

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Novak, L., 2013. Analiza armirano-betonskih okvirjev s polnili na potresno obtežbo. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 35 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



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

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

This is original version of final thesis.

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

Novak, L., 2013. Analiza armirano-betonskih okvirjev s polnili na potresno obtežbo. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 35 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

PRVOSTOPENJSKI
ŠTUDIJSKI PROGRAM
GRADBENIŠTVO (UN)
MODUL KONSTRUKCIJE

Kandidat:

LUKA NOVAK

**ANALIZA ARMIRANOBETONSKIH OKVIROV
S POLNILI NA POTRESNO OBTEŽBO**

Diplomska naloga št.: 56/B-GR

**SEISMIC ANALYSIS OF INFILLED
REINFORCED CONCRETE FRAMES**

Graduation thesis No.: 56/B-GR

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 25. 09. 2013

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Luka Novak izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »**Analiza armiranobetonskih okvirov s polnili na potresno obtežbo**«.

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

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

Smrečje, 10.9.2013

Luka Novak

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.012.4(043.2)

Avtor: Luka Novak

Mentor: izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Naslov: Analiza armiranobetonskih okvirov s polnili na potresno obtežbo

Obseg in oprema: 35 str., 10 pregl., 20 sl., 26 en.

Ključne besede: armiranobetonski okvir, vpliv polnil, modeliranje polnil, potresna obtežba, standard Evrokod 8

Izvleček

V diplomski nalogi je predstavljen vpliv polnil na obnašanje armiranobetonskih okvirov med potresi. Opisane so teoretične osnove in pravila za potresno analizo takih konstrukcij v skladu s standardom Evrokod 8. Za elastično analizo je bil uporabljen program ETABS. Opravljena je bila študija vpliva polnil na štirietažni armiranobetonski stavbi, kjer je bil zajet tudi primer mehke spodnje etaže. Analiziran je bil vpliv modelnih negotovosti na globalne in lokalne potresne zahteve. Poleg klasičnega modela z eno nadomestno diagonalo smo polnila modelirali še z upoštevanjem dveh ali treh diagonal ter s ploskovnimi elementi. Ugotovljeno je, da z makro modeli na osnovi več diagonal nekoliko natančneje napovemo lokalne vplive polnil na prečne sile v stebrih in gredah, kot z modelom na osnovi ene diagonale. Vendar se izkaže, da je lokalne vplive na steber možno simulirati tudi na osnovi najbolj enostavnega modela, ki temelji na eni tlačni diagonali, če del sile iz diagonale upoštevamo pri računu prečne sile na steber.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.012.4(043.2)
Author: Luka Novak
Supervisor: Associate Professor Ph.D. Matjaž Dolšek
Title: Seismic analysis of infilled reinforced concrete frames
Notes: 35 p., 10 tab., 20 fig., 26 eq.
Key words: Reinforced concrete frame, infill effects, infill modelling, seismic loading, standard Eurocode 8

Abstract

The effect of masonry infills on seismic behaviour of reinforced concrete frames is described. In the first part of the thesis, the theoretical background and procedure for seismic analysis of such structures according to Eurocode 8 are presented. The effect of masonry infill was demonstrated by means of an example of four-storey reinforced-concrete building, including the consideration of the effect of soft storey mechanism. All linear elastic analyses were performed with ETABS software. The main objective of the study was to assess the impact of the modelling uncertainties on the global and local engineering demand parameters. In addition to the classical macro model of infill, which is based on single-strut approach, the infill panel was modelled by the two-strut or the three-strut approach as well as by the shell elements taking into account the nonlinear contact between the masonry infill and the adjacent frame. It was found that the macro models based on multiple struts can simulate local effects on columns with slightly greater accuracy as those obtained on the basis of single-strut model. However, it is shown that the local effects on columns due to infills can be simulated also by the simple single-strut model if a certain proportion of the force in the strut is considered for the evaluation of the internal forces in the columns.

Luka, N. 2013. Analiza armiranobetonskih okvirov s polnili na potresno obtežbo.
Dipl. nal. – UNI B. Ljubljana, UL, FGG, Odd. za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku za pomoč in svetovanje pri izdelavi diplomske naloge.

Zahvaljujem se tudi svoji družini in prijateljem za vzpodbudo in pomoč tekom študija.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 OBNAŠANJE AB OKVIROV S POLNILI MED POTRESI	2
2.1 Vpliv polnil na konstrukcijo	2
2.2 Tipi porušitev	3
2.3 Pravila za projektiranje AB okvirjev s polnili po SIST EN 1998-1	5
3 DOLOČITEV POTRESNE OBTEŽBE V SKLADU S STANDARDOM EVROKOD 8	7
3.1 Značilnosti tal	7
3.2 Potresni vpliv	8
3.2.1 Potresno območje	8
3.2.2 Spektri odziva	8
3.2.3 Faktorji obnašanja	9
3.3 Analiza	11
4 MODELIRANJE AB OKVIROV S POLNILI	13
4.1 Mikro modeli in makro modeli	13
4.2 Togost nadomestne diagonale	14
4.3 Trdnost polnila	16
4.4 Več diagonalni modeli	17
5 VPLIV POLNIL NA POTRESNO OBREMENITEV KONSTRUKCIJE	19
5.1 Opis konstrukcije	19
5.1.1 Karakteristike materiala	20
5.1.2 Vertikalna obtežba	21
5.1.3 Modeliranje konstrukcije	23
5.2 Čisti okvir	24
5.2.1 Določitev mase etaž	24
5.2.2 Izračun celotne potresne sile	24
5.3 Okvir s polnili	25
5.3.1 Določitev mase etaž	25
5.3.2 Izračun togosti nadomestnih diagonal	25
5.3.3 Izračun celotne potresne sile	26
5.4 Primerjava rezultatov	27

6 VPLIV RAČUNSKEGA MODELA NA REZULTATE ANALIZE	30
6.1 Opis računskih modelov	30
6.2 Rezultati analize	31
7 ZAKLJUČEK	34
VIRI	35

KAZALO SLIK

Slika 2.1: Primeri negativnih učinkov polnil	3
Slika 2.2: Tipi poškodb opečnih polnil	4
Slika 3.1: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2013)	8
Slika 3.2: Grafični prikaz redukcije potresnih sil	10
Slika 3.3: Primerjava elastičnega in projektne spektra	11
Slika 3.4: Razpored sil po etažah	12
Slika 4.1: Načini modeliranja polnil	13
Slika 4.2: Mikro model okvirja s polnilom	13
Slika 4.3: Izpeljava osne togosti nadomestne diagonale	15
Slika 4.4: Trije načini modeliranja polnil z različnim številom diagonal (Crisafulli, 1997)	17
Slika 4.5: Model polnila s strižno vzmetjo (Crisafulli, 1997)	18
Slika 5.1: Tloris in prerez okvirne konstrukcije	19
Slika 5.2: Razporeditev polnil po tlorisu; okvir s polnili v vseh etažah; okvir z mehko etažo	20
Slika 5.3: Etažni pomiki konstrukcije pri predpostavljeni horizontalni obtežbi	24
Slika 5.4: Etažni pomiki konstrukcije pri predpostavljeni horizontalni obtežbi	26
Slika 5.5: Oznake vozlišč, stebrov in gred	28
Slika 6.1: Uporabljeni računski modeli	30
Slika 6.2: Primerjava momentov v spodnji etaži	31
Slika 6.3: Največje sile v stebrih	32
Slika 6.4: Največje sile v gredah	32

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3.1: Tipi tal (SIST EN 1998-1, 2006)	7
Preglednica 5.1: Lastna teža stebrov in gred	22
Preglednica 5.2: Sodelujoče širine gred	23
Preglednica 5.3: Geometrijske lastnosti polnil in togosti diagonal	26
Preglednica 5.4: Primerjava absolutnih etažnih pomikov	27
Preglednica 5.5: Etažne prečne sile s pripadajočimi normiranimi vrednostmi	27
Preglednica 5.6: Notranje statične količine stebrov v vozliščih	28
Preglednica 5.7: Notranje statične količine gred v vozliščih	29
Preglednica 6.1: Mesto priključitve diagonal	31
Preglednica 6.2: Primerjava globalnega odziva konstrukcije	33

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: GRAFIČNI PRIKAZ NOTRANJIH SIL

PRILOGA B: GRAFIČNI PRIKAZ NOTRANJIH SIL V SPODNJI ETAŽI

1 UVOD

Diplomska naloga obravnava vpliv opečnih polnil na obnašanje armiranobetonskih okvirov med potresi. Že dolgo je znano, da polnila močno vplivajo na potresno odpornost konstrukcij, številne nejasnosti, ki izhajajo predvsem iz nelinearne narave polnil, pa so še vedno pogosto razlog za neupoštevanje teh v potresnih analizah.

V prvem delu diplomske naloge smo opisali, kako opečna polnila vplivajo na armiranobetonski okvir ter kako je urejeno projektiranje takšnih konstrukcij v standardu Evrokod. Standardi so še vedno zelo skopi z napotki in postopki projektiranja, razlog za to pa je verjetno dejstvo, da še vedno kljub dolgoletnim raziskavam ni razvite metode, ki bi na enostaven in dovolj natančen način zajela vse parametre, ki jih je potrebno upoštevati pri analizi. Na kratko je opisan tudi postopek določitve potresne obtežbe v skladu z Evrokod 8 in postopek analize konstrukcije.

V četrtem poglavju je opisano modeliranje armiranobetonskih okvirov s polnili. Opisani so načini modeliranja ter model za določitev togosti in nosilnosti polnil. Natančneje je opisano modeliranje polnil z eno diagonalo, kjer je zajeta tudi primerjava togosti diagonale, izračunane po Mainstonovi in Fardisovi enačbi. Na kratko so opisani tudi nekateri modeli polnil, ki temeljijo na več diagonalah.

V drugem delu diplomske naloge sledi analiza okvirov s polnili v programu ETABS. Obravnavana konstrukcija je štirietažna poslovna stavba, zgrajena na tleh tipa B s projektnim pospeškom 0,25g. Analiza zajema primerjavo čistega okvira, okvira s polnili in okvira z mehko etažo, polnila pa so modelirana z eno diagonalo.

Na koncu je opisan še vpliv različnih računskih modelov na rezultate analize. Poleg modela z eno diagonalo polnila modeliramo še z dvema in tremi diagonalami ter z lupinastimi elementi. Vsi modeli so analizirani s programom ETABS. V primerjavi je zajet tako globalni kot lokalni odziv konstrukcije.

