

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:

ROBERT RIHTAREC

**PRIMERJALNA ANALIZA RAČUNALNIŠKIH
PROGRAMOV ZA NELINEARNO SEIZMIČNO
ANALIZO SODOBNIH ZIDANIH KONSTRUKCIJ**

Diplomska naloga št.: **3214/KS**

**COMPARATIVE ANALYSIS OF COMPUTER
PROGRAMS FOR NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS
OF CONTEMPORARY MASONRY BUILDINGS**

Graduation thesis No.: **3214/KS**

Mentor:

doc. dr. Vlatko Bosiljkov

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentorica:

asist. Patricia Cotič

Ljubljana, 20. 4. 2012

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani **ROBERT RIHTAREC** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom
**»PRIMERJALNA ANALIZA RAČUNALNIŠKIH PROGRAMOV ZA NELINEARNO
SEIZMIČNO ANALIZO SODOBNIH ZIDANIH KONSTRUKCIJ«.**

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

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

Ljubljana, 11.4.2012

(podpis)

BIBLIOGRAFSKODOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 624.012:519.23(043.2)
- Avtor:** Robert Rihtarec
- Mentor:** doc. dr. Vlatko Bosiljkov
- Somentor:** asist. Patricia Cotič
- Naslov:** Primerjalna analiza računalniških programov za nelinearno seizmično analizo sodobnih zidanih konstrukcij
- Obseg in oprema:** 115 str., 22pregl., 36 graf., 31 sl., 142en.
- Ključne besede:** potresno inženirstvo, sodobne zidane konstrukcije, nelinearna seizmična analiza, modelna podobnost, primerjalna analiza, numerična simulacija, potresna miza, gradbeništvo

Izvleček

V diplomski nalogi analiziramo primerjave treh različnih programskih orodij za nelinearno seizmično analizo zidanih konstrukcij, kjer se omejimo na sodobne zgradbe. Obravnavane so tako prototipne konstrukcije, t.j. konstrukcije v naravni velikosti kot modelne, t.j. pomanjšane konstrukcije. Primerjava z modelnimi konstrukcijami je bila nujna za analizo učinkovitosti posameznega programa pri napovedi obnašanja zidanih konstrukcij, narejenih v modelnem merilu in preskušanih na potresni mizi. Pri dimenzioniranju modelnih konstrukcij je bila upoštevana popolna modelna podobnost.

Diplomska naloga je sestavljena iz teoretičnega dela, v katerem so predstavljeni deli standardov, po katerih je določena odpornost novih zidanih konstrukcij na potresno obtežbo in na osnovi katerih delujejo obravnavana računalniška orodja Sremb, 3Muri ter AmQuake. Podan je opis poenostavljene metode N2, razlaga modelne podobnosti ter kratek opis delovanja programskih orodij. Sledi računski del, kjer so analizirane obravnavane konstrukcije ter na osnovi rezultatov izvedene primerjave med programi. Numerično dobljene rezultate na koncu primerjamo še z eksperimentalnimi rezultati s potresne mize.

V zaključku na podlagi dobljenih rezultatov lahko rečemo, da s sodobnimi računalniškimi programi dobimo konservativne rezultate. Zaradi številnih poenostavitev izračuna in različnih stopenj upoštevanja standardov, dobljene numerične rešitve v večini primerov ne morejo v vseh vidikih zajeti eksperimentalno dobljenega odziva stavb na potresno obtežbo. Kljub temu se dejanskemu odzivu lahko že veliko bolje približamo s poenostavljenimi numeričnimi modeli, ki upoštevajo globalno obnašanje stavbe in ne le etažnega mehanizma.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

- UDC:** 624.012:519.23(043.2)
- Author:** Robert Rihtarec
- Supervisor:** doc. dr. Vlatko Bosiljkov
- Cosupervisor:** asist. Patricia Cotič
- Title:** Comparative analysis of computer programs for nonlinear seismic analysis of contemporary masonry buildings
- Notes:** 115 p., 22 tab., 36 graph., 31 fig., 142 eq.
- Key words:** earthquake engineering, contemporary masonry buildings, nonlinear seismic analysis, model similitude, comparative analysis, numeric simulation, shaking table, civil engineering

Abstract

The diploma contains a comparative analysis of three different computer programs for nonlinear seismic analysis of masonry buildings, restricted to modern buildings. Prototypes or full scale buildings, as well as models or scaled buildings were subjected to the analysis. The assessment of model structures was necessary for the analysis of effectiveness of each software in the response estimation of model masonry buildings, tested on the shaking table. For the purpose of design of model buildings, complete model similitude was taken into account.

The diploma consists of a theoretical part, with an explanation of parts of standards that are used for the calculation of the seismic resistance of new masonry buildings and on which discussed programs are based (Sremb, 3Muri and AmQuake). A description of the simplified method N2 is given as well as a short description of operation for all three programs. In the computation phase, the particular buildings are analyzed. On the basis of the acquired results, a comparison is made between the outputs of different programs. Finally, the numerical results are compared to those gained from the experiment on the shaking table.

In the conclusion, based on acquired results, we can state that computer programs give conservative results. Due to various applied simplifications, different levels of compliance of standards and other factors, the numeric results often do not reflect the actual state. Despite all, it is possible to make a good approximation of the actual response with simplified numeric models that take into account the global response mechanism instead of the storey response mechanism.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju Vlatku Bosiljkovu in somentorici Patricii Cotič za korektno vodenje skozi nastanek diplomske naloge.

Posebna zahvala gre moji družini, predvsem mami, očetu, sestri in babici, ki so mi vsa leta študija stali ob strani in me podpirali.

Zahvalil bi se še sošolcem in prijateljem s katerimi so bila študijska leta prijetna ter Meti Kržan in Davidu Antolincu za vse nasvete in pomoč pri izdelavi diplomske naloge.

KRATICE IN OKRAJŠAVE

SDOF	Ena prostostna stopnja (angl. Single Degree of Freedom)
MDOF	Več prostostnih stopenj (angl. Multi Degree of Freedom)
SRC	Koeficientom potresne odpornosti (angl. Ultimate Seismic Resistance Coefficient)
BSC	Mejni strižni koeficient (angl. Design Base Shear Coefficient)
SMR	Etažni porušni mehanizem (angl. Storey Mechanism Response)
GMR	Globalni porušni mehanizem (angl. Global Mechanism Response)
FME	Okvirni sistem iz makroelementov (angl. Frameby Macro Elements)
MSN	Mejno stanje nosilnosti
MSU	Mejno stanje uporabnosti

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Opredelitev problema	1
1.2	Namen in cilji.....	1
1.3	Sestava diplomske naloge	2
2	PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI NOVIH ZIDANIH STAVB	3
2.1	Obnašanje zidanih stavb med potresi in porušni mehanizmi	3
2.2	Projektiranje zidanih konstrukcij po Evrokodu 6	5
2.2.1	Nosilnost zidu na porazdeljeno navpično obtežbo	5
2.2.2	Nosilnost zidu na koncentrirano navpično obtežbo.....	5
2.2.3	Strižna odpornost zidu.....	6
2.2.4	Upogibna nosilnost pri vodoravni obtežbi pravokotno na ravnino zidu	7
2.3	Preverjanje potresne odpornosti po Evrokodu 8-1	7
2.3.1	Omejitev faktorja obnašanja q in delni materialni faktor γM	8
2.3.2	Določitev seizmičnih parametrov.....	8
2.4	Dodatna določila iz Evrokoda 8-3.....	10
2.4.1	Mejne deformacije nearmiranih zidov	10
2.4.2	Strižna odpornost zaradi upogiba v ravnini zidu	10
2.5	Strižna odpornost zidu z referenčno natezno trdnostjo	11
3	POENOSTAVLJENA NELINEARNA METODA N2	12
3.1	Nelinearna statična pushover analiza	12
3.2	Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (sistem SDOF).....	13
3.3	Idealizacija pushover krivulje	13
3.4	Določitev diagrama kapacitete	14
3.5	Potresna obtežba sistema SDOF	14
3.6	Potresna obtežba neelastičnih sistemov	15
3.7	Potresne obremenitve sistema SDOF	15
3.8	Globalne potresne obremenitve sistema MDOF	16
3.9	Račun maksimalnega pospeška konstrukcije	17
4	MODELNE PREISKAVE GRADBENIH KONSTRUKCIJ	18

4.1	Modelne podobnosti	18
4.1.1	Popolna modelna podobnost	18
4.1.2	Splošna modelna podobnost	19
4.1.3	Enostavna modelna podobnost	19
5	OPIS OBRAVNAVANIH PROGRAMSKIH ORODIJ ZA NELINEARNO SEIZMIČNO ANALIZO ZIDANIH STAVB	20
5.1	Programsko orodje Sremb	20
5.1.1	Idealizirana histerezna ovojnica zidu	20
5.1.2	Etažna histerezna ovojnica	22
5.1.3	Idealizirana etažna histerezna ovojnica	23
5.1.4	Ocena potresne odpornosti	24
5.2	Programsko orodje 3Muri	25
5.2.1	Metoda FME	25
5.2.2	Delovanje programa 3muri	26
5.2.2.1	Podajanje splošnih podatkov	26
5.2.2.2	Podajanje materialnih karakteristik	27
5.2.2.3	Podajanje geometrijskih karakteristik	27
5.2.2.4	Izračun nosilnosti konstrukcije in analiza rezultatov	27
5.3	Programsko orodje AmQuake	28
5.3.1	Delovanje programa AmQuake	28
5.3.1.1	Podajanje splošnih podatkov	28
5.3.1.2	Podajanje materialnih karakteristik	29
5.3.1.3	Podajanje geometrijskih karakteristik	29
5.3.1.4	Podajanje obremenitev	29
5.3.1.5	Izračun nosilnosti konstrukcije in analiza rezultatov	29
5.4	Shematična primerjava programov	30
6	OPIS OBRAVNAVANIH MODELNIH IN PROTOTIPNIH KONSTRUKCIJ	31
6.1	Merilo in modelna podobnost	32
6.2	Seizmični parametri	33
6.3	Uporabljeni materiali	33
6.3.1	Zidovje	33
6.3.2	Beton	35
6.3.3	Armaturno jeklo	36

6.3.4	Stremenska armatura.....	36
6.4	Konfiguracija geometrije modelnih konstrukcij.....	36
6.5	Armiranobetonske vezi.....	42
6.6	Jeklena sidra.....	42
6.7	Uteži.....	43
7	NELINEARNA SEIZMIČNA ANALIZA OBRAVNAVANIH MODELNIH IN PROTOTIPNIH KONSTRUKCIJ.....	44
7.1	Parametri in vplivi za seizmično analizo.....	44
7.1.1	Kombinacija vplivov za potresno projektno stanje.....	44
7.1.2	Račun mas.....	45
7.1.3	Parametri tal.....	45
7.1.4	Projektni pospešek tal za stanje MSN.....	46
7.1.5	Slučajna ekscentričnost.....	46
7.2	Računalniška analiza s programom Sremb.....	46
7.2.1	Geometrija.....	47
7.2.2	Mehanske lastnosti materialov.....	47
7.2.3	Duktilnost.....	47
7.2.4	Togost AB vezi.....	47
7.2.5	Nosilnost AB vezi.....	48
7.2.6	Račun začetne napetosti v elementih σ_0	52
7.2.7	Vhodna datoteka.....	52
7.2.8	Mejni strižni koeficient.....	52
7.2.9	Rezultati.....	53
7.3	Računalniška analiza s programom 3Muri.....	54
7.3.1	Stropna konstrukcija.....	54
7.3.2	Obtežba.....	54
7.3.3	Vrednosti projektnih pospeškov za stanji MSN in MSU.....	55
7.3.4	Izbira analiz.....	55
7.3.5	Rezultati.....	56
7.4	Računalniška analiza s programom AmQuake.....	57
7.4.1	Rezultati.....	57
8	REZULTATI ANALIZ.....	59
8.1	Kontrola popolne modelne podobnosti.....	72

8.2	Primerjava rezultatov med programi	75
8.3	Primerjava histereznih ovojnic	79
8.4	Primerjava numeričnih rezultatov z eksperimentalnimi	82
8.5	Primerjava mehanizmov porušitve za konstrukcijo M2/2 v smeri X.....	85
9	ZAKLJUČEK	88
	VIRI IN LITERATURA	90

KAZALO PREGLEDNIC

<i>Preglednica 2.1: Kategorije pomembnosti za stavbe</i>	8
<i>Preglednica 2.2: Faktorji pomembnosti</i>	9
<i>Preglednica 4.1: Modelna podobnost v odvisnosti od podobnosti materialov</i>	19
<i>Preglednica 5.1: Primerjava programov</i>	30
<i>Preglednica 6.1: Seznam eksperimentalno testiranih konstrukcij</i>	32
<i>Preglednica 6.2: Modelna podobnost v odvisnosti podobnosti materialov</i>	32
<i>Preglednica 6.3: Material 1 - kalcijev silikat ter tankoslojna malta</i>	34
<i>Preglednica 6.4: Material 2 - opečni votlaki v kombinaciji z malto za splošno uporabo</i>	34
<i>Preglednica 6.5: Mehanske karakteristike betona</i>	35
<i>Preglednica 6.6: Mehanske karakteristike armaturnega jekla</i>	36
<i>Preglednica 6.7: Mehanske karakteristike stremenske armature</i>	36
<i>Preglednica 7.1: Pregled obravnavanih konstrukcij</i>	44
<i>Preglednica 7.2: Mase stropne konstrukcije ter ekvivalentne obtežbe za modele M1/1, M1/1/c, M1/1/d, M1/2, M1/2/c in M1/2/d</i>	55
<i>Preglednica 7.3: Seznam izbranih nelinearnih analiz</i>	55
<i>Preglednica 8.1: Rezultati za modelne konstrukcije, določeni s programom Sremb</i>	59
<i>Preglednica 8.2: Rezultati za prototipne konstrukcije, določeni s programom Sremb</i>	61
<i>Preglednica 8.3: Rezultati za modelne konstrukcije, določeni s programom 3Muri</i>	62
<i>Preglednica 8.4: Rezultati za prototipne konstrukcije, določeni s programom 3Muri</i>	64
<i>Preglednica 8.5: Rezultati za modelne konstrukcije, določeni s programom AmQuake</i>	66
<i>Preglednica 8.6: Podroben prikaz rezultatov za M1/1, M1/1/c in M1/1/d s programom AmQuake</i>	69
<i>Preglednica 8.7: Rezultati za prototipne konstrukcije, določeni s programom AmQuake</i>	70
<i>Preglednica 8.8: Eksperimentalno dobljeni rezultati za modelne konstrukcije v smeri X</i>	82

KAZALO GRAFIKONOV

<i>Grafikon 8.1: Maksimalni pospeški modelnih konstrukcij s programom Sremb.....</i>	<i>60</i>
<i>Grafikon 8.2: Koeficienti potresne odpornosti modelnih konstrukcij s programom Sremb.....</i>	<i>60</i>
<i>Grafikon 8.3: Maksimalni pospeški prototipnih konstrukcij s programom Sremb</i>	<i>61</i>
<i>Grafikon 8.4: Koeficienti potresne odpornosti prototipnih konstrukcij s programom Sremb ..</i>	<i>62</i>
<i>Grafikon 8.5: Maksimalni pospeški modelnih konstrukcij s programom 3Muri</i>	<i>63</i>
<i>Grafikon 8.6: Koeficienti potresne odpornosti modelnih konstrukcij s programom 3Muri</i>	<i>63</i>
<i>Grafikon 8.7: Maksimalni pospeški prototipnih konstrukcij s programom 3Muri.....</i>	<i>65</i>
<i>Grafikon 8.8: Koeficienti potresne odpornosti prototipnih konstrukcij s programom 3Muri....</i>	<i>66</i>
<i>Grafikon 8.9: Maksimalni pospeški modelnih konstrukcij s programom AmQuake</i>	<i>68</i>
<i>Grafikon 8.10: Koeficienti potresne odpornosti modelnih konstrukcij s programom AmQuake</i>	<i>68</i>
<i>Grafikon 8.11: Maksimalni pospeški prototipnih konstrukcij s programom AmQuake</i>	<i>71</i>
<i>Grafikon 8.12: Koeficienti potresne odpornosti prototipnih konstrukcij s programom AmQuake</i>	<i>72</i>
<i>Grafikon 8.13: Vrednosti maksimalnih pospeškov s programom Sremb.....</i>	<i>72</i>
<i>Grafikon 8.14: Vrednosti koeficientov potresne odpornosti s programom Sremb</i>	<i>73</i>
<i>Grafikon 8.15: Vrednosti maksimalnih pospeškov s programom 3Muri</i>	<i>73</i>
<i>Grafikon 8.16: Vrednosti koeficientov potresne odpornosti s programom 3Muri.....</i>	<i>74</i>
<i>Grafikon 8.17: Vrednosti maksimalnih pospeškov s programom AmQuake</i>	<i>74</i>
<i>Grafikon 8.18: Vrednosti koeficientov potresne odpornosti s programom AmQuake</i>	<i>75</i>
<i>Grafikon 8.19: Vrednosti maksimalnih pospeškov v smeri X za prototipne konstrukcije</i>	<i>75</i>
<i>Grafikon 8.20: Vrednosti maksimalnih pospeškov v smeri Y za prototipne konstrukcije</i>	<i>76</i>
<i>Grafikon 8.21: Vrednosti koeficientov SRC v smeri X za prototipe konstrukcije.....</i>	<i>76</i>
<i>Grafikon 8.22: Vrednosti koeficientov SRC v smeri Y za prototipe konstrukcije.....</i>	<i>77</i>
<i>Grafikon 8.23: Vrednosti maksimalnih pospeškov v smeri X za modelne konstrukcije</i>	<i>77</i>
<i>Grafikon 8.24: Vrednosti maksimalnih pospeškov v smeri Y za modelne konstrukcije</i>	<i>78</i>
<i>Grafikon 8.25: Vrednosti koeficientov SRC v smeri X za modelne konstrukcije.....</i>	<i>78</i>
<i>Grafikon 8.26: Vrednosti koeficientov SRC v smeri Y za modelne konstrukcije.....</i>	<i>79</i>
<i>Grafikon 8.27: Histerezne ovojnice za M1/1 v smeri X.....</i>	<i>80</i>
<i>Grafikon 8.28: Histerezne ovojnice za M1/2 v smeri X.....</i>	<i>80</i>
<i>Grafikon 8.29: Histerezne ovojnice za M2/1 v smeri X.....</i>	<i>81</i>
<i>Grafikon 8.30: Histerezne ovojnice za M2/2 v smeri X.....</i>	<i>81</i>
<i>Grafikon 8.31: Vrednosti maksimalnih pospeškov za MSN v smeri X.....</i>	<i>82</i>
<i>Grafikon 8.32: Vrednosti koeficientov potresne odpornosti za MSN v smeri X</i>	<i>83</i>
<i>Grafikon 8.33: Histerezne ovojnice za M1/1 v smeri X.....</i>	<i>83</i>
<i>Grafikon 8.34: Histerezne ovojnice za M1/2 v smeri X.....</i>	<i>84</i>
<i>Grafikon 8.35: Histerezne ovojnice za M2/1 v smeri X.....</i>	<i>84</i>
<i>Grafikon 8.36: Histerezne ovojnice za M2/2 v smeri X.....</i>	<i>85</i>

KAZALO SLIK

<i>Slika 2.1: Porazdelitev sil in napetosti v zidnih slopih med potresom (Tomažević, 2009)</i>	3
<i>Slika 2.2: Možni načini porušitve posameznega zidu (Tomažević, 1987)</i>	4
<i>Slika 3.1: Pomik konstrukcije pri vodoravni potresni obtežbi (Fajfar, 2002)</i>	12
<i>Slika 3.2: Idealizacija pushover krivulje (SIST EN 1998-1:2005)</i>	13
<i>Slika 3.3: Elastični in neelastični spekter in diagram kapacitete za območje kratkih nihajnih časov (Fajfar, 2002)</i>	16
<i>Slika 3.4: Elastični in neelastični spekter in diagram kapacitete za območje srednjih in dolgih nihajnih časov (Fajfar, 2002)</i>	16
<i>Slika 4.1: $\sigma - \varepsilon$ diagram popolne modelne podobnosti (Tomažević, 1991)</i>	18
<i>Slika 5.1: Konstrukcija ovojnice odpornosti etaže (Tomažević, 2009)</i>	23
<i>Slika 5.2: Matematični model sestavljen iz makroelementov (S.T.A. DATA)</i>	25
<i>Slika 5.3: Podrobnejši prikaz makroelementa (S.T.A. DATA)</i>	26
<i>Slika 5.4: Matematični model konstrukcije v programu AmQuake</i>	28
<i>Slika 6.1: Vrstna hiša (a) ter apartmajska hiša (b) (Bosiljkov in Tomažević, 2005)</i>	31
<i>Slika 6.2: Vrstna hiša (a) ter apartmajska hiša (b) (Bosiljkov in Tomažević, 2005)</i>	33
<i>Slika 6.3: Tloris in prerezi za modela M1/1 in M1/2</i>	37
<i>Slika 6.4: Tloris in prerezi za modela M1/1c in M1/2/c</i>	38
<i>Slika 6.5: Tloris in prerezi za modela M1/1/d in M1/2/d</i>	39
<i>Slika 6.6: Tloris za modela M2/1 in M2/2</i>	40
<i>Slika 6.7: Prerez A-A modela za M2/1 in M2/2</i>	41
<i>Slika 6.8: Prečni prerez armiranobetonskih vezi</i>	42
<i>Slika 6.9: Lokacije jeklenih sider (Tomažević, 2004)</i>	42
<i>Slika 6.10: Postavitev uteži na modelnih konstrukcijah (Tomažević, 2004)</i>	43
<i>Slika 7.1: Izris modela v programu Sremb</i>	46
<i>Slika 7.2: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza (Bratina, 2009)</i>	50
<i>Slika 7.3: Vhodna datoteka</i>	52
<i>Slika 7.4: Prikaz modela v programu 3muri</i>	54
<i>Slika 7.5: Pozicija kontrolne točke</i>	56
<i>Slika 7.6: Prikaz rezultatov nelinearne analize</i>	56
<i>Slika 7.7: Izris modela v programu AmQuake</i>	57
<i>Slika 7.8: Idealiziran diagram kapacitete</i>	58
<i>Slika 8.1: Porušni mehanizmi za M2/2 v smeri X</i>	86
<i>Slika 8.2: Prikaz poškodb konstrukcije M2/2 s potresne mize</i>	87

1 UVOD

1.1 Opredelitev problema

Računalništvo je danes prisotno praktično na vsakem koraku, tudi v gradbeništvu. Eno od mnogih področij, kjer se poslužujemo računalnikov je računanje obnašanja konstrukcij na potresno obtežbo. Z računalniškimi programi občutno skrajšamo čas računanja, vendar moramo biti do rezultatov zmerom kritični. Za oceno potresne odpornosti konstrukcije, ni dovolj samo poznavanje lastnosti potresa, poznati je treba tudi kako se bo konstrukcija med potresom obnašala. V ta namen se analizirajo poškodbe na objektih, ki so prestali potresno obremenitev in ugotavljajo mehanizmi porušitve, njihov nastanek pa simulira z eksperimentalnimi raziskavami v laboratorijih. Iz rezultatov analiz in raziskav se ugotavljajo pomanjkljivosti gradnje, kot so slaba izvedba detajlov, prenizka kvaliteta uporabljenih materialov, nepravilna zasnova nosilne konstrukcije ipd. Zanje se predlagajo in razvijajo računske metode, s katerimi se preverja potresna odpornost. V Sloveniji se za projektiranje novih zidanih konstrukcij na potresno obtežbo uporabljata naslednja standarda: Evrokod 6 (SIST EN 1996-1:2006), ki zajema splošna pravila o dimenzioniranju zidanih konstrukcij, ter Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1:2006), ki govori splošno o dimenzioniranju potresno-odpornih stavb.

Obstaja več metod za oceno potresne odpornosti konstrukcij, katere se med seboj delijo glede na vrsto obtežbe (statična ali dinamična) ter način obravnavanja materiala (linearen ali nelinearen). Najenostavnejša metoda je metoda vodoravnih sil, kjer je obtežba statična, material pa je v elastičnem območju. Najbolj primerna metoda za račun odziva konstrukcije na potres je nelinearna-dinamična analiza, kjer odziv konstrukcije obravnavamo v nelinearnem območju, obtežbo pa podajamo na osnovi že registriranega ali umetno narejenega akcelerograma. Ta metoda je trenutno še prezahtevna za prakso. Nekakšen kompromis med tema metodama predstavljajo poenostavljene nelinearne metode, ena od teh je metoda N2, ki je bila razvita na IKPIR-u ter je vključena v Evrokodu 8-1. Predstavnik linearne-dinamične metode je modalna analiza s spektri odziva.

Idealna kontrola rezultatov računalniške analize bi bila primerjava z rezultati oz. posledicami na dejanski konstrukciji, ki je prestala potresno obremenitev ali pa je bila preizkušena na potresni mizi. Navadno se eksperimenti na potresnih mizah zaradi zmogljivosti opreme in ekonomičnih razlogov opravljajo na pomanjšanih konstrukcijah ali t.i. modelih.

1.2 Namen in cilji

Osnovna hipoteza diplomske naloge je, ali lahko današnja računalniška orodja dovolj zanesljivo ocenijo potresno odpornost konstrukcij. V ta namen je opravljena primerjava programskih orodij za nelinearno seizmično analizo zidanih konstrukcij, kjer se omejimo na nove konstrukcije. Uporabljeni so trije programi: Sremb, 3Muri in AmQuake. Ugotavljali bomo kako se razlikujejo rezultati med programi zaradi uporabe različnih standardov ali pa različnega interpretiranja le-teh. 3Muri in AmQuake sta zasnovana ob upoštevanju trenutno

veljavnih evropskih standardov – Evrokodov, medtem ko Sremb kot najstarejši program izmed treh, upošteva določila Pravilnika o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih iz leta 1981 (v nadaljevanju Pravilnik iz 1981).

Računski del bo opravljen na podlagi rezultatov preiskav prototipnih in modelnih materialov, ki so bili preizkušeni na potresni mizi v Dortmundu v Nemčiji (prototipni materiali) ter na Zavodu za gradbeništvo v Ljubljani (modelni materiali in modelne konstrukcije). Tu velja omeniti, da je bilo na potresni mizi testiranih šest modelnih konstrukcij, z računalniškimi programi pa so bile obravnavane še vse izpeljanke z uporabo dveh različnih materialov, torej osem modelnih in osem prototipnih konstrukcij.

Cilji diplomske naloge:

- preučitev trenutno veljavnih standardov za projektiranje novih zidanih konstrukcij na potresno obtežbo,
- spoznavanje z osnovami, načinom podajanja podatkov in analizo izračunov treh programov za nelinearno seizmično analizo,
- primerjava rezultatov programov,
- analiza vpliva modelnih vrednosti na dobljene rezultate analize,
- primerjava razlik med numerično simulacijo in eksperimentom.

1.3 Sestava diplomske naloge

Diplomska naloga je sestavljena iz osmih poglavij. V prvem poglavju je predstavljen problem ter cilji diplomske naloge.

V drugem poglavju so predstavljeni postopki in enačbe iz standardov za projektiranje sodobnih zidanih konstrukcij na potresno obtežbo: Evrokod 6, Evrokod 8-1, ter dodatna določila iz pripadajočega nacionalnega dodatka.

V tretjem poglavju je predstavljena poenostavljena nelinearna metoda N2, ki je bila razvita na IKPIR-u ter je vključena v Evrokodu 8-1.

Četrto poglavje govori o modelnih podobnostih, kjer so predstavljene osnovne enačbe in predpostavke za modeliranje konstrukcij.

Peto poglavje vsebuje predstavitev uporabljenih računalniških programov.

V šestem poglavju so podane karakteristike prototipnih in modelnih konstrukcij, katere smo uporabili za izvedbo primerjalne analize.

Sledi sedmo poglavje z nelinearno seizmično analizo obravnavanih konstrukcij ob uporabi programov Sremb, 3Muri in AmQuake.

V osmem poglavju je podana analiza dobljenih rezultatov.

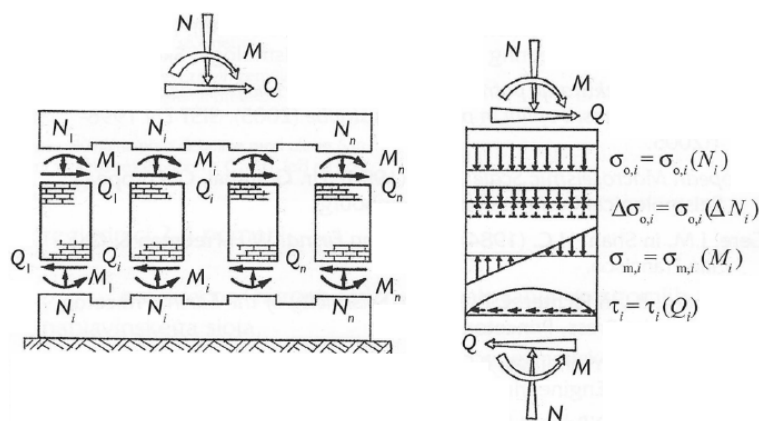
V devetem poglavju so podani zaključki in ugotovitve opravljenih analiz, s katerimi odgovorim na zastavljen problem oz. hipotezo.

2 PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI NOVIH ZIDANIH STAVB

V svoji diplomski nalogi obravnavam potresno odpornost novih zidanih objektov. V ta namen so v tem poglavju opisani vzroki porušitev zidanih elementov, porušni mehanizmi zidov, pravila, enačbe in metode iz standardov Evrokod 6, Evrokod 8-1, ter nacionalnega dodatka k Evrokodu 8-1, SIST EN 1998-1:2005/A101 (v nadaljevanju nacionalni dodatek k Evrokodu 8-1). Pri določanju različnih parametrov so bila uporabljena še določila iz EN 1990:2002 (v nadaljevanju Evrokod 0), EN 1992-1-1:2005 (v nadaljevanju Evrokod 2) ter EN 1998-3:2005 (v nadaljevanju Evrokod 8-3). Evrokod 8-3 sicer obravnava analiziranje in utrjevanje obstoječih objektov in je zato bil uporabljen izključno ob pomanjkanju ustreznih določil iz Evrokoda 8-1.

2.1 Obnašanje zidanih stavb med potresi in porušni mehanizmi

Konstrukcije, izpostavljene potresnemu gibanju, so obremenjene z vztrajnostnimi silami, ki so sorazmerne nastalim pospeškom in masi konstrukcije. Potresne sile so odvisne od intenzitete in dinamičnih lastnosti gibanja tal med potresom ter od dinamičnih lastnosti konstrukcije, ki je izpostavljena potresnim vplivom. Obnašanje konstrukcije je odvisno predvsem od zasnove konstrukcije, kakovosti vgrajenih materialov ter celovitosti konstrukcije, odpornosti zidanih slopov, izvedbe detajlov, temeljenja ter kvalitete temeljnih tal. Zidane konstrukcije odlično prevzemajo tlačne obremenitve, kadar so podvržene potresnim vplivom pa morajo prevzeti še dodatne vodoravne sile, ki povzročajo upogibne in strižne, včasih tudi osne obremenitve.



Slika 2.1: Porazdelitev sil in napetosti v zidnih slopih med potresom (Tomaževi, 2009)

Razlogi za neustrezno obnašanje novejših zidanih stavb je najpogosteje nepravilna porazdelitev zidov v tlorisu (nosilni zidovi samo v eni smeri), velike odprtine, včasih tudi slaba kakovost malte in opeke ter opustitev protipotresnih ukrepov, ki je s časovno odmaknjenostjo od rušilnega potresa vedno večja.

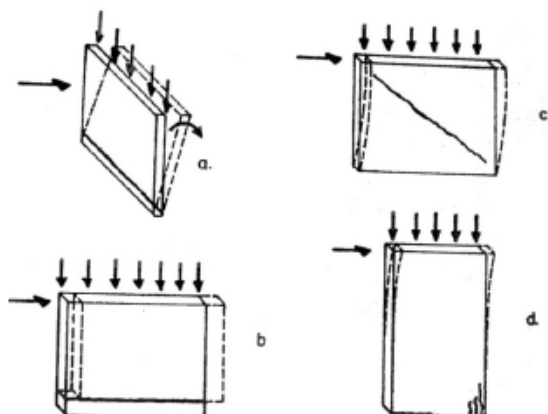
Poškodbe zidanih konstrukcij po potresih se lahko ne glede na vrsto uporabljenega materiala (blato in zemlja, adobe, kamen ali opeka, keramični ali betonski zidaki) in sistema gradnje (nearmirano, armirano ali povezano zidovje) razvrstijo na enoten način. Glede na velikost, obseg in pomembnost za stabilnost stavbe, lahko poškodbe nosilne konstrukcije na splošno klasificiramo na naslednji način (Tomažević, 2009):

- manjše razpoke na stikih zidov in stropov, razpoke na stikih zidov,
- ločevanje zidov pri nepovezanem zidovju stavbe,
- navpične razpoke v zidovih zaradi nihanja pravokotno na ravnino,
- rušenje nepovezanih zidov zaradi nihanja pravokotno na ravnino,
- poševne razpoke nosilnih zidov zaradi delovanja sil v ravnini zidu,
- porušitev dela stavbe, posameznega nadstropja ali celotne stavbe.

Porušni mehanizem zidu je odvisen od njegovega položaja v stavbi, geometrije, razmerja med navpično in vodoravno obtežbo, kvalitete materialov ter pogojev vpetosti. Pri delovanju horizontalnih potresnih sil lahko porušitev zidu nastopi zaradi ravninskih ali izven ravninskih porušnih mehanizmov. Pri slednjem je eden izmed številnih upogibnih izvenravninskih mehanizmov porušitve, prikazan na sliki 2.2.a.

