

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

Kandidatka:

Mateja Ganc

Analiza potresne odpornosti zidane konstrukcije

Diplomska naloga št.: 3052

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 31. 3. 2009

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana **MATEJA GANC** izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:
»ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE KONSTRUKCIJE«.

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

Ljubljana, 6.3.2009

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.012.4:624.042.7(043.2)
Avtor: Mateja Ganc
Mentor: doc. dr. Matjaž Dolšek
Naslov: Analiza potresne odpornosti zidane konstrukcije
Obseg in oprema: 82 str., 19 pregl., 12 graf., 53 sl., 52 en.
Ključne besede: zidana konstrukcija, nearmirano zidovje, strižna nosilnost, nelinearna statična (»pushover«) analiza, N2 metoda, potresna odpornost

Izvleček

V diplomski nalogi je narejena ocena potresne odpornosti zidane konstrukcije. V prvem delu obravnavamo različne modele za določevanje odpornosti nearmiranega zidu ter primerjamo rezultate za izbran nearmiran zid. Za analizo potresne odpornosti zidane konstrukcije so upoštevani trije porušni mehanizmi zidu, izračunane nosilnosti so uporabljene za definiranje plastičnih členkov v ekvivalentnem okvirju. Strižna nosilnost zidovja, ki se nanaša na zdrs je merodajna nosilnost za izračun potresne odpornosti enostavne zidane konstrukcije.

V drugem delu naloge obravnavamo dvoetažno zidano stavbo. Potresno odpornost zidane konstrukcije smo ocenili z N2 metodo. Tako smo najprej izvedli nelinearno statično (pushover) analizo. Materialna nelinearnost konstrukcije je v modelu zajeta s postavitvijo plastičnih členkov v linijskih elementih ekvivalentnega okvirja. Najprej je bila narejena elastična analiza, nato pa nelinearna analiza s pomočjo programa SAP2000 v.12. »Pushover« krivuljo, ki prikazuje odnos med celotno prečno silo ob vpetju in pomikom na vrhu konstrukcije, smo uporabili za določitev ciljnega pomika z N2 metodo, ki je vpeljana v standard SIST EN 1998-1: 2005. Pri ciljnem pomiku smo ocenili poškodovanost konstrukcije, dodatno pa smo določili jakost potresa, ki naj bi ga konstrukcija še prenesla. Del nelinearne statične analize je narejen tudi v primeru, da v modelu namesto zdrsa upoštevamo strižne nosilnosti zidov, ki se nanašajo na diagonalne razpoke.

Na koncu smo analizo izvedli še s programom 3MURI, ki je odlično orodje za opis nelinearnega mehanskega obnašanja zidov v njihovi ravnini in oceno poškodb zidanih konstrukcij zaradi potresa.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.012.4:624.042.7(043.2)
Author: Mateja Ganc
Supervisor: Assist. Prof. Matjaž Dolšek
Title: Seismic resistance analysis of masonry building
Notes: 82 p., 19 tab., 12 gr., 53 fig., 52 eq.
Key words: masonry building, unreinforced masonry, shear resistance, non-linear static (pushover) analysis, N2 method, seismic resistance

Abstract

In the Thesis the seismic performance assessment of the masonry building is presented. Firstly, different models for seismic resistance of unreinforced masonry wall are presented and the resistances determined on a typical wall by employing different models are evaluated and discussed. Basically three failure mechanisms are considered in seismic performance assessment of masonry wall and are used for defining plastic hinges in equivalent frame. Usually the smallest shear resistance of the wall for the calculation of seismic resistance of simple masonry structure is sliding shear. In the second part of the Thesis an example of two storey masonry building is presented. The simplified nonlinear method for seismic performance assessment of structures, the N2 method was employed in the study. Therefore the nonlinear static (pushover) analysis was performed. Nonlinear behaviour of the material is captured by defining the plastic hinges into elements of equivalent frame. Before the nonlinear analysis with SAP2000 v.12 program, elastic analysis was made first. The pushover curve, which is a part of the N2 method implemented in SIST EN 1998-1: 2005 and represents the relationship between the base shear and the top displacement, was used for determination of target displacement. The damage in the structure was estimated at the target displacement and the peak ground acceleration, which corresponds to the near collapse limit state, was determined. In addition the analysis was performed for the case where the shear resistance due to diagonal cracking was considered the most adequate among other models. Lastly the program 3MURI, which is excellent tool to describe the non-linear in-plane mechanical behaviour of masonry panels was used for seismic performance assessment of the two-storey building.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Matjažu Dolšku. Zahvala tudi družini in prijateljem, ki mi vseskozi stojijo ob strani.

Hvala tudi ostalim, ki so kakorkoli pripomogli pri nastanku te diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB MED POTRESI	3
3 DOLOČANJE POTRESNE ODPORNOSTI NEARMIRANEGA ZIDU	5
3.1 Določitev napetosti zaradi vertikalne obtežbe (Gostič, S., 2005)	5
3.2 Upogibna nosilnost zidu, ki se nanaša na upogibno porušitev ob vpetju	6
3.3 Strižna nosilnost zidovja	8
3.3.1 Strižna nosilnost zidu, ki se nanaša na diagonalne razpoke na sredini zidu	9
3.3.2 Strižna nosilnost zidu, ki se nanaša na zdrs na robu zidu	11
3.3.3 Strižna nosilnost nearmiranega zidu, določena eksperimentalno ali izračunana	13
4 POENOSTAVLJENA NELINEARNA ANALIZA KONSTRUKCIJ PRI POTRESNI OBTEŽBI	16
4.1 Postopek nelinearne statične (»pushover«) analize	16
4.1.1 Podatki	18
4.1.2 Nelinearna statična (»pushover«) analiza	18
4.1.3 Ekvivalentni model z eno prostostno stopnjo	20
4.1.4 Spektri v AD formatu	22
4.1.5 Potresne obremenitve SDOF modela	23
4.1.6 Globalne in lokalne potresne obremenitve MDOF sistema	25
5 RAČUNALNIŠKA PROGRAMA ZA NELINEARNO STATIČNO (»PUSHOVER«) ANALIZO	27
5.1 Program SAP2000 v.12	27
5.1.1 Postopek nelinearne statične analize	28
5.1.2 Deformacijska krivulja plastičnega členka	29
5.2 Program 3MURI	30
5.2.1 Podatki	32
5.2.2 Analiza	35

5.2.3	Kontrola	36
6	PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI	38
6.1	Opis konstrukcije	38
6.1.1	Zasnova konstrukcije	38
6.1.2	Lastnosti materiala	42
6.1.3	Obtežba	42
6.2	Potresna odpornost s programom SAP2000 v.12	43
6.2.1	Model konstrukcije	43
6.2.2	Modeliranje materialne nelinearnosti	46
6.2.3	Togostne lastnosti elementov	51
6.2.4	Račun mas	51
6.2.5	Vpliv naključne torzije	52
6.2.6	q faktor	52
6.2.7	Spekter pospeškov	52
6.2.8	Projektna obtežna kombinacija	53
6.2.9	Elastična analiza	53
6.2.10	Nelinearna analiza	56
6.3	Potresna odpornost s programom 3MURI	68
6.3.1	Postavitev modela	68
6.3.2	Analiza	71
	ZAKLJUČKI	76
	VIRI	80

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Primerjava izračunanih vrednosti upogibne nosilnosti za izbrana zidovja	8
Preglednica 2: Primerjava različno izračunanih strižnih nosilnosti zidu, ki se nanašajo na diagonalne razpoke	11
Preglednica 3: Primerjava različno izračunanih strižnih nosilnosti zidu, ki se nanašajo na zdrs na robu zidovja	13
Preglednica 4: Primerjava med eksperimentalnimi in izračunanimi vrednostmi strižne nosilnosti testiranih zidov (Tomažević, 2008)	13
Preglednica 5: Lastnosti plastičnih členkov sten SY	48
Preglednica 6: Lastnosti plastičnih členkov sten SX	49
Preglednica 7: Lastnosti plastičnih členkov nosilcev v stenah SY	50
Preglednica 8: Lastnosti plastičnih členkov nosilcev v stenah SX	50
Preglednica 9: Račun mas posameznih etaž	51
Preglednica 10: Vrednosti uporabljene v programu	51
Preglednica 11: Nihajni časi in nihajne oblike konstrukcije	54
Preglednica 12: Kontrola pomikov	55
Preglednica 13: Kontrola nosilnosti zidov zaradi vertikalne obtežbe	55
Preglednica 14: Porazdelitev teže po etažah	56
Preglednica 15: Izračunani ciljni pomiki d_t	62
Preglednica 16: Etažni zasuki konstrukcije do ciljnega pomika	64
Preglednica 17: Primerjava rezultatov nelinearne analize in ocena potresa, ki ga konstrukcija še prenese za primer modalne porazdelitve obtežbe v smeri x	77
Preglednica 18: Nihajni časi modela v programu 3MURI	78
Preglednica 19: Primerjava rezultatov programa SAP2000 v.12 in 3MURI za primer modalne porazdelitve obtežbe v smeri x	78

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 1: Spekter pospeškov za elastično analizo	53
Grafikon 2: Nelinearna statična analiza konstrukcije v smeri x	57
Grafikon 3: Nelinearna statična analiza konstrukcije v smeri y	57
Grafikon 4: Pretvorba rezultatov nelinearne statične analize v bilinearen diagram za primer modalne porazdelitve obtežbe v smeri x	58
Grafikon 5: Elastični spekter odziva	59
Grafikon 6: AD format za kategorijo tal B	60
Grafikon 7: Elastični in neelastični spekter in diagram kapacitete za modalno porazdelitev obtežbe v smeri x	61
Grafikon 8: Določitev ciljnega pomika v smeri x	62
Grafikon 9: Določitev ciljnega pomika v smeri y	63
Grafikon 10: Pushover krivulja v smeri x za modalno porazdelitev obežbe	66
Grafikon 11: Pretvorba rezultatov nelinearne statične analize v bilinearen diagram	67
Grafikon 12: Določitev ciljnega pomika	68

KAZALO SLIK

Slika 1: Porušni mehanizmi zidu: (a) drobljenje; (b) zdrs; in (c) diagonalne razpoke (Pasticier, Amadio in Fragiaco, 2007)	3
Slika 2: Strižna porušna mehanizma: (a) zdrs na robu zidovja, (b) strižna porušitev, ki je opisana kot tvorba diagonalnih razpok (Tomažević, 2008)	8
Slika 3: MDOF model (Fajfar)	18
Slika 4: Elastični spekter pospeškov (Fajfar)	18
Slika 5: Porazdelitev vodoravnih sil po višini konstrukcije (Fajfar)	19
Slika 6: Rezultat nelinearne statične analize konstrukcije (»pushover« krivulje)	20
Slika 7: Ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (Fajfar)	21
Slika 8: Določitev idealiziranega elasto-idealno plastičnega odnosa med obtežbo in deformacijo (SIST EN 1998-1:2006)	22
Slika 9: Oblika elastičnega spektra odziva	23
Slika 10: AD format za »srednja« tla po EC8 (Fajfar)	23
Slika 11: Določitev ciljnega pomika za ekvivalenten SDOF (SIST EN 1998-1:2006)	24
Slika 12: Nelinearna statična analiza MDOF modela do pomika d_t (Fajfar)	25
Slika 13: Oblika deformacijske krivulje plastičnega členka	29
Slika 14: Modeliranje zidane stene (Galasco, Lagomarsino, Penna, 2006)	30
Slika 15: Obnašanje nelinearnega elementa	31
Slika 16: Postopek analize konstrukcije v programu 3MURI	32
Slika 17: Avtomatsko postavljena vozlišča	33
Slika 18: Pravilno modeliranje	33
Slika 19: Stene in njeni elementi	34
Slika 20: Ekvivalentni okvir, ki ga izpelje program	35
Slika 21: Presečišče »pushover« krivulje in bilinearnega diagrama	36
Slika 22: Tloris pritličja	39
Slika 23: Tloris 1. etaže	39
Slika 24: Stene X	40
Slika 25: Stene Y	41
Slika 26: Model konstrukcije v programu SAP2000 v.12	43
Slika 27: Stena SX1	44

Slika 28: Stena SX2	44
Slika 29: Stena SX3	44
Slika 30: Stena SY1	45
Slika 31: Stena SY2	45
Slika 32: Stena SY3	45
Slika 33: Modeliranje materialne nelinearnosti	46
Slika 34: Deformacijske krivulje, ki ustrezajo: (a) plastičnemu členku za zidovje in (b) plastičnemu členku za prekladne nosilce (Pasticier, Amadio in Fragiaco, 2007)	46
Slika 35: Plastični členki v steni SY1	63
Slika 36: Plastični členki v steni SY2	64
Slika 37: Plastični členki v steni SY3	64
Slika 38: Krivulja odpornosti z mejnimi stanji (Tomažević)	65
Slika 39: Pushover krivulja do ciljnega pomika	65
Slika 40: Definiranje geometrije modela	69
Slika 41: Postavitev zidov, plošč in odprtín	70
Slika 42: 3D model konstrukcije	71
Slika 43: Tloris enakovrednega okvirja (pritličje)	71
Slika 44: Stena P1	72
Slika 45: Stena P2	72
Slika 46: Stena P3	72
Slika 47: Stena P4	73
Slika 48: Stena P5	73
Slika 49: Stena P6	73
Slika 50: Pushover krivulja in bilinearen diagram modela z eno prostostno stopnjo v programu 3MURI	74
Slika 51: Poškodovanost stene P1 pri maksimalnem pomiku	75
Slika 52: Poškodovanost stene P2 pri maksimalnem pomiku	75
Slika 53: Poškodovanost stene P3 pri maksimalnem pomiku	75

1 UVOD

Ena od prioritet mnogih evropskih držav je ocena potresne ranljivosti obstoječih stavb. Velikokrat se številne stare zidane zgradbe, ki so pogosto označene za propad in imajo v nekaterih primerih precejšnjo zgodovinsko vrednost, nahajajo na potresno nevarnih območjih. Ker obstoječe zidane stavbe praviloma niso bile projektirane na potresno obtežbo, so zgrajene iz materialov in v sistemih, ki so odporni na tlačne obremenitve, ne pa na upogib ter strig, so slabo vzdrževane, materiali so propadli zaradi vplivov okolja in časa, je tveganje za izgube zaradi potresa precej večje od tistega, ki ga dopuščajo standardi za potresno odporno gradnjo. Zato je smiselno oceniti potresno tveganje v obstoječih zidanih zgradbah in tako prepoznati najbolj kritične konstrukcije ter jih dodatno utrditi. Da bi dosegli ta rezultat je potrebno, poleg ostalih procesov, čim bolj pravilno modelirati potresni odziv zidane zgradbe. S pomočjo analize potresne odpornosti ugotovimo računsko potresno varnost objekta. Rezultat analize, ki predstavlja potresno odpornost v dveh pravokotnih smereh, nam pove ali je zgradba s svojimi zidovi sposobna prevzeti predpisano potresno obtežbo. Glede na to lahko predvidimo potrebne ukrepe za potresno utrditev objekta.

Kolikor toliko zanesljive ocene predvidenih poškodb ni mogoče dobiti brez uporabe nelinearne analize, ki je v principu najbolj primerna za izračun odziva konstrukcij pri potresni obtežbi. Eden od korakov na poti k želenemu cilju so se v novih dokumentih začele uveljavljati poenostavljene nelinearne metode, ki temeljijo na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami pri monotono naraščajoči horizontalni obtežbi (»pushover«), medtem ko se obremenitev določi iz projektne spektra. Ena teh metod je N2 metoda, ki je bila razvita v IKPIR-u in je bila v letu 2002 vključena v evropski standard za gradnjo na potresnih območjih Eurocode 8 (EC8).

Da dobimo sliko o sposobnosti zidane zgradbe za prenos vodoravne potresne obtežbe najprej izračunamo »pushover« krivuljo. Ta krivulja prikazuje odvisnost vodoravnih pomikov na vrhu konstrukcije od postopoma naraščajoče vodoravne sile. Tako lahko, ob pravilno predpostavljeni nosilnosti posameznih zidov, ocenimo nosilnost zgradbe na horizontalno obtežbo ter tudi njeno duktilnost. Nosilnost elementov je odvisna od mehanizma obnašanja elementov oziroma od načina porušitve, ki pa je odvisen od položaja elementa v zgradbi, same zasnove konstrukcije (stebri, stene, način povezanosti zidovja v višini stropov), kvalitete

materialov in grajenja ter razmerja med navpično in vodoravno obtežbo. Opečni ali kamniti zid je tipičen kompozitni konstrukcijski material, ki je primeren za prenašanje tlačnih napetosti, sposobnost prenašanja nategov in striga pa je relativno nizka. Ker je zid nehomogen in neizotropen material, se mehanske karakteristike zidu pri strigu in tlaku močno razlikujejo od tistih pri homogenih in izotropnih materialih. Prevladujoč konstrukcijski element zidanih konstrukcij je stena z odprtini, pri katerem strižni mehanizmi prevladujejo v primeru vodoravne obtežbe v njihovi ravnini. Upogibni mehanizmi se redko pojavijo med potresi. Tako so pri oceni potresne odpornosti konstrukcij na potresnih območjih ustrezno pomembni parametri, ki definirajo obnašanje zidanih sten pri strigu. Potrebno je upoštevati porušne mehanizme, ki najboljše predstavljajo obnašanje zidu v realnosti.

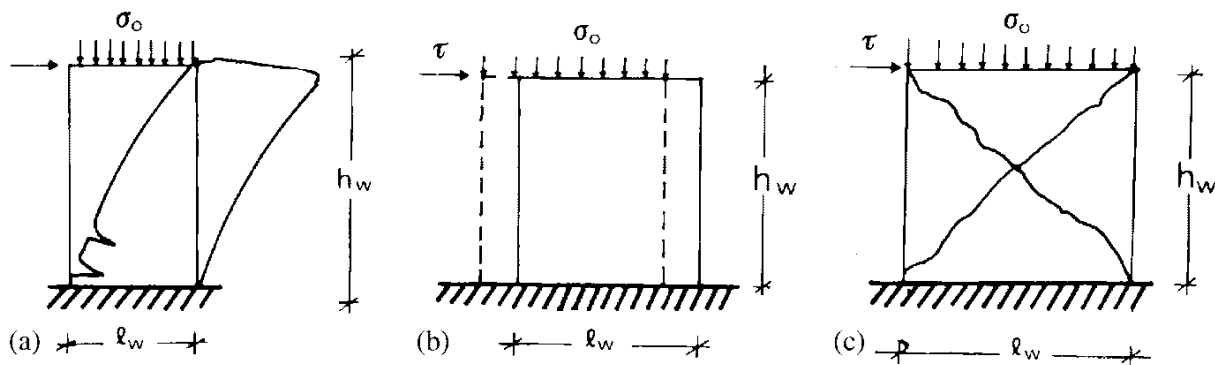
Do danes je bilo razvitih nekaj modelov z različnimi teoretičnimi pristopi. Konstrukcije modeliramo z ravninskimi modelom, ki ima več prostostnih stopenj. Matematični model, ki ga uporabimo pri običajni linearni elastični analizi, dopolnimo s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezne elemente konstrukcije. Običajno je model konstrukcije sestavljen iz linijskih elementov. Tak element najenostavneje razširimo v nelinearno območje tako, da uvedemo plastične členke in za vsak členek določimo nelinearen odnos med upogibnim momentom in zasukom ($M-\varphi$ odnos) oziroma nelinearen odnos med prečno silo in pomikom ($V-\delta$ odnos). V skladu z rabo tega pristopa, se preklade in zidovi upoštevajo kot elastični elementi, njihova presečišča so modelirana kot popolnoma toga, materialna nelinearnost pa je koncentrirana v nekaterih predhodno definiranih prerezih. Uporaba tega pristopa je dovoljena v evropskih standardih (Eurocode 8). V diplomskem delu nas je zanimala metoda, ki omogoča uporabniku izvesti globalno analizo konstrukcije.

Eurocode 8 vzpodbuja uporabo nelinearne statične («pushover») analize, za to pa je potrebna uporaba primernih programov za projektiranje zidanih konstrukcij. Tako je v diplomski nalogi raziskana možnost ponujenih programov za analizo konstrukcij kot sta SAP2000 v.12.0.1 in 3MURI. Narejena je bila nelinearna statična analiza na tipični zidani konstrukciji.

2 OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB MED POTRESI

Pri vseh zidanih stavbah lahko, ne glede na vrsto zidu, iz katerega so sezidane, z analizo poškodb ugotovimo, da dva faktorja bistveno vplivata na njihovo potresno odpornost: zasnova konstrukcije in kvaliteta materialov ter grajenja. Najpomembnejši vidik zasnove stavbe je ta, da mora prevzeti potresno obtežbo kot celota (posamezne stene morajo biti povezane z vezmi v celoto). Posamezna zidana stena namreč sama nikakor ne more prevzeti močne potresne sile pravokotno na svojo ravnino. Razpoložljivo potresno odpornost stavbe se lahko v celoti izkoristi le, če so zidovi povsem povezani s horizontalnimi vezmi in stropovi, ki delujejo kot monolitna plošča. V tem primeru se celotna potresna obremenitev razdeli na posamezne zidove v razmerju njihove togosti in tako celotno obtežbo prevzamejo zidovi, ki stojijo v smeri obtežbe. Pravokotno na svojo smer deluje zid kot plošča, ki je vpeta na vseh štirih robovih in s tem je običajno nosilnost zidu zadostna, da prevzame lokalne potresne obremenitve.

Pri zidovih, ki stojijo v smeri obtežbe, se lahko pojavijo različni porušni mehanizmi (slika1): (a) upogibna porušitev v ravnini zidu (drobljenje), zaradi dosežene mejne tlačne nosilnosti pri upogibu, (b) zdrs zidu v vodoravni smeri in (c) strižna porušitev zaradi prekoračitve nateznih trdnosti v diagonalni smeri zidu (diagonalne razpoke).



Slika 1: Porušni mehanizmi zidu: (a) drobljenje; (b) zdrs; in (c) diagonalne razpoke (Pasticier, Amadio in Fragiaco, 2007)

Ustrezno potresno varnost zidanih stavb je mogoče doseči s povezavo vseh zidov v celoto in z zadostno nosilnostjo zidov. S povezavo zidov dosežemo, da potresno obtežbo prenesejo zidovi v smeri svoje ravnine. Nosilnost zidov v njihovi ravnini pa mora biti tako velika, da ne pride do strižnega ali upogibnega rušenja.

Vztrajnostne sile, ki delujejo na zgradbo zaradi pospeškov temeljnih tal med potresom, zgradbo deformirajo. Med potresom se najbolj deformirajo deli konstrukcij med okenskimi in vratnimi odprtinami, ker so ti precej bolj podajni kot parapetni, oziroma prekladni deli zidu. Pri tem posamezni zidovi prenašajo največje tlačne ali natezne napetosti v njihovih prerezih ob zgornjem ali spodnjem robu odprtin, medtem ko so vplivi strižnih obremenitev največji na sredini višine zidov.

Pri navadnih, nearmiranih zidanih zgradbah običajnih dimenzij, kjer vpliv prevrnitvenega momenta lahko zanemarimo, so medokenski slopi tisti elementi zidu, ki določajo potresno odpornost in duktilnost zgradbe. Vendar se včasih zgodi, da slopi niso tisti elementi zgradbe, ki jih potres najprej poškoduje. Pri starih zidanih zgradbah se zaradi delovanja prečnih sil in upogibnih momentov najprej poškodujejo medokenski slopi in prekladni deli zidu. Takšne poškodbe nastanejo zaradi tega, ker stare zgradbe nimajo zidnih vezi ali masivnih stropov, ki bi med potresom nastale obremenitve v parapetnem ali prekladnem delu zidu lahko prevzeli. Takšne poškodbe so lahko tudi nevarne. S tem, ko se poškoduje prekladni del zidu, lahko podpora izgubi tudi stropna konstrukcija.

V nadaljevanju je računana potresna odpornost enostavne zidane konstrukcije in je v modelu upoštevana nosilnost tako medokenskih slopov in prekladnega dela zidu. Tako smo upoštevali vse možne scenarije porušitve delov zidane zgradbe.

3 DOLOČANJE POTRESNE ODPORNOSTI NEARMIRANEGA ZIDU

Za zidove iz opeke in kamna obstaja mnogo eksperimentalnih podatkov o mehanskih lastnostih kot so tlačna trdnost, natezna trdnost, modul elastičnosti in strižni modul, vendar jih je zaradi raznolikosti relativno malo. Poleg tega pa so eksperimenti pokazali, da so mehanske lastnosti kamnitih zidov zelo odvisne od same konstrukcije zidu in načina gradnje. Prav tako je bilo ugotovljeno, da se vrednosti zelo razlikujejo na posameznih območjih, zato ni mogoče predpisati vrednosti, ki bi bile uporabne v vseh primerih. Zato je pri izbiri materialnih karakteristik potrebna velika previdnost, saj lahko z napačno izbranimi previsokimi vrednostmi dobimo ugodne rezultate analize seizmične odpornosti objekta, dejanska odpornost objekta pa je precej nižja.

3.1 Določitev napetosti zaradi vertikalne obtežbe (Gostič, S., 2005)

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 je enaka teži stavbe (G). $G = \sum_i S_{0i} \cdot A_{wi}$.

Za izračun nosilnosti elementov uporabimo obtežno kombinacijo:

$$\sum_i G_{ki} + \sum_i y_{Ei} \cdot Q_{ki} \quad , \quad (3.1)$$

kjer je:

G_{ki} karakteristična vrednost stalnega vpliva i ,

Q_{ki} karakteristična vrednost spremenljivega vpliva i ,

$y_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i ,

$$y_{Ei} = j \cdot y_{2i} \quad , \quad (3.2)$$

$j = 1,0$ vrhnja etaža (streha),

$j = 0,8$ zasedba nekaterih etaž je povezana,

$j = 0,5$ etaže so zasedene neodvisno,

y_{2i} kombinacijski koeficient za kvazi-stalno vrednost spremenljivega vpliva

za površine kategorije A (stanovanjske površine) in B (poslovni prostori):

$$y_{2i} = 0,3,$$

za površine kategorije H (nepohodne strehe): $y_{2i} = 0,0$.