2 OBNAŠANJE AB OKVIROV S POLNILI MED POTRESI

2.1 Vpliv polnil na konstrukcijo

Opečna polnila se v praksi pretežno obravnavajo kot nekonstrukcijski elementi, čeprav med potresom zaradi tesnega prileganja okvirju prevzemajo del obtežbe in vplivajo na potresno odpornost konstrukcije kot celote. Opečna polnila lahko dostikrat pripomorejo k potresni odpornosti konstrukcije, saj ji zagotavljajo potrebno togost in preprečujejo prevelike deformacije, ki bi sicer nastale zaradi velike podajnosti okvirja. To pripomore tudi k manjši materialni škodi, saj z omejitvijo deformacij preprečimo poškodbe na ostalih nekonstrukcijskih elementih. V primeru, da so opečna polnila nepravilno razporejena, ali če je potres tako močan, da jih poškoduje, so lahko učinki opečnih polnil na odziv objektov tudi neugodni. Neenakomerna razporeditev polnil po tlorisu lahko privede do velikih torzijskih obremenitev, neenakomernost polnil po višini pa lahko privede do pojava mehke etaže in porušitve konstrukcije. Pri projektiranju je zato potrebno upoštevati vse možne vplive, ki jih imajo lahko opečna polnila na obnašanje med potresom (Tomažević, 2009). V nadaljevanju je opisanih nekaj tipičnih negativnih učinkov polnil na obnašanje konstrukcije.

Deloma zapolnjen okvir:

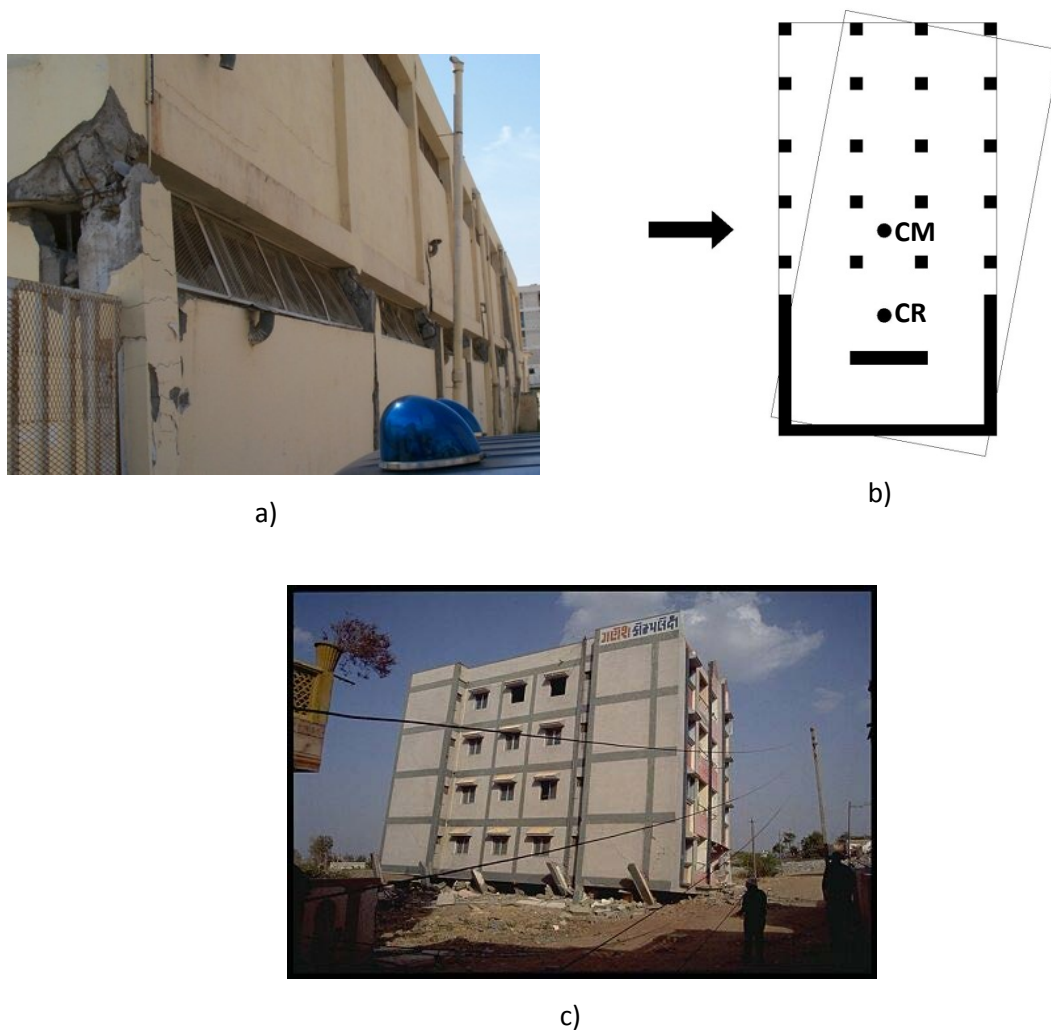
Kadar polnilo okvirja ne zapolni v celoti, se deli stebrov, ki niso obzidani, obnašajo kot kratki stebri. Zaradi omejene upogibne deformabilnosti se ti pretežno strižno deformirajo, kar lahko ob neustreznem armiranju privede do krhke porušitve stebrov (Slika 2.1 a).

Neenakomerno razporejena polnila po tlorisu:

Pri večjih neenakomernih razporeditvah predelnih sten po tlorisu lahko pride do nevarnega torzijskega sukanja stavbe okoli središča togosti. Do pojava torzije pride zaradi ekscentričnosti masnega središča CM od središča togosti CR (Slika 2.1 b). V takem primeru moramo obravnavati prostorsko obnašanje konstrukcije, saj ta ne niha samo v eni smeri (Paulay in Priestley, 1992).

Nezveznost polnil po višini:

Če so polnila po etažah neenakomerno razporejena, pride na območjih hipne spremembe togosti do velike koncentracije deformacij, kar je lahko vzrok porušitve celotne etaže. Konstrukcijam z mehko etažo je zelo težko zagotoviti ustrezno duktilnost, zato se večjim nezveznostim v čim večji meri izogibamo oziroma jim pri načrtovanju namenimo posebno pozornost (Slika 2.1 c).

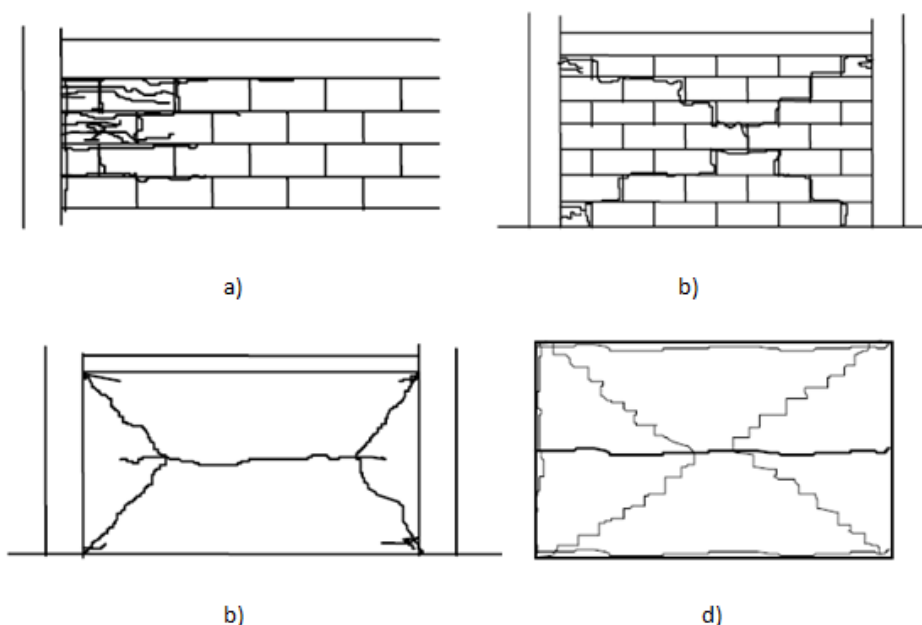


Slika 2.1: Primeri negativnih učinkov polnil: a) porušitev zaradi učinka kratkih stebrov (GEM Nexus Community, 2013); b) torzijsko sukanje zaradi nesovpadanja masnega (CM) in togostnega (CR) središča; c) efekt mehke etaže zaradi neenakomerno razporejenih polnil po višini, potres v Indiji, 2001 (Schweizerischer Erbebendienst, 2013)

2.2 Tipi porušitev

Pri nizkih nivojih obremenitev polnila zaradi svoje velike togosti prevzamejo večino obremenitve, prispevek okvirja k odpornosti pa je zanemarljiv. Ko se obremenitev povečuje, prihaja v polnilu do poškodb, ki zmanjšujejo njegovo nosilnost in s tem vedno večji delež obremenitve prevzema tudi okvir. Polnilo se tedaj loči od okvirja in začne delovati kot diagonalna razpora. Z nadaljnjim povečanjem obremenitve polnilo razpade, vso obtežbo pa prevzame okvir (Tomažević, 2009).

Kako se polnilo poruši, je predvsem odvisno od trdnosti polnila in okvirja, pa tudi od kakovosti materialov, ki polnilo sestavljajo. Znani so štiri načini porušitve polnila, najpomembnejša sta krušenje polnila v vogalih in prestrig polnila.



Slika 2.2: Tipi poškodb opečnih polnil: a)krušenje ponil v vogali; b)diagonalne razpoke; c)prestrig po naležni regi; d)razpoke pri obtežbi pravokotno na polnilo (FEMA 306, 1998)

a) krušenje polnila:

Kadar so stebri in grede relativno močni, povezave med njimi pa šibke, se polnilo v dveh nasprotnih vogalih loči od okvirja, v preostalih dveh pa pritisne na okvir in deluje kot tlačna diagonala. Pri tem se polnilo kruši v vogalih, lahko pa tudi v osrednjem delu, kadar pride zaradi vitkosti do lokalnega izbočenja polnila. Izbočenje je sicer zaradi precejšnje debeline polnila relativno redek pojav in se ga največkrat ne upošteva kot možna porušitev (Asteris et al., 2011).

b) diagonalne razpoke:

Kadar so polnila močna, okvir pa relativno šibek, pride v polnilih do pojava diagonalnih razpok. Diagonalne razpoke se običajno razvijejo v povezavi s prestrigom polnila po naležni regi in potekajo od enega vogala do nasprotnega vogala predvsem po regah med zidaki. Tak tip poškodbe se običajno ne obravnava kot porušitev, saj je polnilo še vedno sposobno prenašati obtežbo tudi po pojavu razpok.

c) prestrig polnila po naležni regi:

Pri relativno močnih okvirjih pride do prestriga polnila po eni ali več naležnih regah. Kadar pride do zdrsa po eni naležni regi, se to ponavadi zgodi v osrednjem delu polnila. Polnilo se razdeli na dva dela, v okvirju pa se zaradi učinka kratkih stebrov pojavijo velike strižne sile. Pri zdrsu po več naležnih regah se stebri neovirano upogibajo, zato pride do pojava plastičnih členkov v vozliščih.

d) padec polnila iz ravnine:

Pri potresni obtežbi pravokotno na ravnino polnila lahko pride do izpada polnil. Izpadanje polnil lahko resno ogrozi življenje ljudi na ulici, ki bi se v času potresa nahajali pod stavbo, povzroči pa tudi veliko materialno škodo. Zaradi vsega tega je potrebno preprečiti prezgodnje izpadanje polnil s posebnimi ukrepi, ki jih predpisuje Evrokod 8 v točki 4.3.6.4. Ti so med drugim zidne vezi, pritrjene na stebre in zalite z malto, navpične in vodoravne armiranobetonske vezi v polnilu ter tanke mreže, sidrane na eni strani stene. V primeru polnil z odprtini morajo biti na robovih večjih odprtini izvedene navpične in vodoravne vezi.