Pri obremenitvi zidov s horizontalnimi potresnimi silami, v ravnini zidu, lahko pride do treh tipov porušitev zaradi:

- prestriga, ki nastopi kadar so navpične obremenitve majhne in kakovost stika slaba (slika 2.2.b),
- strižnih obremenitev oziroma nategov v diagonalni smeri. Nastopi ko je presežena bodisi strižna bodisi t.i. natezna trdnost zidovja, tvori se diagonalna razpoka (slika 2.2.c),
- upogiba v ravnini zidu. Pri tem tipu porušitve se navadno zdrobijo zidaki na tlačnem robu zidu, na nateznem delu pa je prekoračena natezna trdnost stika (slika 2.2.d).



Slika 2.2: Možni načini porušitve posameznega zidu (Tomažević, 1987)

2.2 Projektiranje zidanih konstrukcij po Evrokodu 6

V tem poglavju so prikazane enačbe za račun odpornosti nearmiranega zidovja pri statični analizi.

2.2.1 Nosilnost zidu na porazdeljeno navpično obtežbo

V skladu z Evrokodom 6, člen 6.1.2, mora biti projektna vrednost navpične obtežbe N_{Ed} , ki deluje na zid manjša ali enaka projektni odpornosti zidu proti navpični obtežbi N_{Rd} :

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (2.1)$$

Projektna vrednost navpične odpornosti enoslojnega zidu na enoto dolžine, N_{Rd} , je podana kot:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \quad (2.2)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (2.3)$$

kjer so:

- Φ faktor redukcije nosilnosti zaradi vpliva vitkosti in ekscentričnosti obtežbe,
 t debelina zidu,
 f_d projektna tlačna trdnost zidovja,
 γ_M delni materialni faktor, določen v skladu z Evrokodom 6, člen 3.6.3.

2.2.2 Nosilnost zidu na koncentrirano navpično obtežbo

Enačba je podana v Evrokodu 6, člen 6.1.3:

$$N_{Ed} \leq N_{Rdc} \quad (2.4)$$

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d \quad (2.5)$$

kjer so:

- β faktor povečanja za koncentrirano obtežbo,
 A_b obremenjena površina.

2.2.3 Strižna odpornost zidu

Enačba se poleg statičnega izračuna uporabi tudi pri računu potresne odpornosti. Spremembe v enačbah v skladu z Evrokodom 8-1 so podane v poglavju 2.3, kjer se spremeni vrednost delnega materialnega faktorja.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (2.6)$$

Projektna vrednost strižne odpornosti je podana z enačbo:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \quad (2.7)$$

kjer so:

f_{vd} projektna vrednost strižne trdnosti zidovja,

t debelina zidu,

l_c dolžina tlačnega dela zidu,

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad (2.8)$$

kjer je:

f_{vk} karakteristična strižna trdnost zidovja, določena v skladu z Evrokodom 6, člen 3.6.2,

$$f_{vk} = f_{vk}(f_{vk0}, \sigma_d) \leq f_{lim} \quad (2.9)$$

$$f_{lim} = 0,065 \cdot f_b \quad (2.10)$$

(enačbe za f_{vk} se razlikujejo v odvisnosti od izvedbe zidu)

kjer so:

f_{vk0} strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti. Odvisna je od vrste opeke in malte. Vrednosti za f_{vk0} so podane v Evrokodu 6, preglednica 3.4,

σ_d rezultatna tlačna napetost, odvisna od upogibnega momenta ter tlačne sile,

f_{lim} meja vrednosti f_{vk} ,

f_b karakteristična tlačna trdnost zidakov.

2.2.4 Upogibna nosilnost pri vodoravni obtežbi pravokotno na ravnino zidu

Enačba je podana v Evrokodu 6, člen 6.3.1:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (2.11)$$

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z \quad (2.12)$$

kjer sta:

- f_{xd} projektna vrednost upogibne trdnosti glede na upogibno ravnino,
 Z elastični odpornostni moment prereza enote višine ali dolžine zidu.

2.3 Preverjanje potresne odpornosti po Evrokodu 8-1

Če je konstrukcija potresno ogrožena se poleg enačb iz Evrokoda 6 dodatno upoštevajo določila iz Evrokoda 8-1, med katere spadajo:

- omejitev faktorja obnašanja konstrukcije q ,
- izbira seizmičnih parametrov,
- vrednost delnega materialnega faktorja γ_M ,
- pogoji o kvaliteti zidanja, pripravi materialov, povezavi zidov in stropne plošče ter potrebne dimenzije,
- navodila za Poenostavljeno statično nelinearno analizo ali metoda N2. Podrobneje predstavljena v poglavju 3.

Evrokod 8-1 v členu 2.1 določa naslednji mejni stanji, s katerimi se določajo omejitve poškodb na sprejemljivo raven:

- mejno stanje nosilnosti ali zahteva po neporušitvi (v nadaljevanju MSN), kjer je potrebno upoštevati potresni vpliv s priporočeno vrednostjo povratne dobe 475 let, kar ustreza 10-odstotni verjetnosti prekoračitve v 50 letih,
- mejno stanje uporabnosti ali zahteve po omejitvi poškodb (v nadaljevanju MSU). Potresni vpliv ki se upošteva pri omejitvi MSU ima 10-odstotno verjetnost prekoračitve v 10 letih, kar velja za potres s povratno dobo 95 let.

Vrednosti povratne dobe in verjetnosti prekoračitve v določenem časovnem obdobju, so za posamezne države podane v pripadajočih nacionalnih dodatkih. Za območje Slovenije se uporabi nacionalni dodatek k Evrokodu 8-1.

2.3.1 Omejitev faktorja obnašanja q in delni materialni faktor γ_M

Vrednosti faktorjev so določene v nacionalnem dodatku Evrokoda 8-1, v preglednici 9.1:

$q = 1,5$ nearmirano zidovje ki ustreza določilom iz Evrokoda 6,

$q = 1,5$ nearmirano zidovje po Evrokodu 8-1,

$q = 2,0$ povezano zidovje,

$q = 2,5$ armirano zidovje.

Skladno z Evrokodom 8-1, člen 9.6(3), je priporočena vrednost za materialni varnostni faktor $2/3$ vrednosti določene po Evrokodu 6, vendar ne manj kot 1,5.

2.3.2 Določitev seizmičnih parametrov

Evrokod 8-1 navaja projektni pospešek tal za stanje MSN in MSU, kjer upoštevamo še določila iz nacionalnega dodatka k Evrokodu 8-1. V Evrokodu 8-1, člen 3.2.1(3), je za stanje MSN podana enačba:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I \quad (2.13)$$

kjer sta:

a_{gR} referenčna vrednost največjega pospeška tal,

γ_I faktor pomembnosti, odvisen od razreda pomembnosti.

Razredi pomembnosti so definirani v Evrokodu 8-1, preglednica 4.3:

Preglednica 2.1: Kategorije pomembnosti za stavbe

Kategorija pomembnosti	Stavbe
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno

Faktorji pomembnosti γ_I se določijo po enačbah skladno z opombami v Evrokodu 8-1, člena 2.1(1)P in 2.1(4):

$$\gamma_I = \left(\frac{T_{LR}}{T_L}\right)^{-1/k} \quad (2.14)$$

$$k = 3 \quad (2.15)$$

$$T_L = -T_R \cdot \ln(1 - P_R) \quad (2.16)$$

kjer so:

T_{LR} obdobje verjetnosti prekoračitve P_R referenčnega potresa s povratno dobo T_{NCR} ; za potres s povratno dobo $T_{NCR} = 475$ let, velja $P_R = 10\%$ ter $T_{LR} = 50$ let.

T_L časovno obdobje v odvisnosti od T_R in P_R za posamezne faktorje pomembnosti

T_R povprečna povratna doba obravnavanega potresnega vpliva

P_R verjetnost prekoračitve določene velikosti potresa ($P_R = 10\%$ za MSN in MSU)

Preglednica 2.2: Faktorji pomembnosti

Kategorija pomembnosti	T_R [leta]	T_L [leta]	γ_I
I	230	$-230 \cdot \ln(1-0,1) = 24,2 \text{ } 25$	$(50/25)^{-1/3} = 0,8$
II	475	$-475 \cdot \ln(1-0,1) = 50$	$(50/50)^{-1/3} = 1,0$
III	780	$-780 \cdot \ln(1-0,1) = 82,2 \rightarrow 83$	$(50/83)^{-1/3} = 1,18 \rightarrow 1,2$
IV	1250	$-1250 \cdot \ln(1-0,1) = 131,7 \rightarrow 132$	$(50/132)^{-1/3} = 1,38 \rightarrow 1,4$

Projektni pospešek tal za stanje MSU je določen z enačbo:

$$a_{Dg} = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot \gamma_D \quad (2.17)$$

$$\gamma_D = \left(\frac{T_{LR}}{T_L}\right)^{-1/k} = \left(\frac{50}{10}\right)^{-1/3} = 0,585 \quad (2.18)$$

kjer je:

γ_D korekcijski faktor za stanje MSU (angl. damage state importance factor)

V dodatku k Evrokodu 8-1 se pri zahtevah po omejitvi poškodb (stanje MSU) uporabi vrednosti $T_R = 95$ let in $P_R = 10\%$. Enačba (2.18) temelji na opombi iz Evrokoda 8-1, člen 2.1(4), kjer je podana enačba za faktor pomembnosti, katero lahko izvednotimo za stanje MSU.

2.4 Dodatna določila iz Evrokoda 8-3

Ker programa 3Muri in AmQuake uporabljajta za račun potresne odpornosti dodatne parametre, ki jih Evrokod 6 in Evrokod 8-1 ne navajata, so ti podani v določilih Evrokoda 8-3, dodatek C.

2.4.1 Mejne deformacije nearmiranih zidov

Člen C.4.2.1(2) navaja vrednosti mejnih pomikov pri upogibu v smislu zasuka ter člen C.4.3.1(2) za mejne deformacije pri strigu v smislu zamika:

$$\delta_u \begin{cases} 0,008 \frac{H_0}{D} & \text{za upogib} \\ 0,004 & \text{za strig} \end{cases} \quad (2.19)$$

kjer sta:

H_0 razdalja od točke kjer se računa upogibna nosilnost, do ničelne točke momentov,

D dolžina zidu.

2.4.2 Strižna odpornost zaradi upogiba v ravnini zidu

V dodatku C, Evrokoda 8-3, člen C.4.2.1(3) je podana enačba za račun strižne odpornosti zaradi upogiba v ravnini zidu, katero upoštevajo vsi trije programi tudi za nove konstrukcije:

$$V_f = \frac{M_{f,f}}{H_0} = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} (1 - 1,15 \cdot v_d) \quad (2.20)$$

$$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d} \quad (2.21)$$

kjer sta:

v_d normalizirana tlačna sila.

$M_{f,f}$ upogibni moment nearmiranega zidovja.

Program Srebn račun strižno odpornost zaradi upogiba v ravnini zidu po enačbi iz Pravilnika iz leta 1981, vendar se od enačbe (2.20) v osnovi ne razlikuje.

2.5 Strižna odpornost zidu z referenčno natezno trdnostjo

Program Sremb namesto enačbe (2.7) uporablja za izračun strižne odpornosti zidov t.i. referenčno natezno trdnost zidovja, in po Pravilniku iz leta 1981 strižno odpornost računa kot:

$$V_{f,s} = C_R \cdot A \cdot \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \quad (2.22)$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{t \cdot D} \quad (2.23)$$

kjer so:

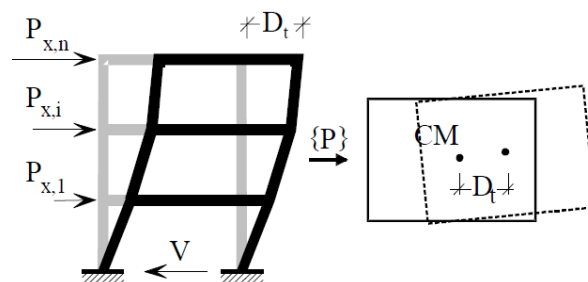
- | | |
|------------|--|
| C_R | faktor redukcije nosilnosti, ki predstavlja razmerje med maksimalno, eksperimentalno doseženo in računsko nosilnostjo idealizirane histerezne ovojnice zidu, |
| A | površina vodoravnega prereza zidu, |
| f_t | referenčna natezna trdnost zidu, |
| b | faktor razporeditve strižnih napetosti, |
| σ_0 | povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi navpične obtežbe N . |

3 POENOSTAVLJENA NELINEARNA METODA N2

Metoda N2 temelji na nelinearni statični pushover analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami – sistem MDOF (angl. Multi Degree of Freedom) pri monotono naraščajoči vodoravni obtežbi (angl. pushover), medtem ko potresno obremenitev določimo iz projektnega spektra. V ta namen je treba določiti ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo – SDOF sistem (angl. Single Degree of Freedom). Od tod tudi ime N2; N kot nelinearna, 2 kot dva matematična modela (MODF in SDOF).

3.1 Nelinearna statična pushover analiza

Nelinearno statično analizo izvedemo tako, da MDOF model konstrukcije obremenimo z vodoravno statično obtežbo, ki jo postopoma povečujemo in spremljamo deformacije konstrukcije. Vodoravna statična obtežba simulira vztrajnostne sile, ki se pojavijo med potresom. Pushover analiza se zaključi ko je dosežena mejna deformacija in s tem porušitev konstrukcije. Za to stanje največkrat upoštevamo vrednost pomika, ki ustreza padcu sile na 80% maksimalne nosilnosti. Slednje je upoštevano tudi v Evrokodu 8-3, dodatek C, člen C.3.3. Evrokod 8-3 obravnava ocenjevanje in utrjevanje obstoječih stavb, v diplomski nalogi pa je obravnavan sodoben objekt, ki zahteva projektiranje v skladu z določili Evrokoda 8-1. Ker v Evrokodu 8-1 podatka o vrednost padca sile ni, smo za ta kriterij upoštevali določila iz Evrokoda 8-3. Dodatni kriterij pri katerem se zaključi pushover analiza je pogoj mejnih deformacij iz poglavja 2.4.1, prav tako v skladu z Evrokodom 8-3.



Slika 3.1: Pomik konstrukcije pri vodoravni potresni obtežbi (Fajfar, 2002)

Razporeditve vodoravnih sil po višini konstrukcije so določene po enačbi iz Evrokoda 8-1, dodatek B, enačba (B.1):

$$\bar{V}_i = m_i \cdot \Phi_i \quad (3.1)$$

kjer so:

- m_i masa v i-ti etaži,
- \bar{V}_i normirana vodoravna sila,
- Φ_i normirana nihajna oblika.

Rezultate analize predstavimo v obliki odnosa med celotno prečno silo v spodnji etaži konstrukcije V_B , ki je enaka vsoti vseh vodoravnih sil v posameznih etažah in pomikom na vrhu konstrukcije d_n . Dobljeni graf imenujemo pushover krivulja.

3.2 Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (sistem SDOF)

V analizi so uporabljeni spektri odziva, ki so po definiciji uporabni za sisteme z eno prostostno stopnjo, zato je sistem MDOF potrebno prevesti na ekvivalentni sistem SDOF.

$$V^* = \frac{V_B}{\Gamma} \quad (3.2)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (3.3)$$

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \quad (3.4)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (3.5)$$

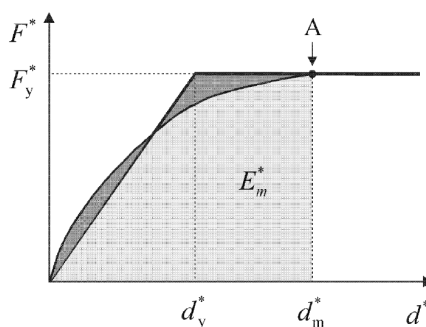
kjer so

m^* ekvivalentna masa sistema SDOF,

Γ transformacijski faktor.

3.3 Idealizacija pushover krivulje

Pushover krivuljo idealiziramo tako, da jo pretvorimo v bilinearno elasto-plastično obliko brez utrditve. Začetna ekvivalentna elastična togost je v skladu z Evrokodom 8-1 določena tako, da sta površini pod dejanskim in idealiziranim diagramom enaki.



Slika 3.2: Idealizacija pushover krivulje (SIST EN 1998-1:2005)

Za pomik d_y^* vzamemo pomik pri katerem se tvori plastični mehanizem.

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{V_y^*} \right) \quad (3.6)$$

kjer so:

E_m^* dejanska deformacijska energija pri tvorbi plastičnega mehanizma,

V_y^* sila tečenja, ki predstavlja nosilnost idealiziranega diagrama in je enaka celotni prečni sili pri tvorbi plastičnega mehanizma,

d_m^* pomik na meji porušitve sistema SDOF.

Nihajni čas sistema SDOF v elastičnem območju se izračuna z enačbo:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (3.7)$$

$$k^* = \frac{V_y^*}{d_y^*} \quad (3.8)$$

kjer je k^* togost sistema SDOF.

3.4 Določitev diagrama kapacitete

Da bi lahko primerjali idealiziran odnos med silo in pomikom z zahtevami potresa, ki so podane v AD formatu (v nadaljevanju), je treba prvega korigirati tako, da se silo deli z ekvivalentno maso sistema SDOF m^* .

$$S_a = \frac{V^*}{m^*} \quad (3.9)$$

Dobljeni diagram je t. i. krivulja kapacitete (angl. capacity curve).

3.5 Potresna obtežba sistema SDOF

Potresna obtežba je navadno podana v obliki elastičnega spektra pospeškov sistema SDOF S_{ae} , po enačbah iz poglavja 7.1.3 in sicer v AD formatu. Elastičen spekter pomikov sistema SDOF S_{de} je povezan s spektrom pospeškov z enačbo:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae} \quad (3.10)$$

3.6 Potresna obtežba neelastičnih sistemov

Vpliv neelastičnosti sistema zajamemo z redukcijskim faktorjem, kjer zmanjšamo vrednosti pospeškov elastičnega spektra (s čimer se zajame vpliv sipanja energije pri duktilnih konstrukcijah). Pri tem se upošteva le redukcijski faktor zaradi duktilnosti R_{μ} oz. q_u po Evrokodu 8-1. Za neelastičen sistem z bilinearnim odnosom med obtežbo in pomikom lahko določimo spekter pospeškov S_a in spekter pomikov S_d z enačbami:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{q_u} \quad (3.11)$$

$$S_d = \frac{\mu}{q_u} \cdot S_{de} = \frac{\mu}{q_u} \cdot \frac{T^*}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae} = \mu \cdot \frac{T^*}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_a \quad (3.12)$$

Vrednosti za q_{μ} so v metodi N2 določene z enačbami:

$$q_u = (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_C} + 1; T < T_C \quad (3.13)$$

$$q_u = \mu; T \geq T_C \quad (3.14)$$

kjer so:

T_C karakterističen nihajni čas gibanja tal, ki je definiran kot zgornja meja nihajnega časa na konstantnem delu spektra pospeškov,

μ zahtevana duktilnost,

d_u pomik na meji porušitve.

3.7 Potresne obremenitve sistema SDOF

Ciljni pomik neelastičnega sistema SDOF izračunamo po enačbah (B.9) do (B.12) v Evrokodu 8-1:

a) $T^* < T_C$ (območje kratkih nihajnih časov)

če je $V_y^* / m^* \geq S_{ae}(T^*)$ je obnašanje elastično in velja:

$$d_t = d_{et}^* \quad (3.15)$$

če je $V_y^* / m^* < S_{ae}(T^*)$ je odziv neelastičen in velja:

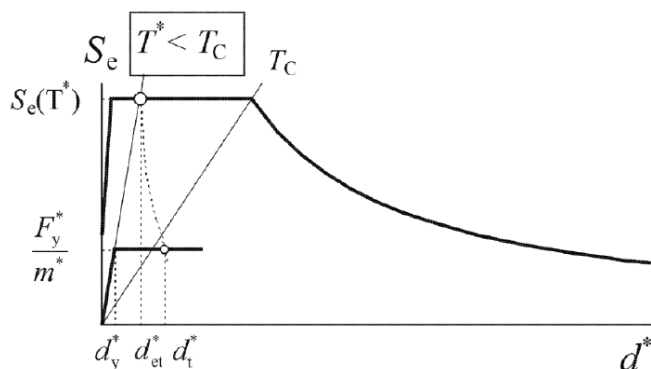
$$d_t = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left((q_u - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} + 1 \right) \quad (3.16)$$

Faktor q_u je določen kot razmerje med pospeškom konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem $S_{ae}(T^*)$ in konstrukcijo z omejeno nosilnostjo F_y^* / m^*

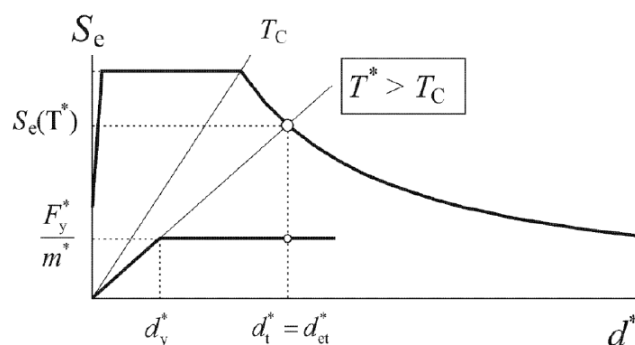
$$q_u = \frac{m^* \cdot S_{ae}(T^*)}{V_y^*} \quad (3.17)$$

b) $T^* \geq T_C$ (območje srednjih in dolgih nihajnih časov)

$$d_t = d_{et}^* \quad (3.18)$$



Slika 3.3: Elastični in neelastični spekter in diagram kapacitete za območje kratkih nihajnih časov (Fajfar, 2002)



Slika 3.4: Elastični in neelastični spekter in diagram kapacitete za območje srednjih in dolgih nihajnih časov (Fajfar, 2002)

3.8 Globalne potresne obremenitve sistema MDOF

Ciljni pomik na vrhu modela MDOF določimo s pretvorbo pomika sistema SDOF preko transformacijskega faktorja, kot je določeno v Evrokodu 8-1 po enačbi (B.13):

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (3.19)$$

3.9 Račun maksimalnega pospeška konstrukcije

S pomočjo metode N2 lahko na preprost način ocenimo maksimalno vrednost pospeška, ki ga konstrukcija še prenese. V nadaljevanju je podan postopek tega računa:

- nihajni čas SDOF sistema T^* , dobimo po enačbi (3.7),
- dobljeno vrednost primerjamo s časom T_C ter izračunamo redukcijski faktor q_u po enačbah (3.13) in (3.14),
- vrednost q_u omejimo skladno z vrednostjo v poglavju 2.3.1,
- iz enačbe (3.17) izračunamo elastični spekter pospeškov,
- glede na vrednost T^* uporabimo ustrezno enačbo za račun elastičnega spektra pospeškov po Evrokodu 8-1, člen 3.2.2.3 in jo enačimo z vrednostjo iz prejšnje alineje,
- iz enačbe za elastični spekter pospeškov izrazimo vrednost pospeška a_g , kar predstavlja maksimalni pospešek, ki ga konstrukcija prenese.

4 MODELNE PREISKAVE GRADBENIH KONSTRUKCIJ

Za določanje obnašanja konstrukcij do porušitve, dobimo najtočnejše in najbolj merodajne rezultate pri testiranju konstrukcij v naravni velikost. Ker pa teh zaradi tehnične možnosti ter ekonomičnih razlogov večinoma ni mogoče opraviti, se poslužujemo preiskav na podobni vendar ustrezno pomanjšani konstrukciji, ki jo imenujemo »modelna konstrukcija«.

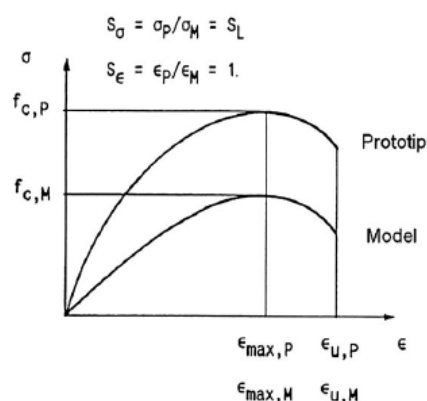
Potek poškodb in porušni mehanizmi, ki jih dobimo z modelno preiskavo, morajo biti podobni tistim, ki bi jih po potresu zasledili na stavbah. Da bi dosegli podoben dinamičen odziv konstrukcije v nelinearnem območju, morajo biti mase in togosti razporejene po višini modelne konstrukcije podobno kot na prototipni. Podoben porušni mehanizem dosežemo, če so razmerja med napetostmi zaradi gravitacijske in potresne obtežbe na modelu in prototipu podobne, kar velja tudi za geometrijska ter mehanska razmerja.

4.1 Modelne podobnosti

Vedno stremimo k temu, da bi izdelali model, ki bo povsem podoben prototipu oz. da bi dosegli popolno podobnost. Kadar to ni mogoče se lahko izdelajo modeli, pri katerih so vse važne količine modelirane s popolno podobnostjo, podobnost sekundarnih veličin pa nas ne zanima. To so t.i. popačeni modeli, kjer ne moremo zagotoviti podobnosti ene ali več primarnih veličin, ki jih želimo opazovati. V splošnem ločimo tri modelne podobnosti: popolna, splošna in enostavna modelna podobnost.

4.1.1 Popolna modelna podobnost

Osnovni pogoj za doseganje popolne podobnosti do porušitve je povezan z obliko $\sigma - \varepsilon$ diagrama materialov modela in prototipa. Gradienta napetosti na modelu in prototipu morata biti enaka, to pa je takrat kadar velja slika 4.1:



Slika 4.1: $\sigma - \varepsilon$ diagram popolne modelne podobnosti (Tomažević, 1991)

4.1.2 Splošna modelna podobnost

Če se za modeliranje uporabi material, pri katerem niti ena od brezdimenzijskih veličin (Poissonovo število ν , koeficient ekvivalentnega viskoznega dušenja ξ , specifična deformacija ε) nima enake vrednosti kot tiste na prototipu, se model ne bo obnašal popolnoma enako kot prototipna konstrukcija. To pa zato, ker sta gradienta na modelu in prototipu različna. Potrebno je modelirati vpliv specifične teže materiala na napetostno stanje v modelu, t.j. korigirati je potrebno tisti del napetosti, ki so posledica lastne teže konstrukcije. Paziti moramo, da sta merili S_ν in S_ξ čim bližje vrednosti 1.

4.1.3 Enostavna modelna podobnost

Najenostavneje je uporabiti prototipni material za izdelavo modela, kjer sta gradienta napetosti avtomatično izpolnjena. Kakor pri splošni modelni podobnosti, je potrebno korigirati vpliv prostorninske teže na napetostno stanje in izvesti dodatne ukrepe za zagotovitev podobnosti kritičnih napetosti v modelu.

Preglednica 4.1: Modelna podobnost v odvisnosti od podobnosti materialov

Merilo	Popolna modelna podobnost	Splošna modelna podobnost	Enostavna modelna podobnost
Dolžina S_L	S_L	S_L	S_L
Poissonovo število S_ν	1	S_ν	1
Ekv. visk. dušenje S_ξ	1	S	1
Deformacije S_ε	1	S_ε	1
Napetosti S_σ	S_L	S_σ	1
Spec. teža S_γ	1	$S_\sigma \cdot S_L^{-1}$	1
Sila S_F	S_L^3	$S_\sigma \cdot S_L^2$	S_L^2
Pomik S_u	S_L	$S_L \cdot S_\varepsilon$	S_L
Čas S_t	$S_L^{0,5}$	$S_L \cdot S_\varepsilon^{0,5} \cdot S_\gamma^{0,5} \cdot S_\sigma^{-0,5}$	S_L
Hitrost S_v	$S_L^{0,5}$	$S_\varepsilon^{0,5} \cdot S_\gamma^{-0,5} \cdot S_\sigma^{0,5}$	1
Pospešek S_a	1	$S_\sigma \cdot S_L^{-1} \cdot S_\gamma^{-1}$	S_L^{-1}

5 OPIS OBRAVNAVANIH PROGRAMSKIH ORODIJ ZA NELINEARNO SEIZMIČNO ANALIZO ZIDANIH STAVB

V sledečih poglavjih so opisana programska orodja za račun potresne odpornosti zidanih stavb, ki temeljijo na nelinearni statični (pushover) analizi. Algoritmi, ki so uporabljeni za računsko modeliranje temeljijo na enačbah, ki so nastale na podlagi eksperimentalno dobljenih rezultatov in ugotovitvah o obnašanju zidov pri cikličnih preiskavah zidov, rezultatov s potresne mize in opazovanju poškodovanih objektov po potresih.

5.1 Programsko orodje Sremb

Računalniški program Sremb (angl. Seismic Resistance of Masonry Buildings), je namenjen računanju potresne odpornosti enostavnih zidanih konstrukcij. Odpornost objektov se računa na podlagi nelinearne statične analize, kjer konstrukciji vsiljujemo pomike in ne sile. Odpornost konstrukcije se določa na nivoju kritične etaže (angl. Storey Mechanism Response ali SMR). Pri diplomski nalogi sem uporabljal verzijo programa 5.99, razvito na Gradbenem inštitutu ZRMK v Ljubljani (Gostič, S).

Za razliko od programov 3Muri in AmQuake, je v programu Sremb potrebno vse parametre (geometrijske, materialne in mehanske) ročno vnesti v vhodno datoteko v pravilnem zaporedju. Pri zidovju podamo geometrijske karakteristike tako, da za vsak zid vnesemo dolžino in širino elementa ter razdaljo geometrijskega težišča prečnega prereza zidu od izhodišča koordinatnega sistema $X - Y$. Geometrijske karakteristike se izražajo v metrih. Ob znani lastni, stalni in koristni teži, izračunamo začetno napetost elementa σ_0 v točki, ki soupada s polovico višine kritične etaže in sicer v MPa . Sledi vnos višine elementa h v metrih, ki je odvisen od predvidenega poteka razpok ter materialnih karakteristik t.j. elastični modul E in strižni modul G ter tlačna trdnost f_c in natezna trdnost zidu f_t v MPa . Zadnji parameter ki ga potrebujemo je vrednost duktilnosti zidu μ . Program Sremb omogoča tudi računanje z vertikalnimi armiranobetonskimi elementi. Kakor pri zidovju vnesemo geometrijske karakteristike, začetno napetost ter višino elementa, sledijo pa mehanske karakteristike - togost in nosilnost elementa v X in Y smeri. Togost se izraža v MN/m , nosilnost pa v kN .

5.1.1 Idealizirana histerezna ovojnica zidu

Prispevek posameznega elementa obremenjenega s potresno obtežbo je ocenjen iz idealizirane bilinearne histerezne ovojnice zidu, ki je odvisna od togosti, nosilnosti in duktilnosti elementa.

Togost elementa vpliva na razporeditev potresne obtežbe na posamezne elemente. Pri računu togosti se upošteva, da je element obojestransko vpet.

$$K = \frac{G \cdot A}{1,2 \cdot h \cdot \left(1 + 0,83 \cdot \frac{G}{E} \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^2\right)} \quad (5.1)$$

kjer so:

- G strižni modul elementa,
 E elastični modul elementa,
 A prečni prerez elementa,
 h višina elementa,
 D dolžina elementa.

Nosilnost zidu V_M je odvisna od načina porušitve. Merodajna je najmanjša vrednost nosilnosti dobljenih pri porušnih mehanizmi, opisanih v drugem poglavju. Strižno nosilnost na podlagi strižnega mehanizma z nastankom poševnih razpok $V_{f,s}$ se določi po enačbi (2.22), nosilnost zaradi upogiba V_f pa po enačbi (2.20). Merodajna je manjša vrednost.

$$V_M = \min(V_{f,s}; V_f) \quad (5.2)$$

V primeru armiranobetonskih vertikalnih vezi se strižna in upogibna nosilnost računata po enačbah za betonske elemente.

$$V_C = \min(V_{C,striž}; V_{C,upogib}) \quad (5.3)$$

Strižno nosilnost armiranobetonske vezi izberemo na naslednji način:

$$V_{C,striž} = \max(V_{RdC}; V_{RdS}) \quad (5.4)$$

kjer sta:

V_{RdC} strižna nosilnost nearmiranega betonskega prereza v skladu z Evrokodom 2, enačba (6.2.a),

V_{RdS} nosilnost strižne armature, Evrokod 2, enačba (6.8),

kjer velja:

$$V_{RdS} \leq V_{Rd,MAX} \quad (5.5)$$

$V_{Rd,MAX}$ zgornja meja nosilnosti strižne armature po Evrokodu 2, enačba (6.9).

Upogibna nosilnost armiranobetonskega stebra se določi po enačbi:

$$V_{C,upogib} = \frac{2 \cdot M}{h} \quad (5.6)$$

kjer je:

M upogibni moment obojestransko vpetega armiranobetonskega stebra, dobljen iz interakcijskih diagramov na sliki 7.2.