3.2 Upogibna nosilnost zidu, ki se nanaša na upogibno porušitev ob vpetju

Nearmirani zid doseže svojo upogibno nosilnost takrat, kadar zaradi drobljenja zidakov na robu zidu ne more več prenašati vodoravne obtežbe. Na tegnenem 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 oziroma virov.

Pasticier, Amadio in Fragiaco, 2007:

$$M_u = \frac{s_0 \cdot D^2 \cdot t}{2} \cdot \left(1 - \frac{s_0}{k \cdot f_d}\right), \quad (3.3)$$

kjer so:

s_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 definirana je enačba (Tomažević, 1999):

$$M_{Ru} = \frac{s_0 \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{s_0}{f}\right), \quad (3.4)$$

kjer so,

l širina zidu,

f tlačna trdnost zidu,

ostale vrednosti so definirane že 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 elementa N in je enaka:

$$V_{f-f} = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15n_d), \quad (3.5)$$

kjer so:

D dolžina zidu,

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

$n_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d}$ je normirana tlačna sila,

$f_d = f_m / CF_m$,

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

CF_m je faktor zaupanja za zid, podan v standardu za ustrezen nivo poznavanja konstrukcije,

t je debelina zidu.

Namesto delnega faktorja varnosti γ_M se v primeru obstoječih konstrukcij uporablja faktor zaupanja CF , ki je odvisen od stopnje poznavanja konstrukcije (SIST EN 1998-3: 2005):

$CF_{KL1}=1,35$ vrednosti so privzete iz banke podatkov 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 preiskavo na terenu ali na odvzetih vzorcih v laboratoriju.

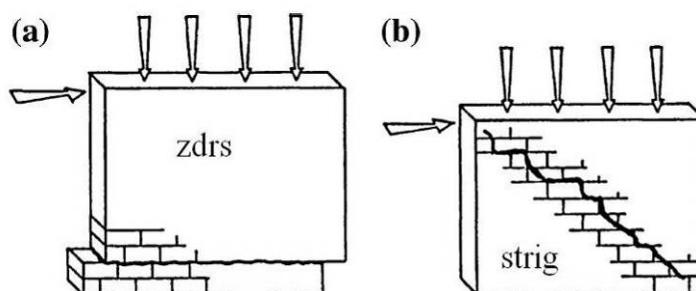
Narejena je primerjava izračunanih vrednosti upogibne nosilnosti zidu z enačbo 3.3 (Pasticier, Amadio in Fragiaco, 2007) in enačbo po SIST EN 1998-3:2005, kjer se uporablja faktor zaupanja CF_m (preglednica 1). Izračuni so narejeni za tipične zidove enostavne zidane zgradbe, ki jo kasneje obravnavamo. Projektna tlačna trdnost zidu, f_d , oziroma povprečna tlačna trdnost, f_m , sta enaki $0,8 \text{ N/mm}^2$. Upogibna nosilnost zidu $M_{f,f}$ je izračunana tako, da strižno odpornost $V_{f,f}$ v enačbi 3.5 pomnožimo z ročico, torej višino zidu h .

Preglednica 1: Primerjava izračunanih vrednosti upogibne nosilnosti za izbrane zidove

zid	t [m]	D [m]	h [m]	σ_0 [kN/m ²]	M_{f-f} [kNm]			M_u [kNm]
					CFm=1,35	CFm=1,20	CFm=1,00	
SX11	0,5	4,8	2,0	233	720	786	874	864
SX12	0,5	2,8	2,0	245	243	268	300	296
SX21	0,5	1,3	2,6	247	50	55	62	61
SX22	0,5	1,5	2,3	253	72	80	91	89
SX23	0,5	3,8	2,6	216	441	477	524	518
SX31	0,5	3,8	3,2	219	445	482	533	522
SX32	0,5	3,8	3,2	207	438	471	516	506

3.3 Strižna nosilnost zidu

Zid je tipičen kompozitni gradbeni material, ki je primeren za prenašanje tlačnih obremenitev, medtem ko je kapaciteta prenašanja natega in striga relativno majhna. Parametri, ki definirajo obnašanje zidanih sten pri strigu, so zelo pomembni pri računu potresne odpornosti zgradb na potresnih območjih. Kljub temu, da v primeru zidanih konstrukcij pod vplivom potresne obtežbe močno prevlada strižni mehanizem porušitve, ki je opisan kot tvorba diagonalnih razpok, moramo pri računu strižne nosilnosti upoštevati dva strižna porušna mehanizma (slika 2).



Slika 2: Strižna porušna mehanizma: (a) zdrs na robu zidovja, (b) strižna porušitev, ki je 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 determinira strižno odpornost zidane stene, je

odvisen od fizikalnega modela, ki opisuje porušne mehanizme. Pri zdrs, kjer nastane vodoravna razpoka, zidni element zdrsne nad enim od robov takoj, ko strižne napetosti dosežejo vrednost, ki se imenuje »strižna trdnost zidu«. V primeru strižnega mehanizma, opisanega kot nastanek 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 naj bi bila preverjena v obeh primerih.

V modelu konstrukcije se za strižno nosilnost zidu upošteva minimalna vrednost izračunanih strižnih nosilnosti, ki se nanaša na diagonalne razpoke in na zdrs.

3.3.1 Strižna nosilnost zidu, ki se nanaša na diagonalne razpoke na sredini zidu

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 napetosti so največje na sredini zidu in na tem mestu se pojavi razpoka, ki se širi v smeri diagonale od sredine proti robovoma.

Za izračun strižne nosilnosti, ki se navezuje na strižno porušitev z diagonalnimi razpokami, so Pasticier, Amadio in Fragiaco (2007) v svojem članku uporabili enačbo, ki sta jo razvila Turnšek in Sheppard, 1980:

$$V_u^f = \frac{1,5 \cdot f_{v0d} \cdot D \cdot t}{x} \cdot \sqrt{1 + \frac{s_0}{1,5 \cdot f_{v0d}}}, \quad (3.6)$$

kjer je:

f_{v0d} začetna strižna trdnost brez upoštevanja vertikalne obtežbe,

x koeficient soroden razmerju geometrije zidu.

Ostale oznake so definirane pri prejšnjem poglavju, kjer so zapisane enačbe za izračun upogibne nosilnosti zidu.

Sicer podobna enačba, le da v njej nastopa referenčna natezna trdnost (Tomažević, 1999):

$$H_{s,w} = A_w \cdot \frac{f_t}{b} \cdot \sqrt{\frac{s_0}{f_t} + 1}, \quad (3.7)$$

$$f_t = \sqrt{\left(\frac{s_0}{2}\right)^2 + (b \cdot t_{H_{\max}})^2} - \frac{s_0}{2}, \quad (3.8)$$

kjer so:

- A_w površina vodoravnega prereza zidu ($A_w = t \cdot l$),
 f_t referenčna natezna trdnost zidu,
 b faktor razporeditve strižnih napetosti po vodoravnem prerezu zidu, odvisen od geometrije zidu ter od razmerja med navpično in vodoravno silo pri porušitvi zidu; vrednost se spreminja od 1,5 (vitki zidovi, $h/l > 1,5$) do 1,1 (široki zidovi),
 $t_{H_{max}}$ povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi maksimalne vodoravne obtežbe H_{max} ,
 s_0 povprečna tlačna trdnost v vodoravnem prerezu zidu zaradi vertikalne obtežbe N ,
 l širina zidu.

Referenčna natezna trdnost zidu, f_t , je tista natezna trdnost zidu, pri kateri pride do natezne odpovedi zidu. To je takrat, kadar je zid istočasno obtežen z vertikalno in horizontalno obtežbo. Vertikalna obtežba je stalno prisotna, medtem ko horizontalna obtežba samo včasih vpliva na zid, če je povzročena z vetrom ali potresom. Maksimalno vodoravno obtežbo, H_{max} , za posamezen zid izračunamo tako, da celotno projektno potresno obtežbo porazdelimo po zidovih v razmerju njihovih togosti.

Enačbi 3.6 in 3.7 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 enak koeficientu ζ .

Primerjava je narejena na zidovih v pritličju konstrukcije, ki jo kasneje obravnavamo (preglednica 2). Začetna strižna trdnost zidu brez upoštevanja vertikalne obtežbe, f_{vod} , je enaka $0,032 \text{ N/mm}^2$. Pri analizi obravnavanega objekta pri privzetih podatkih materialnih lastnosti zidov nismo imeli podatka za referenčno natezno trdnost zidu, f_t , ki nastopa v enačbi 3.7. Zaradi podobnosti enačb 3.6 in 3.7 lahko izpeljemo, da je f_t približno enak 1,5 vrednosti f_{vod} . V Tomaževičevi knjigi lahko poiščemo vrednosti za referenčno natezno trdnost zidu, ki je iz kamna in ta je nekje enaka $0,03 \text{ MPa}$. Vrednosti strižnih nosilnosti $H_{s,w}$ v preglednici 2 so izračunane za vrednost $f_t = 0,05 \text{ MPa}$.

Pri izračunanih vrednostih strižne nosilnosti je 2,5% odstopanje.

Preglednica 2: Primerjava različno izračunanih strižnih nosilnosti zidu, ki se nanašajo na diagonalne razpoke

zid	t [m]	D [m]	h [m]	σ_0 [kN/m ²]	$b=\xi$	$H_{s,w}$ [kN]	V_u^f [kN]
SX11	0,5	4,8	2,0	233	1,1	257	251
SX12	0,5	2,8	2,0	245	1,1	152	148
SX21	0,5	1,3	2,6	247	1,5	51	50
SX22	0,5	1,5	2,3	253	1,5	62	60
SX23	0,5	3,8	2,6	216	1,1	197	192
SX31	0,5	3,8	2,0	219	1,1	198	193
SX32	0,5	3,8	2,0	207	1,1	193	189

3.3.2 Strižna nosilnost zidu, ki se nanaša na zdrs na robu zidu

Zaradi zdrsa v vodoravnih fugah zidu nastane vodoravna razpoka. Tak način porušitve je sicer redek in nastane predvsem pri tistih zidovih, ki imajo nizke vertikalne tlačne napetosti in je kvaliteta malte slaba. Do zdrsa v nearmiranih zidovih pride pri gornjih delih zidanih konstrukcij, pod togimi strešnimi konstrukcijami, kjer so tlačne napetosti nizke in porazdelitev pospeškov visoka.

Enačba za izračun strižne nosilnosti zidu, ki se nanaša na zdrs je enaka (Pasticier, Amadio in Fragiacomu, 2007):

$$V_u^s = \frac{\frac{3}{2} \cdot f_{v0d} + m \cdot \frac{S_0}{g_m} \cdot D \cdot t}{1 + \frac{3 \cdot H_0}{D \cdot S_0} \cdot f_{v0d}} \quad (3.9)$$

kjer so:

f_{v0d} , S_0 , D , t in H_0 definirane v 3.2 in 3.3.1,

m koeficient trenja ($\mu=0,4$),

g_m faktor varnosti ($\gamma_m=2$),

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

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

Strižna odpornost, kontrolirana s strigom pri tlačni sili N pa je (SIST EN 1998-3: 2005):

$$V_{f-s} = f_{vd} \cdot D' \cdot t, \quad (3.10)$$

kjer so:

D' dolžina tlačnega dela prereza,

t debelina zidu,

f_{vd} strižna trdnost zidu pri prisotnosti vertikalne obtežbe,

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 \cdot \frac{N}{D' \cdot t} \leq 0,065 \cdot f_m \quad (3.11)$$

f_{vm0} povprečna strižna trdnost brez upoštevanja vertikalne obtežbe (z upoštevanjem CF faktorja),

f_m povprečna tlačna trdnost zidakov (z upoštevanjem CF faktorja). Faktor CF je definiran v 3.2.

Pri uporabi enačbe 3.10 naj bi bila potresna obtežba že porazdeljena po zidovih. Za izračun dolžine tlačnega dela prereza moramo poznati projektno vertikalno in projektno potresno obtežbo. Zato je enačba 3.10 uporabna le v primeru osnovnih kontrol varnosti konstrukcije, kjer je za posamezen konstrukcijski element in konstrukcijo kot celota, narejena primerjava med projektno odpornostjo in projektnimi obremenitvami. V primeru nelinearnih »pushover« procedur bi bile potrebne iteracije k spremembam porazdelitve horizontalne obtežbe v nelinearnem obsegu.

Pri računu tlačnega dela prereza lahko pridemo do negativnih vrednosti, kar teoretično pomeni, da pride pri zidu do prevrnitve in se smatra kot neodporen element na vodoravno obtežbo. Vodoravna obtežba se porazdeli na ostale zidove. V primeru, da spregledamo mejno vrednost $0,065 \cdot f_m$ lahko pridemo do primerljivih rezultatov (preglednica 3), vendar se vrednosti nekje precej razlikujejo. Tudi do 25%. Za faktor zaupanja CF_m je privzeto, da so vrednosti dobljene s preiskavo na terenu ali na odvzetih vzorcih v laboratoriju ($CF_m=1$).

Preglednica 3: Primerjava različno izračunanih strižnih nosilnosti zidu, ki se nanašajo na zdrs na robu zidovja

zid	t [m]	D [m]	h [m]	H_{max} [kN]	D' [m]	f_{vk} [kN/m ²]	V_{f-s} [kN]	V_u^s [kN]
SX11	0,5	4,8	2,0	512	4,3	166	180	146
SX12	0,5	2,8	2,0	267	1,8	218	96	101
SX21	0,5	1,3	2,6	46	0,7	234	42	56
SX22	0,5	1,5	2,3	84	0,7	272	50	67
SX23	0,5	3,8	2,6	287	2,9	176	127	112
SX31	0,5	3,8	2,0	391	2,8	183	126	116
SX32	0,5	3,8	2,0	391	2,6	183	119	112

3.3.3 Strižna nosilnost nearmiranega zidu, določena eksperimentalno ali izračunana

V članku prof. Tomaževiča, »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 testirana za različne vrednosti vertikalne obtežbe, ki delujejo med preizkušanjem strižne odpornosti.

Preglednica 4: Primerjava med eksperimentalnimi in izračunanimi vrednostmi strižne nosilnosti testiranih zidov (Tomaževič, 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]	$R_{ds,w-ft}$ [kN]	$R_{ds,w-fv}$ [kN]
B1	B1/1	100/143/28	0,23	41,0	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

Projektna strižna nosilnost zidu se glede na SIST EN 1996-1-1: 2006 in SIST EN 1998-3: 2005 izračuna enostavno z množenjem karakteristične strižne trdnosti zidu s površino prereza zidu, ki nosi v strigu. Projektna strižna nosilnost narmiranega zidu je torej izračunana:

$$R_{ds,w-ft} = \frac{f_{vk}}{g_M} t l_c, \quad (3.12)$$

kjer so:

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):

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

kjer so:

f_{vk0} karakteristična začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti,

s_d projektna tlačna napetost, pravokotna na strig v obravnavani višini elementa, izračunana pri ustrezni obtežni kombinaciji; povprečna navpična napetost v tlačnem delu zidu, ki zagotavlja strižno odpornost,

f_b normalizirana tlačna trdnost zidakov.

Dolžina tlačnega dela prereza zidu, l_c , pri čemer se zanemari ves del zidu, ki je v nategu, se izračuna s predpostavko linearne porazdelitve tlačnih napetosti in z upoštevanjem vseh odprtih, utorov in oslabitev, pri čemer se pri izračunu površine zidu, ki prevzame strig, ne sme upoštevati noben del zidu, ki je izpostavljen navpičnim nateznim napetostim:

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

kjer je,

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

Enačba 3.12 in 3.13 sta enaki enačbama 3.10 in 3.11, le oznake so drugače definirane,

$V_{f-s} = R_{ds,w-ft}$, $f_{vd} = \frac{f_{vk}}{g_M}$, $D' = l_c$, g_M pa je delni varnostni faktor za zidove (v članku so

upoštevali $\gamma_M=1,0$).

Iz preglednice 4 je razvidno, da je karakteristična tlačna trdnost zidu, f_{vk} , v vseh primerih večja od dovoljene mejne vrednosti $0,065f_b$. Zato je v računu strižne nosilnosti upoštevana mejna vrednost.

Strižna nosilnost nearmiranega zidu, v primeru strižne porušitve se lahko izrazi z:

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

V izračunani strižni nosilnosti zidu, $R_{ds,w-ft}$, so upoštewane povprečne vrednosti nateznih trdnosti. Tudi tukaj lahko vidimo enakost enačb 3.15 in 3.7.

Izračunane vrednosti strižne nosilnosti testiranih zidov lahko primerjamo z eksperimentalno dobljenimi maksimalnimi vrednostmi horizontalne obtežbe. $H_{max,exp}$ je tako eksperimentalno dosežena maksimalna vrednost prečne obtežbe, ki predstavlja strižno nosilnost testiranega zidu.

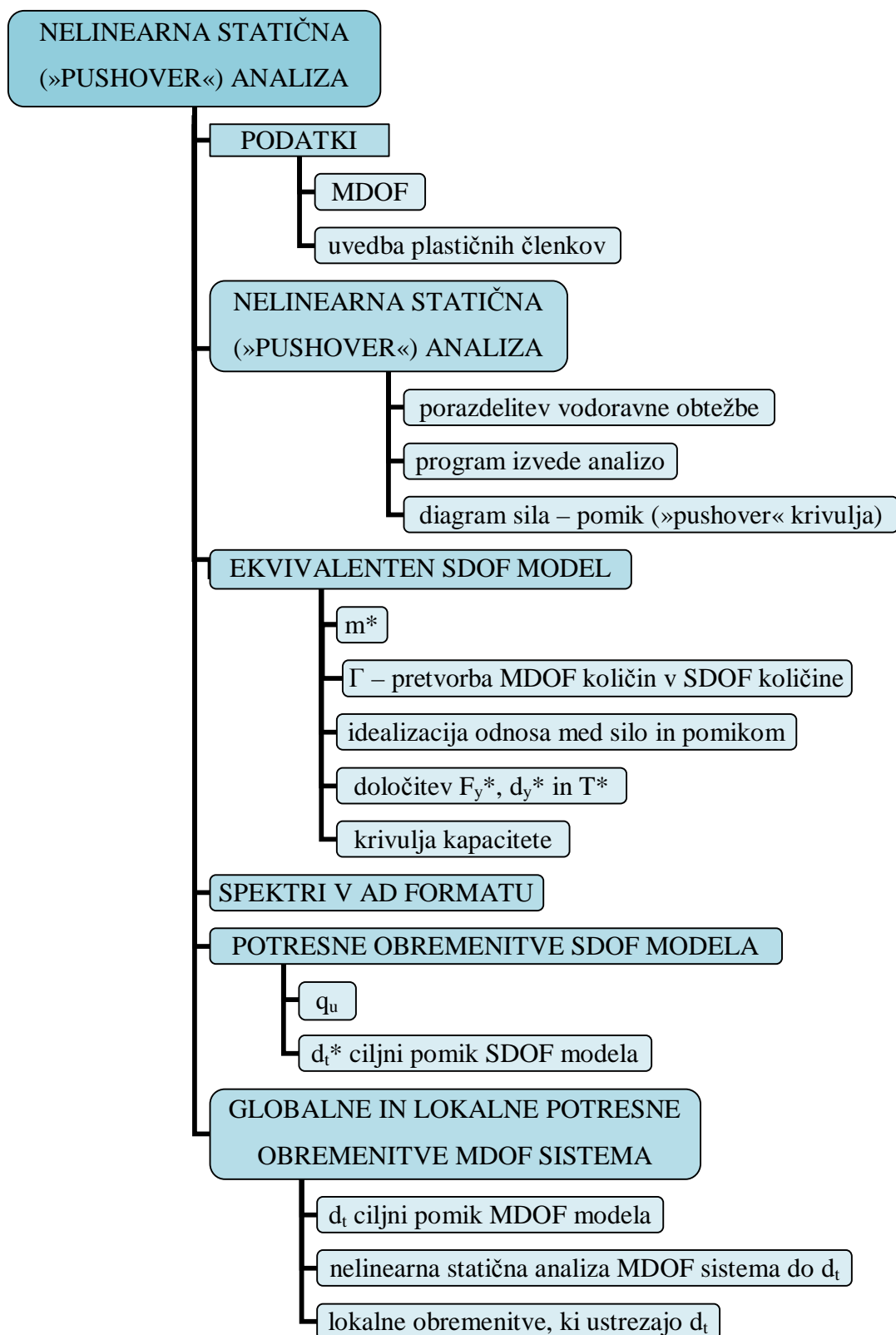
Vsi zidovi so se porušili v strigu, s tvorbo diagonalnih razpok in z drobljenjem zidakov pri podporah. Pri diagonalni natezni strižni porušitvi, opisani kot tvorba diagonalnih razpok, lahko opazimo dobro skladnost med eksperimentalnimi rezultati in izračuni. Kakorkoli pa v primeru izračunanih vrednosti strižne nosilnosti, na podlagi porušnega mehanizma, kjer pride do zdrsa, ne moremo narediti nobene povezave med eksperimentalnimi vrednostmi in izračuni, zahtevanimi v standardu.

4 POENOSTAVLJENA NELINEARNA ANALIZA KONSTRUKCIJ PRI POTRESNI OBTEŽBI

Pri računu odziva konstrukcij pri potresni obtežbi so se začele uveljavljati poenostavljene nelinearne metode, ki temeljijo na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami, MDOF («Multi Degree of Freedom») sistem, pri monotonu naraščajoči horizontalni obtežbi (od tukaj angleško ime »pushover«), medtem ko se potresna obremenitev določi iz projektnega spektra. V ta namen pa je potrebno določiti ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo, SDOF («Single Degree of Freedom») sistem. Ena takih metod je N2 metoda (Fajfar, 2002), ki je vključena v evropski standard EC8. Kot vse približne metode, ima tudi ta metoda omejeno polje uporabnosti. Metoda daje zadovoljive rezultate predvsem pri konstrukcijah, ki nihajo pretežno v eni sami nihajni obliki. Tega pogoja običajno ne izpolnjujejo visoke stavbe, kjer so lahko pomembne višje nihajne oblike. Pri prostorskih modelih stavb pa pogoja ne izpolnjujejo torzijsko podajne konstrukcije, pri katerih je osnovna nihajna oblika torzijska.

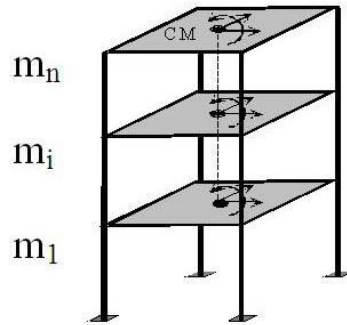
4.1 Postopek nelinearne statične («pushover») analize

Opisani bodo koraki različice N2 metode, tako kot je predvideno v EC8.



4.1.1 Podatki

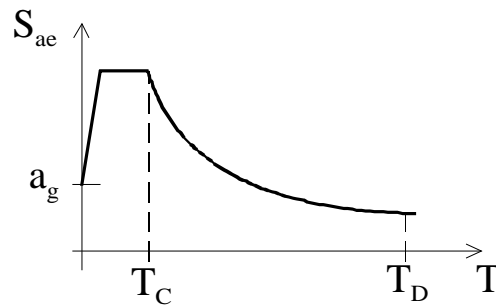
a) Konstrukcijo modeliramo z modelom, ki ima več prostostnih stopenj (MDOF model) in izračunamo mase posameznih etaž (slika 3).



Slika 3: MDOF model (Fajfar)

b) Model, ki ga uporabljamo pri običajni linearni elastični analizi, dopolnimo s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezne elemente konstrukcije. Običajno je model konstrukcije sestavljen iz linijskih elementov. Tak element najenostavneje razširimo v nelinearno območje tako, da uvedemo plastične členke in za vsak členek določimo nelinearen odnos med upogibnim momentom/prečno silo in zasukom/pomikom.

c) Uporabimo elastični spekter pospeškov S_{ae} po EC8 (slika 4).



Slika 4: Elastični spekter pospeškov (Fajfar)

4.1.2 Nelinearna statična (»pushover«) analiza

Uporabljajo se programi za nelinearno statično analizo.

a) Nelinearno statično (»pushover«) analizo za obe vodoravni smeri (x in y) posebej naredimo tako, da MDOF model konstrukcije obremenimo z vodoravno obtežbo, ki jo postopoma povečujemo in zasledujemo deformacije konstrukcije. Vodoravna statična obtežba simulira vztrajnostne sile, ki se pojavijo med potresom. Pri določeni velikosti statične obtežbe pride do

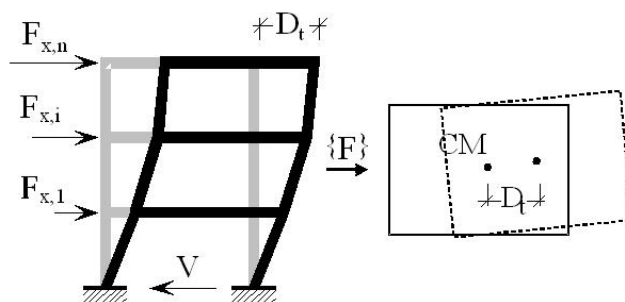
tečenja prvega elementa konstrukcije in s tem do zmanjšanja togosti tega elementa ter celotne konstrukcije. Pri nadaljnjem povečanju obtežbe se postopoma pojavi tečenje tudi v drugih elementih. Togost konstrukcije se postopno zmanjšuje, dokler ne pride do plastičnega mehanizma. Po nastanku plastičnega mehanizma je mogoče povečanje obtežbe samo še na račun morebitnega utrjevanja materiala. Če vsebuje model konstrukcije elemente, pri katerih se s povečanjem deformacije nosilnost zmanjšuje, potem je analizo konstrukcije treba narediti tako, da se postopoma povečujejo pomiki in ne vodoravna obtežba (»Displacement Control«). Samo na ta način je mogoče določiti deformacijo, pri kateri pride do porušitve konstrukcije, to je deformacijo, pri kateri se nosilnost močno zmanjša. Teoretično se nosilnost zmanjša na nič, v praksi se upošteva neka dogovorjena vrednost, npr. 85% maksimalne nosilnosti.

b) Porazdelitev vodoravnih sil po višini konstrukcije (slika 5) dobimo po enačbi v SIST EN 1998-1:2006, v Dodatku B, kjer je predpostavljena naslednja zveza med normiranimi vodoravnimi silami \bar{F}_i in normiranimi pomiki Φ_i :

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i, \quad (4.16)$$

kjer je m_i masa v i -ti etaži.

