slika 57: Diagram potresne odpornosti konstrukcije v programu Sremb3D

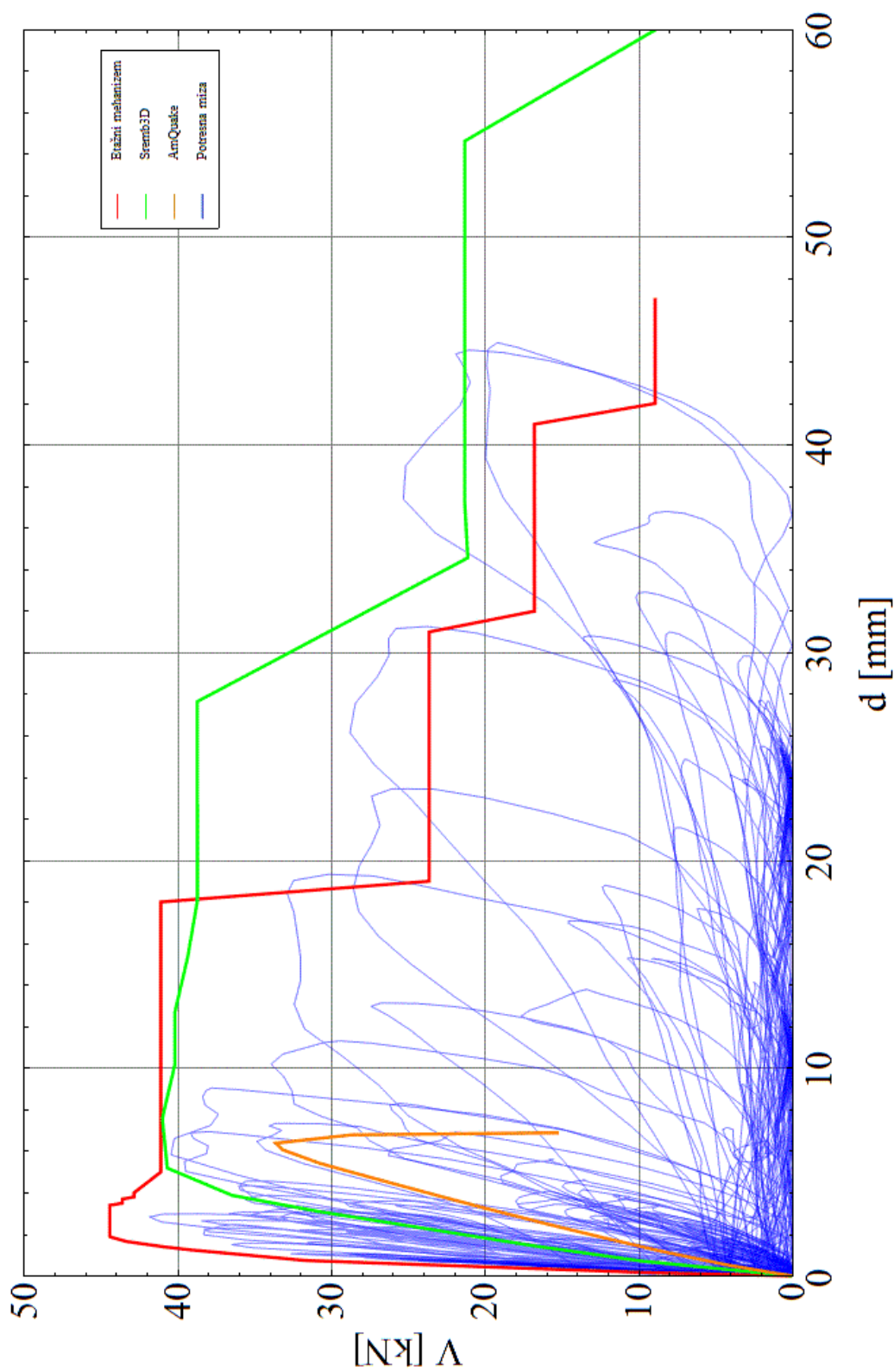
6 REZULTATI IN PRIMERJAVA

Histerezne zanke, ki smo jih dobili z vrednotenjem med eksperimentom merjenih količin, smo s pomočjo programa Mathematica 8.0 (Wolfram Research, Inc.) izrisali na en graf (glej sliko 30). Da bi odziv konstrukcije lahko primerjali s krivuljami odpornosti, smo dobljene rezultate pretvorili v absolutne vrednosti. Na sliki 58 prikazujemo razmerje prečne sile in relativnega pomika prve etaže. Največja izmerjena odpornost konstrukcije je $V_{\max} = 41,88$ kN, največji izmerjeni pomik spodnje etaže pa $d_{\max} = 44,93$ mm.