Zidani elementi so razmeroma krhki vendar imajo še vedno določeno sposobnost prenašanja vertikalne obtežbe po nastopu prvih poškodb. Duktilnosti zato v temu primeru ne dojemamo kot sposobnost plastičnega deformiranja, ampak kot zmožnost zidovja, da kljub velikim deformacijam in poškodbam še vedno prenaša navpično obtežbo. Faktor duktilnosti je definiran kot razmerje med pomikom pri porušitvi in elastičnim pomikom:

$$\mu = \frac{d_u}{d_e} \quad (5.7)$$

V Srembu duktilnost posameznih zidov določimo na podlagi predpostavljenih vrednosti oz. če mogoče, eksperimentalno dobljenih vrednosti. Na podlagi znane togosti, nosilnosti in predpostavljeni duktilnosti, se določi idealizirana histerezna ovojnica elementa. Pomik na meji elastičnosti se določi po enačbi:

$$d_e = \frac{V_M}{K} \quad (5.8)$$

vrednost pomika ob porušitvi pa po enačbi:

$$d_u = d_e \cdot \mu \quad (5.9)$$

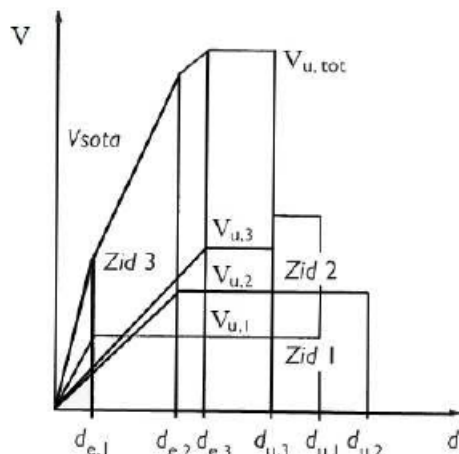
V neelastičnem območju se togost elementov zmanjšuje v odvisnosti doseženih deformacij skladno z enačbo:

$$K = \frac{V_M}{d} \quad (5.10)$$

5.1.2 Etažna histerezna ovojnica

Etažna histerezna ovojnica se skonstruira po metodi superpozicije, kjer se s seštevanjem odpornosti posameznih zidov V_i dobi odpornost etaže V_{tot} po enačbi:

$$V_{tot} = \sum V_i \quad (5.11)$$



Slika 5.1: Konstrukcija ovojnice odpornosti etaže (Tomažević, 2009)

Kadar posamezen zid preseže mejo elastičnosti se spremeni togost celotnega konstrukcijskega sistema. Ko zid preseže mejno vrednost pomika d_u se ga izloči iz nadaljnega izračuna saj ne nudi več potresne odpornosti. Obremenitev tega zidu se v razmerju togosti porazdeli na ostale elemente.

5.1.3 Idealizirana etažna histerezna ovojnica

Čeprav je etažna histerezna ovojnica sestavljena po metodi superpozicije, jo je potrebno pretvoriti v bilinearno obliko oz. idealizirati. Začetno efektivno togost etaže K_e se določi z razmerjem med etažno silo V_e in pomikom na meji elastičnosti etažne histerezne ovojnice d_e , t.j. v točki v kateri se naklon ovojnice občutno spremeni ali ko prvi element doseže mejo elastičnosti.

$$K_e = \frac{V_e}{d_e} \quad (5.12)$$

Mejni pomik d_u se določi iz dveh pogojev: pri padcu sile za 20% (poglavje 3.1) oz. s porušitvijo 50% zidov. Računsko nosilnost dobimo iz energijskega pogoja kjer sta površini pod in nad idealizirano ovojnico enaki:

$$V_u = K_e \cdot \left(d_u - \sqrt{d_u^2 - \frac{2 \cdot A_{env}}{K_e}} \right) \quad (5.13)$$

kjer sta:

A_{env} površina pod izračunano krivuljo odpornosti,

d_u mejni pomik idealizirane etažne histerezne ovojnice.

Pomik na meji elastičnosti se izračuna po enačbi:

$$d_e = \frac{V_u}{K_e} \quad (5.14)$$

Sledi še določitev duktilnosti konstrukcije po enačbi (5.7).

5.1.4 Ocena potresne odpornosti

Potresna odpornost konstrukcije ali odpornost kritične etaže je izražena s koeficientom potresne odpornosti SRC_u (angl. ultimate Seismic Resistance Coefficient). Koeficient SRC_u predstavlja razmerje med potresno odpornostjo in težo stavbe nad kritično etažo, t.j. vertikalno obremenitvijo nad polovico višine kritične etaže po enačbi:

$$SRC_u = \frac{V_u}{W} \quad (5.15)$$

Koeficient SRC_u primerjamo z mejnim strižnim koeficientom BSC_u (angl. design base shear coefficient), ki je določen kot razmerje med potresno silo in težo stavbe nad kritično etažo po enačbi (Evrokod 8-1):

$$BSC_u = \frac{V_b}{W} = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0}{q} \quad (5.16)$$

kjer so:

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

Konstrukcija ustreza zahtevam potresne odpornosti kadar sta izpolnjena dva pogoja:

- pogoj nosilnosti

$$SRC_u \geq BSC_u \quad (5.17)$$

- pogoj duktilnosti

$$\frac{d_u}{d_e} = \mu_{du} \geq \frac{q^2 + 1}{2} \quad (5.18)$$

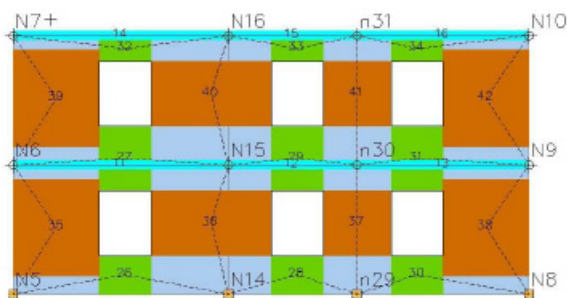
5.2 Programsko orodje 3Muri

3muri je računalniški program italijanskega podjetja S.T.A DATA, razvit v sodelovanju z Univerzo v Genovi čigar namen je oceniti potresno odpornost novih in obstoječih zidanih stavb. Odpornosti konstrukcije se računa skladno s poenostavljeno metodo N2 kjer se odpornost določa glede na globalno obnašanje konstrukcije (angl. Global Mechanism Response ali GMR). Pri izračunu program upošteva samo stene katerih ravnina je vzporedna delovanju potresne obtežbe, kar je v soglasju z določili Evrokoda 6. Prednost programa 3muri pred ostalima uporabljenima programoma je ta, da se plošče oz. stropi lahko modelirajo kot podajni elementi, v ostalih dveh programih pa le-te modeliramo kot toge diafragme. Prednost podajnih plošč se pokaže v primeru če je obravnavana obstoječa konstrukcija z lesenim stropom, medtem ko se armiranobetonske plošče lahko predpostavijo kakor toge. Program 3muri uporablja matematični model konstrukcije po metodi FME (angl. Frame by Macro Elements).

Podrobnejši opis programa 3Muri je podan v navodilih proizvajalca programske opreme S.T.A Data (S.T.A. Data. 2009. 3Muri v4.0x User manual 2011) in diplomski nalogi Patricie Cotič (Cotič, 2010).

5.2.1 Metoda FME

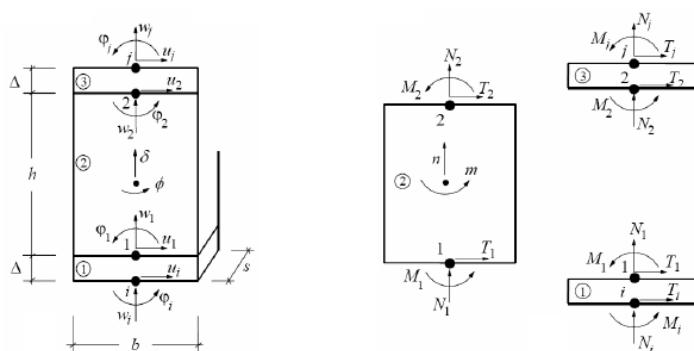
Pri metodi FME se zidane stene modelirajo tako, da se jih pretvori v ekvivalenten okvir sestavljen iz makro elementov. Makro elemente tvorijo slopi, parapeti, preklade ter togi elementi. Modeliramo jih z linijskimi elementi z dvema vozliščema s po tremi prostostnimi stopnjami (u_x, u_z, ω_y). Elemente stikujemo v vozliščih s togimi elementi preko katerih se prenašajo statične količine (sile in momenti) ter kinematične količine (pomiki in zasuki). Skupaj tako tvorijo ekvivalenten okvir. Togi elementi se že po definiciji ne morejo deformirati, kar pomeni da smo z njihovo uporabo omejili možna mesta porušitev. Na tak način izpostavimo pričakovane lokacije poškodb, t.j. prostore med odprtini, hkrati pa zmanjšamo število prostostnih stopenj in poenostavimo računanje.



Slika 5.2: Matematični model sestavljen iz makroelementov (S.T.A. DATA)

Makroelement mora dovolj dobro opisati obnašanje zidanega elementa tako na upogib kot na strig, kar vpliva na mehanizem porušitve, poškodovanost in disipacijo energije. Upogibni mehanizem se formulira na robovih elementa kjer sta zajeti osna in upogibna deformabilnost. Robovi elementov so neskončno togi na strig. Strižni mehanizem nastopi na srednjem delu elementa, ki ima neskončno osno in upogibno togost.

Vsak makro element ima tako po osem prostostnih stopenj – po tri v vozliščih in dve v srednjem delu. Za vsak (deformabilen) element pa je še definiran mehanizem porušitve kjer se predpiše največja mejna deformacija. Če je vrednost mejnega pomika presežena, makroelement ni več sposoben nuditi ne strižne ne upogibne odpornosti na potresno obtežbo. Ostane mu le sposobnost prenašanja osnih (težnostnih) sil, zato se ga nadomesti s palico.



Slika 5.3: Podrobnejši prikaz makroelementa (S.T.A. DATA)

5.2.2 Delovanje programa 3muri

Uporabo in delovanje programa 3Muri se lahko smiselno razdeli na štiri faze: podajanje splošnih podatkov, podajanje materialnih karakteristik, geometrijskih karakteristik ter izračuna nosilnosti konstrukcije in analiza rezultatov.

5.2.2.1 Podajanje splošnih podatkov

Ob zagonu programa je potrebno določiti naslednje parametre:

- izbrati ali je obravnavana konstrukcija novogradnja ali obstoječi objekt. Glede na izbiro bo program ponudil primeren način podajanja materialnih karakteristik,
- vrednosti mejnih deformacij (enačba 2.19) ter pogoj za konec pushover analize,
- parametri tal

5.2.2.2 Podajanje materialnih karakteristik

Za novogradnjo je potrebno vnesti naslednje vrednosti materialnih lastnosti: elastični modul E , strižni modul G , specifično težo w , tlačno trdnost zidovja f_m (v EC 8 f_c), začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti f_{vm0} in mejna strižna trdnost f_{vlm} . Te vrednosti lahko določimo sami, lahko pa jih program preko materialnih karakteristik malte in zidakov. Če poznamo samo karakteristične vrednosti materiala moramo podati projektne vrednosti, če pa imamo podatke iz preiskav pa vnesemo povprečne vrednosti. V primeru obstoječega objekta bi nas program spraševal po naslednjih vrednostih: elastični modul E , strižni modul G , specifično težo w , tlačno trdnost zidovja f_m (v EC 8 f_c), natezna trdnost f_t . Vrednosti slednjih podamo ob upoštevanju ravni poznavanja konstrukcije.

5.2.2.3 Podajanje geometrijskih karakteristik

Program omogoča uvažanje arhitektonskih podlog (tlorisov) v formatu DXF na katere vnašamo konstrukcijske elemente. Istočasno z definiranjem stropnih plošč podamo še parametre za pushover analizo (poglavje 7.1) ter obremenitve ki delujejo na plošče.

5.2.2.4 Izračun nosilnosti konstrukcije in analiza rezultatov

Po tem ko definiramo geometrijo objekta, program ustvari matematični model. Preden poženemo analizo je potrebno še določiti smeri delovanja potresne obtežbe, oblike porazdelitve vodoravne obremenitve in kontrolno točko v kateri se spremlja pomik konstrukcije na krivulji kapacitete. Na izbiro imamo 24 statičnih nelinearnih analiz (X, Y smer v pozitivni in negativni smeri, z ali brez (pozitivno in negativno) slučajno ekscentričnostjo), dve razporeditvi obtežbe. Linearna statična in modalna analiza se izvršita samodejno.

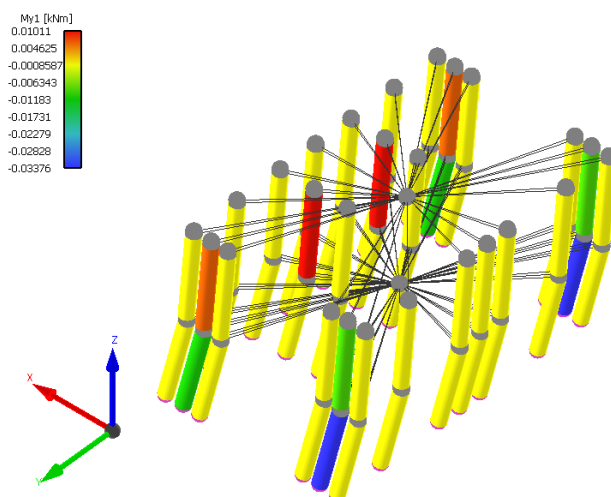
Rezultat nelinearne statične analize je pushover krivulja iz katere v skladu z metodo N2 program izračuna pomik v kontrolni točki d_{MAX} (t.j. zahteve potresa) za obe mejni stanji, katera ne smeta biti večja od mejnega pomika (t.j. kapaciteto konstrukcije) za mejno stanje nosilnosti d_u , in mejno stanje uporabnosti d_d .

Za MSN se mejni pomik d_u določi s strožjim izmed dveh pogojev; s točko, ki ustreza padcu maksimalne nosilnosti na 80% oz. z mejnimi deformacijami kot je določeno v poglavju 3.1. Pri računu maksimalnega pospeška se preverja še vrednost faktorja obnašanja q , ki ne sme biti večja od vrednosti določene v nacionalnem dodatku k Evrokodu 8-1, preglednica 9.1.

Maksimalna nosilnost idealiziranega diagrama se določi pri vrednosti pomika, ki ustreza 3/4 pomika d_u . Pomik na meji elastičnosti ter togost se določita iz pogoja, da sta ploščini izpod pushover krivulje in idealiziranega diagrama enaki, t.j. pomik na meji elastičnosti po enačbi (3.6) ter togost po enačbi (3.8). Ker sta pomik in togost po teh enačbah definirana za sistem SDOF, ju moramo pomnožiti s transformacijskim faktorjem Γ .

5.3 Programsko orodje AmQuake

Program AmQuake je nastal v sodelovanju podjetij Wienerberger ter Červenka Consulting (Cervenka Consulting, 2011). Omogoča računanje potresne odpornosti zidanih objektov v skladu z Evrokodom 6 in Evrokodom 8-1. Metodologija delovanja programa je zelo podobna kot pri programu 3Muri kjer se račun odpornosti vrši v skladu s poenostavljeno metodo N2 ob upoštevanju globalnega obnašanja konstrukcije (GMR).



Slika 5.4: Matematični model konstrukcije v programu AmQuake

5.3.1 Delovanje programa AmQuake

Na podoben način kakor program 3Muri lahko tudi delo s programom AmQuake razdelimo na pet faz: podajanje splošnih podatkov, podajanje materialnih karakteristik, geometrijskih karakteristik, podajanje obremenitev, izračun nosilnosti konstrukcije in analiza rezultatov.

5.3.1.1 Podajanje splošnih podatkov

V tej fazi se podajo:

- (a) parametri analize:
- faktor pomembnosti γ_1 (preglednica 2.2),
 - materialni varnostni faktor za zidovje γ_M (poglavje 2.3.1), beton γ_C , jeklo γ_S ,
 - parametri za pushover analizo (poglavje 7.1),
 - največje mejne deformacije (enačba 2.19) ter velikost slučajne ekscentričnosti,

(b) potresni parametri:

- referenčni pospešek tal a_{gR} ,
- redukcijski faktor γ_D ,
- parametri tal.

5.3.1.2 Podajanje materialnih karakteristik

Program omogoča samo uporabo zidovja ter armiranega betona katerih materialne karakteristike določimo sami ali pa jih izberemo iz knjižnice materialov. Vrednosti se lahko podajo za celoten konstrukcijski element ali pa za posamezne gradnike (opeka, malta, armatura, beton).

5.3.1.3 Podajanje geometrijskih karakteristik

Kakor v programu 3Muri, je tudi v programu AmQuake omogočeno uvažanje DXF datotek, le da tu ne podajamo srednjih linij elementov ampak dejanske tlorise objekta, tako da so debeline elementov že določene. V DXF datoteko lahko vrišemo tudi odprtine in stropne plošče s čimer je definiranje geometrije objekta enostavno. Ko je ta določena, dodelimo materialne karakteristike vsem konstrukcijskim elementom razen ploščam. Plošče so definirane kot toge diafragme, zato njihovo lastno težo zajamemo v naslednjem koraku – obremenitve.

5.3.1.4 Podajanje obremenitev

Plošče obremenimo s ploskovno obtežbo med katero sodi lastna teža plošče, stalna obtežba, koristna obtežba ter obtežba snega, če je ta prisotna.

5.3.1.5 Izračun nosilnosti konstrukcije in analiza rezultatov

Program ustvari matematični model ter javi napako v primeru neskladij. Po izbiri zelenih analiz (smeri delovanja potresne obtežbe, ekscentričnosti in oblike porazdelitve vodoravne obtežbe) dobimo pushover krivuljo.

Program najprej določi mejna pomika za stanji MSN in MSU, nato nosilnost idealiziranega diagrama katere vrednost je kar maksimalna nosilnost iz pushover krivulje. Pomik na meji elastičnosti in togost se določita na enak način kot pri programu 3Muri. Enako velja za kontrolo rezultatov, kjer pa program AmQuake ne preverja pogoja duktilnosti.

5.4 Shematična primerjava programov

Preglednica 5.1: Primerjava programov

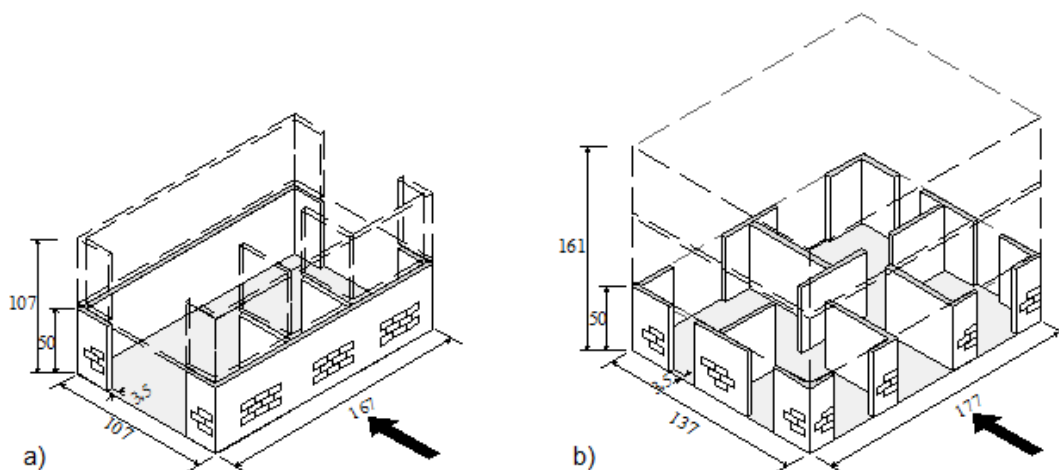
	Sremb	3Muri	AmQuake
Uporabljeni standardi	Pravilnik iz 1981	EC6, EC8-1, EC8-3, OPCM	EC6, EC8-1, EC8-3
Poenostavljena metoda N2	NE	DA	DA
Mehanizem	SMR	GMR	GMR
Porazdelitev horizontalne obtežbe na zidove	Razmerje togosti	Razmerje togosti; v primeru podajnih plošč se upošteva še togost plošče	Razmerje togosti
Upoštevanje slučajne ekscentričnosti	DA	DA	DA
Plošče	Toge diafragme	Podajna plošča ali toge diafragme	Toge diafragme
Parapeti, preklade	Preklad ne upošteva, parapeti so podajni	Podajni elementi	Togi elementi
Nosilnost zidov izven ravnine	Upoštevani	Se jih ne upošteva	Upoštevani
Idealizirana nosilnost krivulije kapacitete	Energijski pogoj $SR_{C_u} \geq BSC_u$ $\frac{d_u}{d_e} = \mu_{du} \geq \frac{q^2 + 1}{2}$	Vrednosti pri 3/4 pomika d_u $d_{MAX} \leq d_u$ $q_u \leq q_{MAX}$	Max vrednost pushover krivulije $d_{MAX} \leq d_u$
Kontrole za MSN			

6 OPIS OBRAVNAVANIH MODELNIH IN PROTOTIPNIH KONSTRUKCIJ

Z že omenjenimi računalniškimi programi sem simuliral preizkuse prototipnih in modelnih konstrukcij na potresno obremenitev. Pri tem sem upošteval izvedbe eksperimentalnih preizkusov modelnih konstrukcij na potresni mizi ter eksperimentalno dobljene materialne karakteristike prototipnih in modelnih zidov. Raziskave na potresnih mizah so potekale v sodelovanju Fakultete za gradbeništvo na Univerzi v Dortmundu, Inštitutom za raziskovanje konstrukcij v Aachnu ter Zavodom za gradbeništvo Slovenije v Ljubljani. Prototipi, t.j. zidovi v naravni velikosti so bili testirani v Dortmundu v Nemčiji, medtem ko so bili modelni zidovi in modelne konstrukcije testirani v Ljubljani.

Dve tipični konfiguraciji stanovanjskih objektov iz nearmiranega zidovja sta bili upoštevani. Prvi tip konstrukcije je »vrstna hiša (terraced house)«, ki predstavlja del sklopa dvoetažnega objekta, kjer so posamezne enote ločene s prečno steno preko celotne širine objekta. Nosilnost zidov v vzdolžni smeri je veliko manjša. Tipične tlorisne dimenzije ene enote (prototipne) so 10m v dolžino in 6m v širino.

Drugi tip konstrukcije je »apartmajska hiša (apartment house)« v treh etažah s pravilno porazdelitvijo zidov v tlorisu. Tipične tlorisne dimenzije (prototipne) so 18m x 12m.



Slika 6.1: Vrstna hiša (a) ter apartmajska hiša (b) (Bosiljkov in Tomažević, 2005)

Pri obeh tipih objektov so uporabljene stropne monolitne armiranobetonske plošče, ki delujejo kot toge diafragme. Za zidovje sta bile uporabljene dve vrsti zidakov in malte: zidaki iz kalcijevega silikata ter tankoslojne malte v prvem primeru, v drugem pa opečni votlaki v kombinaciji z malto za splošno uporabo in normalne debeline spojnice.

Prvotno je bilo mišljeno, da bi v Ljubljani opravili preizkuse na modelih iz treh različnih materialov, vendar so se raje odločili uporabiti le dva tipa zidovja. Namesto tretjih modelov vrstne in apartmajske hiše so izvedli teste dveh dodatnih modelov vrstne hiše s povezanim zidovjem z izvedbo vertikalnih armiranobetonskih vezi.

Preglednica 6.1: Seznam eksperimentalno testiranih konstrukcij

Ime modela	Vrsta konstrukcije	Material	Vrsta zidovja
M1/1	Vrstna hiša	Kalcijev silikat (KS)	Nepovezano
M1/2	Vrstna hiša	Opečni votlaki (HLz)	Nepovezano
M1/1/c	Vrstna hiša	Kalcijev silikat (KS)	Povezano (stopnišče)
M1/1/d	Vrstna hiša	Kalcijev silikat (KS)	Povezano
M2/1	Apartmajaska hiša	Kalcijev silikat (KS)	Nepovezano
M2/2	Apartmajaska hiša	Opečni votlaki (HLz)	Nepovezano

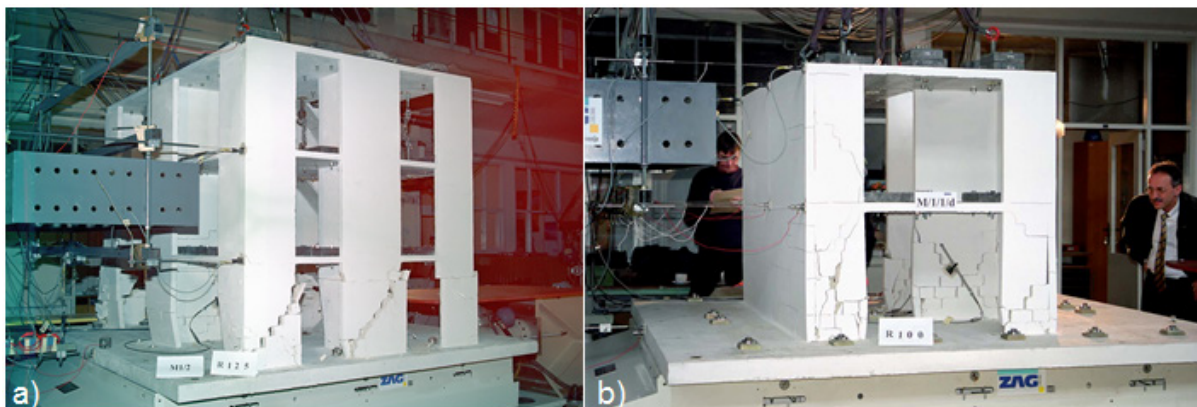
Kjer M pomeni »model«, prvi indeks predstavlja tip konstrukcije (1=vrstna hiša, 2=apartmajaska hiša), indeks za poševnico pa vrsto materiala (1=kalcijev silikat, 2=opečni votlaki).

6.1 Merilo in modelna podobnost

Velikost modelnih konstrukcij napram prototipnim je v merilu 1:5, upoštevana pa je popolna modelna podobnost. V spodnji preglednici so prikazani pogoji za doseganje popolne modelne podobnosti pri merilu 1:5.

Preglednica 6.2: Modelna podobnost v odvisnosti podobnosti materialov

Fizikalna količina	Razmerje	Faktor
Dolžina (l)	$S_L = l_P / l_M$	5
Napetost (σ)	$S_\sigma = f_P / f_M$	5
Specifična deformacija (ε)	$S_\varepsilon = \varepsilon_P / \varepsilon_M$	1
Specifična teža (γ)	$S_\gamma = \gamma_P / \gamma_M$	1
Pomik (d)	$S_d = S_L$	5
Sila (F)	$S_F = S_L^2 \cdot S_\sigma$	125
Čas (t)	$S_t = S_L \cdot (S_\varepsilon \cdot S_\gamma / S_\sigma)^{0,5}$	2,24
Frekvenca (ω)	$S_\omega = 1 / S_t$	0,45
Hitrost (v)	$S_V = (S_\varepsilon \cdot S_\gamma / S_\sigma)^{0,5}$	2,24
Pospešek (a)	$S_a = S_\sigma / (S_L \cdot S_\gamma)$	1



Slika 6.2: Vrstna hiša (a) ter apartmajska hiša (b) (Bosiljkov in Tomažević, 2005)

6.2 Seizmični parametri

Vsi modeli so bili testirani na potresni mizi z možnostjo vzbujanja le v eni smeri. Simuliran je bil potres, ki se je zgodil v Petrovacu v Črni gori, 15. Aprila 1979. Maksimalni izmerjeni pospešek tal je takrat znašal 0,43g

6.3 Uporabljeni materiali

V tem delu so navedene mehanske lastnosti uporabljenih materialov prototipnih in modelnih zidov. Ker so bile le-te dobljene na podlagi preiskav, predstavljajo povprečne vrednosti katere so bile uporabljene pri podajanju materialnih karakteristik v programih Sremb, 3Muri in AmQuake. Morebitne manjkajoče vrednosti, sem pretvoril skladno z modelno podobnostjo.

6.3.1 Zidovje

V sklopu opravljenih preiskav so bile uporabljene štiri vrste zidovja in sicer: zidovje iz kalcijevega silikata ter tankoslojne malte (v nadaljevanju material 1) ter zidovje iz opečnih votlakov z malto za splošno uporabo in normalne debeline spojnice (v nadaljevanju material 2). Za zidovje iz materiala 1 ter materiala 2 dodatno ločimo prototipni ter modelni material, kjer je bila upoštevana popolna modelna podobnost.

Ker v primeru strižne trdnosti pri ničelni napetosti f_{vmo} ne poznamo povprečne vrednosti, uporabimo projektno vrednost:

$$f_{vmo} = \frac{f_{vko}}{\gamma_M} = \frac{f_{vko}}{1,5} \quad (6.1)$$

Preglednica 6.3: Material 1 - kalcijev silikat ter tankoslojna malta

Parameter	Prototip	Model
f_b Tlačna trdnost zidaka	$6,12 \cdot 5 = 30,6 \text{ MPa}$	$6,12 \text{ MPa}$
f_m Tlačna trdnost malte	$14,7 \text{ MPa}$	$2,04 \text{ MPa}$
f_c Tlačna trdnost zidovja	15 MPa	$4,54 \text{ MPa}$
f_t Strižna trdnost zidovja	$0,5 \text{ MPa}$	$0,06 \text{ MPa}$
E Elastični modul zidovja	5360 MPa	3150 MPa
γ Specifična teža zidovja	19 kN/m^3	$19,7 \text{ kN/m}^3$
f_{vmo} Strižna trdnost pri ničelni napetosti	$0,27 \text{ MPa}$	$0,07 \text{ MPa}$
f_{lim} Meja strižne trdnosti zidovja	$0,065 \cdot 30,6 \approx 2 \text{ MPa}$	$0,065 \cdot 6,12 = 0,4 \text{ MPa}$
G Strižni modul zidovja ($0,2 \cdot E$)*	$0,2 \cdot 5360 = 1072 \text{ MPa}$	$0,2 \cdot 3150 = 630 \text{ MPa}$

* iz eksperimentalnih ugotovitev drugih avtorjev (Bosiljkov in sod. 2005) se pri računanju na kombinacijo vplivov za projektno potresno stanje uporabi vrednost strižnega modula $G = 0,1 \sim 0,2 \cdot E$.

Preglednica 6.4: Material 2 - opečni votlaki v kombinaciji z malto za splošno uporabo

Parameter	Prototip	Model
f_b Tlačna trdnost zidaka	$2,91 \cdot 5 = 14,55 \text{ MPa}$	$2,91 \text{ MPa}$
f_m Tlačna trdnost malte	$5,29 \text{ MPa}$	$2,04 \text{ MPa}$
f_c Tlačna trdnost zidovja	$5,6 \text{ MPa}$	$1,87 \text{ MPa}$
f_t Strižna trdnost zidovja	$0,23 \text{ MPa}$	$0,05 \text{ MPa}$
E Elastični modul zidovja	7000 MPa	700 MPa
γ Specifična teža zidovja	$7,7 \text{ kN/m}^3$	7 kN/m^3
f_{vmo} Strižna trdnost pri ničelni napetosti	$0,2 \text{ MPa}$	$0,05 \text{ MPa}$
f_{lim} Meja strižne trdnosti zidovja	$0,065 \cdot 14,55 = 0,9 \text{ MPa}$	$0,065 \cdot 2,91 = 0,2 \text{ MPa}$
G Strižni modul zidovja ($0,2 \cdot E$)*	$0,2 \cdot 7000 = 1400 \text{ MPa}$	$0,2 \cdot 700 = 140 \text{ MPa}$

6.3.2 Beton

Podana je bila povprečna tlačna trdnost na betonski kocki za modelno konstrukcijo.

$$f_{cm,cube,M} = 10,81 \text{ MPa} \quad (6.1)$$

Pri računanju se tipično uporablja karakteristična vrednost tlačne trdnosti dobljene na valjastem preizkušancu. Pretvorba iz povprečne na karakteristično vrednost tlačne trdnosti izvedemo preko enačbe:

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ MPa} \quad (6.2)$$

Enačba velja samo za betone standardnih tlačnih trdnosti, tako da v skladu z modelno podobnostjo najprej določimo vrednosti za prototipni beton.

$$f_{cm,cube,P} = f_{cm,cube,M} \cdot 5 = 54,05 \text{ MPa} \quad (6.3)$$

$$f_{ck,cube,P} = f_{cm,cube,P} - 8 \text{ MPa} \approx 46 \text{ MPa} \quad (6.4)$$

V skladu z Evrokodom 2, preglednica 3.1, izberemo beton C35/45.

Karakteristična vrednost tlačne trdnosti na valjastem preizkušancu je tako ocenjena na 35 MPa. Iz enačbe (6.2) dobimo še povprečno tlačno trdnost.

$$f_{cm,P} = f_{ck,P} + 8 \text{ MPa} = 35 + 8 = 43 \text{ MPa} \quad (6.5)$$

Vrednosti povprečne in karakteristične tlačne trdnosti za modelni beton dobimo z upoštevanjem popolne modelne podobnosti:

$$f_{ck,M} = f_{ck,P} / 5 = 35 / 5 = 7 \text{ MPa} \quad (6.6)$$

$$f_{cm,M} = f_{cm,P} / 5 = 43 / 5 = 8,6 \text{ MPa} \quad (6.7)$$

Dobljene vrednosti so podane v spodnji preglednici:

Preglednica 6.5: Mehanske karakteristike betona

Parameter	Prototip	Model
f_{ck} Karakteristična tlačna trdnost	35 MPa	7 MPa
f_{cm} Povprečna tlačna trdnost	43 MPa	8,6 MPa
E Elastični modul betona	34000 MPa	34000/5 = 6800 MPa
γ Specifična teža betona	25 kN/m ³	25 kN/m ³
G Strižni modul betona	0,4·34000=13600 MPa	0,4·6800 = 2720 MPa

6.3.3 Armaturno jeklo

V spodnji preglednici sta podani karakteristična in povprečna vrednost napetosti tečenja nosilne armature.

