

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Jure Snoj

Ocena potresne odpornosti zidane stavbe s programom 3MURI

Diplomska naloga št.: 3077

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 10. 9. 2009

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **JURE SNOJ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»OCENA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE STAVBE S PROGRAMOM 3MURI«.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske separatoteke FGG.

Ljubljana, 01.09.2009

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7(043.2)
Avtor: Jure Snoj
Mentor: doc. dr. Matjaž Dolšek
Naslov: Ocena potresne odpornosti zidane stavbe s programom 3Muri
Obseg in oprema: 110 str., 20 pregl., 98 sl., 47 en.
Ključne besede: zidana konstrukcija, nearmirano zidovje, strižna nosilnost, nelinearna statična (»pushover«) analiza, N2 metoda, ukrepi za utrditev konstrukcije, program 3Muri, podajnost stropov

Izveček

V nalogi smo izdelali oceno potresne odpornosti stare tri-etažne zidane stavbe, ki se nahaja v centru Ljubljane. Uporabili smo program 3Muri, ki je namenjen elastični in nelinearni analizi zidanih stavb. V prvem delu naloge obravnavamo tri možne porušne mehanizme, ki določajo odpornost nearmiranega zidu: upogibni mehanizem, strižni mehanizem z zdrsom ter strižni mehanizem z nastankom diagonalnih razpok. Opisana je poenostavljena nelinearna metoda za določanje potresne odpornosti - N2 metoda, ki temelji na nelinearni statični analizi in neelastičnih spektrih odziva. Z njo je mogoče oceniti poškodovanost elementov konstrukcije ter tako določiti mesta, ki jih je v primeru neustreznega odziva potrebno izboljšati. Obstaja veliko ukrepov za utrditev konstrukcije proti potresu, nekateri so tudi podrobno opisani v nalogi. V praktičnem delu na kratko opišemo obravnavano stavbo in ocenimo njeno potresno odpornost na različnih predpostavljenih modelih s programom 3Muri. Program izvede elastično statično kontrolo vertikalne nosilnosti, modalno analizo in določi poškodovanost konstrukcije pri potresni obtežbi v skladu z N2 metodo. V devetih primerih smo raziskali vpliv materialnih lastnosti, podajnosti stropov in protipotresnih utrditev na potresno odpornost stavbe. Materialne karakteristike, ki jih težko natančno določimo, precej vplivajo na potresno odpornost ter celo na porušni mehanizem elementa in celotne konstrukcije, zato je priporočljivo pri vsaki stavbi narediti analizo občutljivosti potresnega odziva stavbe glede na materialne parametre zidu. Pokazale so se omejitve nelinearne statične analize pri konstrukcijah s podajnimi stropovi, zato je smiselno razvijati nove metode za oceno potresne odpornosti konstrukcij s podajnimi stropovi ali uporabiti nelinearno dinamično analizo. Rezultati kažejo, da stavba ni sposobna prevzeti projektne potresne obtežbe, vendar uporaba ukrepov, ki povežejo stropove, njeno obnašanje močno izboljša.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.042.7(043.2)
Author: Jure Snoj
Supervisor: Assist. Prof. Matjaž Dolšek (Ph.D.)
Title: Seismic performance assessment of masonry building by employing computer program 3Muri
Notes: 110 p., 20 tab., 98 fig., 47 eq.
Key words: masonry building, unreinforced masonry, shear resistance, non-linear static (»pushover«) analysis, N2 method, strengthening of masonry buildings, computer program 3Muri, flexible floors

Abstract

A seismic performance assessment of the three-storey masonry building from Ljubljana, is presented. It was assessed by using computer software 3Muri. Firstly, different failure mechanisms of masonry walls, i.e. flexural mechanism, the sliding shear mechanism and shear mechanism due to formation of diagonal cracks, are presented and discussed. Described is a simplified non-linear method for seismic performance assessment - N2 method. It can be used in order to predict damage in the structural elements and consequently locate parts of the structure which have to be strengthened. Some strengthening techniques used for reducing the seismic risk due to weak masonry buildings are described. In practical part of the Thesis the three-storey building is described and its earthquake-resistance is assessed by using 3Muri, which enables elastic static analysis of vertical load, modal analysis and use of the N2 method. Nine structural models have been prepared in order to study the impact of different material characteristics, flexible floors, and the strengthening techniques on the earthquake resistance of the building. Material strength significantly affects the earthquake-resistance and even the collapse mechanism of the masonry wall and the entire structure. It is therefore recommended to perform sensitivity analysis for different material strengths on the earthquake-resistance of the structure. The use of the non-linear static analysis on structures with flexible floors is limited and it would be reasonable to develop new methods for assessment of such structures or to employ non-linear dynamic analysis. Examined building is not able to withstand the design seismic loads, but results show, that strengthening of the floors significantly improves seismic performance of the entire structure.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se najprej iskreno zahvaljujem mentorju, doc. dr. Matjažu Dolšku.

Zahvalil bi se svoji družini in prijatelju Marku Brozoviču, ki so mi skozi vsa leta študija nudili pomoč in oporo.

Rad bi se zahvalil moji Petri, ki me je vzpodbujala pri pisanju diplome in mi pomagala povsod, kjer je lahko.

Zahvalo dolgujem tudi Mateji Ganc, saj sta mi njena diploma in pomoč močno olajšala začetno spoznavanje s tematiko moje diplome.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	GLOBALNO OBNAŠANJE ZIDANIH KONSTRUKCIJ MED POTRESOM	3
3	NOSILNOST POSAMEZNIH ELEMENTOV NEARMIRANEGA ZIDU	6
3.1	Povprečna vertikalna napetost v zidu σ_0	6
3.2	Upogibna nosilnost	7
3.3	Strižna nosilnost.....	9
3.3.1	Strižna nosilnost zidu - diagonalne razpoke	10
3.3.2	Strižna nosilnost - zdrs	12
3.4	Eksperimentalno določena strižna nosilnost zidu	14
4	PROTIPOTRESNA UTRDITEV IN SANACIJA ZIDANIH STAVB.....	17
4.1	Metode za utrjevanje nosilnih zidov	19
4.1.1	Injektiranje razpok	19
4.1.2	Oblaganje z armirano-cementno oblogo (AC omet)	20
4.1.3	Prefugiranje	21
4.1.4	Prednapetje	22
4.1.5	Prezidava	22
4.2	Metode za zagotovitev celovitosti delovanja konstrukcije.....	23
4.2.1	Povezovanje zidov z jeklenimi vezmi	23
4.2.2	Izboljšanje stropov	24
4.2.3	Ukrepi na strešni konstrukciji.....	26
4.2.4	Utrditev in povezava zidov na vogalih.....	27
4.2.5	Ojačitev sten z horizontalnimi in vertikalnimi AB vezmi.....	28
4.3	Metode za izboljšanje zasnove konstrukcije	28
4.4	Temelji.....	29

5	POENOSTAVLJENA NELINEARNA METODA ZA OCENO OBNAŠANJA STAVB MED POTRESI (N2 METODA)	30
5.1	Podatki o konstrukciji in potresni obtežbi.....	30
5.2	Spektri v AD format	31
5.3	Nelinearna statična analiza	33
5.3.1	Splošno	33
5.3.2	Postopek nelinearne statične analize	35
5.3.3	Deformacijska krivulja plastičnega členka	35
5.3.4	Rezultati nelinearne statične analize	36
5.4	Ekvivalenten model z eno prostostno stopnjo (SDOF model).....	37
5.5	Potresne obremenitve SDOF sistema	39
5.6	Globalne in lokalne potresne obremenitve MDOF sistema	41
5.7	Vpliv obtežbe v dveh smereh.....	42
5.8	Ocena obnašanja	42
6	PROGRAM 3MURI	43
6.1	Splošno o programu	43
6.2	Modeliranje stene za opis obnašanja v svoji ravnini	43
6.3	Teoretično ozadje programa	44
6.3.1	Makroelementi	44
6.3.2	Mejni pomiki	46
6.4	Podatki	47
6.4.1	Definiranje geometrije sten	47
6.4.2	Vstavljanje nosilnih elementov in ojačitev.....	48
6.4.3	Podajanje stropov in obtežbe	49
6.4.4	Materialne lastnosti.....	50
6.5	Analiza	51
6.5.1	Definicija ekvivalentnega okvirja	51
6.5.2	Nelinearna analiza.....	52
6.5.3	Rezultati.....	54

7	PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI.....	56
7.1	Opis konstrukcije.....	56
7.1.1	Zasnova konstrukcije	57
7.1.2	Namen analize	59
7.1.3	Material	60
7.1.4	Obtežba.....	61
7.2	Modeliranje konstrukcije	63
7.3	Analiza	65
7.3.1	Ekvivalenten okvir.....	65
7.3.2	Nelinearna statična analiza.....	69
7.4	Rezultati.....	70
7.4.1	Uporaba N2 metode v povezavi s programom 3Muri.....	73
7.4.1.1	Določanje ciljnega pomika konstrukcije	73
7.4.1.2	Ocena maksimalnega pospeška tal, ki ga konstrukcija prenese	74
7.4.2	Prikaz poškodb	75
7.5	Kontrola smiselnosti rezultatov.....	76
7.6	Nezanesljivost materiala	78
7.6.1	Primer 1: Popolnoma tog strop - osnovni material	78
7.6.1.1	Opis primera	78
7.6.1.2	Rezultati.....	79
7.6.1.3	Komentar.....	80
7.6.2	Primer 2: Popolnoma tog strop – slab material.....	81
7.6.2.1	Opis primera	81
7.6.2.2	Rezultati.....	81
7.6.2.3	Komentar.....	83
7.6.3	Primer 3: Popolnoma tog strop – dober material.....	83
7.6.3.1	Opis primera	83
7.6.3.2	Rezultati.....	83
7.6.3.3	Komentar.....	85
7.7	Podajnost stropov – realno stanje	85
7.7.1	Primer 4: Leseni strop z eno desko (vozlišče 68)	85
7.7.1.1	Opis primera	85

7.7.1.2	Rezultati	86
7.7.2	Primer 5: Leseni strop z eno desko (vozlišče 24).....	87
7.7.2.1	Opis primera.....	87
7.7.2.2	Rezultati	87
7.7.3	Primer 6: Leseni strop z eno desko (vozlišče 8).....	89
7.7.3.1	Opis primera.....	89
7.7.3.2	Rezultati	89
7.7.4	Komentar podajnosti stropov	90
7.8	Protipotresni ukrepi.....	92
7.8.1	Primer 7: Leseni strop z dvema deskama v pravokotnih smereh	92
7.8.1.1	Opis primera.....	92
7.8.1.2	Rezultati	93
7.8.1.3	Komentar	94
7.8.2	Primer 8: Leseni strop z estrihom	95
7.8.2.1	Opis primera.....	95
7.8.2.2	Rezultati	95
7.8.2.3	Komentar	97
7.8.3	Primer 9: Povezava zidov z jeklenimi vezmi	97
7.8.3.1	Opis primera.....	97
7.8.3.2	Rezultati	98
7.8.3.3	Komentar	99
7.8.4	Primerjava rezultatov.....	101
8	ZAKLJUČKI.....	104
9	VIRI IN LITERATURA	108

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Primerjava med eksperimentalnimi in izračunanimi vrednostmi strižne nosilnosti testiranih zidov (Tomaževič, 2008)	15
Preglednica 2: Materialne karakteristike zidov (Tomaževič, 2008).....	60
Preglednica 3: Podatki za N2 metodo - primer 1	73
Preglednica 4: Prvi način uporabe N2, pomik zahtevan za konstrukcijo - ciljni pomik	74
Preglednica 5: Drugi način N2 - ocena maks. pospeška tal, ki ga konstrukcija prenese.....	74
Preglednica 6: Karakteristike osnovnega materiala.....	78
Preglednica 7: Karakteristike togega stropu.....	79
Preglednica 8: Rezultati za popolnoma tog strop, osnovni material	80
Preglednica 9: Karakteristike slabega materiala.....	81
Preglednica 10: Rezultati za popolnoma tog strop, slab material.....	82
Preglednica 11: Karakteristike dobrega materiala.....	83
Preglednica 12: Rezultati za popolnoma tog strop, dober material.....	84
Preglednica 13: Rezultati za leseni strop z eno desko, osnovni material, vozlišče 68	87
Preglednica 14: Rezultati za leseni strop z eno desko, osnovni material, vozlišče 24	88
Preglednica 15: Rezultati za leseni strop z eno desko, osnovni material, vozlišče 8	90
Preglednica 16: Rezultati za leseni strop z dvema deskama, osnovni material.....	94
Preglednica 17: Rezultati za leseni strop z estrihom, osnovni material	96
Preglednica 18: Rezultati za ojačitev z jeklenimi vezmi, osnovni material	99
Preglednica 19: Globalni rezultati analize z N2 metodo za potres v x-smeri.....	101
Preglednica 20: Globalni rezultati analize z N2 metodo za potres v y-smeri.....	101

KAZALO SLIK

Slika 1: Globalno obnašanje stavbe z različnimi stropovi med potresom (Tomaževič, 1987)	4
Slika 2: Možni načini porušitve posameznega zidu (Tomaževič, 1987)	5
Slika 3: Strižna porušna mehanizma: (a) zdrs na robu zidovja, (b) strižna porušitev, opisana kot tvorba diagonalnih razpok (Tomaževič, 2008)	10
Slika 4: Injektiranje razpok (Tomaževič, 2007)	19
Slika 5: Izdelava armirano-cementne obloge (Tomaževič, 2007)	20
Slika 6: Detajli armirano-cementne obloge (Tomaževič, 2007)	21
Slika 7: Prefugiranje (Tomaževič, 2007)	21
Slika 8: Obnašanje stavb z različnimi stropovi (a) leseni stropovi brez vezi, (b) leseni stropovi s povezanimi stenami in (c) togi stropovi in AB vezi (Tomaževič, 1987)	23
Slika 9: Tloris in prerez čez stavbo, utrjeno z jeklenimi vezmi	24
Slika 10: Detajli izvedbe jeklenih vezi	24
Slika 11: Sidranje stropov in diagonalno paličje (Tomaževič, 2000)	25
Slika 12: Sidranje stropov v zidove – detajli (Tomaževič, 2000)	25
Slika 13: Utrditev z deskami (Tomaževič, 2000)	25
Slika 14: Utrditev z AB ploščo (Tomaževič, 2007)	26
Slika 15: Utrditev strehe z AB vezmi in sidranjem leg (Tomaževič, 2000)	26
Slika 16: Vezni kamni za utrditev vogalov (Tomaževič, 2000)	27
Slika 17: Jekleni šivi (Tomaževič, 2000)	27
Slika 18: Vertikalne vezi (Tomaževič, 2000)	28
Slika 19: Obbetoniranje (levo) in podbetoniranje temeljev (desno) (Tomaževič, 2007)	29
Slika 20: MDOF model (Fajfar, 2002)	31
Slika 21: Elastični spekter pomikov po Evrokodu 8 (Fajfar, 2002)	31
Slika 22: AD format elastičnega spektra normiran na 1.0 g (Fajfar, 2002)	32
Slika 23: $R_{\mu}(T)$ (Fajfar, 2002)	33
Slika 24: Neelastični spektri za različne duktilnosti μ normirani na 1,0 g (Fajfar, 2002)	33
Slika 25: Porazdelitev sil po višini (Fajfar, 2002)	35
Slika 26: Oblika deformacijske krivulje plastičnega členka (Dolšek, 2007)	36
Slika 27: Ekvivalenten SDOF model (Fajfar, 2002)	38

Slika 28: Določitev idealiziranega elasto-idealno plastičnega odnosa $F - d$ (Fajfar, 2002)	38
Slika 29: Elastični in neelastični spekter ter diagram kapacitete (Fajfar,2002)	40
Slika 30: Določitev mejnega pomika za ekvivalenten SDOF sistem (Fajfar, 2002).....	40
Slika 31: »Pushover« analiza MDOF modela do pomika D_t (Fajfar, 2002)	41
Slika 32: Modeliranje stene v programu 3Muri.....	44
Slika 33: Model makroelementa v 3Muriju.....	45
Slika 34: Nosilnost makroelementa	45
Slika 35: Mejni etažni pomik.....	46
Slika 36: Shema delovanja programa	46
Slika 37: Definicija vozlišč	47
Slika 38: Pravilno modeliranje sten.....	48
Slika 39: Različni nosilni elementi	48
Slika 40: Različni stropovi, ki jih je mogoče modelirati v programu 3Muri	49
Slika 41: Toga diafragma (levo) in podajen strop (desno)	49
Slika 42: Podajanje obtežbe.....	50
Slika 43: Ekvivalenten okvir – mreža	51
Slika 44: Faze 1, 2, 3 »pushover« analize	52
Slika 45: Faze 4, 5, 6 »pushover« analize	53
Slika 46: Določitev bilinearne ovojnice v N2 metodi	54
Slika 47: Fotografija obravnavane zgradbe iz leta 1937	56
Slika 48: Tlorisni načrt stavbe z odprtinami in dimenzijami.....	58
Slika 49: Prerez A-A (glej sliko 48)	59
Slika 50: Podajanje materialnih karakteristik v programu 3Muri	61
Slika 51: Definicija potresne obtežbe v programu	62
Slika 52: Razporeditev zidov na podlagi arhitekturnih podlog	63
Slika 53: Definicija zidov z vidnimi presečišči posameznih sten	63
Slika 54: Zidovi z definirano debelino zidov in odprtinami.....	63
Slika 55: Podajanje stropov in obtežbe	64
Slika 56: 3D model konstrukcije s temelji	64
Slika 57: Tloris ekvivalentnega okvirja - vozlišča sten.....	65
Slika 58: Stena 1	65
Slika 59: Stena 2.....	66

Slika 60: Stena 3	66
Slika 61: Stena 4	66
Slika 62: Stena 5	67
Slika 63: Stena 6	67
Slika 64: Stena 7	67
Slika 65: Stena 8	68
Slika 66: Stena 9	68
Slika 67: Stena 10	68
Slika 68: Pretežna porušna mehanizma zaradi različnih razporeditev horizontalnih sil.....	69
Slika 69: Tabela rezultatov v 3Muriju	70
Slika 70: Okna s podrobnimi rezultati analize (primer 1).....	71
Slika 71: Podrobni rezultati »pushover« analize (primer 1)	71
Slika 72: Legenda poškodb	75
Slika 73: Prikaz poškodb stene 1 pri primeru 1 s togim stropom - smer potresa +X	75
Slika 74: Prikaz poškodb v 3D pogledu – primer 1 – smer potresa +X.....	76
Slika 75: Popolnoma tog strop, osnovni material, potres +x	79
Slika 76: Popolnoma tog strop, osnovni material, potres -y	80
Slika 77: Popolnoma tog strop, slab material, potres +x	82
Slika 78: Popolnoma tog strop, slab material, potres -y.....	82
Slika 79: Popolnoma tog strop, dober material, potres -x.....	84
Slika 80: Popolnoma tog strop, dober material, potres -y	84
Slika 81: Ekvivalentna togost stropnikov v razmiku 60 cm in 80 cm	86
Slika 82: Podajni leseni strop z eno desko, osnovni material, potres -x, vozlišče 68 (CM) ...	86
Slika 83: Podajni leseni strop z eno desko, osnovni material, potres +y, vozlišče 68 (CM) ...	87
Slika 84: Podajni leseni strop z eno desko, osnovni material, potres +x, vozlišče 24	88
Slika 85: Podajni leseni strop z eno desko, osnovni material, potres +y, vozlišče 24	88
Slika 86: Podajni leseni strop z eno desko, osnovni material, potres +x, vozlišče 8	89
Slika 87: Podajni leseni strop z eno desko, osnovni material, potres +y, vozlišče 8	90
Slika 88: Modeliranje lesenega stropa z dvema deskama.....	93
Slika 89: Ojačitev z dvema pravokotnima deskama, osnovni material, potres -x.....	93
Slika 90: Ojačitev z dvema pravokotnima deskama, osnovni material, potres -y.....	94
Slika 91: Modeliranje lesenega stropu z estrihom	95

Slika 92: Ojačitev z estrihom, osnovni material, potres +x.....	96
Slika 93: Ojačitev z estrihom, osnovni material, potres -y.....	96
Slika 94: Razporeditev jeklenih vezi, ki so označene z zeleno barvo.....	97
Slika 95: Karakteristike jeklenih vezi.....	98
Slika 96: Utrditev z jeklenimi vezmi, osnovni material, potres -x.....	98
Slika 97: Utrditev z jeklenimi vezmi, osnovni material, potres -y.....	99
Slika 98: Utrditev z jeklenimi vezmi, osnovni material, potres -y, vozlišče 24.....	100

1 UVOD

Stare zidane stavbe v mestnih jedrih so potresno najbolj ranljivi del obstoječega gradbenega fonda, kar potrjuje vsak potres, ki takšno naselje prizadene. Stara mestna in podeželska jedra predstavljajo kulturno dediščino neprecenljive vrednosti, česar se vedno bolj zaveda ne le stroka, pač pa tudi širša javnost in politika (Gostič, 2005).

Tipičen primer stare stanovanjske zgradbe v Sloveniji je večetažna nearmirana zidana konstrukcija, zgrajena v obdobju med letoma 1920 in 1965. Takšne stavbe praviloma niso bile projektirane na potresno obtežbo, zgrajene so bile iz materialov in v sistemih, ki so odporni na tlačne obremenitve, ne pa na upogib ter strig, so slabo vzdrževane, materiali pa so propadli zaradi vplivov okolja in časa.

Izkušnje, pridobljene v zadnjih velikih potresih, so pokazale, da je porušitev potresno neodpornih nearmiranih zidov eden glavnih vzrokov za nastanek materialne škode in izgube človeških življenj v potresih. Takšni zidovi so izredno krhki in se zato zelo slabo obnašajo med močnim potresom. Pogoste so porušitve polnil v okvirjih, krhke strižne porušitve medokenskih slopov, izpad nepovezanih zidov, itd.

Tveganje za porušitev med potresom je pri takšnih zgradbah precej večje od tistega, ki ga dopuščajo standardi za potresno odporno gradnjo. Zato je smiselno oceniti potresno tveganje v takšnih zidanih stavbah in tako prepoznati najbolj kritične dele konstrukcije ter jih dodatno utrditi.

Kolikor toliko zanesljive ocene predvidenih poškodb ni mogoče dobiti brez uporabe nelinearne analize, ki je najbolj primerna za izračun odziva konstrukcij pri potresni obtežbi. Zaradi zapletenosti nelinearne dinamične analize so se začele uveljavljati poenostavljene nelinearne metode, med katere sodi tudi N2 metoda, ki je del Evrokoda 8. Poenostavljene metode temeljijo na nelinearni statični (»pushover«) analizi modela z več prostostnimi

stopnjami pri monotonu naraščajoči horizontalni obtežbi, medtem ko se ciljni pomik in potresna obremenitev določita z uporabno elastičnega in neelastičnega spektra pospeškov.

S »pushover« krivuljo, ki prikazuje odvisnost vodoravnih pomikov na vrhu konstrukcije od celotne prečne sile, lahko ob pravilno predpostavljeni nosilnosti posameznih zidov ocenimo nosilnost zgradbe na horizontalno obtežbo ter njeno duktilnost. Nosilnost elementov je odvisna od mehanizma porušitve, ki je spet odvisen od položaja elementa v zgradbi, kvalitete materialov, razmerja med navpično in vodoravno obtežbo ter zasnove konstrukcije (stebri, stene, način povezanosti zidovja v višini stropov). Prevladujoča porušna mehanizma sta strižni mehanizem z razpokami po diagonalah in strižni mehanizem zaradi zdrsa zidu. Veliko redkeje pri potresu nastopi upogibni porušni mehanizem.

V primeru, ko konstrukcija ni sposobna prenesti projektne obtežbe, je možno stare zidane stavbe sanirati oziroma utrditi s številnimi ukrepi.

Stroka ne ostaja le pri uveljavljenih ukrepih, temveč hkrati z razvojem novih tehnologij in materialov raziskuje načine, kako te tehnologije in materiale uporabiti za utrditev starih zidanih stavb. Pri tem ni pomembna le tehnična učinkovitost ukrepov, pač pa morajo tako klasične kot tudi sodobne tehnološke rešitve ustrezati načelom varstva kulturne dediščine. Med njimi je za gradbenike, ki moramo zagotoviti zgodovinskim stavbam primerno potresno odpornost, pomembna predvsem zahteva, da se v konstrukcije stavb kulturne dediščine posega čim manj.

V nalogi je predstavljeno globalno obnašanje zidanih konstrukcij in izračun upogibne ter strižne nosilnosti posameznih elementov po enačbah različnih avtorjev. Po korakih je predstavljena poenostavljena nelinearna N2 metoda za določanje potresne odpornosti in poškodovanosti stavbe, v zadnjem delu teoretičnega dela naloge pa so na opisani še ukrepi za izboljšanje obnašanja konstrukcij med delovanjem potresa.

V praktičnem delu naloge je obravnavana stara zidana stavba iz Ljubljane, ki ni bila zgrajena v skladu s potresnimi predpisi. Narejena je ocena njene potresne odpornosti s pomočjo programa 3Muri. V devetih primerih je obravnavan vpliv nezanesljivosti materialnih lastnosti, podajnih stropov ter utrditvenih ukrepov na potresno odpornost zgradbe.

2 GLOBALNO OBNAŠANJE ZIDANIH KONSTRUKCIJ MED POTRESOM

Zidano zgradbo sestavljajo navpični konstrukcijski elementi – zidovi ter vodoravni konstrukcijski elementi – stropovi. Navpične obtežbe (lastna teža in koristna obtežba) se prenašajo preko stropov, ki delujejo kot vodoravni upogibni elementi, na nosilne zidove. Ti delujejo kot tlačni elementi, iz njih pa se navpične obtežbe prenašajo na temeljno konstrukcijo in v tla. Obnašanje zidanih konstrukcij je zelo podrobno opisano tudi v literaturi (Tomaževič, 1987).

Vodoravne vztrajnostne sile, ki nastanejo med potresom in so sorazmerne masam konstrukcije in pospeškom, se na zidove prenašajo preko stropov, ki v vodoravni smeri praviloma delujejo kot toge diafragme, iz stropov pa na temeljno konstrukcijo in v tla. Velik del vztrajnostnih sil se v tla prenaša tudi direktno iz zidov, saj zidovi predstavljajo večji del mase celotne konstrukcije in so tako vir vztrajnostnih sil.

Med potresom se poleg sil, ki delujejo v ravnini zidov zaradi enakomerno porazdeljene mase, pojavijo tudi po zidni površini porazdeljene vztrajnostne sile, ki povzročajo upogibe zidov pravokotno na njihovo ravnino.

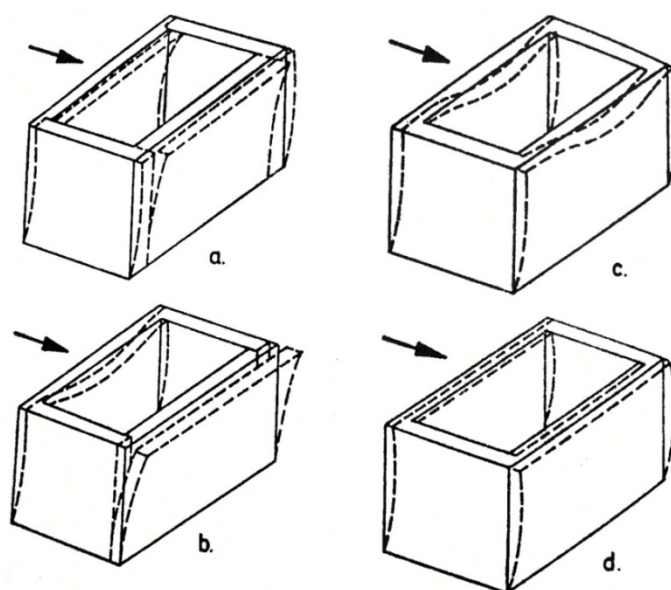
Ker je gibanje tal prostorskega značaja, na zgradbo delujejo navpične in vodoravne vztrajnostne sile, ki se s časom spreminjajo, njihove spremembe pa povzročajo prostorska nihanja zgradbe. Konstrukcijski elementi, ki so pred potresom prenašali v glavnem le navpično obtežbo, morajo med potresom prevzeti dodatne vodoravne sile, ki v njih povzročijo upogibne in strižne, včasih pa tudi osne obremenitve. Te dodatne obremenitve povzročijo poškodbe konstrukcijskih elementov in konstrukcije med potresom.

Zidana zgradba je v bistvu konstrukcija škatlastega prostorskega tipa. Izpolnjevati mora določene pogoje glede enakomerne tlorisne razporeditve nosilnih sten in glede medsebojne povezave zidov v višini stropnih konstrukcij, da je njeno obnašanje med potresom resnično podobno obnašanju škatle.

Pri starih zidanih zgradbah, ki nimajo zidnih vezi in katerih leseni stropniki niso sidrani v zidove, se med potresom skušajo posamezni zidovi ločiti med seboj. Na stikih zidov nastanejo navpične razpoke, bodisi v čelnih zidovih zaradi upogiba izven njihove ravnine (slika 1a), bodisi na koncih zidov, ki stoje v smeri delovanja potresa zaradi tega, ker je njihova natezna trdnost premajhna, da bi prevzeli vztrajnostne sile, ki nastanejo v čelnih zidovih (slika 1b). V takšnih pogojih postanejo nihanja posameznih zidov med seboj neusklajena, zaradi česar se zunanji zidovi lahko celo porušijo.

Če so zidovi med seboj povezani z zidnimi vezmi, so med potresom prisiljeni nihati usklajeno. Obnašanje zgradbe je boljše, vendar je zaradi podajnih lesenih stropov in zidnih vezi še vedno močan vpliv upogiba zidov izven njihove ravnine, kar zmanjšuje potresno odpornost zgradbe (slika 1c).

Razpoložljiva potresna odpornost zidane zgradbe se lahko v celoti izrabi le takrat, ko so zidovi povezani z zidnimi vezmi in masivnimi stropovi (slika 1d). Zidovi tedaj nihajo usklajeno, vpliv upogiba zidov pravokotno na njihovo ravnino pa postane minimalen, saj so skoraj togo podprti na vseh štirih robovih. Zgradba se v tem primeru obnaša kot škatla, zato lahko pri analizi njene potresne odpornosti upoštevamo tudi prispevek zidov, ki stojijo pravokotno na smer delovanja potresa.



Slika 1: Globalno obnašanje stavbe z različnimi stropovi med potresom (Tomažević, 1987)

Mehanizem obnašanja posameznega zidu med delovanjem potresa je odvisen od njegovega položaja v zgradbi, od njegove geometrije, od razmerja med navpično in vodoravno potresno obtežbo in od kvalitete materialov iz katerih je zid zgrajen.

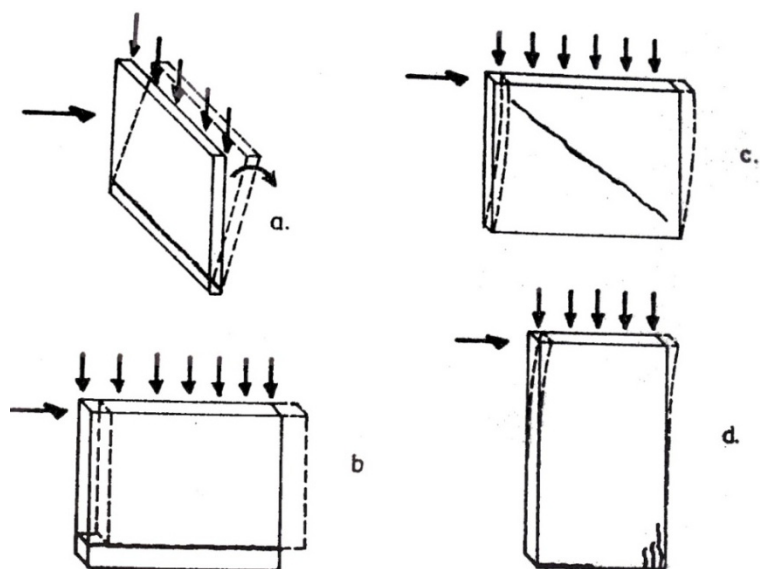
Prosto stoječi zid ne more prenašati sil, ki delujejo pravokotno na njegovo ravnino, saj se jim lahko upira le z upogibno odpornostjo pravokotno na svojo ravnino, ki je navadno premajhna, da bi preprečila prevrnitev zidu izven svoje ravnine (slika 2a).

Če vztrajnostne sile delujejo v ravnini prosto stoječega zidu, jih zid prenaša kot prava stena (angl. *shear-wall*). Od geometrije zidu (razmerja med višino in širino), kvalitete materialov in od obtežnih pogojev je odvisno, kako se zid poruši pri delovanju obtežbe v svoji ravnini.

Načini so naslednji:

- zaradi prestriga - zdrsa (slika 2b);
- zaradi strižnih obremenitev oziroma nategov v diagonalni smeri (slika 2c);
- zaradi upogiba v ravnini zidu (slika 2d).

Posamezni mehanizmi porušitve so podrobneje opisani v naslednjem poglavju.



Slika 2: Možni načini porušitve posameznega zidu (Tomažević, 1987)

3 NOSILNOST POSAMEZNIH ELEMENTOV NEARMIRANEGA ZIDU

Za zidove iz opeke in kamna obstaja mnogo eksperimentalnih podatkov o mehanskih lastnostih zidovja kot so tlačna trdnost, natezna trdnost, modul elastičnosti in strižni modul. Eksperimenti so pokazali, da so mehanske lastnosti kamnitih in opečnih zidov zelo odvisne od same konstrukcije zidu in načina gradnje. Ugotovljeno je bilo, da se vrednosti zelo razlikujejo na posameznih območjih, zato ni mogoče predpisati vrednosti, ki bi bile uporabne v vseh primerih. Pri izbiri materialnih karakteristik je potrebna velika previdnost, saj lahko z napačno izbranimi previsokimi vrednostmi dobimo ugodne rezultate analize seizmične odpornosti objekta, dejanska odpornost pa je precej nižja od izračunane. Vpliv nezanesljivosti materialnih podatkov na potresno odpornost je podrobno predstavljen v poglavju 7.

Izčrpen pregled postopkov za določitev nosilnosti je podan v diplomski nalogi Ganc (2009) in ga v nadaljevanju povzemamo.

3.1 Povprečna vertikalna napetost v zidu σ_0

Pri analizi seizmične odpornosti zgradbe je poleg lastne teže konstrukcije (upoštevamo težo kritine in strešne konstrukcije, lastno težo stropnih konstrukcij in nosilno zidovje) potrebno upoštevati tudi ustrezen delež koristne obtežbe v posameznih etažah. Vertikalna obtežba se porazdeli po posameznih zidovih tako, da velja enačba (3.1):

$$G = \sum_i \sigma_{0i} A_{wi} \quad (3.1)$$

kjer je:

σ_{0i} povprečna tlačna napetost v zidu i ,

A_{wi} površina prereza zidu i .

Za izračun povprečne napetosti v zidu uporabimo obtežno kombinacijo:

$$\sum_i G_{ki} + \sum_i \Psi_{Ei} Q_{ki} \quad (3.2)$$

kjer je:

G_{ki} karakteristična vrednost stalnega vpliva i ,
 Q_{ki} karakteristična vrednost spremenljivega vpliva i ,
 Ψ_{Ei} kombinacijski koeficient spremenljivega vpliva i pri potresni obtežbi, kjer

$$\Psi_{Ei} = \varphi \Psi_{2i} \quad (3.3)$$

$\varphi = 1,0$ vrhnja etaža (streha),
 $\varphi = 0,8$ zasedba etaž je povezana,
 $\varphi = 0,5$ etaže so zasedene neodvisno,
 Ψ_{2i} kombinacijski koeficient za kvazi-stalno vrednost spremenljivega vpliva za površine kategorije A (stanovanjske površine): $\Psi_{2i} = 0,3$, za površine kategorije H (nepohodne strehe): $\Psi_{2i} = 0,0$.