Slika 58: Absolutne vrednosti odziva konstrukcije med preiskavo na potresni mizi

Na sliki 59 smo združili potresni odziv modela stavbe M3, ki smo ga dobili s preiskavami na potresni mizi, in nelinearne potresne analize opravljene z različnimi metodami (etažni mehanizem, program AmQuake in program Sremb3D).



Slika 59: Primerjava rezultatov vseh obravnavanih metod z rezultati preiskave

6.1 Etažni mehanizem – SREMB

Metoda etažnega mehanizma je zelo enostavna, saj obravnava le kritično etažo. Račun je preprost, ker izračunamo ovojnice za vsak zid posebej in jih seštejemo skupaj. V etažnem mehanizmu ni bilo potrebno prilagajati dimenzij zidov zaradi lažjega modeliranja. Tako smo lahko steni 5 in 7 obravnavali kot celoti. Če bi ju razdelili na polovice, bi se spremenil faktor porazdelitve strižnih napetosti po prerezu b in bi dobili drugačne rezultate.

Račun s to metodo je bil zelo enostaven in prilagodljiv, saj smo lahko geometrijske in mehanske lastnosti vsakega zidu spreminjali, brez da bi s tem vplivali na model. Dimenzij sten nam ni bilo potrebno spreminjati, da bi jih prilagodili mreži. Imamo pregled nad vsakim elementom in njegovim odzivom posebej.

S predpostavko, da so stene polno vpete, smo se najbolj približali pravi začetni togosti konstrukcije, ampak je le-ta vseeno prevelika. Metoda malenkost preceni potresno odpornost konstrukcije. Ocenjeni pomiki pa so precej primerljivi z izmerjenimi.

6.2 Sremb3D

Sremb3D je najbolje izračunal potresno odpornost konstrukcije. Porušitev modela je bila zelo podobna porušitvi realne konstrukcije. V programu smo upoštevali samo strižno porušitev zidovja in dobili primerljiv porušni mehanizem ter dober približek realnemu odzivu konstrukcije.

Začetna togost modela je bila manjša kot pri preiskavah. To lahko pripišemo dejstvu, da Sremb3D ne upošteva popolne vpetosti zidov v plošče. Zaradi tega je prevelika tudi podajnost konstrukcije.

Modeliranje v programu je bilo zelo enostavno, saj smo konstrukcijo risali s pomočjo grafičnega vmesnika. Kljub temu smo morali model prilagoditi tako, da smo steni 5 in 7 razdelili na polovice. Dejansko sta ti dve steni delovali kot en zid.

6.3 AmQuake

Za AmQuake smo predvideli, da bo dal drugačne vrednosti od potresne preiskave, ker program računa potresno odpornost na podlagi Evrokod standardov in ne vključuje možnosti strižne porušitve zidovja, ki smo jo opazili pri preiskavah. Pri modelu z isto obtežbo in geometrijo, dobimo z različnimi modeli (armirano zidovje, povezano zidovje) zelo različne rezultate. Možnosti, ki nam jih program nudi, niso

dobro razložene v dokumentaciji. V navodilih ni razloženo, s kakšnim postopkom program pretvori povezano zidovje v armirano.

Modeliranje samo je bilo precej zahtevno. Upoštevati smo morali AB vezi, preklade in venec, ker je brez teh elementov program izračunal veliko manjšo vrednost V_{max} , okoli 13 kN. Začetna togost modela je majhna, zatem pa pride do nenadne porušitve. Poskusili smo povečati trdnost preklad in AB venca, vendar to ni spremenilo porušnega mehanizma ali povečalo duktilnosti modela.

Izračunane vrednosti potresne odpornosti so precej nezanesljive, vendar so na varni strani.

7 ZAKLJUČKI

V današnjih časih, ko je tehnologija zelo razvita, se v inženirskih panogah veliko poslužujemo računalniških programov za modeliranje konstrukcij. Velikokrat se to počne brez poznavanja modelov in enačb, ki so uporabljeni v teh programih. Zaupamo njihovim ustvarjalcem in verjamemo, da se konstrukcija v realnosti obnaša tako, kot nam napovedujejo rezultati. Včasih pozabimo, da program temelji na predpostavkah in poenostavitvah, ki poskušajo opisati naravo konstrukcij.