Pomiki so normirani tako, da velja $\Phi_n = 1$, kjer je n kontrolna točka (v glavnem označuje vrhno etažo). Glede na to velja $F_n = m_n$.



Slika 5: Porazdelitev vodoravnih sil po višini konstrukcije (Fajfar)

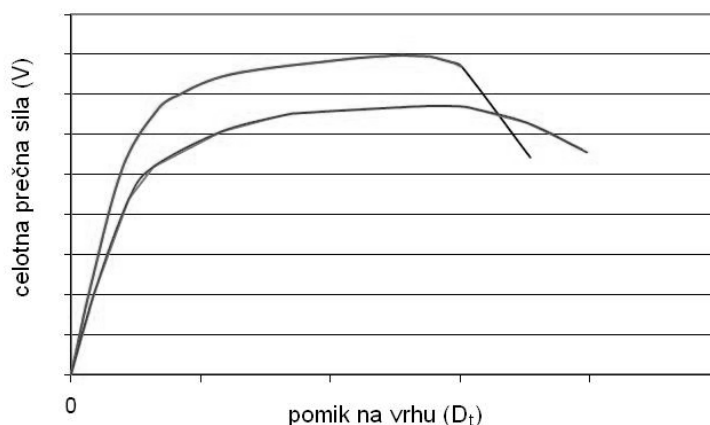
V skladu z določili standarda SIST EN 1998-1: 2006, je potrebno v nelinearni statični (»pushover«) analizi uporabiti najmanj dve porazdelitvi vodoravne obtežbe po višini:

- »enakomerno« porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam ne glede na višino (ustreza enakomerni porazdelitvi pospeškov),

- »modalno« porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne vodoravnim silam v obravnavani smeri, določenim z elastično analizo.

»Enakomerna« porazdelitev ustreza konstantni nihajni obliki, $\Phi=1$, »modalna« porazdelitev pa ustreza osnovni nihajni obliki elastične konstrukcije, ki jo lahko aproksimiramo z obrnjenim trikotnikom. Vodoravno obtežbo v postopku analize povečujemo, vendar ostane njena razporeditev po višini nespremenjena.

c) Rezultat nelinearne statične analize je odnos med celotno prečno silo spodaj V , ki je enaka vsoti vseh vodoravnih sil v posameznih etažah in pomikom na vrhu D_t , pri delovanju obtežbe $\{F\}$ v centru mase (CM). Analiza se v splošnem izvaja v pozitivni in negativni smeri, za obe vodoravni smeri x in y . Tako dobimo tako imenovane »pushover« krivulje (Slika 6).



Slika 6: Rezultat nelinearne statične analize konstrukcije (»pushover« krivulje)

4.1.3 Ekvivalentni model z eno prostostno stopnjo

V analizi uporabimo spektre odziva, ki so po definiciji uporabni za sisteme z eno prostostno stopnjo. Zato moramo sistem z več prostostnimi stopnjami prevesti na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo. Pretvorbe naredimo za obe vodoravni smeri x in y .

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

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (4.17)$$

Upoštevamo, da je $\Phi_n=1,0$, kjer n označuje vrhnjo etažo.

b) Pretvorba MDOF količin (V in D_t) v SDOF količine (F^* in d^*), kjer sta po SIST EN 1998-1:2006 (Dodatek B) sila F^* in pomik d^* ekvivalentnega SDOF določena z izrazoma:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}, \quad (4.18)$$

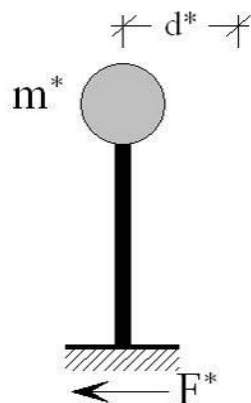
$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}, \quad (4.19)$$

kjer sta F_b in d_n celotna prečna sila in pomik v kontrolni točki za sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF).

Transformacijski faktor Γ , ki je odvisen od predpostavljenega približka za nihajno obliko Φ in od razporeditve mas pa je po SIST EN 1998-1:2006 določen kot:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)}. \quad (4.20)$$

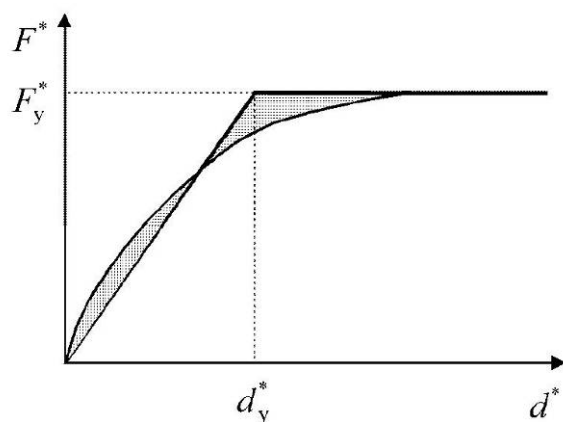
Oblika odnosa med obtežbo in deformacijo ostane ohranjena, ohranijo se togosti in nihajni časi. Za ekvivalenten SDOF sistem velja torej isti diagram obtežba – deformacija kot za MDOF sistem, le merilo je spremenjeno. V enačbah je upoštevano, da je deformacijska oblika Φ normirana tako, da znaša pomik na vrhu $\Phi_n=1$. V posebnem primeru, ko predpostavimo konstantno obliko po višini ($\Phi=1$), dobimo iz enačb 4.15 in 4.18 $\Gamma=1$ in $m^* = \sum m_i$. V ostalih primerih je Γ praviloma večji od 1.



Slika 7: Ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (Fajfar)

c) Za nadaljnji račun je treba odnos med silo F^* in pomikom d^* idealizirati. Pretvorimo ga 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 deformacijo enaki (slika 8).



Slika 8: Določitev idealiziranega elasto-idealno plastičnega odnosa med obtežbo in deformacijo (SIST EN 1998-1:2006)

Sila tečenja, F_y^* , ki predstavlja tudi nosilnost idealiziranega sistema, je enaka celotni prečni sili pri tvorbi plastičnega mehanizma.

d) Potrebno je določiti nihajni čas T^* idealiziranega SDOF sistema v elastičnem območju, ki se po SIST EN 1998-1:2006 izračuna:

$$T^* = 2p \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}, \quad (4.21)$$

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

e) Idealiziran odnos med silo in pomikom se bo primerjal z zahtevami potresa, ki bo definiran v AD formatu (pospešek-pomik). V ta namen je potrebno silo F^* deliti z maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo m^* :

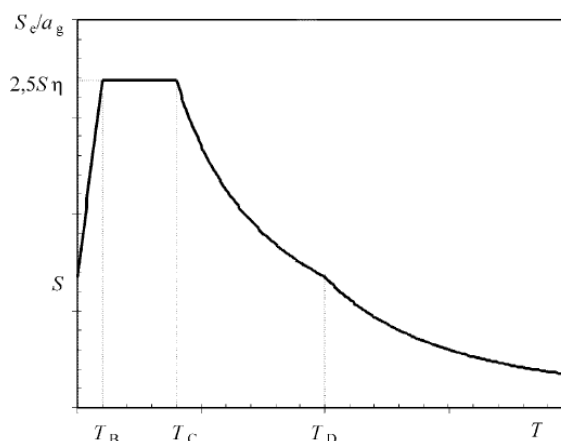
$$S_a = \frac{F^*}{m^*}. \quad (4.22)$$

Dobljeni diagram imenujemo krivuljo kapacitete (angl. »capacity curve«).

4.1.4 Spektri v AD formatu

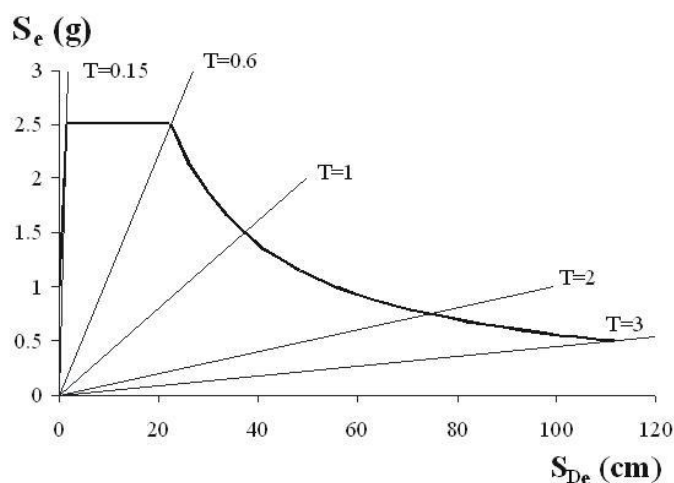
Elastični spekter odziva za pomike $S_{De}(T)$ se po SIST EN 1998-1:2006 izračuna z direktno transformacijo elastičnega spektra odziva za pospeške $S_e(T)$ (slika 9) z enačbo:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2p} \right]^2. \quad (4.23)$$



Slika 9: Oblika elastičnega spektra odziva

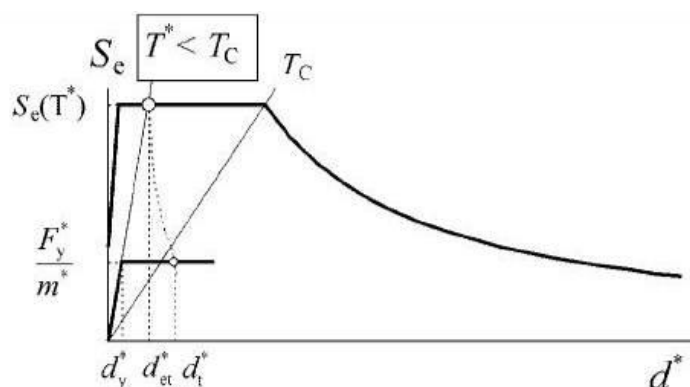
Spekter pospeškov in spekter pomikov lahko prikažemo skupaj na istem diagramu, če uporabimo tako imenovani AD (pospešek-pomik) format (slika 10). V tem formatu predstavljajo radialne linije iz izhodišča koordinatnega sistema vrednosti nihajnih časov ($T=konst.$).



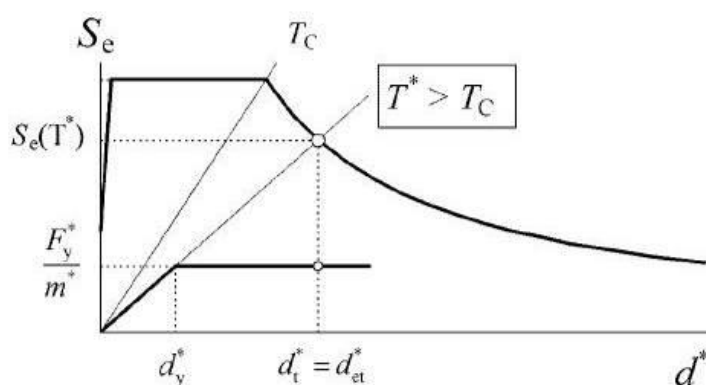
Slika 10: AD format za »srednja« tla po EC8 (Fajfar)

4.1.5 Potresne obremenitve SDOF modela

a) Potresno obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema lahko določimo grafično, kot je prikazano na sliki 11 za območje kratkih nihajnih časov in za območje srednjih in dolgih nihajnih časov. Na isti sliki so narisani spektri obremenitev in krivulje kapacitete.



a) Območje kratkih nihajnih časov



b) Območje srednjih in dolgih nihajnih časov

Slika 11: Določitev ciljnega pomika za ekvivalenten SDOF (SIST EN 1998-1:2006)

Presečišče radialne linije, ki predstavlja elastični nihajni čas T^* idealiziranega bilinearnega sistema, z elastičnim spektrom $S_e(T^*)$ določa zahteve potresa, izražene s pospeškom (in nosilnostjo), ki bi ga morala konstrukcija prenesti, če naj bi ostala med potresom v elastičnem območju, in s pomikom, ki bi ga morala prenesti taka konstrukcija. Razmerje F_y^*/m^* predstavlja tako zahteve kot kapaciteto neelastične konstrukcije.

Redukcijski faktor q_u je v SIST EN 1998-1:2006 (Dodatek B) definiran kot razmerje med pospeškom konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem $S_e(T^*)$ in konstrukcije z omejeno nosilnostjo F_y^*/m^* :

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}. \quad (4.24)$$

b) Za določitev ciljnega pomika d_t^* se uporabljata različna izraza za konstrukcije z nihajnimi časi v območju kratkih nihajnih časov in za konstrukcije z nihajnimi časi v območju srednjih in visokih nihajnih časov.

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

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2p} \right]^2, \quad (4.25)$$

kjer je $S_e(T^*)$ vrednost v elastičnem spektru odziva za pospeške pri nihajnem času T^* .

Mejni nihajni čas med območjema kratkih in srednjih nihajnih časov je T_C (Slika 9).

- Območje kratkih nihajnih časov $T^* < T_C$:

Če velja $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, je obnašanje elastično in velja:

$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (4.26)$$

Če velja $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$, je odziv neelastičen in velja:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*. \quad (4.27)$$

- V območju srednjih in dolgih nihajnih časov $T^* \geq T_C$ velja pravilo o enakosti pomikov, po katerem je pomik neelastične konstrukcije d_t^* enak pomiku pripadajoče elastične konstrukcije d_{et}^* :

$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (4.28)$$

4.1.6 Globalne in lokalne potresne obremenitve MDOF sistema

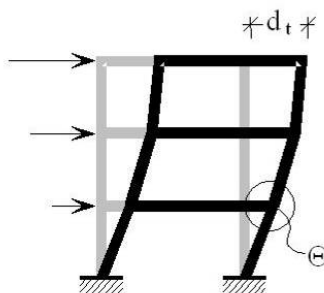
- Ciljni pomik za sistem MDOF je določen z (SIST EN 1998-1:2006):

$$d_t = \Gamma d_t^*, \quad (4.29)$$

kjer je Γ faktor za transformacijo (enačba 4.22).

Ciljni pomik ustreza kontrolni točki.

- Za določitev lokalnih obremenitev moramo izvesti nelinearno statično analizo MDOF modela, kot v koraku 2 do pomika d_t (Slika 12).



Slika 12: Nelinearna statična analiza MDOF modela do pomika d_t (Fajfar)

c) Določimo lokalne obremenitve (npr. etažne pomike, rotacije θ , sile v krhkih elementih, pospeški za opremo), ki ustrezajo d_t .

5 RAČUNALNIŠKA PROGRAMA ZA NELINEARNO STATIČNO (»PUSHOVER«) ANALIZO

5.1 Program SAP2000 v.12

V diplomski smo se omejili predvsem na vrsto nelinearne statične analize, ki se običajno uporablja v potresnem inženirstvu. Program s stališča materialne nelinearnosti omogoča modeliranje nelinearnosti v diskretnih točkah linijskih elementov. Večinoma so splošni opisi povzeti po različnih delih priročnika za program.

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, interakcija osna sila – moment). 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.

Nelinearna statična analiza je lahko sestavljena iz poljubnega števila zaporednih obtežnih primerov. Vsaki nelinearni analizi lahko priredimo različno obtežbo. Običajno se nelinearna statična analiza izvaja v treh korakih:

- nelinearna analiza zaradi lastne teže,
- nelinearna statična analiza zaradi prve oblike horizontalnih sil (izhaja iz nelinearne analize zaradi lastne teže),
- nelinearna statična analiza zaradi druge oblike horizontalnih sil (izhaja iz nelinearne analize zaradi lastne teže).

Pri nelinearni analizi zaradi lastne teže se običajno krmili sila (»Force Control«), pri nelinearni analizi zaradi horizontalnih sil (»pushover« analiza) pa se krmilijo pomiki (»Displacement Control«).

V splošnem lahko uporabljamo različne vrste nelinearnosti:

- materialna nelinearnost v diskretnih točkah linijskih elementov (plastični členki – »Hinges«),
- materialna nelinearnost v veznih elementih (»Link Elements«),
- geometrijska nelinearnost v vseh vrstah elementov, ki so vgrajeni v program (P-delta, teorija drugega reda),
- »postopno grajenje« (možno je dodajanje ali odzemanje elementov med različnimi analizami; v tem primeru lahko krmilimo le silo).

Iz nelinearne statične pushover analize lahko dobimo več tipov rezultatov:

- izpis diagrama prečna sila - pomik pri določeni kontrolni točki,
- izpis diagrama prečna sila - pomik pri določeni kontrolni točki v formatu ADRS, kjer se na navpični osi rišejo pospeški in na vodoravni osi pomiki. Izpis omogoča na isti sliki primerjavo potresnih obremenitev in kapacitet potresa v grafični obliki,
- grafično lahko vidimo formacijo členka in stanje vsakega členka na vsakem koraku pushover analize,
- grafični izpis notranjih sil za vsak korak analize,
- izpis tabel za prečna sila – pomik v vsaki točki pushover krivulje, skupaj s tabelami, ki izpisujejo število členkov nad določeno kontrolno točko, glede na njihovo sila-pomik krivuljo,
- izpis tabel z vrednostmi krivulje kapacitete.

5.1.1 Postopek nelinearne statične analize

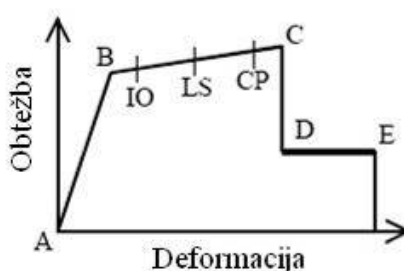
Nelinearna statična analiza se v programu izvaja o naslednjih korakih:

- izdelava modela, ki se uporablja za elastično analizo (definicija mreže, definicija materialov, definicija prerezov, risanje elementov in podpiranje modela, definicija obtežbe, analiza in rezultati elastične analize),
- definicija statičnega obtežnega primera, ki se uporablja za nelinearno statično analizo (»Define/Load Patterns«); za stavbe se običajno uporablja oblika sil, ki je po etažah razporejena enakomerno, po trikotniku ali sorazmerna z masami etaže in produktom določene predpostavljene deformacijske oblike; ko definiramo obtežni primer je pomembno, da izključimo delovanje lastne teže konstrukcije (»Self Weight Multiplier=0«),

- definicija nelinearne statične analize (»Define/Load Cases«); v tem koraku definiramo obtežbo, ki se uporablja v nelinearni statični analizi, ter določimo parametre nelinearne statične analize,
- definicija plastičnih členkov (»Define/Section Properties/Hinge Properties«); običajno lastnosti plastičnih členkov določi uporabnik; možno je tudi, da se lastnosti plastičnih členkov samodejno izračunajo po pravilih ATC 40 (ATC 1996) ali FEMA 273 (FEMA 1997),
- določitev plastičnih členkov linijskim elementom (»Assign/Frame/Hinges«),
- zagon nelinearne statične analize (»Analyze/Run Analysis«). Nelinearna statična analiza se izvaja, če je definiran vsaj en obtežni primer za nelinearno statično analizo,
- pregled in kontrola rezultatov nelinearne statične analize (»Display/Show Static Pushover Curve«),
- izboljšanje modela, v primeru, če rezultati nelinearne analize niso sprejemljivi.

5.1.2 Deformacijska krivulja plastičnega člena

Oblika standardne deformacijske krivulje (slika 13), ki jo lahko definiramo v programu SAP2000 za plastične členke, je določena s petimi točkami: A – vedno predstavlja izhodišče, B – predstavlja točko tečenja (prva plastičnost člena), C – predstavlja mejno nosilnost, D – predstavlja preostalo nosilnost, po delni porušitvi in E – predstavlja popolno porušitev. Obliko ovojnice lahko poljubno spremenimo, v točkah B, C, D in E.



Slika 13: Oblika deformacijske krivulje plastičnega člena

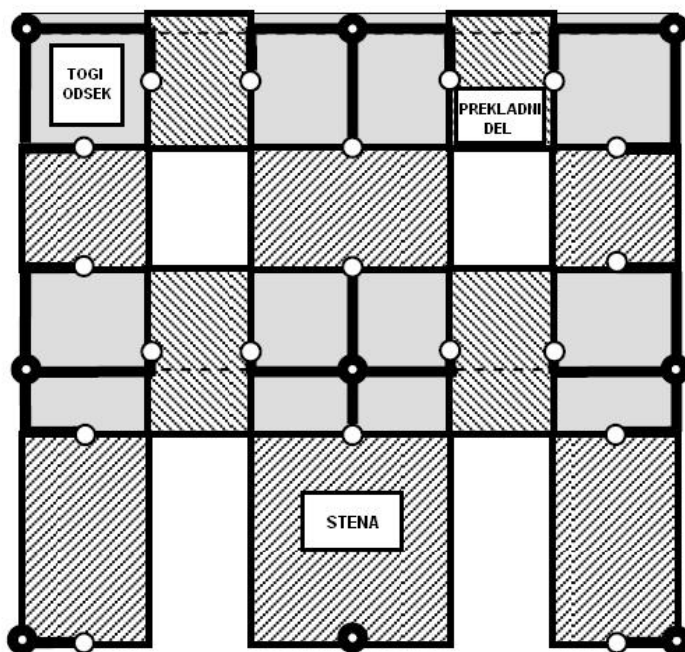
Vrednosti, ki pripadajo posameznim vmesnim stanjem IO (»Immediate Occupancy«), LS (»Life Safety«) in CP (»Collapse Prevention«), se razlikujejo odvisno od tipa elementa kot mnogih drugih parametrov definiranih v dokumentih ATC-40 in FEMA-273.

5.2 Program 3MURI

3-dimenzionalno modeliranje celotnih nearmiranih zidanih zgradb se začne z nekaterimi hipotezami o konstrukcijskem in potresnem obnašanju. Nosilna konstrukcija, ki je obremenjena z vertikalnimi in horizontalnimi silami je sestavljena iz sten in plošč (ali obokov). Stene so nosilni elementi, plošče pa so ploskovni elementi, ki služijo za raznos vertikalne obtežbe na stene in ne nosijo v svoji ravnini (membrana). Od plošče je odvisno, kako se bo na stene razporedila horizontalna obtežba. Lokalno upogibno obnašanje plošč in odziv sten izven svoje ravnine se 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, ki ga sestavljajo nelinearni elementi in ti približajo dejansko obnašanje zidanih panelov. Večinoma so splošni opisi povzeti po različnih delih priročnika za uporabo programa.

Modeliranje stene za opis obnašanja v svoji ravnini

Privzeto je, da vsako steno zgradbe razdelimo na zidove in prekladne dele (modelirane kot nelinearne nosilce), ki so povezani z togimi odseki (slika 14). 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 in vozlišči.



Slika 14: Modeliranje zidane stene (Galasco, Lagomarsino, Penna, 2006)

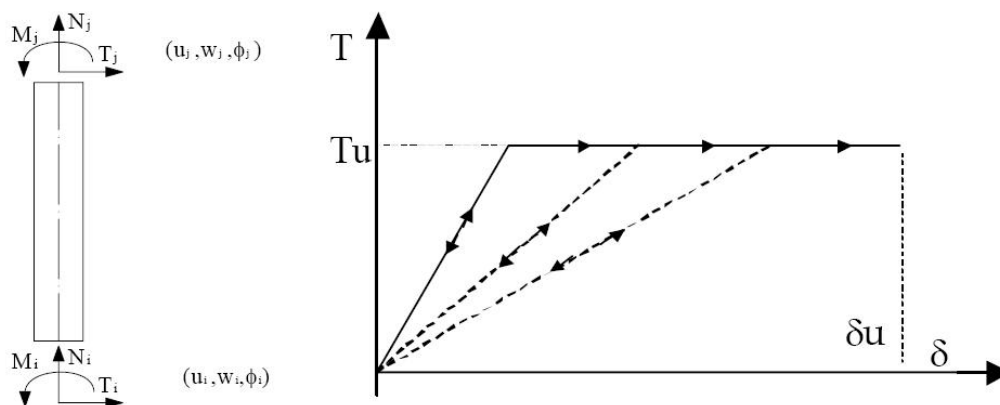
Nelinearni element

Opisujejo ga:

- 1) začetna togost, ki ima elastične lastnosti (razpokan prerez);
- 2) bilinearno obnašanje, z maksimalnimi vrednostmi pri strigu in upogibnem momentu, ki sta izračunani pri mejnem stanju nosilnosti;
- 3) porazdelitev notranjih sil glede na ravnotežje elementa;
- 4) upoštevanje mejnega stanja uporabnosti, glede na globalne in lokalne parametre za poškodbe;
- 5) zmanjšanje togosti v plastičnem območju;
- 6) kontrola duktilnosti iz definiranja maksimalnega premika (δ_u) iz porušnega mehanizma, glede na EC8

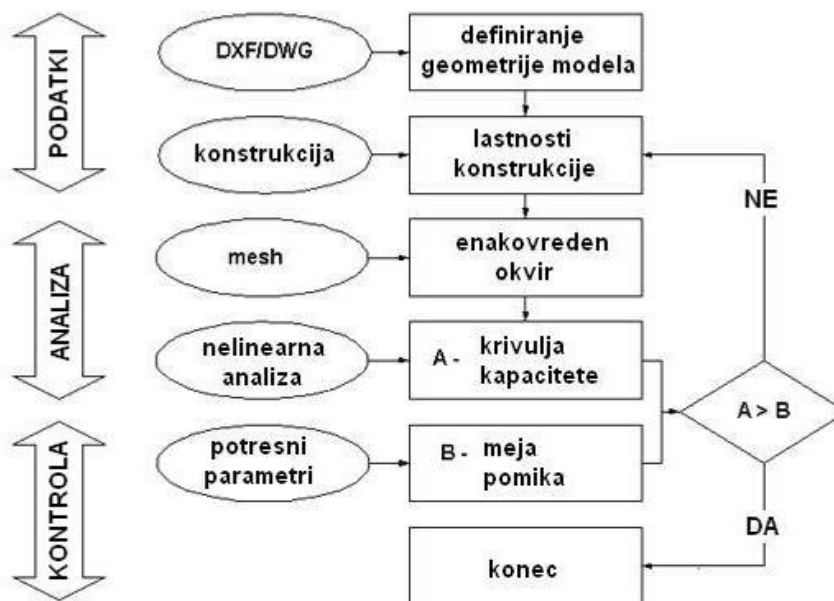
$$d_u = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \frac{(j_j + j_i)}{2} = \begin{cases} 0,4\% \text{ strig} \\ 0,8\% \text{ upogib} \end{cases} ;$$

- 7) porušitev elementa pri mejnem premiku, brez prekinitve globalne analize.