3.2 Upogibna nosilnost

Nearmirani zid doseže svojo upogibno nosilnost tedaj, ko zaradi drobljenja zidakov na robu zidu ne more več prenašati vodoravne obtežbe. Na nateznem robu zidu nastane razpoka, ki se širi, dokler napetosti na njegovem tlačnem robu ne dosežejo tlačne trdnosti zidovja. Za izračun upogibne nosilnosti imamo na voljo enačbe različnih avtorjev. Upogibna nosilnost zidu, ki so jo predlagali Pasticier in soavtorji (2007), se določi na sledeč način:

$$M_u = \frac{\sigma_0 D^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k f_d}\right) \quad (3.4)$$

kjer je:

σ_0 povprečna tlačna napetost zidu,
 D širina zidu,
 t debelina zidu,

- k koeficient, ki upošteva vertikalno porazdelitev napetosti na tlačnem delu ($k = 0,85$),
- f_d projektna tlačna trdnost.

Podobno je definirana enačba (3.5) (Tomaževič, 1999):

$$M_{ru} = \frac{\sigma_0 t l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{f}\right) \quad (3.5)$$

kjer je:

- l širina zidu,
- f tlačna trdnost zidu.

Ostale oznake so definirane zgoraj.

V SIST EN 1998-3: 2005 (Dodatek C) je upogibna nosilnost definirana kot strižna odpornost, ki jo dobimo s kontrolo upogiba pri tlačni sili N v elementu in je enaka:

$$V_{f-f} = \frac{DN}{2H_0} (1 - 1,15v_d) \quad (3.6)$$

kjer je:

- D širina zidu,
- H_0 razdalja od prereza, kjer se računa upogibna odpornost, do ničelne točke momentov,
- $v_d = \frac{N}{Dt f_d}$ normirana tlačna sila,
- t debelina zidu,

$$f_d = \frac{f_m}{CF_m} \quad (3.7)$$

- f_m povprečna tlačna trdnost dobljena iz in-situ preiskav ter drugih virov,

CF_m faktor zaupanja.

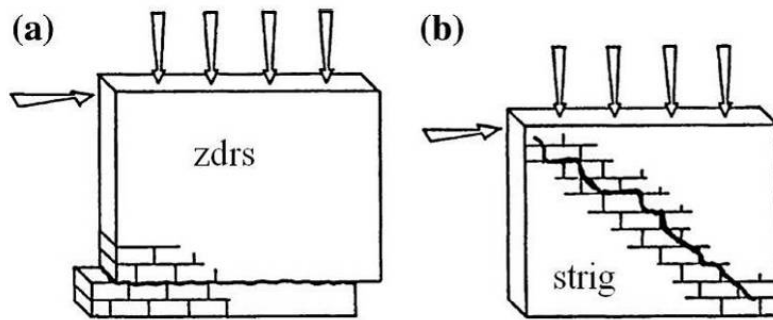
Namesto delnega faktorja varnosti materiala γ_M se pri obstoječih konstrukcijah uporablja faktor zaupanja CF (angl. *confidence factor*), ki je odvisen od stopnje poznavanja konstrukcije (SIST EN 1998-3: 2005):

$CF_{KL1}=1,35$	vrednosti so privzete iz banke podatkov (načrtov) brez identifikacijskih preiskav na terenu,
$CF_{KL2}=1,20$	vrednosti so privzete iz banke podatkov, podobnost zidovja je preverjena z identifikacijskimi preiskavami na terenu,
$CF_{KL3}=1,00$	vrednosti so dobljene s preiskavami na terenu ali na odvzetih vzorcih v laboratoriju.

Upogibne nosilnosti, dobljene po različnih enačbah, se lahko med seboj precej razlikujejo. Vrednosti, ki jih dobimo po enačbi iz Evrokoda, se lahko zaradi uporabe različnih faktorjev zaupanja med seboj razlikujejo do 25%. V primeru, ko je ta faktor enak 1, so razlike med odpornostmi dobljenimi iz zgornjih treh enačb, le nekaj odstotne, kar sledi iz diplome Ganc (2009).

3.3 Strižna nosilnost

Zid je tipičen kompozitni gradbeni material, ki je primeren za tlačne obremenitve, medtem ko nateg in strig relativno slabo prenaša. Parametri, ki definirajo obnašanje zidanih sten pri strigu, so zelo pomembni za račun potresne odpornosti zgradb na potresnih območjih. Kljub temu, da v primeru zidanih konstrukcij pod vplivom potresne obtežbe močno prevladuje strižni mehanizem porušitve, ki je opisan kot tvorba diagonalnih razpok, moramo pri računu strižne nosilnosti upoštevati dva možna strižna porušna mehanizma (slika 3).



Slika 3: Strižna porušna mehanizma: (a) zdrs na robu zidovja, (b) strižna porušitev, opisana kot tvorba diagonalnih razpok (Tomažević, 2008)

Strižna trdnost je mehanska lastnost zidu, ki definira odpornost zidane stene na vodoravne obtežbe v primeru, da v zidu pride do striga. Ker imamo več oblik takšne porušitve, definicija »strižne trdnosti« ni najbolj jasna. Parameter, ki določa strižno odpornost zidane stene, je odvisen od fizikalnega modela, ki opisuje porušni mehanizem. Pri zdrs, kjer nastane vodoravna razpoka, zidni element zdrsne nad enim od robov, ko strižne napetosti dosežejo vrednost, ki se imenuje »strižna trdnost zidu«. V primeru drugega mehanizma, opisanega z nastankom diagonalno usmerjenih razpok, strižne razpoke nastanejo, ko natezne napetosti, ki nastanejo v steni zaradi kombinacije navpične in vodoravne obtežbe, dosežejo vrednost imenovano »natezna« ali »diagonalna natezna trdnost zidu«. Nosilnost zidane stene mora biti preverjena za oba primera. V modelu konstrukcije se za strižno nosilnost zidu upošteva minimalna izmed izračunanih vrednosti, ki se nanašata na mehanizem z diagonalnimi razpokami oziroma z zdrsom.

3.3.1 Strižna nosilnost zidu - diagonalne razpoke

Pri običajnih dimenzijah zidov, kjer višina ni bistveno večja od širine, so kritične strižne obremenitve. Zaradi horizontalnih sil pride v zidu do nateznih napetosti pravokotno na smer diagonale. Te so največje na sredini zidu in na tem mestu se pojavi razpoka, ki se širi v smeri diagonale proti robovoma. Za izračun strižne nosilnosti, ki se navezuje na strižno porušitev z diagonalnimi razpokami, so Pasticier in soavtorji (2007) v svojem članku uporabili enačbo, ki sta jo razvila Turnšek in Sheppard (1980):

$$V_u^f = \frac{1,5f_{v0d}Dt}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5f_{v0d}}} \quad (3.8)$$

kjer je:

f_{v0d} začetna strižna trdnost brez upoštevanja vertikalne obtežbe,
 ξ koeficient odvisen od geometrijo zidu.

Ostale oznake so definirane pri upogibni nosilnosti zidu.

Podobno enačbo, le da v njej nastopa referenčna natezna trdnost, definira Tomažević (2008):

$$H_{s,w} = A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \quad (3.9)$$

$$f_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + (b\tau_{H_{max}})^2} - \frac{\sigma_0}{2} \quad (3.10)$$

kjer je:

A_w površina vodoravnega prereza zidu ($A_w = tl$),
 f_t referenčna natezna trdnost zidu,
 b faktor razporeditve strižnih napetosti po prerezu zidu, odvisen od geometrije zidu in razmerja med navpično in vodoravno silo pri porušitvi; vrednost se spreminja od 1,5 (vitki zidovi, $h/l > 1,5$) do 1,1 (široki zidovi),
 $\tau_{H_{max}}$ povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi maksimalne vodoravne obtežbe H_{max} ,
 σ_0 povprečna tlačna napetost v zidu,
 l širina zidu.

Referenčna natezna trdnost zidu f_t , je tista natezna trdnost zidu, pri kateri pride do natezne odpovedi zidu. Takrat je zid istočasno obtežen z vertikalno in horizontalno obtežbo. Vertikalna obtežba je stalno prisotna, horizontalna obtežba se pojavi le ob prisotnosti vetra ali

potresa. Maksimalno vodoravno obtežbo H_{max} za posamezen zid izračunamo tako, da celotno projektno potresno obtežbo porazdelimo po zidovih v razmerju njihovih togosti.

Enačbi (3.8) in (3.9) uporabljata dve različni trdnosti zidovja. Uporaba enačb je odvisna od tega, ali imamo iz preiskav znano začetno strižno trdnost zidovja brez upoštevanja vertikalne obtežbe, ali pa natezno strižno trdnost zidovja. Enačbi sta podobni, faktor razporeditve strižnih napetosti po vodoravnem prerezu zidu b je ekvivalenten koeficientu ξ .

Nosilnosti, izračunani po obeh enačbah, so primerljive in se razlikujejo kvečjemu za nekaj odstotkov.

3.3.2 Strižna nosilnost - zdrs

Zaradi zdrsa v vodoravnih fugah zidu nastane vodoravna razpoka. Tak način porušitve je v realnosti redek in nastane predvsem pri tistih zidovih, v katerih so vertikalne tlačne napetosti nizke in je kvaliteta malte slaba. To se zgodi v zgornjih delih zidanih konstrukcij, pod togimi strešnimi konstrukcijami, kjer so tlačne napetosti nizke in pospeški zaradi potresa veliki. Enačba za izračun strižne nosilnosti zidu, ki se nanaša na zdrs je (Pasticier in soavtorji, 2007):

$$V_u^s = \frac{\frac{3}{2} f_{vod} + \mu \frac{\sigma_0}{\gamma_m}}{1 + \frac{3H_0}{D\sigma_0} f_{vod}} Dt \quad (3.11)$$

kjer je:

μ koeficient trenja ($\mu = 0,04$),

γ_m faktor varnosti ($\gamma_m = 2$),

H_0 efektivna višina zidu; razdalja od prereza, kjer se računa upogibna odpornost, do ničelne točke momentov.

Ostale vrednosti so definirane v poglavjih 3.2. in 3.3.1.

Vrednosti μ in γ_m se navezujeta na konkreten primer, ki se kasneje obravnava.

Projektna strižna odpornost, kontrolirana s strigom pri tlačni sili N je v SIST EN 1998-3: 2005 izračunana enostavno z množenjem projektne strižne trdnosti zidu s površino prereza zidu, ki nosi v strigu. Projektna strižna nosilnost nearniranega zidu pri strižnem mehanizmu z zdrsom je torej izračunana po enačbi (3.12):

$$V_{f-s} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} t l_c \quad (3.12)$$

kjer je:

t debelina zidu,
 l_c dolžina tlačnega dela zidu.

Karakteristična strižna trdnost zidu f_{vk} , se izračuna z enačbo (SIST EN 1996-1-1: 2006):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq 0,065f_b \quad (3.13)$$

kjer je:

f_{vk0} karakteristična začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti (z upoštevanjem CF faktorja),
 σ_d projektna tlačna napetost na obravnavani višini elementa, ki se izračuna pri ustrezni obtežni kombinaciji,
 f_b normalizirana tlačna trdnost zidakov (z upoštevanjem CF faktorja).

Širina tlačnega dela prereza zidu l_c se izračuna s predpostavko linearne porazdelitve tlačnih napetosti pri čemer se zanemari ves del zidu, ki je v nategu in z upoštevanjem vseh odprtin, utorov in oslabitev:

$$l_c = 3\left(\frac{l}{2} - e\right) \quad (3.14)$$

kjer je:

$e = \frac{H\alpha h}{N}$ ekscentričnost vertikalne obtežbe, αh je ročica horizontalne obtežbe, ki je odvisna od vpetosti ($\alpha = 0,1$ v primeru konzole in $\alpha = 0,5$ v primeru vpetih robov na spodnjem in zgornjem robu).

Pri uporabi enačbe (3.12) mora biti potresna obtežba že porazdeljena po zidovih, saj moramo za izračun dolžine tlačnega dela prereza poznati projektno vertikalno in horizontalno obtežbo. Zato je enačba (3.12) uporabna le v primeru osnovnih kontrol varnosti konstrukcije, kjer je za posamezen konstrukcijski element in konstrukcijo kot celoto narejena primerjava med projektno odpornostjo in projektnimi obremenitvami. V primeru nelinearne »pushover« analize bi bile potrebne iteracije k spremembam porazdelitve horizontalne obtežbe v nelinearnem obsegu. Pri računu tlačnega dela prereza lahko pridemo celo do negativnih vrednosti, kar pomeni, da pride pri zidu do prevrnitve in se ga obravnava kot neodporen element na vodoravno obtežbo, pri čemer se vodoravna obtežba porazdeli na preostale zidove.

Odpornosti, dobljeni po enačbah (3.11) in (3.12), se med seboj lahko razlikujejo tudi do 25 % zaradi uporabe faktorjev zaupanja in tudi zaradi omejitve f_{vd} iz Evrokoda $0,065f_b$, ki je nerealno konzervativna (Tomažević, 2008).

3.4 Eksperimentalno določena strižna nosilnost zidu

V članku dr. Tomaževića, »Shear resistance of masonry walls in Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry«, je bila narejena primerjava med eksperimentalno dobljenimi in izračunanimi strižnimi nosilnostmi zidov. Zidovi so iz različnih vrst zidakov in testirani pri različnih vrednostih vertikalne obtežbe, ki delujejo med preizkušanjem strižne odpornosti. Rezultati preiskav so prikazani v preglednici 1 na naslednji strani. S svetlo zeleno barvo so poudarjeni končni rezultati izračunov in meritev.

Preglednica 1: Primerjava med eksperimentalnimi in izračunanimi vrednostmi strižne nosilnosti testiranih zidov (Tomažević, 2008)

Zidaki	Zid	Dimenzije zidov l/h/t [cm]	f_{tk} [MPa]	l_c [cm]	f_{vk} [Mpa]	$0,065f_b$ [Mpa]	$H_{max, exp}$ [kN] EKSPERIMENT	$R_{ds,w-ft}$ [kN] DIAGONALE	$R_{ds,w-fv}$ [kN] ZDRS
B1	B1/1	100/143/28	0,23	41	2,11	1,35	140,6	134,1	157,7
	B1/2			6,8	5,89		92,0	99,9	26,3
B2	B2/1	102/151/28	0,24	29,0	2,66	0,85	133,7	130,1	69,2
	B2/2			-1,0	-		90,9	101,1	-
	B2/3			14,9	4,01		118,0	118,1	35,5
B3	B3/1	101/142/29	0,20	43,6	1,74	0,95	128,7	119,3	120,2
	B3/2			13,0	2,95		84,2	90,9	35,8
B4	B4/1	99/142/29	0,26	14,2	4,69	0,79	141,7	128,5	32,2
	B4/2			-8,7	-		93,9	105,1	-
B6	B6/1	107/147/25	0,23	50,3	2,00	1,97	131,0	127,2	250,1
	B6/2			13,2	3,62		91,6	95,9	65,6

Strižna odpornost v primeru mehanizma z zdrsom $R_{ds,w,fv}$ je določena po enačbi (3.12). Iz zgornje preglednice je razvidno, da je karakteristična strižna trdnost zidu f_{vk} , v vseh primerih večja od dovoljene mejne vrednosti $0,065f_b$, zato je v računu strižne nosilnosti z zdrsom upoštevana mejna vrednost.

Strižna nosilnost nearmiranega zidu, v primeru mehanizma z diagonalnimi razpokami se lahko izrazi z enačbo (3.15), ki je ekvivalentna enačbi (3.9):

$$R_{ds,w-ft} = A_w \frac{f_{tk}}{\gamma_M} \frac{1}{b} \sqrt{\frac{\gamma_M}{f_{tk}} \sigma_d + 1} \quad (3.15)$$

V izračunani strižni nosilnosti zidu $R_{ds,w-ft}$ so upoštewane povprečne vrednosti nateznih trdnosti. Izračunane vrednosti strižne nosilnosti testiranih zidov so primerljive z eksperimentalno dobljenimi maksimalnimi vrednostmi horizontalne obtežbe $H_{max,exp}$, ki

predstavlja dejansko strižno odpornost zidu in se z njimi dobro ujemajo. Vsi zidovi so se porušili v strigu, z nastankom diagonalnih razpok in z drobljenjem zidakov pri podporah. V primeru izračunanih vrednosti strižne nosilnosti na podlagi porušnega mehanizma z zdrsom ne moremo narediti nobene povezave med eksperimentalnimi vrednostmi in izračuni, ki jih zahteva standard.

4 PROTIPOTRESNA UTRDITEV IN SANACIJA ZIDANIH STAVB

V uporabi je več tradicionalnih metod protipotresne ureditve zidanih stavb, kar je natančno opisano v knjigi profesorja Tomaževiča (1999). Pri odločanju o metodi utrditve konstrukcije moramo upoštevati več dejavnikov. V prvi vrsti moramo izbrati metodo, s katero bomo dosegli, da bo obnašanje stavbe med potresom ustrezalo predpisom in bo s tem zagotovljena varnost ljudi in lastnine, vendar je zaradi visokih zahtev novih standardov, ki določajo stopnjo potresne varnosti, to zelo težko doseči za stare stavbe, ki niso bile projektirane na potresno obtežbo. Pogosto moramo na eni strani upoštevati konservatorske in restavratorske zahteve po ohranitvi pročelja in/ali notranjosti stavbe ter hkrati po ohranitvi prvotnega materiala. Trg nam po drugi strani postavlja zahteve po čim cenejši metodi. S tem seveda nimamo v mislih zgolj direktnih stroškov sanacije, kot so stroški materiala, dela in opreme, ampak tudi indirektno stroške, ki so težje izmerljivi. Časovno dolgotrajna sanacija pomeni motnjo za stanovalce in njihove dejavnosti. Določene metode pomenijo zmanjšanje ali spreminjanje tlorisa stavbe, spet druge metode pomenijo tako velike konstrukcijske posege, da jih je praktično nemogoče izvesti na »stanovalcem prijazen« način.

Sanacija (popravilo) zgradbe pomeni, da njeni konstrukciji s popravili zagotovimo enako nosilnost, kot jo je imela, preden jo je poškodoval potres. Utrditev zgradbe pomeni, da njeno nosilno konstrukcijo z izbranimi tehničnimi ukrepi spremenimo tako, da bomo njeno obnašanje med bodočimi potresi do pričakovane stopnje izboljšali.

Pri tem lahko utrdimo njene obstoječe elemente ali po posebni presoji vgradimo nove, ki bodo konstrukciji zagotovili večjo nosilnost in duktilnost. Pri protipotresni sanaciji oziroma utrditvi je potrebno zagotoviti ustrezno obnašanje konstrukcije kot celote, postopek izboljšave konstrukcije pa je naslednji:

- ocenimo stanje in konstrukcijo vrednotimo,
- izberemo ustrezne metode za utrditev,
- konstrukcijo preprojektiramo,
- izvedemo in/ali spremljamo izvedbo del.

Za uspešno utrditev oziroma sanacijo stavbe je potrebno upoštevati naslednja priporočila:

- nosilne stene morajo biti enakomerno razporejene po tlorisu v obeh glavnih smereh stavbe. Morajo biti dovolj močne in številčne, da prenesejo pričakovano potresno obtežbo.
- zidovi morajo biti primerno povezani. Obnašanje stropov kot toge diafragme mora biti zagotovljeno, stropovi morajo biti dobro sidrani v obodne stene za preprečevanje izpada sten iz svoje ravnine. Na ta način se zagotovi enakomerna razporeditev potresnih sil.
- temelji morajo biti sposobni prenesti potresne obremenitve v tla.
- izboljšave, ki zagotavljajo zahtevano dodatno potresno odpornost, je potrebno potrditi z računom oziroma z eksperimentom.
- izbrana tehnična rešitev naj bo preprosta in cenovno sprejemljiva.
- v primeru kulturnih spomenikov mora biti predlagana metoda ojačitve v skladu z načeli restavratorstva in varstva kulturne dediščine.

Analiza obnašanja zidanih stavb je pokazala, da so najvplivnejši parametri potresne odpornosti:

- kvaliteta zidovja,
- način medsebojne povezave zidov in sidranja stropov v zidove,
- zasnova zgradbe, t.j. način razporeditve zidov v tlorisu in po višini.

Glede na to lahko ukrepe, s katerimi bomo sanirali oziroma utrdili zgradbe proti potresom, razdelimo na:

- ukrepe, s katerimi utrdimo nosilno zidovje,
- ukrepe s katerimi s katerimi zagotovimo celovitost delovanja konstrukcije,
- ukrepe, s katerimi izboljšamo tlorisno zasnovo zgradbe,
- ukrepi, s katerimi preverimo in po potrebi izboljšamo temelje.

4.1 Metode za utrjevanje nosilnih zidov

Obstajajo različne metode za utrjevanje nosilnih zidov in so v nadaljevanju podrobno opisane. Nekatero od njih izhajajo iz analize škode povzročene s potresi in inženirske presoje, ostale pa so bile natančno raziskane tudi v laboratorijih.

4.1.1 Injektiranje razpok

V primeru, da je širina razpoke manjša od 1,0 mm je potrebno razpoke zapolniti z epoksidno injekcijsko maso, ko pa razpoke merijo med 1,0 in 3,0 mm je priporočena uporaba cementnega mleka z dodatki proti krčenju. Razpoke se lahko zapolni z malto, če širina razpoke meri okrog 10 mm in je debelina stene relativno majhna. Ko so razpoke večje od 10 mm, je potrebno poškodovano območje zidu rekonstruirati.

Najprej je potrebno poškodovani del ometa zaradi razpok odstraniti. V steno se vgradijo injekcijske šobe v razmaku med 0,3 m in 0,6 m. Površina stene se očisti, nato pa skozi šobe steče mešanica 90% portland cementa, 10 % pucolana ter vode pod pritiskom. V primeru razpok širokih od 5 -10 mm se mešanici lahko doda droben pesek. Postopek je na sliki 4.



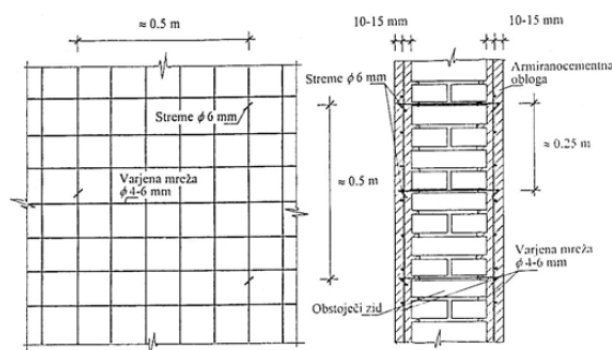
Slika 4: Injektiranje razpok (Tomažević, 2007)

V tej točki velja omeniti »grouting«, ki je postopek, kjer injecirajo cementno mleko v dvoslojni kamniti zid, ki ima vmes nasut gramoz. Včasih so debele stene naredili tako, da so zunanji in notranji del stene zgradili iz kamna, ki so ga povezali z malto, med oba sloja pa so nasuli gramoz in pesek in tako nekoliko privarčevali. Takšne stene lahko utrdimo z »groutingom«, saj mešanica cementa in vode, vbrizgana v vmesni sloj, pesek in gramoz povežeta in zagotavljata boljše obnašanje celotne stene in konstrukcije med potresom.

4.1.2 Oblaganje z armirano-cementno oblogo (AC omet)

V primeru močno poškodovanih sten se kot ojačitev lahko uporabi AC oblogo na eni ali obeh straneh zidu. Metoda je zelo enostavna in učinkovita, vendar precej draga.

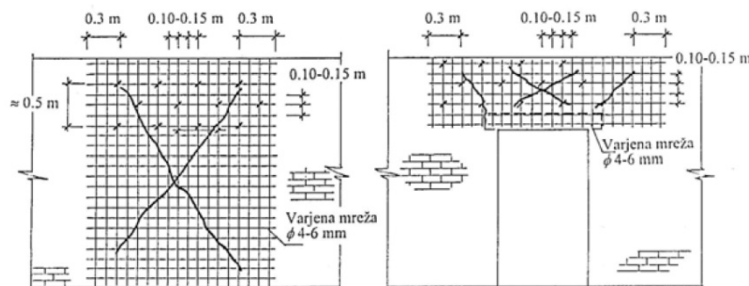
Stari omet se najprej odstrani s stene. Malto iz fug se odstrani v globini 10 -15 mm, razpoke v steni se zapolni. Nato se površino stene očisti in navlaži z vodo in cementnim mlekom. Prvo plast cementne paste v debelini 10-15 mm se položi na steno. Vanjo se vtisneta horizontalna in vertikalna armatura, ki se ju sidra v steno oziroma poveže z armaturo na drugi strani stene s stremeni preko lukenj v steni. Takšnih povezav mora biti vsaj 4 kom/m². Kot armaturo se lahko uporabi jeklene mreže ali ogljikova vlakna. Končno se doda še drugo plast cementa, vendar tako, da skupna debelina AC obloge na eni strani stene ne preseže 30 mm. Detajli izdelave AC ometa so prikazani na slikah 5 in 6.



Slika 5: Izdelava armirano- cementne obloge (Tomažević, 2007)

V primeru, da uporabimo brizgani beton (angl. *shot-crete*) se lahko debelina obloge poveča na 8-10 cm.

Eksperimentalni podatki kažejo, da se lahko pri šibkih stenah iz opeke s to metodo nosilnost poveča tudi do 3,5 krat. Ko je stena že zgrajena iz dobrih materialov je učinek AC obloge manjši.

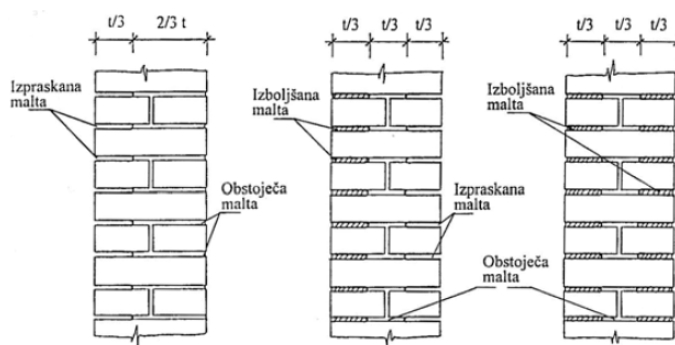


Slika 6: Detajli armirano-cementne obloge (Tomažević, 2007)

4.1.3 Prefugiranje

Kjer so naležne površine zidakov dovolj vodoravne, zidaki v dobrem stanju, malta pa slaba, je mogoče odpornost zidu znatno izboljšati s prefugiranjem, to je z zamenjavo stare malte v zidu z novejšo in boljšo.

Obstoječo malto se previdno izpraska iz horizontalnih fug na eni ali obeh straneh stene v globini $1/3$ debeline stene (slika 7). Da ne bi prišlo do nestabilnosti, se najprej odstrani malta na eni strani in šele kasneje na drugi. Zatem je površino stene in horizontalnih fug potrebno očistiti prašnih delcev in jo dobro navlažiti z vodo. V očiščene horizontalne fuge se lahko vstavi dodatna armatura (palice debeline 6 mm v primeru normalne debeline fuge (1-1,5 cm)). Armaturu se vstavi vsake 0,4 m po višini. Končno se fuge zalije s cementno pasto.



Slika 7: Prefugiranje (Tomažević, 2007)

4.1.4 Prednapetje

Strižna odpornost stene je odvisna od maksimalne glavne napetosti, ta pa od napetosti v zidu. Glavna napetost v steni se lahko poveča s prednapetjem stene v vertikalni oziroma horizontalni smeri.

V steno se na enakomernih razdaljah zvrtajo luknje, kar zagotavlja enakomeren vnos tlačnih napetosti vanjo. Uporablja se kable za prednapenjanje ali jeklene palice, ki jih na koncih zasidramo v steno z jeklenimi ploščicami. Poskrbeti je potrebno, da so izgube sile prednapetja v kablích čim manjše in da so kabli zaščiteni pred korozijo. Prednapetje stene poveča strižno odpornost stene za faktor m :

$$H_{po\ prednapetju} = mH_{original} \quad (4.1)$$

Faktor m je različen za vertikalno in horizontalno prednapetje:

$$m_v = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{p,v}}{f_{tk}} \frac{f_{tk}}{\sigma_{p,v} + \sigma_d}} \quad (4.2)$$

$$m_h = 1 + \sqrt{\frac{\sigma_{p,h}}{f_{tk}}} \quad (4.3)$$

kjer je:

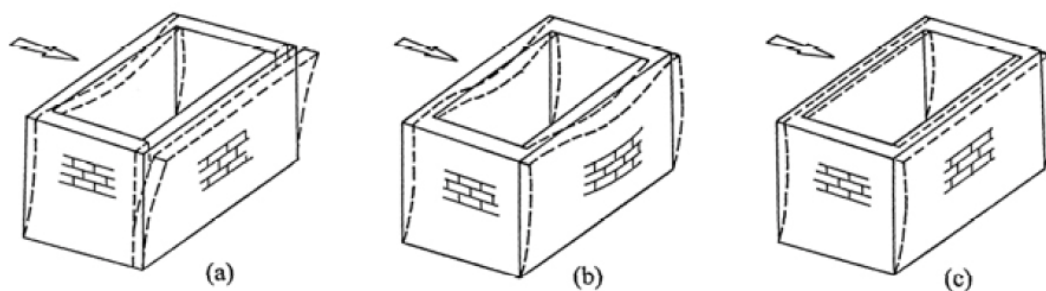
- f_{tk} karakteristična natezna trdnost zidu;
- σ_d projektna tlačna napetost v zidu zaradi stalne obtežbe;
- $\sigma_{p,v}$ in $\sigma_{p,h}$ napetost zaradi prednapetja v vertikalni in horizontalni smeri.

4.1.5 Prezidava

Včasih je stena preveč poškodovana, da bi jo lahko sanirali oziroma ojačili. V tem primeru je potrebno takšen del previdno podreti in ponovno zgraditi iz novejših in boljših materialov, ki so kompatibilni z originalnim. Uporabiti je potrebno vezne elemente, ki zagotavljajo dobro povezavo med starim in novim delom zidu. Dodatno se lahko uporabi armirano cementna obloga.

4.2 Metode za zagotovitev celovitosti delovanja konstrukcije

Cilj vseh teh metod je povezati posamezne elemente konstrukcije, da bi se konstrukcija obnašala kot celota. Stropne konstrukcije morajo biti toge v svoji ravnini, da se zagotovi enakomerna razporeditev potresnih sil. Iz slike 8 je razvidno, da je obnašanje zidov zelo odvisno od povezave sten in od tega, kako so stene povezane s stropovi.



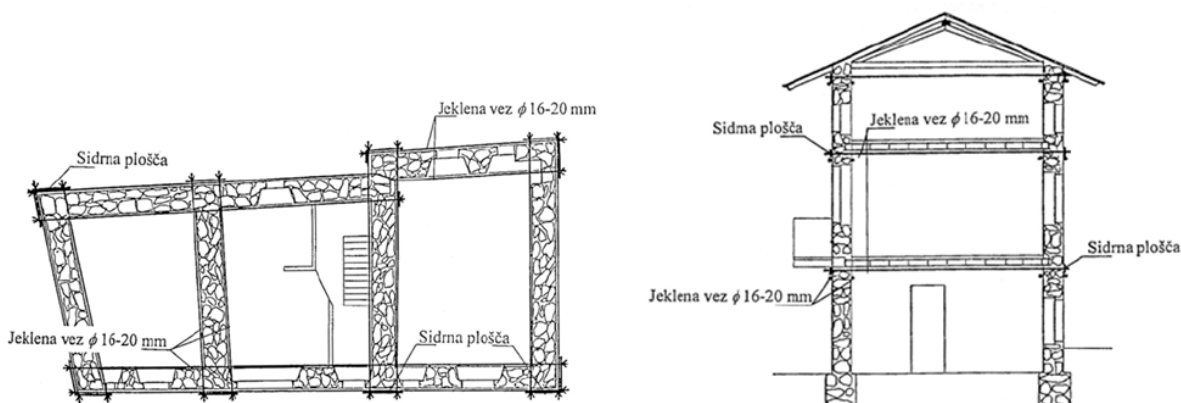
Slika 8: Obnašanje stavb z različnimi stropovi (a) leseni stropovi brez vezi, (b) leseni stropovi s povezanimi stenami in (c) togi stropovi in AB vezi (Tomažević, 1987)

4.2.1 Povezovanje zidov z jeklenimi vezmi

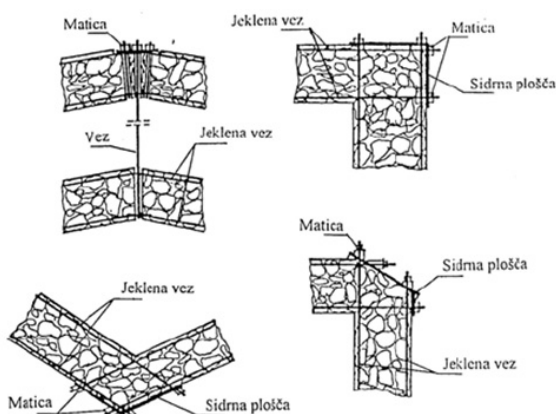
Povezovanje zidov z jeklenimi vezmi je znano že več stoletij. Običajno se jeklene vezi namesti tik pod stropno konstrukcijo. Uporabljajo se jeklene palice, ki imajo na koncu navoj, da se privijačijo na jeklene sidrne plošče. Vezi so nameščene simetrično na vsaki strani zidu v 4-5 cm globok utor v zidu ali pa so z jeklenimi stremeni prečno povezane preko lukenj v steni. Sidrne plošče morajo biti debeline vsaj 15 mm in nekoliko daljše od debeline zidu. Vstavijo se v steno na zglajeno površino. Jeklene vezi se med seboj povežejo in prednapnejo. Pomembno je, da vse jeklene dele zaščitimo pred korozijo.

V preteklosti se je izkazalo, da so bile vezi premera 16 mm ustrezne za stavbe normalnih velikosti, novejša raziskava pa vseeno priporočajo, da imajo palice premer vsaj 20 mm in da se jih prednapne na polovico njihove natezne nosilnosti.

Razporeditev jeklenih vezi in detajli za njihovo izvedbo so razvidni s slik 9 in 10.



Slika 9: Tloris in prerez čez stavbo, utrjeno z jeklenimi vezmi



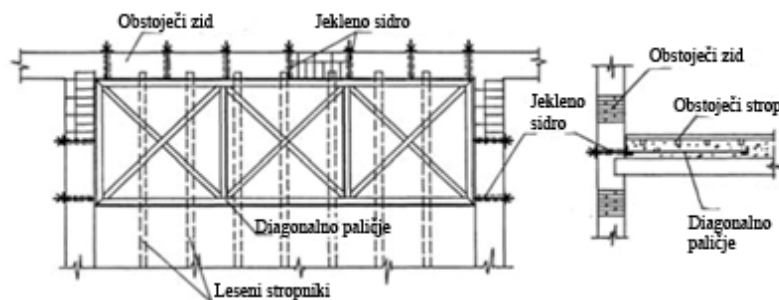
Slika 10: Detajli izvedbe jeklenih vezi

Namesto jeklenih je možno okrog stavbe na zunanji strani narediti tudi AB horizontalno vez v višini stropov, ki ravno tako služi povečanju togosti stropov.

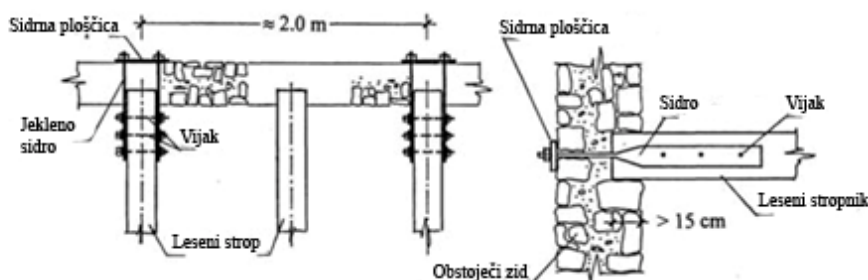
4.2.2 Izboljšanje stropov

Stare zidane zgradbe imajo redkokdaj toge stropove z vodoravnimi zidnimi vezmi, ki zagotavljajo škatlasto obnašanje. Osnovna naloga stropov je, da prenašajo navpično obtežbo: če so leseni stropovi stari in prepereli jih je večkrat potrebno zamenjati že zato, ker to zahteva njihova primarna funkcija. Lesene stropove se lahko zamenja z masivnimi stropovi ali se jih utrdi.