Porušitev zidovja in zidanih stavb je zelo kompleksen pojav. Zidovje je anizotropen kompozitni material, prav tako pa se njegov odziv na potresno obtežbo razlikuje glede na vrsto zidakov in malte ter tudi tehnologije gradnje. Zato je zelo zahtevno opisati njegovo obnašanje med potresom. Tema postane še bolj kompleksna, ko vključimo armaturo in AB vezi. Stroka je z leti določila tri ključne mehanizme porušitve zidovja. To so prestrig ter strižna in upogibna porušitev. Do prestriga ali zdrsa zidovja pride pri majhnih vertikalnih napetostih. Zid zdrsne po naležnih regah med zidaki. Strižna porušitev z diagonalnimi razpokami se največkrat zgodi v zidovih med odprtini. Tu je ključnega pomena natezna trdnost zidovja, ker popusti povezava med zidaki in malto. Pri velikih vertikalnih obremenitvah pa pride do upogibne porušitve zidu, ko se zaradi presežene tlačne trdnosti poruši peta zidovja. Račun odpornosti ni odvisen samo od geometrijskih in materialnih lastnosti, ampak ga korigiramo s koeficienti glede na vpetost robov in porazdelitev strižnih napetosti po prerezu.

Metode nelinearne potresne analize, uporabljene v okviru diplomske naloge, upoštevajo zgoraj naštetih mehanizme obnašanja zidovja. Metoda etažnega mehanizma zreducira odziv celotne konstrukcije na kritično etažo. Za vsak zid posebej izračunamo idealizirano histerezno ovojnico, odpornosti med seboj seštejemo in dobimo odziv kritične etaže oziroma celotne konstrukcije. Ta metoda je zelo enostavna in pregledna, vendar je edina, ki je precenila odpornost konstrukcije glede na rezultate preizkusa.

Oba računalniška programa – AmQuake in Sremb3D – delujeta na podlagi metode nadomestnih okvirjev. AmQuake uporablja makroelemente, ki so podobni Timoshenkovim nosilcem. Postopek določanja obtežbe in ostalih parametrov analize strogo sledi določilom standardov Evrokod 6 in 8. Ti upoštevajo samo prestrižni in upogibni mehanizem za porušitev zidovja pri potresu. Zaradi tega je prišlo do velikih razlik med rezultati AmQuaka in odzivi konstrukcije na potresni mizi, kjer je prišel do izraza predvsem strižni mehanizem. Najbolj pa je presenetila nekonsistentnost rezultatov pri uporabi različnih modelov zidovja. Glede na to, da je obravnavana konstrukcija iz povezanega zidovja, smo najprej uporabili model CM (*angl. confined masonry*), ki pa je dal najslabše rezultate. Potem smo uporabili še funkciji, ki nam jih nudi program. Prva je spremenila povezano zidovje v armirano zidovje, druga pa je funkcija XY pametna armatura. Rezultati so bili boljši.

Program Sremb3D uporablja enostavnejši model kot program AmQuake. Vsa plastičnost je upoštevana v momentnih členkih na konceh, medtem ko so elementi togi. Kljub enostavnejšemu modelu je Sremb3D dal dobre rezultate. Program omogoča upoštevanje strižne porušitve zidovja, zato smo dobili pravi porušni mehanizem in primerljiv odziv konstrukcije v primerjavi z opaženim med eksperimentom. Če bi program uporabili brez znanja o materialu in lastnostih uporabljenega zidovja, bi račun napovedal upogibno porušitev tudi na mestih, kjer je med preizkusom ni bilo. V tem primeru bi dobili zelo drugačne rezultate.

Pri obeh programih smo morali model in analizo prilagajati in dopolnjevati, da smo dobili rezultate čim bližje realnemu odzivu. V našem primeru smo lahko rezultate sproti primerjali s preiskavo na potresni mizi, zato so bili bolj realni kot sicer. Na programsko opremo pa je potrebno gledati iz druge perspektive in sicer iz vidika naročnika oziroma projektanta. V tem primeru zaporedje dela ravno nasprotno kot v diplomski nalogi. Namen takih programov je analiza konstrukcij, ki še niso bile zgrajene, in jo potrebujemo za nadaljnje projektiranje. Če bi modelirali konstrukcijo s takim pristopom, bi dobili zelo drugačne rezultate. AmQuake že v osnovi ne upošteva pravega mehanizma strižne odpornosti, poleg tega bi se verjetno odločili za model CM in dobili nesmiselne rezultate. Sremb3D bi upošteval manjšo izmed dveh odpornosti, posledično bi bili rezultati drugačni. Rezultati bi bili v obeh primerih na varni strani, vendar precej konservativni. Etažni mehanizem je edini, ki dopušča vpogled v izračun in prilagajanje modela. Tudi v tem primeru bi lahko uporabili upogibno porušitev in podcenili odpornost konstrukcije. Brez izkušenj, znanj o uporabljenih materialih v zidanih konstrukcijah in o računskih postopkih za določitev njihove odpornosti, je določevanje potresnega odziva zelo težka naloga.