Slika 15: Obnašanje nelinearnega elementa

Analizo konstrukcije s programom 3MURI naredimo postopoma v posameznih korakih (slika 16):



Slika 16: Postopek analize konstrukcije v programu 3MURI

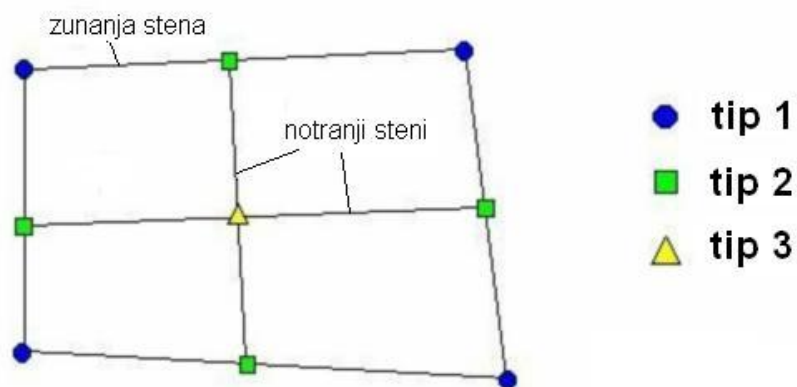
5.2.1 Podatki

V tem delu uporabnik vstavi potrebne podatke za analizo.

Definiranje geometrije modela (>Walls<)

Najprej se vstavijo geometrijske karakteristike konstrukcije, kot so tlorisna postavitve sten in višina etaž. Pri tem si lahko pomagamo z uvozom DXF ali DWG datotek, s katerimi direktno vstavimo geometrijo konstrukcije, predvsem njene segmente.

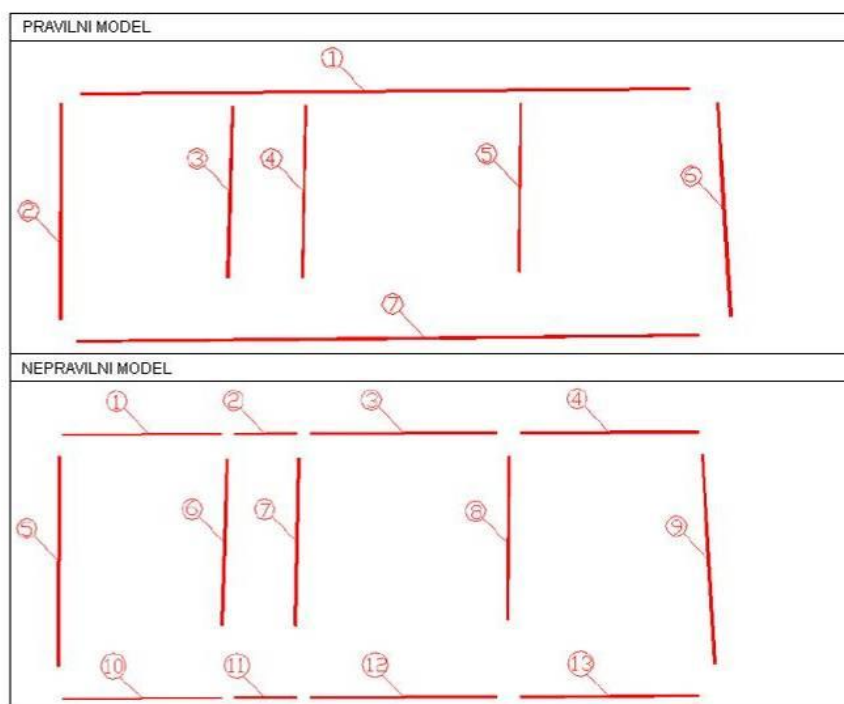
Ko vstavimo steno se te avtomatsko povežejo med seboj v vozliščih, ki so obarvana z modro (tip 1), zeleno (tip 2) in rumeno (tip 3) barvo (slika 17). Vozlišča tipa 1 predstavljajo meje zunanjih sten. Ko v model vstavimo notranje stene, se generirajo vozlišča tipa 2, ki predstavljajo zvezo z zunanjo steno in meje notranjih sten. Ta vozlišča ne delijo zunanje stene. Med postavljanjem sten program avtomatsko tvori vozlišča tipa 3, ki predstavljajo presečišča sten in so bolj vizualnega pomena za pomoč pri vstavljanju plošč, nosilcev in vezi. Skozi vse faze projektiranja lahko spreminjamo geometrijo sten v vseh etažah, jih izbrišemo ali dodamo.



Slika 17: Avtomatsko postavljena vozlišča

Nato 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 hočemo definirati zidove ali plošče. V tabeli vpišemo etažne višine in obtežbo vetra, če je ta prisotna.

Pri vnašanju sten v model je pomembno, da jih ne delimo na posamezne stene kjer so vozlišča. Program 3MURI lahko sam popravi model s funkcijo »Model self correction/Analyse Walls«.



Slika 18: Pravilno modeliranje

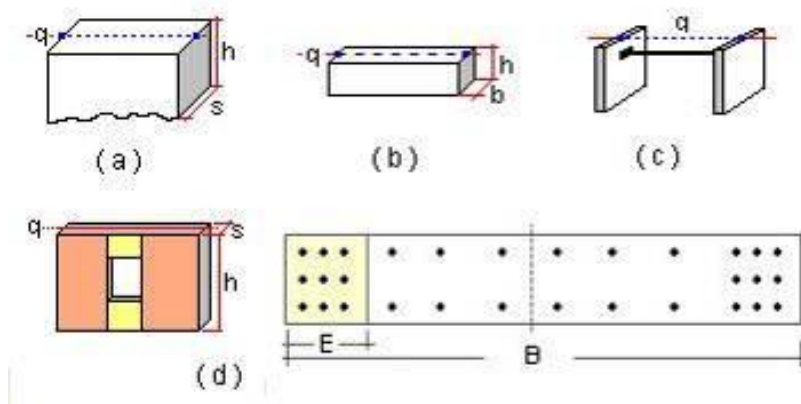
Lastnosti konstrukcije (»Structure«)

Preden vstavimo zidove v model, definiramo material. Program deli materiale glede na to, ali gre za novo ali pa obstoječo konstrukcijo. Pri novih lahko materialne lastnosti, kot so E - elastični modul, G - strižni modul, w - specifična teža, f_m - tlačna trdnost, f_{vm0} - začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti, f_{vlim} - mejna vrednost strižne trdnosti, definiramo sami, lahko pa definiramo karakteristično tlačno trdnost malte, f_{bk} , f_{vlim} , tip malte, tip zidaka, specifično težo zidakov, w in ostale vrednosti program sam izračuna. Pri obstoječih materialih pa se materialne lastnosti lahko definirajo posamezno ali 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 , specifična teža zidakov, w , tlačna trdnost, f_m in strižna trdnost zidovja, τ , program izračuna sam po predpisih.

Konstrukcija je sestavljena večinoma iz vertikalnih zidanih sten, ki so lahko utrjene z veznimi palicami, veznimi gredmi ali stebri, stropov za porazdelitev horizontalne obtežbe in linearnih elementov (nosilcev in stebrov) iz različnih materialov (armiran beton, jeklo, les).

Vsakemu elementu definiramo material in vrednosti za geometrijo (debelina, odpornostne lastnosti).

Stene, ki jih vstavljamo v model so lahko različnih vrst. Lastnosti sten se pripisujejo različno glede na to, kakšno steno imamo (slika 19). Lahko uporabimo navadno zidano steno (a), kateri lahko pripisujemo različne debeline in materiale tudi nad in pod odprtino. Na izbiro so tri kombinacije zidane stene in vezi oziroma nosilci znotraj le te. Zidana stena in nosilec iz armiranega betona, jekla ali lesa (a) plus (b) ter zidana stena in jeklena vezna palica (a) plus (c). Na koncu pa nam ostane še izbira armirano betonskega zidu (d).



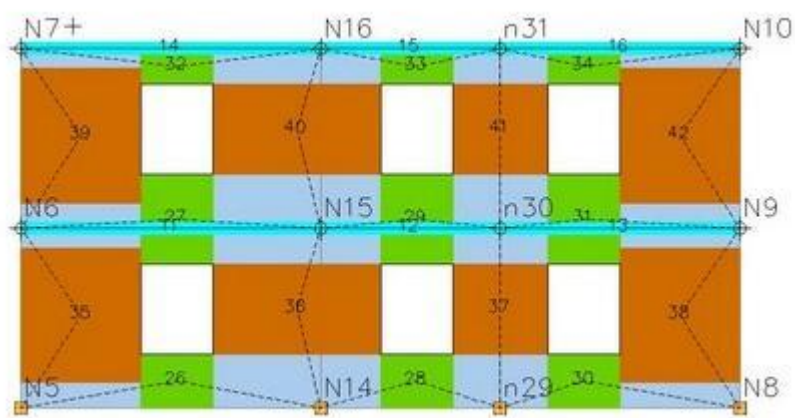
Slika 19: Stene in njeni elementi

5.2.2 Analiza

Analiza konstrukcije je razdeljena na dve fazi. V prvi se avtomatsko ustvari enakovreden okvirni model, nato pa sledi nelinearna statična (»pushover«) analiza, iz katere izhaja krivulja kapacitete.

Definiranje ekvivalentnega okvirja (»Mesh«)

Iz geometrije in vstavljenih elementov konstrukcije se z uporabo 3MURI modela izpeljejo podatki za ekvivalenten okvir. Po analizi se ustvari »mesh« - mreža, ki shematizira linijske elemente kot stebre, rjava barva in nosilce, zelena barva, toge odseke pa ponazarja modra barva (slika 20). Te elemente lahko posamezno modificiramo, če to zahteva situacija.



Slika 20: Ekvivalentni okvir, ki ga izpelje program

Nelinearna analiza

Analiza je vodena z monotono naraščajočo obtežbo in nato je izračunan ciljni pomik konstrukcije.

Ko je dosežen dogovorjen pomik, ki je izračunan avtomatsko, se smatra porušitev konstrukcije. Lahko se oblikuje krivulja vodoravna obtežba - vodoraven pomik, ki predstavlja krivuljo kapacitete ali obnašanje konstrukcije s spremembami horizontalne obtežbe. Ta krivulja je neodvisna od potresa, kot funkcija geometrije in odpornostnih karakteristik materialov.

Pri definiranju potresne obtežbe programu podaš vrednost pospeška tal, izbereš vrsto zemljine in vneseš vrednost faktorja pomembnosti. Nato pod oknom »Computation« izbereš analizo, ki jo program izračuna. Zgenerirane so vse možne kombinacije glede na smer potresa, +X, -X, +Y in -Y, porazdelitev obtežbe, enakomerna (»Masses«) ali modalna (»First mode«), in

ekscentričnost mase, ki jo program sam izračuna glede na geometrijo modela. V najvišji etaži si izbereš kontrolno točko. Na voljo imaš le vozlišča, ki prikazujejo presečišča, začetne in končne točke sten (tista, ki jih program označi z veliko črko N v prerezu).

3muri naredi linearno statično analizo za kontrolo vertikalne sile, modalno analizo in nelinearno statično analizo.

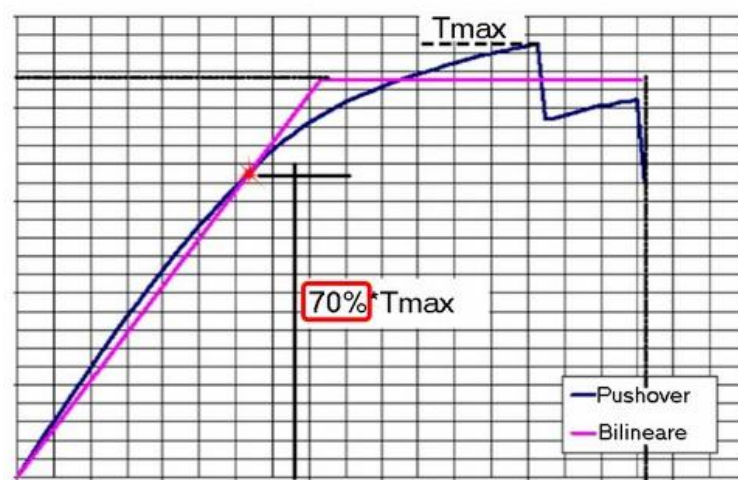
5.2.3 Kontrola

Kontrola primerja pomik, ki je izračunan iz konstrukcije, s pomikom, ki ga predpisuje standard.

Potresni parametri (EC8)

Definiranje potresnih parametrov in vrednotenje parametrov, ki so izpeljani iz krivulje kapacitete konstrukcije, dovoljujeta določitev zahteve v smislu pomika spektra za posamezne projekte.

Program definira presečišče »pushover« krivulje in bilinearnega diagrama pri 70% vrednosti maksimalne strižne sile, T_{max} (slika 21).



Slika 21: Presečišče »pushover« krivulje in bilinearnega diagrama

Pri mejnem stanju nosilnosti, mejne vrednosti določajo:

- porušitev pri zmanjšanju nosilnosti na vrednost 80% maksimalne nosilnosti ali,
- porušitev prvega elementa,
- mejna vrednost faktorja konstrukcije bilinearnega sistema, q^* , in
- faktor redukcije pomika, ki zmanjša mejno vrednost pomika modela.

Pri mejnem stanju uporabnosti pa je mejna vrednosti določena z mejno vrednostjo premika etaže. Mejne vrednosti za material nove ali obstoječe konstrukcije sta mejni vrednosti premika v primeru striga in upogiba.

Program definira faktorje zaupanja za material in faktor redukcije za razpokane prereze. Podani so parametri za elastični spekter odziva za tla tipa 1 in 2.

Rezultati analize

Pri izpisu rezultatov so v prvem oknu zajeti pomiki in sile vozlišč in elementov, v drugem oknu je prikazan prerez stene in poškodovanost elementov, v tretjem so vidne tlorisne deformacije etaž in v četrtem oknu je izrisana »pushover« krivulja.

Program ponuja vrsto različnih pogledov, tudi 3D modela in vrsto nastavitev glede izpisa rezultatov.

Zaenkrat še ni možen avtomatski izpis ocene potresne odpornosti.

6 PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI

6.1 Opis konstrukcije

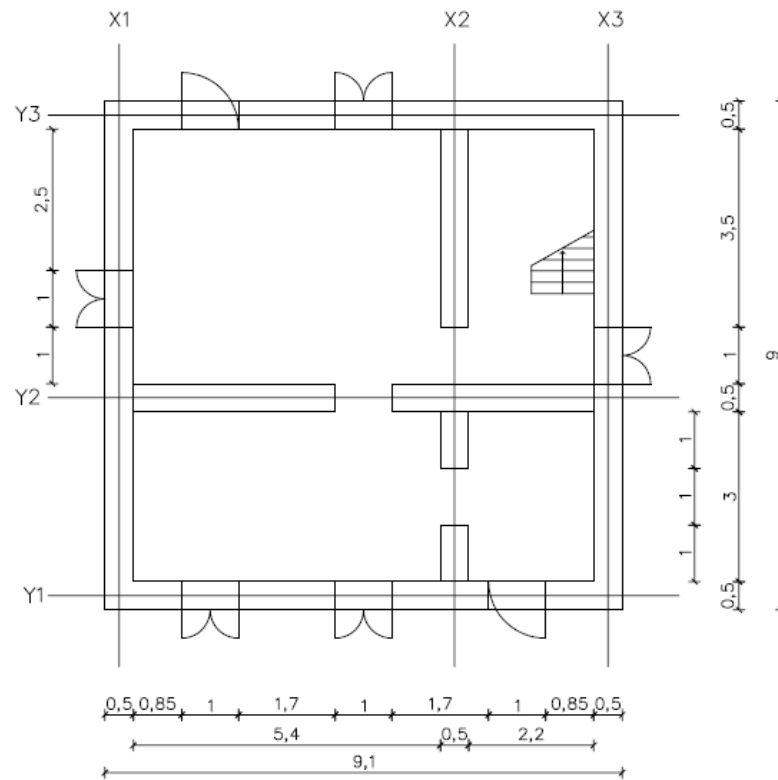
Za analizo je izbrana tipična zidana konstrukcija, katere geometrija in lastnosti materialov so privzeti iz članka avtorjev Pasticier, Amadio in Fragiaco (2007).

6.1.1 Zasnova konstrukcije

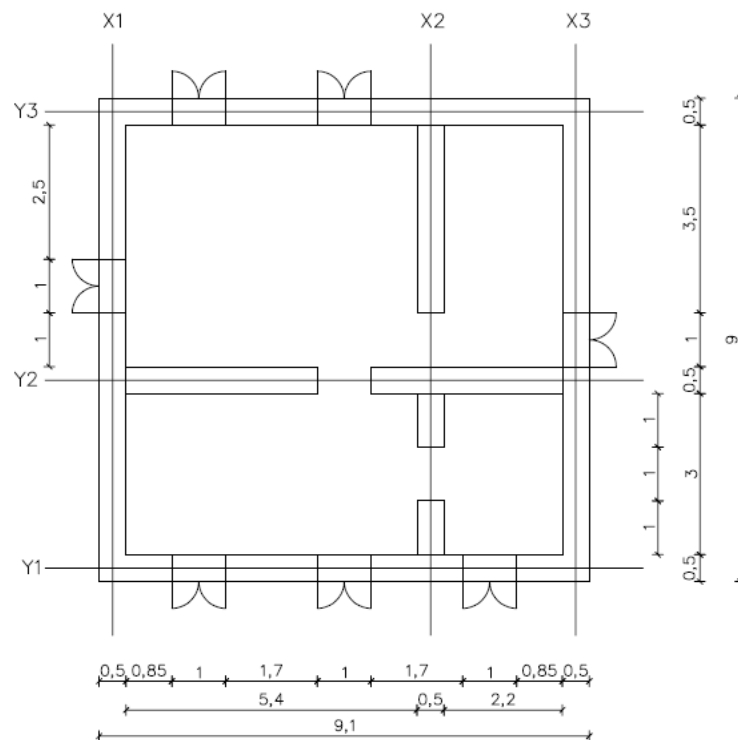
Tloris pritličja za analizo zgradbe je prikazan na sliki 22. Gre za kamnito zidano hišo, ki je tipična za severo-vzhodni del Italije. Vertikalni deli so iz nearmiranega zidovja, ki ga sestavljajo grobo kvadratni kamni, peščenjak, v enem sloju, nadstropja pa so kompozit betonskih plošč in lesenih gred.

Zgradba je kockaste oblike, dolžini celotnih sten v tlorisu se razlikujeta za 10 cm. Stene so debele 50 cm in potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe. Višina pritličja in 1. etaže sta enaki 2,8 m, na vrhu je nadvišanje visoko 0,9 m, na katerem stoji streha. Celotna višina konstrukcije od temeljev pa do vrha je enaka 6,66 m. Plošči sta debeli 30 cm.

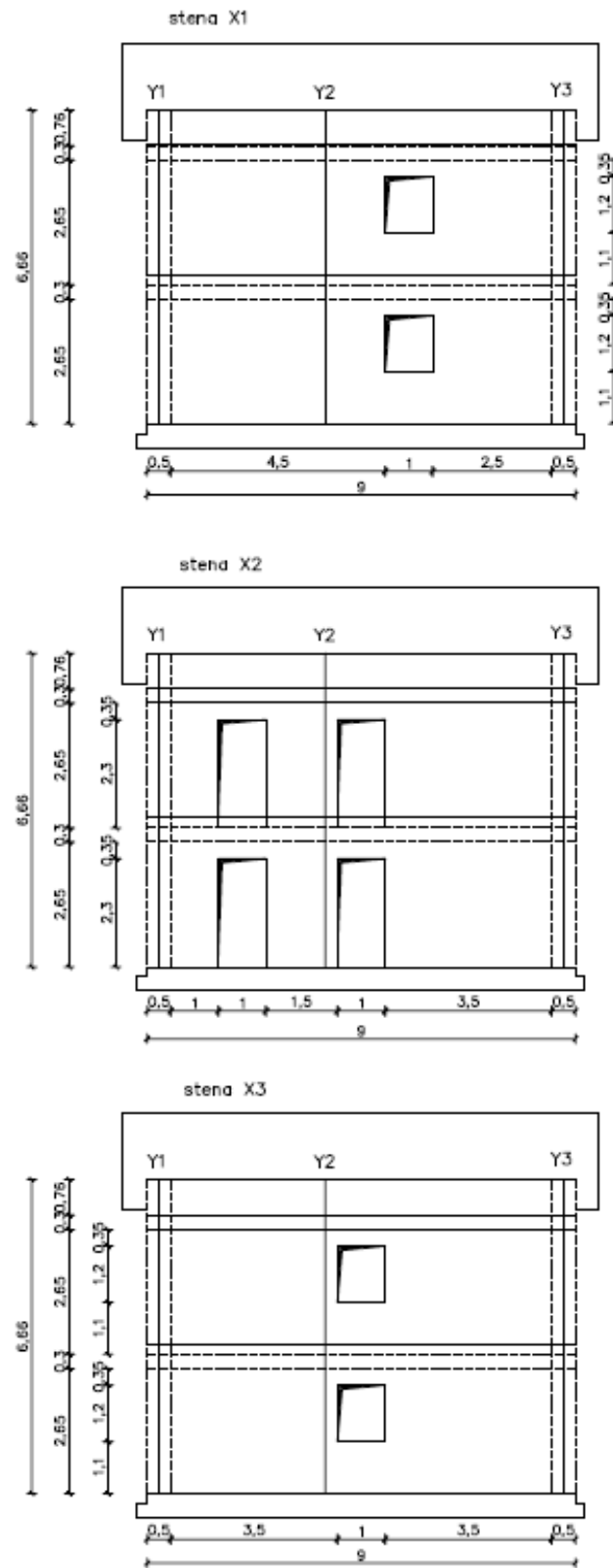
Okna so široka 1 m in visoka 1,2 m, parapetni del je visok 1,1 m. Vratne odprtine pa so široke 1 m in visoke 2,3 m (slike 22, 23, 24 in 25).



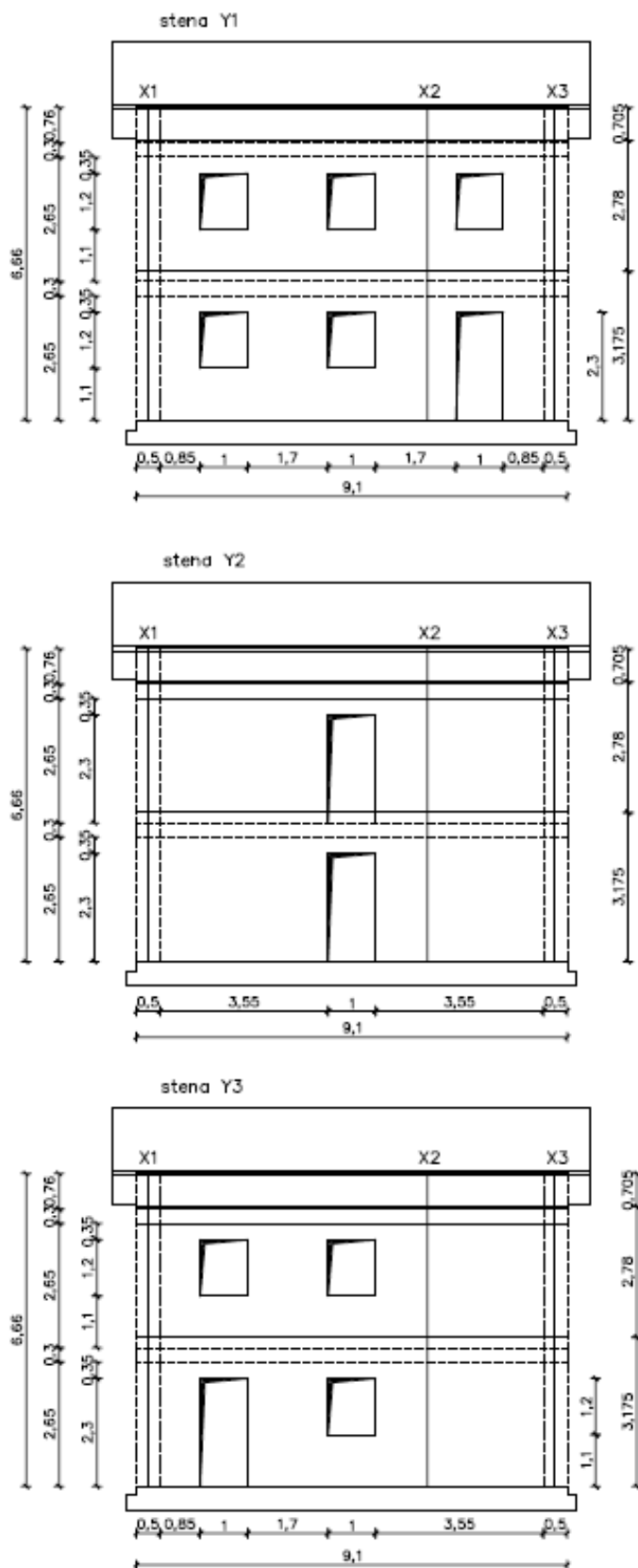
Slika 22: Tloris pritličja



Slika 23: Tloris 1. etaže



Slika 24: Stene X



Slika 25: Stene Y

6.1.2 Lastnosti materiala

Predvidene mehanske lastnosti so dobljene vrednosti na osnovi in-situ preiskav, ki so bile narejene na večjem številu podobnih zgradb na istem območju kot analizirana zgradba (Pasticier, Amadio in Fragiacommo, 2007).