Utrdimo jih tako, da stropnike sidramo v zidove z jeklenimi vijaki in sidrnimi ploščicami (slika 11), sam strop pa povežemo z jeklenimi diagonalnimi vezmi (diagonalno paličje), ki jih na vogalih sidramo v zid (slika 12).

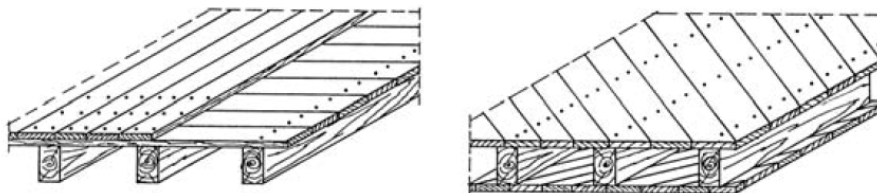


Slika 11: Sidranje stropov in diagonalno paličje (Tomažević, 2000)



Slika 12: Sidranje stropov v zidove – detajli (Tomažević, 2000)

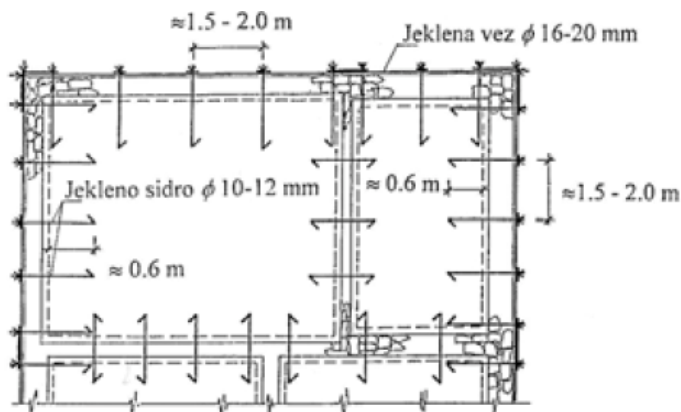
Dodatno jih lahko utrdimo tako, da stropnike povežemo z deskami, ki jih nanje pribijemo v dveh pravokotnih smereh ali pod kotom 45° (slika 13). Na tako izdelan opaž je možno izvesti tudi AB estrih, ki še dodatno utrdi stropno konstrukcijo.



Slika 13: Utrditev z deskami (Tomažević, 2000)

Leseni strop lahko zamenjamo z AB prefabriciranimi elementi, ki jih moramo sidrati v zid ali pa morajo nalegati na ležišča v zidu, ki so globine vsaj 150 mm. Prefabricirane plošče

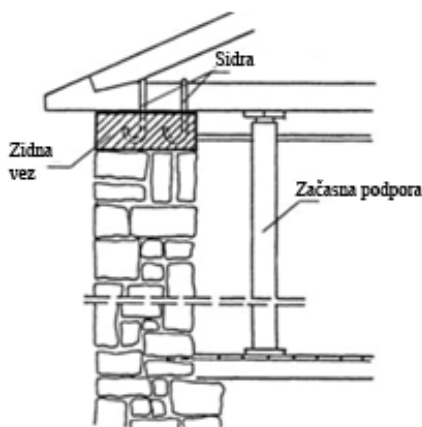
moramo povezati z armaturno mrežo in monolitno AB ploščo debeline vsaj 40 mm. Možno je prefabricirane elemente v celoti zamenjati z monolitno ploščo (slika 14).



Slika 14: Utrditev z AB ploščo (Tomažević, 2007)

4.2.3 Ukrepi na strešni konstrukciji

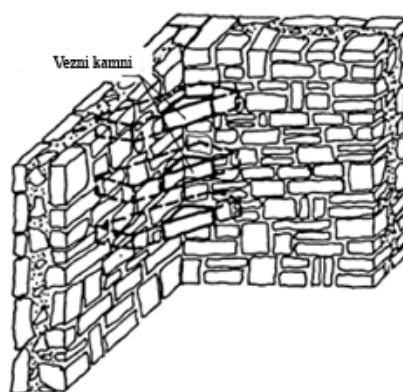
Masivne strešne konstrukcije, ki niso ustrezno sidrane v zidove, so večkrat vzrok za težke poškodbe starih zidanih zgradb, saj na vrhu stavbe, kjer se običajno razvijejo največji pospeški, med potresom povzročajo velike vztrajnostne sile. Ena možnost je, da težko strešno konstrukcijo nadomestimo z lažjo, lahko pa na vrhu zidov naredimo horizontalne zidne vezi. Strešne lege sidramo v zidove z jeklenimi sidri, pod legami pa se izvedejo AB vezi (slika 15).



Slika 15: Utrditev strehe z AB vezmi in sidranjem leg (Tomažević, 2000)

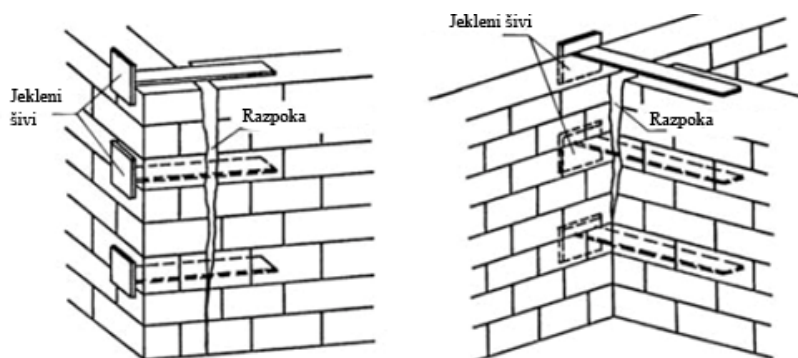
4.2.4 Utrditev in povezava zidov na vogalih

Na vogalih pri potresih pogosto prihaja do večjih razpok. Utrdimo jih z injektiranjem razpok, občasno pa je potrebno vogal v celoti rekonstruirati s pomočjo jeklenih »šivov« ali veznih kamnov. V primeru, da uporabimo vezne kamne moramo iz vogala na vsakih 50-75 cm po višini odstraniti zidake. Odprtino je potrebno očistiti in navlažiti, nato pa se vanjo diagonalno vstavijo vezni kamni. Preostanek luknje se zapolni s cementno pasto. Vezni kamni morajo biti na obeh straneh dovolj globoko vstavljeni v zid. Rezultat ukrepa je shematično prikazan na sliki 16.



Slika 16: Vezni kamni za utrditev vogalov (Tomažević, 2000)

Druga možnost je uporaba jeklenih šivov, ki so 40 x 4 mm veliki pravokotni jekleni ploščati lističi dolžine vsaj trikratne debeline stene, ki imajo na koncu privarjeno jekleno sidrno ploščico. V zid se napravijo luknje, v katere se vstavi jeklene šive, preostalo odprtino se zapolni s cementno pasto. Jeklene šive uporabimo na vsakih 50-75 cm po višini. Na sliki 17 je prikazana utrditev stika dveh zunanjih zidov (levo) in zunanje ter predelne stene (desno).

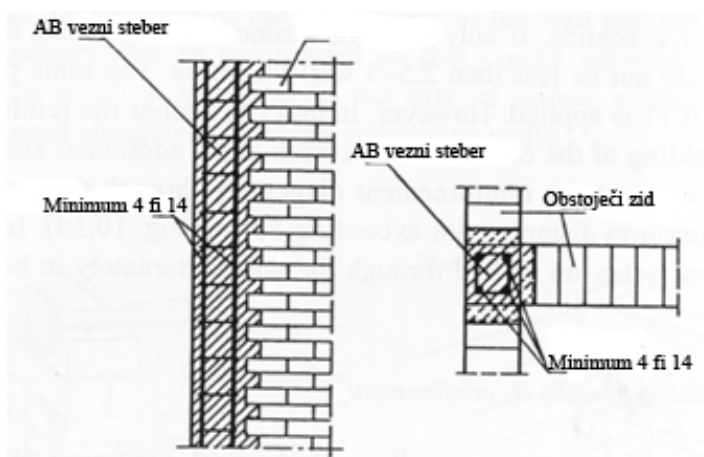


Slika 17: Jekleni šivi (Tomažević, 2000)

4.2.5 Ojačitev sten z horizontalnimi in vertikalnimi AB vezmi

Dodajanje vertikalnih vezi je smiselno na vogalih, na sečiščih sten in ob velikih odprtinah, saj poveča nosilnost konstrukcije in disipacijo energije zaradi povezanosti elementov. Vertikalne vezi je smiselno dograditi tam, kjer že obstajajo horizontalne vezi in togi stropovi.

Kjer želimo naknadno zgraditi vertikalno AB vez, odstranimo opeke eno za drugo, tako da je kontaktna površina med steno in vezjo nazobčana (slika 18). V vertikalni vezi mora biti premer vzdolžne armature vsaj 14 mm. Vertikalna armatura mora biti sidrana temelje in v višje ležečo horizontalno vez. Včasih se uporabljajo tudi stremena, ki jih sidramo v obstoječo steno. Vezni stebri morajo biti večji od 20 cm.



Slika 18: Vertikalne vezi (Tomažević, 2000)

4.3 Metode za izboljšanje zasnove konstrukcije

V konstrukciji se zaradi nepravilnega planiranja najpogosteje pojavijo napake, katerih posledica je velikokrat delna porušitev ali porušitev v celoti. Te napake so:

- nosilni elementi samo v eni smeri,
- nesimetrična razporeditev nosilnih elementov s posledičnimi torzijskimi vplivi,
- hitre spremembe togosti po višini konstrukcije.

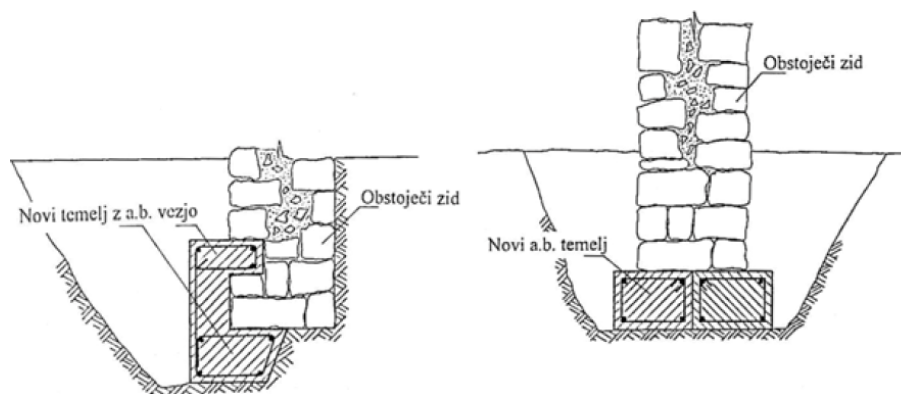
Napake je možno odpraviti z dodatno zgrajenimi AB stenami, ki zmanjšujejo torzijske vplive in imajo za posledico enakomernjšo nosilnost v obeh smereh. Nujno je, da se tak ukrep naredi že pred močnim potresom, saj se v nasprotnem primeru slabo zasnovana stavba poruši med delovanjem potresa.

4.4 Temelji

Redko se zgodi, da pri potresu popustijo temelji oziroma tla, vendar jih je v primeru sanacije vseeno smiselno utrditi in tako zagotoviti povezave med zidovi na nivoju temeljev. Na voljo je več tehnik za izboljšavo.

Mikropiloti in »jet grouting« sta tehniki za izboljšavo slabe zemljine pod temelji.

Temeljni zid lahko utrdimo z obbetoniranjem ali s podbetoniranjem, kar je razvidno iz slike 19.



Slika 19: Obbetoniranje (levo) in podbetoniranje temeljev (desno) (Tomažević, 2007)

5 POENOSTAVLJENA NELINEARNA METODA ZA OCENO OBNAŠANJA STAVB MED POTRESI (N2 METODA)

Investitorju je potrebno jasno povedati, kakšne poškodbe elementov konstrukcije, nekonstrukcijskih elementov in opreme lahko pričakuje z določeno verjetnostjo v življenjski dobi objekta ter kaj te poškodbe pomenijo v finančnem smislu (stroški popravila, izguba zaradi prekinitve obratovanja in podobno). Zanesljive ocene predvidenih poškodb ni mogoče dobiti brez uporabe nelinearne analize. Zaradi prezahtevnosti nelinearne dinamične analize, so se začele uveljavljati poenostavljene nelinearne metode, med katere sodi tudi N2 metoda (Fajfar, 2002). Temelji na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) pri monotonu naraščajoči horizontalni obtežbi (angl. »pushover«), medtem ko se potresna obremenitev določi s pomočjo elastičnega in neelastičnega spektra pospeškov. MDOF sistem je potrebno pretvoriti na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem), končni rezultat te metode pa je ocena poškodb in obnašanja konstrukcije zaradi delovanja potresa.

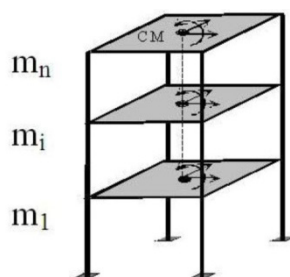
N2 metoda je zaradi uporabe SDOF sistema uporabna le za stavbe, ki nihajo pretežno v eni sami nihajni obliki, kar ne velja za visoke stavbe in torzijsko podajne konstrukcije, pri katerih je osnovna nihajna oblika torzijska.

V nadaljevanju so opisani posamezni koraki N2 metode, ki so del Evrokoda 8 - dodatek B.

5.1 Podatki o konstrukciji in potresni obtežbi

Za določitev poškodovanosti stavbe pri delovanju potresne obtežbe potrebujemo naslednje podatke:

- a) konstrukcijo modeliramo z modelom s tremi prostostnimi stopnjami v vsaki etaži (slika 20), zato izračunamo mase posamezne posameznih etaž v skladu z Evrokodom 8, ki tvorijo diagonalno masno matriko $[M]$

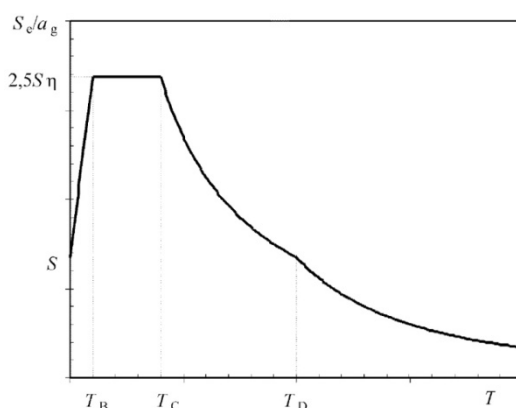


Slika 20: MDOF model (Fajfar, 2002)

- b) Model dopolnimo s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezne elemente konstrukcije.

Linijske elemente razširimo v nelinearno območje z uvedbo upogibnih plastičnih členkov na koncih in strižnih členkov na sredini elementov. Za vsak upogibni členek je potrebno v skladu z Evrokodom 8 uvesti nelinearen odnos med upogibnim momentom in zasukom oziroma odnos med prečno silo in pomikom za strižni členek.

- c) Potresno obtežbo definiramo z elastičnim spektrom pospeškov S_{ae} po EC 8 (slika 21).



Slika 21: Elastični spekter pomikov po Evrokodu 8 (Fajfar, 2002)

5.2 Spektri v AD format

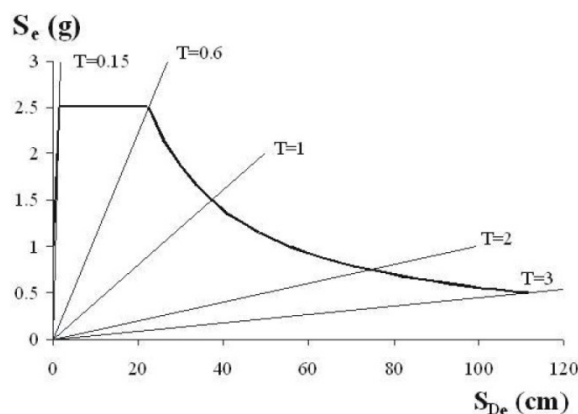
V N2 metodi je potrebno uporabiti elastični spekter v AD formatu in neelastične spektre pospeškov pri konstantni duktilnosti μ .

- a) Določitev elastičnega spektra v AD formatu.

Spekter pomikov je s spektrom pospeškov povezan z enačbo (5.1)

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (5.1)$$

Ko ju prikažemo skupaj na istem diagramu (slika 22), dobimo tako imenovani AD (pospešek- pomik) format. V tem formatu predstavljajo radialne linije iz izhodišča koordinatnega sistema vrednosti nihajnih časov ($T = konst$).



Slika 22: AD format elastičnega spektra normiran na 1.0 g (Fajfar, 2002)

b) Določitev neelastičnih spektrov za konstantne duktilnosti μ

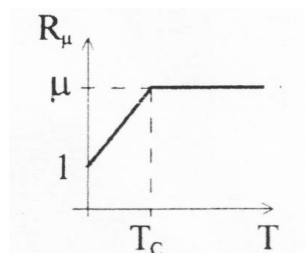
S poškodbami, ki so povezane z neelastičnimi deformacijami, se pri duktilnih konstrukcijah sipa energija. Ta ugodni vpliv zajamemo v računu približno tako, da zmanjšamo zahtevano nosilnost konstrukcije (potresne sile) z redukcijskim faktorjem R (v Evrokodu 8 je R imenovan faktor obnašanja q). Velikost tega faktorja je odvisna od sposobnosti konstrukcije, da se deformira v neelastičnem območju (duktilnost) in od dodatne nosilnosti (angl. *overstrength*), to je nosilnosti nad računsko potrebno nosilnostjo. Z redukcijskim faktorjem zmanjšamo vrednosti pospeškov v spektru. Pri tem smemo upoštevati le redukcijski faktor zaradi duktilnosti R_μ . Za neelastičen sistem z bilinearnim odnosom med obtežbo in pomikom lahko določimo spekter pospeškov S_a in pomikov S_d z naslednjimi enačbami, kar je razvidno s slike 24:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}, S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}, S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a. \quad (5.2)$$

V N2 metodi je odvisnost med R_μ in nihajnim časom podana s sliko 23 in enačbama:

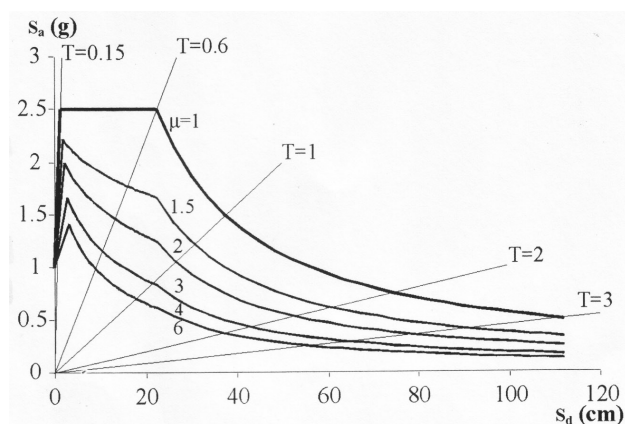
$$R_{\mu} = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \dots \quad T < T_c \quad (5.3)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \dots \quad T > T_c \quad (5.4)$$



Slika 23: $R_{\mu}(T)$ (Fajfar, 2002)

kjer je T_c karakteristični nihajni čas gibanja tal na meji med konstantnim spektralnim pospeškom in konstantno spektralno hitrostjo. Iz zgornjih enačb sledi, da je pri $T > T_c$, pomik neelastičnega sistema enak pomiku elastičnega sistema (enakost pomikov).



Slika 24: Neelastični spektri za različne duktilnosti μ normirani na 1,0 g (Fajfar, 2002)

5.3 Nelinearna statična analiza

5.3.1 Splošno

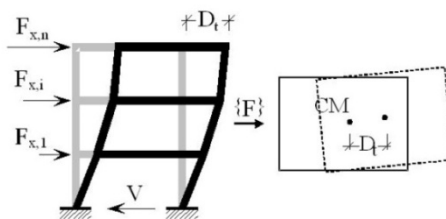
Nelinearna statična (angl. »pushover«) analiza je metoda za določanje kapacitete konstrukcije glede prenašanja obtežbe in pomikov. Naredimo jo tako, da MDOF model konstrukcije pri

konstantni vertikalni obtežbi obremenimo z vodoravno statično obtežbo, ki jo postopoma povečujemo in zasledujemo deformacije konstrukcije. Vodoravna statična obtežba simulira vztrajnostne sile, ki se pojavijo med potresom. Obtežbo običajno nanašamo v centru mas. Pri določeni velikosti statične obtežbe pride do tečenja prvega elementa konstrukcije in s tem do zmanjšanja togosti tega elementa in celotne konstrukcije. Pri nadaljnjem povečevanju obtežbe se postopoma pojavi tečenje tudi v drugih elementih. Togost konstrukcije se postopno zmanjšuje, dokler ne pride do plastičnega mehanizma. Sledi še povečevanje obtežbe na račun morebitnega utrjevanja materiala. Do porušitve konstrukcije pride pri deformaciji, pri kateri se nosilnost močno zmanjša (teoretično na 0, v praksi se upošteva dogovorjena vrednost, običajno 80 % maksimalne nosilnosti).

Nelinearna analiza je zahtevna. Najboljši način za izdelavo nelinearnega modela je, da se stopnja nelinearnosti modelira postopoma. V prvem koraku je najbolje izvesti statično analizo (npr. modalno analizo in analizo zaradi lastne in spremenljive obtežbe). Z rezultati te analize lahko kontroliramo elastične lastnosti našega modela. V naslednjem koraku dodamo v model plastične členke ter šele na koncu vključimo geometrijsko nelinearnost. Lastnosti plastičnih členkov določimo glede na zahtevnost analize (elasto-plastična analiza, trilinearna ovojnica z upoštevanjem mehčanja materiala), kar je podrobneje opisano v naslednjem poglavju. Z različnimi nelinearnimi analizami dobimo različne rezultate, s katerimi lahko določimo občutljivost parametrov na nelinearno analizo in podamo končno mnenje o obnašanju konstrukcije v nelinearnem območju. V tej nalogi to ni podrobno raziskano, uporabljen je bil elasto-idealno plastičen odnos med silo in pomikom.

Nelinearna statična analiza je lahko sestavljena iz poljubnega števila zaporednih obtežnih primerov. Vsaki nelinearni analizi priredimo različno obtežbo. Običajno se nelinearna statična analiza izvaja z različnimi porazdelitvami horizontalnih sil po višini konstrukcije (slika 25):

- nelinearna analiza zaradi lastne teže,
- nelinearna statična analiza zaradi prve oblike horizontalnih sil (sile glede na prvo nihajno obliko),
- nelinearna statična analiza zaradi druge oblike horizontalnih sil (sile sorazmerne masam etaž).



Slika 25: Porazdelitev sil po višini (Fajfar, 2002)

Pri nelinearni analizi zaradi lastne teže se običajno krmili sila (angl. »*force control*«), pri nelinearni analizi zaradi horizontalnih sil pa se krmilijo pomiki (angl. »*displacement control*«).

5.3.2 Postopek nelinearne statične analize

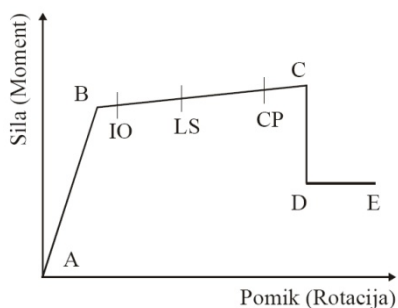
»Pushover« analiza poteka po naslednjem postopku:

- izdelava modela, ki se uporablja za elastično analizo. Gre za definicijo mreže, materialov, prerezov, risanje elementov in podpiranje modela, definicijo obtežbe, analizo in rezultate elastične analize.
- definicija statičnega obtežnega primera, ki se uporablja za nelinearno statično analizo. Poda se obliko sil, ki so po višini razporejene sorazmerno z masami etaž oziroma s prvo nihajno obliko.
- definicija nelinearne statične analize. V tem koraku definiramo obtežbo, ki se uporablja v nelinearni statični analizi, ter določimo parametre nelinearne statične analize.
- definicija plastičnih členkov in določitev plastičnih členkov linijskim elementom,
- zagon nelinearne statične analize,
- pregled in kontrola rezultatov nelinearne statične analize (»pushover« krivulja, itd.)
- izboljšanje modela, če rezultati nelinearne analize niso sprejemljivi.

5.3.3 Deformacijska krivulja plastičnega členka

Oblika standardne deformacijske krivulje členka je določena s petimi točkami: A – pomeni izhodišče, B – predstavlja točko tečenja (prva plastičnost členka), C – označuje mejno

nosilnost, D – predstavlja preostalo nosilnost, po delni porušitvi in E – označuje popolno porušitev. Obliko ovojnice, ki je prikazana na sliki 26, lahko poljubno spremenimo, v točkah B, C, D in E.



Slika 26: Oblika deformacijske krivulje plastičnega členka (Dolšek, 2007)

Vrednosti, ki pripadajo posameznim vmesnim stanjem poškodovanosti IO (angl. *Immediate Occupancy*), LS (angl. *Life Safety*) in CP (angl. *Collapse Prevention*), se razlikujejo v odvisnosti od tipa elementa in tudi mnogih drugih parametrov, definiranih v dokumentih ATC-40 in FEMA-273 (<http://www.atccouncil.org/pdfs/atc40toc.pdf> in <http://www.wbdg.org/ccb/FEMA/ARCHIVES/fema273.pdf>).

5.3.4 Rezultati nelinearne statične analize

Kot rezultat nelinearne statične analize lahko dobimo:

- izpis diagrama prečna sila - pomik pri določeni kontrolni točki (običajno na vrhu konstrukcije v centru mas),
- izpis diagrama prečna sila - pomik pri določeni kontrolni točki v formatu AD, kjer se na navpični osi rišejo pospeški in na vodoravni osi pomiki. Izhodni podatki omogoča primerjavo potresnih obremenitev in kapacitete stavbe na isti sliki,
- grafično lahko vidimo formacijo členka in stanje vsakega členka ob posameznem koraku »pushover« analize,
- grafični izpis notranjih sil za vsak korak analize,
- izpis tabel za prečno silo – pomik v vsaki točki »pushover« krivulje, skupaj s tabelami, ki izpisujejo število členkov nad določeno kontrolno točko, pač glede na njihovo krivuljo sila-pomik,
- izpis tabel z vrednostmi krivulje kapacitete

5.4 Ekvivalenten model z eno prostostno stopnjo (SDOF model)

V N2 metodi uporabimo spektre odziva, ki so po definiciji uporabni za sisteme za eno prostostno stopnjo. Zato moramo sistem z več prostostnimi stopnjami prevesti na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo. Pretvorbo naredimo posebej za x in y smer. Postopek je naslednji:

- a) Določitev mase SDOF sistema m^*

Po enačbi iz SIST EN 1998-1: 2006 (Dodatek B) določimo maso ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo:

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (5.5)$$

Upoštevamo, da je $\phi_n = 1$, kjer n označuje vrhajo etažo.

- b) Pretvorba MDOF količin v SDOF količine

Sila F^* in pomik d^* ekvivalentnega SDOF sta določena z:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (5.6)$$

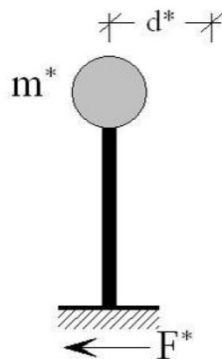
$$d^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (5.7)$$

kjer sta F_b in D_t celotna prečna sila in pomik v kontrolni točki za MDOF sistem. Transformacijski faktor Γ je odvisen od privzetega približka za nihajno obliko ϕ ter od razporeditve mas in je določen kot:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (5.8)$$

Oblika odnosa med obtežbo in pomikom, togosti in nihajni časi se ohranijo. Za ekvivalenten SDOF sistem, ki je prikazan na sliki 27, velja enak diagram obtežba – pomik kot za MDOF sistem, le merilo je spremenjeno. V enačbah je upoštevano, da je

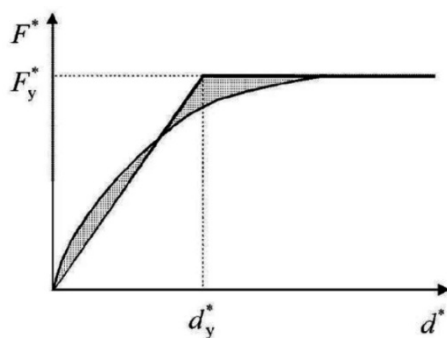
deformacijska oblika ϕ normirana tako, da znaša pomik na vrhu $\phi_n = 1$. V posebnem primeru, ko predpostavimo konstantno obliko po višini ($\phi = 1$), dobimo $\Gamma = 1$ in $m^* = \sum m_i$. V ostalih primerih je Γ praviloma večji od 1.



Slika 27: Ekvivalenten SDOF model (Fajfar, 2002)

c) Idealizacija odnosa med silo F^* in pomikom d^*

Odnos sila – pomik pretvorimo v bilinearno obliko, kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje brez utrditve. Rezultati analize so odvisni predvsem od izbire ekvivalentne elastične togosti. V SIST EN 1998-1:2006 (dodatek B) je podano pravilo za idealizacijo tako, da sta površini pod dejanskim in idealiziranim odnosom med obtežbo in pomikom kontrolne točke enaki (slika 28).



Slika 28: Določitev idealiziranega elasto-idealno plastičnega odnosa $F - d$ (Fajfar, 2002)

Sila tečenja $F_y^* = S_{ay}$, ki predstavlja tudi nosilnost idealiziranega sistema, je enaka celotni prečni sili pri tvorbi plastičnega mehanizma.

d) Določitev nihajnega časa T^* SDOF sistema

Potrebno je določiti nihajni čas idealiziranega SDOF sistema v elastičnem območju, ki se po SIST EN 1998-1 izračuna kot:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (5.9)$$

kjer sta F_y^* in d_y^* nosilnost in pomik na meji tečenja.

e) Določitev krivulje kapacitete

Idealiziran odnos med silo in pomikom se bo primerjal z zahtevami potresa, ki bo definiran v AD formatu. V ta namen je potrebno silo F^* deliti z maso ekvivalentnega SDOF sistema m^* :

$$S_{ay} = \frac{F^*}{m^*} \quad (5.10)$$

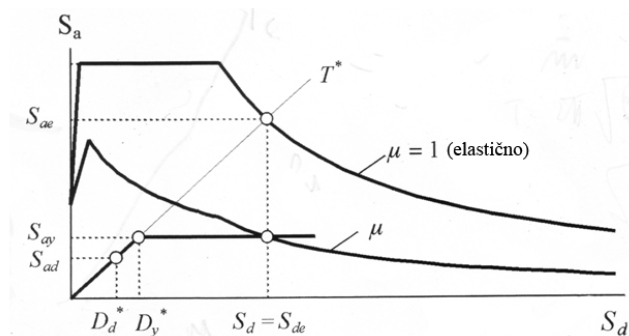
Dobljeni diagram imenujemo krivulja kapacitete (angl. *capacity curve*).

5.5 Potresne obremenitve SDOF sistema

a) Določitev redukcijskega faktorja R_μ

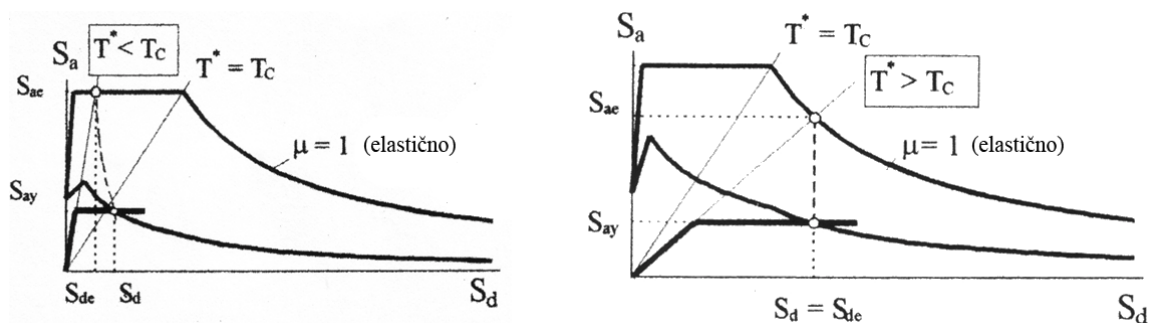
Presečišče radialne linije, ki predstavlja elastični nihajni čas T^* idealiziranega bilinearnega sistema z elastičnim spektrom S_{ae} določa zahteve potresa izražene s pospeškom in pomikom, ki bi ju morala konstrukcija prenesti, če naj bi med potresom ostala v elastičnem območju. Pospešek na meji tečenja S_{ay} predstavlja tako zahteve kot kapaciteto neelastične konstrukcije. Redukcijski faktor R_μ je definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema, kar je razvidno iz slike 29 in enačbe (5.11).

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (5.11)$$



Slika 29: Elastični in neelastični spekter ter diagram kapacitete (Fajfar,2002)

- b) Za določitev ciljnega pomika $S_d = D_t$ se uporabljata različna izraza za konstrukcije z nihajnimi časi v območju kratkih nihajnih časov (slika 30 levo) in za konstrukcije z nihajnimi časi v območju srednjih in visokih nihajnih časov (slika 30 desno).



Slika 30: Določitev mejnega pomika za ekvivalenten SDOF sistem (Fajfar, 2002)

Ciljni pomik konstrukcije z nihajnim časom T^* in neomejenim elastičnim obnašanjem je določen z:

$$S_{de}(T^*) = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (5.12)$$

kjer je $S_e(T^*)$ vrednost v elastičnem spektru pospeškov pri nihajnem času T^* . Mejni nihajni čas med območjema kratkih in srednjih nihajnih časov je T_c .

- Območje kratkih nihajnih časov $T^* < T_c$

Če velja $\frac{F_y^*}{m^*} = S_{ay} > S_e(T^*)$, je obnašanje elastično in velja:

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad (5.13)$$

Če velja $\frac{F_y^*}{m^*} = S_{ay} < S_e(T^*)$, je odziv neelastičen in velja:

$$S_d = \frac{S_{de}(T^*)}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*}\right) \geq S_{de}(T^*) \quad (5.14)$$

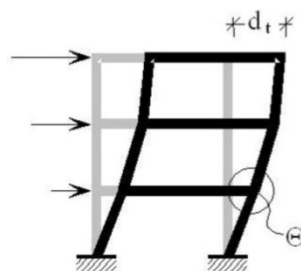
- V območju srednjih in dolgih nihajnih časov $T^* \geq T_c$ velja pravilo o enakosti pomikov, po katerem je pomik neelastične konstrukcije S_d enak pomiku pripadajoče elastične konstrukcije $S_{de}(T^*)$.

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad (5.15)$$

5.6 Globalne in lokalne potresne obremenitve MDOF sistema

Po določitvi ciljnega pomika lahko izračunamo lokalne obremenitve.

- Ciljni pomik za sistem MDOF je določen z $D_t = \Gamma S_d$, kjer je Γ faktor za transformacijo. Ciljni pomik ustreza kontrolni točki.
- Za določitev lokalnih obremenitev moramo izvesti nelinearno statično analizo MDOF modela, kot v koraku 5.3 do pomika D_t , kar je prikazano na sliki 31.



Slika 31: »Pushover« analiza MDOF modela do pomika D_t (Fajfar, 2002)

- Določimo lokalne obremenitve (npr. etažne pomike, rotacije θ , sile v krhkih elementih, pospeške za opremo), ki ustrezajo D_t .