Vsekakor je uporaba inženirske logike predpogoj za ravnanje s programsko opremo. Če se strogo držimo predpisanih standardov, dobimo rezultate, ki mogoče niso najboljši možni in ne odsevajo realnih odzivov konstrukcije v naravi. Izkazalo se je, da lahko dajo bolj enostavne metode in modeli veliko boljše rezultate od zahtevnih, če temeljijo na pravih predpostavkah in upoštevajo prave porušne mehanizme. Hkrati nam običajna peš metoda dopušča vpogled in vpliv na delovanje, kar je tudi glavna prednost v primerjavi s kompleksnimi računalniškimi programi.

8 VIRI

Anžlin, A. 2011. Numerične simulacije potresnega odziva Ytong zidane stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba A. Anžlin): 89 str.

Belmouden, Y., Lestuzzi, P. 2007. An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete buildings. *Construction and building materials* 23: 40-53
<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.10.023> (Pridobljeno 7. 5. 2013.)

Brencich, A., Lagomarsino, S. 1997. Un modello a macroelementi per l'analisi ciclica di pareti murarie. 8. congresso ANIDIS, Taormina, Vol. 1: 319-326.

Brandão Barbosa Lourenço, P.J. 1996. Computational strategies for masonry structures. Delft, Delft University Press: 210 str.
http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications%5C1996a_Lourenco.pdf (Pridobljeno 4. 4. 2013.)

Chen, S.-Y., Moon, F.L., Yi, T. 2008. A macroelement for the nonlinear analysis of in-plane unreinforced masonry piers. *Engineering Structures* 30: 2242-2252.

Cotič, P. 2010. Eksperimentalno podprta parametrična nelinearna seizmična analiza kamnite zidane stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba P. Cotič): 114 str.

Cunjac, A. 2012. Primerjalna študija potresne odpornosti sodobnih večnadstropnih zidanih stavb. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba A. Cunjac): 65 str.

Červenka, J., Jendele, L., Janda, Z. 2012. AmQuake: Program documentation. Praga, Červenka Consulting: 132 str.

Harris, G.H., Sabinis, G.M. 1999. Structural modeling and experimental techniques. Florida, Boca Raton, CRC Press: 808 str.

Langhaar, H.L. 1951. Dimensional analysis and theory of models. New York, John Wiley & Sons: 166 str.

Magenes, G. (ur.), Bolognini, D. (ur.), Braggio, C. (ur.) 2000. Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura. Rim, Gruppo nazionale per la Difesa dai Terremoti: 99 str.

Rizzano, G., Sabatino, R. 2010. Non-linear static analysis of masonry structures by means of equivalent frames simplified approach. Dresden, Technische universität Dresden, 8th international masonry conference 2010 in Dresden: 1211-1220.

Rihtarec, R. 2012. Primerjalna analiza računalniških programov za nelinearno seizmično analizo sodobnih zidanih konstrukcij. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba A. Janežič): 91 str.

SIST EN 1996-1-1: 2006, Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

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

SIST EN 1998-1: 2005/A101:2006, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

S.T.A. Data. 3Muri. 2013.

http://www.adrianoastagnone.com/stadata/Aggiornamenti/3Muri/manuali/3Muri5.0.1_ENG.pdf
(Pridobljeno 26. 3. 2013.)

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

Tomažević, M. 2008. Strižna odpornost zidov in Evrokod 6: natezna ali strižna trdnost zidovja. Gradb. vestn. 57: 113-128 .

Tomažević, M., Gams, M. 2010. Obnašanje hiš Ytong pri potresni obtežbi: modelne preiskave na potresni mizi. Gradb. vestn. 59: 131-146.

Tomažević, M., Gams, M. 2010. Seismic behaviour of Ytong houses: Model shaking table tests, Report P 0891/08-650-2. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo Slovenije.

Turnšek, V., Sheppard, P. 1980. The shear and flexural resistance of masonry walls. Skopje, Proceedings of the Research Conference on Earthquake Engineering: 517-568.

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