$f_d = 0,8N/mm^2$	tlačna trdnost zidovja
$f_{vd} = 0,032N/mm^2$	strižna trdnost zidovja
$E = 1600N/mm^2$	elastični modul
$G = 640N/mm^2$	strižni modul

6.1.3 Obtežba

6.1.3.1 Stalna obtežba

Lastna teža:

strop	$g = 5,6 kN/m^2$
streha	$g = 1,25 kN/m^2$
zidovje	$\gamma = 25 kN/m^3$

6.1.3.2 Spremenljiva obtežba

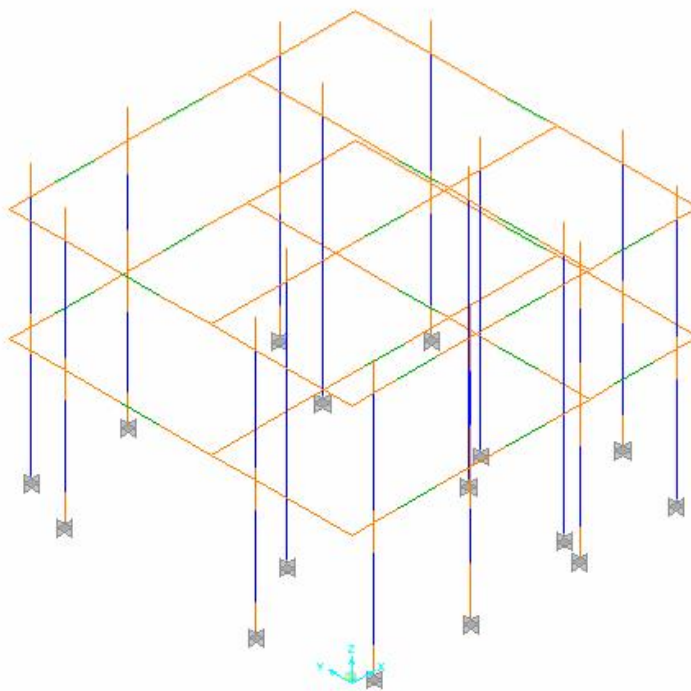
streha	$q = 1,25 kN/m^2$
strop	$q = 2 kN/m^2$

6.1.3.3 Potresna obtežba

- Predpostavim:
- $a_g = 0,25g$
 - tip tal B – zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov
 - stavba spada v II. kategorijo pomembnosti (običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije) – $\gamma_I = 1,0$

6.2 Potresna odpornost s programom SAP2000 v.12

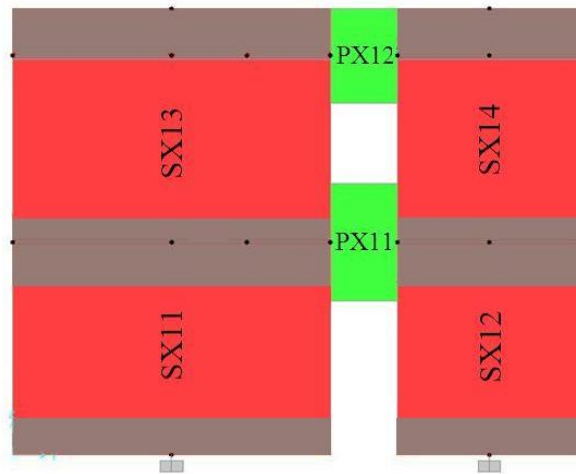
6.2.1 Model konstrukcije



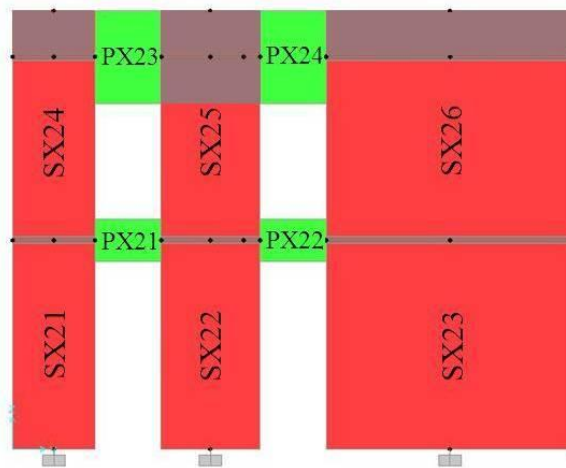
Slika 26: Model konstrukcije v programu SAP2000 v.12

V modelu so z modro barvo označeni zidovi, z zeleno prekladni nosilci in oranžno barvo togi elementi oziroma odseki (slika 26).

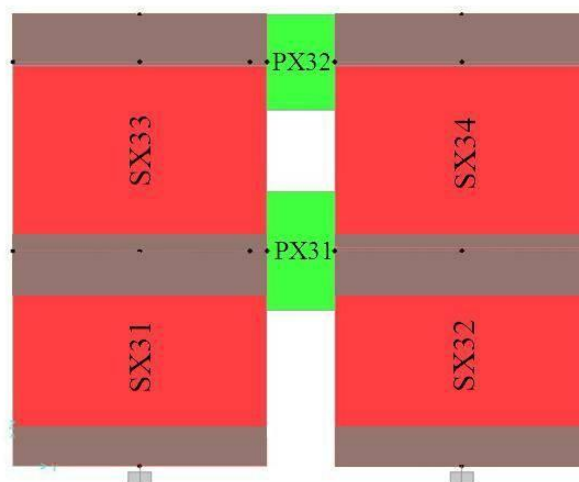
Zidovi so označena na podlagi slike 24 in slike 25. SY ali SX sta oznaki smeri stene, prva številka pove za katero zaporedno steno gre, z drugo številko pa je označen zaporedni zid, od leve proti desni, iz pritličja v nadstropje.



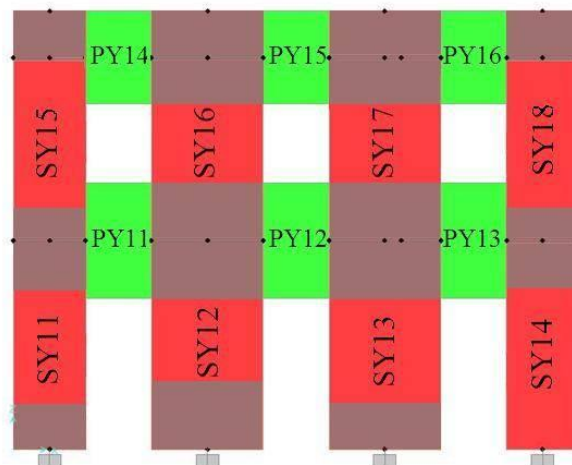
Slika 27: Stena SX1



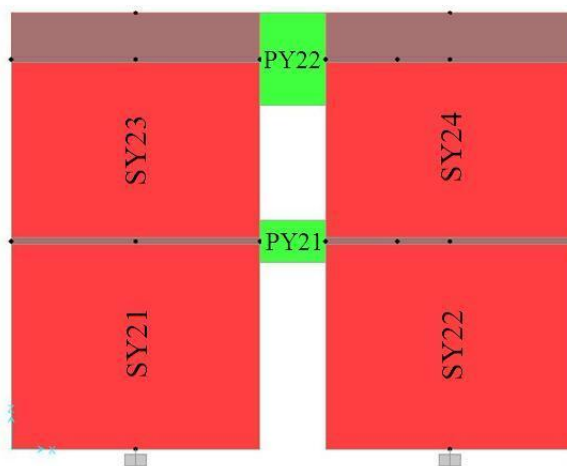
Slika 28: Stena SX2



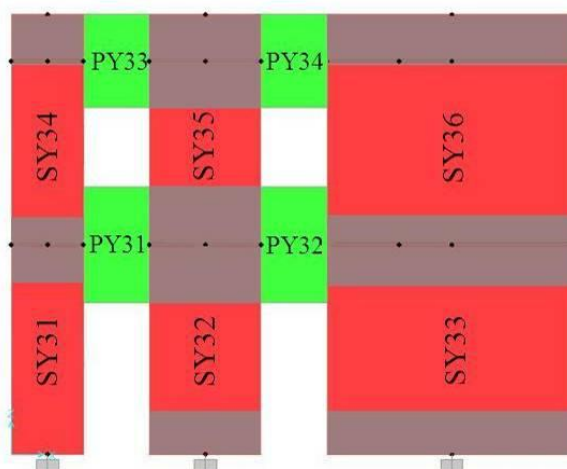
Slika 29: Stena SX3



Slika 30: Stena SY1



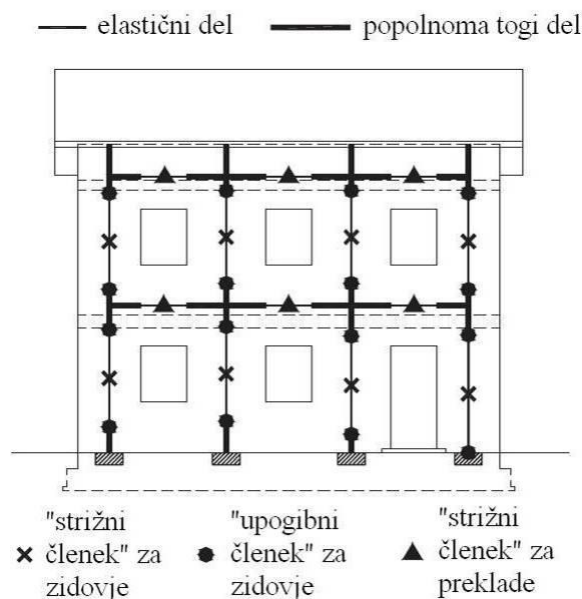
Slika 31: Stena SY2



Slika 32: Stena SY3

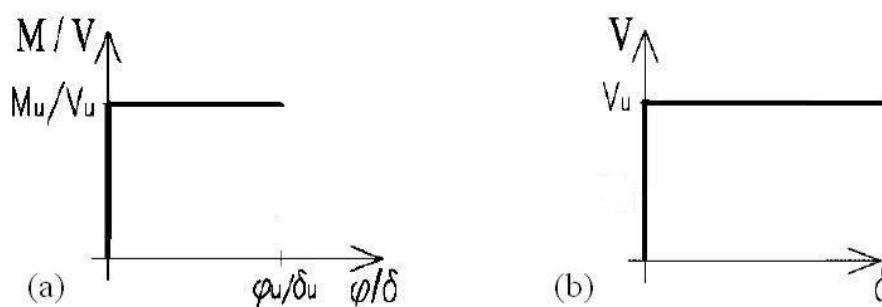
6.2.2 Modeliranje materialne nelinearnosti

Materialna nelinearnost je modelirana kot »strižni« plastični členki na sredini in »upogibni« plastični členki na koncih linijskih elementov, ki nadomeščajo zidovje (slika 28). Pri prekladnih nosilcih pa modeliramo »strižne« plastične členke na sredini linijskih elementov (slika 28).



Slika 33: Modeliranje materialne nelinearnosti

Vsi členki so modelirani tako, da je njihova deformacijska krivulja podana kot zveza med strigom/momentom in pomikom/zasukom (slika 34).



Slika 34: Deformacijske krivulje, ki ustrezajo: (a) plastičnemu členu za zidovje in (b) plastičnemu členu za prekladne nosilce (Pasticier, Amadio in Fragiaco, 2007).

Plastični členek je tako definiran preko mejne prečne sile oziroma momenta in mejnega pomika oziroma zasuka. Mejne vrednosti so določene ob osni sili zaradi gravitacijske obtežbe

in ob upoštevanju povprečne trdnosti materialov. Mejno prečno silo in mejni moment lahko določimo z enačbami različnih avtorjev oziroma virov.

Plastični členki so bili uporabljeni v nelinearni statični (»pushover«) analizi zato, ker dovolijo uporabniku točno slediti obnašanju konstrukcije nad mejo elastičnosti na vsakem koraku postopne analize. Mehanske lastnosti nelinearnih elementov so bile definirane na osnovi možnih mehanizmov porušitve zidanih makroelementov.

Dodatek C v SIST EN 1998-3:2005 vsebuje priporočila za oceno potresne odpornosti za zidane zgradbe na potresnih območjih. Navedeni so trije modeli za oceno kapacitete glede na stanja:

- mejno stanje blizu porušitve (LS (limit state) of Near Collapse) – NC
- mejno stanje velikih poškodb (LS of Significant Damage) – SD
- mejno stanje omejenih poškodb (LS of Damage Limitaion) – DL

Po slovenskem dodatku SIST EN 1998-3: 2005/A101 se pri nas upoštevata le SD in DL.

Pri mejnem stanju DL se pri izvajanju nelinearne analize kapaciteta za globalno oceno definira kot meja elastičnosti (elastična sila in elastičen pomik) na idealiziranem elasto-plastičnem diagramu sile in pomika ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF).

Pri mejnem stanju SD pa se kapaciteta neojačanega zidu kontrolira glede na uklon ter glede na strig. Odpornost pri upogibu se lahko izrazi v smislu zasuka, ki znaša do $0,008H_0/D$ za primarne potresne zidove (D dolžina zidu, H_0 razdalja od prereza, kjer se računa upogibna odpornost, do ničelne točke momentov). Odpornost pri strigu pa se izrazi v smislu pomika, ki znaša 0,004 za primarne potresne zidove.

Za »upogibni« členek je nosilnost podana z enačbo 3.3, mejni zasuk f_u pa ustreza 0,8% efektivne višine zidu, H_0 , deljeno z dolžino zidu, D . Za »strižni« členek je nosilnost podana z minimalno vrednostjo enačb 3.6 in 3.9, mejni strižni pomik δ_u pa je enak 0,4% višine zidu. Do porušitve v zidu pride, ko je dosežen prvi izmed mejnega zasuka f_u v plastičnem členu in mejnega pomika δ_u v strižnem členu. Nosilnost strižnega členka nosilca je podana z enačbo 3.13, mejni strižni pomik pa je neomejen. Lastnosti plastičnih členkov so podane v tabelarni obliki (preglednica 5, 6, 7 in 8).

Pri prekladnem nosilcu, ki naj bi bil na obeh straneh primerno podprt, se upošteva strižni členek na sredini razpona in strižna odpornost zidovja se izračuna z izrazom:

$$V_u = h \cdot t \cdot f_{v0d} \quad (6.30)$$

kjer so:

h globina (širina) prekladnega nosilca,

t debelina nosilca in

f_{v0d} začetna strižna trdnost brez upoštevanja vertikalne obtežbe.

Preglednica 5: Lastnosti plastičnih členkov sten SY

SY1	t [m]	D [m]	h [m]	N [kN]	M_u [kNm]	φ_u	V_u^f [kN]	V_u^s [kN]	V_u [kN]	δ_u [m]
SY11	0,5	1,1	2,0	136,1	47,6	0,007	43,7	55,6	43,7	0,008
SY12	0,5	1,7	1,2	204,0	112,2	0,003	90,9	77,8	77,8	0,005
SY13	0,5	1,7	1,8	212,9	114,3	0,004	92,5	75,6	75,6	0,007
SY14	0,5	1,1	2,6	126,4	46,0	0,009	42,3	49,2	42,3	0,010
SY15	0,5	1,1	2,5	69,4	31,1	0,009	33,5	33,0	33,0	0,010
SY16	0,5	1,7	1,2	103,6	72,3	0,003	69,8	53,8	53,8	0,005
SY17	0,5	1,7	1,2	110,7	76,1	0,003	71,5	55,7	55,7	0,005
SY18	0,5	1,1	2,5	65,4	29,7	0,009	32,8	31,7	31,7	0,010

SY2	t [m]	D [m]	h [m]	N [kN]	M_u [kNm]	φ_u	V_u^f [kN]	V_u^s [kN]	V_u [kN]	δ_u
SY21	0,5	3,8	3,2	417,7	537,1	0,003	195,9	111,2	111,2	0,013
SY22	0,5	3,8	3,2	468,1	567,1	0,003	205,3	121,8	121,8	0,013
SY23	0,5	3,8	2,8	228,6	357,5	0,003	155,3	72,6	72,6	0,011
SY24	0,5	3,8	2,8	243,6	375,6	0,003	158,9	75,9	75,9	0,011

SY3	t [m]	D [m]	h [m]	N [kN]	M_u [kNm]	φ_u	V_u^f [kN]	V_u^s [kN]	V_u [kN]	δ_u
SY31	0,5	1,1	2,6	139,9	48,2	0,009	44,2	52,7	44,2	0,010
SY32	0,5	1,7	1,8	204,1	112,2	0,004	90,9	73,7	73,7	0,007
SY33	0,5	3,8	2,0	426,1	542,6	0,002	197,5	119,7	119,7	0,008
SY34	0,5	1,1	2,5	72,9	32,3	0,009	34,1	34,1	34,1	0,010
SY35	0,5	1,7	1,2	103,6	72,3	0,003	69,8	53,8	53,8	0,005
SY36	0,5	3,8	2,5	222,2	349,6	0,003	153,7	72,6	72,6	0,010

Preglednica 6: Lastnosti plastičnih členkov sten SX

SX1	t [m]	D [m]	h [m]	N [kN]	M _u [kNm]	φ _u	V _u ^f [kN]	V _u ^s [kN]	V _u [kN]	δ _u
SX11	0,5	4,8	2,0	552,9	863,6	0,002	250,7	145,9	145,9	0,008
SX12	0,5	2,8	2,0	337,3	296,5	0,003	148,3	101,1	101,1	0,008
SX13	0,5	4,8	2,5	290,6	565,9	0,002	195,2	87,8	87,8	0,010
SX14	0,5	2,8	2,5	176,4	196,7	0,004	115,0	61,9	61,9	0,010

SX2	t [m]	D [m]	h [m]	N [kN]	M _u [kNm]	φ _u	V _u ^f [kN]	V _u ^s [kN]	V _u [kN]	δ _u
SX21	0,5	1,3	2,6	154,3	61,4	0,008	49,6	56,3	49,6	0,010
SX22	0,5	1,5	2,3	189,7	89,3	0,006	60,1	66,6	60,1	0,009
SX23	0,5	3,8	2,6	405,2	518,3	0,003	191,9	112,0	112,0	0,010
SX24	0,5	1,3	2,8	83,9	42,1	0,009	39,0	36,1	36,1	0,011
SX25	0,5	1,5	2,3	99,7	60,1	0,006	46,6	43,7	43,7	0,009
SX26	0,5	3,8	2,8	221,7	343,3	0,003	152,3	71,0	71,0	0,011

SX3	t [m]	D [m]	h [m]	N [kN]	M _u [kNm]	φ _u	V _u ^f [kN]	V _u ^s [kN]	V _u [kN]	δ _u
SX31	0,5	3,8	2,0	410,0	521,5	0,002	192,8	116,4	116,4	0,008
SX32	0,5	3,8	2,0	387,8	505,9	0,002	188,5	111,7	111,7	0,008
SX33	0,5	3,8	2,5	216,1	336,5	0,003	150,9	71,2	71,2	0,010
SX34	0,5	3,8	2,5	203,0	320,0	0,003	147,6	68,2	68,2	0,010

Preglednica 7: Lastnosti plastičnih členkov nosilcev v stenah SY

SY1	t [m]	D [m]	V _u [kN]
PY11	0,5	1,8	28,0
PY12	0,5	1,8	28,0
PY13	0,5	1,8	28,0
PY14	0,5	1,4	22,6
PY15	0,5	1,4	22,6
PY16	0,5	1,4	22,6
SY2	t [m]	D [m]	V _u [kN]
PY21	0,5	0,7	10,4
PY22	0,5	1,4	22,6
SY3	t [m]	D [m]	V _u [kN]
PY31	0,5	1,8	28,0
PY32	0,5	1,8	28,0
PY33	0,5	1,4	22,6
PY34	0,5	1,4	22,6

Preglednica 8: Lastnosti plastičnih členkov nosilcev v stenah SX

SX1	t [m]	D [m]	V _u [kN]
PX11	0,5	1,8	28,0
PX12	0,5	1,4	22,6
SX2	t [m]	D [m]	V _u [kN]
PX21	0,5	0,7	10,4
PX22	0,5	0,7	10,4
PX23	0,5	1,4	22,6
PX24	0,5	1,4	22,6
SX3	t [m]	D [m]	V _u [kN]
PX31	0,5	1,8	28,0
PX32	0,5	1,4	22,6

6.2.3 Togostne lastnosti elementov

Za upogibno in strižno trdnost razpokanega elementa smo privzeli polovično vrednost elastične togosti celotnega nerazpokanega prereza (SIST EN 1998-1: 2006).

6.2.4 Račun mas

Pri določanju projektnega potresnega vpliva je potrebno upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov (SIST EN 1998-1 : 2006):

$$\sum G_{k,j} "+" \sum y_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.31)$$

kjer je;

$y_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i

$$y_{E,i} = j \cdot y_{2i}, \quad (6.32)$$

$j = 1,0$ vrhnja etaža (streha),

$j = 0,8$ zasedba nekaterih etaž je povezana,

$j = 0,5$ etaže so zasedene neodvisno.

Preglednica 9: Račun mas posameznih etaž

MASA	koristne obtežbe				stalne obtežbe	SKUPAJ
etaža	φ	ψ_2	obtežba [kN/m ²]	masa [t]	masa [t]	masa [t]
pritličje	0,8	0,3	2,00	15	217	220
1. etaža	0,8	0,3	2,00	15	170	174
streha	1	0	1,25	9	9	9
						183

Preglednica 10: Vrednosti uporabljene v programu

pritličje:	$m_x = 220$ t
	$m_y = 220$ t
	$m_\varphi = 2682$ tm ²

1. etaža:	$m_x = 183$ t
	$m_y = 183$ t
	$m_\varphi = 2228$ tm ²

6.2.5 Vpliv naključne torzije

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti je treba zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži i iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost (SIST EN 1998-1 : 2006):

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (6.33)$$

kjer sta:

e_{ai} naključna ekscentričnost mase v etaži i glede na nazivni položaj; upošteva se v isti smeri v vseh etažah,

L_i tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.

Ker sta tlorisa etaž enaka in sta dimenziji L_X in L_Y približno enaki, sem upoštevala ekscentričnost mase enako za vsako etažo in enako v vsaki smeri:

$$e_{a1} = e_{a2} = \pm 0,05 \cdot L_X = \pm 0,05 \cdot 8,6m = \pm 0,43m,$$

torej v smeri X za $-0,43m$ in v smeri Y za $+0,43m$ od masnega središča.

6.2.6 q faktor

q je faktor obnašanja konstrukcije in je za nearmirane zidane konstrukcije enak 1,5 (SIST EN 1998-1:2006).

6.2.7 Spekter pospeškov

Glede na podatke $a_g = 0,25$ g, $\gamma_I = 1$, tip tal B ($S = 1,2$; $T_B = 0,15$ s; $T_C = 0,5$ s, $T_D = 2$ s), $q = 1,5$, ki jih upoštevamo v izrazih za določitev projektnega spektra:

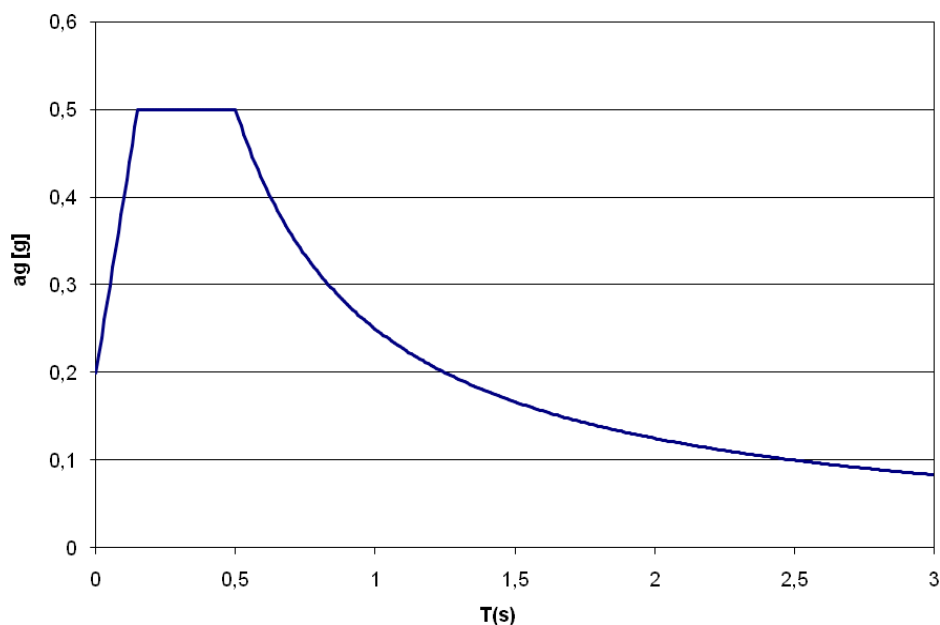
$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (6.34)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (6.35)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (6.36)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (6.37)$$

Spekter pospeškov za elastično analizo je prikazan na grafikonu 1.