5.7 Vpliv obtežbe v dveh smereh

Kombinirati je potrebno globalne in lokalne obremenitve, dobljene s statičnima analizama za x in y smeri. Trenutno je predlagana enaka kombinacija, kot se uporablja pri elastični analizi, in sicer SRSS (kvadratni koren vsote kvadratov).

5.8 Ocena obnašanja

Primerjati je potrebno globalne in lokalne obremenitve s kapacitetami za relevantno stanje konstrukcije. Ko je kapaciteta konstrukcije večja od zahteve, je obnašanje sprejemljivo.

6 PROGRAM 3MURI

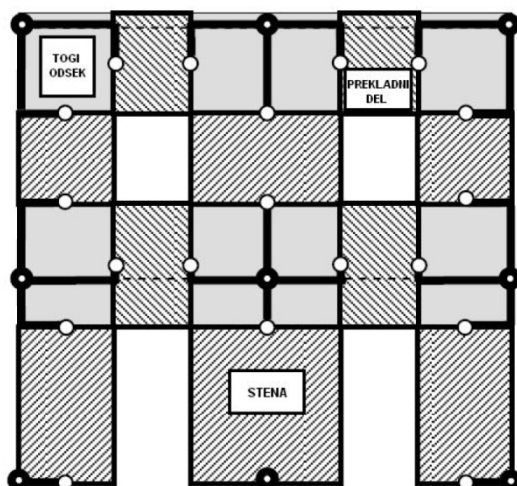
Za potrebe tega dela je bil uporabljen relativno nov in zmogljiv program 3Muri. Program je namenjen nelinearni statični analizi obstoječih in novih zidanih konstrukcij. Splošni opisi so večinoma povzeti po različnih delih priročnikov za uporabo programa (S.T.A. Data, 2009).

6.1 Splošno o programu

Prostorsko modeliranje celotnih nearmiranih zidanih zgradb se začne z nekaterimi hipotezami o konstrukcijskem in potresnem obnašanju, ki jih upošteva program 3Muri in so podrobneje opisane v poglavju 2. Stene so nosilni elementi za horizontalno obtežbo, plošče pa so ploskovni elementi, ki služijo za raznos vertikalne obtežbe na stene in ne nosijo v svoji ravnini (membrana). Od togosti plošče je odvisno, kako se bo na stene razporedila horizontalna obtežba. Lokalno upogibno obnašanje plošč in odziv sten izven svoje ravnine se v programu ne računata, ker ju zaradi globalnega odziva konstrukcije zanemarimo. Globalni potresni odziv konstrukcije je možen le, če so vertikalni in horizontalni elementi med seboj primerno povezani. Stena je modelirana kot okvir iz nelinearnih elementov, ki predstavljajo dejansko obnašanje zidanih panelov.

6.2 Modeliranje stene za opis obnašanja v svoji ravnini

Privzeto je, da vsako steno zgradbe razdelimo na zidove - sople in prekladne dele, ki so modelirani kot nelinearni elementi in so medsebojno povezani s togimi odseki. Nelinearni nosilci so modelirani z linijskim elementom, ki ima dve vozlišči, togi deli pa so uporabljeni za prenos statičnih in kinematičnih spremenljivk med končnimi deli elementov. Ekvivalentni okvirni model program ustvari avtomatsko (slika 32).



Slika 32: Modeliranje stene v programu 3Muri

6.3 Teoretično ozadje programa

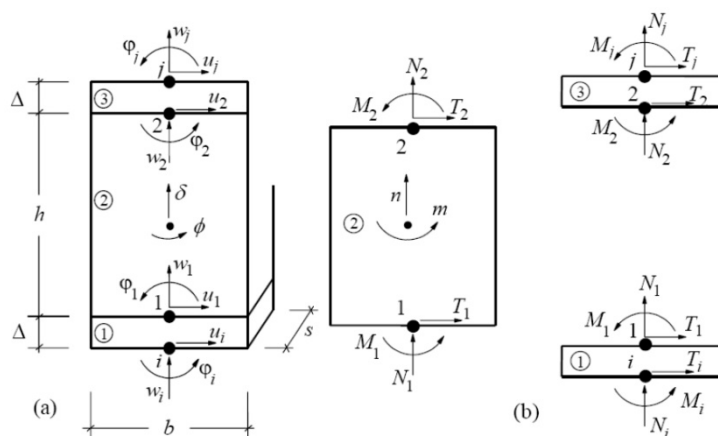
6.3.1 Makroelementi

Makroelement, ki predstavlja zidano steno mora biti takšen, da pravilno predstavlja obnašanje celotne stene in dovoljuje izpeljavo ravnotežnih enačb z omejenim številom kinematičnih neznank. Omogočati mora zajem mehanizmom porušitve, poškodovanosti in disipacijo energije.

Stena širine b in debeline s je sestavljena iz treh delov (slika 33). Osna in upogibna deformabilnost sta skoncentrirani v skrajnih robnih delih **1** in **3**, ki sta infinitezimalno majhne višine Δ in sta neskončno strižno togi. Srednji del **2** ima višino h , je strižno podajen in ima neskončno osno ter upogibno togost. Na ta način lahko celoten makroelement opišemo s po tremi prostostnimi stopnjami v vozliščih i in j ter z dvema v osrednjem delu.

Zgornji pogoji določajo naslednje kinematične povezave:

$$u_1 = u_i, u_2 = u_j, w_1 = w_2 = \delta \text{ ter } \varphi_1 = \varphi_2 = \phi \quad (6.1)$$

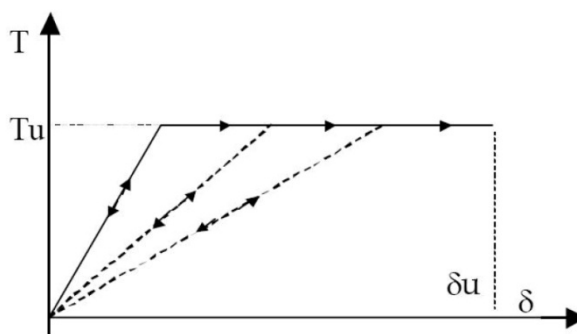


Slika 33: Model makroelementa v 3Muriju

Strižni mehanizem porušitve se vzpostavi v srednjem delu, upogibni mehanizem pa na skrajnih robovih.

Obnašanje makroelementov med analizo točneje opisujejo:

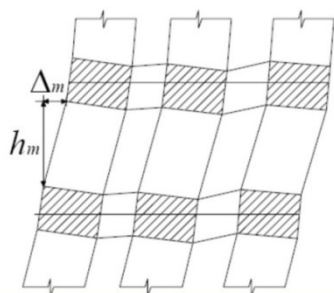
- začetna togost, ki ima elastične lastnosti (razpokan prerez),
- bilinearno obnašanje, z maksimalnimi vrednostmi pri strigu in upogibnem momentu, ki sta izračunani pri mejnem stanju nosilnosti,
- porazdelitev notranjih sil glede na ravnotežje elementa,
- upoštevanje mejnega stanja uporabnosti, glede na globalne in lokalne parametre za poškodbe,
- zmanjšanje togosti v plastičnem območju (slika 34),
- kontrola duktilnosti iz definiranega mejnega pomika (δ_u) iz porušnega mehanizma,
- porušitev elementa pri mejnem pomiku, brez prekinitve globalne analize.



Slika 34: Nosilnost makroelementa

6.3.2 Mejni pomiki

Zgornji makroelement je dokončno definiran šele z uvedbo mejnih pomikov (slika 35). V skladu s standardom je določena maksimalna sprejemljiva deformacija zaradi striga oziroma upogiba. V primeru, da so te vrednosti presežene, makroelement ni več sposoben prenašati potresne obtežbe, zato ga 3Muri nadomesti s palico, ki nima niti upogibne niti strižne nosilnosti.

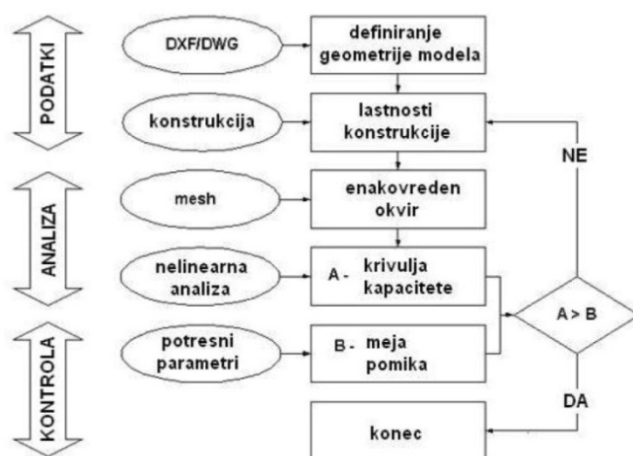


Slika 35: Mejni etažni pomik

V primeru analize zidanih konstrukcij so mejne vrednosti izražene kot:

$$\delta_m^{DL} = \frac{\Delta_m}{h_m} = \delta_u \begin{cases} 0,004 \text{ Strig} \\ 0,008 \text{ Upogib} \end{cases} \quad (6.2)$$

Etažni pomik se izračuna s pomočjo kinematičnih količin predstavljenih v prejšnjem poglavju. Program 3Muri deluje po shemi, prikazani na sliki 36. Na ta način bom program tudi opisal.



Slika 36: Shema delovanja programa

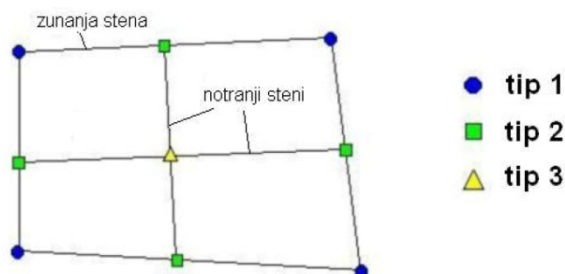
6.4 Podatki

V tem delu je potrebno v program vstaviti podatke potrebne za analizo.

6.4.1 Definiranje geometrije sten

Najprej je potrebno vnesti geometrijske podatke o konstrukciji (tlorisno razporeditev sten, višine etaž, itd). Geometrijo stavbe lahko uvozimo direktno iz Autocada.

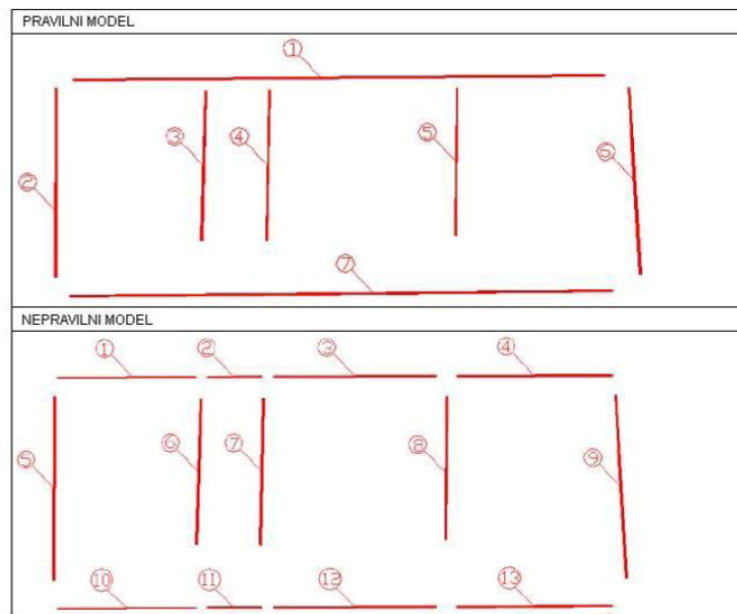
Stene, ki jih definiramo na arhitekturni podlogi se avtomatsko povežejo med seboj v vozliščih, ki so obarvana modro (tip 1), zeleno (tip 2) ali rumeno (tip 3). Vozlišča tipa 1 predstavljajo meje zunanjih sten, vozlišča tipa 2 pa predstavljajo zvezo zunanje stene z notranjo steno. Med postavljanjem sten program avtomatsko tvori vozlišča tipa 3, ki predstavljajo sečišča sten in so bolj vizualnega pomena za pomoč pri vstavljanju plošč, nosilcev in vezi. Vse je razvidno s slike 37. Skozi vse faze projektiranja lahko spreminjamo geometrijo sten v vseh etažah, jih izbrišemo ali dodajamo.



Slika 37: Definicija vozlišč

Modelu pripišemo etaže tako, da jih vpišemo v tabelo. Etaže imajo zaporedno številko nivoja, ki ga lahko posamezno vključimo kot vidnega ali nevidnega in aktiviramo takrat, ko mu želimo definirati zidove ali plošče.

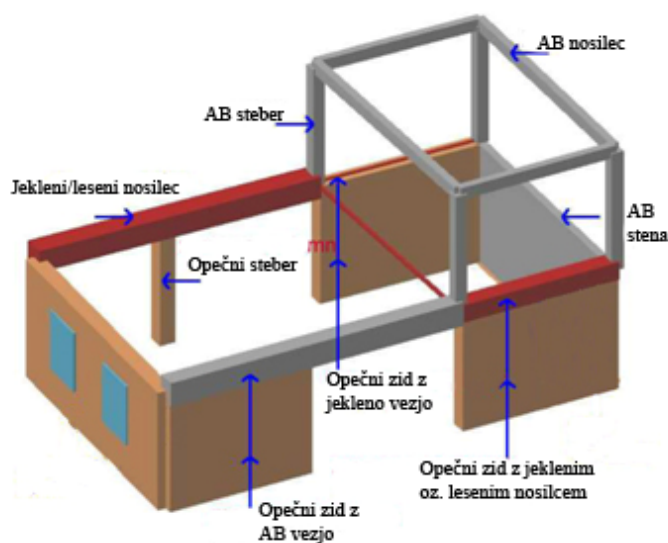
Pri vnašanju sten v model je pomembno, da jih ne delimo na posamezne manjše stene tam, kjer se nahajajo vozlišča (slika 38). Program 3MURI lahko sam popravi model s funkcijo »Model self correction/Analyse Walls«.



Slika 38: Pravilno modeliranje sten

6.4.2 Vstavljanje nosilnih elementov in ojačitev

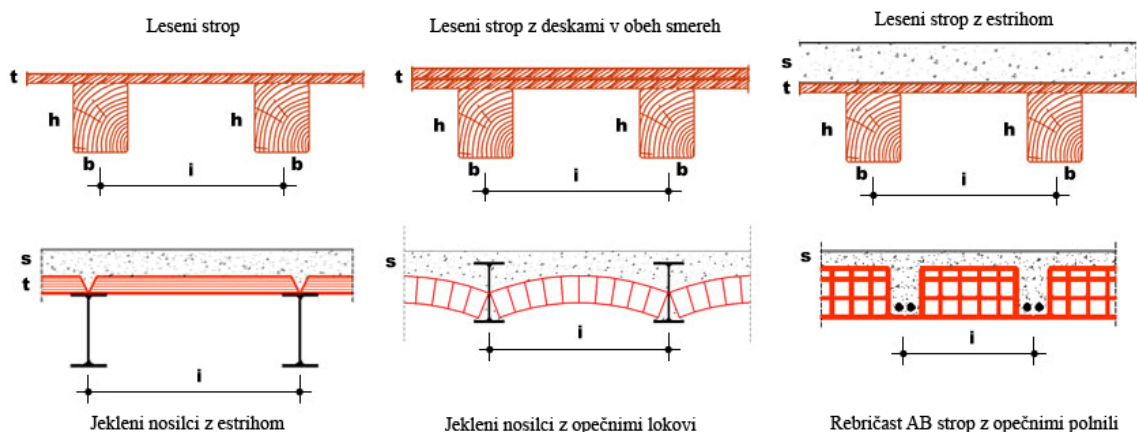
V programu lahko uporabimo: AB stebre, AB nosilce, AB steno, AB vezi, jeklene vezi, jeklene/lesene nosilce, nearmirano in armirano zidovje (slika 39). Podati je potrebno tudi odprtine.



Slika 39: Različni nosilni elementi

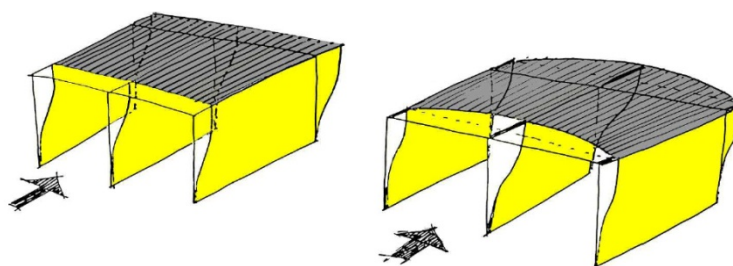
6.4.3 Podajanje stropov in obtežbe

V 3Muriju je možno podati več tipičnih realnih stropov, ki so prikazani na sliki 40.



Slika 40: Različni stropovi, ki jih je mogoče modelirati v programu 3Muri

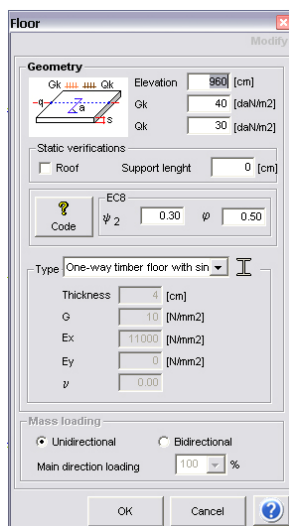
Poleg tega je mogoče podati tudi različne opečne oboke ali povsem splošen strop ter različno močne povezave stropov z zidovi. 3Muri po posebnem algoritmu preračuna togost posameznega tipa stropu, česar nam žal še ni uspelo izvedeti od razvijalcev programa. Tako 3Muri omogoča bolj realno modeliranje stropov, saj se v večini ostalih programov stropove modelira kot toge diafragme (slika 41).



Slika 41: Toga diafragma (levo) in podajen strop (desno)

Na sliki je razvidna razlika v obnašanju »toge diafragme« in podajnega stropu. Strop z večjo togostjo omogoča enakomernjši raznos obtežbe po zidovih in sodelovanje vseh sten pri prenosu obtežbe, kar je še posebno pomembno pri neelastičnem obnašanju. To je razlog, da današnji standardi zahtevajo izvedbo togih stropov (npr. AB plošč). V starejših stavbah takšnih stropov večinoma ne najdemo, zato je za modeliranje nujno, da program omogoča

uporabo podajnih stropov. Primerjava obnašanja je narejena na konkretnem primeru v nadaljevanju naloge.



Slika 42: Podajanje obtežbe

Hkrati s tipom stropa je potrebno podati tudi obtežbo, ki jo program uporabi za izračun mas v vozliščih in vertikalne obremenitve elementov (slika 42). Mase program izračuna v skladu z Evrokodom 8. Omeniti velja, da program uporablja precej nenavadne oznake, saj so enote za silo daN (dekaNewton), za maso kg ter za razdaljo cm.

6.4.4 Materialne lastnosti

Vsakemu nosilnemu elementu je potrebno podati debelino in material.

Pri novih stavbah lahko materialne lastnosti (elastični modul E , strižni modul G , specifično težo w , tlačno trdnost f_m , začetno strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti f_{vm0} , mejno vrednost strižne trdnosti f_{vlim}) definiramo sami. Druga možnost je, da definiramo karakteristično tlačno trdnost malte f_{bk} , f_{vlim} , tip malte, tip zidaka, specifično težo zidakov, ostale vrednosti pa program izračuna sam.

Pri obstoječih zgradbah se materialne lastnosti lahko definirajo posamezno lahko pa uporabimo okno »Material parameters« in si izberemo tip zidovja iz zbirke, ki jo ponuja

program ter stopnjo zaupanja. Elastični modul E , strižni modul G , specifično težo zidakov w , tlačno trdnost f_m in strižno trdnost zidovja τ , program izračuna v skladu s predpisi. Možno je podati tudi ustrezne karakteristike drugih materialov: armiranega betona, lesa in jekla.

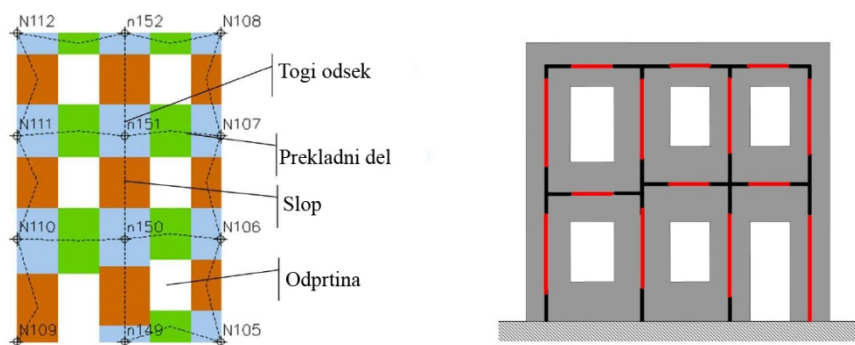
Materialne lastnosti starih stavb so zelo nezanesljiv podatek, katerega je tudi težko pridobiti, zato je v nadaljevanju prikazan vpliv materialnih lastnosti na potresno odpornost stavbe.

6.5 Analiza

Analiza konstrukcije je razdeljena na dve fazi. V prvi se avtomatsko ustvari ekvivalenten okvirni model, nato pa sledi nelinearna statična (»pushover«) analiza, iz katere izhaja krivulja kapacitete. Vzporedno nelinearni statični analizi program izvede še elastično statično kontrolo vertikalne nosilnosti in modalno analizo.

6.5.1 Definicija ekvivalentnega okvirja

Iz geometrije modela in vstavljenih elementov konstrukcije program izpelje podatke za ekvivalenten okvir (slika 43). Po analizi se ustvari »mesh« - mreža, ki definira linijske elemente kot stebre (rjava barva), nosilce (zelena barva) ali toge odseke (modra barva). Te elemente lahko naknadno modificiramo, če je to potrebno. Program v primeru nepravilne geometrije stavbe včasih zelo čudno generira mrežo, zato je potrebno biti pazljiv. V naslednji verziji 4.0 (mi smo uporabljali verzijo 3.30) je omogočen popoln nadzor nad mrežo elementov, kar za verzijo 3.30 žal še ne velja.



Slika 43: Ekvivalenten okvir – mreža

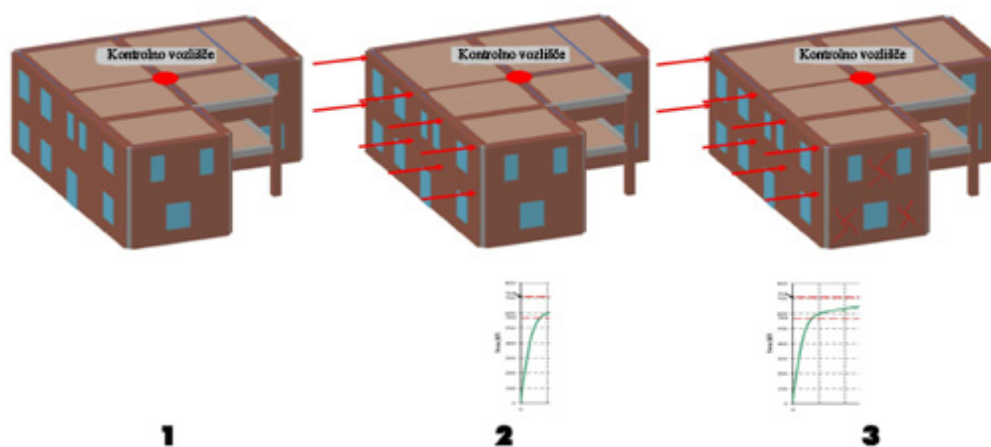
6.5.2 Nelinearna analiza

3Muri raziskuje globalno obnašanje celotne konstrukcije skozi nelinearno analizo, ki je v nadaljevanju po fazah predstavljena.

V prvi fazi konstrukcija še ni obremenjena s horizontalno obtežbo, zato je potrebno določiti kontrolno vozlišče. Izbira tega vozlišča je pomembna predvsem pri podajnih stropovih (slika 44).

V drugi fazi začne program, v skladu s predpostavljeno razporeditvijo, v vozlišča konstrukcije nanašati obtežbo. Sprva je obnašanje elastično (slika 44).

V tretji fazi obtežba narašča in nekateri elementi se poškodujejo. Konstrukcija gre iz elastičnega v plastično obnašanje (slika 44).

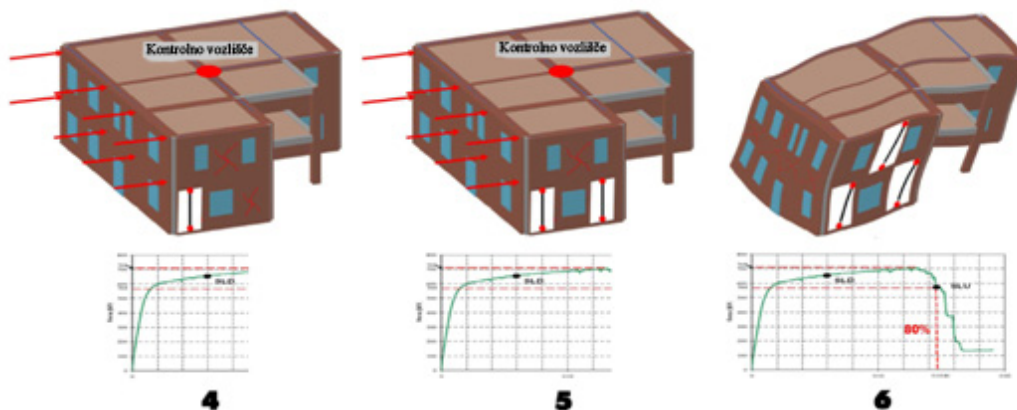


Slika 44: Faze 1, 2, 3 »pushover« analize

V četrti fazi se zaradi povečevanja horizontalne obtežbe nekateri elementi porušijo. 3Muri porušene elemente od tu naprej upošteva kot palice, ki ničesar ne doprinesejo k horizontalni nosilnosti celotne stavbe, vseeno pa prenašajo vertikalne obtežbe (slika 45).

V peti fazi se število elementov, ki dosežejo mejno nosilnost poveča. V »pushover« krivulji je dosežen vrh, kar predstavlja maksimalno horizontalno nosilnost konstrukcije (slika 45).

V zadnji – šesti fazi je porušenih že toliko elementov, da »pushover« krivulja pade pod 80 % maksimalne horizontalne nosilnosti. Takšen padec horizontalne nosilnosti 3Muri privzame kot porušitev stavbe (slika 45).



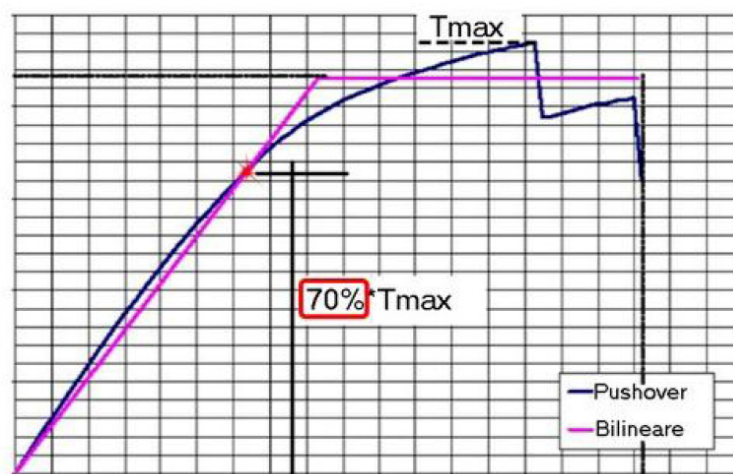
Slika 45: Faze 4, 5, 6 »pushover« analize

Pri definiciji potresne obtežbe se programu poda vrednosti pospeška tal, faktorja pomembnosti in vrsto zemljine. Nato se v meniju »computation« izbere analizo, ki naj jo program izračuna. Program ponudi vse možne kombinacije glede na smer potresa, +X, -X, +Y in -Y, enakomerno porazdelitev obtežbe (angl. »masses«) ter modalno (angl. »first mode«) in slučajni 5% ekscentričnosti mas v obeh smereh. Ekscentričnost je možno poljubno spreminjati. Celotna analiza torej obsega 24 računskih primerov, kar pa vseeno ne vzame preveč časa, saj 3Muri odlikuje zelo hiter izračun »pushover« analize tudi pri zelo velikih konstrukcijah.

V tem koraku velja omeniti, da je stopnja kontrole programa v tej fazi precej majhna, saj vmesnih rezultatov ne shranjuje. Ni razvidno, kako program razporedi maso po etažah ter kako jo izračuna. Ni možno videti spektra, ki ga je uporabil, katere lastne nihajne oblike je uporabil pri izračunu. Nemogoče je videti dejansko razporeditev horizontalnih sil, itd. To naredi program enostavnejši za uporabnika, vendar bi bilo zaželeno, da bi program dopuščal možnost kontrole vsaj nekaterih procesov analize.

6.5.3 Rezultati

Program definira presečišče »pushover« krivulje in bilinearnega diagrama pri 70% vrednosti maksimalne strižne sile T_{max} , kar je del N2 metode in je prikazano na sliki 46.



Slika 46: Določitev bilinearne ovojnice v N2 metodi

Rezultati, ki jih dobimo s programom so naslednji:

- »pushover« krivulja,
- pomiki, notranje sile ter reakcije za različne stene za vsak korak »pushover« analize,
- napetosti v temeljnih tleh za vsak korak analize,
- poškodovanost in mehanizem porušitve za vsak element v vsakem koraku analize, kar je zelo pregledno prikazano z barvami in animacijo v različnih pogledih, tako da se hitro vidi šibke točke konstrukcije, ki se jih lahko po potrebi utrdi,
- program primerja pomik, ki je izračunan iz konstrukcije, s pomikom, ki ga predpisuje standard,
- modalna analiza,
- kontrola ekscentričnosti zidanih elementov in statična kontrola njihove osne nosilnosti,
- 3Muri prikaže tudi nekatere od vmesnih rezultatov
 - T^* - nihajni čas SDOF sistema,
 - m^* - efektivna masa SDOF sistema,

- w - masa MDOF sistema,
- duktilnost μ ,
- pospešek tal, ki povzroči MSN,
- pospešek tal, ki povzroči MSU,
- kontrola MSN,
- kontrola MSU.

Žal v tej verziji še ni možen avtomatski izpis ocene potresne odpornosti.

Program kontrolira MSN, pri čemer so mejne vrednosti določene s:

- porušitvijo pri zmanjšanju nosilnosti na vrednost 80% maksimalne nosilnosti,
- porušitvijo prvega elementa,
- mejno vrednostjo faktorja konstrukcije bilinearnega sistema q^* .

Pri kontroli MSU je mejna vrednost določena z mejno vrednostjo pomika etaže.

7 PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI

V tem poglavju je prikazana in opisana zasnove stare stavbe, na kateri je bila izvedena analiza potresne odpornosti. Opisan je material, obtežba konstrukcije in podroben postopek modeliranja stavbe s programom 3Muri. Preverjena je smiselnost rezultatov in delovanje programa v skladu z N2 metodo. Na koncu je prikazanih 9 primerov ocene potresne odpornosti stavbe, ki so razdeljeni v tri sklope. V prvem sklopu je bila raziskana odvisnost potresne odpornosti od nezanesljivih materialnih podatkov. Drugi sklop predstavlja težave pri modeliranju realnih podajnih stropov, v tretjem sklopu pa je opisan vpliv nekaterih ojačitev na potresno odpornost stavbe.

7.1 Opis konstrukcije

Analizirali smo potresno odpornost stare zgradbe, ki se nahaja v centru Ljubljane in je bila zgrajena v letu 1937. Stavba je prikazana na fotografiji (slika 47).



Slika 47: Fotografija obravnavane zgradbe iz leta 1937

7.1.1 Zasnova konstrukcije

Gre za dve enaki hiši, ki imata skupno steno. V vsaki od hiš je po 6 stanovanj, ki se nahajajo v pritličju in dveh nadstropjih. Tloris posamezne etaže je v vsaki od obeh hiš enak in se ne spreminja po višini. Tipičen tloris in prerez sta z dimenzijami prikazana na slikah 48 in 49. Tlorisne dimenzije so 34 m x 10,5 m, stavba pa je visoka 9,6 m brez strehe oziroma 14,35 m z njo. Višina vsake etaže je 3,2 m.

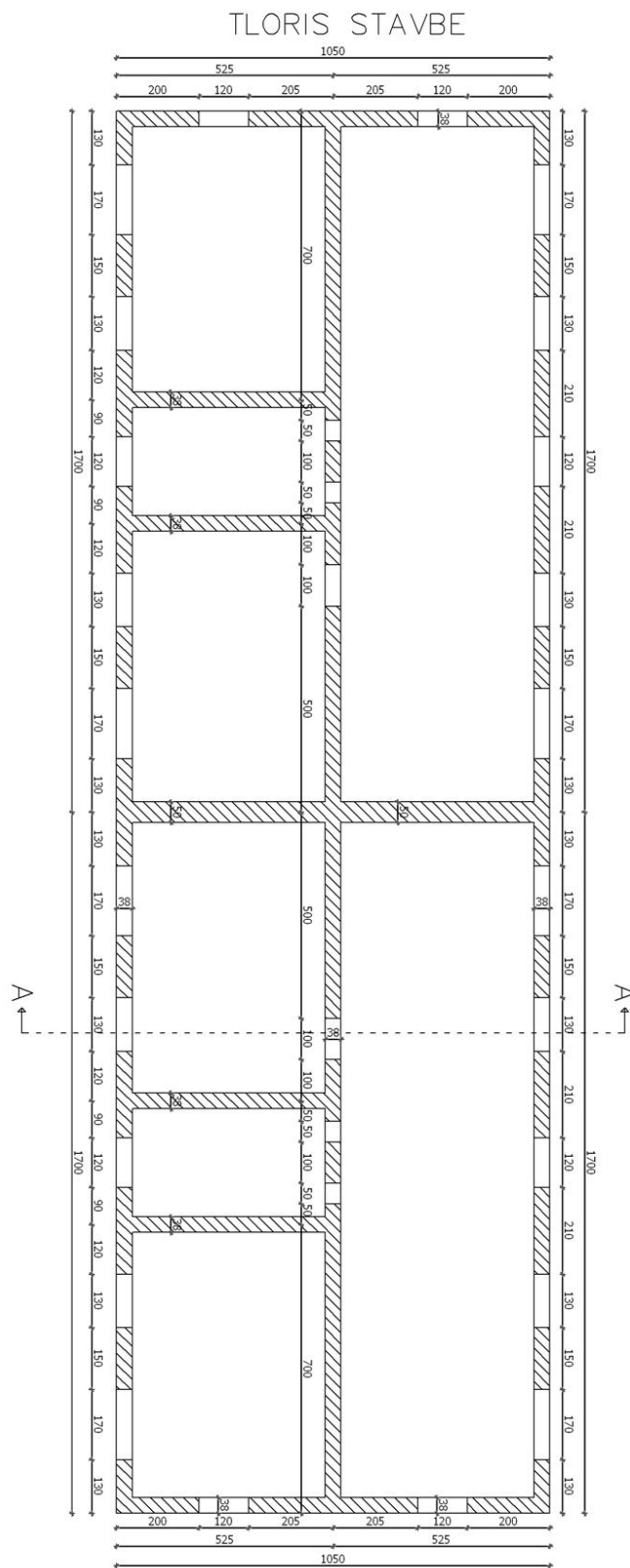
Vertikalni elementi so iz nearmiranega zidovja iz polne opeke, pretežno v debelini 38 cm in potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe. Skupna stena obeh hiš je debela 50 cm in je prav tako iz polne opeke.

Stropovi so sestavljeni iz lesenih stropnikov dimenzije 16/20 cm v medsebojnem razmaku 80 cm in lesenih desk, na katerih je parket.