Preglednica 6.6: Mehanske karakteristike armaturnega jekla

Parameter	Prototip	Model
f_{yk} Karakteristična napetost tečenja	500MPa	225 MPa
f_{ym} Povprečna napetost tečenja	590MPa	266 MPa

Karakteristične vrednosti dobimo iz Gaussove normalne porazdelitve v kateri je razmerje med karakteristično (minimalno garantirano) ter povprečno napetostjo tečenja določeno na naslednji način (Beg, 2008):

$$f_{ym} = f_{yk} \cdot 1,18 \quad (6.8)$$

6.3.4 Stremenska armatura

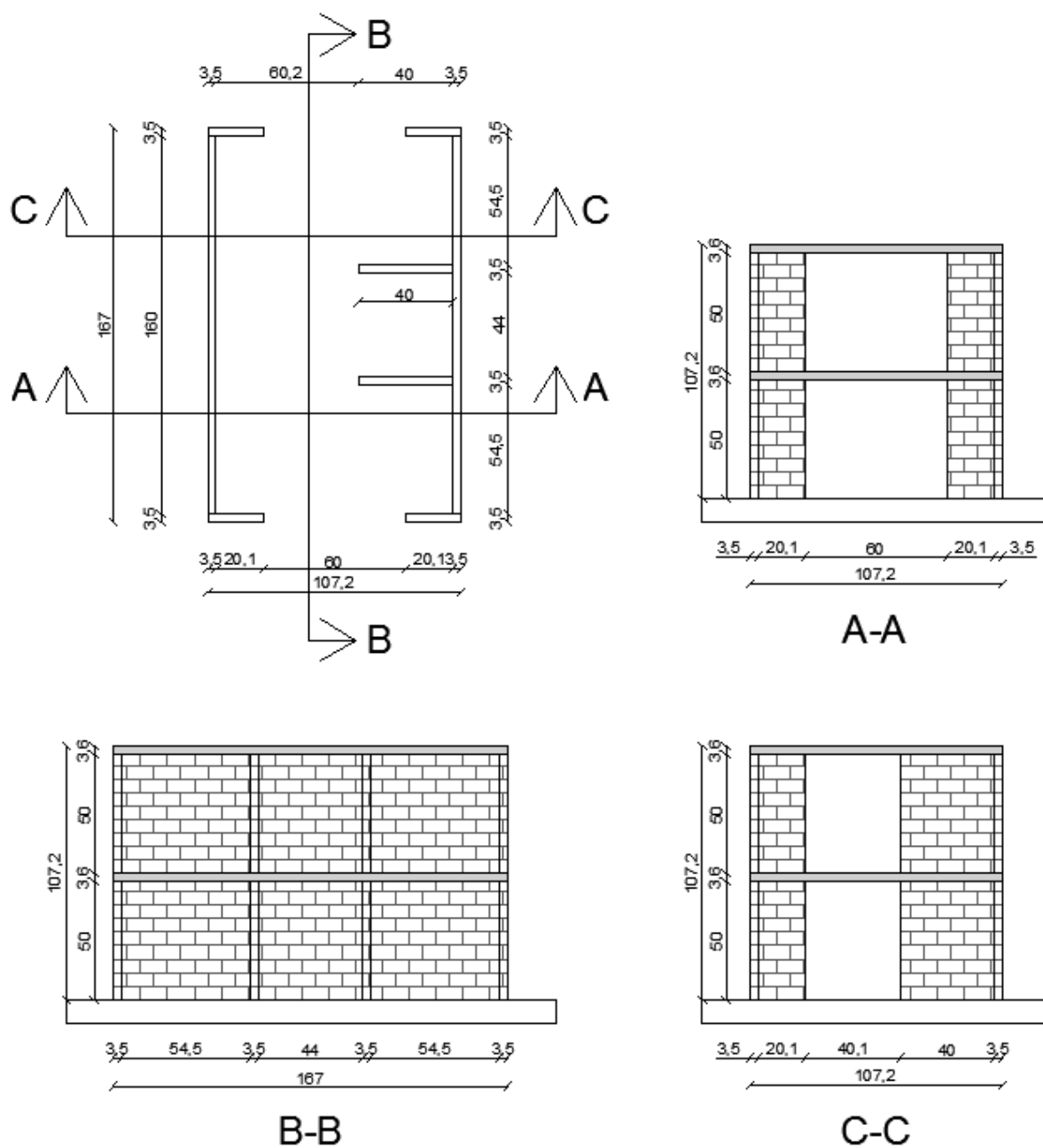
Za stremensko armaturo so bile uporabljene palice nižje kvalitete.

Preglednica 6.7: Mehanske karakteristike stremenske armature

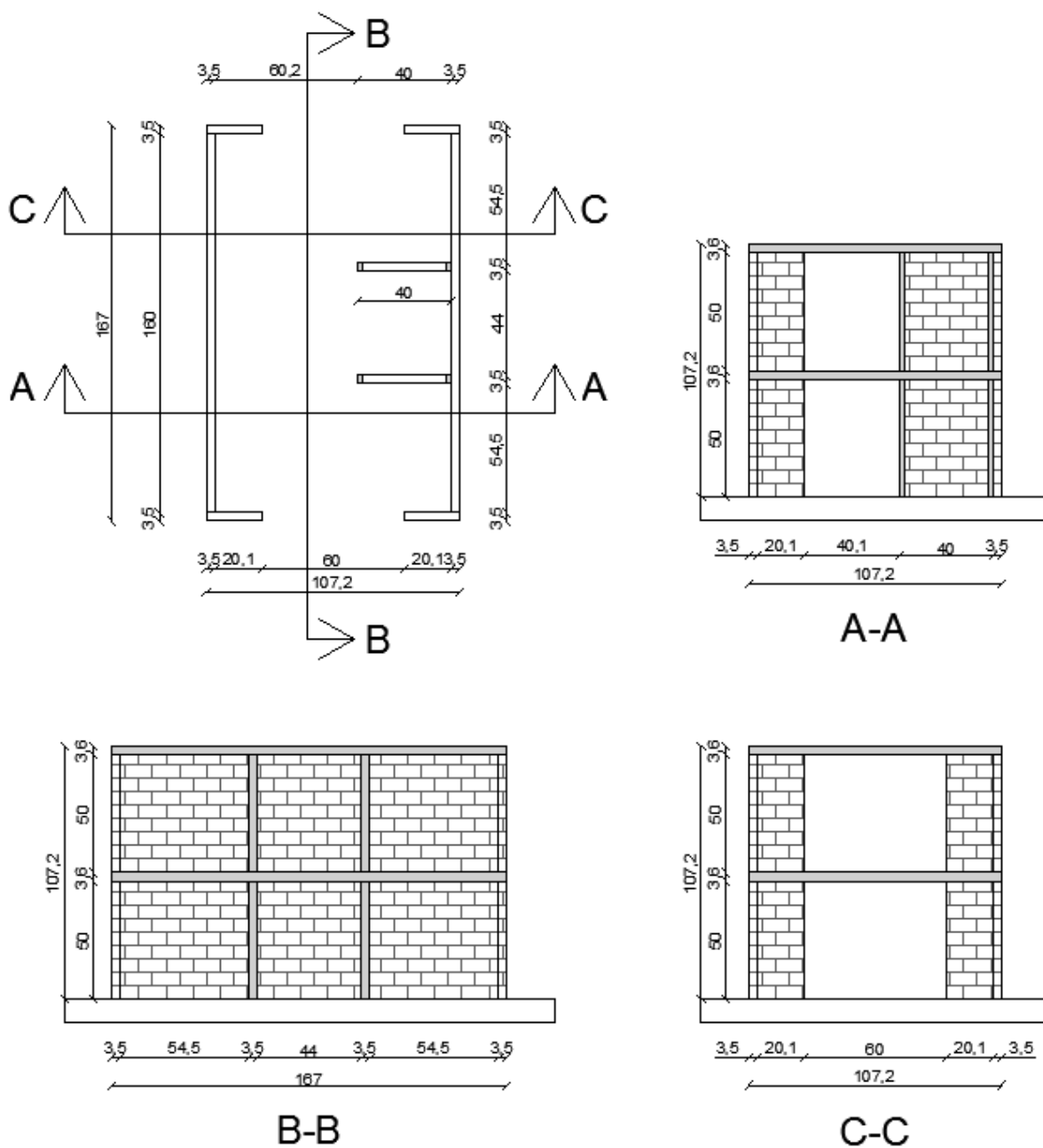
Parameter	Prototip	Model
f_{ywk} Karakteristična napetost tečenja	180 MPa	36 MPa
f_{ywm} Povprečna napetost tečenja	215 MPa	43 MPa

6.4 Konfiguracija geometrije modelnih konstrukcij

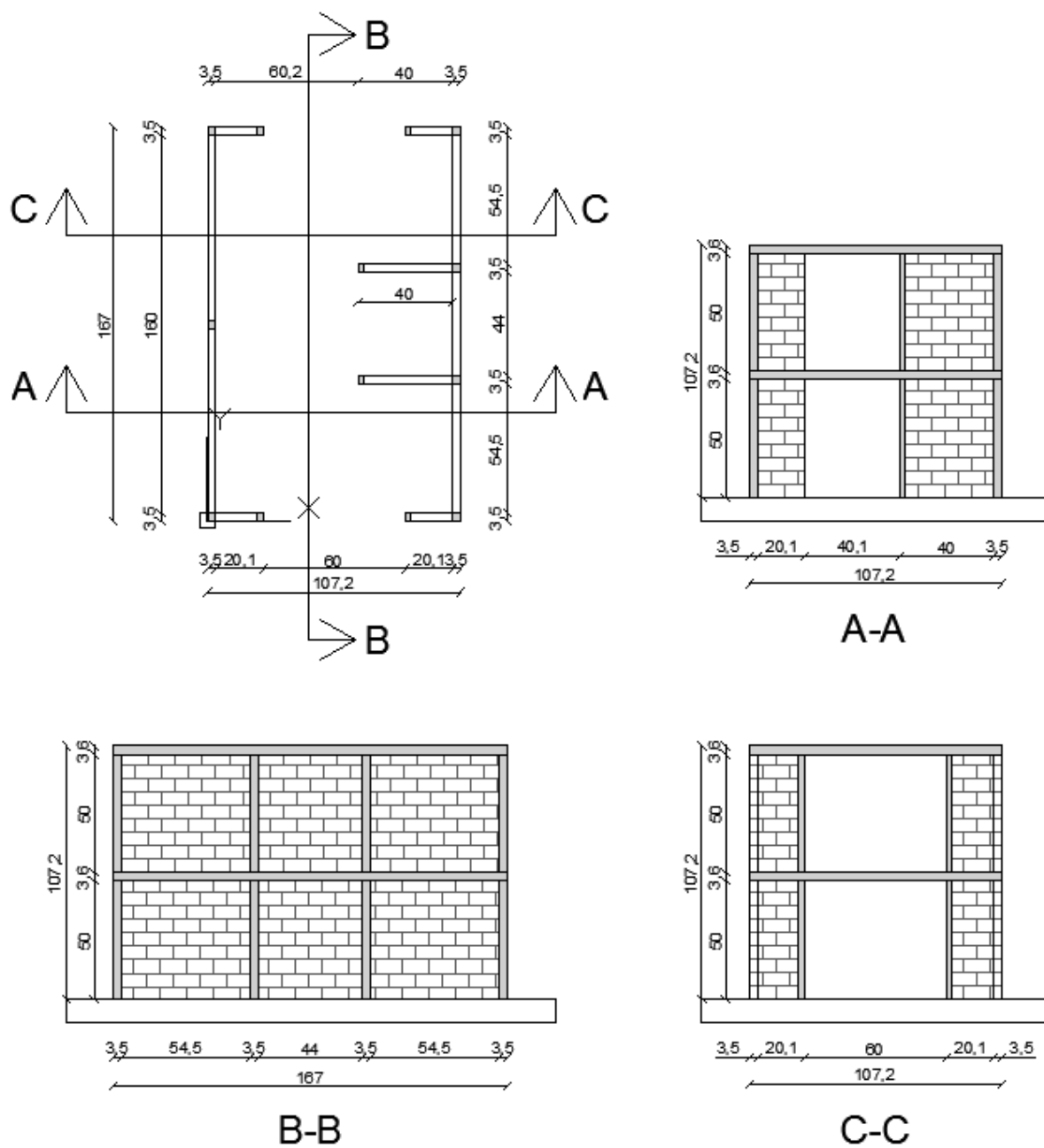
Velikost modelnih konstrukcij v merilu 1:5 bi bila prevelika, da bi se skladala z velikostjo potresne mize, zato je bila geometrija modelov deležna manjših sprememb. Torej določene dimenzije modelnih konstrukcij niso v razmerju 1:5 s prototipnimi, s čimer pa se razmerje med razponom in debelino stropne plošče bistveno ne spremeni. Zaključimo lahko, da kljub spremembam modeli še vedno realistično predstavljajo prototipne konstrukcije kakor tudi rezultati.



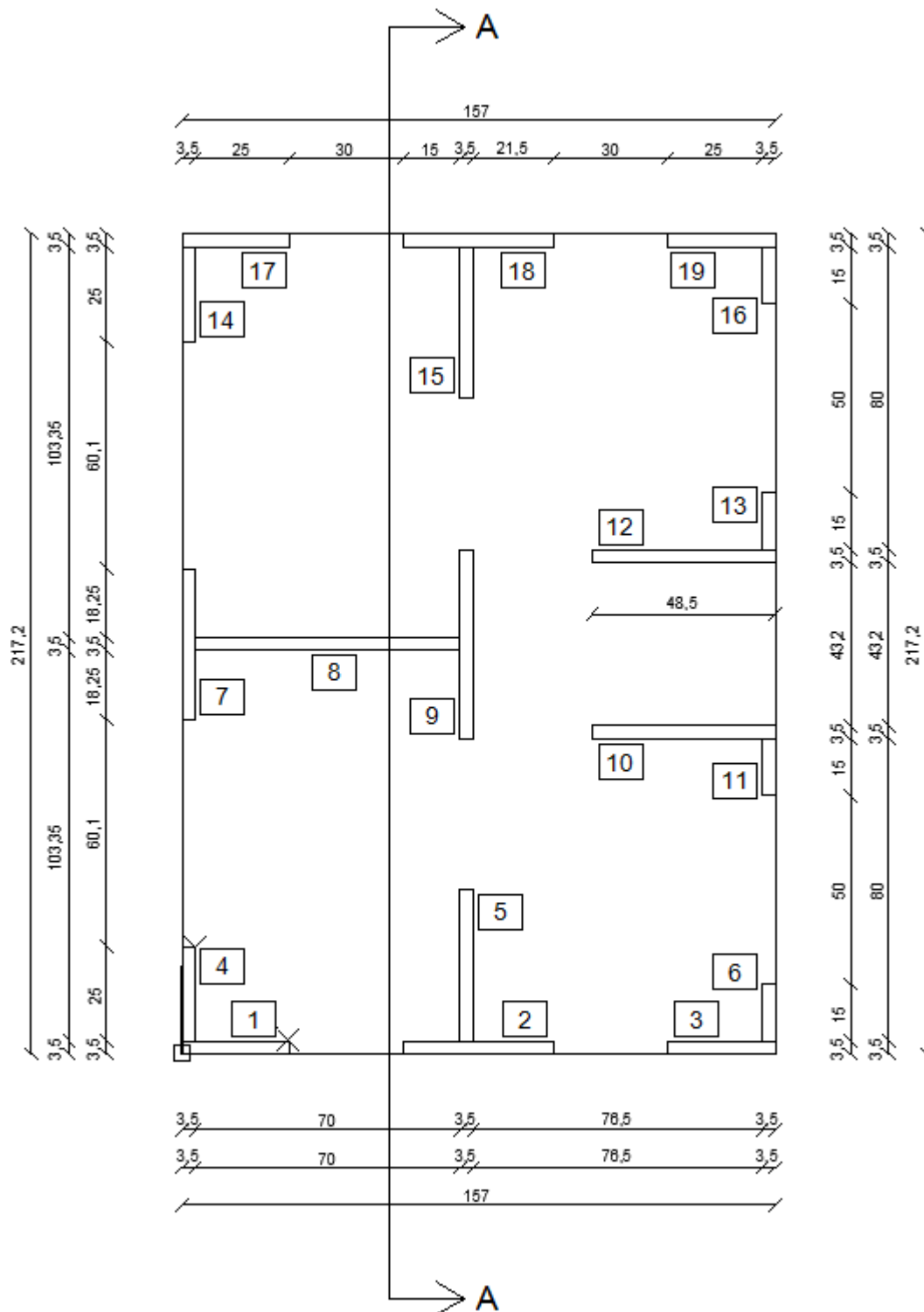
Slika 6.3: Tloris in prerezi za modela M1/1 in M1/2



Slika 6.4: Tloris in prerezi za modela M1/1c in M1/2/c

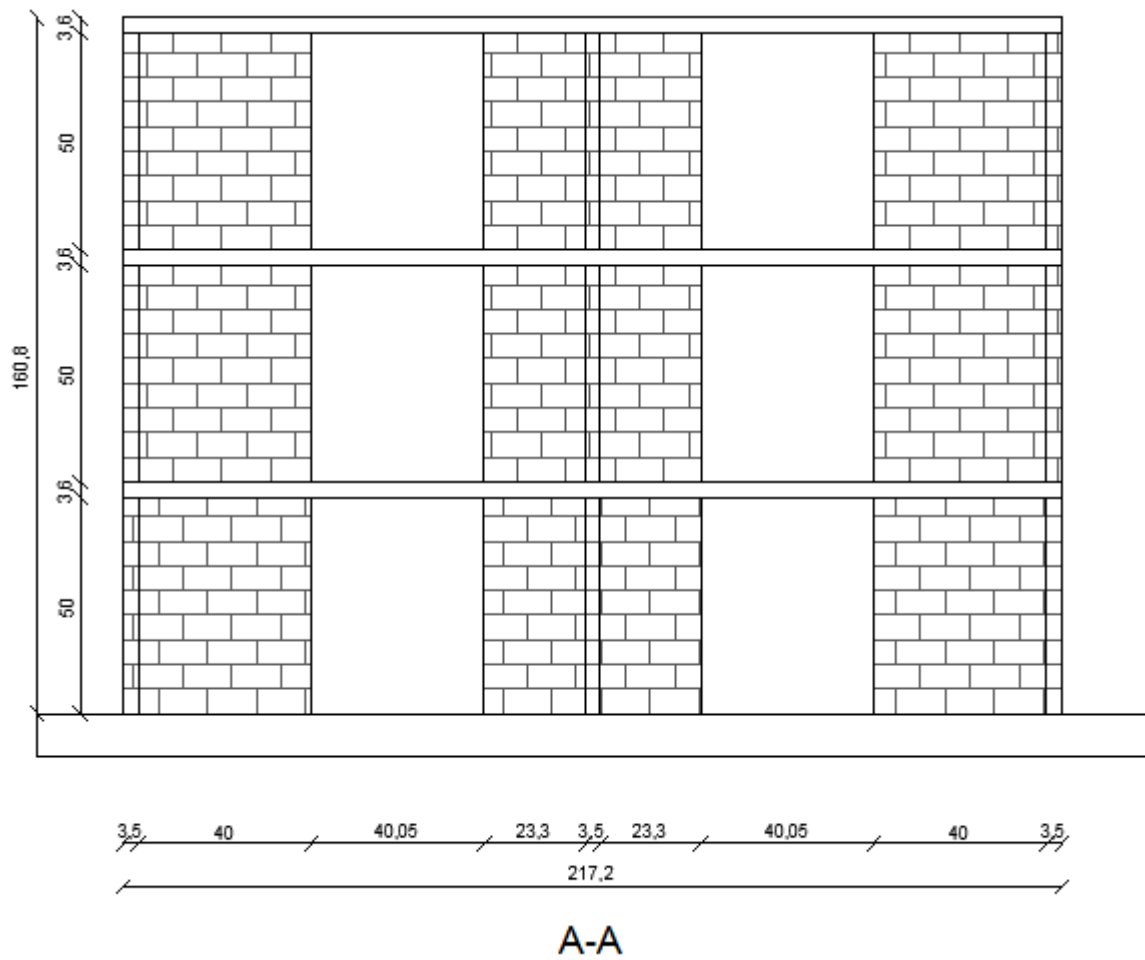


Slika 6.5: Tloris in prerezi za modela M1/1/d in M1/2/d



Slika 6.6: Tloris za modela M2/1 in M2/2

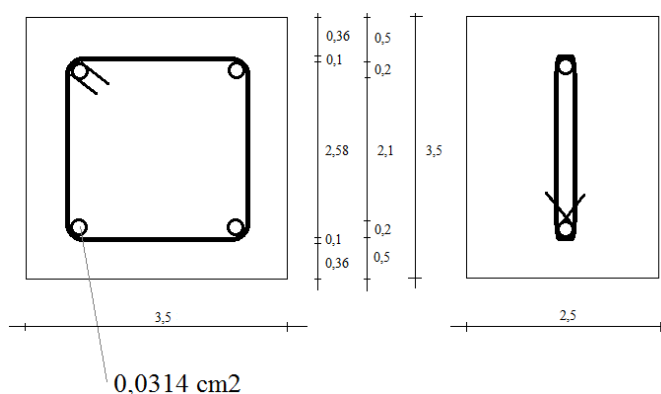
Na sliki 6.6 so posamezni zidovi oštevilčeni zaradi opravljene primerjave v poglavju 8.5.



Slika 6.7: Prerez A-A modela za M2/1 in M2/2

6.5 Armiranobetonske vezi

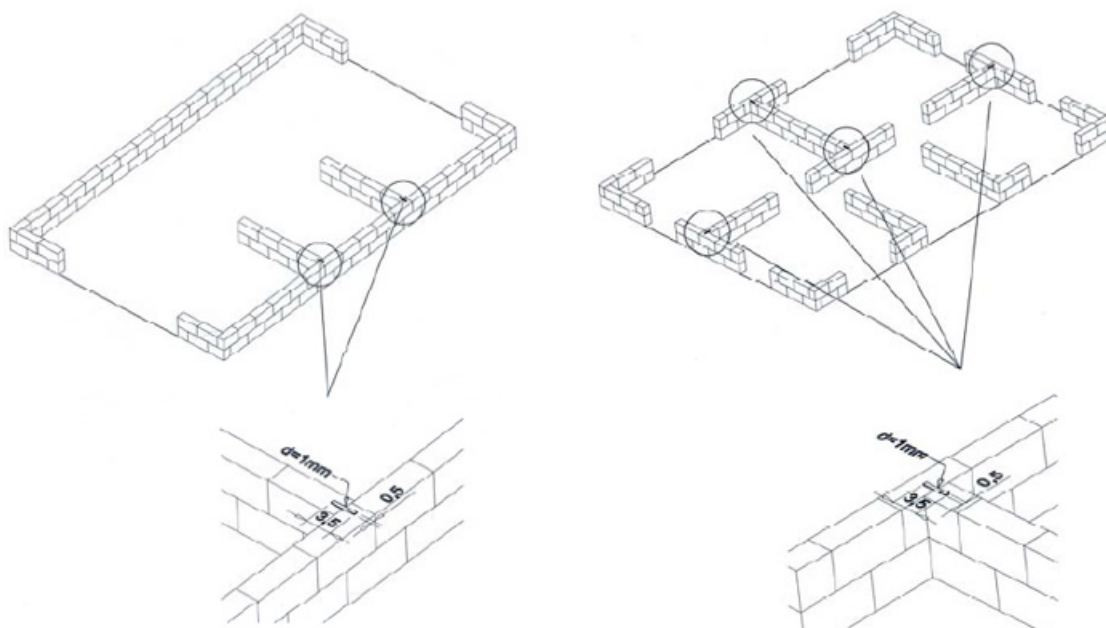
V primeru modelov M1/1/c ter M1/1/d so bile uporabljene armiranobetonske vezi dveh različnih dimenzij: 3,5/3,5cm in 2,5/3,5cm. Mehanske lastnosti armaturnega jekla so podane v preglednici 6.6, karakteristike stremenske armature pa v preglednici 6.7.



Slika 6.8: Prečni prerez armiranobetonskih vezi

6.6 Jeklena sidra

Za boljše sodelovanje zidanih sten pri potresni obremenitvi so bila uporabljena jeklena sidra. Ker uporabljeni programi ne upoštevajo sestavljenih prerezov, učinkov detajlov kakršna so jeklena sidra ni bilo mogoče ovrednotiti v analizi.



Slika 6.9: Lokacije jeklenih sider (Tomažević, 2004)

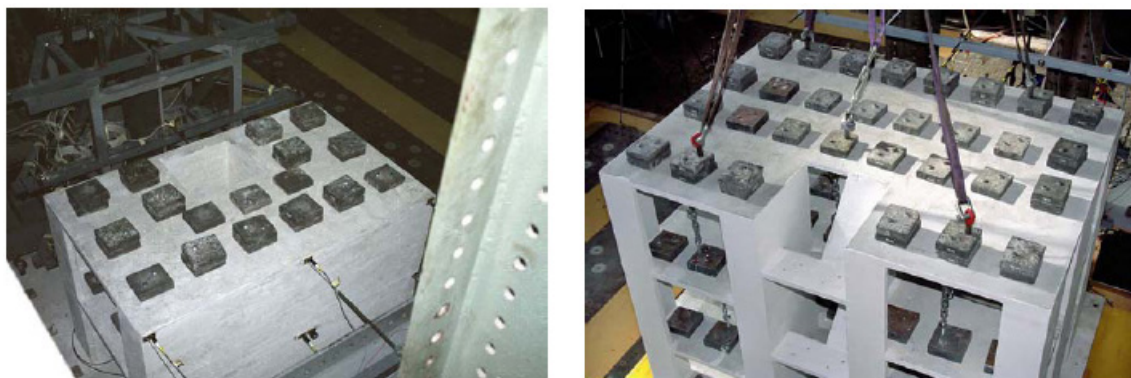
6.7 Uteži

Pri modelnih konstrukcijah so bile uporabljene dodatne uteži s katerimi se simulira:

- manjkajoča lastna teža zaradi razlike v specifični teži prototipnega in modelnega materiala, potrebno če želimo doseči gradient napetosti S_F določen v preglednici 6.2;
- lastna teža tlakov, predelnih sten, v primeru vrstne hiše še lastna teža stopnišča in strehe;
- koristna obtežba.

Vpliv snega ni bil upoštevan.

Uteži so bile pritrjene na plošče konstrukcij z jeklenimi vijaki. Masa posamezne uteži je znašala 10kg.



Slika 6.10: Postavitev uteži na modelnih konstrukcijah (Tomažević, 2004)

7 NELINEARNA SEIZMIČNA ANALIZA OBRAVNAVANIH MODELNIH IN PROTOTIPNIH KONSTRUKCIJ

V sklopu diplomske naloge sem s programi Sremb, 3Muri in AmQuake poleg konstrukcij iz preglednice 6.1 obravnaval še naslednje modelne in prototipne konstrukcije:

Preglednica 7.1: Pregled obravnavanih konstrukcij

Material	Model		Prototip	
	Kalcijev silikat	Opečni votlaki	Kalcijev silikat	Opečni votlaki
Vrstna hiša	M1/1	M1/2	P1/1	P1/2
	M1/1/c	M1/2/c	P1/1/c	P1/2/c
	M1/1/d	M1/2/d	P1/1/d	P1/2/d
Apartmajska hiša	M2/1	M2/2	P2/1	P2/2

Primerjani so bili naslednji rezultati programov:

SRC koeficient potresne odpornosti,

$a_{g,MAX}$ maksimalni pospešek, ki ga obravnavana konstrukcija prenese.

Poleg omenjenih rezultatov so bili primerjani še mehanizmi porušitve.

7.1 Parametri in vplivi za seizmično analizo

Predstavljene so predpostavke s katerimi pri računskem delu simuliramo eksperimentalno izvedeno testiranje na potresni mizi.

7.1.1 Kombinacija vplivov za potresno projektno stanje

Pri uporabi programskih orodij za določanje ocene potresne odpornosti konstrukcij so bili vplivi računani pri potresni kombinaciji vplivov po Evrokodu 0, člen 6.4.3.4:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7.1)$$

Ker so bile uteži, ki predstavljajo tudi vpliv koristne obtežbe na stropno konstrukcijo pritrjene z jeklenimi vijaki, se je koristna obtežba obravnavala kakor lastna teža. Če bi uteži upoštevali kakor koristno obtežbo, bi pri računu s potresno kombinacijo vplivov s koeficientom $\Psi_{2,i}$ upoštevali, da vpliv koristne obtežbe med potresnim delovanjem ni stalno prisoten, kar pa za obravnavan primer ne drži. Alternativno lahko upoštevamo uteži kot koristno težo a je vrednost koeficienta $\Psi_{2,i}$ v tem primeru enaka 1.

7.1.2 Račun mas

Mase za račun pri pushover analizi, se dobi po enačbi iz Evrokoda 8-1, člen 3.2.4:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7.2)$$

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (7.3)$$

Vrednosti za φ dobimo v preglednici 4.2 v Evrokodu 8-1, za $\Psi_{2,i}$ pa v preglednici A1.1 v Evrokodu 0. Enako kakor v poglavju 7.1.1, lahko izbiramo ali so uteži lastna teža konstrukcije ali pa koristna z upoštevanjem vrednost koeficienta $\Psi_{2,i} = 1$.

7.1.3 Parametri tal

Izbran je bil tip tal A (skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5m slabšega površinskega materiala). V nacionalnem dodatku k Evrokodu 8-1 so podane vrednosti parametrov za spekter odziva tipa 1 za tip tal A:

$$S = 1,0 \quad T_B = 0,10 \text{ s} \quad T_C = 0,4 \text{ s} \quad T_D = 2,0 \text{ s}$$

Elastični spekter odziva je podan v Evrokodu 8-1, člen 3.2.2.2:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5 \cdot \eta - 1) \right] \quad (7.4)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \quad (7.5)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (7.6)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right) \quad (7.7)$$

7.1.4 Projektni pospešek tal za stanje MSN

Obravnavane konstrukcije sodijo po Evrokodu 8-1 v II. kategorijo pomembnosti (preglednica 2.1), kar pomeni da je faktor pomembnosti enak 1. Po enačbi (2.13) je vrednost projektne pospeška enaka:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,43g \cdot 1 = 0,43g \quad (7.8)$$

7.1.5 Slučajna ekscentričnost

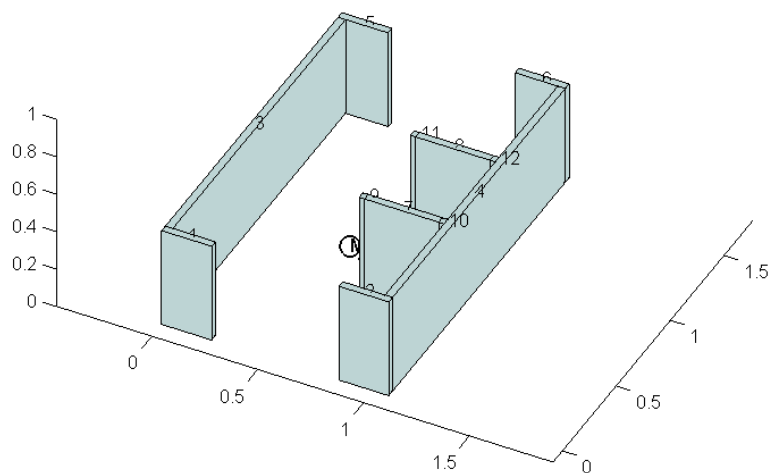
Slučajna ekscentričnost v analizah ni upoštevana saj so bile modelne (in prototipne) konstrukcije natančno izvedene s čimer se predvideva da so odstopanja med načrtovanimi in izvedenimi konstrukcijami tako majna, da ne pride do dodatnih torzijskih zasukov.

7.2 Računalniška analiza s programom Sremb

Za analizo s programom Sremb potrebujemo naslednje parametre za zidovje in armiranobetonske vezi:

- zidovi: geometrija in pozicija elementa, elastični modul E , strižni modul G , tlačna trdnost f_c , natezna trdnost f_t , duktilnost μ , začetna napetost σ_0 ,
- armiranobetonske vezi: geometrija in pozicija elementa, elastični modul E , strižni modul G , togost in nosilnost elementa, duktilnost μ ter začetna napetost σ_0 .

Podrobneje je opisan postopek računa za model M1/1/c, za ostale konstrukcije pa so podani rezultati v osmem poglavju.



Slika 7.1: Izris modela v programu Sremb

7.2.1 Geometrija

Geometrijo razberemo iz tlorisov ter prerezov kjer se za posamezen element določi dimenzija v X in Y smeri (X, Y), koordinate geometrijskega težišča elementa v tlorisu (T_X, T_Y) in višina elementa h .

Izbira višine elementov vpliva na način obnašanja konstrukcije med potresom. Obstaja več priporočil kako izbrati ustrezne višine glede na predviden potek razpok. V primeru obravnavanih konstrukcij vzamemo kar celotno višino sten saj odprtine segajo po celotni etažni višini.

7.2.2 Mehanske lastnosti materialov

Vrednosti so podane v preglednicah 6.3 do 6.7. Za strižni modul vzamemo vrednost $G = 0,2 \cdot E$.

7.2.3 Duktilnost

Za primer modela M1/1/c je za zidovje izbrana vrednost duktilnosti enaka 1,5 saj imamo povezano zidovje le na območju stopnišča, medtem ko je za model M1/1/d izbrana vrednost $\mu = 2$. Za armiranobetonske vezi pri povezanem zidovju vzamemo vrednost $\mu = 2$.