Grafikon 1: Spekter pospeškov za elastično analizo

6.2.8 Projektna obtežna kombinacija

Po členu 6.4.3.4 v EC0 se projektna vrednost notranjih statičnih količin določi za obtežno kombinacijo:

$$\sum G_{k,j} + \sum \gamma_{2,i} \cdot Q_{k,i} + E \quad (6.38)$$

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva j ,

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremenljivega vpliva i ,

$\gamma_{2,i}$ kombinacijski faktor za stavbe,

E seizmični vpliv (potrebno upoštevati v obeh smereh, pozitivni in negativni).

6.2.9 Elastična analiza

6.2.9.1 Nihajni časi in nihajne oblike

Osnovni nihajni čas konstrukcije v x smeri je 0,20 s in v y smeri 0,19 s. Konstrukcija je v obeh smereh skoraj enako podajna, kar je razvidno iz geometrije konstrukcije (slika 21).

Vse nihajne oblike in pripadajoči nihajni časi so prikazani v preglednici 11. Za račun pomikov je treba upoštevati po standardu vse nihajne oblike, katerih efektivna modalna masa je večja od 5%. Upoštevali smo vseh 6 nihajnih oblik.

Preglednica 11: Nihajni časi in nihajne oblike konstrukcije

Nihajna oblika	Nih. čas	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	[s]										
1	0,20	78,6	11,9	78,6	11,9	13,5	85,6	19,8	13,5	85,6	19,8
2	0,19	13,0	75,2	91,6	87,1	84,6	14,1	45,0	98,1	99,8	64,8
3	0,12	0,2	1,6	91,9	88,7	1,8	0,2	25,8	99,8	100	90,6
4	0,07	6,3	2,5	98,1	91,2	0	0	1,1	99,9	100	91,7
5	0,07	1,8	8,6	100	99,8	0,1	0	5,8	100	100	97,5
6	0,04	0	0,2	100	100	0	0	2,5	100	100	100

6.2.9.2 Prečna sila ob vpetju

Pri obremenitvi s potresom v smeri x je skupna prečna sila ob vpetju 1813,19 kN, kar je 45 % teže in v smeri y je skupna prečna sila ob vpetju enaka 1732,81 kN, kar je 43 % teže.

6.2.9.3 Kontrola pomikov

Upoštevati je potrebno mejno vrednost za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo:

$$d_r n \leq 0,01h \quad (6.39)$$

kjer so:

d_r projektni etažni pomik,

h etažna višina,

n redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb (za kategoriji pomembnosti I in II znaša 0,5).

Dejanski medetažni pomik je izračunan tako, da so najprej s kombinacijo SRSS kombinirani pomiki zaradi vzbujanja v različnih smereh, nato se preverijo rezultante pomikov, ki so dobljene z dvema kombinacijama:

$$u_1 = u_x + 0,3 \cdot u_y \quad (6.40)$$

$$u_2 = 0,3 \cdot u_x + u_y \quad (6.41)$$

Kriterij pomikov je izpolnjen za vse prevladujoče smeri in po vseh etažah, kot je prikazano v preglednici 12.

Preglednica 12: Kontrola pomikov

	u ₁ [cm]	u ₂ [cm]	u _{dop} [cm]
prtljučje	0,67	0,64	6,35
1. etaža	0,55	0,48	5,56

6.2.9.4 Kontrola notranjih sil

Pri kontroli nosilnosti zaradi vertikalne obtežbe smo upoštevali kombinacijo obtežbe po SIST EN 1991:

$$\sum 1,35 \cdot G_{k,j} + \sum 1,50 \cdot Q_{k,i} \quad (6.42)$$

Pri končnem mejnem stanju mora biti projektna vrednost navpične obtežbe, ki deluje na zid, N_{Ed} , manjša ali enaka projektni vrednosti navpične odpornosti enoslojnega zidu, N_{Rd} (SIST EN 1996-1-1: 2006):

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (6.43)$$

$$N_{Rd} = \Phi f_d A \quad (6.44)$$

kjer so:

- Φ faktor redukcije nosilnosti zaradi vpliva vitkosti in ekscentričnosti obtežbe,
- A površina prereza zidu,
- f_d projektna tlačna trdnost zidovja.

Kontrola nosilnosti zaradi vertikalne obtežbe je bila narejena za zidovje ob vpetju v prtljučju, ker je na tem delu najbolj kritično. Sicer je potrebno kontrolirati nosilnost za vse elemente, ob vpetju in na sredini.

Kot je prikazano v preglednici 13, je kontrola povsod izpolnjena.

Preglednica 13: Kontrola nosilnosti zidov zaradi vertikalne obtežbe

zid	N _{Ed}	N _{Rd}
	[kN]	[kN]
SY11	183,81	391,11
SY12	330,17	612,00
SY13	305,19	612,00
SY14	169,30	396,00
SY21	717,11	958,04
SY22	664,30	1074,32

SY31	187,35	386,23
SY32	340,36	612,00
SY33	571,60	1073,64
SX11	729,22	1613,91
SX12	460,14	990,00
SX21	229,30	450,00
SX22	282,16	540,00
SX23	660,51	1148,07
SX31	552,69	1325,04
SX32	540,59	1237,18

6.2.10 Nelinearna analiza

6.2.10.1 Nelinearna statična («pushover») analiza

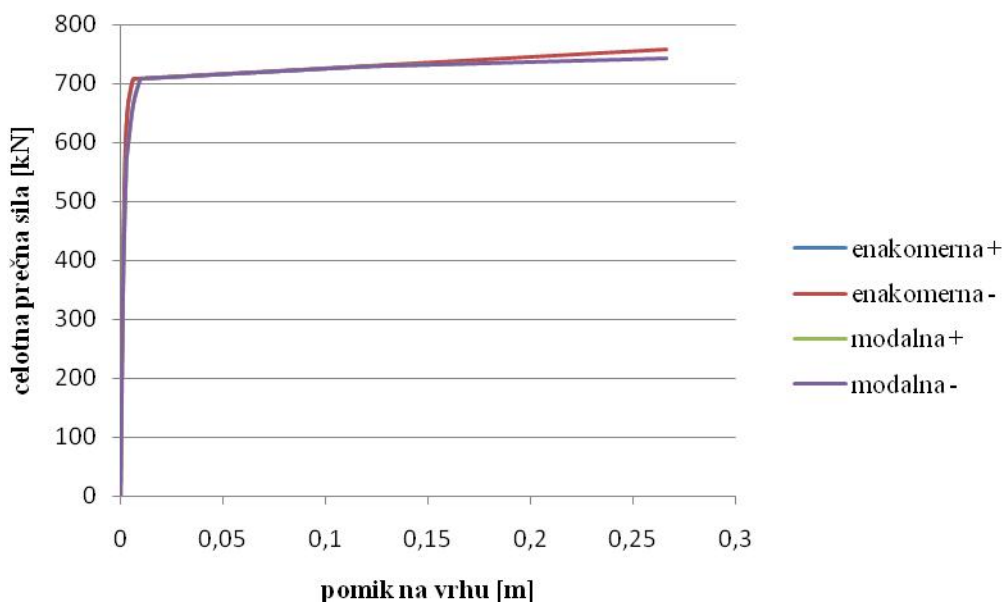
Model konstrukcije je obremenjen z dvema porazdelitvama vodoravne obtežbe po višini. Z enakomerno porazdelitvijo in z modalno porazdelitvijo.

Vodoravne sile morajo delovati v masnih središčih.

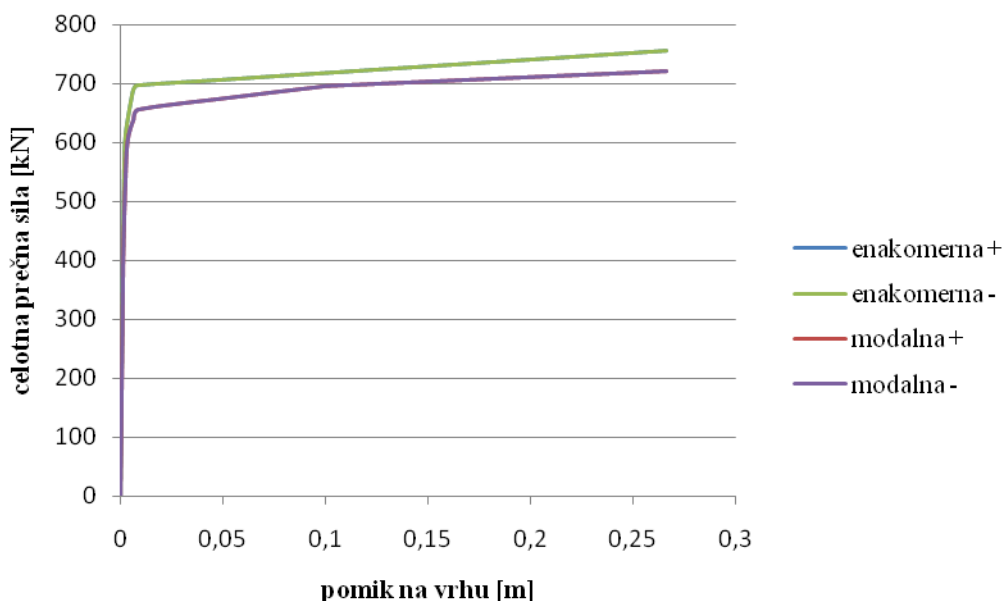
Preglednica 14: Porazdelitev teže po etažah

Etaža	Masa [t]	Nihajna oblika		Sile po etažah [kN]		
		Smer x	Smer y	Enakomerna porazdelitev	Modalna porazdelitev x	Modalna porazdelitev y
Pritličje	220	0,5584	0,4865	220	102	89
1.nadstropje	183	1	1	183	183	183

Nelinearna statična analiza je bila izvedena s programom SAP2000 v.12. Pushover analizo je v splošnem potrebno izvesti za obe smeri, x in y, ter v pozitivni in negativni smeri. Ker pa se rezultati iz obeh smeri dobro ujemajo, so v nadaljnjem računu obravnavani le rezultati iz pozitivne smeri.



Grafikon 2: Nelinearna statična analiza konstrukcije v smeri x



Grafikon 3: Nelinearna statična analiza konstrukcije v smeri y

6.2.10.2 Ekvivalenten SDOF model

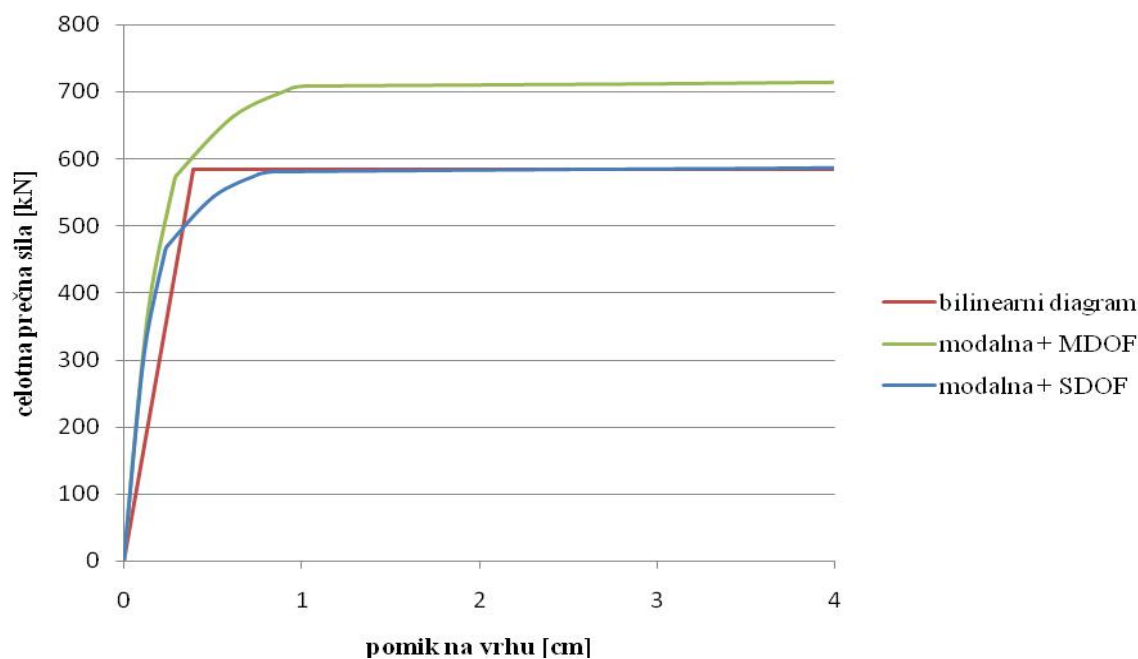
Napisan je postopek za primer modalne porazdelitve obtežbe v smeri x. Na koncu so podani rezultati za ostale primere porazdelitve in smeri obtežbe.

Masa ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo za primer modalne porazdelitve obtežbe v smeri x je enaka 306 t.

Pomiki in sile, dobljene z analizo modela z več prostostnimi stopnjami (MDOF), so pretvorjeni v pomike in sile modela z eno prostostno stopnjo (SDOF) tako, da so deljeni s faktorjem participacije Γ , enačba 4.20. Za enakomerno porazdelitev obtežbe je faktor participacije enak 1, za modalno porazdelitev pa je enak 1,22.

Uporabljena metoda zaradi večje preprostosti računa odnos med silo ob vpetju in pomikom na vrhu poenostavi v bilinearen diagram brez utrjevanja.

Bilinearna idealizacija odnosa med obtežbo in deformacijo je prikazana na grafikonu 4. Nosilnost in pomik na meji elastičnosti znašata $F_y^*=583 \text{ kN}$ in $d_y^*=0,39 \text{ cm}$. Nihajni čas idealiziranega sistema, T^* , znaša 0,28 s.



Grafikon 4: Pretvorba rezultatov nelinearne statične analize v bilinearen diagram za primer modalne porazdelitve obtežbe v smeri x

6.2.10.3 Določitev ciljnega pomika

Elastični spekter odziva $S_e(T)$ je po SIST EN 1998-1:2006 opredeljen z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (h \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (6.45)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot h \cdot 2,5 \quad (6.46)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot h \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (6.47)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot h \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (6.48)$$

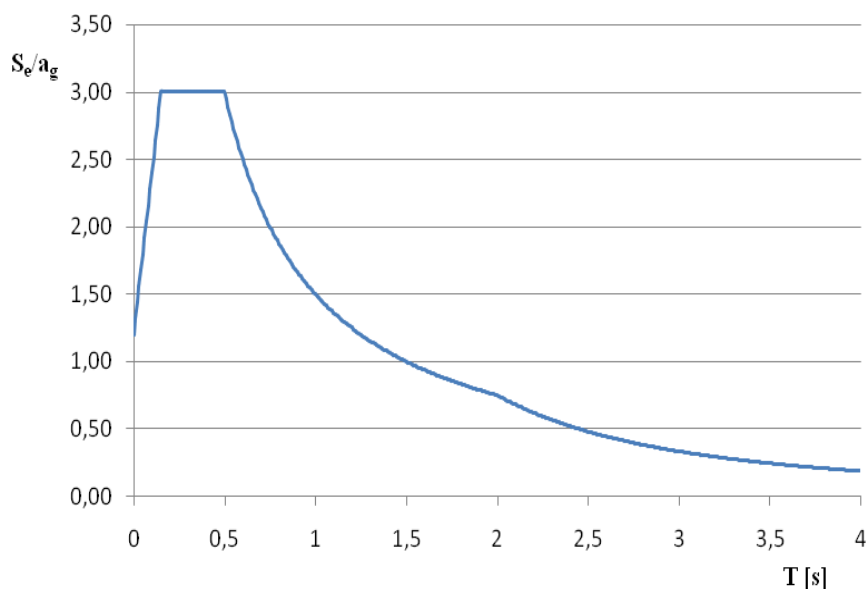
kjer so:

T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,

a_g projektni pospešek za tla,

h faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $h=1$ pri 5% viskoznega dušenja.

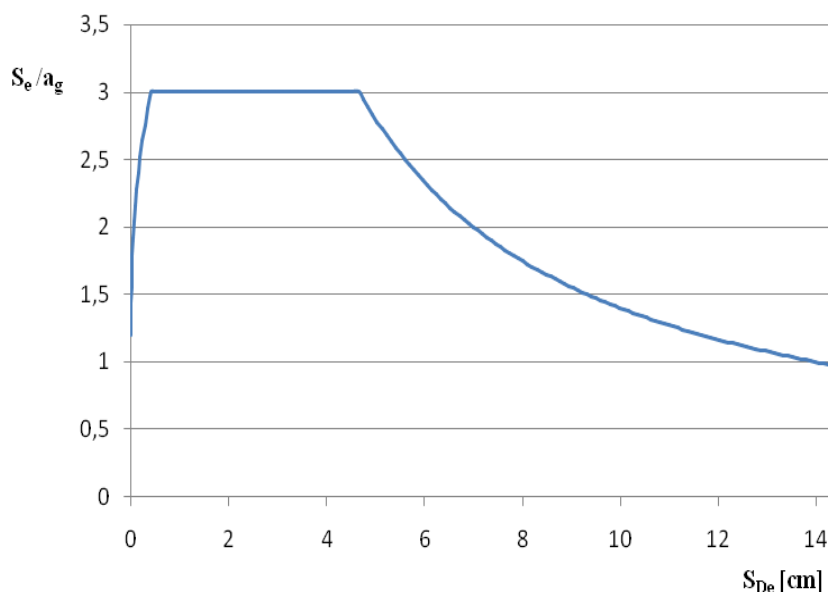
Ostale vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočeni elastični spekter odziva tipa 1 za kategorijo tal B pa so enaki: $S = 1,2$, $T_B = 0,15s$, $T_C = 0,5s$, $T_D = 2s$.



Grafikon 5: Elastični spekter odziva

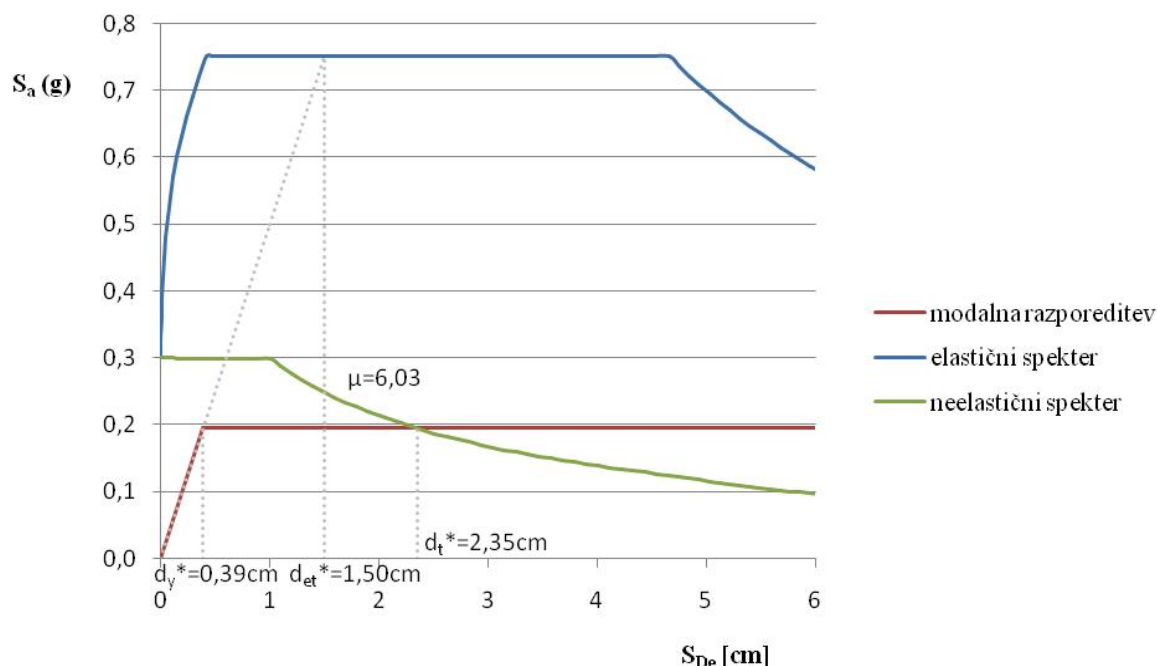
Potresna obtežba je podana v obliki elastičnega spektra pospeškov $S_e(T)$, kjer so pospeški sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF model) podani v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije T (grafikon 5).

Da bi bil spekter pomikov S_{De} povezan s spektrom pospeškov elastični spekter odziva pretvorimo v graf pospeška v odvisnosti od pomika (AD format, grafikon 6) s pomočjo formule 4.23:



Grafikon 6: AD format za kategorijo tal B

Idealiziran odnos med silo in pomikom bomo primerjali z zahtevami potresa, ki bodo definirane v AD formatu (pospešek-pomik). V ta namen je potrebno silo F^* deliti z maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo m^* , enačba 4.22. Dobljeni diagram se imenuje krivulja kapacitete.



Grafikon 7: Elastični in neelastični spekter in diagram kapacitete za modalno porazdelitev obtežbe v smeri x

Ker so pri nihajnem času T^* pospeški večji, kot je razpoložljiva kapaciteta konstrukcije, je potrebno potresne sile reducirati s faktorjem q_u , ki je razmerje med elastičnim pospeškom S_e pri času T^* in maksimalnim pospeškom, ki ga konstrukcija prenese, enačba 4.24. Redukcijski faktor, q_u , znaša 3,86.

Konstrukcija je v območju kratkih nihajnih časov ($T^* < T_C = 0,5s$). Izračunani ciljni pomik SDOF modela, d_t^* , znaša 2,35 cm.

Ciljni pomik SDOF modela pomnožimo s faktorjem za transformacijo, Γ , in dobimo ciljni pomik za sistem MDOF, d_t , ki je enak 2,86 cm.

Če je T^* manjši od časa T_C , je zahtevana duktilnost μ izračunana iz faktorja redukcije sil po formuli:

$$m = (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1. \quad (6.49)$$

Če pa je T^* večji od časa T_C , pa je zahtevana duktilnost enaka faktorju redukcije sil, $m = q_u$.

V primeru modalne razporeditve obtežbe v smeri x je duktilnost, μ , enaka 6,03.

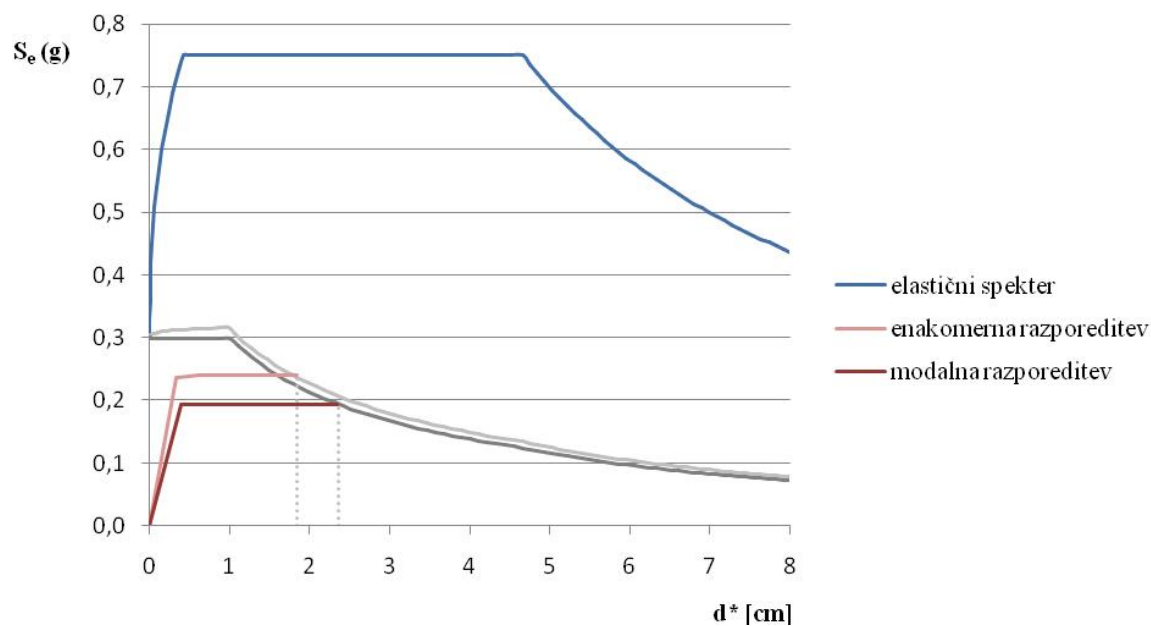
Ker je dobljeni ciljni pomik, d_t , precej različen od mejnega pomika, ki je bil uporabljen za določitev idealiziranega elastično-idealno plastičnega odnosa med obtežbo in deformacijo,

SIST EN 1998-1: 2006, Dodatek B, priporoča iterativni postopek, pri katerem se mejni pomik, uporabljen za določitev omenjene zveze, zamenja z izračunanim ciljnim pomikom SDOF sistema, d_t^* . Pri izračunu nihajnega časa T^* idealiziranega ekvivalentnega SDOF se tako upošteva ustrezno spremenjena mejna vrednost sile tečenja F_y^* .