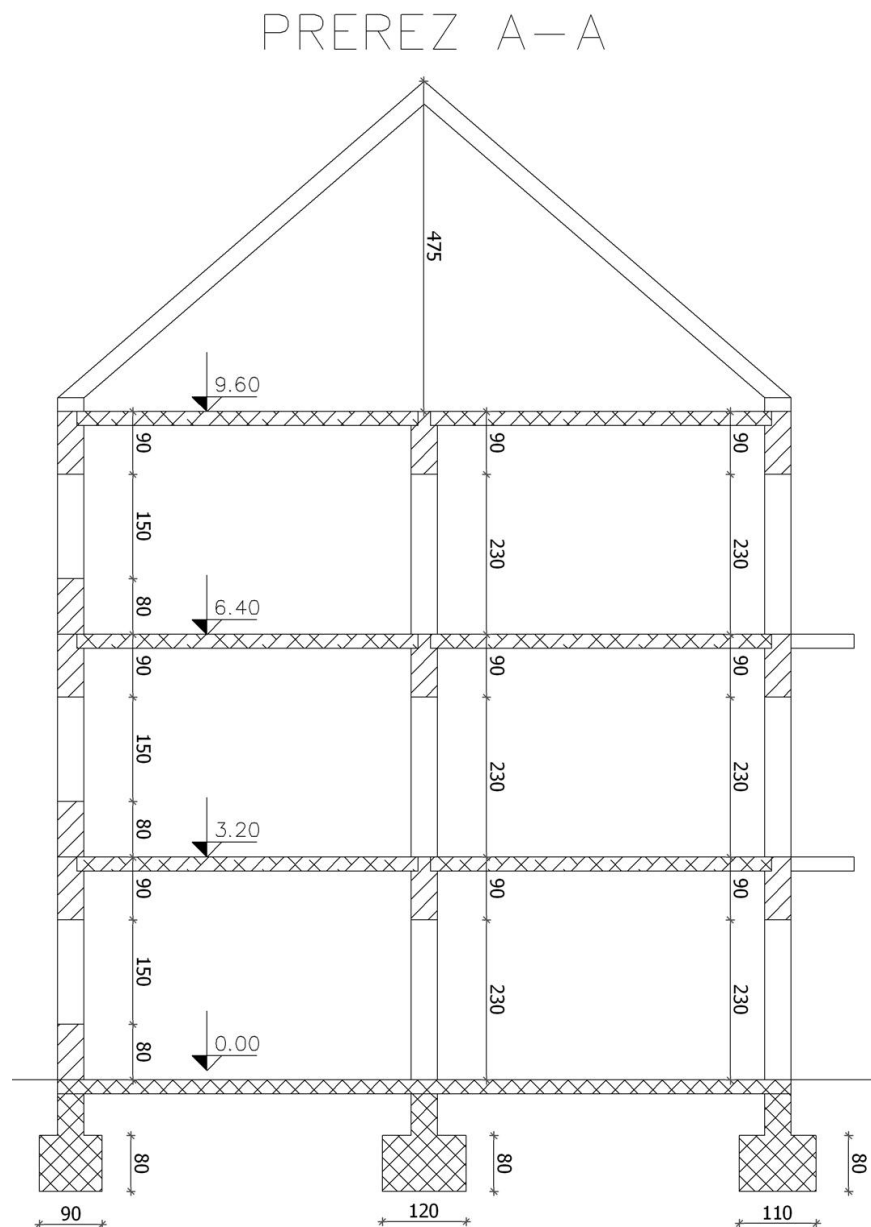
Stopniščne rame so iz armiranega betona, stopnišče pa je iz kamnitih elementov.

Streha je sestavljena iz opečnih strešnikov, ki so z letvami pritrjeni na špirovce, ki se naslanjajo na vzdolžne stene stavbe. Na podstrešju je na lesene stropnike postavljen estrih.

Geometrija stavbe je vključno z dimenzijami odprtin podana v načrtih na slikah 48 in 49.



Slika 48: Tlorisni načrt stavbe z odprtini in dimenzijami



Slika 49: Prerez A-A (glej sliko 48)

7.1.2 Namen analize

Namen računskega primera je odgovoriti na naslednja vprašanja:

- Ali je obstoječa konstrukcija dovolj nosilna po sedanjih standardih?
- Koliko se pozna vpliv potresne utrditve z različnimi ukrepi na nosilnost stavbe?
- Kakšen je vpliv nezanesljivosti posameznih parametrov na potresno odpornost?

7.1.3 Material

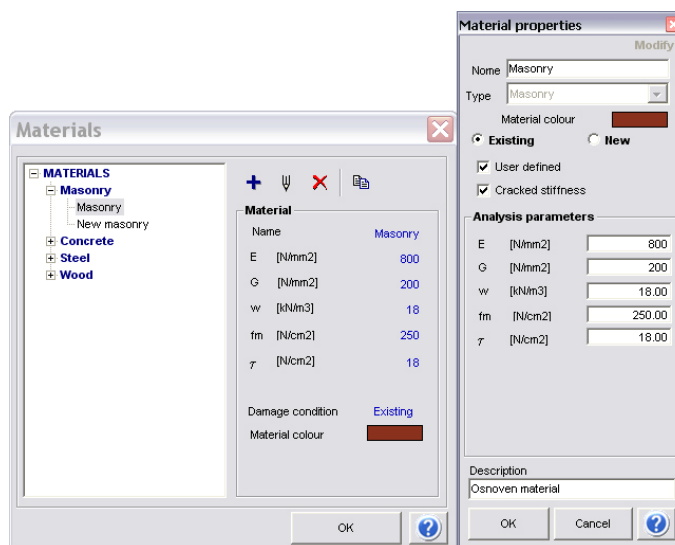
Pri obstoječih stavbah in modeliranju njihovega obnašanja je vedno težava določitev mehanskih lastnosti materiala, s katerim bomo najboljše opisali dejanski material konstrukcije. Obstaja veliko raziskav in-situ, ko na terenu merimo mehanske karakteristike zidovja, vendar so takšne preiskave zelo drage in zamudne. Omejene so zgolj na določene točke konstrukcije, zato je zelo težko verodostojno izbrati material celotne konstrukcije za modeliranje. Najbolje bi bilo, da bi pri vsaki analizi obstoječe konstrukcije izvedli občutljivostno analizo z uporabo večjega števila materialov, kar v praksi še ni običaj.

V nalogi so uporabljeni trije različni materiali, ki so v literaturi (Tomaževič, 2000) označeni kot slab, normalen in dober material za zidane konstrukcije, ki so jih gradili v preteklosti iz polne opeke. Njihove karakteristike so podane v preglednici in so bile izmerjene z eksperimenti.

Preglednica 2: Materialne karakteristike zidov (Tomaževič, 2008)

Oznaka materiala	Marka opeke [MPa]	Marka malte [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	τ [MPa]	f_c [MPa]	γ [kN/m ³]
SLAB	MO 10	MM 0.5	250	40	0.04	2.0	18
NORMALEN	MO 15	MM 2.5	800	200	0.18	2.5	18
DOBER	MO 15	MM 5	5000	400	0.27	3.0	18

Vpliv materiala na potresno odpornost je raziskan v povezavi s popolnoma togim stropom. V vseh ostalih primerih je bil uporabljen normalen material, ki je razviden iz uporabniškega okna za podajanje materiala (slika 50). Upoštevana je razpokanost materiala.



Slika 50: Podajanje materialnih karakteristik v programu 3Muri

7.1.4 Obtežba

a) Stalna obtežba

- Strop, predelne stene in opema $g = 2 \text{ kN/m}^2$
- Streha $g = 3.3 \text{ kN/m}^2$
- Stopnišče $g = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Zidovje $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

b) Spremenljiva obtežba

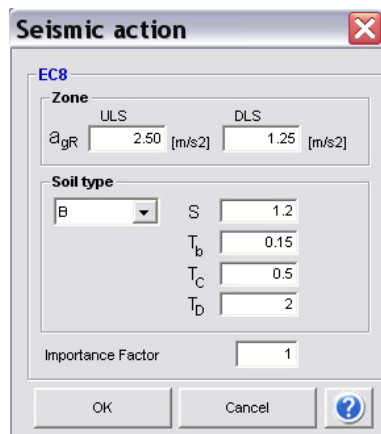
- Streha – sneg $q = 1.5 \text{ kN/m}^2$
- Strop $q = 3 \text{ kN/m}^2$
- Stopnišče $q = 3 \text{ kN/m}^2$

c) Potresna obtežba

Za predvideno območje privzemamo naslednje parametre, ki definirajo potresno obtežbo (slika 51):

- $a_g = 0.25 g$
- tip tal B – zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina debeline vsaj nekaj deset metrov $\eta = 1, S = 1.2, T_B = 0.15 \text{ s}, T_C = 0.5 \text{ s}, T_D = 2.0 \text{ s},$

- o stavba spada v II. kategorijo pomembnosti (običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije) - $\gamma_I = 1,0$.



Slika 51: Definicija potresne obtežbe v programu

Elastični spekter je opredeljen z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right] \quad (7.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2,5a_g S \eta \quad (7.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 2,5\eta a_g S \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (7.3)$$

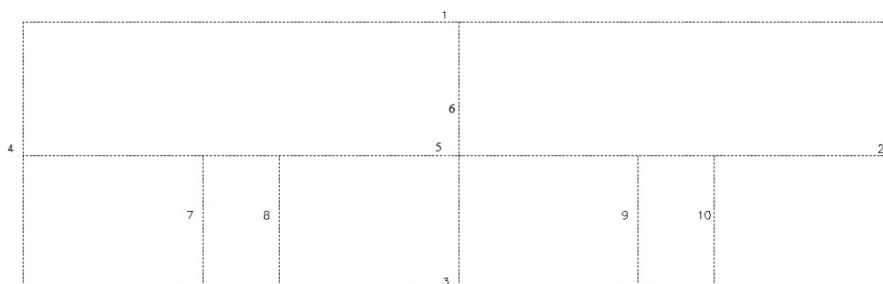
$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = 2,5\eta a_g S \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (7.4)$$

kjer je:

- T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo
- a_g projektni pospešek tal
- η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5% viskoznega dušenja

7.2 Modeliranje konstrukcije

Najprej na podlagi arhitekturnih načrtov definiramo postavitev zidov (sliki 52 in 53).

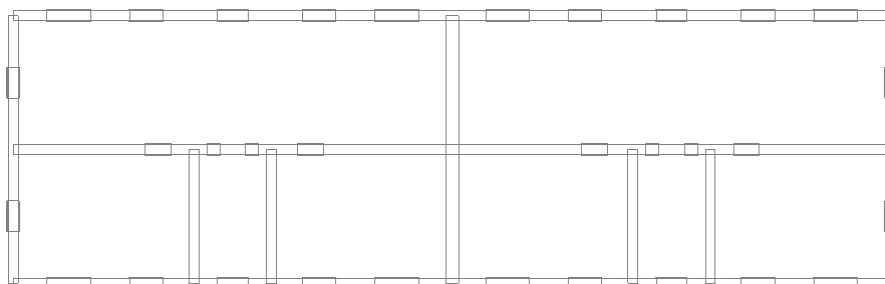


Slika 52: Razporeditev zidov na podlagi arhitekturnih podlog



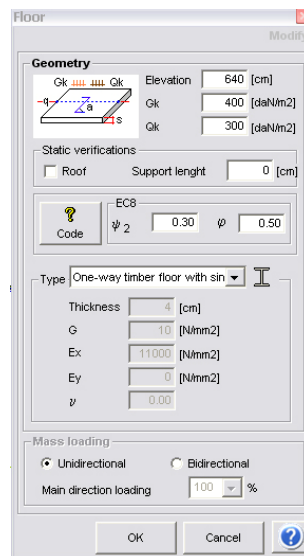
Slika 53: Definicija zidov z vidnimi presečišči posameznih sten

V programu je potrebno podati še: etažne višine, materialne karakteristike in debeline posameznih zidov ter okenske in vratne odprtine v skladu z arhitekturnimi načrti (slika 54).



Slika 54: Zidovi z definirano debelino zidov in odprtinami

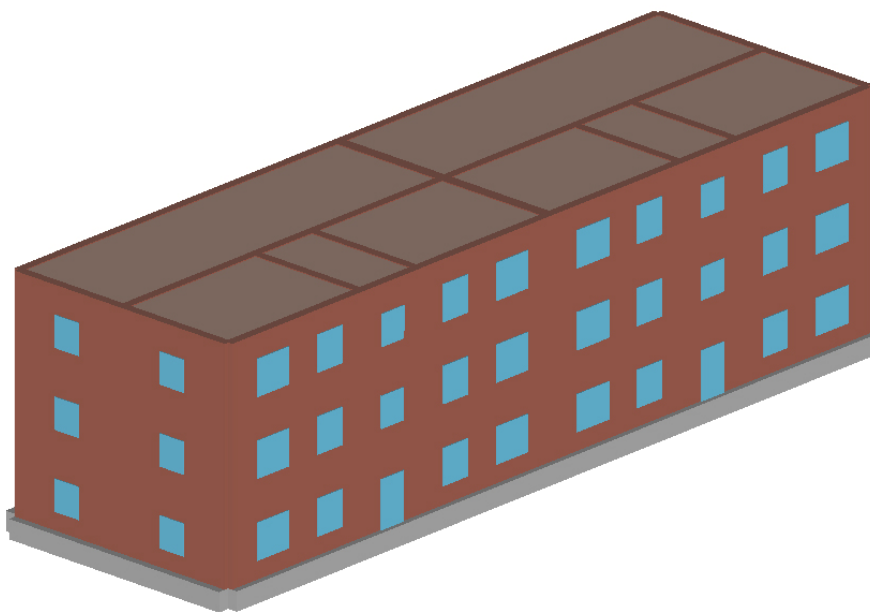
Plošče so različne pri posameznih primerih. Vse so obtežene s porazdeljeno obtežbo, kot je prikazano na sliki 55.



Slika 55: Podajanje stropov in obtežbe

Na sliki 55 je podan podajen strop in obtežba na strehi. Obtežba je podana v skladu s poglavjem 7.1.4. Opozoriti velja na nenavadno enoto daN/m² (dekaNewton/m²), ki je ekvivalentna 0,01 kN/m². Torej velja, da je 330 daN/m² = 3,3 kN/m².

Programu sem podal tudi temelje, katerih širine sem modeliral v skladu z originalnimi načrti stavbe (slika 49). 3D model je prikazana na sliki 56.

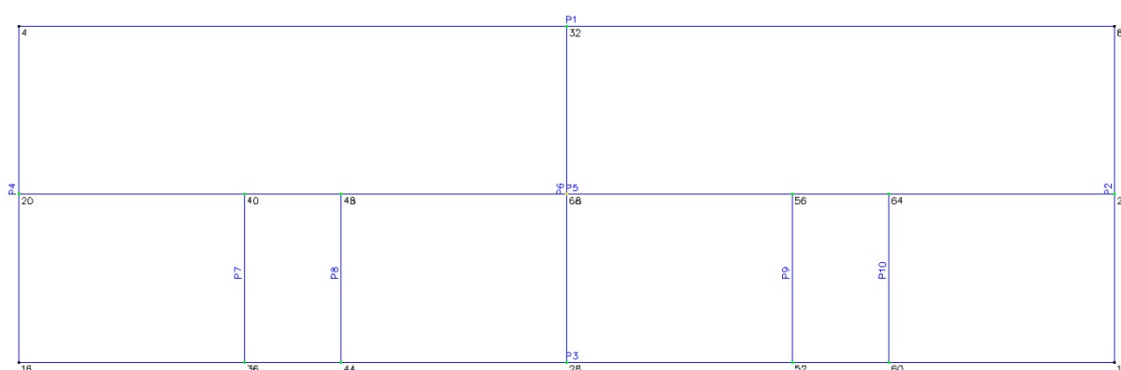


Slika 56: 3D model konstrukcije s temelji

7.3 Analiza

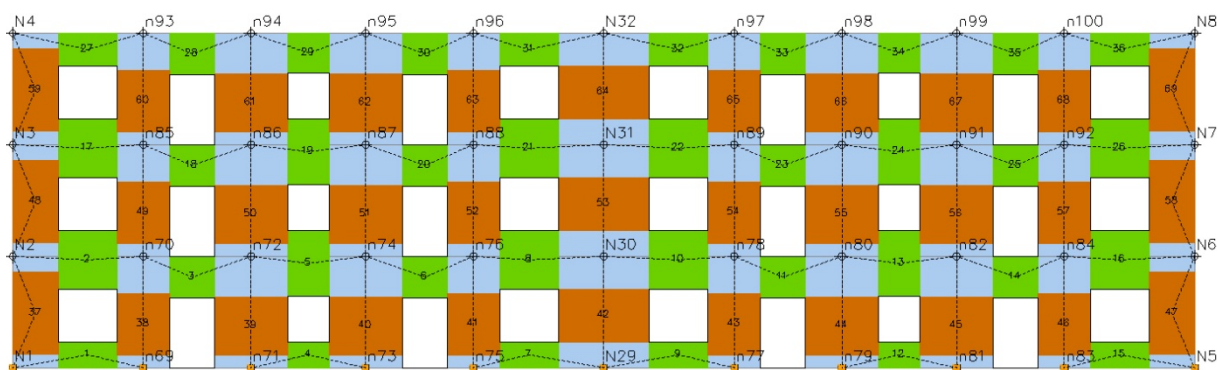
7.3.1 Ekvivalenten okvir

Program samodejno ustvari mrežo linijskih elementov. V tlorisu označi zaporedne številke sten in njihova vozlišča (slika 57).

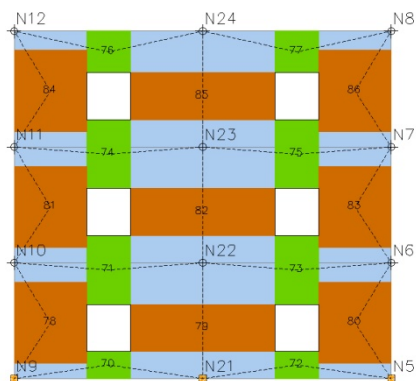


Slika 57: Tloris ekvivalentnega okvirja - vozlišča sten

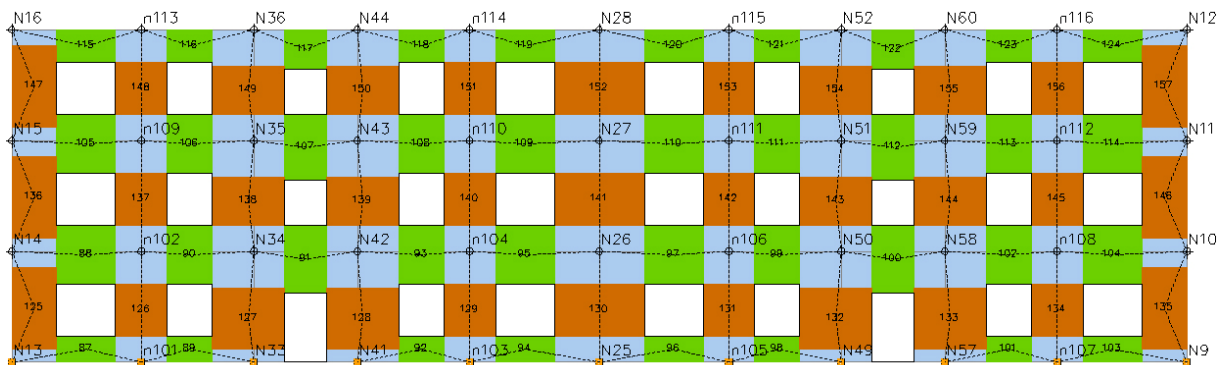
Mreže posameznih sten so prikazane na slikah 58 do 67.



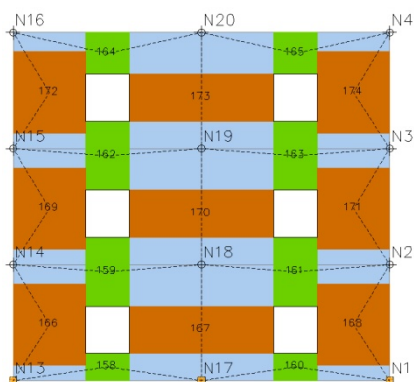
Slika 58: Stena 1



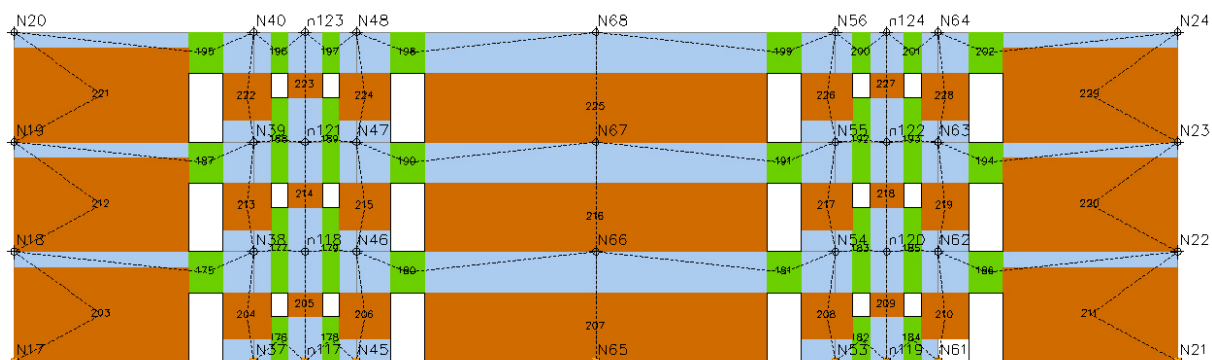
Slika 59: Stena 2



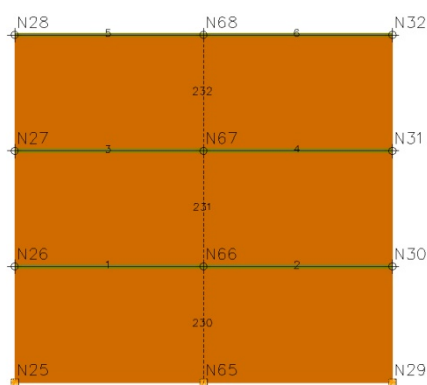
Slika 60: Stena 3



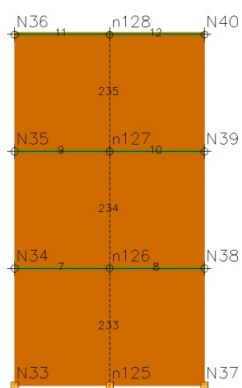
Slika 61: Stena 4



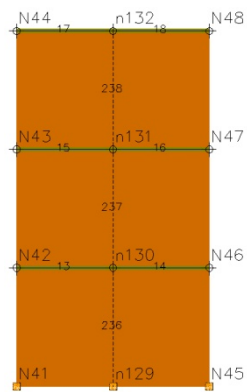
Slika 62: Stena 5



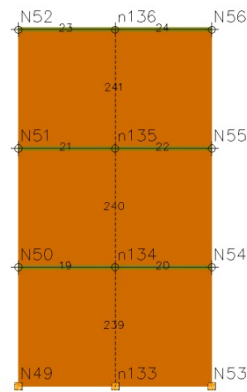
Slika 63: Stena 6



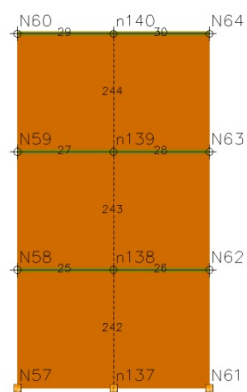
Slika 64: Stena 7



Slika 65: Stena 8



Slika 66: Stena 9



Slika 67: Stena 10

7.3.2 Nelinearna statična analiza

Zelo pomemben korak je izbira prave kontrolne točke, v kateri program riše krivuljo sila – pomik. Kontrolna točka je bila skoraj v vseh primerih, ki so opisani v nadaljevanju, izbrana v vozlišču 68, ki predstavlja približen center mas in togosti celotne konstrukcije. Izjemo predstavljata primera 5 in 6 z osnovnim materialom in podajnim stropom, kjer je bila narejena »pushover« analiza tudi v vozliščih 8 in 24. Razpored vozlišč je razviden s slike 57. 3Muri maso in sile razporedi po vseh vozliščih etaže, v čemer se razlikuje od nekaterih drugih programov, kjer uporabnik običajno maso poda le v eni točki etaže, ki je predstavljena s togo diafragmo.

Narejenih je bilo 9 primerov, ki so podrobneje predstavljeni v nadaljevanju. Če bi pri vsakem primeru pogнали 24 možnih nelinearnih analiz, bi bilo zelo težko med seboj primerjati rezultate, zato sem se omejil na izvedbo nelinearne analize brez ekscentričnosti mase, ki pri takšnih analizah v standardu niti ni zahtevana. Zanimal nas je le odziv pri horizontalni obtežbi, razporejeni v sorazmerju s prvo nihajno obliko.

Pri razporeditvi horizontalnih sil v obliki prve nihajne oblike največkrat dobimo porušno obtežbo, ki poruši konstrukcijo kot celoto. Pri drugi razporeditvi horizontalnih sil - sorazmerno z masami etaž običajno dobimo porušni mehanizem v obliki šibke etaže, kar rezultira v večji potresni sili, ki je potrebna za porušitev konstrukcije kot celote. Večja globalna sila porušitve je potrebna zaradi manjše ročice rezultante sil. Oba mehanizma sta prikazana na sliki 68. Drugega mehanizma nismo podrobneje obravnavali (slika 68 desno).



Slika 68: Pretežna porušna mehanizma zaradi različnih razporeditev horizontalnih sil

Tako smo pri vsakem primeru analizirali 4 »pushover« krivulje zaradi potresa v +X, -X, +Y, -Y smeri brez ekscentričnosti mase. Osredotočil sem se na preverjanje mejnega stanja nosilnosti, statičnih kontrol in mejnega stanja uporabnosti nisem analiziral, čeprav program to omogoča.

7.4 Rezultati

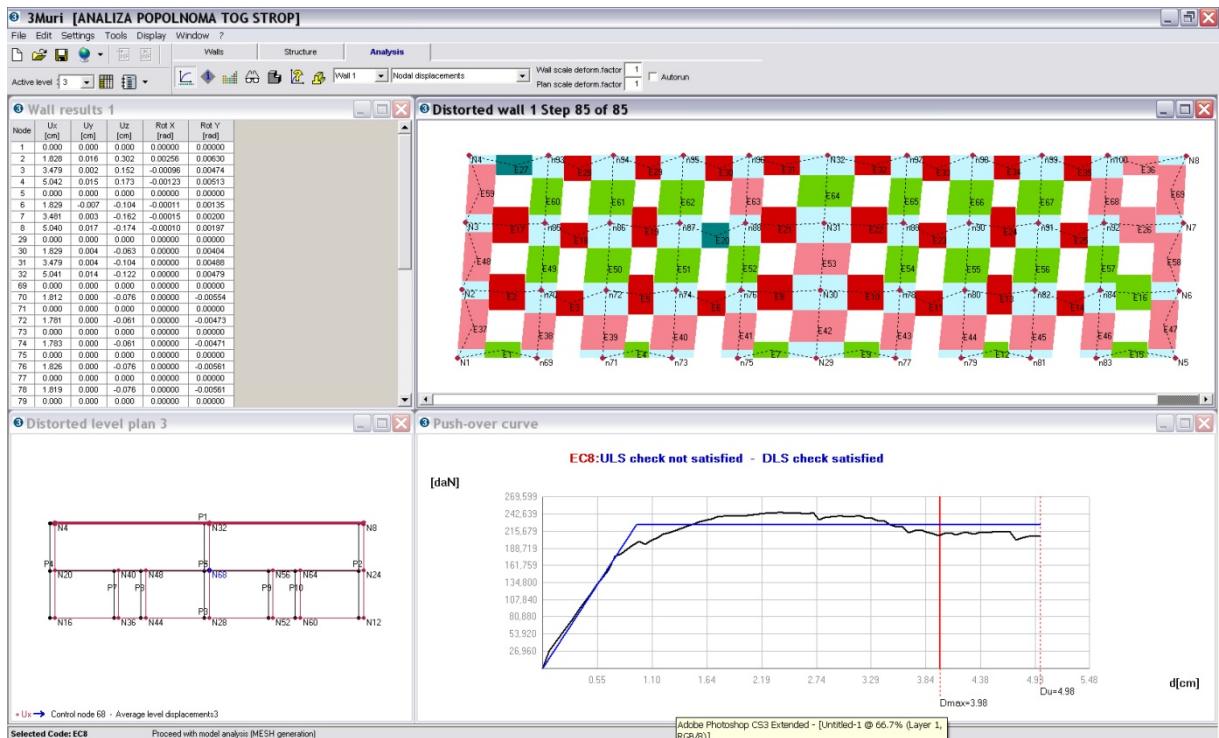
Po izvedeni analizi program pregledno prikaže najpomembnejše rezultate v obliki tabele (slika 69).

No.	Insert in report	Earthquake	Uniform pattern of lateral load	Ecc. [cm]	Dmax ULS [cm]	Du ULS [cm]	q ^u ULS	Dmax DLS	Dd DLS [cm]	Alpha u	Alpha e
1	<input type="checkbox"/>	+X	Masses	0	3.455	4.322	2.605	1.461	3.008	1.151	1.776
2	<input type="checkbox"/>	+X	First mode	0	3.980	4.983	3.321	1.801	2.407	0.903	1.278
3	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	0	3.455	4.323	2.609	1.461	3.008	1.150	1.776
4	<input type="checkbox"/>	-X	First mode	0	4.081	4.862	3.310	1.856	2.885	0.906	1.462
5	<input type="checkbox"/>	+Y	Masses	0	2.889	3.008	2.250	1.111	2.108	1.033	1.561
6	<input type="checkbox"/>	+Y	First mode	0	3.392	4.566	2.665	1.429	2.525	1.126	1.559
7	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	0	2.897	3.366	2.312	1.123	2.047	1.132	1.521
8	<input type="checkbox"/>	-Y	First mode	0	3.353	3.668	2.676	1.409	2.287	1.081	1.452

Slika 69: Tabela rezultatov v 3Muriju

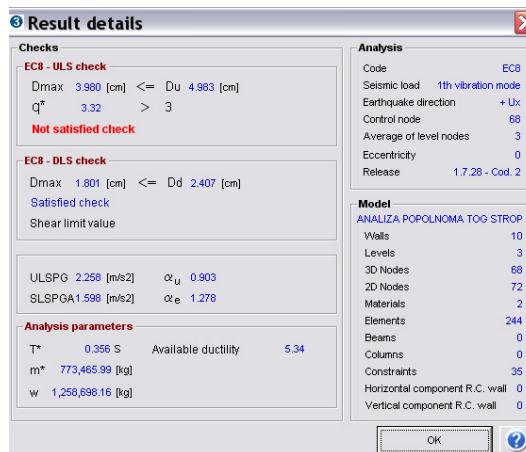
Vsako od analiz lahko tudi podrobno pregledamo. Odpre se več oken, v katerih lahko vidimo »pushover« krivuljo za obravnavano analizo (slika 70 spodaj desno), pomike etaže v tlorisnem pogledu (slika 70 spodaj levo), poškodovanost elementov/sten (slika 70 zgoraj desno) in tabelarni prikaz rezultatov (pomiki, reakcije, notranje sile) (slika 70 zgoraj levo). Na sliki 70 je prikazan primer 1, ki ima tog strop.

Predvidevamo, da ima 3Muri tudi globalen kriterij, po katerem izračuna, kdaj pride do porušitve konstrukcije, čeprav »pushover« krivulja ne pade na 80 % maksimalne nosilnosti.



Slika 70: Okna s podrobnimi rezultati analize (primer 1)

Program prikaže tudi podrobne rezultate, ki se nanašajo na posamezno »pushover« analizo (slika 71).



Slika 71: Podrobni rezultati »pushover« analize (primer 1)

Oznake na sliki 71 so:

$$D_{max,MSN} = D_t$$

ciljni pomik oziroma zahteva potresa, ki izhaja iz elastičnega spektra,

D_u	kapaciteta konstrukcije v smislu pomika (pomik blizu porušitve),
q	faktor obnašanja, ki je za nearmirane zidane konstrukcije omejen s 3,
$D_{max,MSU}$	zahteva potresa v smislu MSU,
D_d	kapaciteta konstrukcije v smislu pomika pri MSU,
$ULSPGA$	pospešek tal, ki povzroči MSN oziroma porušitev konstrukcije (angl. <i>ultimate limit state peak ground acceleration</i>),
$SLSPGA$	pospešek tal, ki povzroči MSU oziroma poškodbe konstrukcije (angl. <i>serviceability limit state peak ground acceleration</i>),
T^*	nihajni čas ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo,
m^*	masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo,
w	celotna masa sistema z več prostostnimi stopnjami.

Program omenjene količine izračuna na sledeč način:

$D_{max,MSN} = D_t$	izračuna v skladu z N2 metodo, postopek je podrobno prikazan v naslednjem poglavju,
D_u	je odvisen od nosilnosti elementov, materiala ter obtežbe,
q	izračuna v skladu z

$$q = \frac{S_{ae}}{S_{ay}}, \text{ kjer } S_{ay} = \frac{F^*}{m^*} = \frac{F}{m^* \Gamma} \quad (7.5)$$

kjer je S_{ae} dobljen iz elastičnega spektra pospeškov, S_{ay} pa predstavlja kapaciteto konstrukcije. V »pushover« krivulji program predstavi obnašanje MDOF sistema, zato je potrebno silo F iz krivulje deliti s pretvorbenim faktorjem Γ ,

$ULSPGA$	izračuna kot minimalen pospešek tal, ki ga dobimo iz dveh načinov, predstavljenih v nadaljevanju,
$D_{max,MSU}, D_d$	izračuna analogno kot pri MSN,
$ULSPGA$	izračuna analogno kot pri MSN,
w	izračuna v skladu z EC8 in upošteva tudi del koristne obtežbe. Uporabi kombinacijo obtežbe in faktorje, ki so podrobneje opisani v poglavju 3.1,

$\mu_{available} = \frac{D_u}{D_y}$ duktilnost, kjer je d_y vrednost pomika na prelomu idealiziranega bilinearnega odnosa med silo in pomikom.

7.4.1 Uporaba N2 metode v povezavi s programom 3Muri

Program 3Muri deluje v skladu z N2 metodo in Evrokodi. To je v nadaljevanju preverjeno s »peš« računom. Najprej je potrebno zbrati podatke, ki so potrebni za račun.

Preglednica 3: Podatki za N2 metodo - primer 1

Podatek	Vrednost	Od kod?
T^* [s]	0.356	3Muri
$S_{de, pospešek}(T^*)$ [m/s^2]	7.5	Elastični spekter
m^* [kg]	773465	3Muri
D_u [cm]	4.983	3Muri
$\mu_{available}$	5.34	3Muri
F [daN]	226000	3Muri
Γ	1.294	Modalna analiza

7.4.1.1 Določanje ciljnega pomika konstrukcije

Ena možnost je, da z N2 metodo določimo pomik, ki je zahtevan za konstrukcijo – ciljni pomik. 3Muri prikaže »pushover« krivuljo za MDOF sistem, zato je potrebno silo deliti s pretvorbenim faktorjem Γ , da dobimo silo F^* ekvivalentnega sistema. Ko F^* delimo z m^* , dobimo krivuljo kapacitete konstrukcije S_{ay} . V zgornji preglednici je Γ ocenjen iz prve nihajne oblike, ki jo prikaže 3Muri in iz razporeditve mas po etažah, ki je izračunana v skladu z Evrokodom 8, kar je prikazano v poglavju 7.5.

Program ustreznega faktorja Γ ne prikazuje, zato vrednosti izračunane v varianti 1) v preglednici 4 ne sovpadajo popolnoma z vrednostmi iz programa. V primeru, da računamo samo z duktilnostjo po enačbi $D_u = D_y \mu_{available}$, lahko v varianti 2) v preglednici 4. dobimo enak rezultat kot v 3Muriju. To je označeno s svetlo zeleno barvo. Vrednosti faktorja

obnašanja q , dobljene 'peš' in s programom se ne razlikujejo, kar je označeno s temnejšo zeleno barvo.