7.2.4 Togost AB vezi

Togost armiranobetonskih vezi računamo po naslednjih enačbah:

$$A_S = \frac{X \cdot Y}{1,2} \cdot 0,5 \quad (7.9)$$

$$I_Y = \frac{X^3 \cdot Y}{12} \cdot 0,5 \quad (7.10)$$

$$D_X = \frac{h}{G \cdot A_S} + \frac{h^3}{12 \cdot E \cdot I_Y} \quad (7.11)$$

$$K_X = D_X^{-1} \quad (7.12)$$

kjer so:

A_S strižni prečni prerez,

I_Y vztrajnostni moment razpokanega prereza. Uporabimo redukcijski faktor 0,5 v skladu z Evrokodom 8-1, člen 4.3.1(7),

D_X podajnost elementa v X smeri.

Za Y smer veljajo enake enačbe, smiselno se zamenjata dimenziji X in Y.

Primer računa togosti za armiranobetonski steber 3,5/3,5cm v smeri X:

$$A_S = \frac{0,035 \text{ m} \cdot 0,035 \text{ m}}{1,2} \cdot 0,5 = 5,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (7.13)$$

$$I_Y = \frac{0,035^3 \text{ m}^3 \cdot 0,035 \text{ m}}{12} \cdot 0,5 = 6,25 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 \quad (7.14)$$

$$D_X = \frac{0,5 \text{ m}}{2720 \text{ MPa} \cdot 1000 \cdot 0,00051 \text{ m}^2} \quad (7.15)$$

$$+ \frac{0,5 \text{ m}^3}{12 \cdot 6800 \text{ MPa} \cdot 6,25 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} = 2,49 \cdot 10^{-2} \text{ m/kN}$$

$$K_X = 0,001 \cdot (2,49 \cdot 10^{-2} \text{ m/MN})^{-1} = 0,04 \text{ MN/m} \quad (7.16)$$

7.2.5 Nosilnost AB vezi

Nosilnost armiranobetonskih vezi se računa po enačbah iz Evrokoda 2. Element se lahko poruši zaradi striga ($V_{C, strig}$) ali upogiba ($V_{C, upogib}$). Merodajna je manjša nosilnost.

Pri strižni nosilnosti $V_{C, strig}$ je možna porušitev v betonu $V_{Rd,c}$ ali v strižni armaturi $V_{Rd,s}$. Za strižno nosilnost vzamemo večjo vrednost izmed obeh.

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_W \cdot d \right. \\ \left. (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_W \cdot d \right. \quad (7.17)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (7.18)$$

$$k_1 = 0,15 \quad (7.19)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (7.20)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_W \cdot d} \leq 0,02 \quad (7.21)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \quad (7.22)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (7.23)$$

kjer so:

- d statična višina prereza v [mm],
 b_W najmanjša širina nateznega dela prereza v [mm],
 A_{sl} prerez natezne armature v [mm²],
 A_c v [mm²],
 $f_{ck}, f_{cd}, \sigma_{cp}$ v [MPa],
 $V_{Rd,c}, N_{Ed}$ v [N].

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta \leq V_{Rd,MAX} \quad (7.24)$$

$$V_{Rd,MAX} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_W \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta} \quad (7.25)$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]; f_{ck} \text{ [MPa]} \quad (7.26)$$

kjer so:

- A_{sw} prerez strižne armature,
 s razdalja med stremeni,
 f_{ywd} meja plastičnosti stremenske armature,
 α_{cw} za konstrukcije brez prednapetja je $\alpha_{cw} = 1$.

$$V_{C,striig} = \max(V_{Rd,c}; V_{Rd,s}) \quad (7.27)$$

Upogibna nosilnost $V_{C,upogib}$ je določena z enačbo:

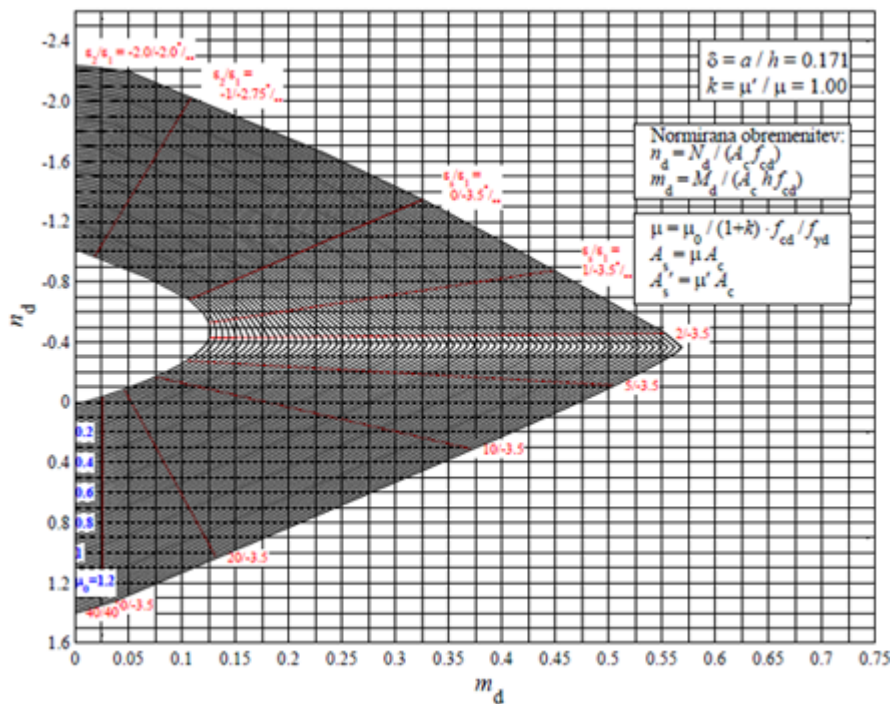
$$V_{C,upogib} = \frac{2 \cdot M_d}{h} \quad (7.28)$$

kjer se upogibni moment M_d določi iz interakcijskih diagramov za enoosni upogib. Ustrezen diagram izberemo na podlagi naslednjih parametrov:

k razmerje med tlačeno in natezno armaturo

$\delta = a/h$ razmerje med krovno plastjo in višino prereza

Uporabljena sta bila diagrama s karakteristikama $k = 1$, $\delta = 0,171$ ter $k = 0$, $\delta = 0,5$.



Slika 7.2: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza (Bratina, 2009)

$$M_d = m_d \cdot A_c \cdot h \cdot f_{cd} \quad (7.29)$$

$$m_d = m_d \{n_d; \mu_0\} \quad (7.30)$$

$$n_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (7.31)$$

$$\mu_0 = \mu \cdot (1 + k) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.32)$$

Primer računa nosilnosti za armiranobetonski steber 3,5/3,5cm v X smeri:

Ob upoštevanju enačb (7.17) – (7.32), dobimo naslednje vrednosti:

$$i) 0,001 \cdot [0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 7)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,93] \cdot 35 \cdot 29 = 0,397 \text{ kN} \quad (7.33)$$

$$ii) 0,001 \cdot (0,262 + 0,15 \cdot 0,93) \cdot 35 \cdot 29 = 0,266 \text{ kN} \quad (7.34)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{29 \text{ mm}}} = 3,63 \leq 2,0 \rightarrow k = 2 \quad (7.35)$$

$$\rho_l = \frac{6,28 \text{ mm}^2}{35 \text{ mm} \cdot 29 \text{ mm}} = 0,006 \leq 0,02 \quad (7.36)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{1,35 \cdot 234 \text{ N}}{35 \cdot 35 \text{ mm}^2} = 0,26 \text{ MPa} < 0,2 \cdot \frac{7}{1,5} \text{ MPa} = 0,93 \text{ MPa} \quad (7.37)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 2^{2/3} \cdot 7^{1/2} = 0,262 \quad (7.38)$$

$$V_{Rd,c} = \max(i ; ii) = 0,397 \text{ kN} \quad (7.39)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,0157 \text{ cm}^2}{4 \text{ cm}} \cdot 0,9 \cdot 2,9 \text{ cm} \cdot \frac{3,6 \text{ kN/cm}^2}{1,15} \cdot 1 = 0,032 \text{ kN} \quad (7.40)$$

$$V_{Rd,MAX} = \frac{1 \cdot 35 \text{ mm} \cdot 0,9 \cdot 29 \text{ mm} \cdot 0,58 \cdot \frac{7}{1,5} \text{ MPa}}{(1 + 1) \cdot 1000} = 1,243 \text{ kN} \quad (7.41)$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{7}{250} \right] = 0,58 \quad (7.42)$$

$$V_{C, strig} = \max(0,397 \text{ kN}; 0,032 \text{ kN}) = 0,397 \text{ kN} \quad (7.43)$$

$$n_d = \frac{1,35 \cdot 234 \text{ N}}{35 \cdot 35 \text{ mm}^2 \cdot \frac{7}{1,5} \text{ MPa}} = 0,055 \quad (7.44)$$

$$m_d = m_d\{n_d; \mu_0\} = 0,134 \quad (7.45)$$

$$M_d = 0,134 \cdot 3,5 \cdot 3,5 \text{ cm}^2 \cdot 3,5 \cdot \frac{0,7}{1,5} \text{ kN/cm}^2 = 2,8 \text{ kNcm} \quad (7.46)$$

$$V_{C, upogib} = \frac{2 \cdot 2,8 \text{ kNcm}}{50 \text{ cm}} = 0,112 \text{ kN} \quad (7.47)$$

$$V_C = \min(V_{C, strig}; V_{C, upogib}) = 0,112 \text{ kN} \quad (7.48)$$

merodajna je torej porušitev zaradi upogiba.

7.2.6 Račun začetne napetosti v elementih σ_0

Napetost σ_0 računamo na polovici višine kritične etaže. Za kritično etažo sem izbral pritličje saj se tam ponavadi pojavijo največje potresne obremenitve.

$$\sigma_0 = \frac{W_{el}}{A_{el}} \quad (7.49)$$

kjer so:

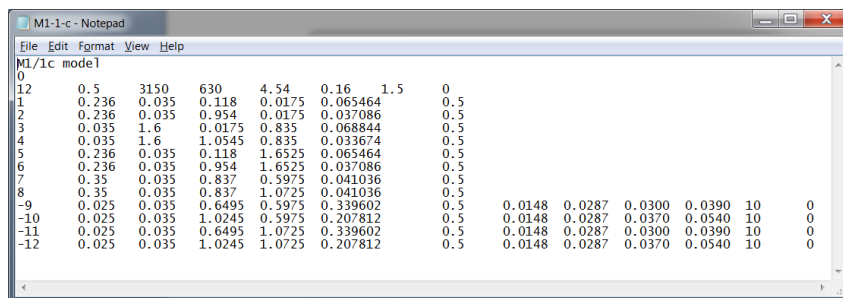
W_{el} lastna teža elementa nad točko računanja ter pripadajoči delež teže stropne konstrukcije ter obtežbe na njej,

A_{el} prečni prerez elementa v točki računanja.

Pri določanju pripadajočih deležev (t.j. vplivnih območij) sem si pomagal s programom AmQuake, kjer sem odčital osne sile v elementih za točko v kateri se računa σ_0 . Osne sile sem nato pretvoril v procentualne vrednosti deležev teže.

7.2.7 Vhodna datoteka

Vse opisane parametre je potrebno v pravilnem zaporedju shraniti v tekstovno datoteko tipa *.txt. Primer takšne datoteke je na sliki 7.3.



Slika 7.3: Vhodna datoteka

7.2.8 Mejni strižni koeficient

Mejni strižni koeficient se izračuna po enačbi (5.16):

$$BSC_u = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0}{q} = \frac{0,43g \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5}{1,5} = 0,717 \quad (7.50)$$

Koeficient BSC se ne shrani v vhodno datoteko temveč neposredno v program. Uporabi se ga za kontrolo pogoja nosilnosti (enačba 5.17).

7.2.9 Rezultati

Program nam po izvedeni analizi vrne naslednje podatke: W , SRC , d_y , d_u , μ . Za potrebe primerjave z ostalima programoma je še potrebno izračunati vrednost maksimalnega pospeška ki ga konstrukcija prenese, kar naredimo skladno z metodo N2. Podani so rezultati za primer modelne konstrukcije M/1/1/c v smeri X.

$$W = 9398,49 \text{ N}$$

$$SRC = 0,150$$

$$d_y^* = 0,03 \text{ mm}$$

$$d_u^* = 0,05 \text{ mm}$$

$$\mu = 1,575$$

(7.51)

$$m^* = \frac{W}{g} = \frac{9398,49 \text{ N}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 958 \text{ kg}$$

(7.52)

$$V_y^* = SRC \cdot W = 0,150 \cdot 9398,49 \text{ N} = 1409,77 \text{ N}$$

(7.53)

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{V_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{958 \text{ kg} \cdot 0,03 \text{ m}}{1409,77 \text{ N} \cdot 1000}} = 0,028 \text{ s}$$

(7.54)

$$T^* < T_c \rightarrow q^* = (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_c} + 1 = (1,575 - 1) \cdot \frac{0,028 \text{ s}}{0,4 \text{ s}} + 1 = 1,041$$

(7.55)

$$q^* < q = 1,5 \rightarrow S_{ae}(T^*) = q^* \cdot \frac{V_y^*}{m^*} = 1,041 \cdot \frac{1407,77 \text{ N}}{958 \text{ kg}} = 1,53 \text{ m/s}^2$$

(7.56)

$$0 < T^* < T_B \rightarrow a_{g,MAX} = S_{ae}(T^*) \cdot \left(S \cdot \left[1 + \frac{T^*}{T_B} (2,5 \cdot \eta - 1) \right] \right)^{-1}$$

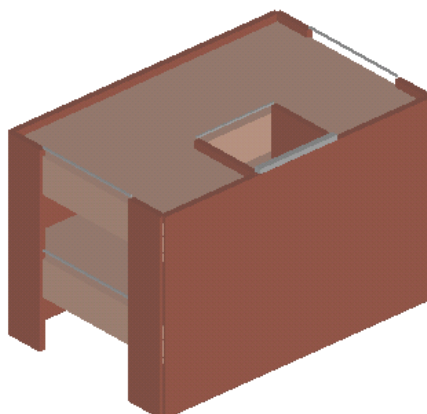
(7.57)

$$a_{g,MAX} = 1,53 \text{ m/s}^2 \cdot \left(1 \cdot \left[1 + \frac{0,028 \text{ s}}{10 \text{ s}} (2,5 \cdot 1 - 1) \right] \right)^{-1} = 0,07g$$

(7.58)

7.3 Računalniška analiza s programom 3Muri

Opisan je postopek določitve parametrov za modelno konstrukcijo M1/1. Program 3Muri zaradi omejitev glede podajanja geometrijskih karakteristik konstrukcij (minimalne vrednosti so predpisane v uporabniški različici programa) ni omogočal izvedbo analize za konstrukcije M1/1/c, M1/1/d, M1/2/c ter M1/2/d.



Slika 7.4: Prikaz modela v programu 3muri

7.3.1 Stropna konstrukcija

Ker se obravnavane konstrukcije štejejo za novogradnjo se lahko predpostavi, da je armiranobetonska stropna plošča dovolj toga kakor tudi povezava zidov s ploščo, da jo lahko upoštevamo kot togo diafragmo.

7.3.2 Obtežba

Program sam poračuna lastno težo zidovja glede na podane geometrijske lastnosti elementov. Lastno težo plošče ter težo uteži podamo ročno in sicer v obliki porazdeljene ploskovne obtežbe g_{lastna} preko celotne površine stropne plošče A_{AB} . Obtežbo se določi za potresno obtežno kombinacijo po enačbi (7.1).

$$A_{AB} = 1,072 \cdot 1,67 - 0,40 \cdot 0,44 = 1,61m^2 \quad (7.59)$$

$$g_{lastna} = \frac{m_{fM} \cdot g}{A_{AB}} \quad (7.60)$$

$$g = 9,81 m/s^2 \quad (7.61)$$

Preglednica 7.2: Mase stropne konstrukcije ter ekvivalentne obtežbe za modele M1/1, M1/1/c, M1/1/d, M1/2, M1/2/c in M1/2/d

	$m_{fM} [kg]$	$g_{lastna} [kN/m^2]$
Druga etaža	408	2,479
Prva etaža	288	1,750

7.3.3 Vrednosti projektnih pospeškov za stanji MSN in MSU

Projektni pospešek za stanje MSN je določen v poglavju 7.1.4 in znaša 0,43g. Za stanje MSU pa je po enačbi (2.17) in (2.18) enak:

$$a_{Dg} = a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_D = 0,43g \cdot 1 \cdot 0,585 = 0,252g \quad (7.62)$$

7.3.4 Izbira analiz

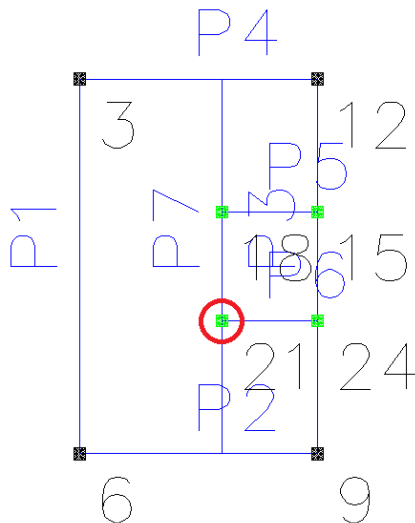
Kot že omenjeno, imamo na voljo 24 variant nelinearne statične analize, medtem ko se statična in modalna analiza (iz katere dobimo nihajne oblike) samodejno izvršita. V sklopu diplomske naloge so bile izbrane naslednje analize brez slučajne ekscentričnosti:

Preglednica 7.3: Seznam izbranih nelinearnih analiz

Smer	Oblika porazdelitve obtežbe
+ X	Trikotna
+ X	Enakomerna
- X	Trikotna
- X	Enakomerna
+ Y	Trikotna
+ Y	Enakomerna

Analize v smeri -Y niso bile izbrane, saj je konstrukcija v smeri Y simetrična.

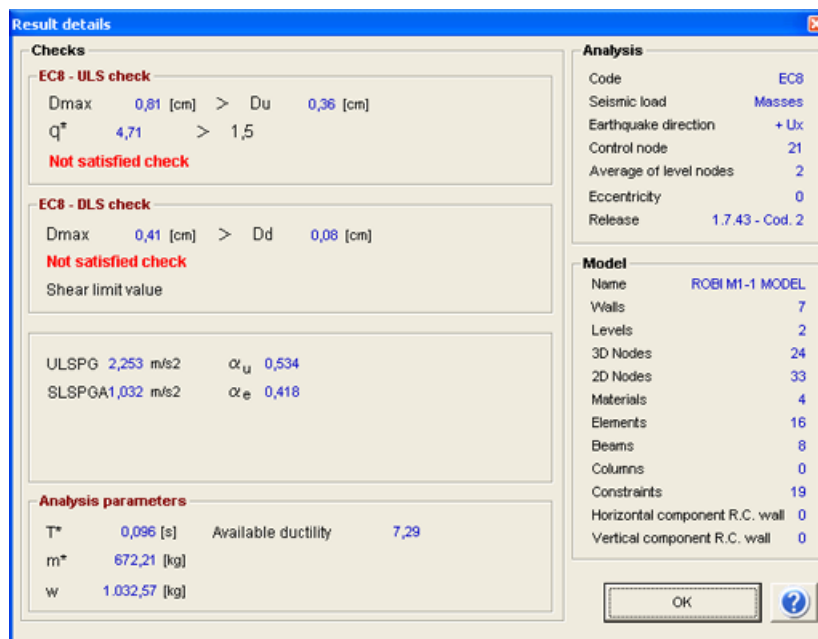
Za kontrolno točko je bila izbrana točka, ki je najbližja centru mas in na vrhnji etaži, t.j. točka št. 21.



Slika 7.5: Pozicija kontrolne točke

7.3.5 Rezultati

Rezultati nelinearne analize so naslednji: m - masa celotne konstrukcije, q^* , d_u , μ , $a_{g,MAX}$, T^* . Omenjeni so samo parametri, ključnega pomena za primerjavo programov na podlagi parametrov SRC in $a_{g,MAX}$. Podan je račun za primer M1/1 pri izbrani analizi v smeri X^+ , z enakomerno porazdelitvijo vodoravne obtežbe, brez slučajne ekscentričnosti.



Slika 7.6: Prikaz rezultatov nelinearne analize

Potrebno je izračunati koeficient SRC po enačbi (5.15).

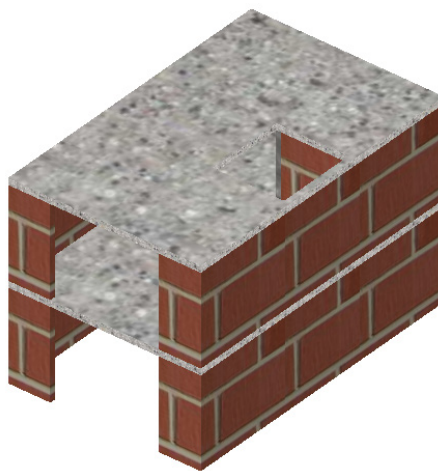
$$SRC = \frac{V}{W} = \frac{V}{m' \cdot g} = \frac{1430 \text{ N}}{945,83 \text{ kg} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,154 \quad (7.63)$$

Silo F je potrebno grafično odčitati iz diagrama kapacitete, m' predstavlja maso konstrukcije nad polovico višine kritične etaže.

$$m' = m - 0,5 \cdot m_{wM} = 1034,83 \text{ kg} - 0,5 \cdot 178 \text{ kg} = 945,83 \text{ kg} \quad (7.64)$$

7.4 Računalniška analiza s programom AmQuake

V programu AmQuake so bili uporabljeni enaki vhodni podatki ter izbrane enake variante statičnih nelinearnih analiz kot pri programu 3Muri.



Slika 7.7: Izris modela v programu AmQuake

7.4.1 Rezultati

Podani so rezultati za primer M1/1 pri nelinearni analizi v smeri X+, s trikotno porazdelitvijo horizontalne potresne obtežbe, brez slučajne ekscentričnosti.

$$\begin{aligned} V_y &= 2037 \text{ N} \\ d_y &= 0,159 \text{ mm} \\ d_u &= 1,446 \text{ mm} \\ m^* &= 706 \text{ kg} \\ \Gamma &= 1,194 \end{aligned} \quad (7.65)$$

Potrebno je izračunati oba parametra, SRC in $a_{g,MAX}$:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{V_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y}{V_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{706 \text{ kg} \cdot 0,159 \text{ m}}{2037 \text{ N} \cdot 1000}} = 0,047 \text{ s} \quad (7.66)$$

$$\mu = \frac{d_u}{d_y} = \frac{1,446 \text{ mm}}{0,159 \text{ mm}} = 9,094 \quad (7.67)$$

$$T^* > T_C \rightarrow q^* = (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_C} + 1 = (9,094 - 1) \cdot \frac{0,047 \text{ s}}{0,4 \text{ s}} + 1 = 1,944 \quad (7.68)$$

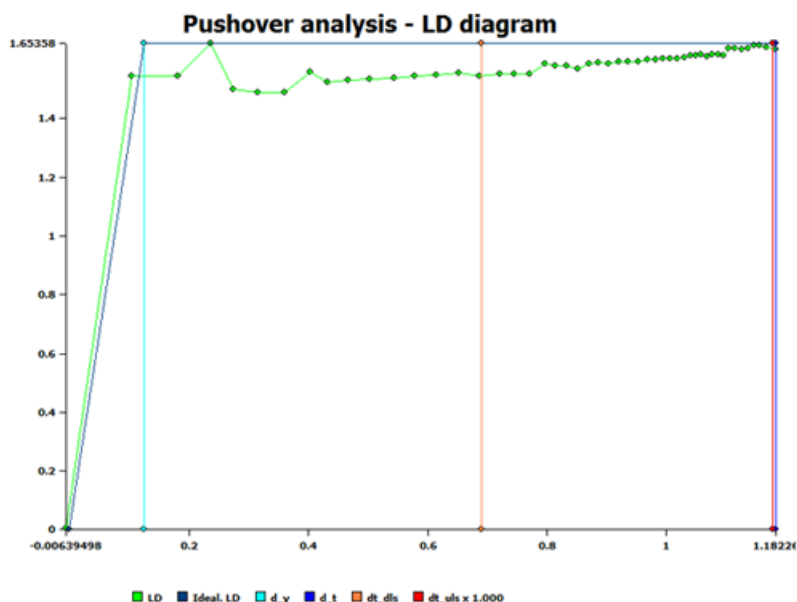
$$q^* > q \rightarrow S_{ae}(T^*) = q \cdot \frac{V_y^*}{m^*} = q \cdot \frac{V_y}{m^* \cdot \Gamma} = 1,5 \cdot \frac{2037 \text{ N}}{706 \text{ kg} \cdot 1,194} = 3,62 \text{ m/s}^2 \quad (7.69)$$

$$0 < T^* < T_B \rightarrow a_{g,MAX} = S_{ae}(T^*) \cdot \left(S \cdot \left[1 + \frac{T^*}{T_B} (2,5 \cdot \eta - 1) \right] \right)^{-1} \quad (7.70)$$

$$a_{g,MAX} = 3,62 \text{ m/s}^2 \cdot \left(1 \cdot \left[1 + \frac{0,047 \text{ s}}{10 \text{ s}} (2,5 \cdot 1 - 1) \right] \right)^{-1} = 0,75 \text{ m/s}^2 \quad (7.71)$$

$$a_{g,MAX} = 0,076g \quad (7.72)$$

$$SRC = \frac{V_y}{W} = \frac{2037 \text{ N}}{9384,44 \text{ N}} = 0,217 \quad (7.73)$$



Slika 7.8: Idealiziran diagram kapacitete

8 REZULTATI ANALIZ

V tem poglavju so podani rezultati vseh analiz, pri čemer sta prikazana le koeficient potresne odpornosti SRC ter maksimalni pospešek $a_{g,MAX}$. V nadaljevanju je prek pushover krivulj prikazana primerjava togosti in duktilnosti. Pri podrobnejših primerjavah rezultatov se primerjajo merodajne vrednosti, t.j. minimalna vrednost pospeška $a_{g,MAX}$ ter pripadajoči SRC iz sklopa opravljenih analiz s posameznim programom.

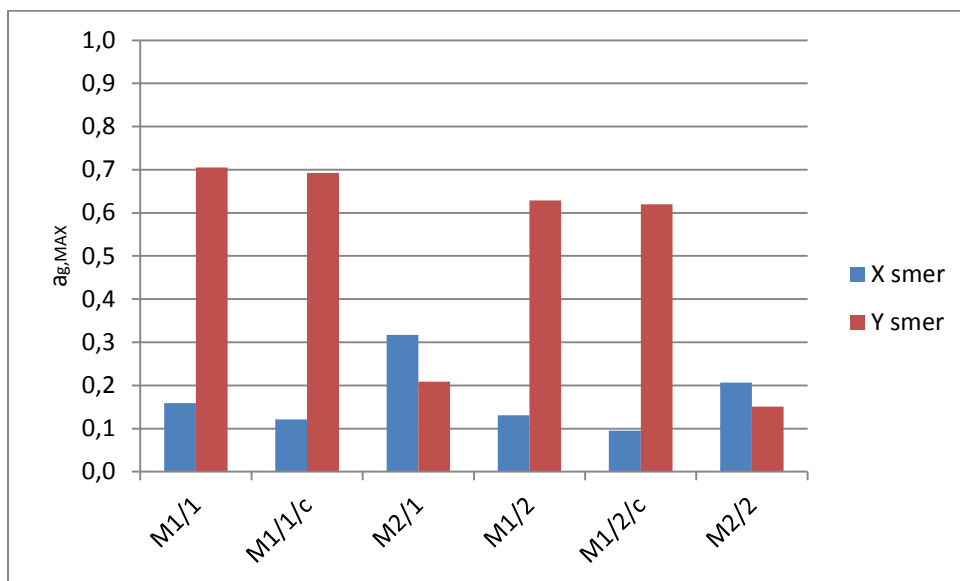
Rezultati analiz opravljenih s programom Sremb so prikazane samo za smeri X+ in Y+ saj za smeri X- in Y- dobimo enake vrednosti rezultatov, ker obravnavamo etažni mehanizem, sile pa se na zidove prenašajo v razmerju togosti. Obnašanje zidov v višjih etažah tako nima vpliva, njihova teža pa se upošteva pri računu začetne napetosti.

V nadaljevanju so za označitev nihajnih oblik uporabljeni kratici uni ter tri, kjer uni predstavlja enakomerno nihajno obliko (angl. uniform), kratica tri pa trikotno nihajno obliko (angl. triangular).

Preglednica 8.1: Rezultati za modelne konstrukcije, določeni s programom Sremb

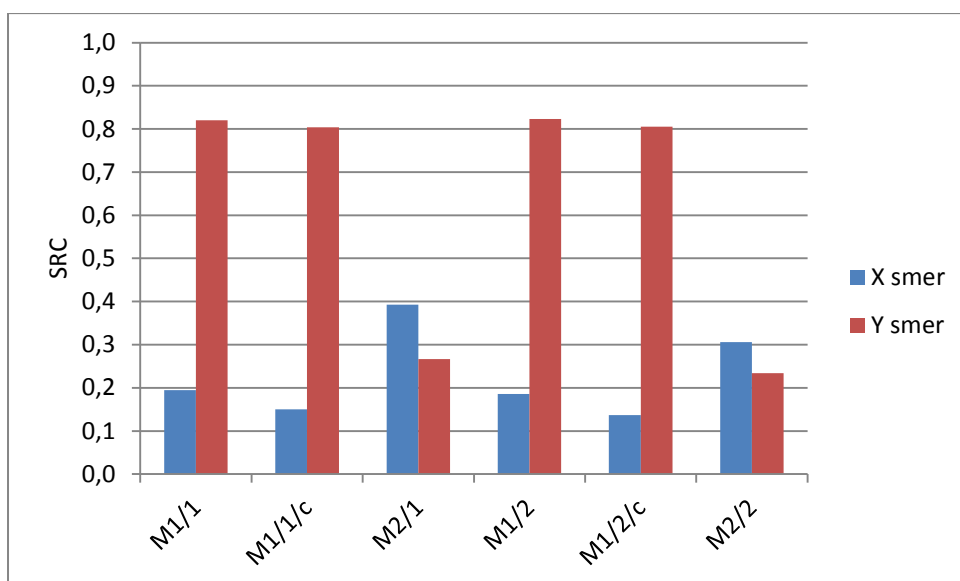
Oznaka konstrukcije	Izbrana analiza	SRC	$a_{g,MAX}$
M1/1	X+	0,195	0,159
	Y+	0,820	0,705
M1/1/c	X+	0,150	0,122
	Y+	0,804	0,693
M1/1/d	X+	-	-
	Y+	-	-
M2/1	X+	0,393	0,317
	Y+	0,267	0,209
M1/2	X+	0,186	0,131
	Y+	0,823	0,629
M1/2/c	X+	0,137	0,095
	Y+	0,805	0,620
M1/2/d	X+	-	-
	Y+	-	-
M2/2	X+	0,306	0,206
	Y+	0,234	0,151

Rezultati za modelni konstrukciji M1/1/d ter M1/2/d, se v nadaljnju ne upoštevata saj smo s programom Sremb dobili negativne vrednosti faktorja SRC .



Grafikon 8.1: Maksimalni pospeški modelnih konstrukcij s programom SreMb

Iz grafikona 8.1 je razvidno, da so konstrukcije tipa "vrstna hiša" bolj odporne v smeri Y, kar je tudi pričakovano saj je delež sten z nosilnostjo v smeri Y enak 6,94% celotne tlorisne površine, v smeri X pa 3,78%. Pri konstrukcijah tipa "apartmajska hiša" (t.j. M2/1 in M2/2), je pri tlorisni zasnovi porazdelitev sten dokaj enakomerna v obeh smereh, s tem pa razlike med odpornostmi manjše. Iz grafikona 8.2 lahko razberemo enako ugotovitev kjer so vrednosti koeficientov potresne odpornosti SRC v podobnem razmerju z maksimalnimi pospeški .