2.3 Pravila za projektiranje AB okvirjev s polnili po SIST EN 1998-1

Standard poleg splošnih navodil za projektiranje potresno odpornih konstrukcij predpisuje še vrsto dodatnih ukrepov, ki jih moramo upoštevati, kadar projektiramo okvirje z zidanimi polnili.

Evrokod 8 v točki 5.9 določa, da je potrebno pritličja stavb zaradi njihove ranljivosti posebej skrbno projektirati. Na teh mestih je vpliv potresne obtežbe največji, zato se lahko polnila porušijo, kar povzroči nepravilnost konstrukcije, tako imenovan učinek mehke etaže. Stebri se morajo zato v pritličjih ustrezno objeti s stremeni, da se prepreči strižna porušitev in poveča rotacijska kapaciteta. Podobno obravnavamo tudi stebre, ki so samo z ene strani v stiku s polnilom, kot so na primer vogalni stebri.

Posebej nevarni so tudi primeri, ko je višina polnila manjša od svetle višine stebrov. Stebri se v tem primeru po celi višini obravnavajo kot kritično območje, kar pomeni, da jih moramo posebej zaščititi pred strižno porušitvijo. To navadno naredimo tako, da stebre ustrezno objamemo s stremeni, če pa je prosti del stebra krajši od $1,5h_c$, pa tam položimo diagonalno armaturo. Vrednost h_c je pri tem dimenzija prečnega prereza stebra v ravnini polnila.

Prečna sila, na katero dimenzioniramo potrebno strižno armaturo, se izračuna z izrazom:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left(M_{Rc,1} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) + M_{Rc,2} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \right) / l_{cl} \quad (2.1)$$

V enačbi sta $\sum M_{Rc}$ in $\sum M_{Rb}$ vsoti projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov in gred, ki se stikajo v vozlišču, $M_{Rc,i}$ je projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču i prostega dela stebra, faktor γ_{Rd} pa upošteva večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objekta betona v tlačni coni prereza. Pri računu strižne sile, ki deluje na stebre, se za svetlo višino stebra l_{cl} uporabi dolžino stebra, ki ni v stiku s polnilom, upogibna odpornost stebra nad polnilom pa se v odvisnosti od izbrane stopnje duktilnosti poveča s faktorjem $\gamma_{Rd} = 1,1$ za srednji duktilnostni razred oziroma $\gamma_{Rd} = 1,3$ za visoki duktilnostni razred. Stremena, ki bodo prevzela dobljeno strižno obremenitev, je treba položiti vzdolž celotnega prostega dela stebra ter jo nadaljevati še v del stebra, ki je v stiku s polnilom, za dolžino h_c .

Nadomestna diagonala, ki predstavlja polnilo v računskem modelu, deluje na steber na dolžini l_c . Dolžina tega stika je navpična projekcija širine diagonale. Na tej dolžini je potrebno preveriti strižno odpornost stebra na manjšo od dveh prečnih sil. Prva je vodoravna komponenta sile v diagonali in jo dobimo na podlagi strižne trdnosti naležnih reg, druga pa je na podlagi predpostavke, da je na obeh koncih stika med polnilom in stebrom v stebrom dosežena njegova upogibna odpornost $\gamma_{Rd} M_{Rc,i}$, v odvisnosti od stopnje duktilnosti določena z enačbo (2.1).

Standard določa, da je potrebno s posebnimi ukrepi preprečiti krhki lom in predčasen razpad polnilnih sten, kakor tudi padec polnil iz svoje ravnine. Tak ukrep je lahko med drugim armiranje opečnih sten, bodisi s tankimi mrežami, sidranimi na eni strani stene, bodisi z armaturnimi palicami, položenimi v naležnih regah. Poleg tega je potrebno ob robovih velikih odprtih izvesti vodoravne in navpične vezi.

3 DOLOČITEV POTRESNE OBTEŽBE V SKLADU S STANDARDOM EVROKOD 8

3.1 Značilnosti tal

Za določitev potresne obtežbe je treba najprej določiti tip tal, na katerem je zgrajena konstrukcija. Standard Evrokod 8 obravnava pet standardnih tipov tal in dva nestandardna. Tip tal namreč določa velikost koeficient tal S in obliko spektra odziva ter s tem velikost potresne obtežbe. Tip tal A predstavlja najboljšo, skalnato podlago, tip tal E pa najslabšo podlago. V standardu so podane vrednosti parametrov, na podlagi katerih lahko temeljna tla razvrstimo v ustrezno kategorijo. Ti parametri so nedrenirana strižna trdnost, število udarcev pri SPT preiskavi in povprečna vrednost strižnega valovanja v zgornjih 30 metrih temeljnih tal. Vrednosti teh parametrov so navedene v preglednici 3.1.

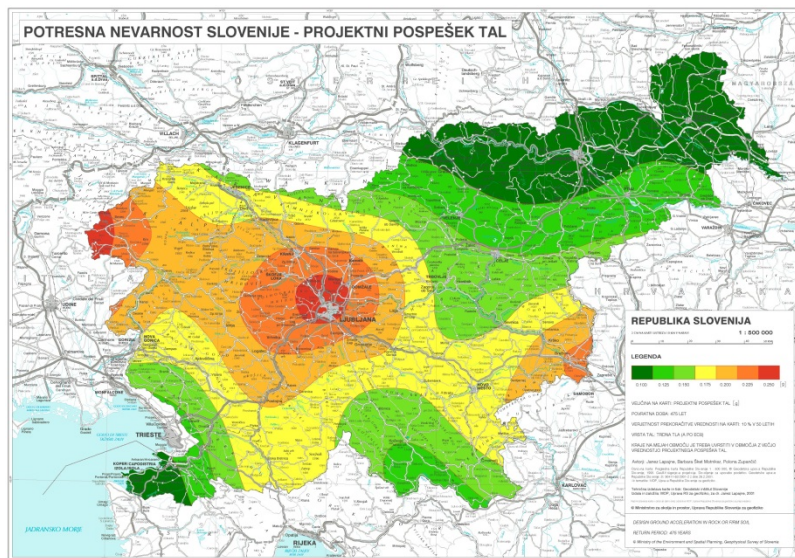
Preglednica 3.1: Tipi tal (SIST EN 1998-1, 2006)

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (udarcev/30 cm)	c_u (kPa)
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala	> 800	–	–
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo	360-800	> 50	> 250
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov	180-360	15-50	70-250
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin	< 180	< 15	< 70
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 metri in vrednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s			

3.2 Potresni vpliv

3.2.1 Potresno območje

Potresna nevarnost je določena z referenčno vrednostjo maksimalnega pospeška tal na tleh tipa A, a_{gR} . Vrednost tega pospeška je določena v Karti potresne nevarnosti Slovenije (Tomažević, 2009). Tako dobljeni pospešek se poveča še s faktorjem pomembnosti konstrukcije γ_I . Faktor pomembnosti se uporablja za stavbe, katere morajo tudi med hujšimi potresi ohraniti svojo funkcionalnost.



Slika 3.1: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2013)

3.2.2 Spektri odziva

Spektri odziva predstavljajo obnašanje sistemov z eno prostostno stopnjo med potresi. Med odzive spadajo maksimalni pomik, hitrost in pospešek sistema. Spekter pospeškov skupaj z projektnim pospeškom določa velikost potresnega vpliva. Za vodoravno komponento potresnega vpliva je elastični spekter pospeškov opisan z naslednjimi enačbami:

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

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \tag{3.1-3.4}$$

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

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

Pri tem so:

$S_e(T)$... elastični spekter psevdo pospeškov

T ... nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo

T_B, T_C, T_D ... vrednosti nihajnih časov, pri katerih pride do spremembe poteka spektrov odziva

a_g ... projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)

S ... faktor tal

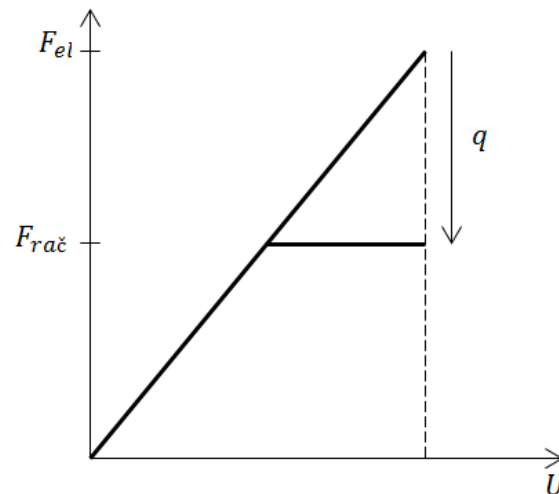
η ... faktor za korekcijo vpliva dušenja pri vrednostih dušenja različnih od 5%, ki se določi z izrazom:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

kjer je ξ vrednost koeficienta kritičnega viskozne dušenja konstrukcije izražena v %.