Preglednica 4: Prvi način uporabe N2, pomik zahtevan za konstrukcijo - ciljni pomik

Pomiki [m]	Količina in opombe	3Muri [m]
3.32	$q_u = R_u =$ enačba (5.3)	3.32
4.260	$\mu_{\text{izračunan}}$ iz q_u iz enačbe (5.3)	
0.024	$d_{\text{et}}^* = S_{\text{de,pomik}}(T^*) =$ enačba (5.1)	
0.031	$d_t^* =$ poglavje 5.5.b) $> d_{\text{et}}^*$	
0.0400	1) $d_t \text{ MDOF} = D_{\text{maxMSN}} = d_t^* \times \Gamma$	
0.0398	2) $D_{\text{max,MSN}} = (\mu_{\text{izračunan}}) \times d_y^*$	0.0398

7.4.1.2 Ocena maksimalnega pospeška tal, ki ga konstrukcija prenese

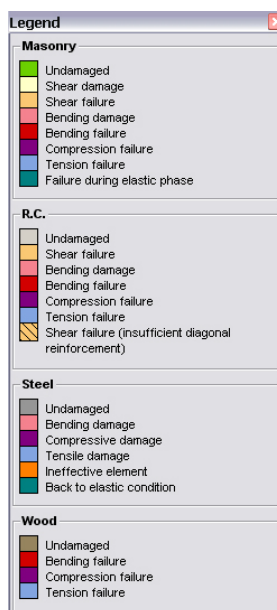
S pomočjo N2 metode lahko izračunamo tudi največji pospešek tal, ki ga konstrukcija prenese. Po eni poti lahko maksimalni pospešek tal ocenimo iz dejanske duktilnosti konstrukcije (varianta a), iz katere izračunamo faktor obnašanja q_2 , zatem pa izračunamo elastični pospešek $S_{\text{de}}(T^*)$, iz katerega z enačbami (7.1) do (7.4) dobimo pospešek tal. V standardu je predpisana omejitev q_2 faktorja (varianta b), ki za nearmirane zidane stavbe znaša $q_{2,\text{max}} = 3$, iz česar ravno tako dobimo pospešek tal, ki ga konstrukcija prenese. Maksimalni pospešek tal predstavlja minimalno vrednost od variant a) in b), ki sta prikazani v preglednici. Vrednost sovпада z vrednostjo iz programa, kar je označeno z rjavo barvo.

Preglednica 5: Drugi način N2 - ocena maks. pospeška tal, ki ga konstrukcija prenese

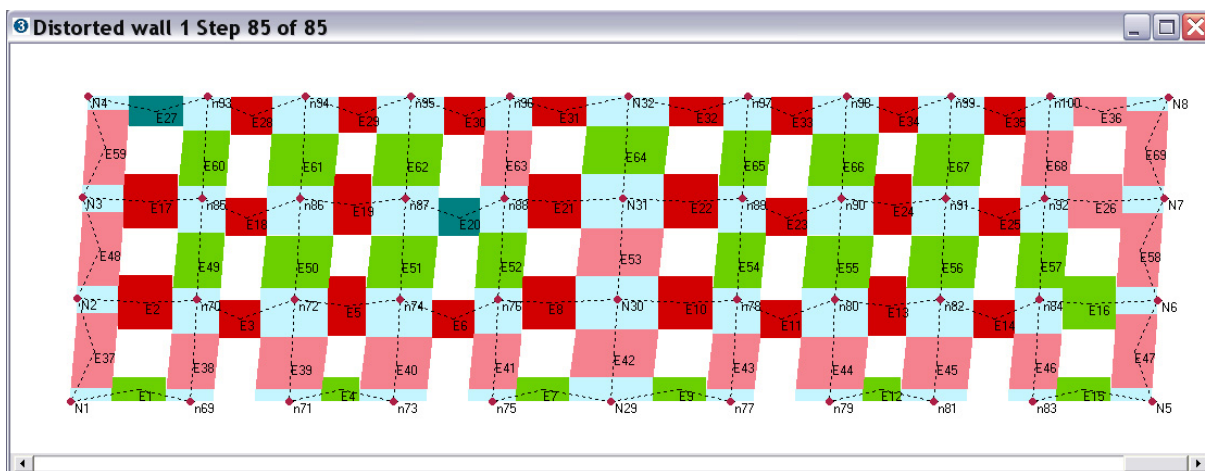
a) iz D_u	Količina in opombe	b) omejitev q
5.34	$\mu_2 = D_u / d_y^*$ (3Muri $\mu_{\text{available}}$)	-
4.09	$q_{u2} = R_{u2}$	3.00
9.24	$S_{\text{de}}(T^*)$ [m/s^2]	6.77
3.079	Pospešek tal [m/s^2]	2.258
0.31	a_g [% g] = min (a,b)	0.23
	Pospesek tal [m/s^2] iz 3Murija	2.258

7.4.2 Prikaz poškodb

Ena od prednosti 3Murija v primerjavi z drugimi programi je zelo pregledno prikazovanje poškodb in porušitve elementov. Možno si je ogledati poškodbe elementov posamezne stene v vsakem koraku »pushover« analize (slika 73), animacijo poškodb posamezne stene ter 3D prikaz poškodovanosti elementov (slika 74). Stopnja in vrsta poškodb sta določeni z barvno legendo (slika 72).

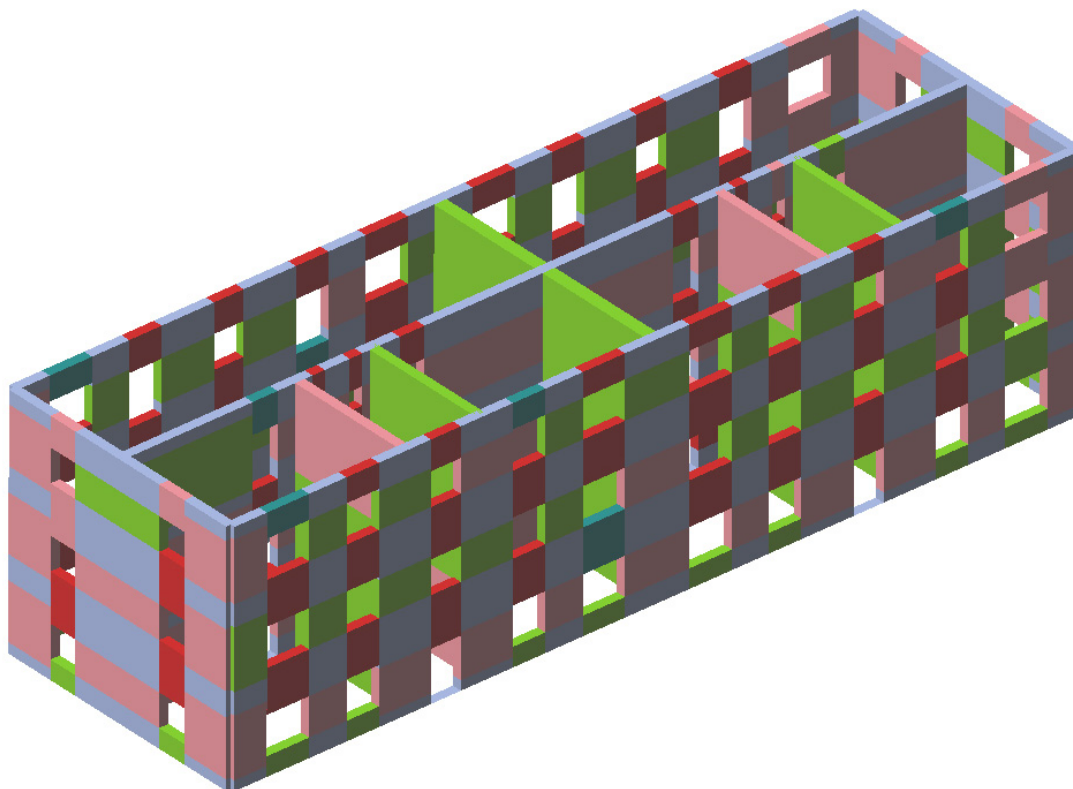


Slika 72: Legenda poškodb



Slika 73: Prikaz poškodb stene 1 pri primeru 1 s togim stropom - smer potresa +X

S tako učinkovitim prikazom poškodb je mogoče zelo hitro ugotoviti najšibkejše točke v konstrukciji, ki se jih po potrebi utrdi.



Slika 74: Prikaz poškodb v 3D pogledu – primer 1 – smer potresa +X

7.5 Kontrola smiselnosti rezultatov

Za potrebo naloge ni bila narejena dodatna analiza konstrukcije z nobenim drugim programom. Primerjavo delovanja 3Murija in uveljavljenega programa SAP2000 je v svoji diplomski Analizi potresne odpornosti zidane konstrukcije naredila že študentka Mateja Ganc (Ganc, 2009). Ugotovila je, da se z obema programoma dobi primerljive rezultate potresne odpornosti.

Vseeno je pametno kontrolirati smiselnost rezultatov, ki jih izračuna program. Program 3Muri izpiše celotno maso konstrukcije, ki jo izračuna v skladu z Evrokodom 8. Masa celotne konstrukcije je bila v programu 1258 ton, v naslednjih enačbah je prikazana kontrola mase.

Ob upoštevanju prostorninske teže opeke $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ je masa vseh zidov v posamezni etaži 371 ton. V računu mase posamezne etaže je potrebno upoštevati tudi lastno težo stropov in koristno obtežbo v skladu s poglavjem 3.1.

Masa po etažah:

$$m_1 = \frac{371t}{2} + \frac{371t}{2} + (34 \text{ m} \times 10.5 \text{ m} - 2 \times 5.25 \text{ m} \times 3 \text{ m}) \times \frac{2 \text{ kN/m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} + 5.25 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 2 \times \frac{4 \text{ kN/m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} + 0.5 \times 0.3 \times 3 \times \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 10.5 \text{ m} \times \frac{34 \text{ m}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 467 \text{ t} \quad (7.6)$$

$$m_1 = \frac{371t}{2} + \frac{371t}{2} + (34 \text{ m} \times 10.5 \text{ m} - 2 \times 5.25 \text{ m} \times 3 \text{ m}) \times \frac{2 \text{ kN/m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} + 5.25 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 2 \times \frac{4 \text{ kN/m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} + 0.5 \times 0.3 \times 3 \times \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 10.5 \text{ m} \times \frac{34 \text{ m}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 467 \text{ t} \quad (7.7)$$

$$m_{strehe} = \frac{371t}{2} + 3.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 34 \text{ m} \times \frac{10.5 \text{ m}}{9.81 \text{ m/s}^2} + 0.0 \times 1.0 \times 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 34 \text{ m} \times \frac{10.5 \text{ m}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 306t \quad (7.8)$$

$$m_{skupaj} = 467 \text{ t} + 467 \text{ t} + 306 \text{ t} = 1240 \text{ t} \approx 1258t \quad (7.9)$$

Program res izračuna mase v skladu z Evrokodom 8.

Približno je bila kontrolirana tudi celotna elastična sila, katere zgornja in spodnja meja sta določeni z naslednjima enačbama. Podatki so iz slike 71 in preglednice 8. Dejanska elastična sila je znotraj teh mej.

$$F_{el,min} = m^* S_{de}(T^*) = 773.5 \text{ t} \times 7.5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 5800 \text{ kN} \quad (7.10)$$

$$F_{el,max} = w^* S_{de}(T^*) = 1258,7 \text{ t} \times 7.5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 9440 \text{ kN} \quad (7.11)$$

$$F_{el,dejanska primer 1} = F^* q^* = 2260 \text{ kN} \times 3.32 = 7503 \text{ kN} \quad (7.12)$$

V nadaljevanju je prikazanih 9 primerov ocene potresne odpornosti stavbe. V poglavju 7.6 je raziskana odvisnost potresne odpornosti od nezanesljivosti materialnih podatkov. V poglavju 7.7 so predstavljene težave pri modeliranju realnih podajnih stropov, v poglavju 7.8 pa je opisan vpliv nekaterih ojačitev na potresno odpornost stavbe. Vsak primer je opisan na enoten način. Najprej je podan njegov opis ter posebnosti in zatem bistveni rezultati ter njihov komentar.

7.6 Nezanesljivost materiala

Pri modeliranju starih stavb je vedno težko točno oceniti geometrijo posameznih sten, nosilcev in sestavo stropov, še težje pa je dobiti uporabne in zanesljive podatke o materialu iz katerega je konstrukcija narejena. V starejših načrtih največkrat podatkov o materialu ni, obstaja pa tudi možnost, da objekta niso zidali v skladu z njimi. Materialov, s katerimi so nekoč gradili zidane stavbe, je veliko. Inženirji so pri oceni karakteristik materiala prepuščeni podatkom iz literature in lastnim izkušnjam. Zavedati se je potrebno, da manjše spremembe v materialu precej spremenijo rezultate analize in hitro se lahko znajdemo na nevarni strani ter računsko dokažemo večjo nosilnost, kot obstaja v resnici. Omejili smo se na polno opeko, ki ima zidake z markama 10 MPa oziroma 15 MPa ter na malto z markami 0,5 MPa, 2,5 MPa oziroma 5 MPa.

7.6.1 Primer 1: Popolnoma tog strop - osnovni material

7.6.1.1 Opis primera

Uporabili smo osnovni material, ki smo ga podali z naslednjimi karakteristikami:

Preglednica 6: Karakteristike osnovnega materiala

Oznaka materiala	Marka opeke [MPa]	Marka malte [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	τ [MPa]	f_c [MPa]	γ [kN/m ³]
OSNOVEN	MO 15	MM 2.5	800	200	0.18	2.5	18

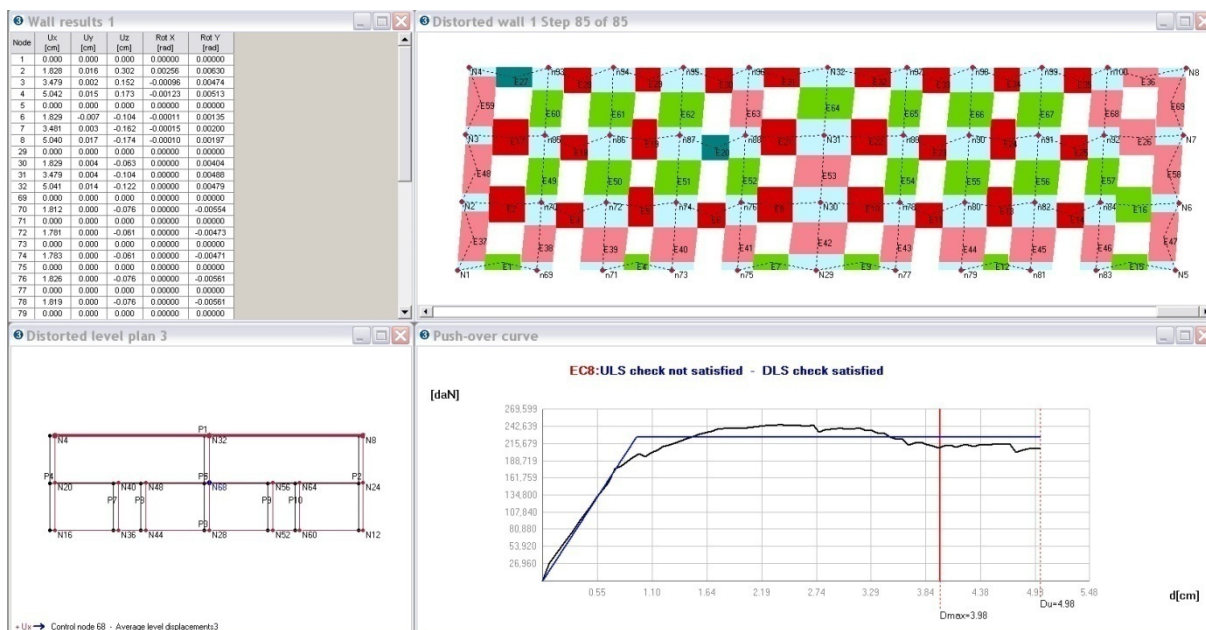
V modelu smo podali zelo tog strop, ki je ponazarjal togo diafragma z lastnostmi iz preglednice 7. V večini programov se stropove modelira na tak način.

Preglednica 7: Karakteristike togega stropa

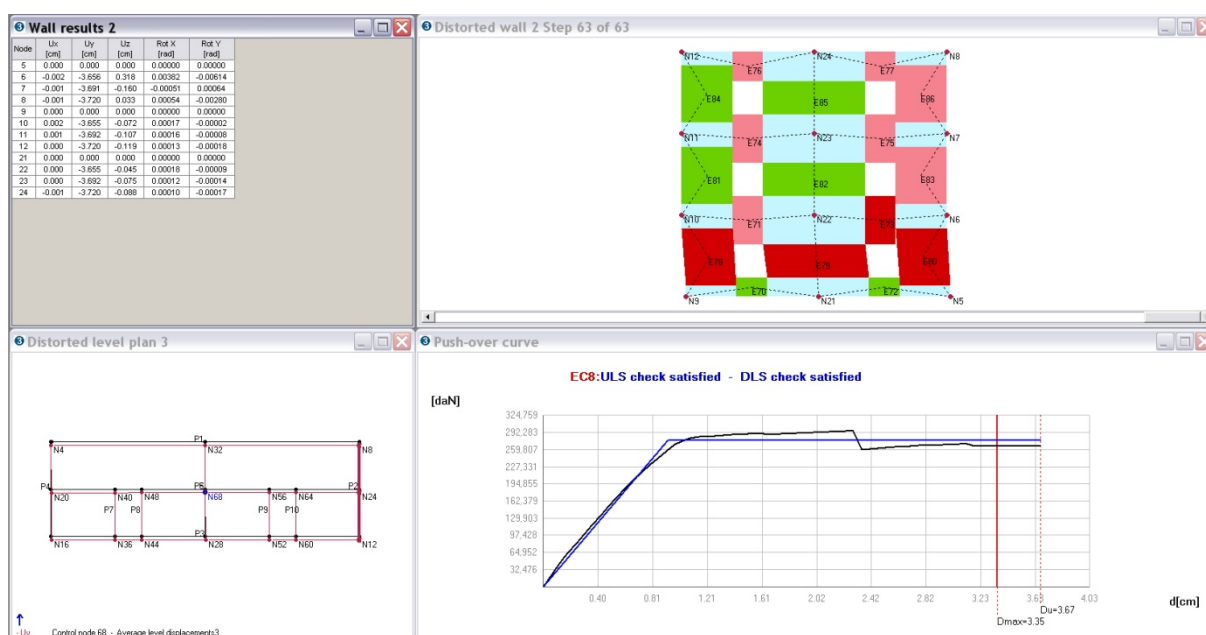
Debelina [cm]	G [MPa]	E_x [MPa]	E_y [MPa]	ν
20	15000	1000000	1000000	0.2

7.6.1.2 Rezultati

»Pushover« krivulja, pomiki in poškodovanost elementov v primeru 1 so podani na sliki 75 pri potresu v x – smeri ter na sliki 76 pri potresu v y - smeri. Ostali rezultati v vsaki od smeri delovanja potresa so zbrani v preglednici 8.



Slika 75: Popolnoma tog strop, osnovni material, potres +x



Slika 76: Popolnoma tog strop, osnovni material, potres -y

Preglednica 8: Rezultati za popolnoma tog strop, osnovni material

Primer	Nosilnost [kN]	D_u [cm] >	D_{max} [cm]	q	ULSPGA [m/s ²]	T^* [s]	m^* [t]	$\mu_{available}$
1 +x	2260	4,98	3,98	3,32	2,26	0,36	773	5,34
1 -y	2790	3,63	3,31	2,64	2,71	0,31	766	3,97

7.6.1.3 Komentar

Konstrukcija se v x – smeri poruši zaradi upogibnega mehanizma v prečkah, v y - smeri pa se na sliki 76 lepo vidi nastanek mehke etaže, ki je viden tudi v drugih stenah pritličja. Upogibna porušitev elementov je posledica materialnih karakteristik osnovnega materiala, ki očitno ob geometriji elementov in povprečnih vertikalnih napetostih v njih povzročijo, da je upogibna nosilnost elementa najmanjša, čeprav bi bilo za pričakovati, da se v širših stenah prej pojavi strižna porušitev. Iz slik 75 in 76 je razvidno, da je pomik vseh točk v etaži praktično enak, kar je posledica podajanja stropu kot toge diafragme. »Pushover« krivulja je v obeh primerih pravilne oblike. Konstrukcija zdrži v y - smeri horizontalno silo ekvivalentno 22 % lastne teže, v x - smeri pa 18 % lastne teže in pospešek tal 2,26 m/s², kar skoraj zadošča sedanjim predpisom.

V primeru 1 in v skoraj vseh nadaljnjih primerih je mogoče opaziti, da je nosilnost v y – smeri večja od nosilnosti v x – smeri, kar je posledica debelejšje centralne stene 6 med obema hišama, ki za razliko od vseh ostalih meri 50 cm. Poleg tega večina sten v y – smeri nima odprtin, kar za stene v x – smeri ne drži.

7.6.2 Primer 2: Popolnoma tog strop – slab material

7.6.2.1 Opis primera

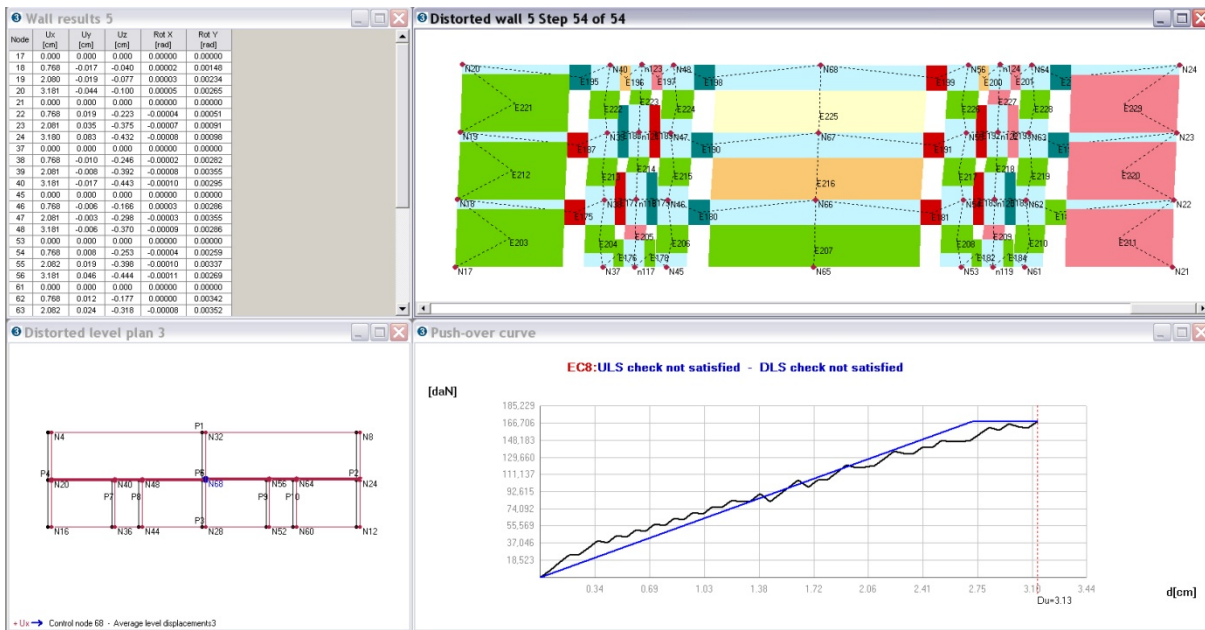
Preglednica 9: Karakteristike slabega materiala

Oznaka materiala	Marka opeke [MPa]	Marka malte [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	τ [MPa]	f_c [MPa]	γ [kN/m ³]
SLAB	MO 10	MM 0.5	250	40	0.04	2.0	18

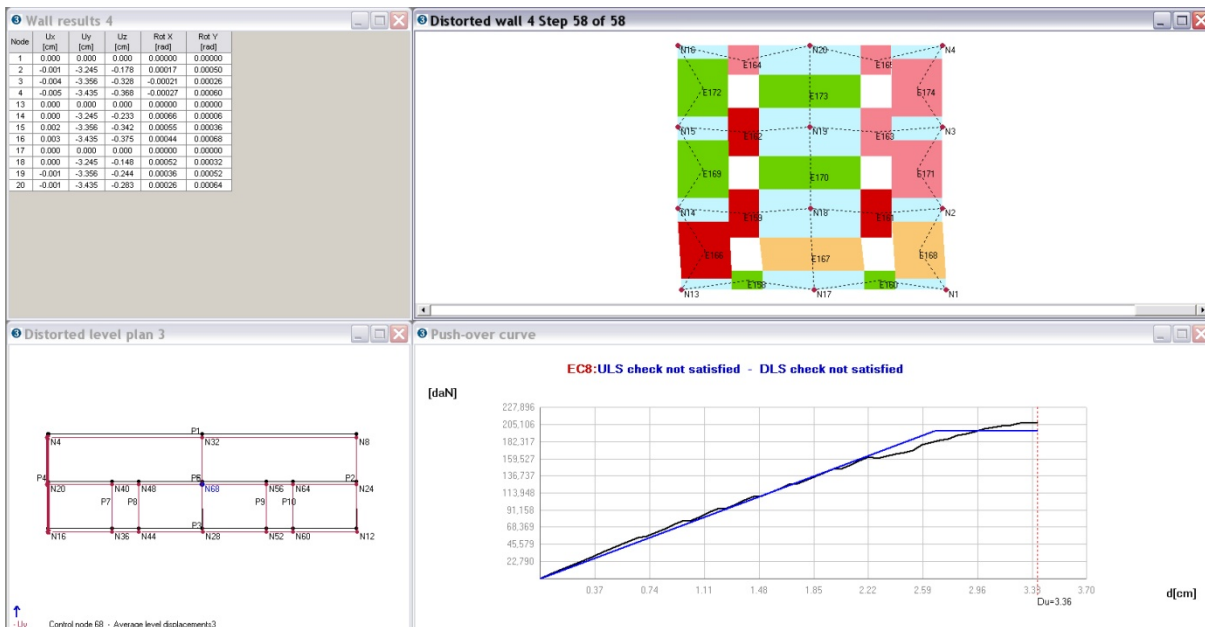
V tem primeru smo uporabili slabši material s karakteristikami iz preglednice 9. Strop smo modelirali enako kot v primeru 1.

7.6.2.2 Rezultati

»Pushover« krivulja, pomiki in poškodovanost elementov v primeru 2 so podani na sliki 77 pri potresu v x – smeri ter na sliki 78 pri potresu v y - smeri. Ostali rezultati v vsaki od smeri delovanja potresa so zbrani v preglednici 10.



Slika 77: Popolnoma tog strop, slab material, potres +x



Slika 78: Popolnoma tog strop, slab material, potres -y

Preglednica 10: Rezultati za popolnoma tog strop, slab material

Primer	Nosilnost [kN]	D_u [cm] >	D_{max} [cm]	q	ULSPGA [m/s ²]	T^* [s]	m^* [t]	$\mu_{available}$
2 +x	1680	3,13	8,60	3,16	0,91	0,70	774	1,15
2 -y	1960	3,36	7,90	2,96	1,07	0,64	774	1,26

7.6.2.3 *Komentar*

V primeru, da zmanjšamo kvaliteto malte iz MM 2,5 v MM 0,5 in marko opeke za en sam razred, dobimo popolnoma drugačne rezultate. Spremeni se način porušitve, saj se zaradi spremenjenih materialnih karakteristik pojavi strižna porušitev nekaterih elementov. V y – smeri se prestriže celotna prva etaža v vseh stenah. Nosilnost celotne konstrukcije se v obeh smereh zmanjša za 25% glede na primer 1, močno se zmanjša tudi maksimalni pomik, ki ga konstrukcija prenese. Kriterij pomikov ($D_u > D_{max}$) v primeru 2 ni izpolnjen. V kolikor je konstrukcija res zgrajena iz materiala uporabljenega v tej analizi, nikakor ne ustreza zahtevam iz današnjih standardov. »Pushover« krivulja nima izrazitega platoja, zaradi česar je duktilnost zelo majhna. To pomeni krhko porušitev stavbe in malo sipanja energije pri potresu. Opazimo lahko, da se spremeni nihajni čas konstrukcije, kar je posledica manjše togosti sten zaradi slabšega materiala. Pomiki vozlišč v etaži so enaki zaradi togega stropu.

7.6.3 **Primer 3: Popolnoma tog strop – dober material**

7.6.3.1 *Opis primera*

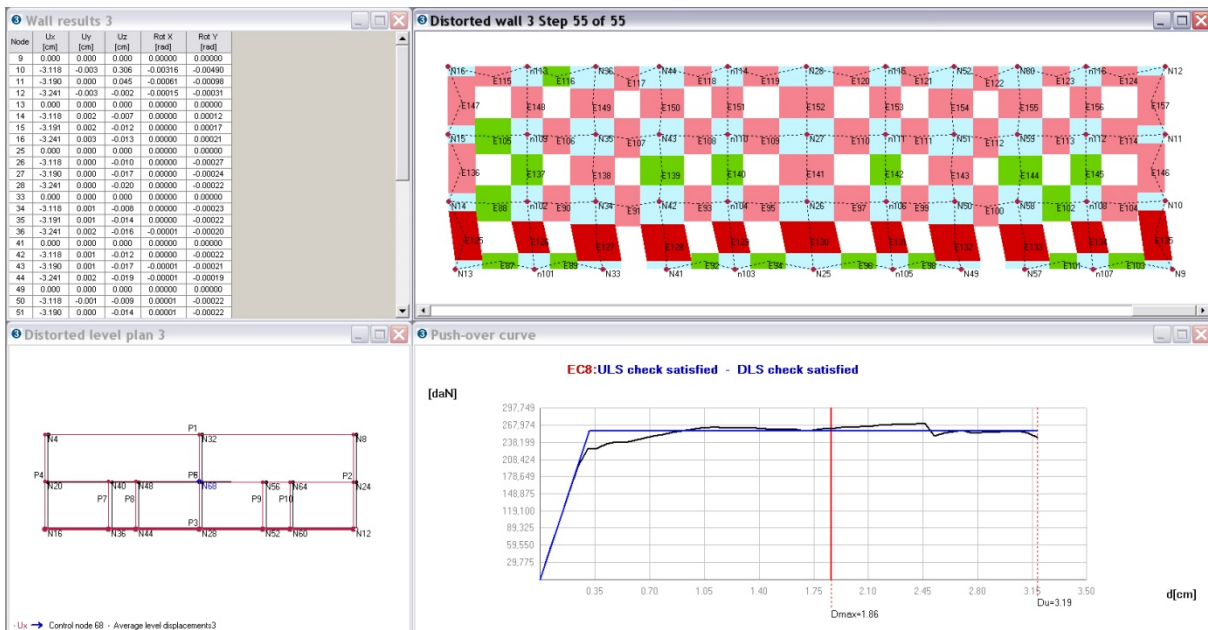
Uporabljen je bil boljši material z lastnostmi iz preglednice 11. Strop je popolnoma tog.

Preglednica 11: Karakteristike dobrega materiala

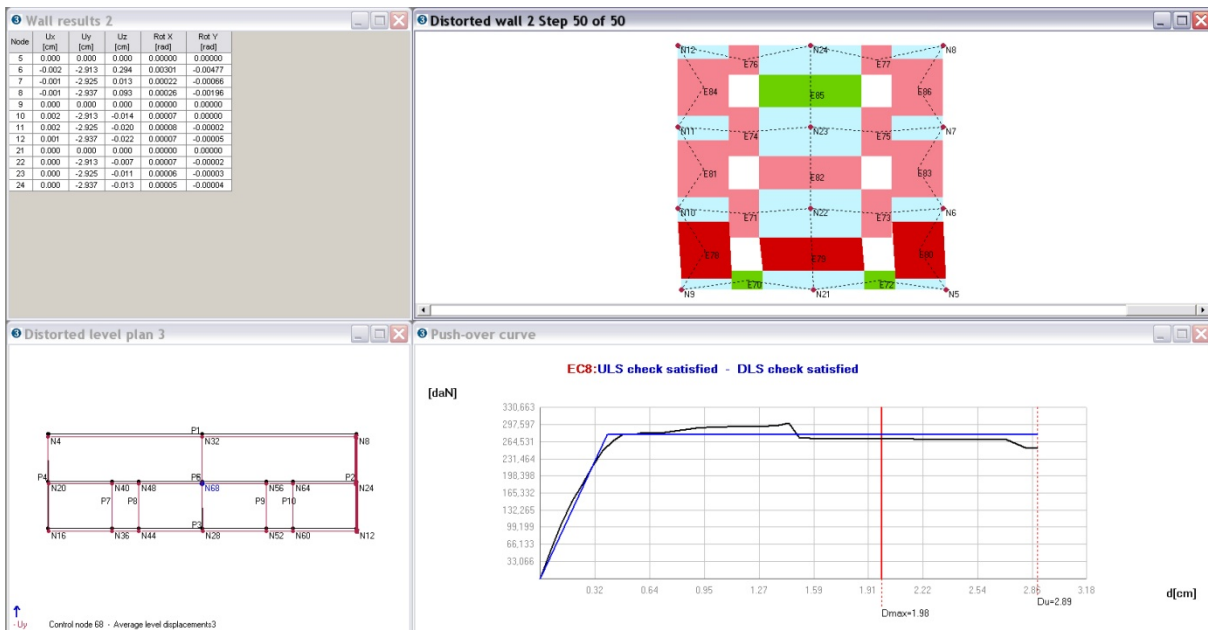
Oznaka materiala	Marka opeke [MPa]	Marka malte [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	τ [MPa]	f_c [MPa]	γ [kN/m ³]
DOBER	MO 15	MM 5	5000	400	0.27	3.0	18

7.6.3.2 *Rezultati*

»Pushover« krivulja, pomiki in poškodovanost elementov v primeru 3 so podani na sliki 79 pri potresu v x – smeri ter na sliki 80 pri potresu v y - smeri. Ostali rezultati v vsaki od smeri delovanja potresa so zbrani v preglednici 12.



Slika 79: Popolnoma tog strop, dober material, potres -x



Slika 80: Popolnoma tog strop, dober material, potres -y

Preglednica 12: Rezultati za popolnoma tog strop, dober material

Primer	Nosilnost [kN]	D _u [cm] >	D _{max} [cm]	q	ULSPGA [m/s ²]	T* [s]	m* [t]	μ _{available}	
3	-x	2610	3,19	1,86	2,91	2,58	0,19	775	10,2
3	-y	2770	2,89	1,99	2,72	2,76	0,21	786	7,48

7.6.3.3 Komentar

Pri poružitvi konstrukcije v obeh smereh se pojavi mehko pritličje zaradi upogiba elementov, kar je spet posledica karakteristik materiala. Omeniti velja nerealno veliko duktilnost, ki jo je pri zidanih zgradbah potrebno jemati z rezervo. Zaradi toge diafragme so v vseh vozliščih etaže zelo podobni pomiki, kar se vidi v levem zgornjem oknu slik 79 in 80. Togost etaže je modelirana z materialom, ki ima petkrat večji elastični modul kot jeklo in z debelino 20 cm, zato strop res lahko obravnavamo kot popolnoma tog. Dober material še dodatno poveča nosilnost konstrukcije, ki v horizontalni smeri prenese obtežbo ekvivalentno 21 % lastne teže in maksimalen pospešek tal 0,3 g.

Material igra zelo pomembno vlogo, ker malta, ki je le za en razred boljša od malte osnovnega materiala, doprinese k 15 % večji nosilnosti v x - smeri. Karakteristike materiala se v 70 letih starosti zgradbe poslabšajo, ker jih načne zob časa in pretekli potresi, zato je potrebno biti pazljiv, čeprav so načrti z originalnim materialom na voljo.

Ker je stavba skoraj dvojno simetrična so rezultati v smereh potresa + in – zelo podobni. V rezultatih so prikazane manjše vrednosti izmed + in - smeri.