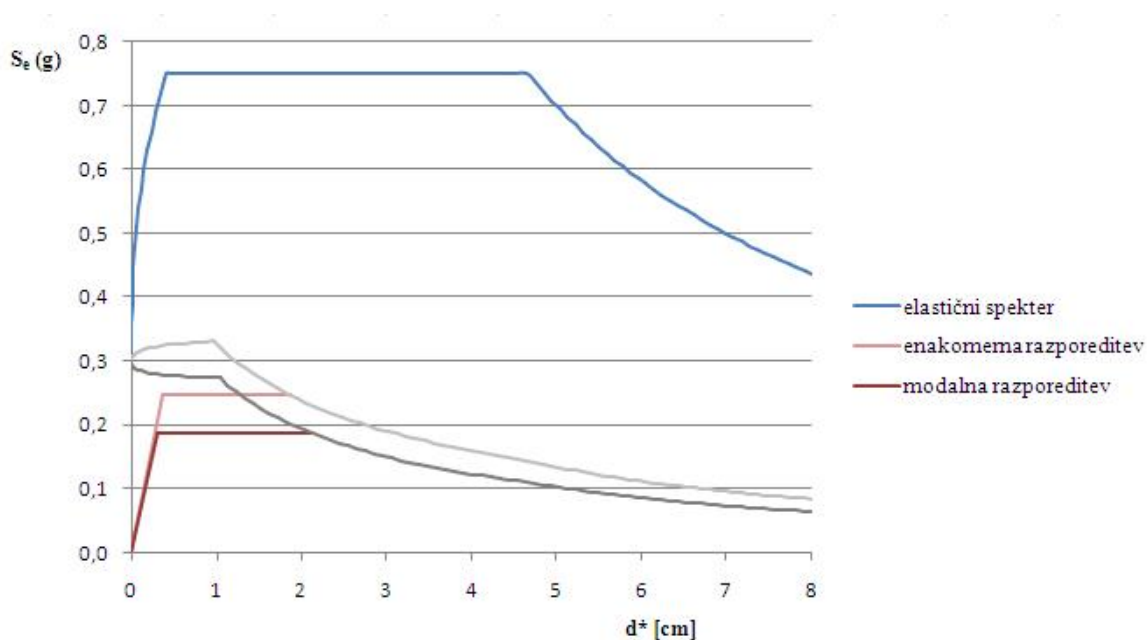
Ciljni pomiki konstrukcije so zbrani v preglednici 15.

Preglednica 15: Izračunani ciljni pomiki d_t

porazdelitev obežbe	T^* [s]	q_u	d_t^* [cm]	d_t [cm]
enakomerna x	0,24	3,17	1,84	1,84
modalna x	0,28	3,86	2,35	2,86
enakomerna y	0,24	3,05	1,88	1,88
modalna y	0,35	4,00	3,02	3,71



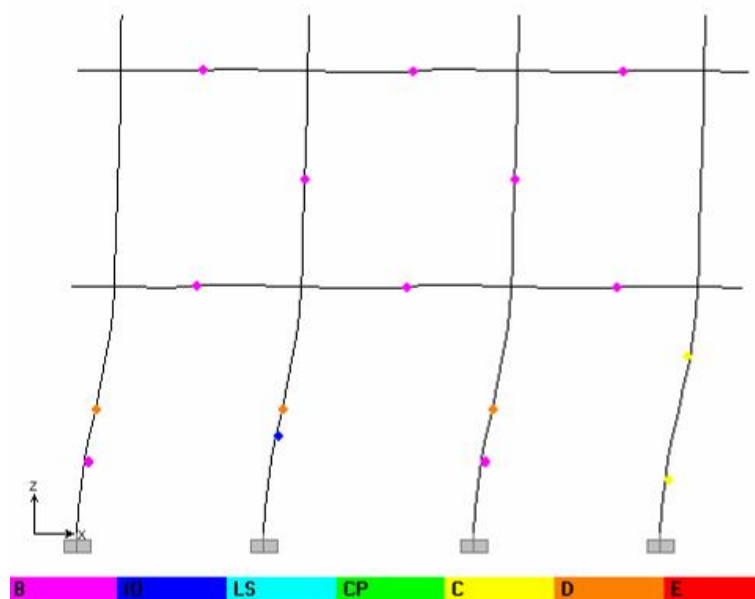
Grafikon 8: Določitev ciljnega pomika v smeri x



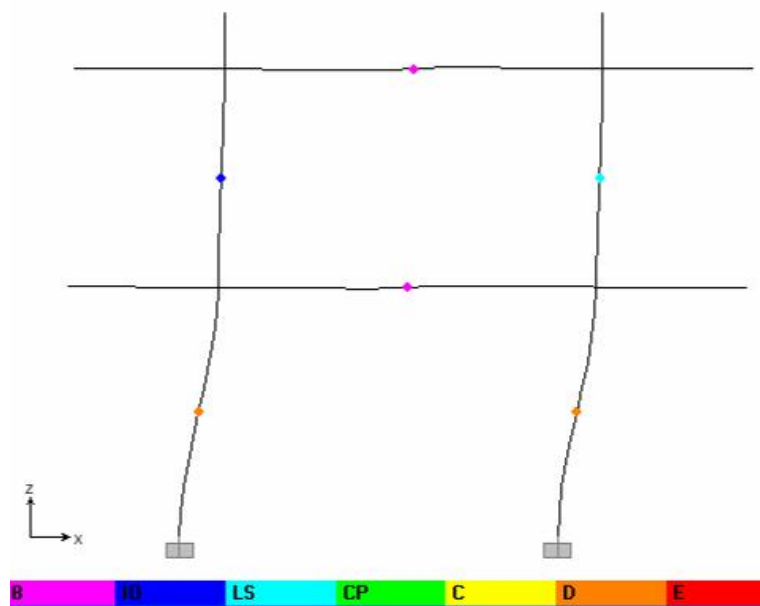
Grafikon 9: Določitev ciljnega pomika v smeri y

6.2.10.4 Nelinearna statična analiza do ciljnega pomika

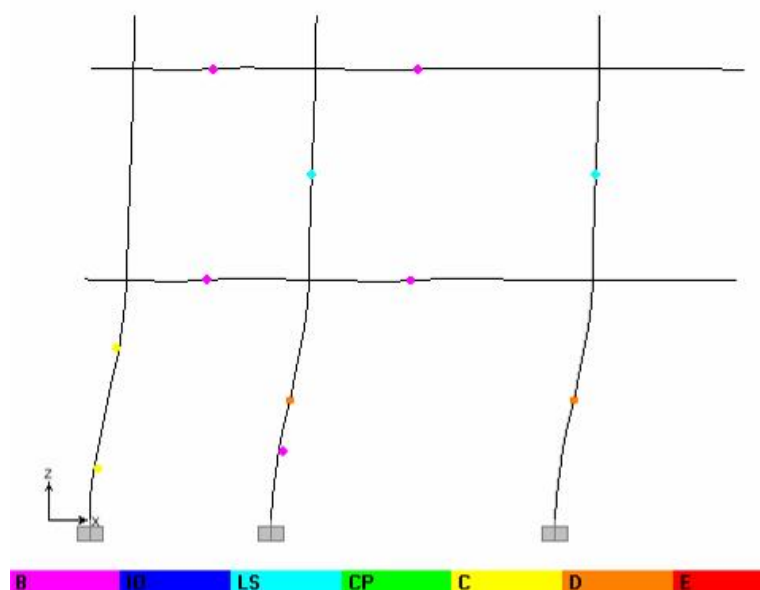
Ponovno se izvede nelinearna statična analiza do tako določenega ciljnega pomika in nato opazuje obnašanje konstrukcije. Slike plastičnih členkov so za modalno porazdelitev obtežbe v smeri x.



Slika 35: Plastični členki v steni SY1



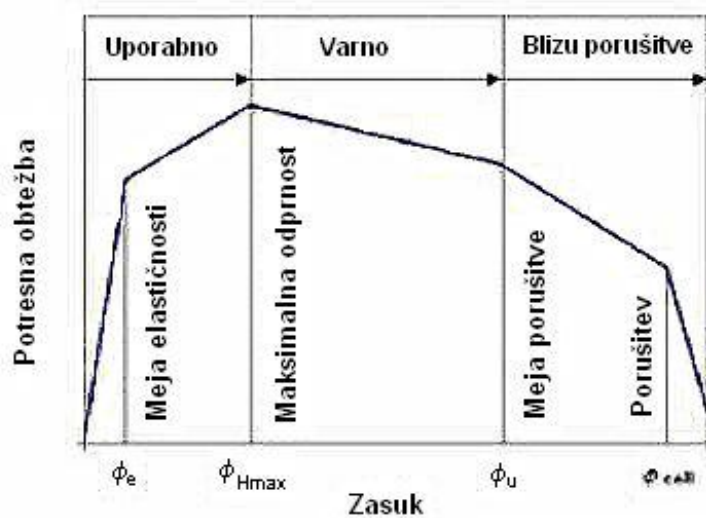
Slika 36: Plastični členki v steni SY2



Slika 37: Plastični členki v steni SY3

Preglednica 16: Etažni zasuki konstrukcije do ciljnega pomika

Etaža	h [m]	Pomik [m]		Etažni pomik [m]		Etažni zasuk [%]	
		enak x	mod x	enak x	mod x	enak x	mod x
pritličje	3,2	0,017	0,024	0,0168	0,0242	0,5	0,8
1. nadstropje	2,8	0,018	0,029	0,0016	0,0043	0,1	0,2



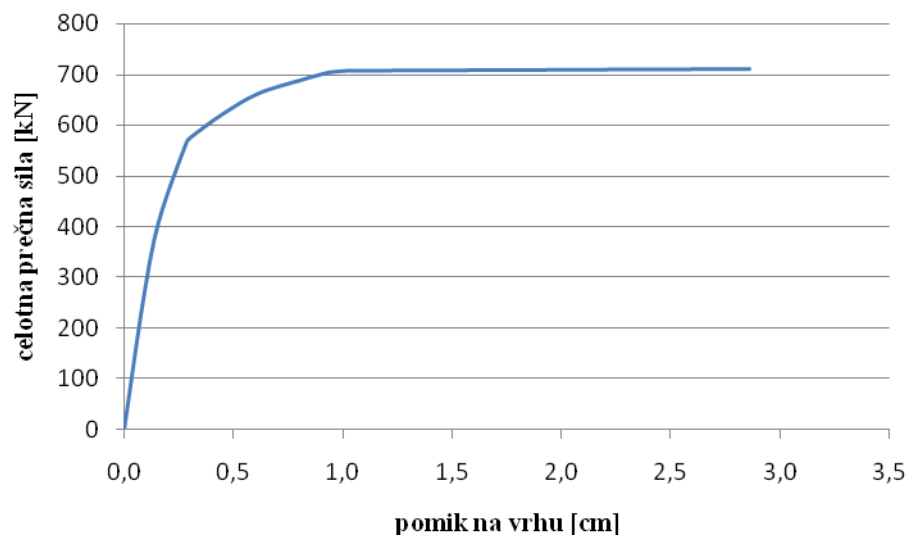
Slika 38: Krivulja odpornosti z mejnimi stanji (Tomažević)

Etažni zasuk pri mejnih stanjih:

$$\phi_e \approx 0,2-0,3 \%$$

$$\phi_{Hmax} \approx 0,4-0,5 \%$$

$$\phi_u \approx 1,0 \%$$



Slika 39: Pushover krivulja do ciljnega pomika

6.2.10.5 Ocena najmočnejšega potresa, ki ga prevzame konstrukcija

Lahko tudi ocenimo najmočnejši potres, ki bi ga konstrukcija prenesla. Predpostavljamo, da porušitev nastopi, ko doseže konstrukcija po pushover krivulji etažni zasuk pri mejnem stanju porušitve.

Duktilnost sistema dobimo z deljenjem mejnega pomika SDOF sistema, d_t^* , s pomikom na meji tečenja SDOF sistema, d_y^* :

$$m = \frac{d_t^*}{d_y^*}. \quad (6.50)$$

Preko duktilnosti se v primeru, da je $T^* < T_c$ lahko izračuna dopustno redukcijo sil z enačbo:

$$q_u = (m-1) \frac{T^*}{T_c} + 1. \quad (6.51)$$

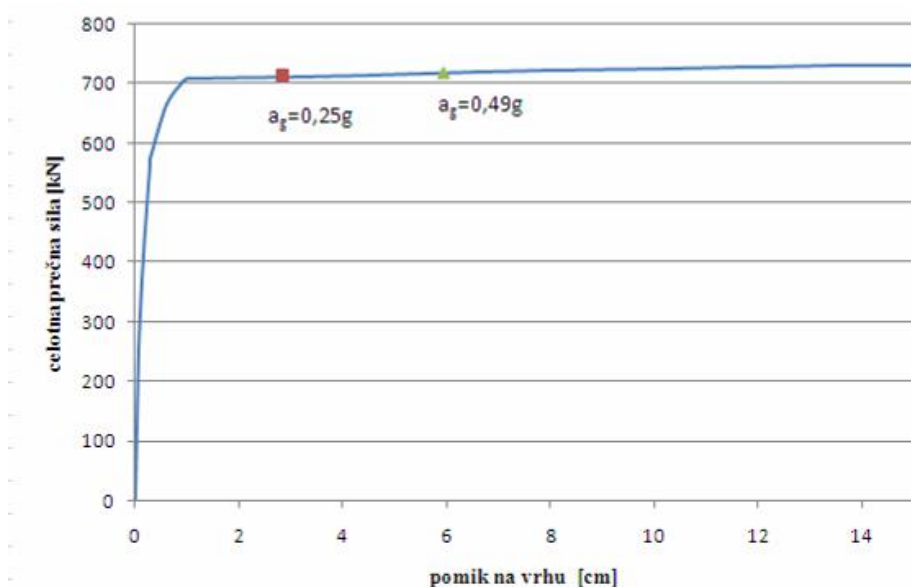
Vrednost pospeška elastične konstrukcije $S_e(T^*)$ dobimo z enačbo:

$$S_e(T^*) = \frac{F_y^* \cdot q_u}{m^*}. \quad (6.52)$$

Iz zveze med elastičnim pospeškom konstrukcije in pospeškom tal lahko izračunamo največji pospešek tal, ki ga konstrukcija še prenese.

Pomik na vrhu konstrukcije pri mejnem stanju porušitve (mejni zasuk 1%) znaša 5,96 cm.

Pospešek tal, ki ga konstrukcija še prenese je enak 0,49 g.



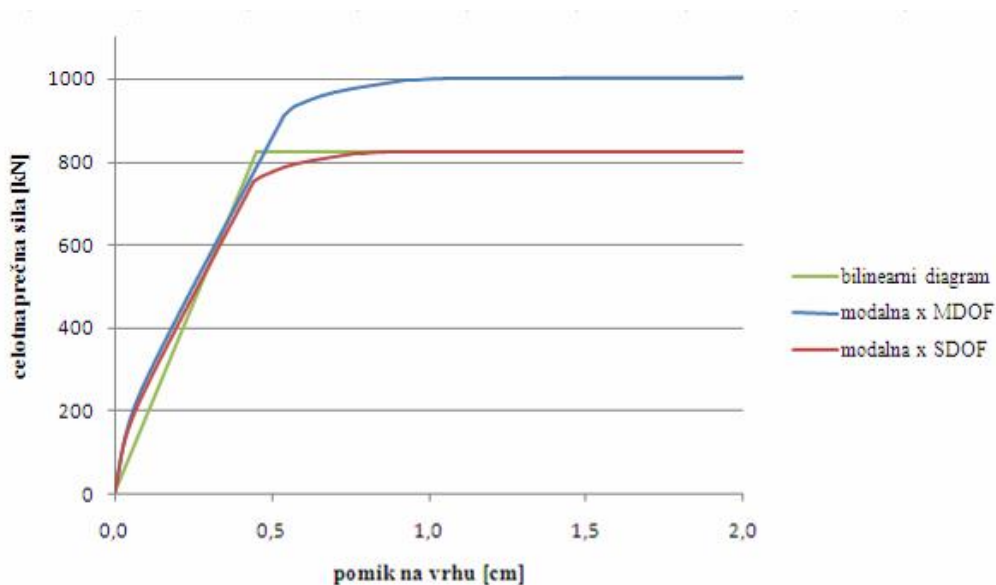
Grafikon 10: Pushover krivulja v smeri x za modalno porazdelitev obežbe

Pospešek konstrukcije, ki ga konstrukcija še prenese v smeri y je enak 0,54 g.

6.2.10.6 Nelinearna statična analiza konstrukcije brez upoštevanja strižnega porušnega mehanizma z zdrsom

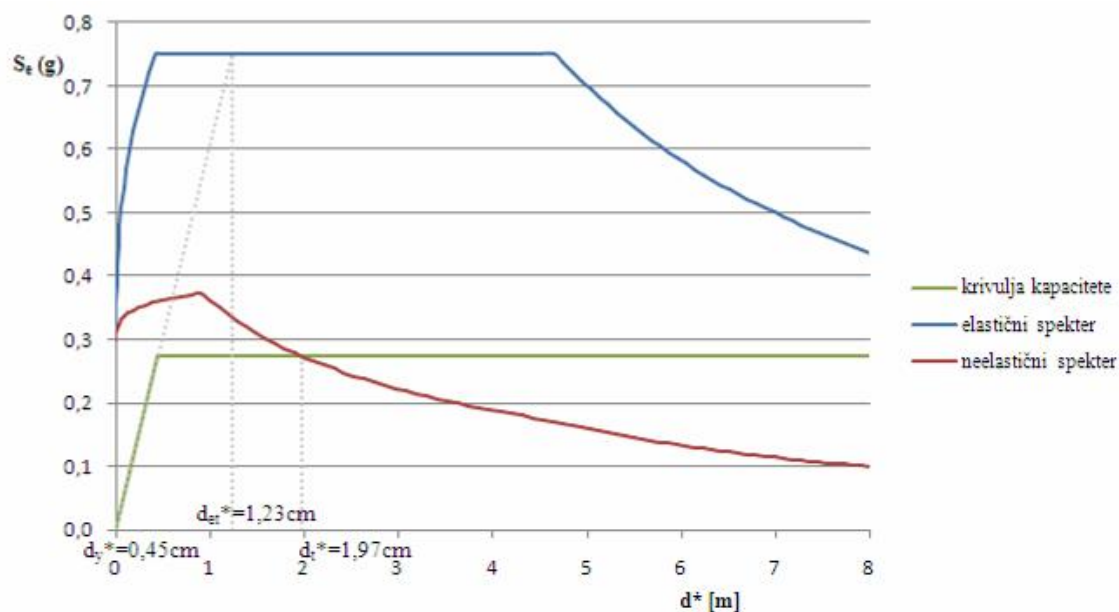
V istem modelu konstrukcije so bile spremenjene mejne nosilnosti posameznih elementov tako, da smo upoštevali mejno strižno nosilnost zidu, ki se nanaša na diagonalne razpoke (preglednica 5 in 6). Ponovno je narejena celotna nelinearna analiza, vendar le za primer modalne porazdelitve obtežbe v smeri x .

Bilinearna idealizacija odnosa med obtežbo in deformacijo je prikazana na grafikonu 10. Nosilnost in pomik na meji elastičnosti znašata $F_{y,*} = 824$ kN in $d_{y,*} = 0,45$ cm. Nihajni čas idealiziranega sistema, T^* , znaša 0,26 s.



Grafikon 11: Pretvorba rezultatov nelinearne statične analize v bilinearen diagram

Redukcijski faktor, q_u , znaša 2,73 in $d_r = 2,39$ cm.



Grafikon 12: Določitev ciljnega pomika

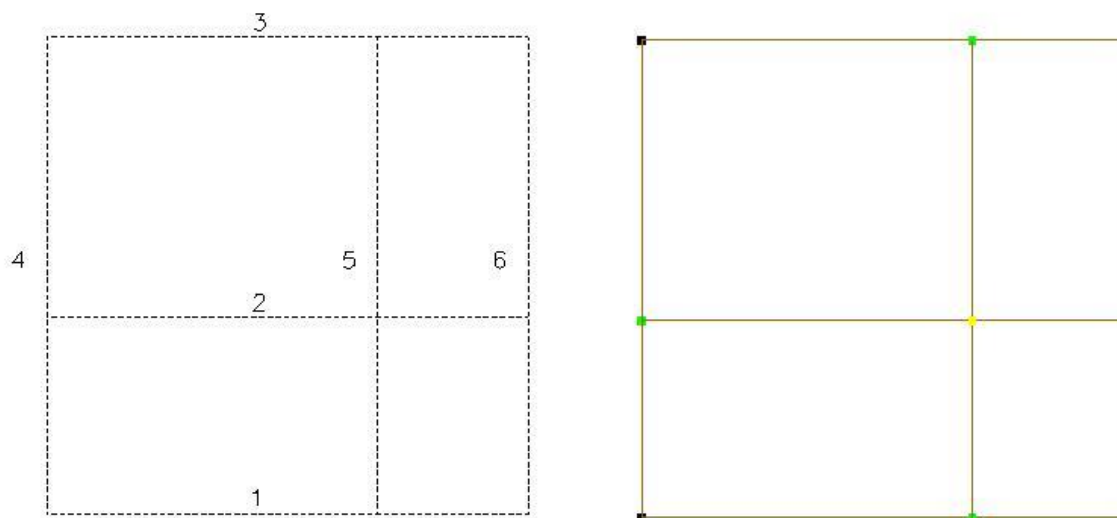
Pospešek tal, ki ga konstrukcija še prenese je enak 0,56 g.

6.3 Potresna odpornost s programom 3MURI

6.3.1 Postavitev modela

Definiranje geometrije modela

V program je vpeljana DXF datoteka, ki opisuje tlorisno postavitev zidov in odprtin. Na tej podlagi definiramo postavitev zidov (slika 40).



Slika 40: Definiranje geometrije modela

Pritličje ima etažno višino enako 280 cm, 1.etaža pa vključno z nadvišanjem 386 cm.

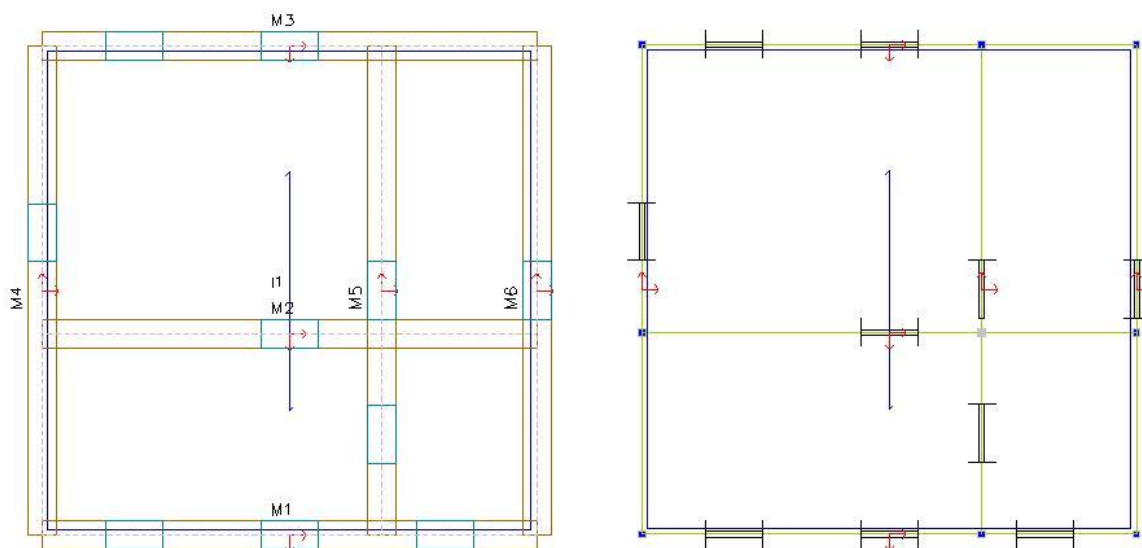
Lastnosti konstrukcije

Najprej definiramo materialne karakteristike:

$E = 1600 \text{ N/mm}^2$	modul elastičnosti
$G = 640 \text{ N/mm}^2$	strižni modul
$w = 25 \text{ kN/m}^3$	specifična teža
$f_m = 80 \text{ N/cm}^2$	tlačna trdnost zidovja
$\tau = 3,2 \text{ N/cm}^2$	strižna trdnost zidovja.

Material je definiran kot obstoječ in upošteva se razpokanost prereza.

Za vsak nivo posebej, torej etažo, so vstavljeni zidovi debeline 50 cm in odprtine (slika 32). Okna imajo višino 120 cm in širino 100 cm, parapet je visok 110 cm. Vrata so visoka 230 cm in široka 100 cm. Plošče so modelirane kot kompozit betona in lesenih nosilcev debeline 30 cm.

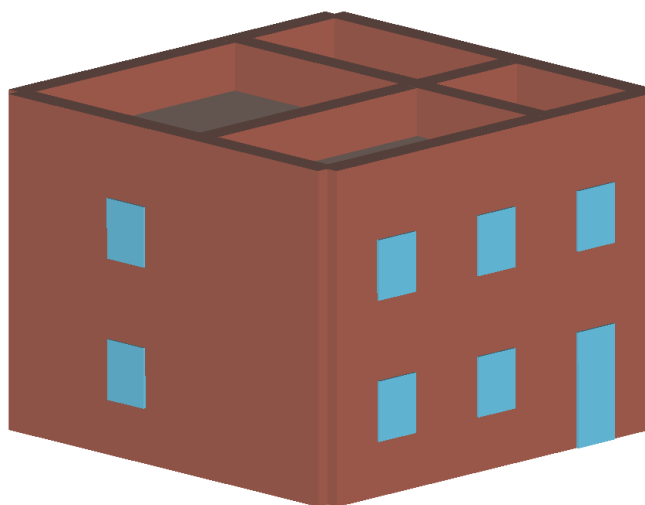


Slika 41: Postavitev zidov, plošč in odprtin

Na plošče damo stalno in spremenljivo obtežbo. V prvem nivoju je stalna obtežba $G_k = 560$ daN/m² in spremenljiva obtežba $Q_k = 200$ daN/m². Enota daN (deka Newton) je enaka kilogramu. Tako je vrednost 560 daN/m² enaka 5,6 kN/m². V drugem nivoju je stalna obtežba $G_k = 685$ daN/m² in spremenljiva obtežba $Q_k = 200$ daN/m². Stalni obtežbi plošče nad 1. etažo je prišteta stalna obtežba strehe.

Koeficient za kombinacijo za spremenljivi vpliv, ψ_2 , je enak 0,3 in $\varphi = 0,8$.