3.2.3 Faktorji obnašanja

Projektni potres velikokrat predstavlja največjo obtežbo na konstrukcijo. Verjetnost takega potresa pa je po drugi strani sorazmerno majhna, saj ima projektni potres povratno dobo 475 let. Za običajne objekte z življenjsko dobo 50 let obstaja torej deset odstotkov verjetnosti, da jih bo tak potres doletel. Z ekonomskega vidika bi bilo torej neupravičeno projektirati objekte, ki bi med tako močnim potresom ostali nepoškodovani. Ker z upoštevanjem nastanka poškodb posegamo v izkoriščanje nelinearnega odziva konstrukcije, se s tem kaj hitro srečamo z veliko kompleksnostjo takega projektiranja. Da bi se olajšalo delo projektantom, predpisi dovoljujejo uporabo linearne analize konstrukcij, medtem ko se nelinearni odziv zajame s tako imenovanim faktorjem obnašanja q , s katerim zmanjšamo potresne vplive, kot prikazuje slika 3.2. S tem dovoljujemo poškodbe, vendar moramo v procesu projektiranja zagotoviti sipanje potresne energije na primerno izbranih delih konstrukcije. Tako lahko zagotovimo bolj ekonomično konstrukcijo brez bistvenega zmanjšanja potresne varnosti v smislu porušitve objekta ali tveganja izgube življenja. Vrednost faktorja obnašanja je odvisna predvsem od izbire konstrukcijskega sistema, stopnje duktilnosti, materiala, iz katerega je konstrukcija zgrajena in tudi od pomembnosti objekta. Pri pomembnejših objektih, kot so bolnišnice, gasilski domovi in elektrarne, moramo ohraniti njihovo funkcionalnost tudi med močnimi potresi, saj je od njih odvisna civilna varnost.



Slika 3.2: Grafični prikaz redukcije potresnih sil

Z upoštevanjem faktorja obnašanja definiramo tako imenovane projektne spektre. Ti spektri se uporabljajo za določevanje računске (projektne) sile, ki deluje na konstrukcijo.

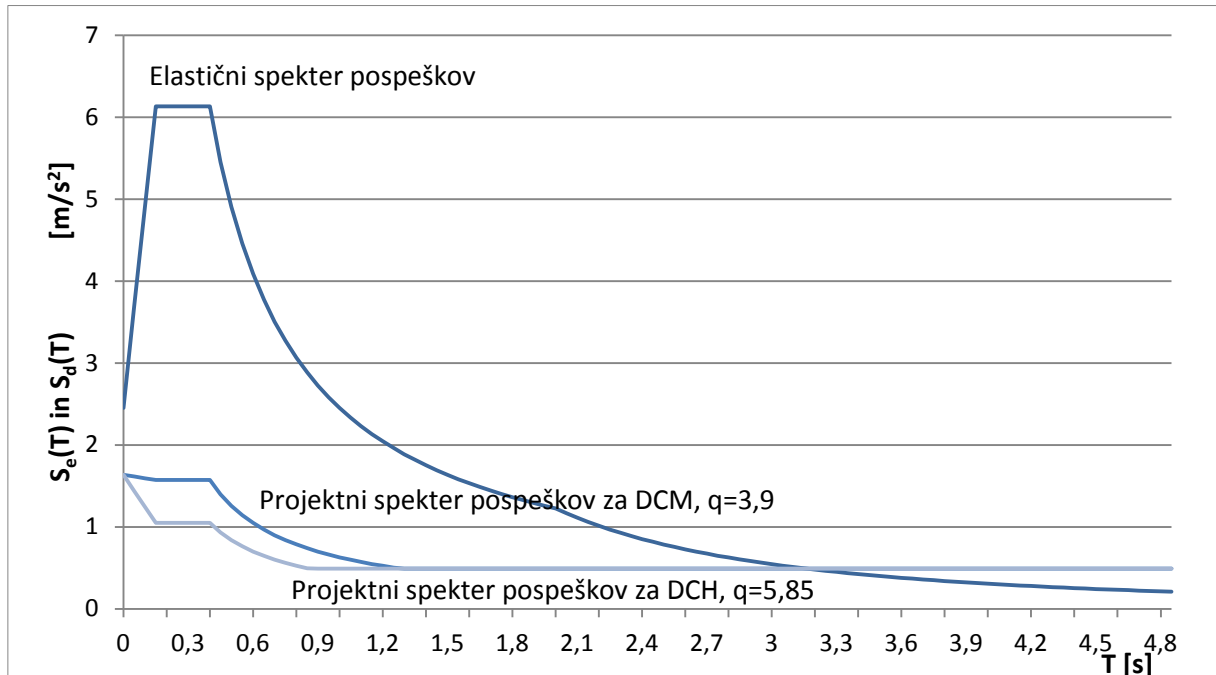
Projektni spekter pospeškov je za vodoravni komponenti potresnega vpliva v standardu Evrokod 8 navzdol omejen z vrednostjo $0,2a_g$ in podan z izrazi:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.5-3.8)$$

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

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

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



Slika 3.3: Primerjava elastičnega in projektne spektra

3.3 Analiza

Za potresno analizo objekta lahko uporabimo metodo z vodoravnimi silami, ki je podrobno opisana tudi v SIST EN 1998-1. Celotna potresna sila, ki deluje na objekt v določeni smeri, se po navodilih iz standarda izračuna z izrazom:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.9)$$

Pri tem so:

$S_d(T_1)$... vrednost spektra odziva v odvisnosti od nihajnega časa T_1

T_1 ... osnovni nihajni čas konstrukcije v obravnavani smeri

m ... celotna masa stavbe

λ ... korekcijski faktor, ki ima vrednost $\lambda = 0,85$, če velja $T_1 \leq 2 T_C$ in ima stavba več kot dve etaži. V drugih primerih je $\lambda = 1,0$.

Osnovni nihajni čas konstrukcije T_1 lahko izračunamo približno. V standardu je podanih nekaj izrazov za oceno nihajnega časa. Uporabimo lahko tudi izraz po Rayleighovi metodi:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i (m_i \cdot s_i^2)}{\sum_i (f_i \cdot s_i)}} \quad (3.10)$$

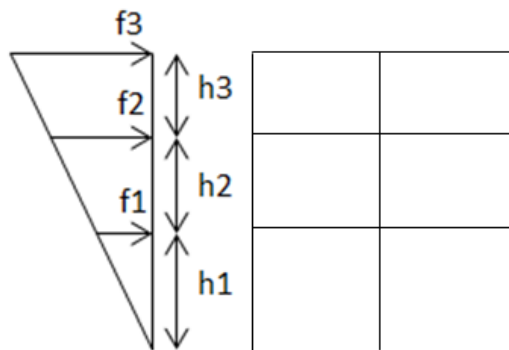
V izrazu pomenijo:

m_i ... masa i-te etaže

s_i ... horizontalni pomik masnega središča i-te etaže v obravnavani smeri

f_i ... predpostavljena sila, ki deluje na i-to etažo

Pri tem predpostavimo linearen razpored sil, ki delujejo na etaže:



Slika 3.4: Razpored sil po etažah

Mase etaž m_i izračunamo iz kombinacije vplivov v skladu z EN 1998-1:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.11)$$

Ko smo določili osnovni nihajni čas konstrukcije, lahko za izbran tip in projektni pospešek tal odčitamo vrednost v spektru pospeškov.

Dobljeno celotno projektno silo lahko ob predpostavki, da pomiki po višini linearno naraščajo, razporedimo po etažah z izrazom:

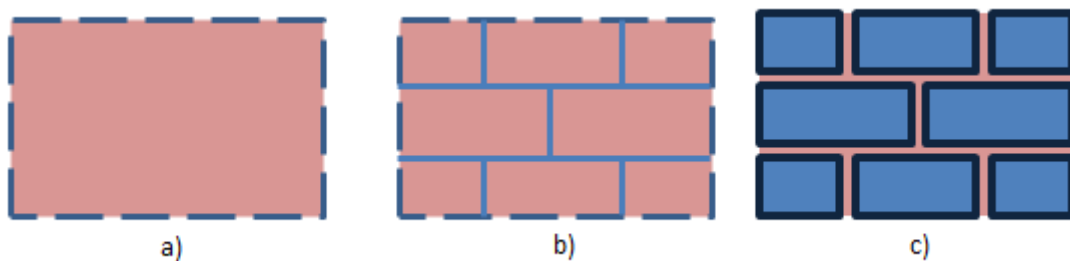
$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.12)$$

Pri tem sta z_i in z_j višini mas nad koto temeljnih tal.

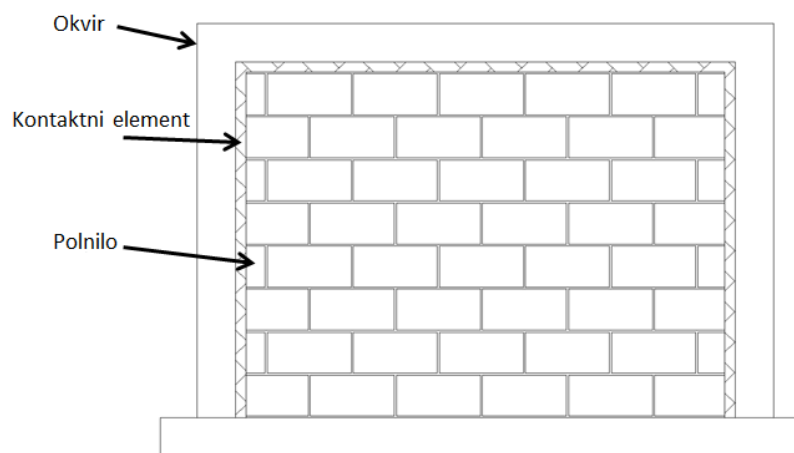
4 MODELIRANJE AB OKVIROV S POLNILI

4.1 Mikro modeli in makro modeli

Ko govorimo o modeliranju opečnih polnil, ločimo med mikromodeli in makromodeli (Tabeshpour in Azad, 2012). Glavni cilj mikromodelov je simulacija potresnega odziva AB okvirov s polnili s čim manj predpostavkami. S takšnimi modeli je možno opisati obnašanje polnila ter zajeti vse možne načine porušitve, do katerih lahko pride pod vplivom vodoravne obtežbe. Modeli temeljijo na metodi končnih elementov in so sestavljeni iz okvirja, polnila in elementa, ki predstavlja povezavo med okvirjem in polnilom. Polnilo se lahko modelira na tri načine. Kot najpreprostejši način modeliramo polnilo kot homogen material, v katerem so združene lastnosti tako malte kot opeke (Slika 4.1 a). Natančnejši način je modeliranje zidakov kot posebnih enot, povezanih med seboj z elementom, ki predstavlja malto ter stik med malto in enoto (Slika 4.1 b). Kot tretji način, ki je tudi najbolj zahteven, pa modeliramo opeko, malto in povezavo med njima kot vsak element posebej. Tak model nam najbolje opiše obnašanje polnila, posebej še zdrs med zidaki in ločevanje malte od opeke (Slika 4.1 c) (Crisafulli 1997).