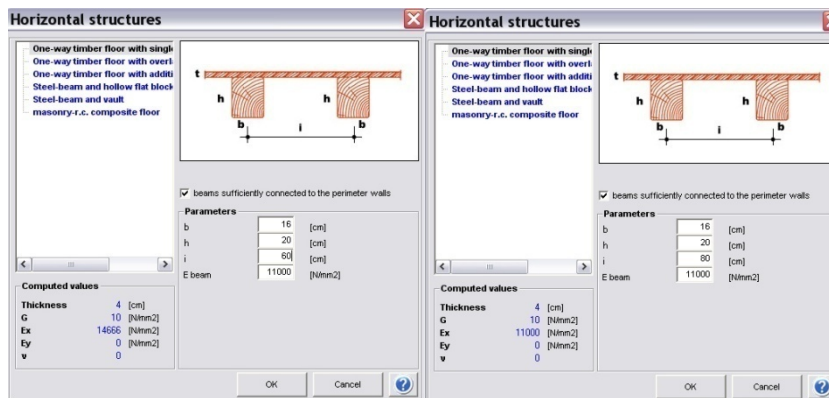
7.7 Podajnost stropov – realno stanje

7.7.1 Primer 4: Leseni strop z eno desko (vozlišče 68)

7.7.1.1 Opis primera

Pri modeliranju smo uporabili osnovni material. Privzeli smo leseni strop s stropniki dimenzij 16/20 cm na medsebojni razdalji 80 cm, na katere so pribite lesene deske. Prav tako smo sklepali, da so stropniki dobro vpeti v zidove. Program izračuna nadomestno togost elastične membrane, kar je prikazano na sliki 81. Razumljivo je, da se togost membrane poveča, če se

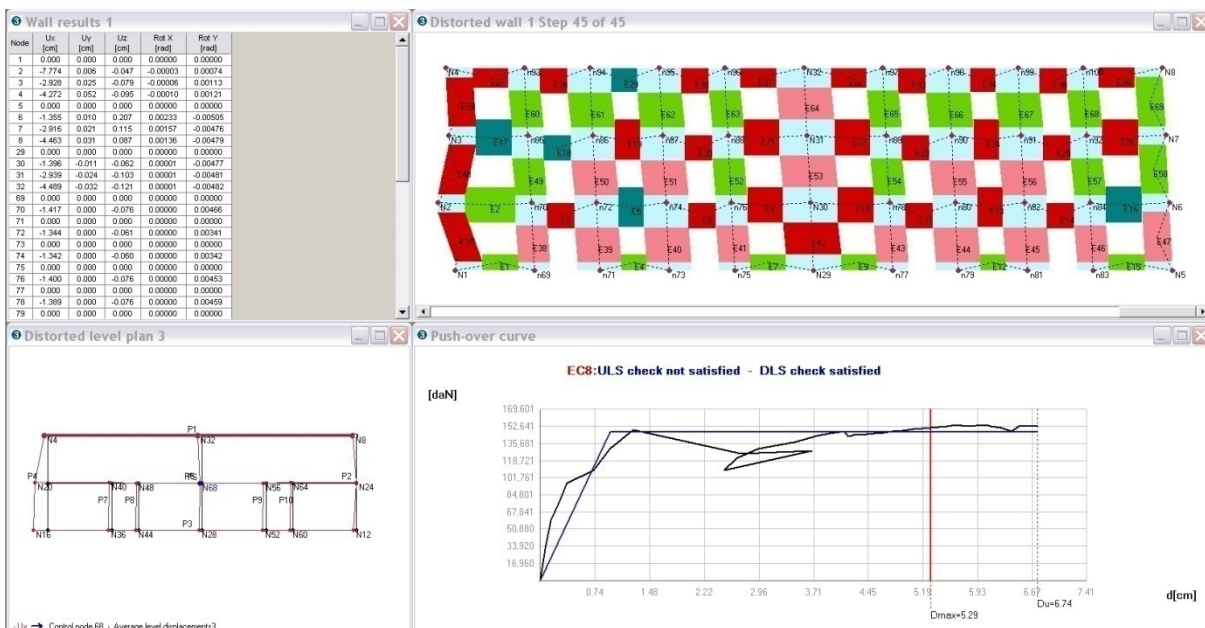
razmik med stropniki zmanjša in obratno. Razvidno je tudi, da je tak strop nosilen le v eni smeri in sicer v globalni y - smeri. V primeru 4 je bilo kontrolno vozlišče 68.



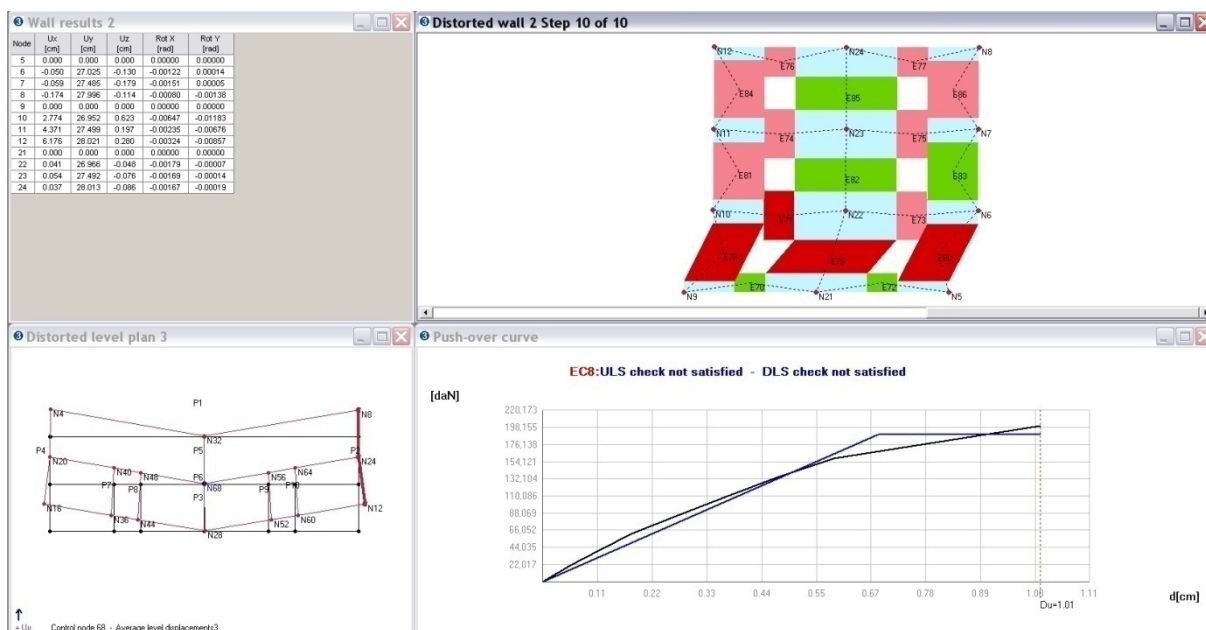
Slika 81: Ekvivalentna togost stropnikov v razmiku 60 cm in 80 cm

7.7.1.2 Rezultati

»Pushover« krivulja, pomiki in poškodovanost elementov v primeru 4 so podani na sliki 82 pri potresu v x – smeri ter na sliki 83 pri potresu v y - smeri. Ostali rezultati v vsaki od smeri delovanja potresa so zbrani v preglednici 13.



Slika 82: Podajni leseni strop z eno desko, osnovni material, potres -x, vozlišče 68 (CM)



Slika 83: Podajni leseni strop z eno desko, osnovni material, potres +y, vozlišče 68 (CM)

Preglednica 13: Rezultati za leseni strop z eno desko, osnovni material, vozlišče 68

Primer	Nosilnost [kN]	D_u [cm] >	D_{max} [cm]	q	ULSPGA [m/s^2]	T^* [s]	m^* [t]	$\mu_{available}$	
4	-x	1480	6,74	5,29	5,08	1,48	0,44	768	4,01
4	+y	1900	1,01	3,64	3,94	0,85	0,33	782	1,48

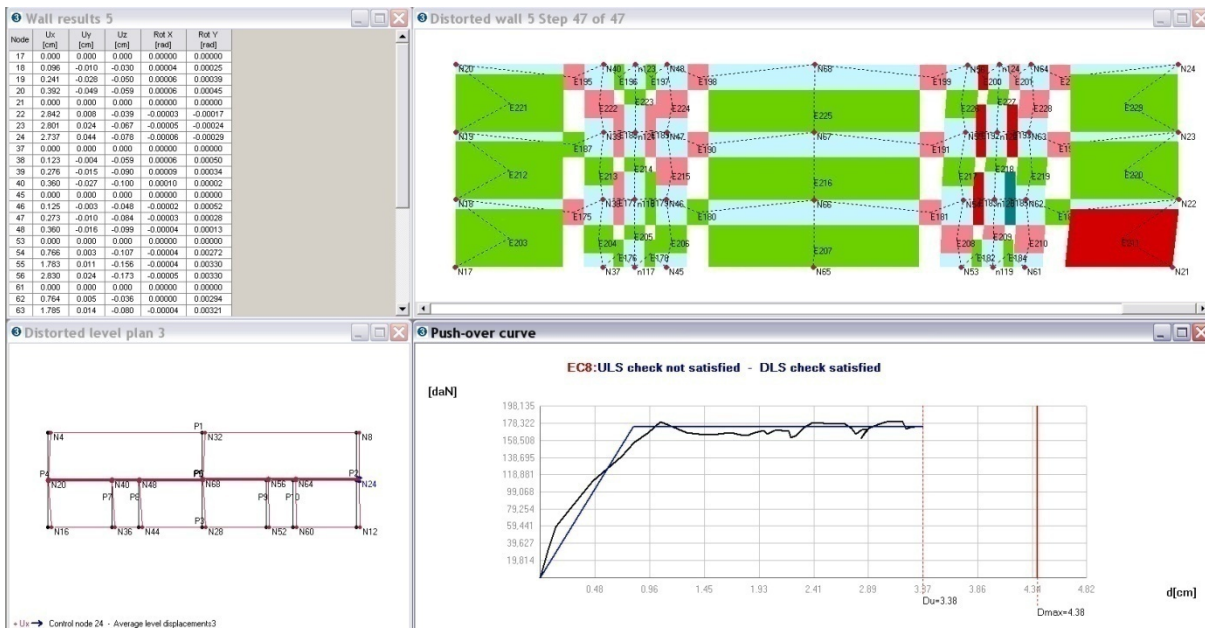
7.7.2 Primer 5: Leseni strop z eno desko (vozlišče 24)

7.7.2.1 Opis primera

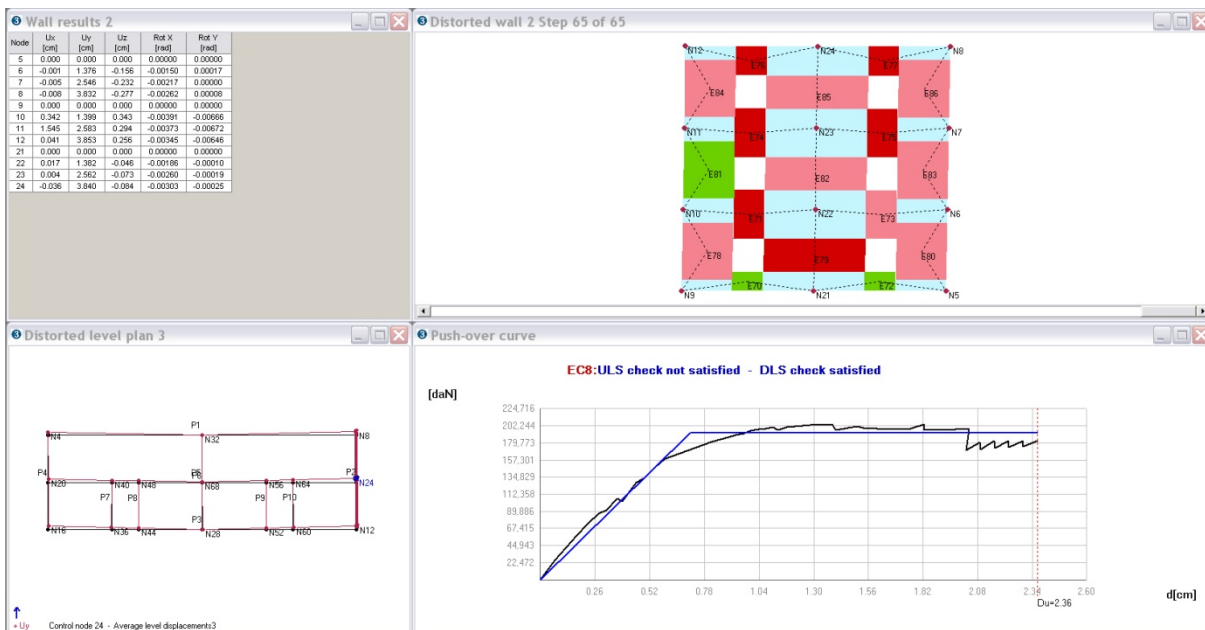
Uporabili smo osnovni material ter stropove iz poglavja 7.7.1.1. Razlika med primeroma 4 in 5 je v tem, da je bilo v slednjem za kontrolno vozlišče izbrano vozlišče 24. Namen je pokazati, da so rezultati »pushover« analize pri podajnih stropovih odvisni od izbire vozlišča.

7.7.2.2 Rezultati

Rezultati v primeru 5 so podani na sliki 84 pri potresu v x – smeri ter na sliki 85 pri potresu v y - smeri. Podrobnejši rezultati v vsaki od smeri delovanja potresa so zbrani v preglednici 14.



Slika 84: Podajni leseni strop z eno desko, osnovni material, potres +x, vozlišče 24



Slika 85: Podajni leseni strop z eno desko, osnovni material, potres +y, vozlišče 24

Preglednica 14: Rezultati za leseni strop z eno desko, osnovni material, vozlišče 24

Primer	Nosilnost [kN]	D_u [cm] >	D_{max} [cm]	q	ULSPGA [m/s ²]	T^* [s]	m^* [t]	$\mu_{available}$
5	+x	1760	3,38	4,29	1,75	0,38	768	4,13
5	+y	1930	2,37	3,69	3,82	1,68	782	3,32

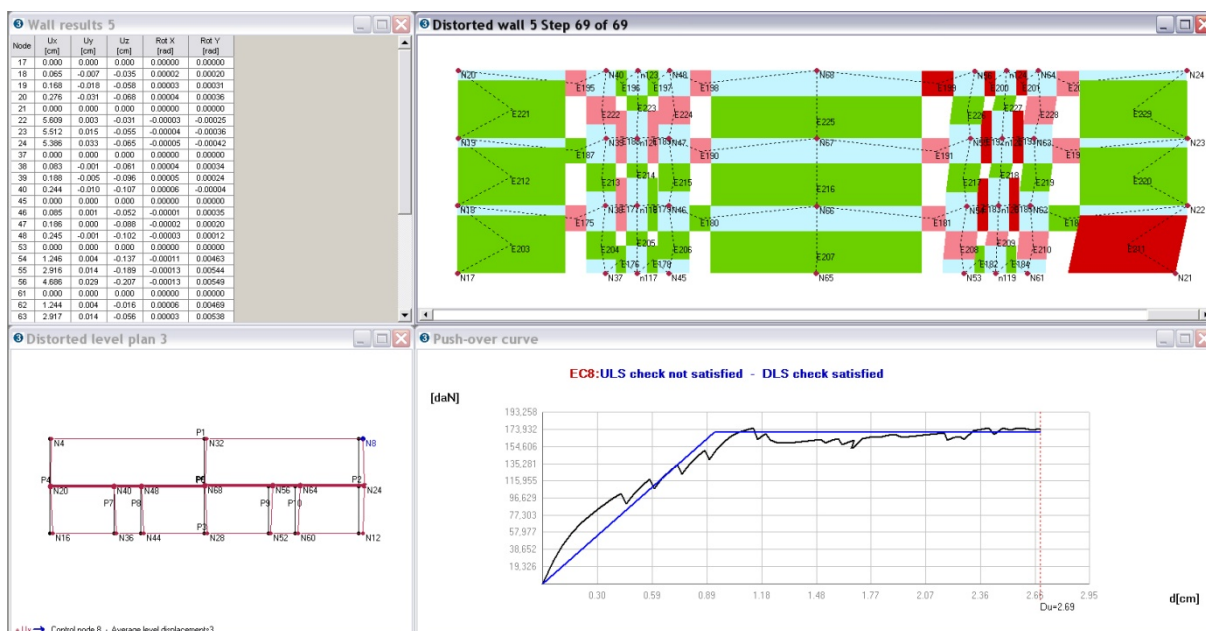
7.7.3 Primer 6: Leseni strop z eno desko (vozlišče 8)

7.7.3.1 Opis primera

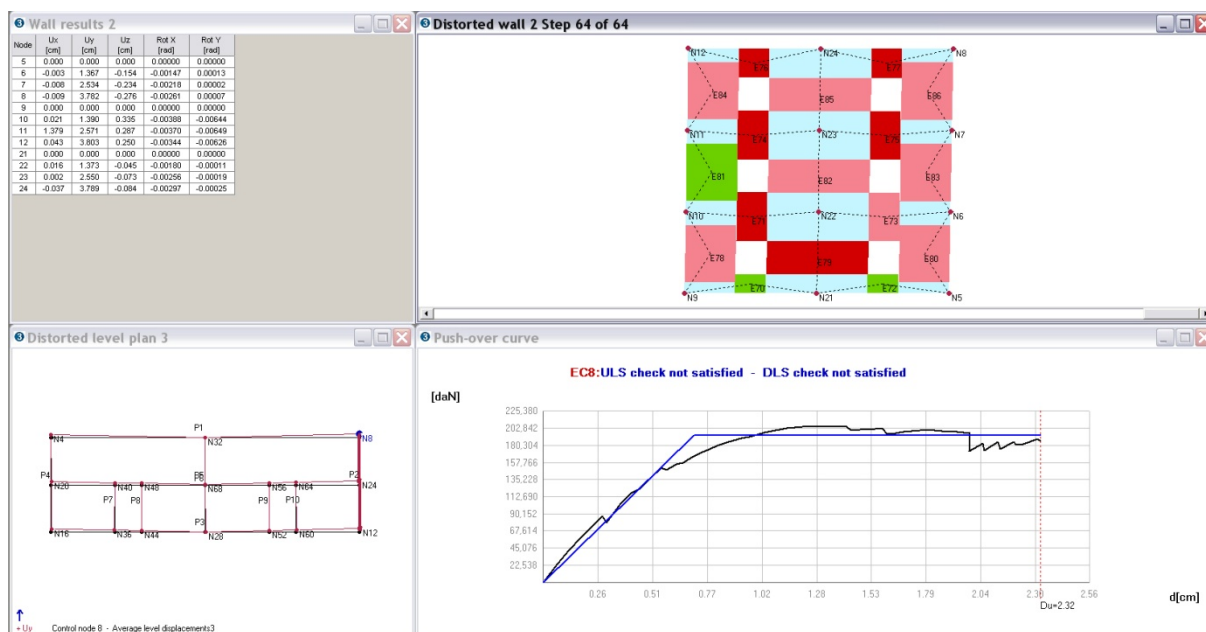
Uporabljen je bil osnovni material ter stropovi, ki so prikazani že v poglavju 7.7.1.1. Razlika med primeroma 4 in 6 je v tem, da je bilo v slednjem za kontrolno vozlišče izbrano vozlišče 8, ki se nahaja na koncu zunanje stene l v x – smeri. Kontrolno vozlišče je z modro barvo označeno na tlorisnem prikazu pomikov na sliki 86 v spodnjem levem kotu in v ostalih slikah z rezultati.

7.7.3.2 Rezultati

»Pushover krivulja«, pomiki in poškodovanost elementov v primeru 6 so podani na sliki 86 za potres v x – smeri ter na sliki 87 za potres v y - smeri. Ostali rezultati v vsaki od smeri delovanja potresa so zbrani v preglednici 15.



Slika 86: Podajni leseni strop z eno desko, osnovni material, potres +x, vozlišče 8



Slika 87: Podajni leseni strop z eno desko, osnovni material, potres +y, vozlišče 8

Preglednica 15: Rezultati za leseni strop z eno desko, osnovni material, vozlišče 8

Primer	Nosilnost [kN]	D_u [cm] >	D_{max} [cm]	q	ULSPGA [m/s^2]	T^* [s]	m^* [t]	$\mu_{available}$
6 +x	1720	2,69	4,77	4,37	1,46	0,41	768	2,91
6 +y	1930	2,32	3,66	3,82	1,67	0,34	782	3,3

7.7.4 Komentar podajnosti stropov

Iz zgornjih treh primerov je mogoče ugotoviti omejitve »pushover« analize, ki dobro deluje le pri togih diafragmah, rezultati pri podajnih stropnih konstrukcijah pa so zelo vprašljivi. »Pushover« analiza podajnih konstrukcij bi morala biti bolj podrobno raziskana in ustrezno modificirana, ali pa bi morala biti razvita nova metoda določanja kapacitete konstrukcije za podajne stropove. Ena možnost izboljšave statične nelinearne analize je vpeljava uteženih pomikov vozlišč v etaži. Utežili bi jih z masami, ki nastopajo v posameznih vozliščih in tako dobili en sam povprečen pomik celotne etaže. Tako bi lahko prišli do uporabnejših globalnih rezultatov, še vedno pa bi obstajal problem na lokalni ravni.

Namesto nelinearne statične analize je možno uporabiti nelinearno dinamično analizo konstrukcije, s katero lahko bolje modeliramo obnašanje podajnih stropov, vendar je žal

nelinearna dinamična analiza bistveno zahtevnejša in dolgotrajnejša od »pushover« analize. Raziskovalna verzija programa TREMURI nelinearno dinamično analizo dopušča.

V primerih 4, 5 in 6 gre za enako konstrukcijo, le kontrolno vozlišče je drugačno, vendar se kljub temu pojavijo različni porušni mehanizmi. Zanimivo je, da se ponekod pojavi tudi lokalna porušitev, ko se podre samo del konstrukcije oziroma stene, kar je razvidno iz slik 84 in 86.

Očitno je, da je modeliranje podajnih realnih stropov nujno, ker je obnašanje celotne konstrukcije popolnoma drugačno kot pri konstrukcijah s togimi stropovi. Rezultati v zgornjih primerih so nezanesljivi, vendar lahko vseeno trdimo, da se nosilnost konstrukcije in maksimalen pospešek tal, ki ga konstrukcija prenese, zaradi uporabe podajnih stropov zmanjšata.

»Pushover« krivulja je na nekaterih slikah zaradi podajnosti stropov nenavadna. Zaenkrat žal še nismo uspeli pridobiti vseh podatkov/detajlov, po katerih 3Muri modelira strop, saj so bili razvijalci programa v času pisanja tega dela nedosegljivi. Predvidevamo, da podaja sile po vozliščih etaže in jih prerazporedi, ko se nek element poruši. Tako se tisto vozlišče sprosti, kar sprosti tudi elastično membrano v okolici tega vozlišča in pride do pomika vozlišča v nasprotni smeri od delovanja potresnih sile. Potresna obtežba in celotna odpornost vseh vertikalnih elementov se po drugi strani spreminjata tako kot pri analizi s togo diafragmo. Rezultat je zanka v »pushover« krivulji, ki je vidna na sliki 82 in prikazuje omejitev »pushover« analize.

Na sliki 83, je vozlišče napačno izbrano, ker pride do lokalne porušitve sten 2 ter 4 in se stena 6 skoraj ne poškoduje. Posledica je »pushover« krivulja v obliki premice, ki se sploh ne začne spuščati. Rezultati so odvisni od izbire vozlišča. Nosilnosti so si med seboj v primerih 4, 5 in 6 vseeno precej podobne, razlikujejo se le v + in – smeri za okrog 10%, kar je več kot v drugih primerih.

Pomiki vozlišč v etaži v primerih 4, 5 in 6 med seboj niso več enaki, ker ni prisotne toge diafragme. To je razvidno na slikah 82 do 87 levo zgoraj, v tabeli s pomiki vozlišč.

Stropovi so nosilni v globalni y - smeri, zato se v globalni x - smeri dogajajo nenavadne porušitve, kar je razvidno s tlorisnega prikaza pomikov na sliki 82. Razmaki med stenami postavljenimi v x – smeri ostajajo enaki, medtem ko se stene postavljene v y – smeri, gibljejo med seboj neodvisno, saj je elastični modul v globalni x smeri enak 0.

Ker so rezultati odvisni od »pushover« krivulje, je duktilnost v vsakem od primerov drugačna. Nasploh so porušitve drugačne pri različnih primerih in odvisne od izbire kontrolnega vozlišča, kar je zelo čudno, ker gre za enako konstrukcijo. Potrebno bi bilo dobiti točno teoretično ozadje programa, del problemov pa gre pripisati nekompatibilnosti »pushover« analize s podajnostjo stropov.

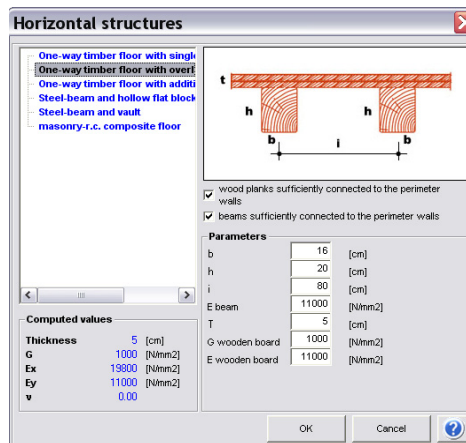
7.8 Protipotresni ukrepi

Program 3Muri omogoča modeliranje številnih ukrepov za protipotresno utrditev, predstavljeni bodo le nekateri. Omeniti velja, da naslednja verzija programa 4.0 nabor ukrepov še poveča, saj je možno modelirati FRP vezi (angl. *fiber-reinforced polymer*) in armirano zidovje. V naslednjih treh primerih je pokazano, da ojačitve ogromno doprinesejo k boljšemu obnašanju konstrukcije. Osredotočil sem se predvsem na ukrepe, s katerimi izboljšamo stropove in povežemo stavbo v celoto, da se obnaša kot škatla.

7.8.1 Primer 7: Leseni strop z dvema deskama v pravokotnih smereh

7.8.1.1 Opis primera

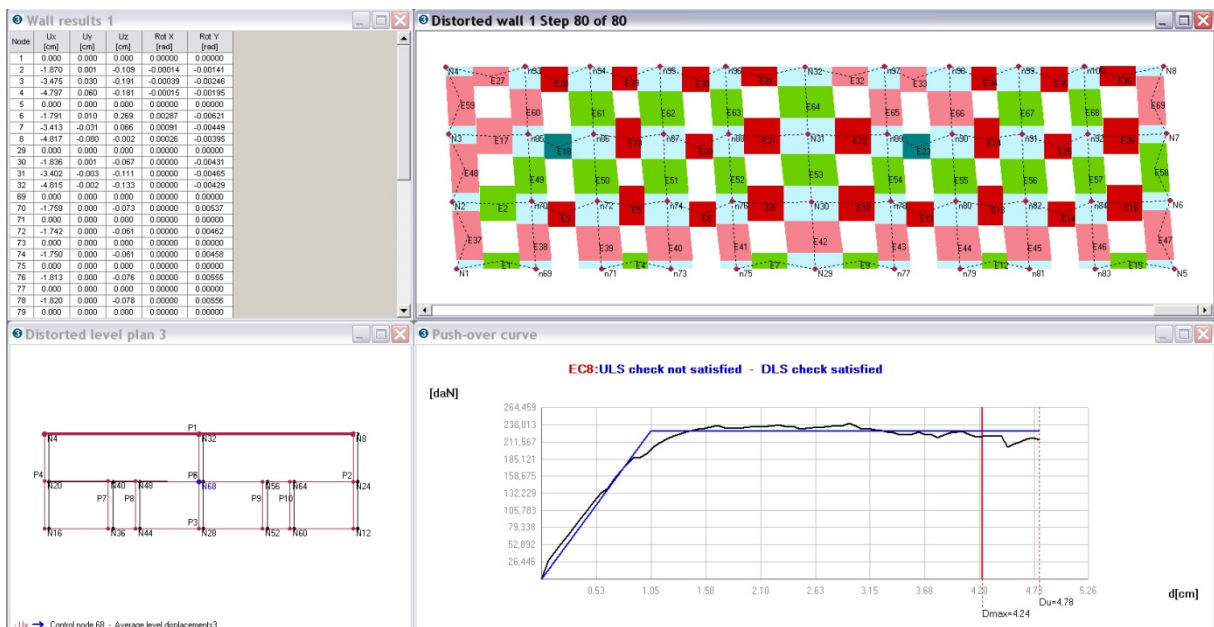
V tem primeru je bil uporabljen osnovni material. Strop sem modeliral z dvema med seboj pravokotnima deskama debeline 2,5 cm. Lesene stropnike sem tako kot v prejšnjih primerih modeliral s hrastovim lesom in privzel, da so dobro vpeti v zidove.



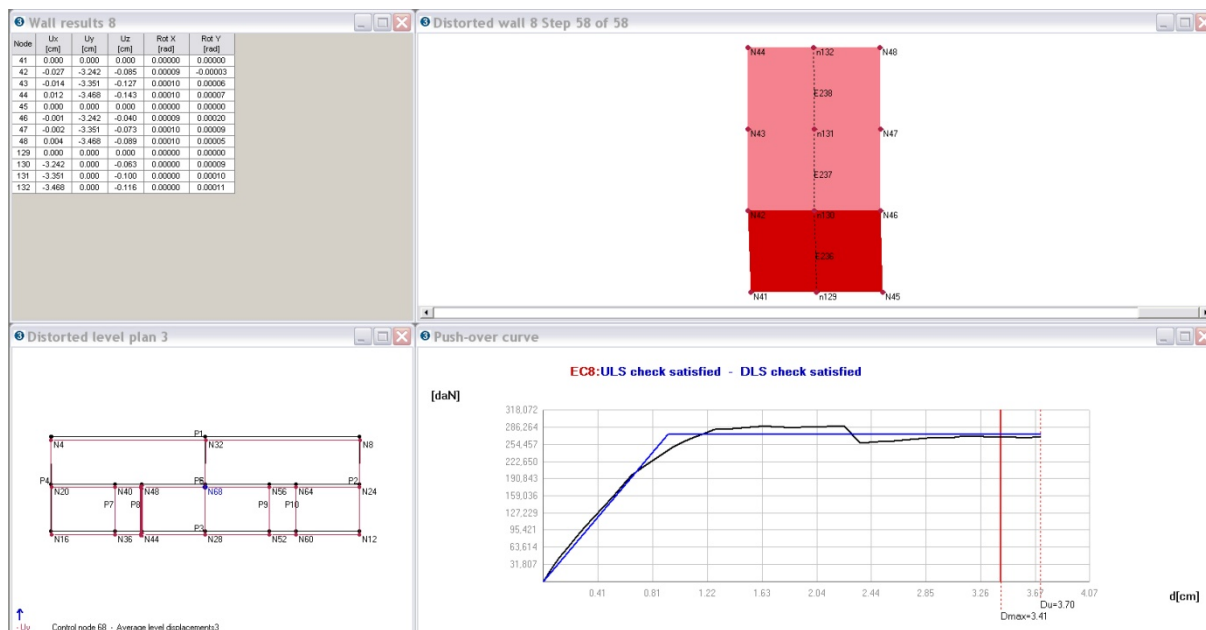
Slika 88: Modeliranje lesenega stropa z dvema deskama

7.8.1.2 Rezultati

»Pushover krivulja«, pomiki in poškodovanost elementov v primeru 7 so podani na sliki 89 za potres v x – smeri ter na sliki 90 za potres v y - smeri. Ostali rezultati v vsaki od smeri delovanja potresa so zbrani v preglednici 16.



Slika 89: Ojačitev z dvema pravokotnima deskama, osnovni material, potres –x



Slika 90: Ojačitev z dvema pravokotnima deskama, osnovni material, potres –y

Preglednica 16: Rezultati za leseni strop z dvema deskama, osnovni material

Primer	Nosilnost [kN]	D_u [cm] >	D_{max} [cm]	q	ULSPGA [m/s ²]	T^* [s]	m^* [t]	$\mu_{available}$	
1	-x	2290	4,78	4,24	3,28	2,29	0,37	772	4,57
2	-y	2720	3,70	3,41	2,72	2,69	0,32	772	4,00

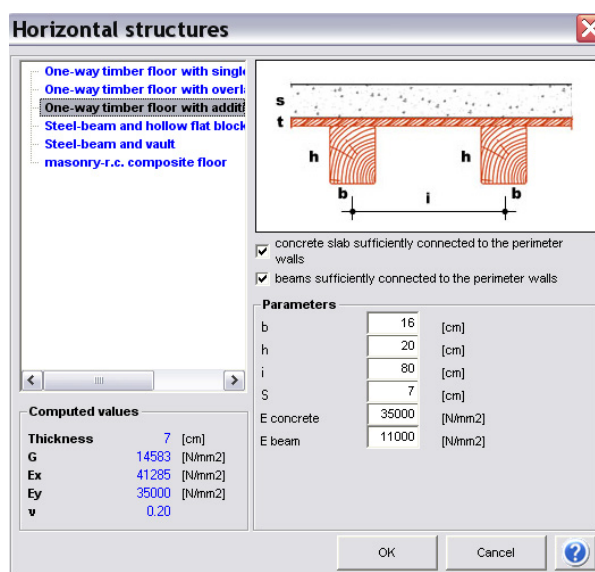
7.8.1.3 Komentar

Pojavita se mehka spodnja etaža v y - smeri ter upogibni mehanizem v prečkah v x - smeri. Ponovno so pomiki vozlišč v etaži zelo podobni zaradi večje togosti stropov. Ekvivalentna togost stropov, ki jo izračuna 3Muri je prikazana na sliki 88. Strop je nosilen v obeh smereh. Potresna odpornost konstrukcije je manjša kot v primeru s popolnoma togim stropom, ampak večja kot pri podajnem in znaša 19 % lastne teže. Konstrukcija zdrži precejšnje pospeške tal, duktilnost je velika. To je preprost, a zelo učinkovit ukrep za ojačitev stropov, vendar je v praksi težko izvedljiv, saj na ta način lahko povežemo le določene prostore, program pa računsko upošteva utrditev stropov po celotnem tlorisu.

7.8.2 Primer 8: Leseni strop z estrihom

7.8.2.1 Opis primera

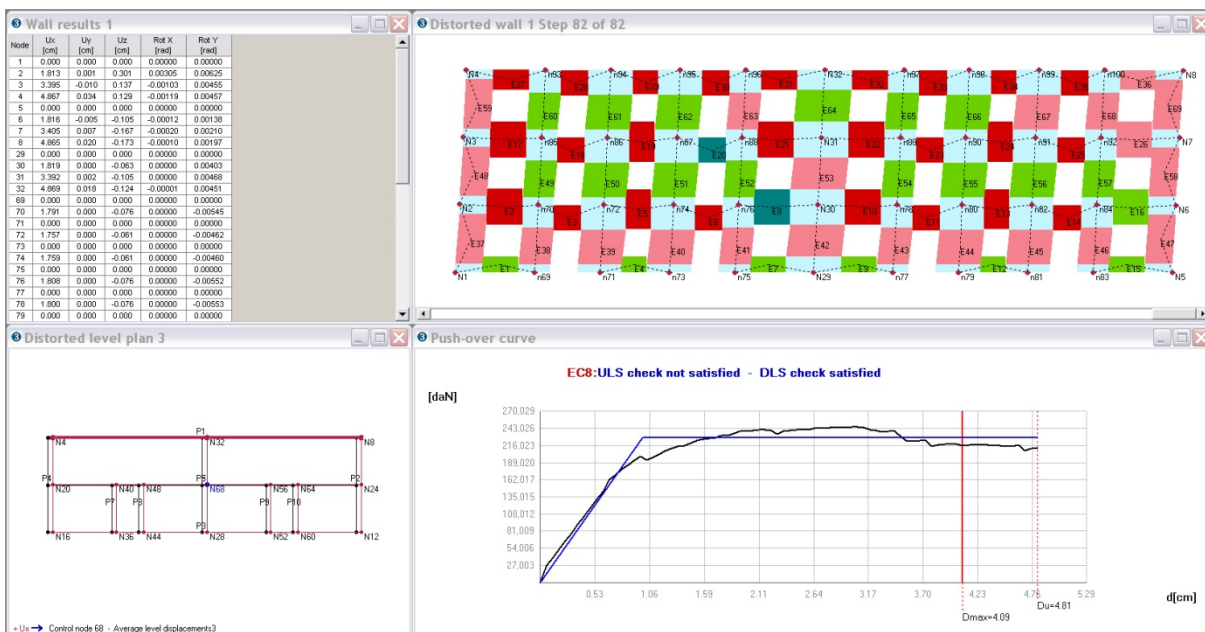
Uporabljen je bil osnovni material zidov. Leseni stropniki so modelirani kot v ostalih primerih, dodan jim je estrih debeline 7 cm, ki je dobro povezan z zidovi, kar spominja na betonsko ploščo. Togost tega stropu je večja kot v primeru 7.