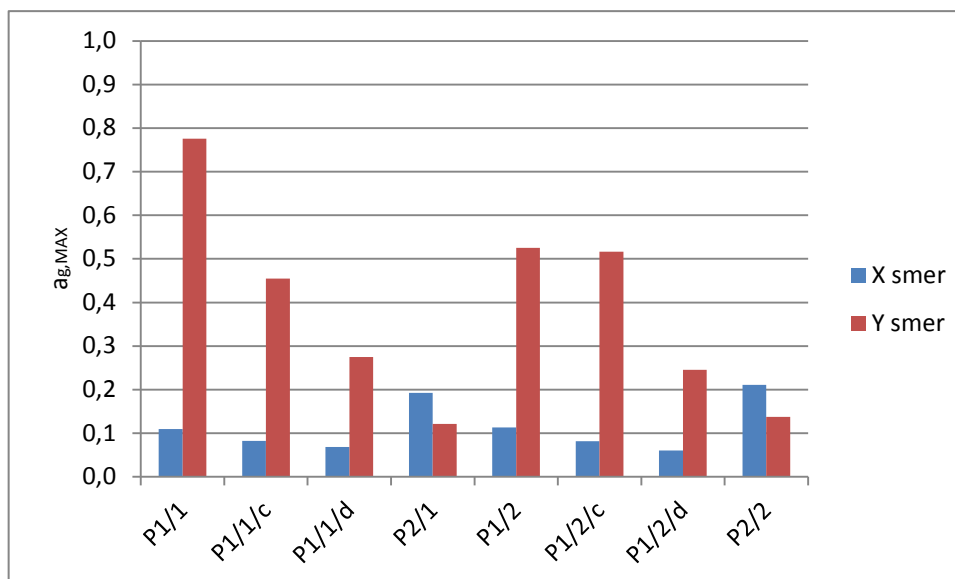
Grafikon 8.2: Koeficienti potresne odpornosti modelnih konstrukcij s programom SreMb

Sledijo rezultati analiz za prototipne konstrukcije v preglednici 8.2:

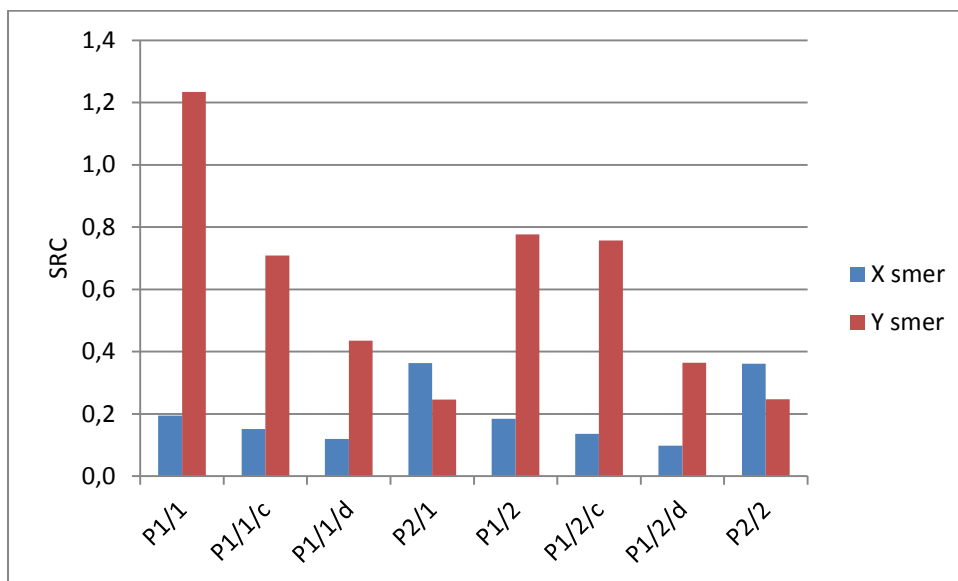
Preglednica 8.2: Rezultati za prototipne konstrukcije, določeni s programom SreMb

Oznaka konstrukcije	Izbrana analiza	SRC	$a_{g,MAX}$
P1/1	X+	0,195	0,109
	Y+	1,234	0,776
P1/1/c	X+	0,151	0,082
	Y+	0,709	0,455
P1/1/d	X+	0,120	0,069
	Y+	0,435	0,275
P2/1	X+	0,363	0,193
	Y+	0,246	0,122
P1/2	X+	0,184	0,113
	Y+	0,777	0,525
P1/2/c	X+	0,136	0,082
	Y+	0,757	0,517
P1/2/d	X+	0,098	0,061
	Y+	0,364	0,246
P2/2	X+	0,361	0,211
	Y+	0,247	0,138

Iz grafikonov 8.3 ter 8.4 lahko razberemo, da smo z večjim številom vertikalnih armiranobetonskih vezi dobili nižjo potresno odpornost. .



Grafikon 8.3: Maksimalni pospeški prototipnih konstrukcij s programom SreMb



Grafikon 8.4: Koeficienti potresne odpornosti prototipnih konstrukcij s programom Sremb

V preglednici 8.3 obravnavamo rezultate analiz, ki so bile opravljene s programom 3Muri.

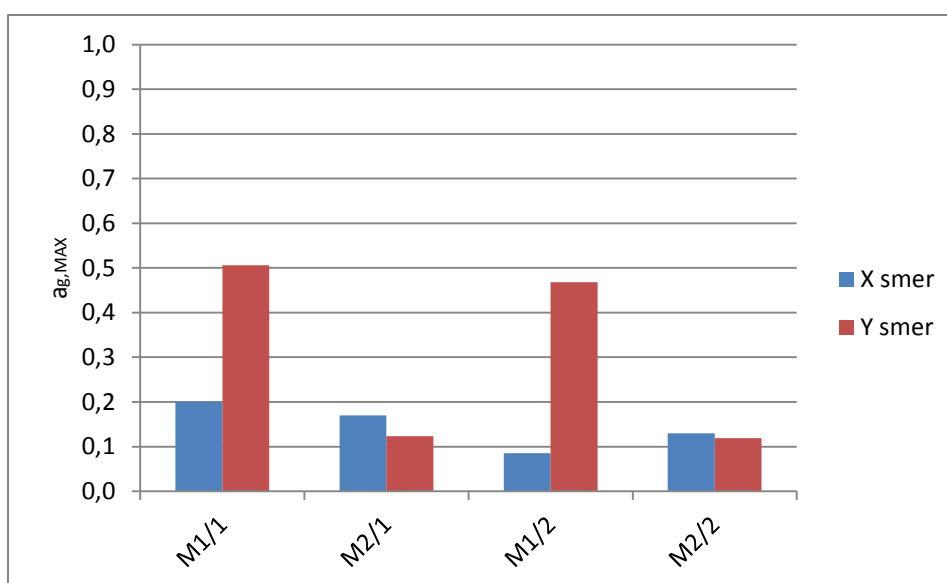
Preglednica 8.3: Rezultati za modelne konstrukcije, določeni s programom 3Muri

Oznaka konstrukcije	Izbrana analiza	SRC	$a_{g,MAX}$
M1/1	X+ uni	0,152	0,229
	X+ tri	0,137	0,200
	X- uni	0,210	0,295
	X- tri	0,178	0,275
	Y+ uni	0,560	0,629
	Y+ tri	0,462	0,506
M2/1	X+ uni	0,180	0,304
	X+ tri	0,154	0,270
	X- uni	0,182	0,199
	X- tri	0,154	0,170
	Y+ uni	0,125	0,223
	Y+ tri	0,105	0,123
M1/2	X+ uni	0,162	0,096
	X+ tri	0,142	0,085
	X- uni	0,204	0,183
	X- tri	0,180	0,145
	Y+ uni	0,584	0,607
	Y+ tri	0,449	0,468

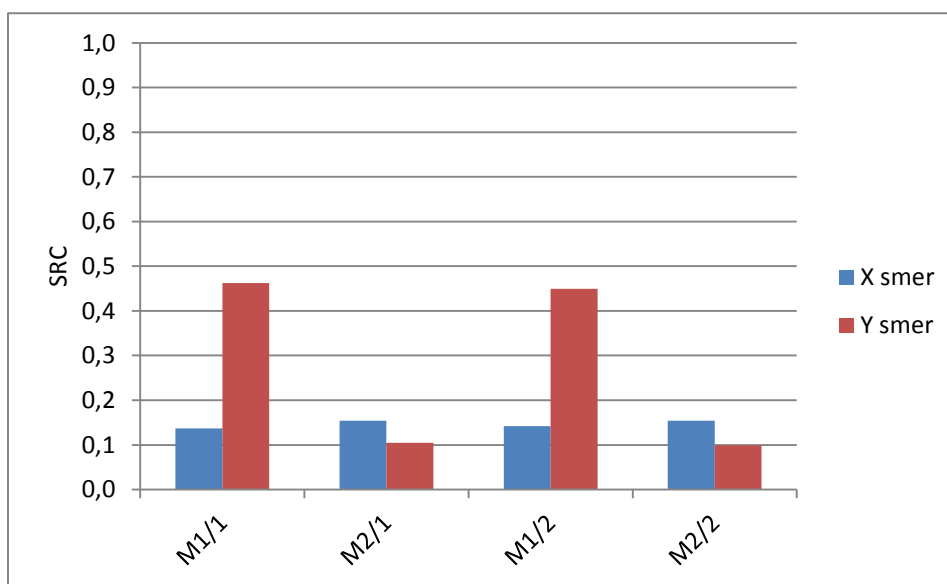
se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 8.3

M2/2	X+ uni	0,164	0,192
	X+ tri	0,143	0,181
	X- uni	0,125	0,146
	X- tri	0,154	0,130
	Y+ uni	0,113	0,129
	Y+ tri	0,099	0,119



Grafikon 8.5: Maksimalni pospeški modelnih konstrukcij s programom 3Muri



Grafikon 8.6: Koeficienti potresne odpornosti modelnih konstrukcij s programom 3Muri

Iz Grafikona 8.5 in 8.6 jasno vidimo kako se enakomernost porazdelitve zidov pri "apartmajski hiši" odraža v podobnih vrednostih koeficientov potresne odpornosti in maksimalnega pospeška za smeri X in Y.

V preglednici 8.4 so podane vrednosti maksimalnih pospeškov ter faktorjev *SRC* za prototipne konstrukcije.

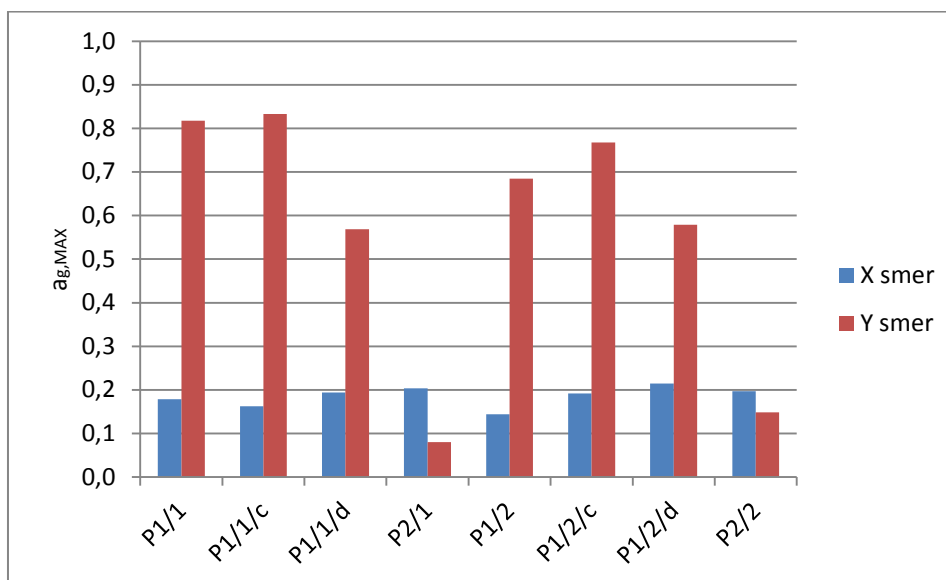
Preglednica 8.4: Rezultati za prototipne konstrukcije, določeni s programom 3Muri

Oznaka konstrukcije	Izbrana analiza	<i>SRC</i>	$a_{g,MAX}$
P1/1	X+ uni	0,164	0,210
	X+ tri	0,144	0,178
	X- uni	0,219	0,312
	X- tri	0,191	0,271
	Y+ uni	0,592	1,051
	Y+ tri	0,440	0,818
P1/1/c	X+ uni	0,149	0,209
	X+ tri	0,149	0,163
	X- uni	0,192	0,272
	X- tri	0,168	0,234
	Y+ uni	0,591	1,086
	Y+ tri	0,444	0,833
P1/1/d	X+ uni	0,185	0,194
	X+ tri	0,169	0,207
	X- uni	0,201	0,278
	X- tri	0,176	0,246
	Y+ uni	0,413	0,724
	Y+ tri	0,355	0,569
P2/1	X+ uni	0,164	0,238
	X+ tri	0,141	0,204
	X- uni	0,175	0,250
	X- tri	0,148	0,210
	Y+ uni	0,124	0,187
	Y+ tri	0,103	0,080
P1/2	X+ uni	0,514	0,172
	X+ tri	0,143	0,145
	X- uni	0,216	0,299
	X- tri	0,187	0,256
	Y+ uni	0,594	1,152
	Y+ tri	0,377	0,685

se nadaljuje ...

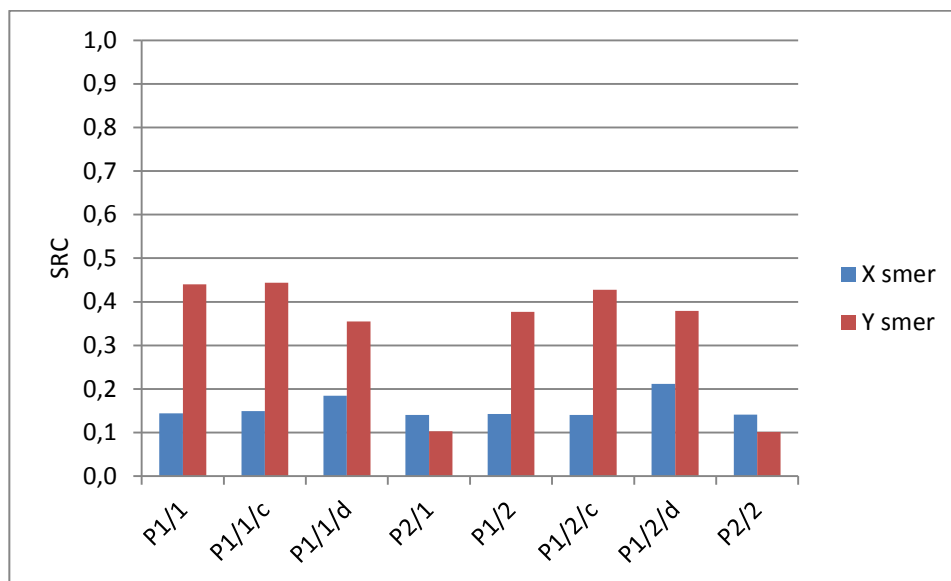
... nadaljevanje Preglednice 8.4

P1/2/c	X+ uni	0,157	0,208
	X+ tri	0,141	0,192
	X- uni	0,206	0,288
	X- tri	0,175	0,232
	Y+ uni	0,585	1,130
	Y+ tri	0,428	0,768
P1/2/d	X+ uni	0,212	0,215
	X+ tri	0,199	0,243
	X- uni	0,232	0,311
	X- tri	0,210	0,277
	Y+ uni	0,429	0,760
	Y+ tri	0,379	0,579
P2/2	X+ uni	0,164	0,229
	X+ tri	0,141	0,197
	X- uni	0,172	0,244
	X- tri	0,145	0,201
	Y+ uni	0,119	0,175
	Y+ tri	0,101	0,149



Grafikon 8.7: Maksimalni pospeški prototipnih konstrukcij s programom 3Muri

Na grafikonu 8.7 opazimo, da so vrednosti pospeškov za smer X pri »vrstnih hišah« pričakovane, kjer sta P1/1/d in P1/2/d najbolj odporni, kar pa ne velja za pospeške v smeri Y.



Grafikon 8.8: Koeficienti potresne odpornosti prototipnih konstrukcij s programom 3Muri

Za vrednosti koeficientov SRC z grafikona 8.8 veljajo enako ugotovitve kakor za vrednosti maksimalnih pospeškov iz grafikona 8.7.

Sledijo rezultati analiz opravljenih s programom AmQuake, kjer so najprej podane rešitve za modelne konstrukcije. Rezultati so podani v preglednici 8.5.

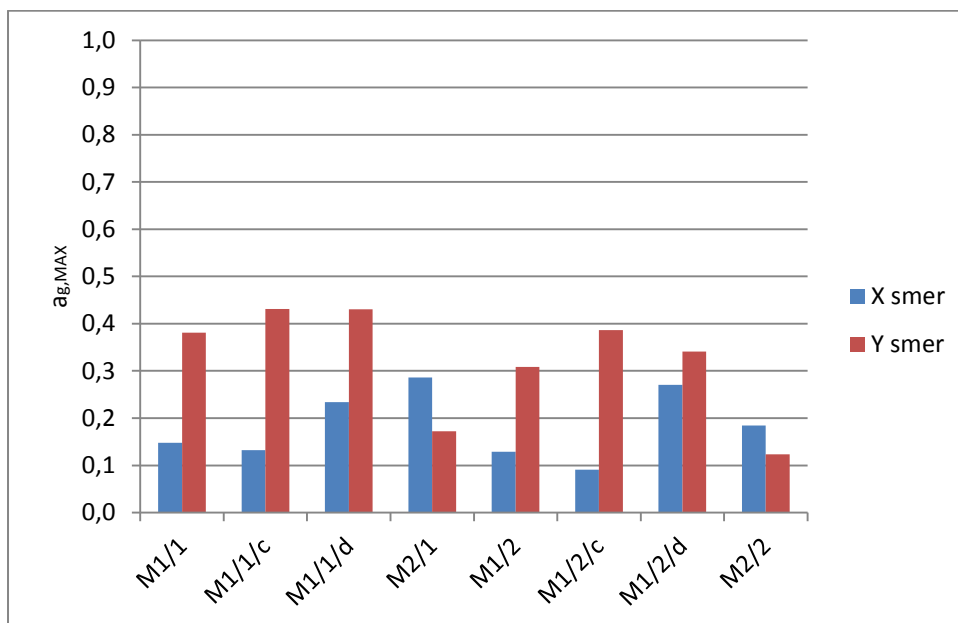
Preglednica 8.5: Rezultati za modelne konstrukcije, določeni s programom AmQuake

Oznaka konstrukcije	Izbrana analiza	SRC	$a_{g,MAX}$
M1/1	X+ uni	0,224	0,215
	X+ tri	0,169	0,183
	X- uni	0,195	0,148
	X- tri	0,175	0,181
	Y+ uni	0,488	0,381
	Y+ tri	0,413	0,448
M1/1/c	X+ uni	0,225	0,144
	X+ tri	0,195	0,154
	X- uni	0,198	0,132
	X- tri	0,185	0,139
	Y+ uni	0,519	0,431
	Y+ tri	0,427	0,439

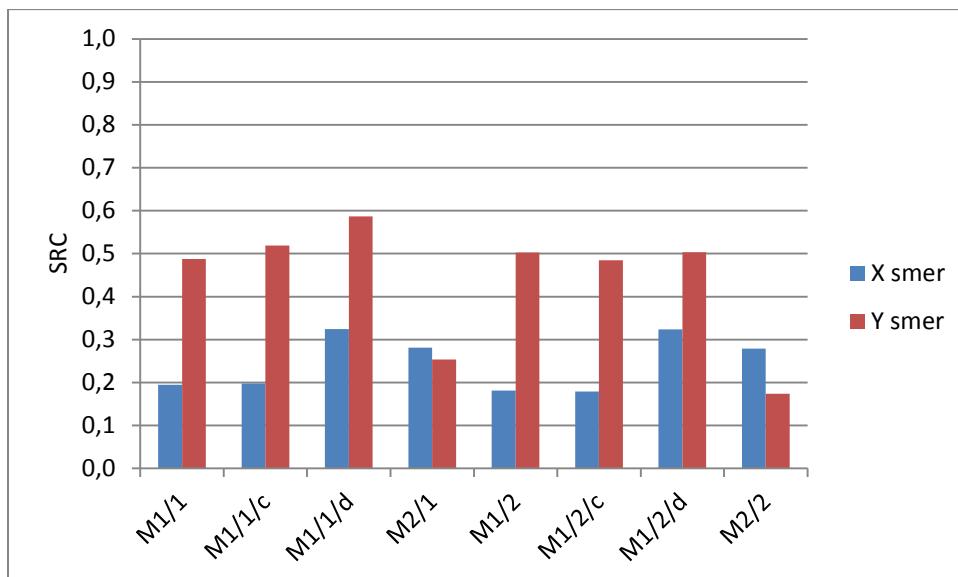
se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 8.5

M1/1/d	X+ uni	0,324	0,234
	X+ tri	0,326	0,254
	X- uni	0,303	0,371
	X- tri	0,295	0,416
	Y+ uni	0,562	0,430
	Y+ tri	0,587	0,430
M2/1	X+ uni	0,373	0,293
	X+ tri	0,291	0,362
	X- uni	0,341	0,293
	X- tri	0,281	0,286
	Y+ uni	0,254	0,172
	Y+ tri	0,197	0,211
M1/2	X+ uni	0,210	0,157
	X+ tri	0,153	0,143
	X- uni	0,181	0,129
	X- tri	0,151	0,133
	Y+ uni	0,503	0,308
	Y+ tri	0,457	0,339
M1/2/c	X+ uni	0,194	0,098
	X+ tri	0,178	0,104
	X- uni	0,179	0,091
	X- tri	0,179	0,105
	Y+ uni	0,484	0,386
	Y+ tri	0,454	0,391
M1/2/d	X+ uni	0,316	0,319
	X+ tri	0,324	0,270
	X- uni	0,299	0,302
	X- tri	0,299	0,309
	Y+ uni	0,503	0,341
	Y+ tri	0,482	0,369
M2/2	X+ uni	0,279	0,185
	X+ tri	0,239	0,275
	X- uni	0,273	0,213
	X- tri	0,240	0,226
	Y+ uni	0,206	0,144
	Y+ tri	0,174	0,124



Grafikon 8.9: Maksimalni pospeški modelnih konstrukcij s programom AmQuake



Grafikon 8.10: Koeficienti potresne odpornosti modelnih konstrukcij s programom AmQuake

Le program AmQuake je bil zadosti robusten, da lahko obdela vse modelne konstrukcije, pri čemer pa so razmerja med rezultati smiselni. Iz grafikona 8.9 in 8.10 je zanimiva primerjava med konstrukcijama M1/1 in M1/1/c v smeri X, kjer je bilo pričakovati večjo vrednost pospeška za konstrukcijo M1/1/c zaradi armiranobetonskih vezi v območju stopnišča. Konstrukcija M1/1/d je bolj odporna od obeh, ostaja pa vprašanje zakaj uporaba

armiranobetonskih vezi v primeru M1/1/c da slabše rezultate od pričakovanih. Enako velja za konstrukcije iz opečnih votlakov oz. materiala 2. V naslednji preglednici so podani ostali parametri iz analize, s čimer lahko razložimo to razliko.

Preglednica 8.6: Podroben prikaz rezultatov za M1/1, M1/1/c in M1/1/d s programom AmQuake

Model	$F [N]$	$d_y [mm]$	$d_u [mm]$	m^*	Γ	$Wk. [kN]$	$T^* [s]$	$S_{ae}(T^*)$	SRC	$a_{g,MAX}$
M1/1	1831	0,485	3,976	924	1,032	9,38	0,098	2,28	0,195	0,148
M1/1/c	1857	0,786	5,000	926	1,032	9,39	0,124	2,91	0,198	0,132
M1/1/d	3061	1,693	5,236	931	1,031	9,43	0,143	5,57	0,324	0,324

Iz preglednice 8.6 lahko sklepamo naslednje: nosilnost je v primeru M1/1/c večja za 1,4%, kar lahko pripišemo večji nosilnosti armiranobetonskih vezi. Ta dodatna nosilnost upliva na mejni pomik, ki je za faktor 1,25 večji od mejnega pomika konstrukcije M1/1. Poveča se tudi pomik na meji elastičnosti in sicer za faktor 1,6. Iz danih razmerij ugotovimo, da je model M1/1 bolj tog.

Po enačbi (3.8), je togost za M1/1 enaka $k = 3775,2 MPa$, za M1/1/c pa $k = 2362,6 MPa$. Iz slike 3.3 ter enačbe (3.7) vidimo, da večja kot je togost konstrukcije, manjši je nihajni čas T^* . Po enačbah iz poglavja 7.1.3 ugotovimo, da ob podobnih vrednostih elastičnega spektra pospeškov dobimo iz enačbe (7.4) večjo vrednost pospeška za konstrukcijo M1/1. Zmotno bi lahko sklepali, da bi morala modelna konstrukcija M1/1/d doseči še slabše rezultate kakor M1/1/c. Pričakovano se izkaže, da s povezanim zidovjem dosežemo bistveno večjo nosilnost konstrukcije F , pomiki pa se ne povečajo v enakem razmerju kakor nosilnost. Vrednost elastičnega spektra pospeškov je zaradi večje nosilnosti ter večjega faktorja obnašanja $q = 2$ (za M1/1 ter M1/1/c je $q = 1,5$) večja kot pri M1/1 ter M1/1/c, tako da večja vrednost maksimalnega pospeška ni presenečenje neglede na vrednost nihajnega časa.

Iz grafikona 8.10 lahko razberemo, da je nosilnost pri M1/1/c je večja kot pri M1/1, kar je posledica večje togosti. Ugotovimo lahko, da za enak oz. podoben tip konstrukcije, večja togost pomeni večjo nosilnost in manjšo vrednost maksimalnega pospeška. M1/1/d tako ne moremo primerjati z M1/1 ter M1/1/c, saj gre za konstrukcijo s povezanim zidovjem, kjer je upoštevan drugačen faktor obnašanja.

Sledijo rezultati za prototipne konstrukcije v preglednici 8.7.

Preglednica 8.7: Rezultati za prototipne konstrukcije, določeni s programom AmQuake

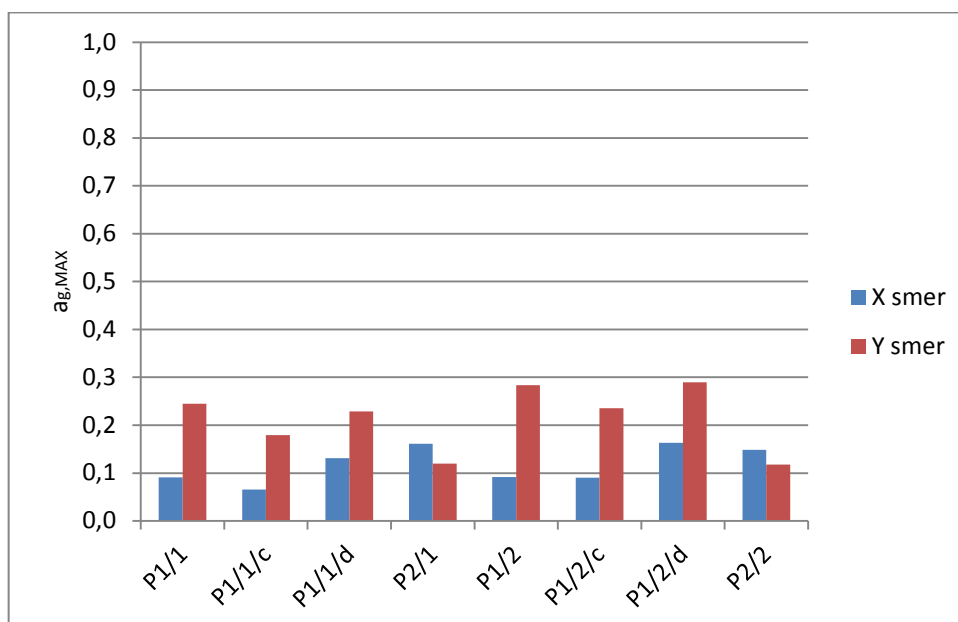
Oznaka konstrukcije	Izbrana analiza	SRC	$a_{g,MAX}$
P1/1	X+ uni	0,217	0,110
	X+ tri	0,194	0,104
	X- uni	0,179	0,091
	X- tri	0,173	0,100
	Y+ uni	0,482	0,245
	Y+ tri	0,403	0,294
P1/1/c	X+ uni	0,191	0,097
	X+ tri	0,157	0,067
	X- uni	0,180	0,091
	X- tri	0,155	0,066
	Y+ uni	0,474	0,240
	Y+ tri	0,422	0,179
P1/1/d	X+ uni	0,200	0,160
	X+ tri	0,203	0,141
	X- uni	0,192	0,131
	X- tri	0,191	0,135
	Y+ uni	0,416	0,280
	Y+ tri	0,408	0,229
P2/1	X+ uni	0,359	0,218
	X+ tri	0,269	0,161
	X- uni	0,323	0,196
	X- tri	0,282	0,169
	Y+ uni	0,245	0,136
	Y+ tri	0,200	0,120
P1/2	X+ uni	0,193	0,098
	X+ tri	0,148	0,118
	X- uni	0,189	0,095
	X- tri	0,156	0,091
	Y+ uni	0,478	0,322
	Y+ tri	0,414	0,283
P1/2/c	X+ uni	0,181	0,092
	X+ tri	0,165	0,096
	X- uni	0,179	0,090
	X- tri	0,166	0,097
	Y+ uni	0,446	0,290
	Y+ tri	0,403	0,235

se nadaljuje ...

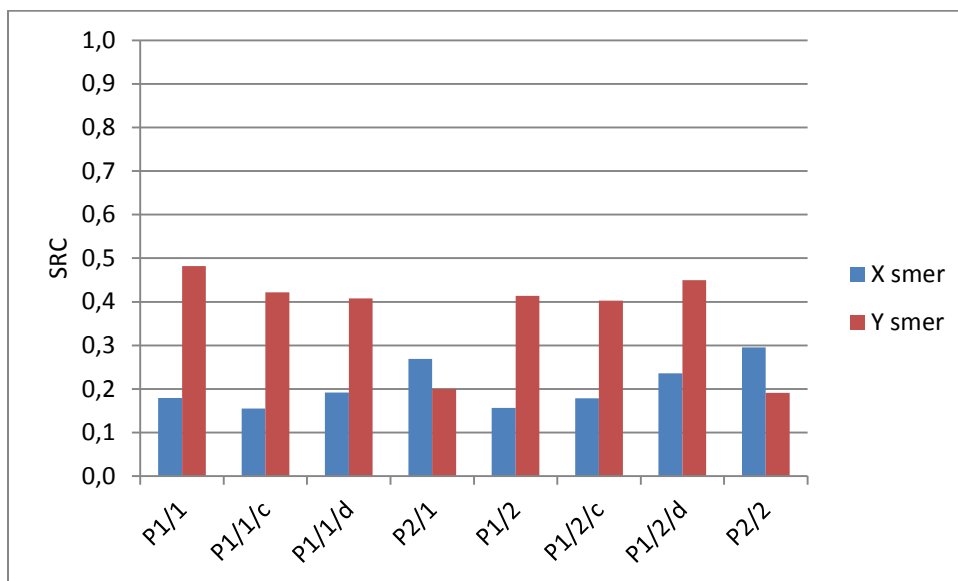
.. nadaljevanje Preglednice 8.7

P1/2/d	X+ uni	0,236	0,163
	X+ tri	0,236	0,173
	X- uni	0,208	0,180
	X- tri	0,208	0,173
	Y+ uni	0,450	0,290
	Y+ tri	0,451	0,353
P2/2	X+ uni	0,356	0,179
	X+ tri	0,252	0,156
	X- uni	0,295	0,149
	X- tri	0,255	0,158
	Y+ uni	0,240	0,121
	Y+ tri	0,191	0,118

Merodajni rezultati iz preglednice 8.7 so prikazani na grafikonu 8.11 ter 8.12 kjer opazimo, da so nosilnosti konstrukcij s povezanim zidovje večje od konstrukcije P1/1 ter P1/2 le v smeri X.



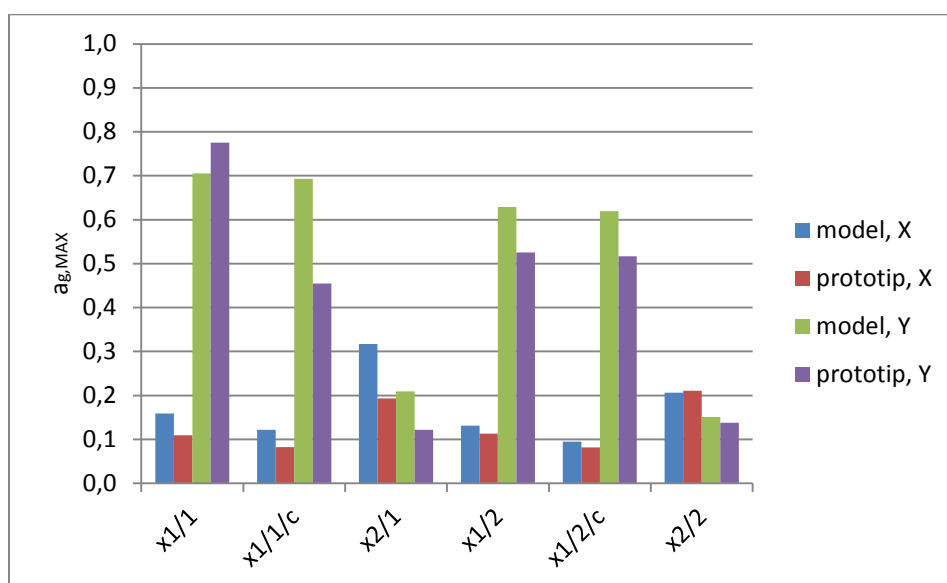
Grafikon 8.11: Maksimalni pospeški prototipnih konstrukcij s programom AmQuake



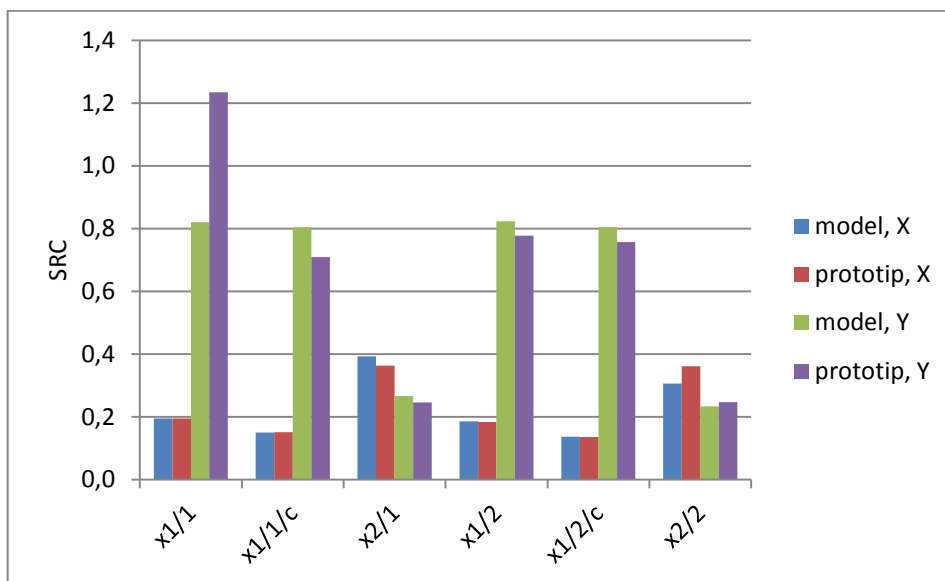
Grafikon 8.12: Koeficienti potresne odpornosti prototipnih konstrukcij s programom AmQuake

8.1 Kontrola popolne modelne podobnosti

V nadaljevanju besedila se zaradi večje preglednosti pri navajanju imen konstrukcij primerno uporabi indeks x. Kadar je indeks x uporabljen na prvem mestu pomeni, da govorimo o modelni in prototipni konstrukciji iz enakega materiala. Če je x na tretjem mestu, govorimo o konstrukciji (modelni ali prototipni) iz obeh materialov.