Slika 4.1: Načini modeliranja polnil



Slika 4.2: Mikro model okvirja s polnilom

Makro modeli so po drugi strani namenjeni predvsem globalni analizi konstrukcije in zahtevajo zaradi tega zadostno mero enostavnosti kot tudi natančnosti. Razvitih je bilo veliko modelov polnil, najbolj pa se je uveljavil sistem z nadomestnimi diagonalami. Lastnosti, ki jih pripišemo diagonalam, morajo čim bolj opisovati obnašanje polnila in njegovo interakcijo z okvirjem. Taki lastnosti sta predvsem togost in trdnost diagonale.

4.2 Togost nadomestne diagonale

V najenostavnejšem primeru polnilo nadomestimo z eno diagonalo, ki se lahko na okvir priključuje bodisi v vogalih okvirja, bodisi na drugih mestih, odvisno od upoštevanega načina porušitve. Togost take diagonale je od avtorja do avtorja zelo različna. Še najbolj sprejeta je morda empirična enačba za širino diagonale (w), ki jo je predlagal Mainstone (1974) in je vključena tudi v priročnikih za analizo stavb FEMA:

$$w = 0,175\lambda_h^{-0.4} \cdot d \quad (4.1)$$

Količnik λ_h pri tem predstavlja nadomestno širino diagonale, ki se izračuna po formuli:

$$\lambda_h = h \cdot \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w}} \quad (4.2)$$

h ... višina stebrov

E_w ... modul elastičnosti polnila

t_w ... debelina polnila

h_w ... višina polnila

EI ... upogibna togost stebrov

θ ... naklonski kot diagonale glede na horizontalo

Druga dobro sprejeta metoda za določevanje togosti polnil je povzeta po priporočilih Fardis (1996), ki določa horizontalno togost polnila z enačbo:

$$K_{el,h} = \frac{G_w \cdot A_w}{h_w} = \frac{F}{u} \quad (4.3)$$

Pri tem je G_w strižni modul zidovja, A_w pa vzdolžni prerez polnila. Evrokod 6-1 priporoča za strižni modul zidovja vrednost 40% E, kar je občutno več kot kažejo raziskave (Tomažević in sod. 2007). Večina preiskav kaže, da je ta vrednost okoli $G = 2000f_{tk}$ (Tomažević 2009).

Za izdelavo makro modela moramo horizontalno togost polnila transformirati v obliko, ki bo ustrezala osni togosti nadomestne diagonale K_d , ki je enaka

$$K_d = \frac{F_d}{u_d} \quad (4.4)$$

Predpostavimo, da na polnilo deluje horizontalna sila F , ki povzroči vodoraven pomik zgornjega roba polnila u . Dolžina diagonale se pri tem spremeni za diagonalni pomik u_d , ki znaša

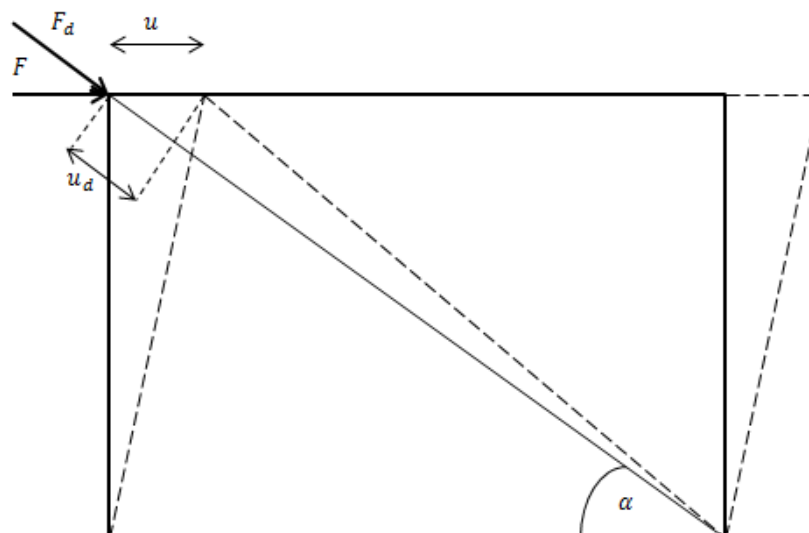
$$u_d = u \cdot \cos \theta \quad (4.5)$$

Diagonalna sila F_d , ki ustreza temu pomiku, je enaka

$$F_d = \frac{F}{\cos \theta} \quad (4.6)$$

kot je razvidno iz slike 4.3. Če vstavimo enačbi (4.5) in (4.6) v enačbo (4.4), dobimo ob upoštevanju enačbe (4.3) končni izraz za osno togost diagonale:

$$K_d = \frac{K}{\cos^2 \theta} \quad (4.7)$$



Slika 4.3: Izpeljava osne togosti nadomestne diagonale

Da dobimo občutek, kakšna je razlika med obema metodama, ju lahko primerjamo na podlagi primera. Vzemimo tipično opečno polnilo debeline 20 cm, višine 250 cm in dolžine 300 cm, vzdano med stebre s stranico 40 cm in višino 300 cm. Za strižni modul polnila vzamemo vrednost 550 MPa, kar je ravno 10% elastičnega modula zidovja. Elastični modul stebrov znaša 34000 MPa. Naklonski kot diagonale je v našem primeru 0,7 rad. Po Mainstone-u znaša torej širina diagonale

$$w = 0,175 * (300\text{cm} * \sqrt[4]{\frac{5500\text{MPa} * 20\text{cm} * \sin(1,4)}{4 * 34000\text{MPa} * 213333\text{cm}^4 * 250\text{cm}}})^{-0,4} * 390\text{cm} = 42,3\text{cm}$$

Oсна togost diagonale je torej

$$K = 550 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * \frac{(42,3 * 20)\text{cm}^2}{390\text{cm}} = 1193\text{ kN/cm}$$

Oсна togost po Fardis pa je

$$K = \frac{55\text{kN}}{\text{cm}^2} * \frac{(300 * 20)\text{cm}^2}{250\text{cm} * \cos^2 0,7} = 2256\text{ kN/cm}$$

Vidimo, da je osna togost po Mainstone-u za polovico manjša, kar pomeni, da bodo potresne sile pri analizi zaradi manjše togosti konstrukcije verjetno manjše. Z uporabo te metode bi podcenili velikost potresnih sil in bili pri dimenzioniranju konstrukcije na nevarni strani.

Obstajajo seveda še enostavnejše enačbe za določitev togosti diagonale. Dostikrat je širina diagonale predpostavljena kar kot določen delež dolžine diagonale in variira od 10 pa tudi do 30 odstotkov. Paul in Priestley (1992) tako predlagata vrednost 25 odstotkov, Tomažević in Žarnić (1984) pa 13 odstotkov.

4.3 Trdnost polnila

Trdnost polnila kot drugi pomemben faktor, ki vpliva na obnašanje okvirjev s polnili, je zelo kompleksna lastnost, saj je odvisna od vrste porušitve, ki jih je lahko v polnilih precej. Priročnik FEMA opisuje štiri značilne načine porušitve polnila in njim pripadajoče trdnosti:

-porušitev z zdrsom po naležnih regah: Strižna trdnost je v tem primeru podana z enačbo:

$$V_{slide}^i = \mu L_{inf} t_{inf} E_m \theta^2 \quad (4.8)$$

Pri tem je μ trenjski koeficient v naležni regi, L_{inf} je dolžina polnila, t_{inf} je debelina polnila, E_m elastični modul polnila, θ pa medetažni zasuk.

-krušenje polnila v vogalih: Strižna sila, ki jo polnilo še lahko prenese preden se poruši, znaša:

$$V_c = wt_{inf}f_{m90} \cos \theta, \quad (4.9)$$

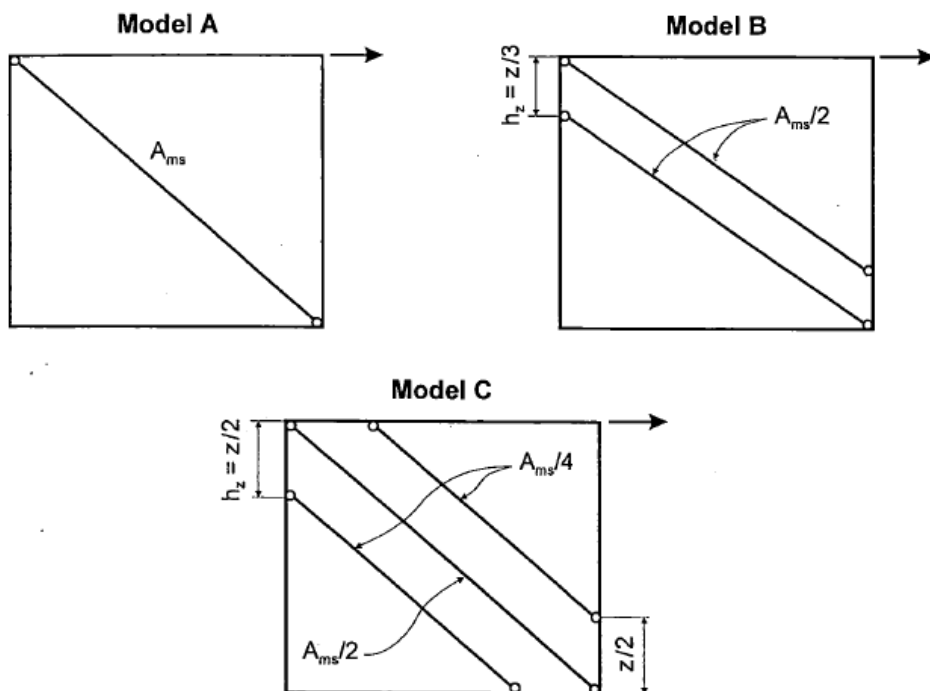
kjer je w širina diagonale, t_{inf} je širina polnila, f_{m90} pa je pričakovana odpornost polnila v horizontalni smeri.

-diagonalna natezna porušitev: Sila, pri kateri se začnejo pojavljati diagonalne razpoke v polnilu, je odvisna od dimenzij in trdnosti polnila σ_{cr} in je podana z izrazom (FEMA):

$$V_{cr} = \frac{2\sqrt{2}t_{inf}\sigma_{cr}}{\left(\frac{L_{inf}}{h_{inf}} + \frac{h_{inf}}{L_{inf}}\right)} \quad (4.10)$$

4.4 Več diagonalni modeli

Modeli z eno diagonalo razmeroma dobro opišejo obnašanje polnila, kadar so ta brez odprtin. Težava nastane v primeru večjih odprtin, kjer ti modeli močno precenijo togost polnil. V takih primerih je primernejša uporaba modelov z večimi diagonalami. Tudi sicer ti modeli bolj realistično prikažejo notranje sile v okvirih, ki so posledica delovanja polnil. Razvitih je bilo več modelov z dvema, tremi in več diagonalami. Večje število diagonal pa poleg večje natančnosti pomeni tudi večja zahtevnost modela, kar posledično okrne možnosti za vsakdanjo uporabo modela v praksi (Crisafulli, 1997).