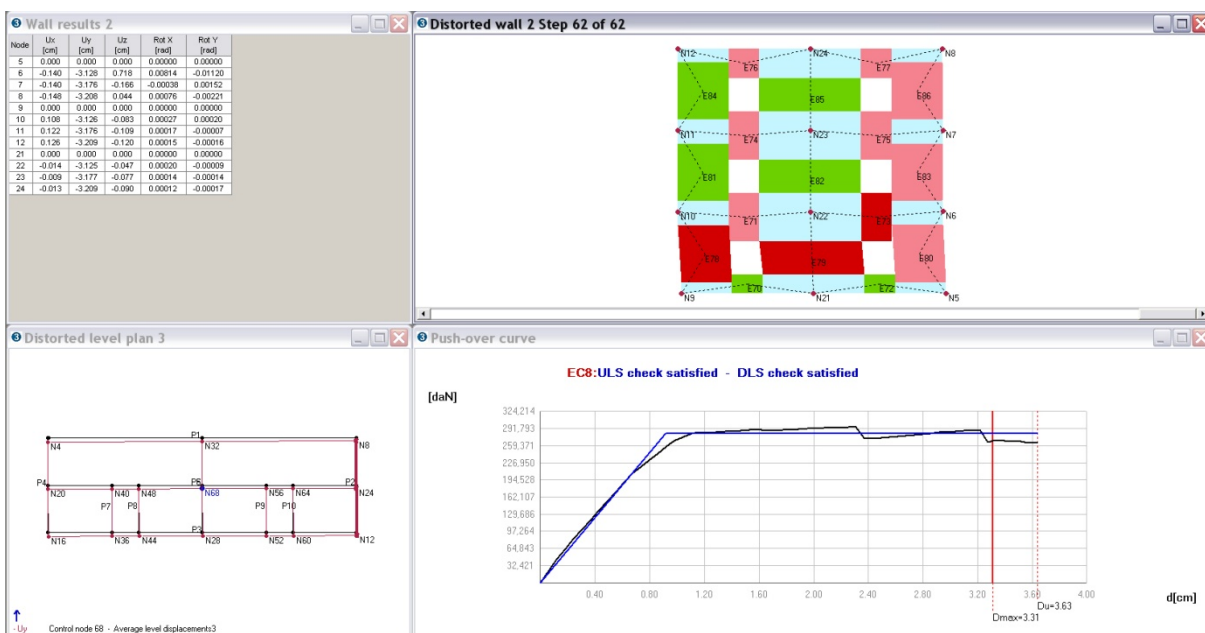
Slika 91: Modeliranje lesenega stropu z estrihom

7.8.2.2 Rezultati

»Pushover« krivulja, pomiki in poškodovanost elementov v primeru 8 so podani na sliki 92 za potres v x – smeri ter na sliki 93 za potres v y - smeri. Ostali rezultati v vsaki od smeri delovanja potresa so zbrani v preglednici 17.



Slika 92: Ojačitev z estrihom, osnovni material, potres +x



Slika 93: Ojačitev z estrihom, osnovni material, potres -y

Preglednica 17: Rezultati za leseni strop z estrihom, osnovni material

Primer	Nosilnost [kN]	D _u [cm] >	D _{max} [cm]	q	ULSPGA [m/s ²]	T* [s]	m* [t]	μ _{available}
1 +x	2270	4,81	4,09	3,28	2,28	0,36	773	4,87
2 -y	2820	3,63	3,31	2,64	2,71	0,31	766	3,97

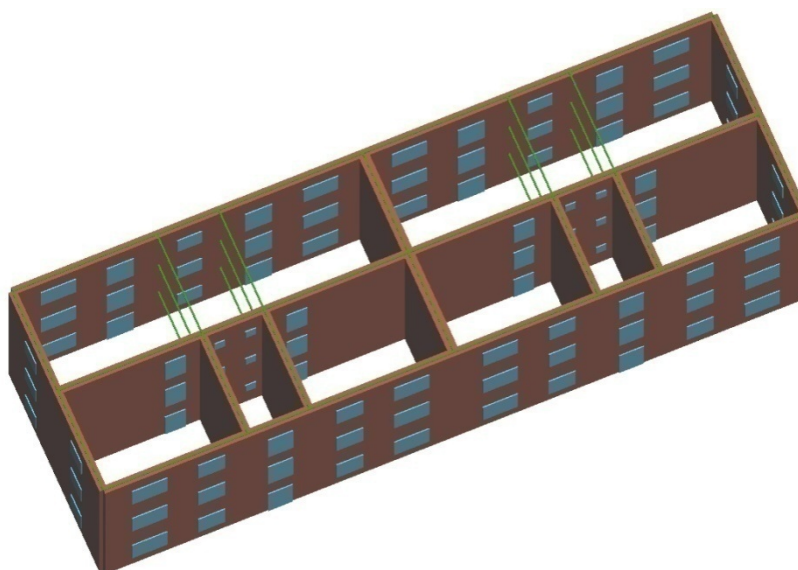
7.8.2.3 *Komentar*

Pojavi se mehka spodnja etaža v y - smeri, ter upogibni mehanizem v prečkah v x - smeri. Nosilnost je manjša kot v primeru s popolnoma togim stropom, vendar večja kot pri podajnem in znaša 18 % lastne teže. Estrih se lažje kvalitetno poveže s stenami kot strop utrjen z dvema deskama, zato je ta ukrep priporočljiv. Razlog za podobne rezultate primerov 7 in 8 je v tem, da 3Muri deske upošteva, kot da so enako dobro povezane z zidovi kot estrih (to možnost smo odključali pri primerih 7 in 8 saj nam to ponuja program). Verjetno bi bolj realne rezultate dobili, če bi deske upoštevali kot nepovezane z zidovi.

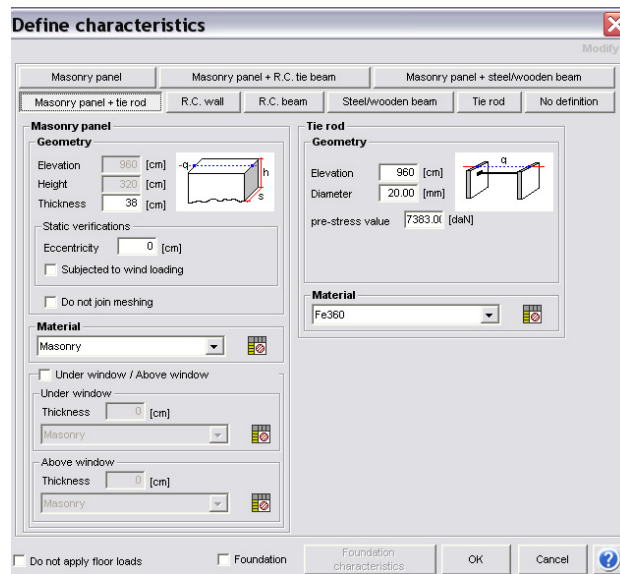
7.8.3 **Primer 9: Povezava zidov z jeklenimi vezmi**

7.8.3.1 *Opis primera*

Uporabljen je osnovni material zidu. Vsaki steni so dodane jeklene vezi, modelirane s palicami premera 20 mm iz jekla S235. Prednapete so na silo 2kN (200 daN). Pri običajnih stavbah se palice ne prednapenjajo z napenjalkami, ki so zmožne vez napeti na polovico njene natezne nosilnosti. Razporeditev vezi in njihove karakteristike so prikazane na slikah 94 in 95.



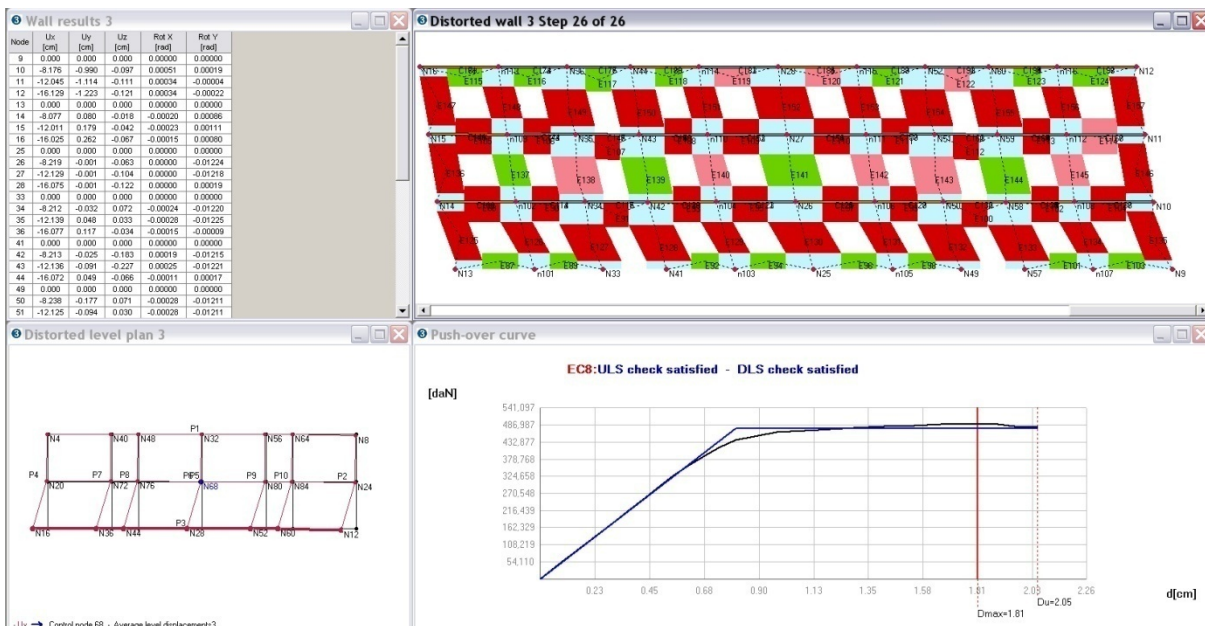
Slika 94: Razporeditev jeklenih vezi, ki so označene z zeleno barvo



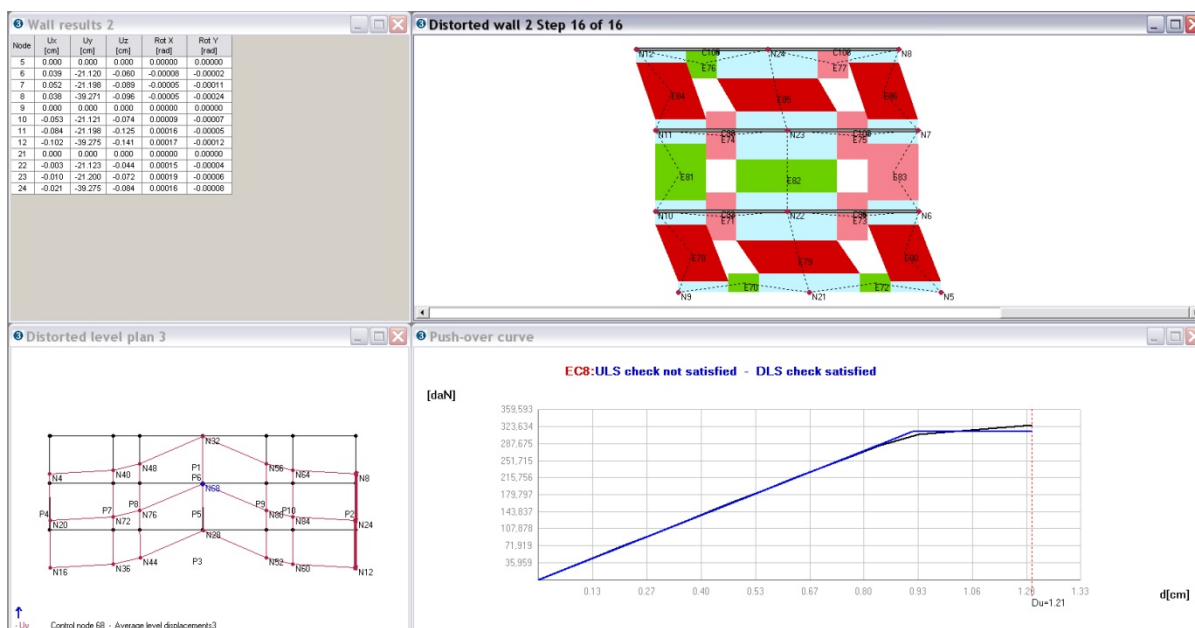
Slika 95: Karakteristike jeklenih vezi

7.8.3.2 Rezultati

»Pushover« krivulja, pomiki in poškodovanost elementov v primeru 9 so podani na sliki 96 za potres v x – smeri ter na sliki 97 za potres v y - smeri. Ostali rezultati v vsaki od smeri delovanja potresa so zbrani v preglednici 18.



Slika 96: Utrditev z jeklenimi vezmi, osnovni material, potres –x



Slika 97: Utrditev z jeklenimi vezmi, osnovni material, potres –y

Preglednica 18: Rezultati za ojačitev z jeklenimi vezmi, osnovni material

Primer	Nosilnost [kN]	D_u [cm] >	D_{max} [cm]	q	ULSPGA [m/s^2]	T^* [s]	m^* [t]	$\mu_{available}$	
1	-x	4800	2,05	1,81	1,56	2,72	0,23	768	2,55
2	-y	3100	2,90	1,21	2,26	1,31	0,29	742	1,32

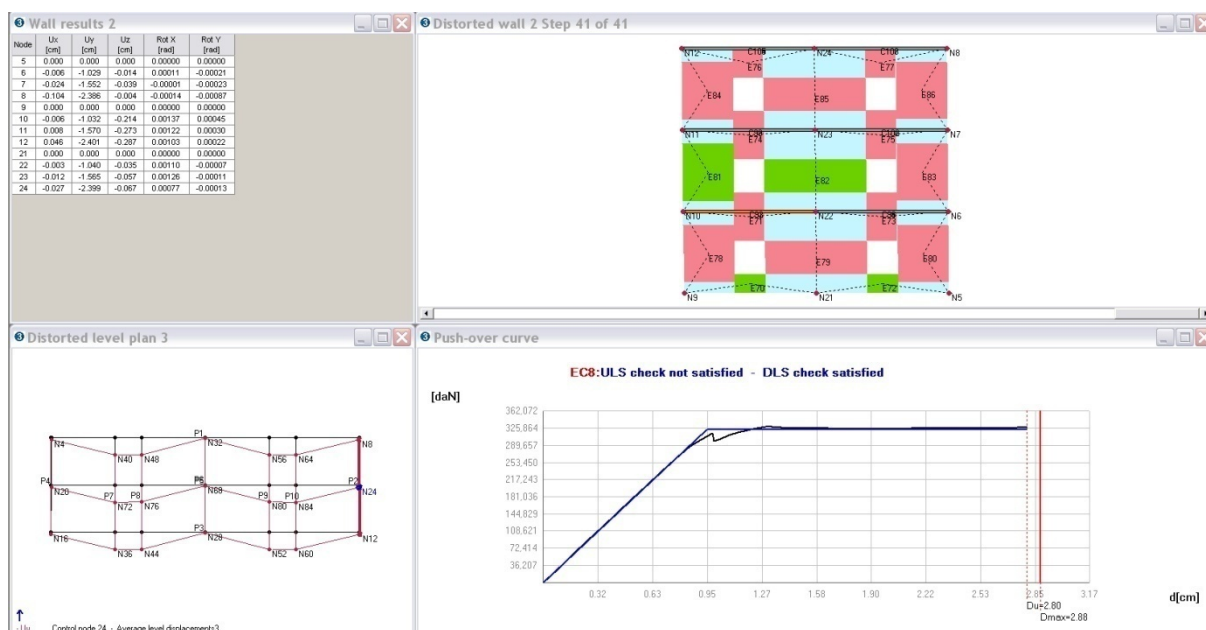
7.8.3.3 Komentar

V primeru jeklenih vezi se v x - smeri pojavi upogibna porušitev vseh elementov stene 3, medtem ko se v ostalih stenah elementi ne porušijo, temveč samo poškodujejo. Do hkratne porušitve vseh elementov stene 3 pride hipoma v zadnjem koraku »pushover« analize. Nekatere jeklene vezi, ki so na sliki 96 obarvane oranžno, se porušijo. Center mas je nekoliko pomaknjen k steni 3, ki zato prevzame večjo potresno silo kot stena 1. Centralna stena v x – smeri se ne poruši, ker je bistveno bolj nosilna kot obe zunanji.

V y – smeri pride do upogibne porušitve pritlične in vrhnje etaže v zunanjih stenah 2 in 4, v preostalih stenah se poruši zgornja etaža.

Nosilnost se pri uporabi jeklenih vezi močno poveča. Tako ojačana stavba naj bi zdržala horizontalno obtežbo ekvivalentno 25 % lastne teže v y – smeri oziroma 38 % lastne teže v x - smeri ter pospešek tal do $2,26 \text{ m/s}^2$. Sumljivo se nam zdi, da je nosilnost konstrukcije s podajnimi lesenimi stropovi in jeklenimi vezmi večja kot pri konstrukciji s popolnoma togimi stropovi za več kot 100 %. Ni nam uspelo izvedeti, kako 3Muri upošteva jeklene vezi, vendar je mogoče, da silo prednapetja upošteva pri računu odpornosti posameznih elementov sten. Naredili smo dodaten primer, kjer je bila sila prednapetja enaka polovici natezne nosilnosti palic (78,9 kN) in nosilnost se je v tem primeru povečala še za 10 % glede na osnovni primer.

V y – smeri se pokaže podoben problem kot v primerih s podajnimi stropovi, saj je vozlišče 68 napačno izbrano in se »pushover« krivulja ne začne spuščati, ker se stena 6 ne podre. Naredili smo še en dodaten primer, kjer smo analizo osnovnega primera z jeklenimi vezmi naredili v kontrolnem vozlišču 24. V y – smeri smo dobili rezultate prikazane na sliki 98.



Slika 98: Utrditev z jeklenimi vezmi, osnovni material, potres – y , vozlišče 24

Porušitev je tokrat popolnoma drugačna, saj se stena 2 samo poškoduje in tudi zelo malo premakne v primerjavi s osnovnim primerom. Oblika »pushover« krivulje je drugačna, edino nosilnost je približno enaka (3200kN). Pojavijo se podobni problemi kot v primerih, kjer smo preiskovali podajnost stropov.

Na podlagi vsega lahko zaključimo, da je težko dobiti uporabne rezultate z analizo konstrukcije s podajnimi stropovi in da rezultatom, zaradi nepoznavanja upoštevanja togosti jeklenih vezi v programu, še ne moremo popolnoma zaupati. Bolje jih bo mogoče interpretirati, ko bomo od razvijalcev programa izvedli, kako program upošteva jeklene vezi.

7.8.4 Primerjava rezultatov

V preglednicah 19 so podani globalni rezultati analiz s programom 3Muri iz vseh devetih primerov pri delovanju potresa v x – smeri, v preglednici 20 pa pri potresu v y - smeri. Enak primer je v obeh tabelah označen z isto barvo, da je omogočena lažja primerjava.

Preglednica 19: Globalni rezultati analize z N2 metodo za potres v x-smeri

Primer	Nosilnost x [kN]	$D_{u,MSN}$ [cm]	$D_{max,MSN}$ [cm]	q	ULSPGA [m/s ²]	T^* [s]	m^* [t]	μ	Smer
1	2260	4.81	4.09	3.28	2.28	0.36	773	4.87	+x
2	1680	3.13	8.60	3.16	0.91	0.70	774	1.15	+x
3	2610	3.19	1.86	2.91	2.58	0.19	775	10.2	-x
4	1480	6.74	5.29	5.08	1.48	0.44	768	4.01	-x
5	1760	3.38	4.38	4.29	1.75	0.38	768	4.13	+x
6	1720	2.69	4.77	4.37	1.46	0.41	768	2.91	+x
7	2290	4.78	4.24	3.28	2.29	0.37	772	4.57	-x
8	2270	4.81	4.09	3.28	2.28	0.36	773	4.87	+x
9	4800	2,05	1,81	1,56	2,72	0,23	768	2,55	-x

Preglednica 20: Globalni rezultati analize z N2 metodo za potres v y-smeri

Primer	Nosilnost x [kN]	$D_{u,MSN}$ [cm]	$D_{max,MSN}$ [cm]	q	ULSPGA [m/s ²]	T^* [s]	m^* [t]	μ	Smer
1	2790	3.63	3.31	2.64	2.71	0.31	766	3.97	-y
2	1960	3.36	7.90	2.96	1.07	0.64	774	1.26	-y
3	2770	2.89	1.99	2.72	2.76	0.21	786	7.48	-y
4	1900	1.01	3.64	3.9	0.85	0.33	782	1.48	+y
5	1930	2.37	3.69	3.82	1.68	0.34	782	3.32	+y
6	1930	2.32	3.66	3.82	1.67	0.34	782	3.3	+y
7	2720	3.70	3.41	2.72	2.69	0.32	772	4	-y
8	2820	3.63	3.31	2.64	2.71	0.31	766	3.97	-y
9	3100	2,90	1,21	2,26	1,31	0,29	742	1,32	-y

Prvi trije primeri obravnavajo vpliv materialnih lastnosti na nosilnost modela s togimi stropovi. Izkaže se, da imajo materialne karakteristike zelo velik vpliv na rezultate »pushover« analize, saj se nosilnost v primeru slabega materiala zmanjša za 25 %, v primeru dobrega materiala pa se poveča za 15 % glede na osnovni material. Materialne karakteristike dobrega oziroma slabega materiala so glede na osnovni material boljše oziroma slabše le za eno marko malte oziroma opeke.

Omeniti velja, da se zaradi uporabe drugih materialnih karakteristik spremeni porušni mehanizem posameznega elementa in način porušitve konstrukcije kot celote. V primeru slabega materiala se je konstrukcija v x - smeri porušila zaradi striga v nekaterih elementih, pri osnovnem materialu je prišlo do upogibne porušitve v prečkah, pri dobrem materialu pa se je zaradi potresa v x – smeri upogibno porušila pritlična etaža (pojav mehke etaže). Rezultat različnih porušnih mehanizmov in uporabe različnih materialnih parametrov je veliko razhajanje maksimalnih pospeškov tal, ki jih konstrukcija prenese, saj je maksimalni pospešek pri slabem materialu za 60 % manjši kot v primerih 1 in 3. Spremenijo se tudi nihajni časi, ki za seboj potegnejo popolnoma drugačne vrednosti duktilnosti in zahtev za konstrukcijo (D_{max}).

V vseh devetih primerih, razen pri jeklenih vezeh, je mogoče opaziti, da je stavba bolj nosilna v y – smeri, kar je posledica manjšega števila odprtih v stenah, ki so postavljene v y – smeri.

Primeri 4, 5 in 6 so predstavljali enako konstrukcijo s podajnim stropom - leseni stropniki z eno desko. »Pushover« analiza je bila izvedena v vozliščih 68, 24 in 8, ki so predstavljali center mas, rob konstrukcije in vogal konstrukcije (slike 82 do 87).

Pojavila so se odstopanja v nosilnosti (do 25 %) pri delovanju potresa v + in - smeri, kar je več v drugih primerih. Pojavile so se tudi različne porušitve konstrukcije, čeprav so bili vsi parametri, razen kontrolnih vozlišč, enaki, kar gre pripisati nekompatibilnosti »pushover« analize s podajnimi stropovi. Rezultati, ki so odvisni od »pushover« krivulje in posledično od izbire vozlišča se med seboj precej razlikujejo (T^* , μ , ULSPGA, q). To velja predvsem za primer 4, ki ima napačno izbrano vozlišče 68 in zato ni primerljiv s primeroma 5 in 6, ki imata vozlišče na steni, ki se dejansko poruši.

Nihajni časi se pri posameznih primerih spreminjajo, ker so posledica spremembe togosti vertikalnih elementov, ki prevzamejo vodoravno obtežbo (spremembe materiala ali dodatnih jeklenih vezi). Stropovi služijo le za razporeditev obtežbe po zidovih, zato so nihajni časi pri različnih vrstah stropnih konstrukcij med seboj podobni in so okoli 0,33 s za SDOF sistem. Nihajni časi so odvisni tudi od naklona bilinearnega idealiziranega diagrama, zato se pri različnih SDOF sistemih razlikujejo.

V zadnjem sklopu primerov 7, 8 in 9 je bil raziskan vpliv različnih utrditev na potresno odpornost stavbe. Skoncentrirali smo se na ukrepe, ki izboljšajo obnašanje konstrukcije kot celote. Izkazalo se je, da se nosilnost v horizontalni smeri najbolj poveča pri uporabi jeklenih vezi premera, vendar je potrebno te rezultate jemati z rezervo, zaradi razlogov opisanih v poglavju 7.8.3.3. Nosilnost pri stropovih modeliranih z uporabo dvojnih desk oziroma cementnega estriha se izboljša za 30 %. Med slednjima presenetljivo ni bistvenih razlik, vendar je vseeno bolj smiselno stavbo utrditi z estrihom, ki se ga lažje poveže z zidovi tako, da ustvarimo homogeno stropno konstrukcijo.

8 ZAKLJUČKI

V prvem delu smo med seboj primerjali enačbe različnih avtorjev za račun upogibne in strižne nosilnosti zidovja.

Ugotovili smo, da so v primeru upogibne nosilnosti enačbe različnih avtorjev primerljive med seboj in se vrednosti ne razlikujejo veliko. Pri uporabi enačb, ki jih predpisuje SIST EN 1998-3: 2005 za račun upogibne in strižne nosilnosti zidu je potrebno biti pozoren pri izbiri faktorja zaupanja. Upogibne nosilnosti se zaradi uporabe različnih faktorjev zaupanja razlikujejo tudi do 20%.

Obstajata dve različni strižni trdnosti zidu: ena se nanaša na diagonalne razpoke na sredini, druga na zdrs zidu na robu. Pri določanju strižne nosilnosti zidu je potrebno upoštevati manjšo vrednost izmed obeh. Vrednosti strižne nosilnosti iz enega ali drugega porušnega mehanizma se lahko razlikujejo tudi več kot 50%, kar je prikazano v preglednici 1. Takšna odstopanja so opazna predvsem pri širokih zidovih, kjer je razmerje med višino in dolžino zidu blizu 1.

Izračuni strižne odpornosti zidu na podlagi strižnega mehanizma zdrsa večinoma ne podajajo točnih informacij glede potresne odpornosti elementa. Strižne odpornosti z diagonalnimi razpokami se veliko bolje ujemajo z rezultati eksperimentov in dejanskim obnašanjem zidanih elementov.

Enačbe in omejitve, ki jih predpisujeta standarda SIST EN 1996-1-1: 2006 in SIST EN 1998-1: 2005 v primeru strižne nosilnosti ne upoštevajo porušnega mehanizma, kjer se tvorijo diagonalne razpoke. Zato metode in enačbe za preverjanje potresne odpornosti zidanih zgradb ne smejo biti omejene samo z zahtevami in predlogi podanimi v Evrokodu 6 in Evrokodu 8. To velja posebej za nearmirane zidove, kjer prevladuje strižno obnašanje in je strižna odpornost zidu prevladujoč parameter potresne odpornosti celotne konstrukcije. Profesor Tomažević v članku »Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry« navaja, da naj bodo za preverjanje potresne odpornosti uporabljeni

modeli in enačbe, razvite tudi na podlagi drugih možnih kritičnih porušnih mehanizmov, kot so diagonalne razpoke, saj so sicer rezultati analize potresne odpornosti lahko zavajajoči.

Za oceno potresne odpornosti devetih primerov je bil uporabljen program 3Muri, ki je relativno nov in zelo specializiran program za nelinearno analizo zidanih konstrukcij.

Prednosti programa so:

- zelo enostavno in hitro podajanje elementov,
- hiter izračun »pushover« analize zaradi teoretičnih predpostavk programa,
- pregledno prikazovanje stopnje poškodovanosti elementov in konstrukcije,
- omogoča upoštevanje podajnih stropov in ima zbirko najbolj tipičnih stropov, ki so jih v preteklosti uporabljali v zidanih zgradbah,
- enostavno spreminjanje karakteristik materiala (SAP 2000 zahteva ponovno podajanje lastnosti vseh plastičnih členkov),
- ima veliko zbirko obstoječih materialov in omogoča upoštevanje materialnih karakteristik pridobljenih iz eksperimentov,
- vgrajena N2 metoda in postopek računa sta v skladu z Evrokodom,
- zelo enostavno dodajanje protipotresnih ukrepov za zidane stavbe. Število modelov, s katerimi lahko analiziramo vpliv utrditve konstrukcijskih elementov na potresni odziv stavbe, je v vsaki verziji večje.

Slabosti programa so:

- premajhna kontrola nad določenimi procesi,
- program ne prikazuje vmesnih rezultatov računa (Γ)
- pomanjkljivi priročniki, saj določene teoretične osnove programa niso natančno razložene (porazdelitev sil pri »pushover« analizi, algoritem za izračun nadomestne togosti stropov, kako program upošteva dodatno togost zaradi protipotresnih ukrepov)

Program 3Muri je komercialno zelo zanimiv program, saj omogoča enostavno izvedbo nelinearne analize obstoječe in nove zidane konstrukcije ter prikaz šibkih točk konstrukcij in njihovo utrditev. Kljub temu bo potrebnega še nekaj raziskovalnega dela, da se bo dobilo

informacije o detajlih delovanja programa, ki so nujno potrebne za kvalitetno oceno potresne odpornosti stavbe in za širšo uporabo programa.

V devetih primerih je bilo ugotovljeno, da materialne karakteristike zelo močno vplivajo na potresno odpornost zgradbe. Napačna izbira materialnih lastnosti se lahko izrazi z napačno izračunano nosilnostjo celotne konstrukcije, kar je posebno problematično, če je izračunana večja od dejanske nosilnosti. V primeru računa potresne odpornosti je smiselno pri vsaki konstrukciji narediti analizo občutljivosti, ki pove, kako občutljivi so rezultati na spreminjanje izbranih parametrov modela.

Pokazalo se je, da kljub temu, da program omogoča podajanje različnih, realnih podajnih stropov, rezultati niso najbolj zanesljivi zaradi omejitev »pushover« analize, ki dobro deluje ob predpostavki obnašanja stropov kot toge šipe.

Izkazalo se je tudi, da je obnašanje konstrukcije s togim stropom popolnoma drugačno od konstrukcije s podajnim stropom. Ker ima večina starih zidanih konstrukcij lesene podajne stropove, je napačno njihovo obnašanje modelirati s togo diafragmo.

Potrebno bi bilo razviti alternativno metodo za določanje potresne odpornosti konstrukcij s podajnimi stropovi, modificirati »pushover« analizo z uvedbo uteženih pomikov vozlišč iste etaže ali uporabiti zahtevnejšo nelinearno dinamično analizo, da bi dobili bolj uporabne rezultate pri podajnih stropovih. To zaenkrat omogoča le raziskovalna verzija programa TREMURI, morda pa bo omogočena nelinearna dinamična analiza tudi v naslednjih verzijah komercialnega programa 3Muri.

Analize potresnega odziva zidanih stavb kot celote z upoštevanjem podajnih stropov v Sloveniji nismo zasledili. Projektanti v modelu vedno upoštevajo toge stropove in običajno analizirajo samo eno etažo naenkrat (torej etažo po etažo). Do sedaj je primanjkovalo ustreznih programov za nelinearno analizo celotne zidane konstrukcije, 3Muri bi lahko v bližnji prihodnosti zapolnil to vrzel.

Z uvedbo utrditev se poveča tudi maksimalen pospešek tal, ki ga konstrukcija lahko prenese. Izkaže se, da ta konstrukcija v pogledu maksimalnega pospeška tal, le v določenih primerih zadovolji zahtevam iz Evrokoda. To se zgodi v primerih s togim stropom, z boljšim materialom v obeh smereh ter v primerih z utrditvami samo v y – smeri. Stavbo je potrebno utrditi, da bo zadovoljevala minimalnim zahtevam obstoječih standardov.

9 VIRI IN LITERATURA

Bergant, M., Dolinšek, D., 2006. Utrjevanje opečno-kamnitih zidov z injektiranjem. www.gi-zrmk.si/.../6%20injektiranje%20kamnitih%20zidov-članek-revija%20gradbenik.pdf (19.7.2009).

Dolšek, M., 2004. Opis in primeri nelinearne statične analize s programom SAP ali ETABS. Študijsko gradivo za podiplomske študente konstrukcijske smeri pri predmetu Dinamika gradbenih konstrukcij z uporabo v potresnem inženirstvu. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo-*IKPIR*.

Fajfar, P., 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi, *Gradbeni vestnik*, november 2002, letn.51, št.11, str. 302-314.

Ganc, M. 2009. Analiza potresne odpornosti zidane konstrukcije. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 81str.

Gostič, S., 2005. Seizmična analiza zidanih stavb in tehnološke rešitve za potresno utrditev. Program usposabljanja projektantov za potresno obnovo. Ljubljana, Gradbeni inštitut ZRMK.

Habibullah,A., Pyle, S., 1998. Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis. (13.5.2009).

Mathews,R. 2001. Nonlinear static analysis.
http://structsource.com/pdf/pushintro_web.pdf (7.5.2009).

Pasticier, L., Amadio, C. In Fragiocomo, M., 2007. Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Volume 37, Issue 3: str. 467-485.

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

Slovenski standard. 2006. 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: 123 str.

Slovenski standard. 2006. 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.

Slovenski standard. 2006. SIST EN 1998-1: 2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. Del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 229 str.

Slovenski standard. 2007. SIST EN 1998-3: 2005/A101, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. Del: Ocena in prenove stavb – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 4 str.

S.T.A. Data. 2009. 3Muri User manual.

http://www.3muri.com/3muri/documenti/3Muri4.0_User_Manual.pdf (2.7.2009).

S.T.A. Data. 2009. Analysis for masonry structures.

<http://www.3muri.com/dwd.asp?file=3Muri%20brief%20theory.pdf> (2.7.2009).

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

<http://www.3muri.com/3muri/documenti/3MuriGeneralDescription.pdf> (2.7.2009).

S.T.A. Data. 2009. Non Linear Seismic Analysis – Theoretical background.

http://www.3muri.com/dwd.asp?file=13wcee_Vancouver_843_NonLinearSismicAnalysis.pdf (2.7.2009).

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

Tomažević, M., 1999. Earthquake-resistant design of masonry buildings. Series on Innovation in Structures and Construction – Vol.1. Imperila College Press: 268 str.

Tomažević, M., 2007. Sanacija gradbenih konstrukcij, Protipotresna utrditev in projektiranje: primer zidanih stavb I. Del. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo Slovenije.

Tomažević, M., 2007. Sanacija gradbenih konstrukcij, Protipotresna utrditev in projektiranje: primer zidanih stavb II. Del. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo Slovenije.

Tomažević, M., 2007. Sanacija gradbenih konstrukcij, Protipotresna utrditev in projektiranje: primer zidanih stavb III. Del. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo Slovenije.

Tomažević, M., 2008. Shear resistance of masonry walls in Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry, Gradbeni vestnik, maj 2008, letn.57, št.5, str. 113-128.

Turnšek, V., Sheppard, P. 1980. The shear and flexural resistance of masonry walls. Proceedings of the International Research Conference on Earthquake Engineering. Skopje: str. 517-573.