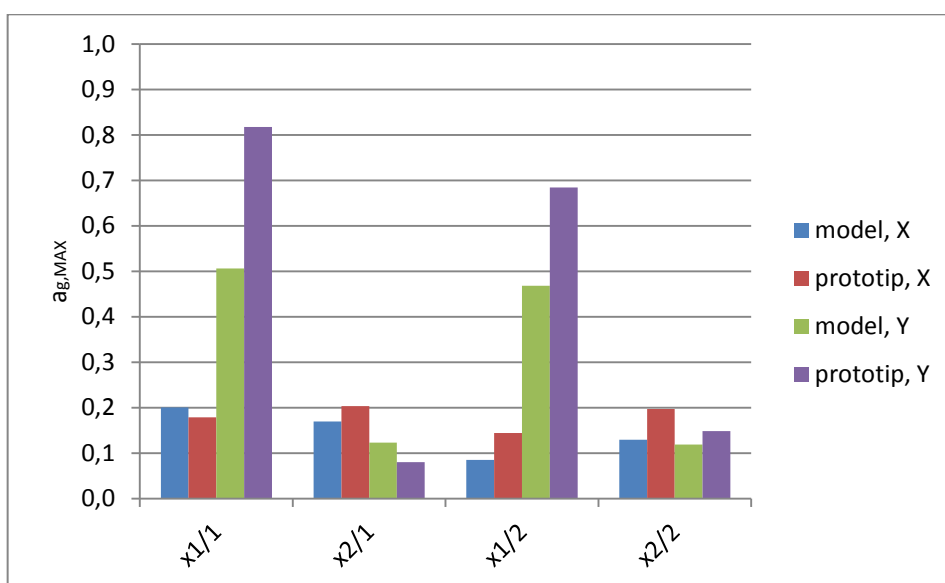
Grafikon 8.13: Vrednosti maksimalnih pospeškov s programom Sremb



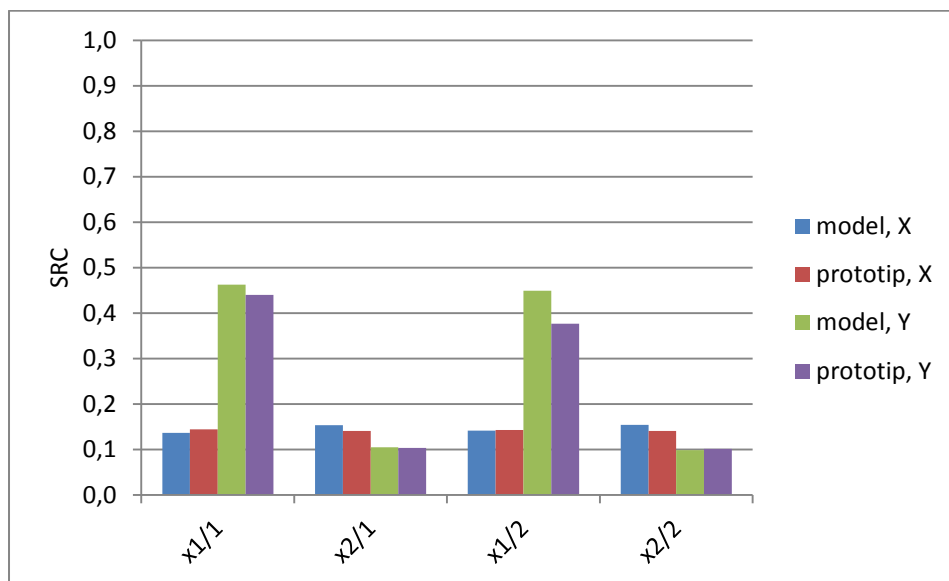
Grafikon 8.14: Vrednosti koeficientov potresne odpornosti s programom Sremb

Skladno s popolno modelno podobnostjo se vrednost maksimalnega pospeška na modelni in prototipni konstrukciji ne bi smela razlikovati. Iz grafikona 8.13 je razvidno, da se v večini primerov zadovoljivo približamo temu pogoju, kjer izstopata x1/1/c ter x2/1.

Vrednosti koeficientov potresne odpornosti z grafikona 8.14 so skladne s popolno modelno podobnostjo v obeh smereh razen v primeru x1/1.

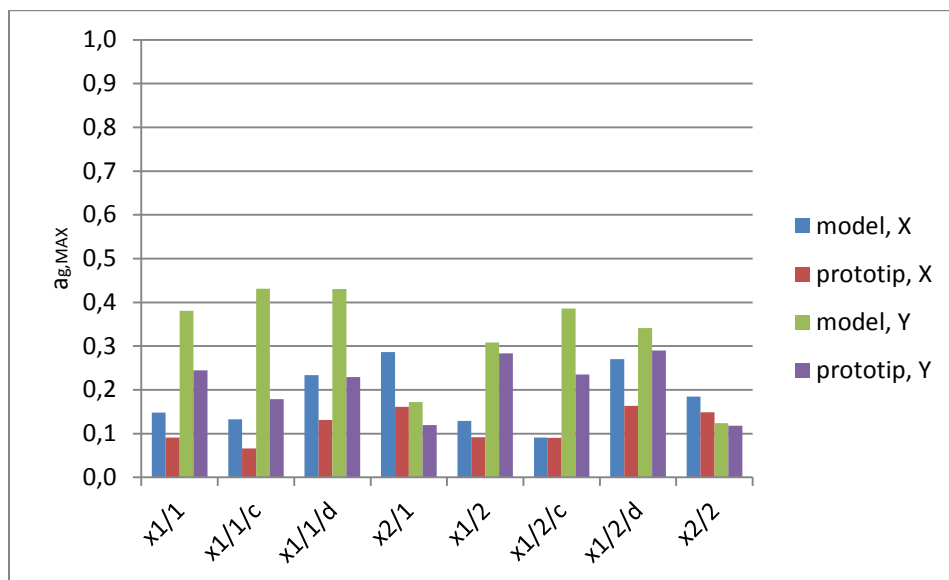


Grafikon 8.15: Vrednosti maksimalnih pospeškov s programom 3Muri



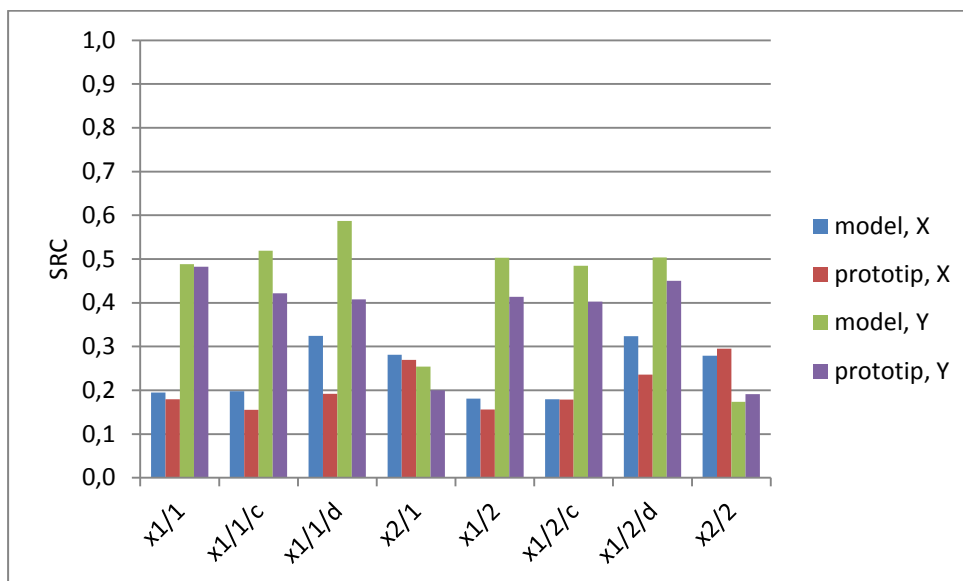
Grafikon 8.16: Vrednosti koeficientov potresne odpornosti s programom 3Muri

Iz grafikonov 8.15 in 8.16 je opaziti da program 3Muri izpolnjuje pogoj popolne modelne podobnosti z izjemo maksimalnih pospeškov v smeri Y pri konstrukcijah x1/1 ter x1/2, kjer je vrednost maksimalnega pospeška pri prototipni konstrukciji večja od modelne.



Grafikon 8.17: Vrednosti maksimalnih pospeškov s programom AmQuake

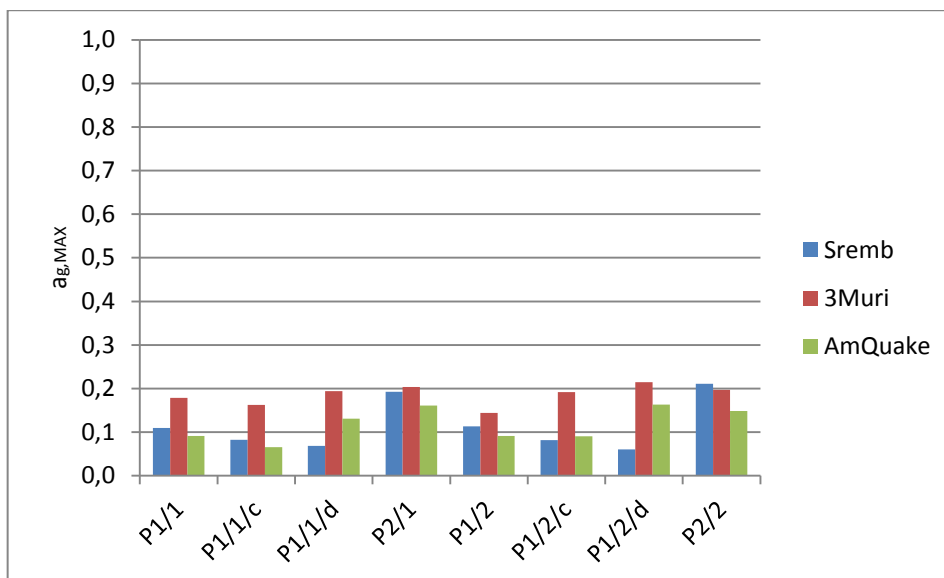
Na grafikonoma 8.17 in 8.18 opazimo, da z uporabo programa AmQuake dobimo bolj konsistentne rezultate za primer materiala 2, kjer so odstopanja prisotna pri vrednostih maksimalnih pospeškov v smeri Y za x1/2/c ter v smeri X za x1/2/d.



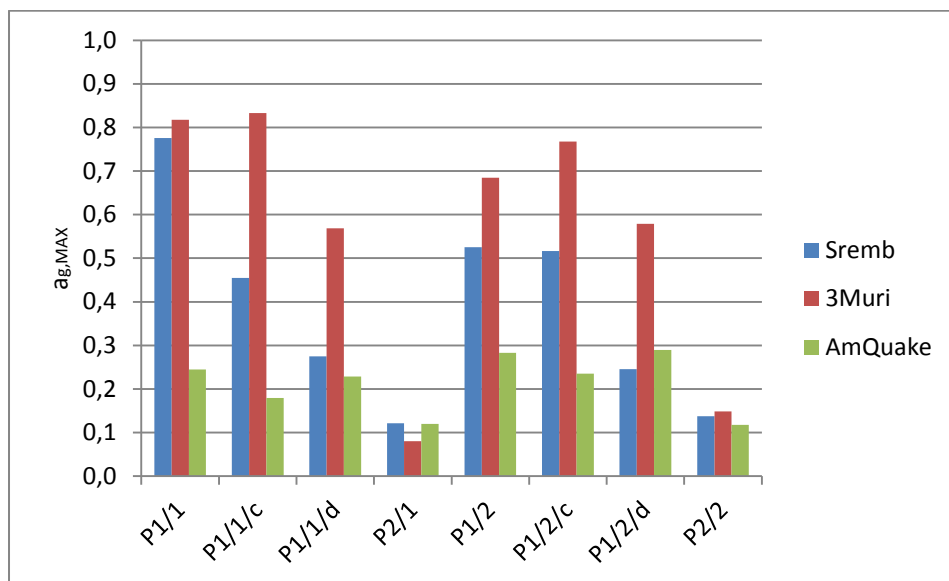
Grafikon 8.18: Vrednosti koeficientov potresne odpornosti s programom AmQuake

8.2 Primerjava rezultatov med programi

Zaradi večjega števila vzorcev, začnemo s primerjavo rezultatov za prototipne konstrukcije.

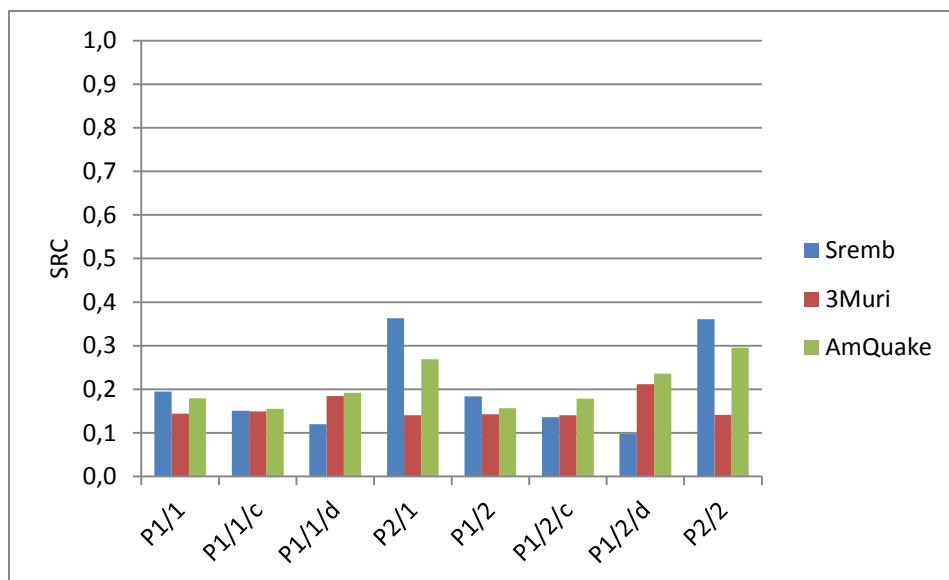


Grafikon 8.19: Vrednosti maksimalnih pospeškov v smeri X za prototipne konstrukcije

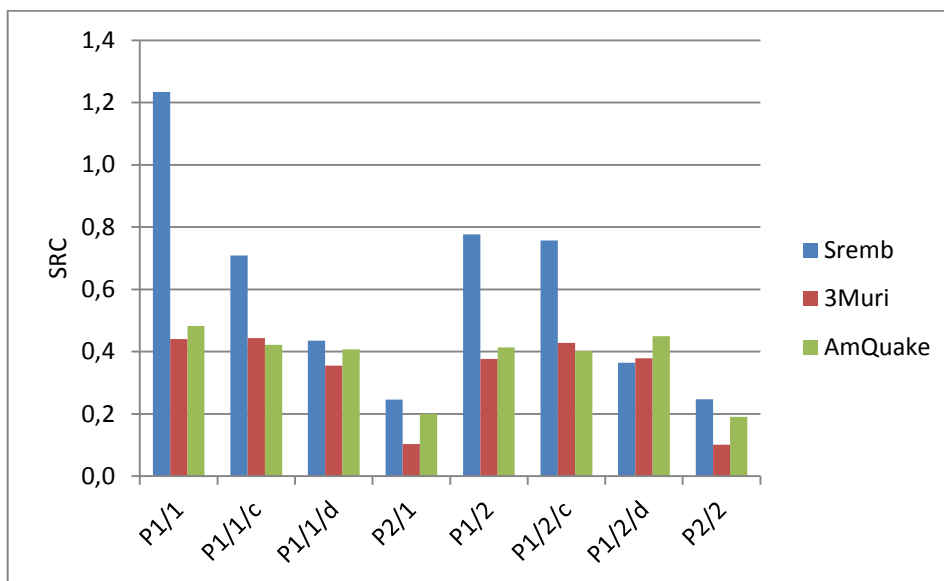


Grafikon 8.20: Vrednosti maksimalnih pospeškov v smeri Y za prototipne konstrukcije

Na grafikonu 8.19 opazimo, da dobimo s programom Sremb v smeri X manjše vrednosti maksimalnih pospeškov, pri konstrukcijah P1/x/d v primerjavi z P1/x ter P1/x/c. Pri primerjanju rezultatov maksimalnih pospeškov v smeri Y iz grafikona 8.20 ugotovimo, da so konstrukcije obravnavane s programom 3Muri bolj odporne na potresno obremenitev.

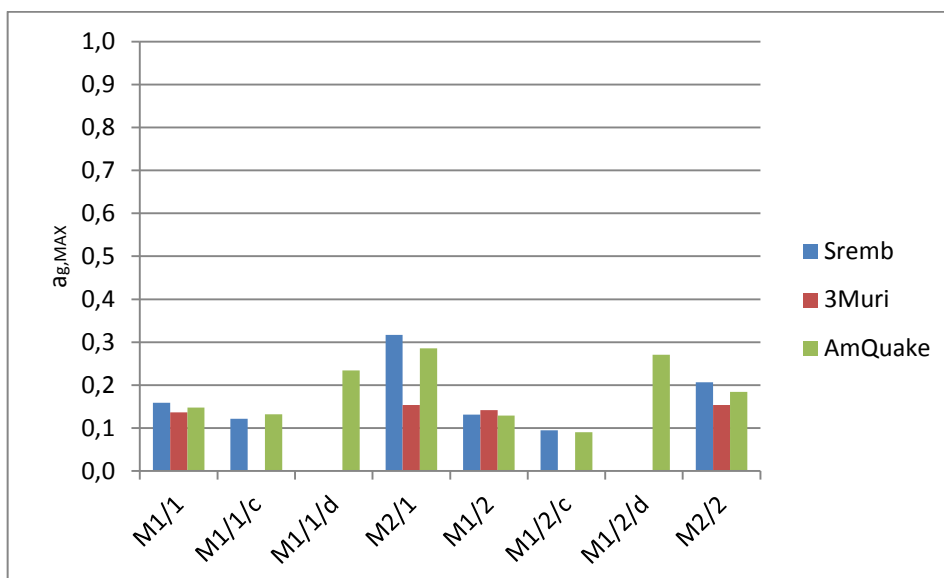


Grafikon 8.21: Vrednosti koeficientov SRC v smeri X za prototipe konstrukcije

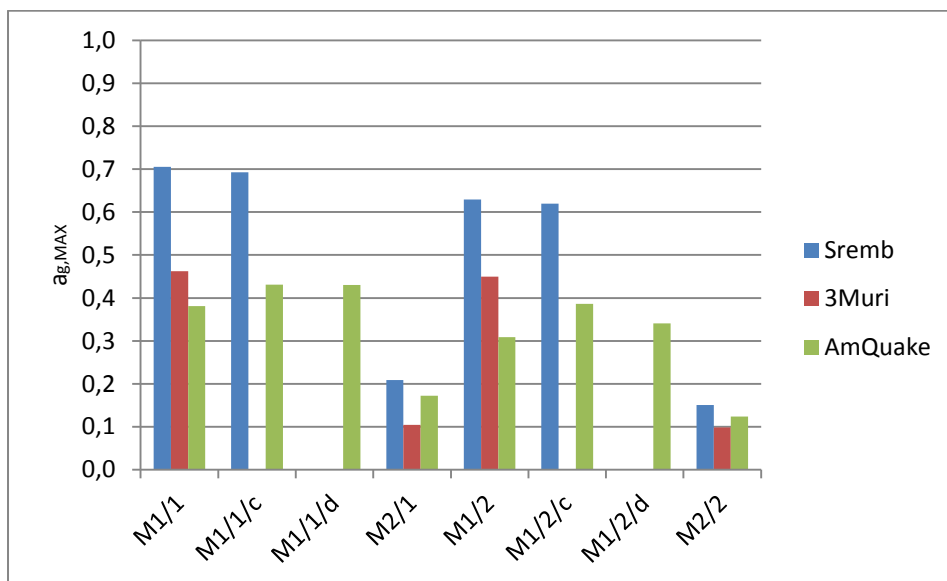


Grafikon 8.22: Vrednosti koeficientov SRC v smeri Y za prototipe konstrukcije

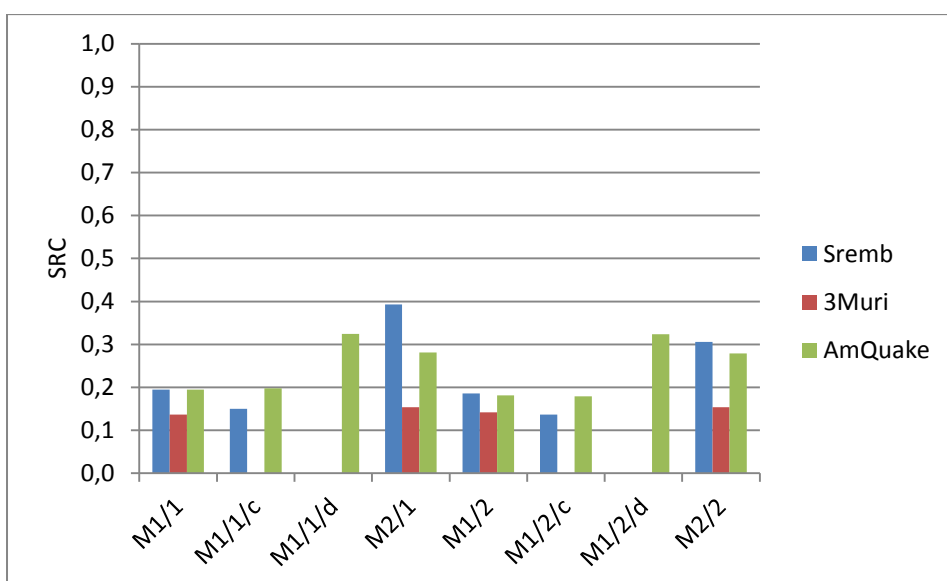
Iz rezultatov na grafikonu 8.21 vidimo, da so vrednosti faktorjev SRC za konstrukcije tipa »vrstna hiša« v smeri X zelo podobna, kar pa ne velja za rezultate v smeri Y iz grafikona 8.22, kjer zelo izstopajo vrednosti dobljene s programom Sremb, kljub temu da so bile večje vrednosti koeficienta SRC pričakovane.



Grafikon 8.23: Vrednosti maksimalnih pospeškov v smeri X za modelne konstrukcije

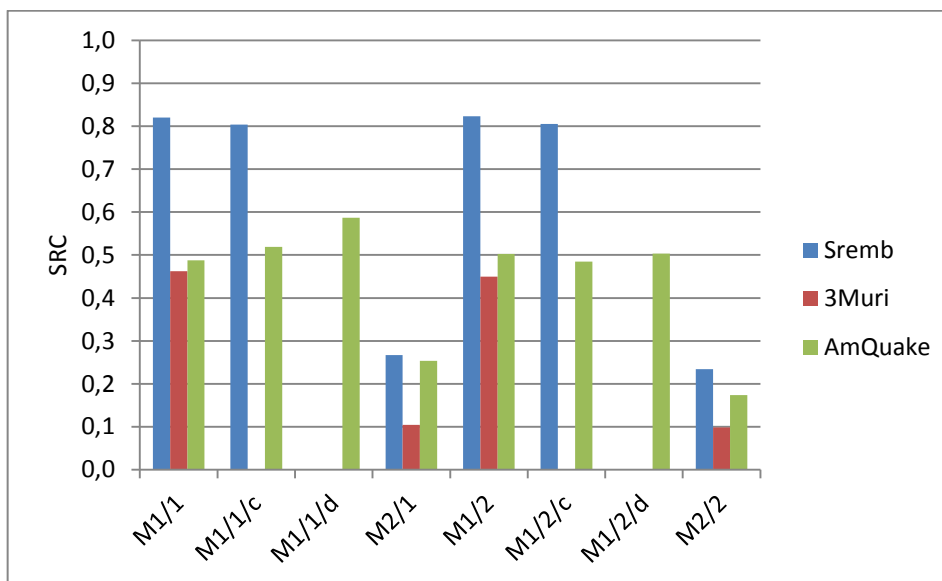


Grafikon 8.24: Vrednosti maksimalnih pospeškov v smeri Y za modelne konstrukcije



Grafikon 8.25: Vrednosti koeficientov SRC v smeri X za modelne konstrukcije

Zaradi manjšega števila vzorcev je primerjava programov na podlagi rezultatov modelnih konstrukcij, ki so prikazane na grafikonih 8.23 do 8. 26, nezanesljiva.



Grafikon 8.26: Vrednosti koeficientov SRC v smeri Y za modelne konstrukcije

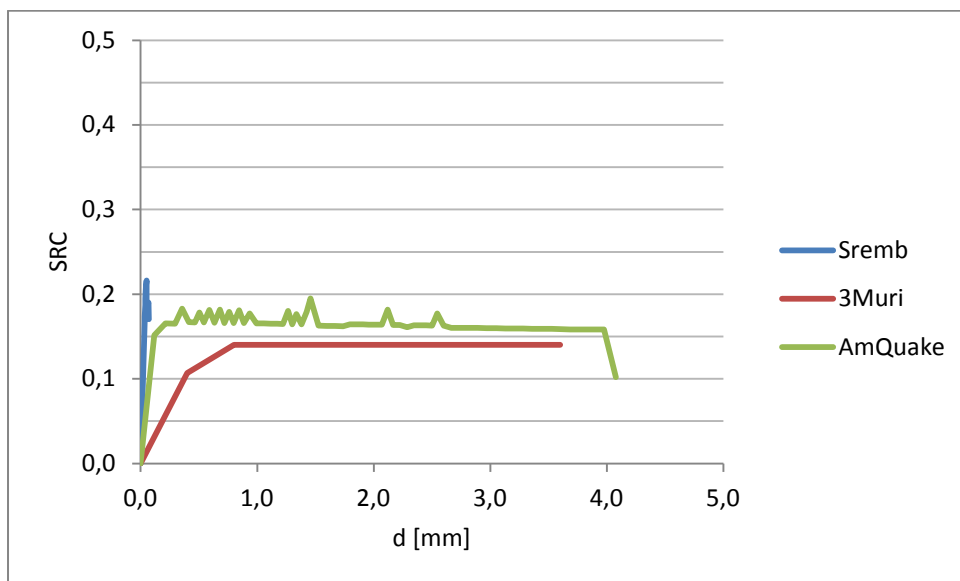
8.3 Primerjava histereznih ovojnic

S pomočjo histereznih ovojnic lahko enostavno razberemo lastnosti konstrukcije kot so duktilnost, nosilnost, togost. Na podlagi naslednjih grafikonov bom potrdil oz. ovrgel domnevo, da so konstrukcije modelirane s programom 3Muri ter AmQuake bolj duktilne, s programom Sremb pa bolj toge in posledično z večjo nosilnostjo. Krivulje so izražene kot pomiki v odvisnosti od koeficienta potresne odpornosti *SRC*.

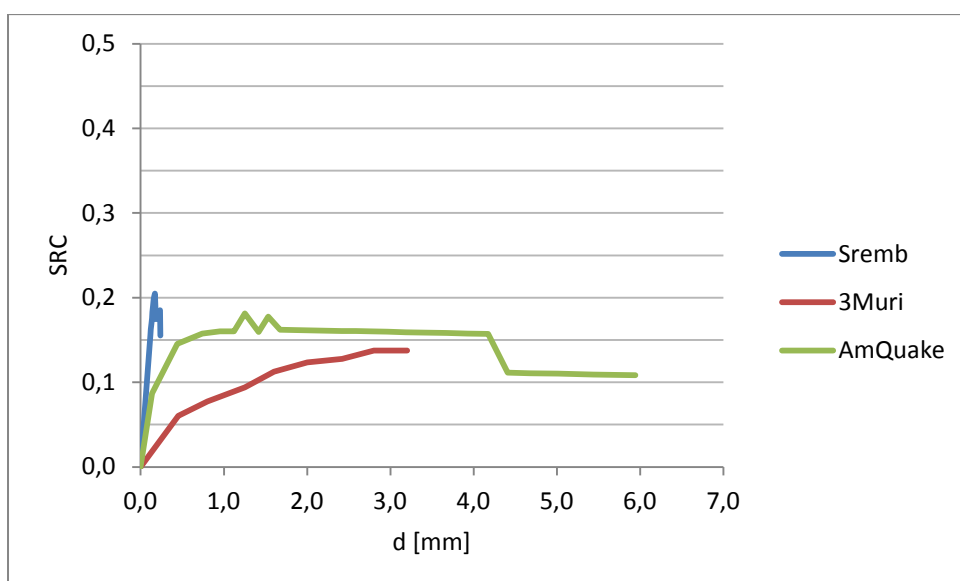
Programa 3Muri in AmQuake obravnavata globalni odziv konstrukcije, zato je kontrolna točka (t.j. točka v kateri spremljamo pomik) na vrhu konstrukcije. Ker pa program Sremb obravnava etažni mehanizem konstrukcije, so na krivulji predstavljeni pomiki kritične etaže. Za vse matematične modele velja, da smo za faktor *SRC* po enačbi (5.15) upoštevali težo konstrukcije nad polovico višine kritične etaže ter celotno prečno silo v spodnji etaži konstrukcije.

Histerezne ovojnice modelnih konstrukcij, ki so bile preizkušene na potresni mizi, so bile skonstruirane na enak način kakor ovojnice za matematične modele v programoma 3Muri in AmQuake – ob upoštevanju pomika na vrhu konstrukcije, teže nad polovico višine kritične etaže ter celotno prečno silo v spodnji etaži.

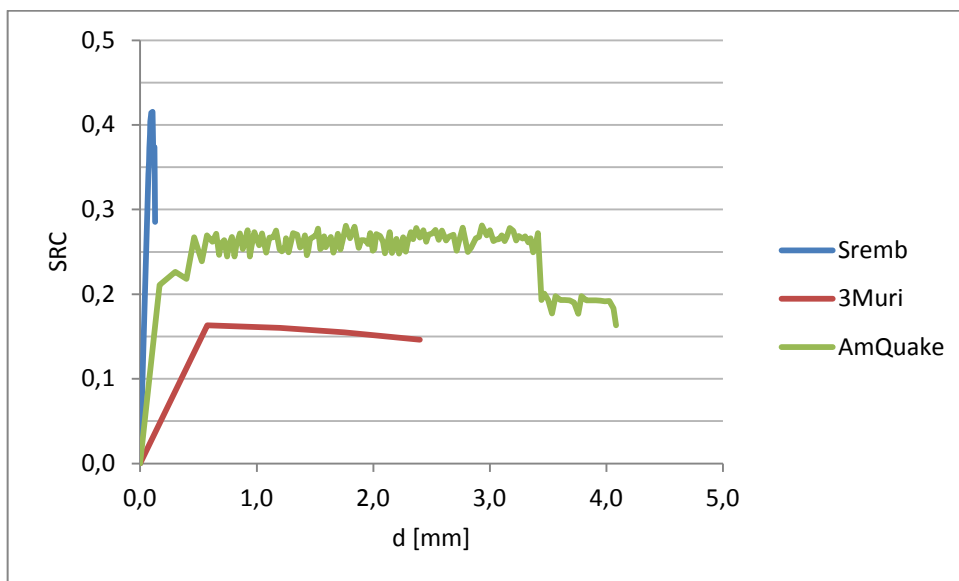
Pomiki so pri krivuljah matematičnih modelov upošteevane le do mejnega pomika, t.j. do konca pushover analize, medtem ko so pri konstrukcijah preizkušenih na potresni mizi, upoštevani pomiki do porušitve konstrukcije. Konstrukcije so bile na potresni mizi preizkušene le na delovanje potresa v smeri X, zato so podani numerični rezultati le za to smer.