Slika 4.4: Trije načini modeliranja polnil z različnim številom diagonal (Crisafulli, 1997)

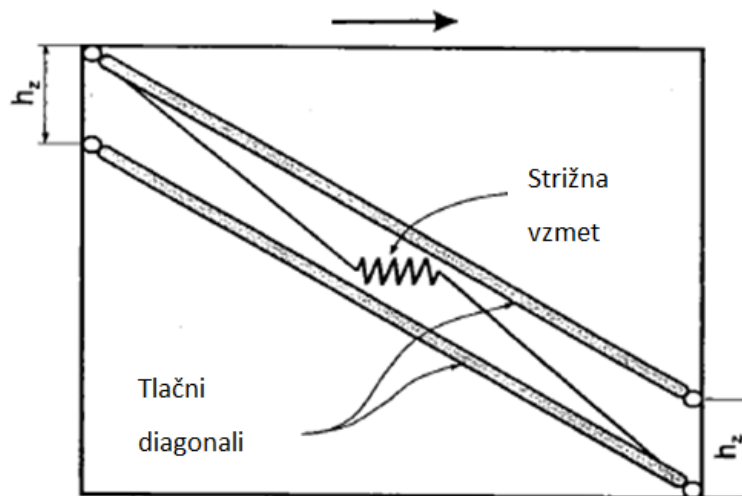
Na sliki 4.4 so prikazani trije modeli z eno, dvema in tremi diagonalami. Skupni prerez diagonal A_{ms} je pri vseh treh modelih enak. Pri prvem modelu celotno polnilo predstavlja ena diagonalna, pri modelu B se prerez razdeli na dve diagonalni, pri modelu C pa na tri, s tem da srednja diagonalna prevzame polovico togosti, krajni dve pa vsaka po četrtino. Mesto pritrditve krajne diagonalne je izraženo kot delež dolžine z , na kateri polnilo nalega na okvir. Dolžina z je izražena z enačbo (Crisafulli, 1997):

$$z = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_h} \cdot h_w \quad (4.11)$$

kjer je λ_h nadomestna širina diagonalne po enačbi (4.2), h_w pa je višina polnila.

Model s tremi diagonalami, ki ga je predlagal Chrysostomou (2002), že zelo dobro opiše upogibne momente in strižne sile, ki jih v okviru povzroča polnilo. Kadar pa se v polnilu pričakuje strižno porušitev po naležnih regah, je še najbolj zanesljiv model z dvema diagonalama in strižno vzmetjo (Crisafulli in Carr, 2007). Pri tem je togost vzmeti K_s izražena kot delež γ_s celotne togosti diagonalne:

$$K_s = \gamma_s \cdot \frac{A_{ms} E_{ms}}{d_m} \cos^2 \theta \quad (4.12)$$



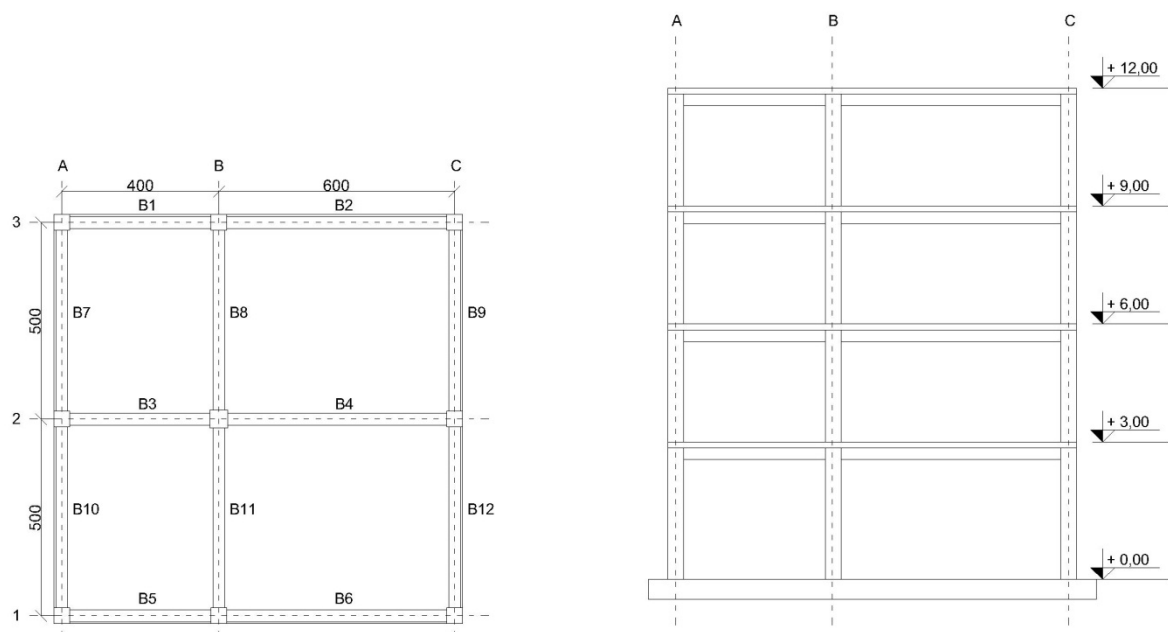
Slika 4.5: Model polnila s strižno vzmetjo (Crisafulli, 1997)

5 VPLIV POLNIL NA POTRESNO OBREMENITEV KONSTRUKCIJE

5.1 Opis konstrukcije

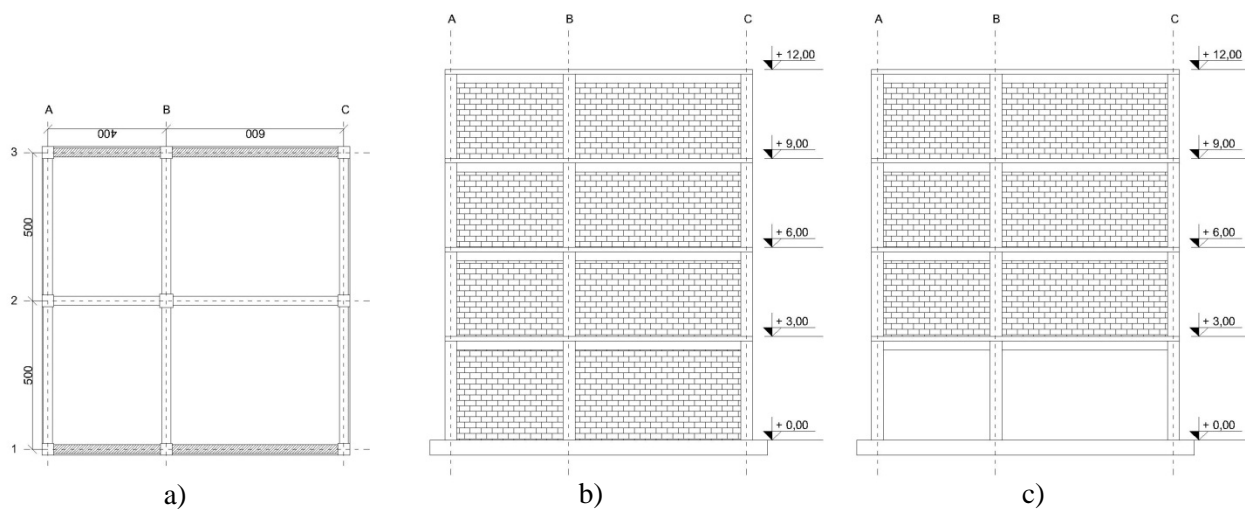
Za analizo vpliva opečnih polnil sem si izbral štiritetažno okvirno armiranobetonsko stavbo. Višina etaž je 3 m, razen v pritličju, kjer je višina 3,5 m. Konstrukcijo podpira osem robnih in en osrednji stebler, ki segajo od tal do vrha stavbe. Stebri so kvadratnega prereza s stranico 40 cm, osrednji pa s stranico 45 cm. Razmik med stebri je v vzdolžni smeri 4 in 6 m, v prečni smeri pa 5 m. Obtežbo plošč na stebre prenašajo grede dimenzij 30/45 cm. Vse plošče so debeline 15 cm.

Objekt je postavljen na območju Ljubljane in je namenjen poslovni dejavnosti.



Slika 5.1: Tloris in prerez okvirne konstrukcije

Poleg čiste okvirne konstrukcije bom obravnaval tudi okvir s polnili, ki se nahajajo na vzdolžnih zunanjih stranicah stavbe, kot kaže slika 5.2. V prvem primeru bodo polnila potekala od pritličja do vrha stavbe (Slika 5.2 b), v drugem primeru pa bodo polnila v prvi etaži izpuščena (Slika 5.2 c).



Slika 5.2: (a) Razporeditev polnil po tlorisu; (b) okvir s polnili v vseh etažah; (c) okvir z mehko etažo

5.1.1 Karakteristike materiala

- **Beton:**

Celotna konstrukcija bo zgrajena iz betona trdnostnega razreda C25/30:

karakteristična tlačna trdnost:	$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
elastični modul:	$E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$
specifična teža:	$\gamma_B = 25 \text{ kN/m}^3$

- **Jeklo:**

Za armaturo izberemo jeklo razreda S500:

karakteristična meja plastičnosti:	$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična natezna trdnost:	$f_{tk} = 65 \text{ kN/cm}^2$

- **Opečna polnila:**

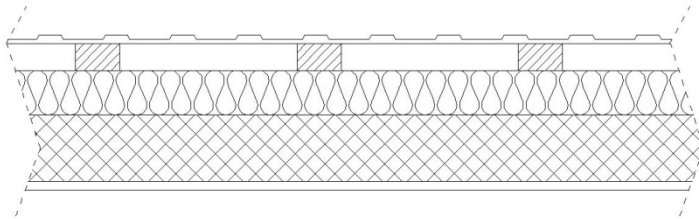
Polnila so zgrajena iz modularnih blokov dimenzij 290x190x190 mm in malte razreda M5. Tlačna trdnost opeke znaša $f_b = 15 \text{ MPa}$, vrednosti E_w in G_w pa sem si izbral na podlagi rezultatov preiskave (Tomažević, 2009).

elastični modul zidovja:	$E_w = 550 \text{ kN/cm}^2$
strižni modul zidovja:	$G_w = 55 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična tlačna trdnost zidovja:	$f_k = 0,45 \text{ kN/cm}^2$

5.1.2 Vertikalna obtežba

V nadaljevanju so opisane obtežbe plošč in stebrov, ki jih bomo kasneje uporabili za določitev efektivnih mas etaž. Zajeta je lastna teža konstrukcije, stalna obtežba in koristna obtežba plošč.