Vpetost zidov v temelje je avtomatsko generirana, ko v pritličju vstavljamo posamezne zidove v model. 3D model konstrukcije prikazuje slika 42.

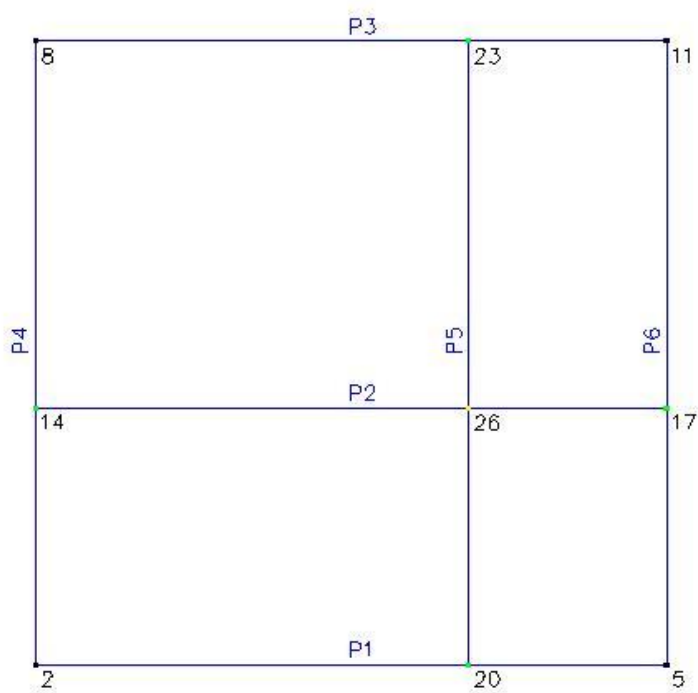


Slika 42: 3D model konstrukcije

6.3.2 Analiza

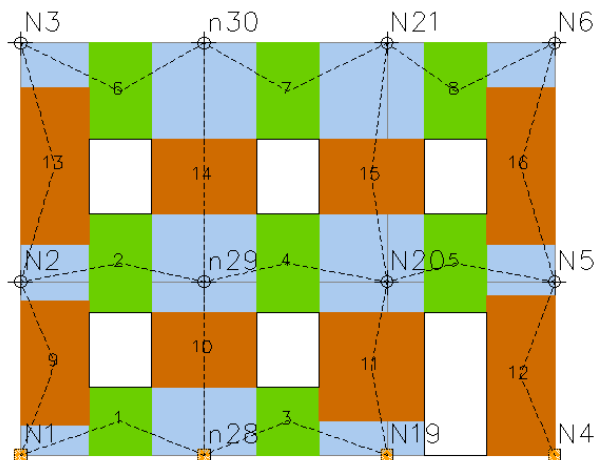
Ekvivalenten okvir

Program ustvari mrežo linijskih elementov. V tlorisu so oštevilčene zaporedne stene in njihova vozlišča (slika 43).

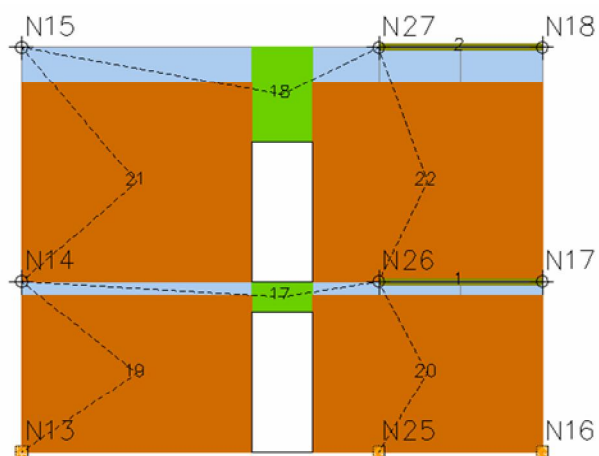


Slika 43: Tloris enakovrednega okvirja (pritliče)

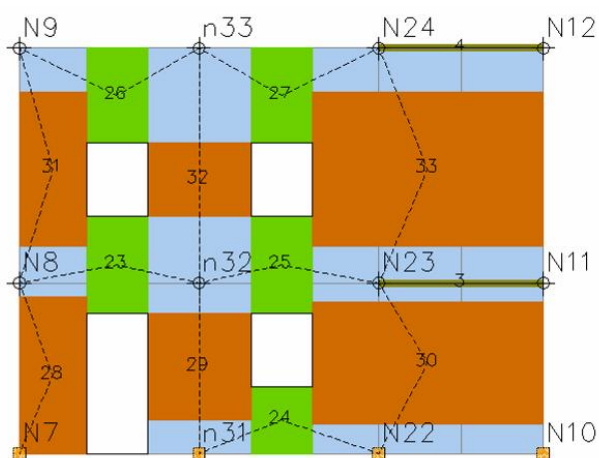
Mreže posameznih zidov so prikazane na slikah 44 do 49.



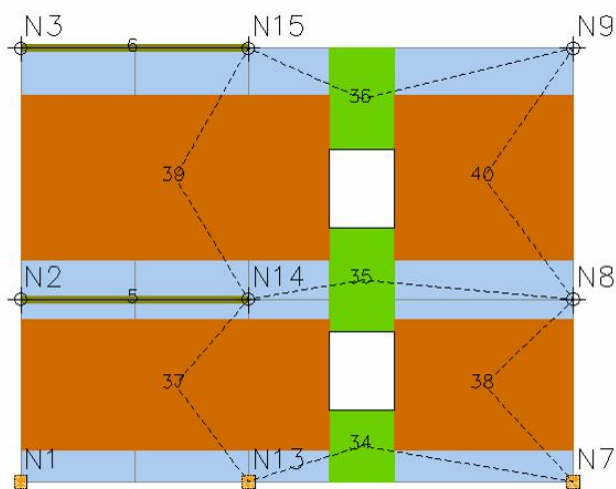
Slika 44: Stena P1



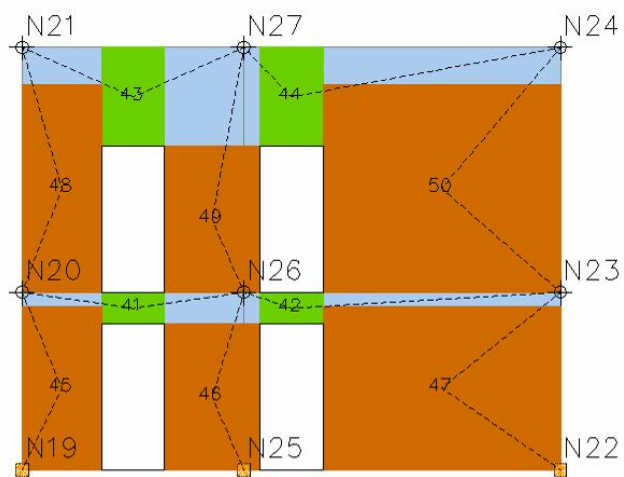
Slika 45: Stena P2



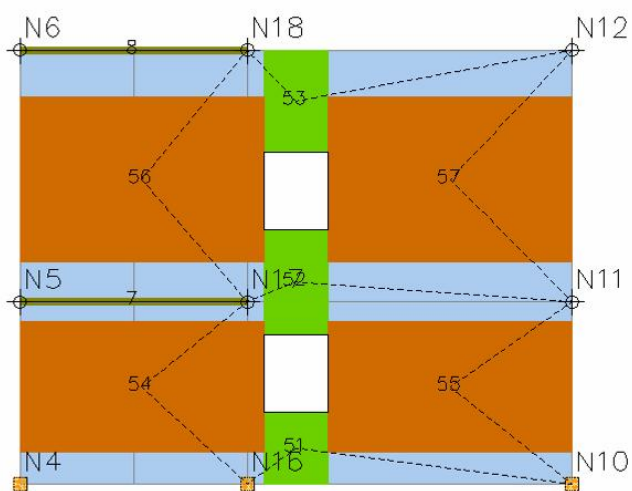
Slika 46: Stena P3



Slika 47: Stena P4



Slika 48: Stena P5

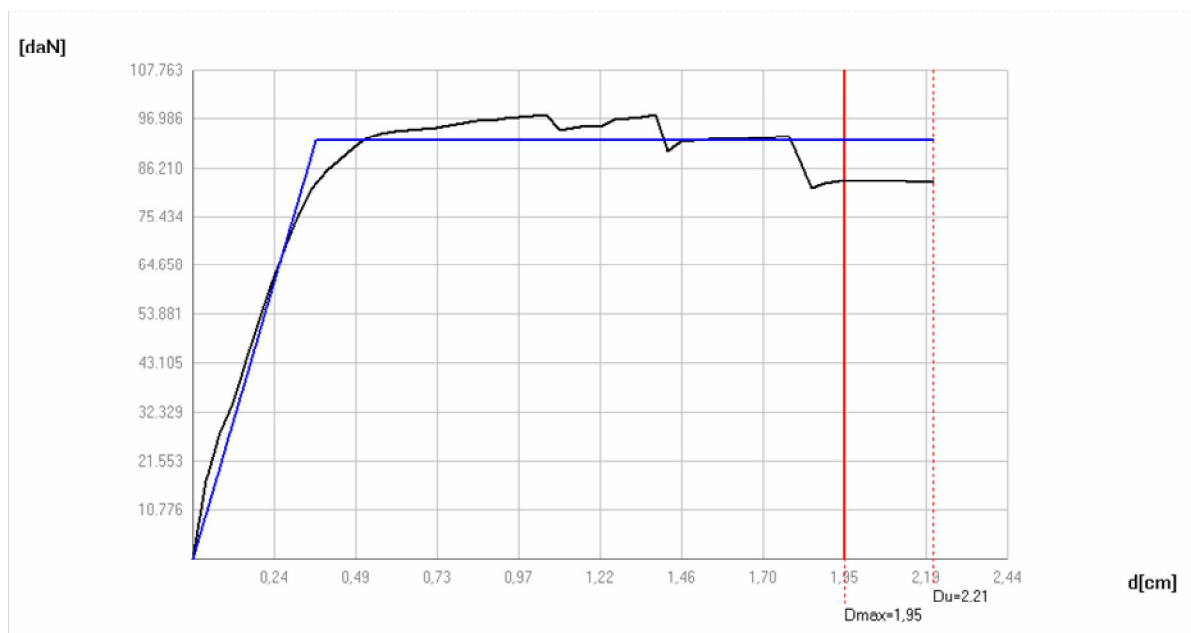


Slika 49: Stena P6

Nelinearna analiza

Potresna obtežba je v analizi upoštevana po predpisih EC8. Pospešek tal je enak $2,45 \text{ m/s}^2$ ($a_g=0,25g$), tip tal B ($S= 1,2$, $T_B= 0,15 \text{ s}$, $T_C= 0,5 \text{ s}$, $T_D= 2 \text{ s}$), faktor pomembnosti je enak 1.

Kontrolna točka je izbrana v 1.etaži v presečišču sten 2 in 5. Program je sam ustvaril vse kombinacije obtežbe nelinearne analize. Izbrana je bila analiza za smer X, modalna porazdelitev, ekscentričnost mase $-42,5 \text{ cm}$.



Slika 50: Pushover krivulja in bilinearen diagram modela z eno prostostno stopnjo v programu 3MURI

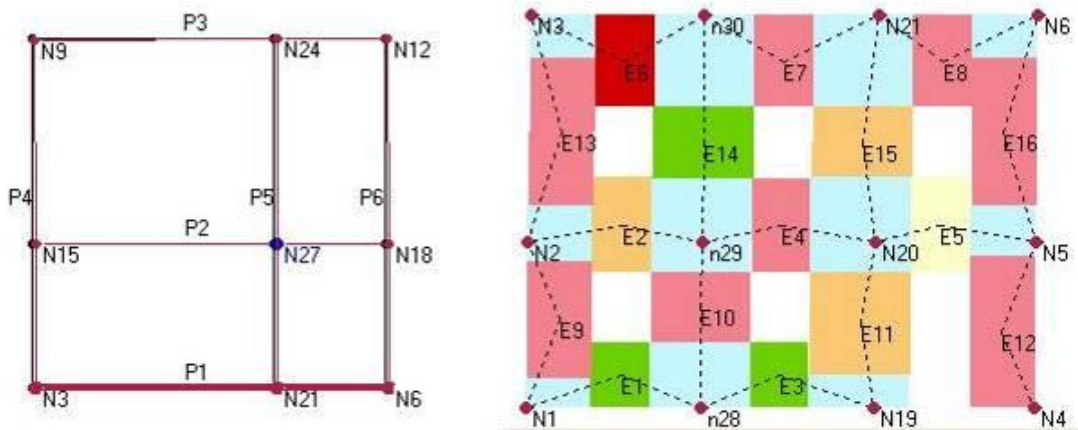
Ker izpis rezultatov nelinearne analize za pushover krivuljo ni mogoč, lahko iz slike 50 odčitamo približne vrednosti: $F_y^*= 970 \text{ kN}$, $d_y^*= 0,37 \text{ cm}$, $d_t^*= 1,95 \text{ cm}$ in $d_t= 2,21 \text{ cm}$.

Poleg izrisa pushover krivulje lahko dobimo tudi izpis rezultatov:

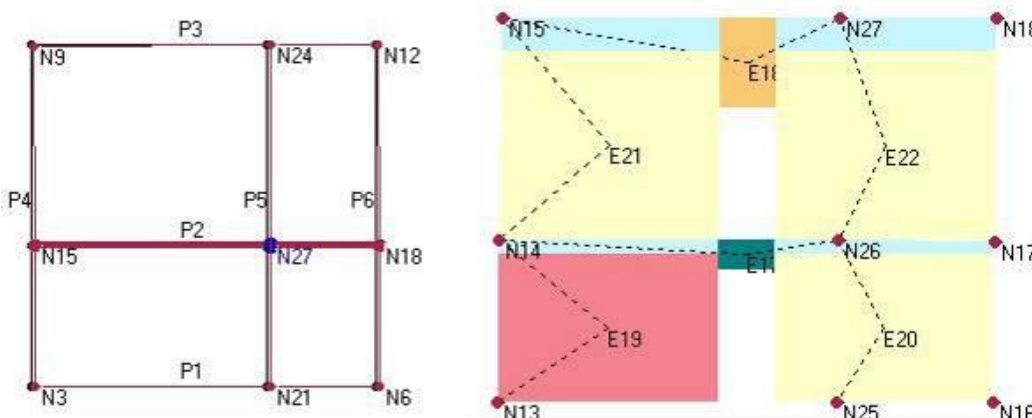
$q^*= 2,83$	faktor redukcije,
$T^*= 0,21 \text{ s}$	nihajni čas modela z eno prostostno stopnjo,
$m^*= 286 \text{ t}$	nadomestna masa modela z eno prostostno stopnjo,
$w=486 \text{ t}$	skupna teža modela,
$\mu= 6,02$	duktilnost.

Na slikah 51 do 53 so prikazane poškodovanosti sten pri maksimalnem pomiku $1,95 \text{ cm}$. Zelena barva pomeni, da element ni poškodovan, bež barva pomeni poškodovanost zaradi

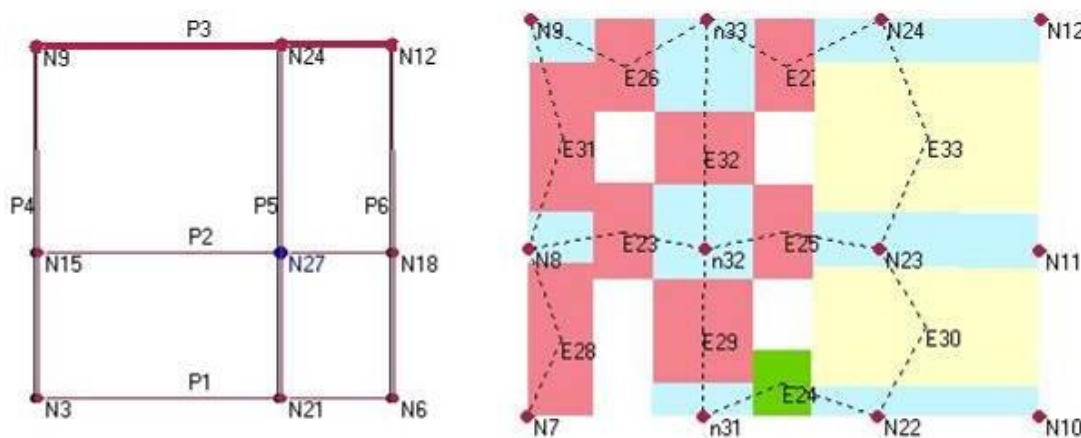
striga, svetlo oranžna strižno porušitev, vijolična poškodovanost zaradi upogiba, rdeča barva pa pomeni upogibno porušitev.



Slika 51: Poškodovanost stene P1 pri maksimalnem pomiku



Slika 52: Poškodovanost stene P2 pri maksimalnem pomiku



Slika 53: Poškodovanost stene P3 pri maksimalnem pomiku

ZAKLJUČKI

S podatki o materialnih lastnostih, ki so bili na razpolago smo primerjali izračunane vrednosti upogibne in strižne nosilnosti zidovja z enačbami različnih virov. Najlažja je bila uporaba enačb, ki so bile uporabljene v članku, iz katerega smo privzeli materialne karakteristike. Vendar kmalu ugotovimo, da so v primeru upogibne nosilnosti izpeljave enačb 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 paziti pri izbiri faktorja zaupanja. V našem primeru je enak 1, vendar se lahko vrednosti razlikujejo tudi do 20%, če imamo material, katerega vrednosti so privzete iz banke podatkov brez identifikacijskih preiskav na terenu in je faktor zaupanja enak 1,35.

Pri določanju strižne nosilnosti zidu je potrebno upoštevati manjšo vrednost izmed strižne nosilnosti zidu, ki se nanaša na diagonalne razpoke na sredini in zdrs na robu zidu. V primeru zidov, ki so kasneje uporabljeni v primeru analize, je skoraj pri vseh zidovih merodajna strižna nosilnost, ki se nanaša na zdrs. Vrednosti strižne nosilnosti iz enega ali drugega porušnega mehanizma pa se nekje razlikujejo tudi do 50%. Takšna odstopanja so opazna pri širokih zidovih, kjer je razmerje med višino in dolžino zidu enako 1,1. Izračuni strižne odpornosti zidu z uporabo formul, razvitih na podlagi strižnega mehanizma zdrsa, ne podajo točnih informacij glede potresne odpornosti nearmiranih zidanih zgradbah. V enačbi SIST EN 1998-3: 2005 je pri strižni trdnosti še dodatna omejitev $0,065f_m$, ki strižno trdnost še znatno zmanjša. Uporabljene enačbe, ki so jih razvili nekaj časa nazaj za strižni mehanizem porušitve s tvorbo diagonalnih razpok, so pokazale dobro ujemanje z eksperimentalnimi rezultati. Lahko bi rekli, da je definicije strižne odpornosti nearmiranih zidov po EC6 in EC8 je sprejemljiva le tam, kjer pride do zdrsa in to je v gornjih delih zidanih konstrukcij, pod togimi strešnimi konstrukcijami.

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 naj ne bi bile omejene z zahtevami in predlogi podanimi v EC6 in EC8. Še posebej v primeru nearmiranih zidov, kjer prevladuje strižno obnašanje in je strižna odpornost zidu prevladujoč parameter potresne odpornosti celotne konstrukcije. Profesor Tomažević v članku navaja, da naj bi bili za preverjanje potresne odpornosti uporabljeni modeli in enačbe, razvite na podlagi

drugih možnih kritičnih porušnih mehanizmov, kot so diagonalne razpoke. Drugače so lahko rezultati analize potresne odpornosti zavajajoči.

Pri nelinearni analizi do ciljnega pomika za modalno porazdelitev obtežbe pride do prve plastičnosti členka v prekladnem nosilcu nad okensko odprtino v pritličju stene SY1. Pri pomiku na vrhu konstrukcije 0,16 cm pride do plastičnega členka v zidu SY3. Zelo hitro pride do plastifikacije v elementih zgornje etaže, to je pri pomiku 0,29 cm. Mejna nosilnost elementa je najprej dosežena v steni SY3 pri pomiku 0,96 cm. Zidni elementi dosežejo preostalo nosilnost, po delni porušitvi pri pomiku 1,44 cm v pritličju sten SY1 in SY2. Na koncu analize so zaradi zdrsa poškodovani vsi zidovi v pritličju razen dveh. Če gledamo krivuljo odpornosti z mejnimi stanji ugotovimo, da je zidana zgradba v varnem področju, saj etažni zasuk v nobenem primeru analize ne preseže mejne vrednosti enega odstotka. Najmanjša vrednost projektnega pospeška tal za oceno potresa, ki ga konstrukcija prenese je bila izračunana v smeri x pri modalni porazdelitvi obtežbe, $a_g = 0,49$ g. Nekoliko večji projektni pospešek tal je ocenjen v primeru analize konstrukcije brez upoštevanja strižnega mehanizma, kjer pride do zdrsa, $a_g = 0,56$ g. Vendar je v tem primeru celotna prečna sila bistveno večja (preglednica 17).

Preglednica 17: Primerjava rezultatov nelinearne analize in ocena potresa, ki ga konstrukcija še prenese za primer modalne porazdelitve obtežbe v smeri x

Porušni mehanizem	projektni pospešek	d_t [cm]	F [kN]
z zdrsom	0,25g	2,86	712
	0,49g	5,96	717
brez zdrsa	0,25g	2,39	1002
	0,56g	5,96	1009

Uporaba programa 3MURI je zelo enostavna. V primerjavi s programom SAP2000 v.12 za nelinearno statično analizo se porabi veliko manj časa. Težava je le v tem, da je program 3MURI, v angleški različici, izšel šele pred kratkim in v njega še ni vpeljanih nekaj delov, ki bi uporabniku ponudili vpogled v celotno potresno kontrolo in izračunanih mejnih vrednosti nosilnosti in pomikov/zasukov. Poleg tega so posamezni postopki in definicije precej slabo napisane tako, da na koncu težko ugotovimo razlike v vrednostih uporabljene v programu. Če pogledamo rezultate modalne analize (preglednica 18) so nihajni časi manjši od tistih, ki smo jih dobili z elastično analizo s programom SAP2000 v.12. Konstrukcija v programu 3MURI je

bolj toga, kar dokazujejo tudi vrednosti rezultatov za nosilnosti in pomike na meji elastičnosti ter nihajni čas modela z eno prostostno stopnjo (preglednica 19). Rezultati programa SAP2000 v.12 so za primer modela, kjer ni upoštevanega porušnega mehanizma zdrsa.

Preglednica 18: Nihajni časi modela v programu 3MURI

Mode	T[s]	Mx[%]	My[%]	Mz[%]
1	0,14	78,6	4,85	0,02
2	0,14	5,35	71,24	0,48
3	0,11	0,04	2,83	0,04
4	0,06	5,63	4	10,61
5	0,06	5,6	5,93	0,01
6	0,06	0,01	3,43	27,35

Preglednica 19: Primerjava rezultatov programa SAP2000 v.12 in 3MURI za primer modalne porazdelitve obtežbe v smeri x

Program	T* [s]	m* [t]	q _u	μ	F _y * [kN]	d _y * [cm]	d _t * [cm]	d _t [cm]
SAP2000 v.12	0,26	306	2,39	4,37	824	0,45	1,97	2,39
3MURI	0,21	286	2,83	6,02	970	0,37	1,95	2,21

Konstrukcija je v modelu programa 3MURI bolj poškodovana kot tista v programu SAP2000 v.12. Sicer pa ne vemo točno, kaj pomenijo definicije teh poškodovanosti v primeru striga in upogiba v smislu upoštevanja mejnih vrednosti. Prekladni deli so bolj kritični od zidov, saj v gornji etaži stene P1 pri pomiku 1,95 cm pride do upogibne porušitve prekladnega dela. V modelu v programu SAP2000 v.12 smo v prekladnih nosilcih predpostavili neomejen mejni strižni pomik. Poleg tega je bil upoštevan le strižni porušni mehanizem in ne tudi upogibni.

Široki zidovi so poškodovani zaradi striga in vitki zaradi upogiba, kar prikazuje pravilno predpostavljane obnašanja konstrukcije in upoštevanje porušnih mehanizmov. Kot kaže je programska oprema računalniškega programa 3MURI bolj sofisticirana za zidane zgradbe, vendar je v začetni fazi bolj primerna vzporedna primerjava še s kakšnim drugim, za lažje razumevanje podanih rezultatov in upoštevanja določenih vrednosti.

Glede na to, da so eksperimenti pokazali, da se strižna nosilnost z upoštevanjem porušnega mehanizma diagonalnih razpok dobro ujema z eksperimentalno izmerjenimi nosilnostmi zidov, je uporaba le teh v analizah smiselna. Vendar je potrebno upoštevati tudi porušni

mehanizem, kjer pride do zdrsa na robu, vendar le tam, kjer je smiselno. Predvidevam, da program 3MURI upošteva te predpostavke.

Preden se lotimo modeliranja konstrukcije je pomembno dobro poznavanje obnašanja zidanih konstrukcij in njenih elementov. Če upoštevamo bolj točne mehanizme porušitve za vsak element zidane zgradbe posebej, bolj so točni končni rezultati analize potresne odpornosti.

VIRI

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 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.

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.

Habibullah, A., Pyle, S., 1998. Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis (Published in Structure Magazine).

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.

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

Kržan, M. 2008. Parametrična analiza potresne odpornosti Kolizeja v Ljubljani. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 88f.

Ilc, A. 2008. Analiza armiranobetonske stavbe po EC8. Seminaraska naloga pri predmetu Dinamika gradbenih konstrukcij z uporabo v potresnem inženirstvu. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Podiplomski študij: 34 str.

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.

Fajfar, P. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi.
www.ikpir.com/data/bibliografije/att/e7ef.fulltext.doc (6.11.2008)

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, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. Del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 229 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. 2005. SIST EN 1998-3: 2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. Del: Ocena in preнове stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 89 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.