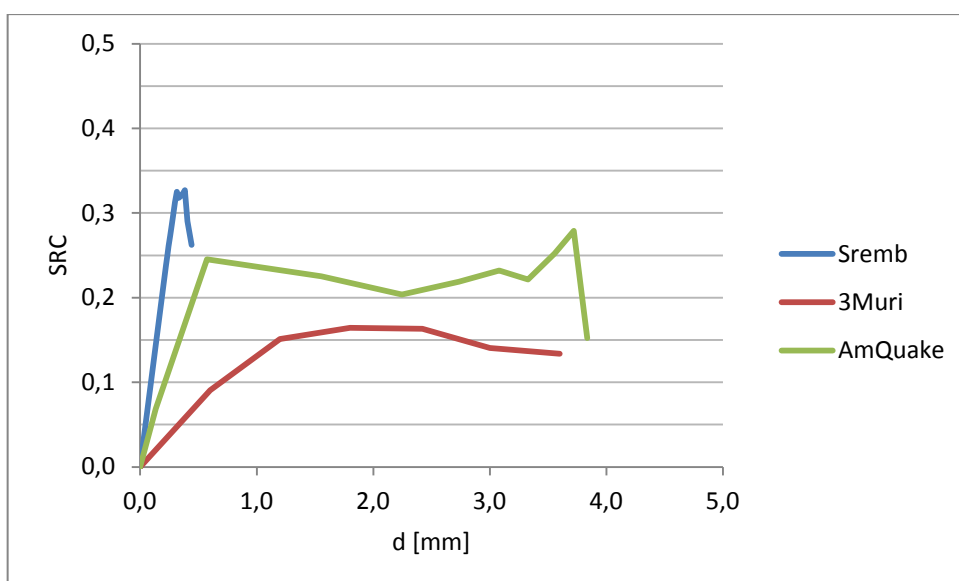
Grafikon 8.27: Histerezne ovojnice za M1/1 v smeri X



Grafikon 8.28: Histerezne ovojnice za M1/2 v smeri X



Grafikon 8.29: Histerezne ovojnice za M2/1 v smeri X



Grafikon 8.30: Histerezne ovojnice za M2/2 v smeri X

Iz grafikonov 8.27 do 8.30 lahko potrdimo, da s programom Sremb dobimo večje vrednosti za nosilnost ter togost, na kar je vplivala predpostavka o togem vpetju slopov in parapetov ter predpostavljeni etažni porušni mehanizem. Programa 3Muri in AmQuake za iste primere določita večjo duktilnost in elastičnost konstrukcije, posledično pa manjšo nosilnost.

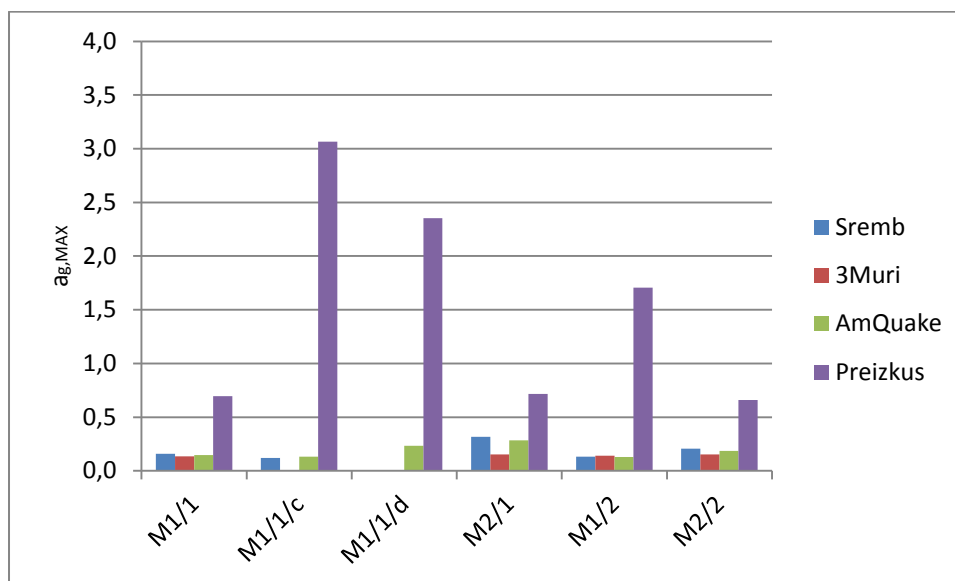
8.4 Primerjava numeričnih rezultatov z eksperimentalnimi

V preglednici 8.8 so podani rezultati za modelne konstrukcije, ki so bile testirane na potresni mizi na Zavodu za gradbeništvo Ljubljana. Vrednosti a_g predstavljajo pospeške, s katerimi so bile konstrukcije obremenjene preko potresne mize. Konstrukcije so bile obremenjene ciklično, vsakič z večjo vrednostjo horizontalnega pospeška. V preglednici so podane maksimalne vrednosti pospeškov.

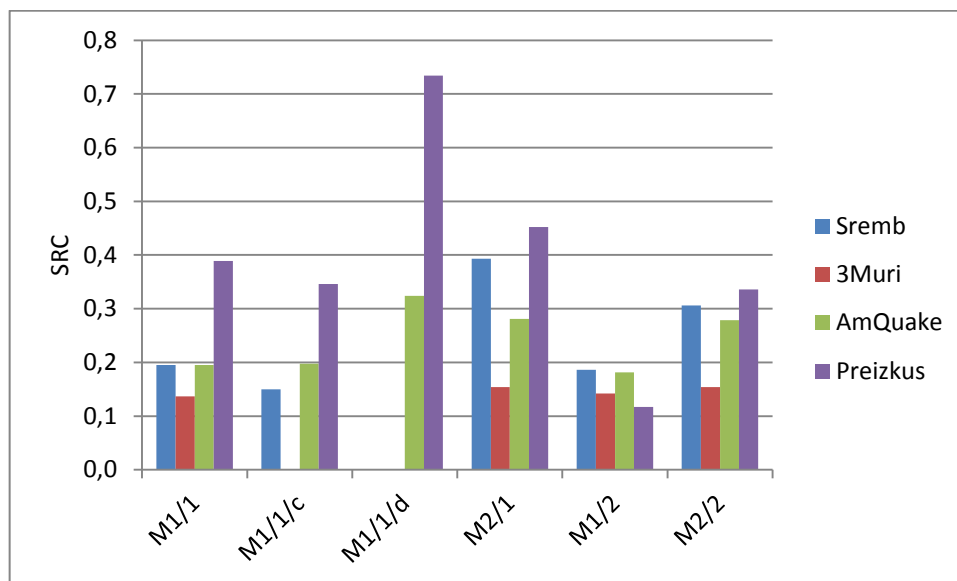
Preglednica 8.8: Eksperimentalno dobljeni rezultati za modelne konstrukcije v smeri X

Model	$a_g [g]$	SRC
M1/1	0,697	0,389
M1/1/c	3,066	0,346
M1/1/d	2,354	0,734
M2/1	0,717	0,452
M1/2	1,707	0,117
M2/2	0,660	0,336

Podana sta grafikona, na katerih grafično primerjamo vrednosti iz preglednice 8.8 z rezultati iz opravljenih analiz.



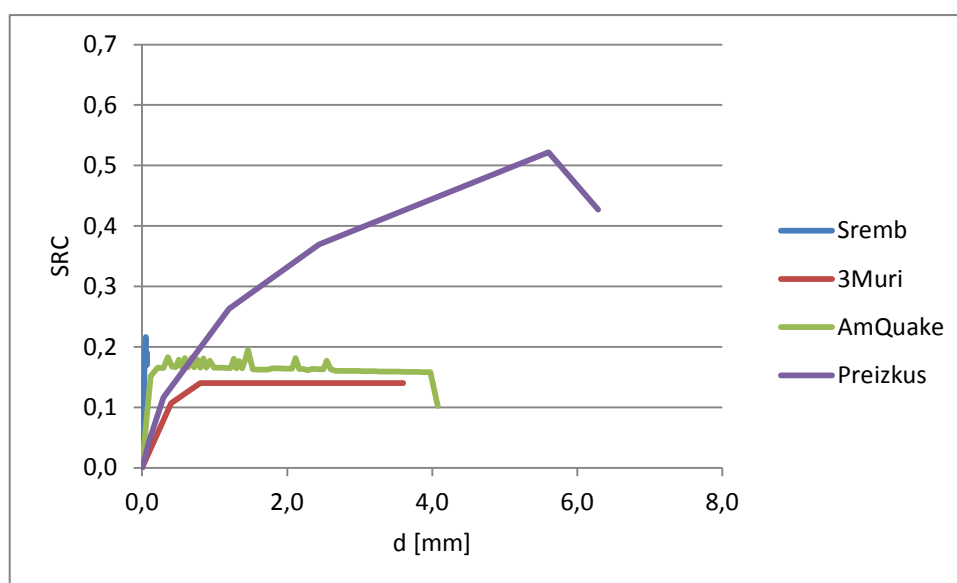
Grafikon 8.31: Vrednosti maksimalnih pospeškov za MSN v smeri X



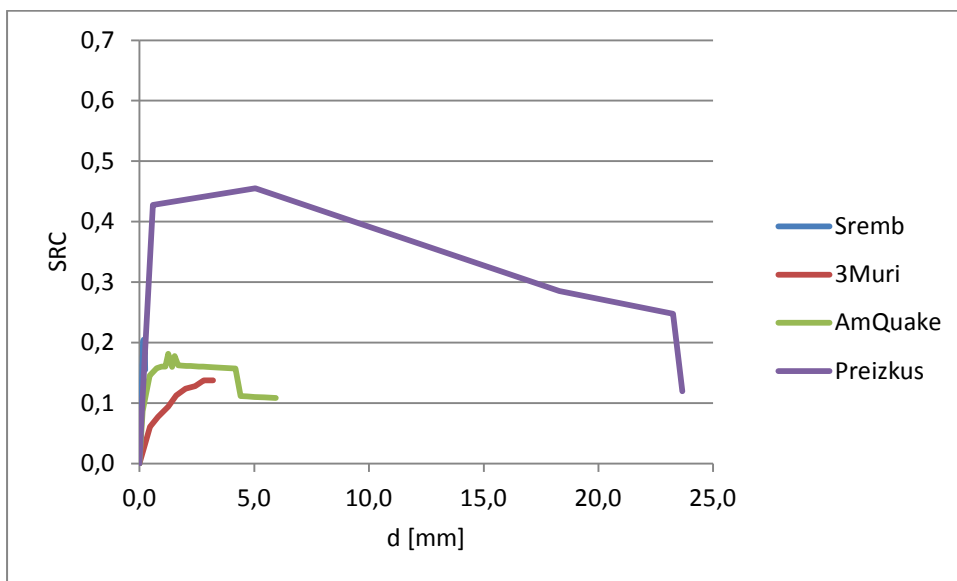
Grafikon 8.32: Vrednosti koeficientov potresne odpornosti za MSN v smeri X

V primeru konstrukcije M1/1/d lahko primerjamo le rezultate iz programa AmQuake ter s potresne mize. Iz grafikonov je opaziti, da so vrednosti maksimalnih pospeškov dobljenih na potresni mizi, mnogo večji od numeričnih rezultatov. Razlog za tako veliko razliko je lahko omejevanje faktorja obnašanja q pri računu maksimalnega pospeška skladno z metodo N2, upoštevanje oz. neupoštevanje sestavljenih prereзов, robni pogoji ter ostali dejavniki.

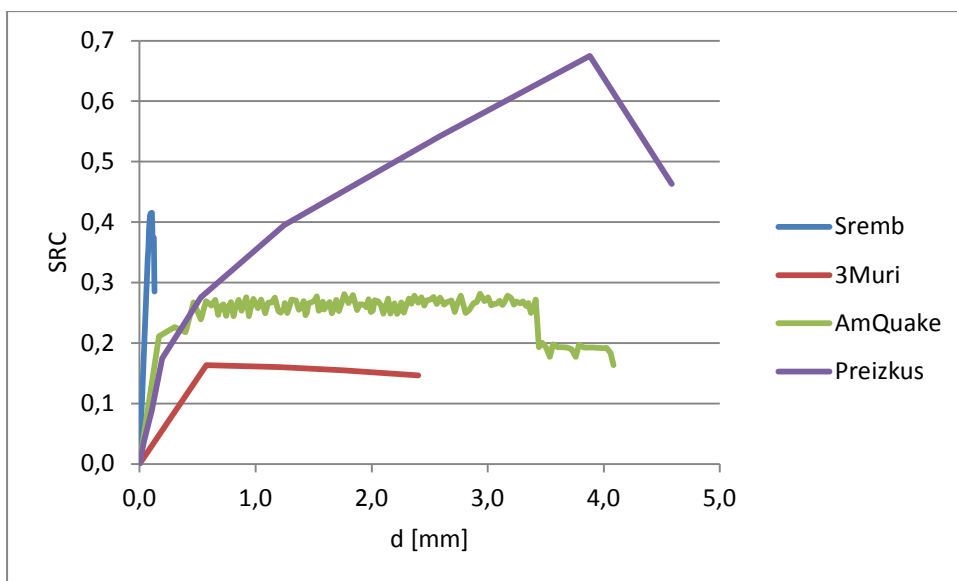
Podana je še primerjava s histerezno ovojnico za preizkus s potresne mize:



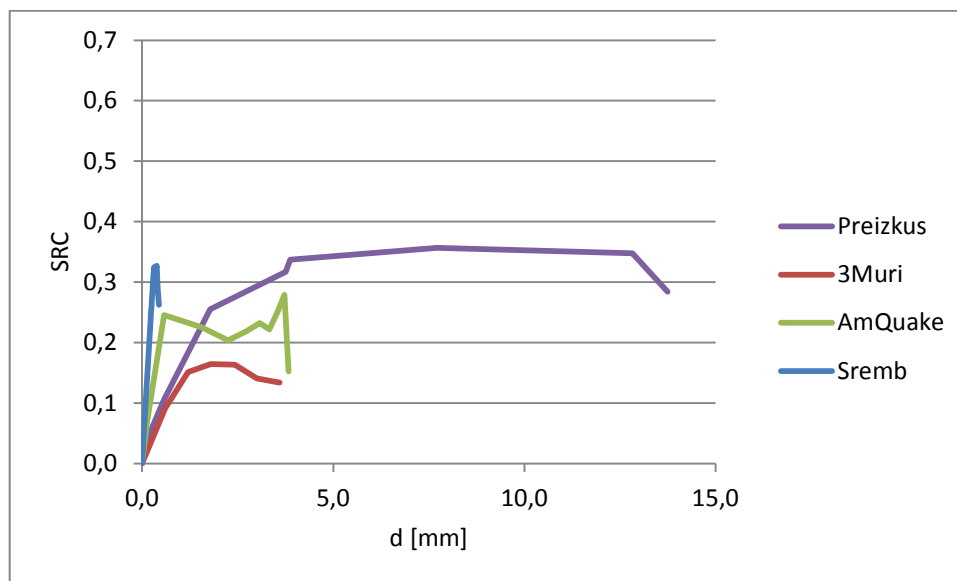
Grafikon 8.33: Histerezne ovojnice za M1/1 v smeri X



Grafikon 8.34: Histerezne ovojnice za M1/2 v smeri X



Grafikon 8.35: Histerezne ovojnice za M2/1 v smeri X



Grafikon 8.36: Histerezne ovojnice za M2/2 v smeri X

Iz danih grafikonov 8.33 do 8.36 lahko razberemo, da se le v primeru konstrukcije M2/2 s programoma Sremb ter AmQuake približamo dejanski nosilnosti konstrukcije, medtem ko so izračunane duktilnosti ustrezno manjše. Ugotovitev kaže na to, da z računskimi modeli ne moremo zanesljivo opisati dejanske duktilnosti konstrukcije.

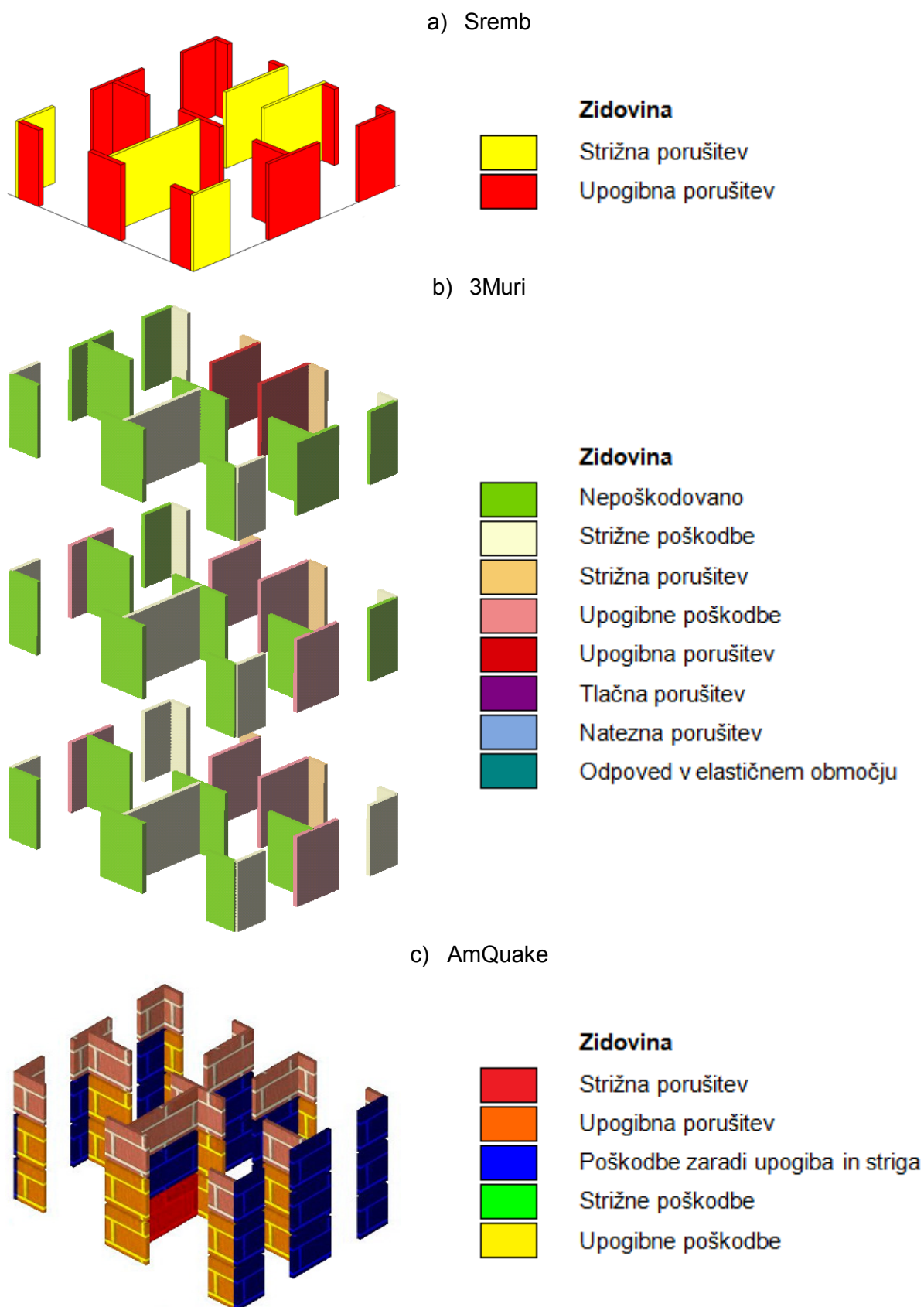
8.5 Primerjava mehanizmov porušitve za konstrukcijo M2/2 v smeri X

S slike 8.2 je razvidno, da se večina poškodb pojavi v prvi etaži, kar je sicer pričakovano. V zidovih, ki so vzporedni smeri obremenjevanja, se tvorijo diagonalne razpoke, v zidovih 3, 8, 10, 12 in 19 (glej sliko 6.6) pa zaradi upogiba v ravnini zidu pride do drobljenja zidakov na tlačnem delu, vendar ta ni tako izrazit za zid 8. Na sliki 8.2 je videti veliko območje tlačenja ter razpokanih zidakov, kjer se program AmQuake dobro izkaže, saj zajame večino diagonalnih razpok in drobljenja zidakov s prikazom poškodb zaradi upogiba ter striga (modra barva).

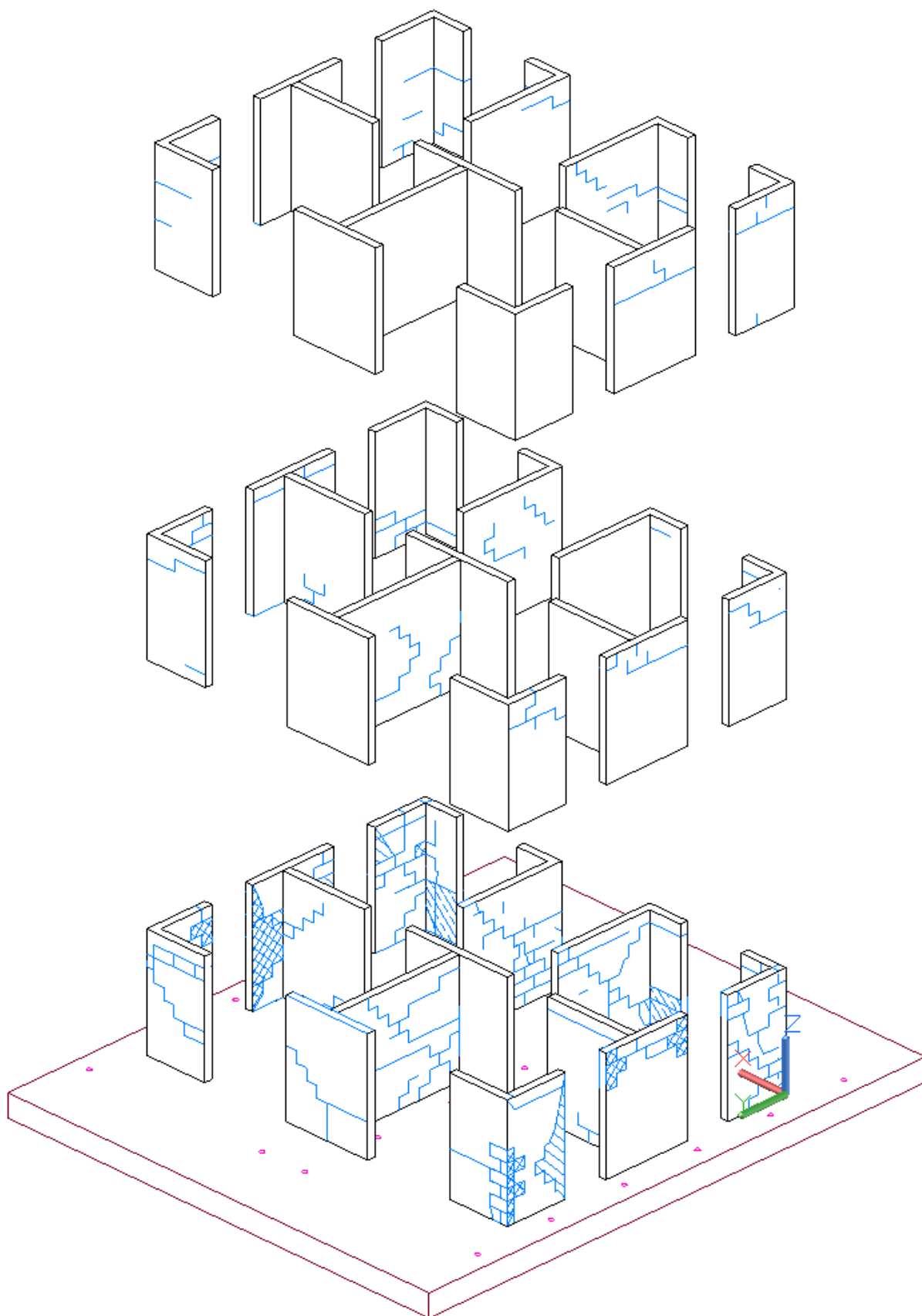
Vsi trije programi določijo strižno porušitev (oz. strižne poškodbe) v zidu 8. Za zidova v območju stopnišča ali zida 10 in 12, pa dobimo s programi tri različne interpretacije poškodb. Program Sremb določi strižno porušitev, 3Muri upogibne poškodbe, program AmQuake pa predpostavi da sta zidova v plastičnem območju zaradi prekoračitve upogibne in strižne trdnosti.

S slike 8.1(c) je razvidno, da program 3Muri v računu ne upošteva zidov, ki so postavljeni prečno na potresno obtežbo. Opaziti je tudi upogibno porušitev v zidovih 10 in 12 v tretji etaži, kar ne sovпада z dejanskim stanjem.

Programa Sremb in AmQuake pravilno določita poškodbe zaradi upogiba pri zidovih 4, 7 in 14. Program 3Muri teh poškodb ne prikaže, saj so zidovi postavljeni pravokotno na obtežbo.



Slika 8.1: Porušni mehanizmi za M2/2 v smeri X



Slika 8.2: Prikaz poškodb konstrukcije M2/2 s potresne mize

9 ZAKLJUČEK

Po številnih primerjavah je težko najti nek splošen vzorec, s katerim bi lahko dobro opisali delovanje posameznih programskih orodij. Pričakovano je bilo, da bodo rezultati podobni z uporabo programa 3Muri ter AmQuake, saj oba omogočata analizo globalnega odziva konstrukcije, medtem ko program Sremb obravnava le etažni odziv, kar pomeni da v računu potresne odpornosti ni zajeto obnašanje konstrukcije nad kritično etažo. Poleg tega, bi program Sremb zaradi predpostavke o togo vpetih parapetih in slopovih moral dati večje vrednosti koeficientov potresne odpornosti *SRC*, s programoma 3Muri in AmQuake pa bi zaradi predpostavljene večje duktilnosti konstrukcij morali dobiti večje vrednosti maksimalnih pospeškov. To predpostavko lahko potrdimo s primerjavo histereznih ovojnic na grafikonih 8.27 do 8.30. Kljub temu so bile določene razlike med programom Sremb ter ostalima dvema programoma pričakovane zaradi uporabe različnih enačb in materialnih parametrov zidovja. Tako na primer Sremb računa strižno odpornost zaradi striga z referenčno natezno trdnostjo skladno s pravilnikom iz leta 1981, 3Muri pa ne upošteva izvenravninskega odziva zidov na potresno obtežbo.

Naslednja predpostavka je bila, da bomo s programi dosegli rezultate, ki bi lahko potrdili upoštevanje popolno modelno podobnost med modelnimi in prototipnimi konstrukcijami, kar pa smo dosegli le za koeficiente *SRC* z izjemo konstrukcij $x1/1/d$ in $x1/2/d$ v smeri X pri uporabi programa AmQuake ter konstrukcije $x1/1$ v smeri Y s programom Sremb. Popolno modelno podobnost smo dosegli tudi za vrednosti maksimalnih pospeškov, dobljenih s programom Sremb za konstrukcije iz materiala 2. V primeru programa 3Muri smo popolno modelno podobnost za vrednosti pospeškov dosegli le za konstrukcije $x1/2$ in $x2/2$, pri programu AmQuake pa je bilo razlik med vrednostmi rezultatov dobljenih ob analizah modelnih in prototipnih konstrukcij preveč, da bi lahko potrdili modelno podobnost.

Predpostavko, da se bodo bolje obnašale konstrukcije s povezanim zidovjem, je večinoma izpolnil le program AmQuake. V večji meri pa so vsi trije programi izpolnili predpostavko, da se bodo konstrukcije tipa "apartmajska hiša" obnašale podobno v obeh smereh, medtem ko bodo "vrstne hiše" imele večjo potresno odpornost v smeri Y.

Čeprav je bil osnovni namen diplomske naloge primerjava računalniških programov za nelinearno seizmično analizo in numerična analiza modelnih ter prototipnih konstrukcij, smo kot kontrolo opravili še primerjavo rezultatov matematičnih modelov z rezultati s potresne mize. Pri primerjanju numeričnih rezultatov s tistimi s potresne mize so prisotna velika odstopanja pri vrednostih maksimalnih pospeškov, kar gre lahko pripisati omejevanju faktorja obnašanja v skladu z Evrokodom 8-1, ter dejstvu, da z uporabljenimi programi ni bilo mogoče modelirati jeklenih sider iz poglavja 6.6, oziroma ni bilo mogoče obravnavati zidanih elementov sestavljenih prereзов, kar posledično vpliva na vrednost koeficienta potresne odpornosti *SCR*, ta pa na oceno maksimalnega pospeška, ki ga konstrukcija prenese. Na razlike koeficientov *SCR* med numeričnimi in eksperimentalnimi rezultati je verjetno vplivala tudi izbira projektnih vrednosti materialnih parametrov, kjer nismo poznali srednjih vrednosti s preizkusov. V primeru programa Sremb, smo morali podati duktilnosti zidov ter armiranobetonskih vezi, medtem ko so bile te pri uporabi programa 3Muri in Amquake samodejno izračunane. Vrednosti duktilnosti so bile izbrane na podlagi inženirske prakse, zaradi česar so bili rezultati iz opravljenih analiz v primerjavi z rezultati preizkusa

konservativnejši. Pri uporabi računalniških programov, je bilo upoštevano togo vpetje konstrukcij s podlago, kar pa je na potresni mizi težko zagotoviti skozi celoten potek preiskave. Robni pogoji se tako pri preiskavi na potresni mizi spreminjajo, kjer zaradi nastalega delnega togega vpetja konstrukcije pride do dodatnega drobljenja zidov.

Z dobljenimi rezultati analiz ter opravljenimi primerjavami lahko rečemo, da z računalniškimi programi dobimo konservativne rezultate kar pomeni, da smo na varni strani. Duktilnosti matematičnih modelov so bile manjše od dejanskih, na kar so vplivali že omenjeni dejavniki, ki so botrovali tudi manjšim faktorjem *SRC* pri matematičnih modelih. Kljub temu pa sem ugotovil, da v določenih primerih, predvsem za konstrukcije z enakomerno tlorisno porazdelitvijo zidov ter za nepovezane zidovje, programska orodja lahko razmeroma dobro opišejo dejansko stanje.

V sklopu diplomske naloge je bilo skupno analiziranih 42 matematičnih modelov, primerjavo pa smo opravili s štirimi modelnimi konstrukcijami ki so bile preizkušene na potresni mizi. Kljub temu bi za učinkovitejšo primerjavo bilo potrebno opraviti še večje število analiz matematičnih modelov z različnimi tlorisnimi zasnovami ter izvesti obsežno študijo odziva zidanih konstrukcij na potresno obremenitev, kar pa presega okvirje diplomske naloge. Kot eden izmed predlogov za nadaljnje raziskovanje bi zagotovo bila analiza računanja povezanega zidovja s programom *Sremb*, saj se je v diplomski nalogi pokazalo, da z modeliranjem armiranobetonskih vezi obnašanje konstrukcije na delovanje potresne obtežbe celo poslabšamo. Zanimiva bi bila tudi primerjava rezultatov ob upoštevanju eksperimentalno dobljenih duktilnosti zidov. V primeru programa *3Muri* bi bilo zanimivo opraviti primerjave z analizami, kjer bi bili upoštevani tudi izvenravninsko obremenjeni zidovi.

V prihodnosti bodo tako eksperimentalne preiskave še vedno najbolj natančen način za oceno potresne odpornosti zidanih stavb, rezultati teh preiskav pa bodo služili nadaljnjemu razvoju numeričnih metod ter posledično računalniških programov, s katerimi bo mogoče natančno opisati odziv zidanih konstrukcij na potresno obtežbo.

VIRI IN LITERATURA

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

Beg, D. 2008. Projektiranje potresno odpornih jeklenih in sovprežnih konstrukcij. <http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/potres-JK-29-4-08.pdf> (pridobljeno 9.3.2012.)

Bosiljkov, V., Tomaževič, M. 2005. Experimental approach in determining the structural behaviour factor for masonry buildings: COST C12-WG2, Datasheet 1.3.1.1.8. SCHAUR, Christian (ur.). 2005. Improvement of Buildings' Structural Quality by New Technologies: Outcome of the Cooperative Activities. Final Report, September 2004. London: A. A. Balkema: str. 135-141.

Bosiljkov, V., Totoev, YZ., Nichols, JM. Shear modulus and stiffness of brickwork masonry: an experimental perspective. Struct. eng. mech.. 2005, vol. 20, no. 1, str. 21-43

Bratina, S. 2009. Interakcijski diagrami nosilnosti AB prečnih prerezov pri enojno ekscentrični osni sili.

[http://www.fgg.uni-](http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/Sebastjan/masivne%20konstrukcije%20II/interakcijski_enoosni_upogib.pdf)

[lj.si/kmlk/Sebastjan/masivne%20konstrukcije%20II/interakcijski_enoosni_upogib.pdf](http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/Sebastjan/masivne%20konstrukcije%20II/interakcijski_enoosni_upogib.pdf)

(pridobljeno 9.3.2012.)

Cervenka Consulting Ltd. 2011. AmQuake Program Documentation (pridobljeno 5.10.2011.)

Cotič, P. 2010. Eksperimentalno podprta parametrična nelinearna seizmična analiza kamnite zidane stavbe. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Dodiplomski študij konstrukcijske smeri: 119 str.

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51, 302-315.

Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih (Uradni list SFRJ, št. 31/81, 49/82, 29/83, 21/88 in 52/90), 1981.

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

SIST EN 1991-1-1: 2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 33 str.

SIST EN 1992-1-1: 2005 – Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 227 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: 103 str.

SIST EN 1998-1: 2006 – Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 188 str.

SIST EN 1998-1: 2005/A101, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 11 str.

SIST EN 1998-3: 2005 – Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 89 str.

S.T.A. Data. 2009. 3Muri v4.0x User manual.

http://www.3muri.com/3muri/documenti/3Muri4.0_User_Manual.pdf (pridobljeno 5.10.2011.)

S.T.A. Data. 2009. Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings.

<http://www.3muri.com/3muri/documenti/3MuriGeneralDescription.pdf> (pridobljeno 5.10.2011.)

Tomažević, M. 1987. Zidane zgradbe na potresnih območjih. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo.

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

Tomažević, M 1991. Uvod v eksperimentalno analizo gradbenih konstrukcij, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo.

Tomažević, M., Bosiljkov, V., Weiss, P. 2004. Structural behavior factor for masonry structures. V: 13th World Conference on Earthquake Engineering. Conference proceedings, Vancouver, Canada, 1-6 August, 2004. Vancouver : Canadian Association for Earthquake Engineering: International Association Earthquake Engineering, 2004, paper No. 2642: 13str.

Tomažević, M., Bosiljkov, V., Weiss, P., Klemenc, I. 2004. Experimental research for identification of structural behaviour factor for masonry buildings. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo Slovenije.