OBTEŽBA STREHE



- lastna in stalna obtežba:

jeklena pocinkana profilirana pločevina z

poliuretansko izolacijo: 0.6 mm + 10 do 20 mm 0.10 kN/m²

prečne letve 4/5 cm (e = 0.6 m) $0.04 \cdot 0.05 \cdot (1/0.6) \cdot 4.2 = 0.02 \text{ kN/m}^2$

vzdolžne letve 4/5 cm (e = 1.0 m) $0.04 \cdot 0.05 \cdot (1/1.0) \cdot 4.2 = 0.01 \text{ kN/m}^2$

PVC

morali 6/10 cm (e = 1.0 m) $0.06 \cdot 0.1 \cdot (1/1.0) \cdot 4.2 = 0.03 \text{ kN/m}^2$

toplotna izolacija: 10 cm $0.1 \cdot 0.5 = 0.05 \text{ kN/m}^2$

AB plošča: 15 cm $0.15 \cdot 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2$

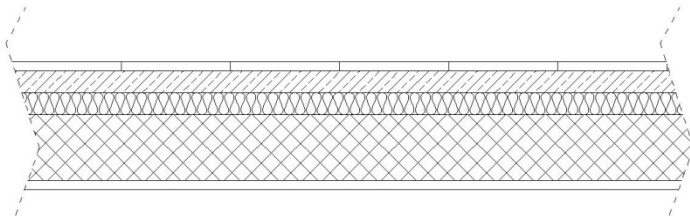
omet (apnena malta): 2 cm $0.02 \cdot 18 = 0.36 \text{ kN/m}^2$

$$g_l = 4.32 \text{ kN/m}^2$$

- koristna obtežba ter obtežba vetra in snega:

Streha je dostopna le za normalno vzdrževanje in popravila in tako sodi v kategorijo H. Za to kategorijo je s standardom predpisana koristna obtežba $q_l = 0.4 \text{ kN/m}^2$, ki pa se v potresni obtežni kombinaciji ne upošteva. Prav tako se v skladu z določili standarda SIST EN 1990 v potresni obtežni kombinaciji ne upoštevata obtežbi vetra in snega, saj se objekt nahaja na nadmorski višini nižji od 1000 m (Preglednica A.1.1 v dodatku A k standardu SIST EN 1990:2004).

OBTEŽBA MEDETAŽNE PLOŠČE

• lastna in stalna obtežba:

talna obloga (naravni kamen): 2 cm	$0.02 \cdot 28 =$	0.56 kN/m^2
cementni estrih: 5 cm	$0.05 \cdot 24 =$	1.2 kN/m^2
toplotna in zvočna izolacija: 5 cm		0.05 kN/m^2
AB plošča: 15 cm	$0.15 \cdot 25 =$	3.75 kN/m^2
omet (apnena malta): 2 cm	$0.02 \cdot 18 =$	0.36 kN/m^2
	$g_2 =$	5.92 kN/m^2

• koristna obtežba:

poslovni prostori (kategorija B)	3.0 kN/m^2
premične predelne stene	1.2 kN/m^2
	$q_2 = 4.2 \text{ kN/m}^2$

TEŽA STEBROV IN GRED

V preglednici so 5.1 zajete lastne teže stebrov in gred po etažah, predstavljene kot enakomerna površinska obtežba po tlorisu:

Preglednica 5.1: Lastna teža stebrov in gred

Etaža	Teža gred [kN]	Teža stebrov [kN]	Površina etaže [m ²]	$g_{s,g}$ [kN/m ²]
1. nadstropje	$6 \cdot 10 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 = 135$	$(8 \cdot 0,4 \cdot 0,4 + 1 \cdot 0,45 \cdot 0,45) \cdot 3 \cdot 25 = 120,5$	100	2,555
2. nadstropje	135	$(8 \cdot 0,4 \cdot 0,4 + 1 \cdot 0,45 \cdot 0,45) \cdot 3 \cdot 25 = 111,2$	100	2,462
3. nadstropje	135	111,2	100	2,462
Streha	135	$(8 \cdot 0,4 \cdot 0,4 + 1 \cdot 0,45 \cdot 0,45) \cdot 1,5 \cdot 25 = 55,6$	100	1,906

TEŽA OPEČNIH POLNIL

Polnila so zgrajena iz modularnih blokov dimenzij 250x190x190 mm ter malte in na obeh straneh obdelana z ometom. Teža na 1 m² polnil znaša:

modularni blok MB 25-19	$19.2 \text{ kos/m}^2 \cdot 0.071 \text{ kN/kos} =$	1.36 kN/m^2
malta	$0.043 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 =$	0.77 kN/m^2
omet	$0.04 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 =$	0.72 kN/m^2
	$g_{polnil} =$	2.85 kN/m^2

Pri višini polnil 2,55 m znaša teža na tekoči meter polnil $2,55 \cdot 2,85 = 7,27 \text{ kN/m}$. Pri razporeditvi polnil po tlorisu, kot prikazuje slika 5.2 a, znaša teža polnil na m² tlorisne površine

$$g_{polnil} = 18,4 \text{ m} \cdot 7,27 \text{ kN/m} / 100 \text{ m}^2 = 1,34 \text{ kN/m}^2$$

5.1.3 Modeliranje konstrukcije

Konstrukcijo sem modeliral v programu ETABS (CSI, 2013). Za stebre in grede sem uporabil linijske elemente, ki so med seboj togo povezani. Opečna polnila so modelirana z eno diagonalo, ki se na okvir priključuje v vozliščih. Predpostavil sem, da je masa skoncentrirana na nivojih plošč, te pa so v svoji ravnini neskončno toge. Razpokane prereze sem upošteval tako, da sem vsem stebrom in gredam strižne prereze in vztrajnostne momente zmanjšal za 50% (EN 1998-1, člen 4.3.1 (7)).

Prispevek plošč k togosti gred sem upošteval s sodelujočo širino, ki jo izračunamo s formulami v EN 1992-1-1 (člen 5.3.2.1).

Preglednica 5.2: Sodelujoče širine gred. Grede so označene na sliki 5.1.

Greda	Sodelujoča širina [cm]
B1, B5	70
B2, B6	90
B3	110
B4	150
B7, B9, B10, B12	80
B8, B11	130

5.2 Čisti okvir

5.2.1 Določitev mase etaž

Potresno obtežbo sem določil po metodi s horizontalnimi silami v skladu z EC8, ki je opisana v poglavju 3. Za oceno nihajnega časa konstrukcije moramo najprej poznati mase posameznih etaž, izračunane po enačbi (3.11):

Streha:

$$m_1 = A_f(g_1 + g_{s,g} + 0,0q_1)/9,81 = 100 \cdot (4,32 + 1,906 + 0,0 \cdot 0,4) / 9,81 = 63,5 \text{ t}$$

1. nadstropje:

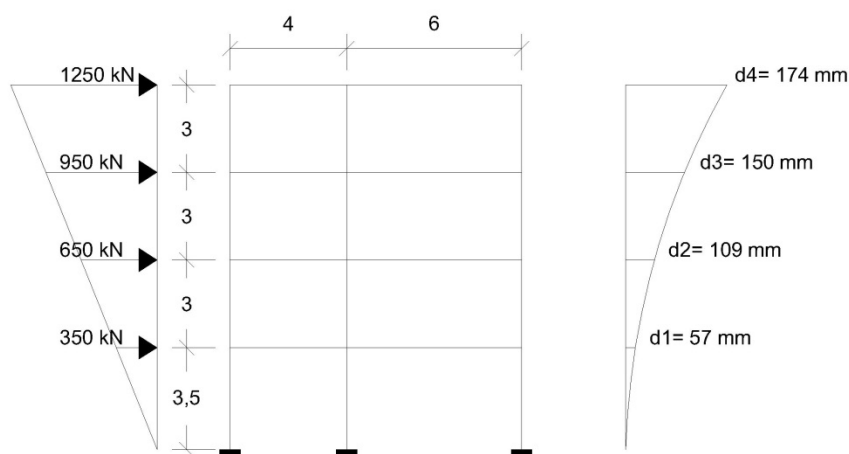
$$m_2 = A_f(g_2 + g_{s,g} + 0,15q_2)/9,81 = 100 \cdot (5,92 + 2,555 + 0,15 \cdot 4,2) / 9,81 = 92,8 \text{ t}$$

2. in 3. nadstropje:

$$m_{3,4} = A_f(g_2 + g_{s,g} + 0,15q_2)/9,81 = 100 \cdot (5,92 + 2,462 + 0,15 \cdot 4,2) / 9,81 = 91,9 \text{ t}$$

5.2.2 Izračun celotne potresne sile

V programu ETABS izračunamo etažne pomike pri predpostavljenih horizontalnih silah, kot prikazuje slika 5.3. Osnovni nihajni čas, izračunan po enačbi (3.10), znaša $T_1 = 0,688 \text{ s}$.



Slika 5.3: Etažni pomiki konstrukcije pri predpostavljeni horizontalni obtežbi

Pri izračunu potresne sile, ki deluje na konstrukcijo, upoštevam projektni pospešek tal $a_g = 0,25g$, ki ga odčitam iz karte potresne nevarnosti. Ker konstrukcijo projektiram na srednjo stopnjo duktilnosti, izračunam osnovno vrednost faktorja obnašanja z enačbo

$$q_0 = 3,0\alpha_u/\alpha_1 \quad (5.1)$$

Za okvirne sisteme z več polji znaša faktor $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$. Vrednost faktorja k_w za okvire znaša 1,0. Faktor obnašanja za našo konstrukcijo znaša torej $q = 3,9$. Faktor tal je za tip tal B enak 1,2. Vrednost projektnega spektra pospeška, izračunana po enačbi (3.7), znaša $1,37 \text{ m/s}^2$. Celotna projektna potresna sila je izračunana z enačbo (3.9) in znaša 467,3 kN.

5.3 Okvir s polnili

5.3.1 Določitev mase etaž

Mase posameznih etaž, izračunane po enačbi (3.11), zajemajo tudi lastno težo polnil. Težo polnil skoncentriram v nivoju plošče, na katero so polnila postavljena. Teža polnil tako ne prispeva k masi strehe, prav tako pa k masi konstrukcije ne prispevajo polnila v spodnji etaži, saj s svojo maso ne obremenjujejo konstrukcije. Izračunane mase etaž veljajo tako za okvir s polnili v vseh etažah kot tudi za primer, ko so polnila v spodnji etaži izpuščena.

Streha:

$$m_1 = A_f \cdot (g_1 + g_{s,g} + 0,0q_1) / 9,81 = 100 \cdot (4,32 + 1,906 + 0,0 \cdot 0,4) / 9,81 = 63,5 \text{ t}$$

1. nadstropje:

$$m_2 = A_f \cdot (g_2 + g_{s,g} + g_{polnil} + 0,15q_2) / 9,81 = 100 \cdot (5,92 + 2,555 + 1,34 + 0,15 \cdot 4,2) / 9,81 = 106,5 \text{ t}$$

2. in 3. nadstropje:

$$m_{3,4} = A_f \cdot (g_2 + g_{s,g} + g_{polnil} + 0,15q_2) / 9,81 = 100 \cdot (5,92 + 2,462 + 1,34 + 0,15 \cdot 4,2) / 9,81 = 105,5 \text{ t}$$

5.3.2 Izračun togosti nadomestnih diagonal

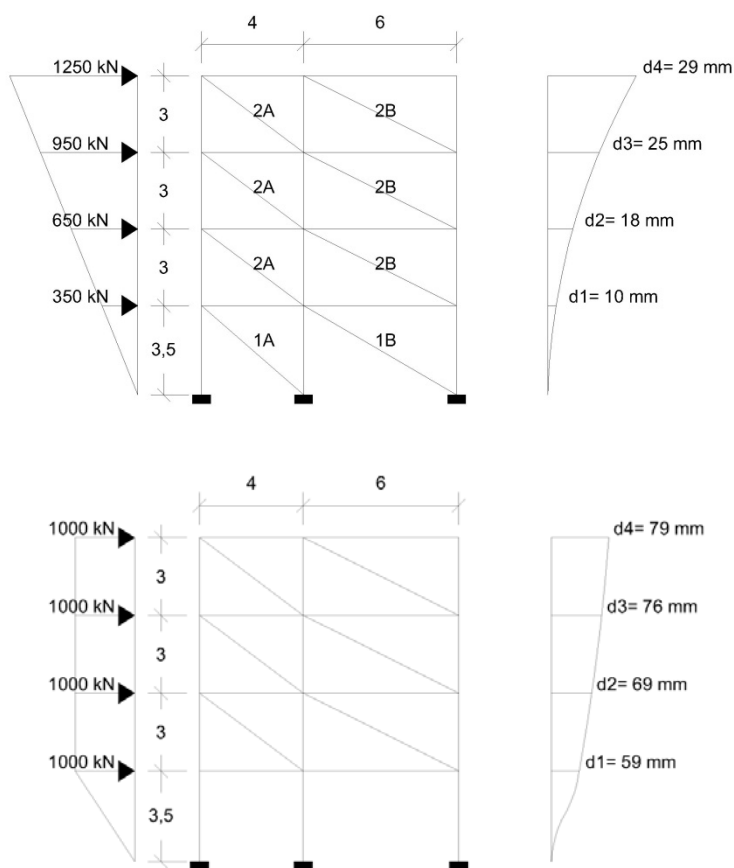
Osne togosti nadomestnih diagonal izračunamo z enačbama (4.3) in (4.7). Za strižni koeficient zidovja G_w uporabim vrednost $G_w = 55 \text{ kN/cm}^2$, vse geometrijske karakteristike polnil, ki jih uporabim pri izračunu togosti diagonal, pa so navedene v preglednici 5.3. Polnila so označena, kakor prikazuje slika 5.4.

Preglednica 5.3: Geometrijske lastnosti polnil in togosti diagonal

Polnilo	H_w [cm]	L_w [cm]	t_w [cm]	θ_d [°]	l_d [cm]	K_d [kN/cm]
1A	305	360	19	40,3	472	2120
1B	305	560	19	28,6	638	2490
2A	255	360	19	33,3	441	2112
2B	255	560	19	24,5	615	2772

5.3.3 Izračun celotne potresne sile

Za določitev osnovnega nihajnega časa okvirja s polnili prav tako uporabimo enačbo 3.10. Pomike etaž pri predpostavljenih horizontalnih silah na sliki 5.4 izračunamo s programom ETABS. Osnovni nihajni čas za okvir s polnili tako znaša $T_I = 0,294$ s, za okvir z mehko etažo pa $T_I = 0,512$ s.



Slika 5.4: Etažni pomiki konstrukcije pri predpostavljeni horizontalni obtežbi

Celotna potresna sila znaša po enačbi 3.9 za okvir s polnili v vseh etažah $F_b = 718,8$ kN, za okvir z mehko etažo pa $F_b = 701,9$ kN.

5.4 Primerjava rezultatov

V nadaljevanju so zbrani rezultati potresne analize čistega okvira, okvirja s polnili in okvirja z mehko etažo v pritličju v programu ETABS. Iz rezultatov je razvidno (Preglednica 5.4), da se v primeru, ko so polnili v spodnji etaži izpuščena, na tem mestu izvrši večina deformacij (kar 73% celotnega horizontalnega pomika konstrukcije), medtem ko so v ostalih dveh primerih pomiki enakomerneje razporejeni po višini. V primeru čistega okvira tako prispevek pomika spodnje etaže k pomiku celotne konstrukcije znaša samo še 34%.

Preglednica 5.4: Primerjava absolutnih etažnih pomikov

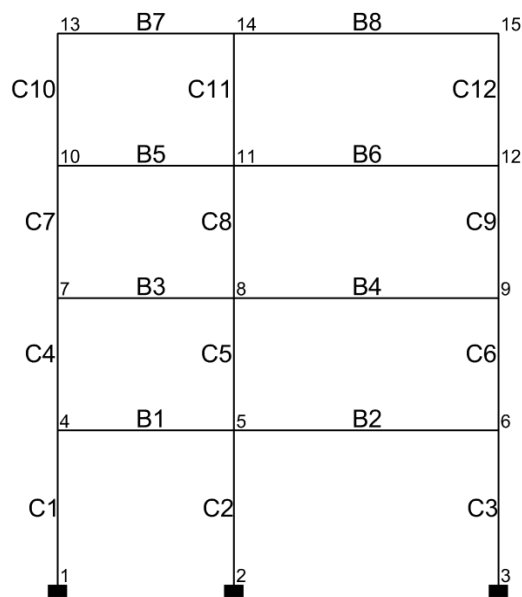
Etaža	Etažni pomiki [mm]		
	Čisti okvir	Okvir s polnili	Okvir z mehko etažo
Streha	24,2	5,6	14,2
3N	21,2	5,0	13,6
2N	15,7	3,7	12,4
1N	8,2	2,1	10,4

Iz preglednice 5.5 je razvidno, da so pri vseh treh konstrukcijah etažne prečne sile skoraj enako razporejene. Spreminjajo se samo njihove vrednosti, ki pa so odvisne od celotne potresne sile, ki deluje na konstrukcijo.

Preglednica 5.5: Etažne prečne sile s pripadajočimi normiranimi vrednostmi

Etaža	Etažne prečne sile [kN]		
	Čisti okvir	Okvir s polnili	Okvir z mehko etažo
Streha	142,7 (0,31)	199,8 (0,28)	196,6 (0,28)
3N	299,7 (0,64)	452,1 (0,63)	444,9 (0,63)
2N	407,1 (0,87)	624,7 (0,87)	614,8 (0,87)
1N	465,5 (1,00)	718,5 (1,00)	707,1 (1,00)

Za primerjavo notranjih statičnih količin v konstrukciji sem si izbral okvir, ki je na sliki 5.2a označen z osjo 1. Vozlišča, grede in stebri so označeni na sliki 5.5.



Slika 5.5: Oznake vozlišč, stebrov in gred

Preglednica 5.6: Notranje statične količine stebrov v vozliščih

Steber	Vozlišče	P [kN]			V [kN]			M [kNm]		
		Čisti okvir	Okvir s polnili	Mehka etaža	Čisti okvir	Okvir s polnili	Mehka etaža	Čisti okvir	Okvir s polnili	Mehka etaža
C1	1	136,7	279,3	216,5	46,1	11,8	71,6	97,5	24,6	138,5
	4	136,7	279,3	216,5	46,1	11,8	71,6	-63,9	-16,5	-112,2
C2	2	-60,5	106,8	-4,3	56,0	14,0	80,0	108,8	27,2	148,2
	5	-60,5	106,8	-4,3	56,0	14,0	80,0	-87,1	-21,8	-131,9
C3	3	-75,9	-183,5	-214,8	42,8	10,9	68,7	93,7	23,7	135,2
	6	-75,9	-183,5	-214,8	42,8	10,9	68,7	-56,2	-14,6	-105,3
C4	4	83,5	169,0	176,5	37,0	7,4	-6,6	51,9	10,0	-22,8
	7	83,5	169,0	176,5	37,0	7,4	-6,6	-59,1	-12,1	-2,9
C5	5	-36,4	79,6	103,7	59,0	12,0	4,3	87,2	17,7	-0,3
	8	-36,4	79,6	103,7	59,0	12,0	4,3	-89,7	-18,4	-13,3
C6	6	-46,8	-92,5	-90,2	30,0	5,6	-10,3	40,4	7,1	-30,5
	9	-46,8	-92,5	-90,2	30,0	5,6	-10,3	-49,5	-9,7	0,5
C7	7	39,0	85,3	80,9	27,6	5,9	7,2	35,8	7,7	10,9
	10	39,0	85,3	80,9	27,6	5,9	7,2	-47,0	-10,1	-10,7
C8	8	-16,3	54,9	56,3	42,0	8,6	8,3	59,0	12,1	11,6
	11	-16,3	54,9	56,3	42,0	8,6	8,3	-66,9	-13,8	-13,3
C9	9	-22,5	-28,4	-29,0	23,5	4,8	6,9	29,1	6,0	10,8
	12	-22,5	-28,4	-29,0	23,5	4,8	6,9	-41,3	-8,5	-9,9
C10	10	10,9	26,1	24,9	12,3	2,2	1,8	12,8	2,1	1,4
	13	10,9	26,1	24,9	12,3	2,2	1,8	-24,0	-4,5	-4,1
C11	11	-4,1	24,2	25,2	21,5	3,6	3,7	27,7	4,6	4,7
	14	-4,1	24,2	25,2	21,5	3,6	3,7	-36,7	-6,4	-6,3
C12	12	-6,7	-0,1	-0,1	10,4	1,4	1,2	9,4	0,8	0,2
	15	-6,7	-0,1	-0,1	10,4	1,4	1,2	-21,9	-3,4	-3,3

Preglednica 5.7: Notranje statične količine gred v vozliščih

Greda	Vozlišče	V [kN]			M [kNm]		
		Čisti okvir	Okvir s polnili	Mehka etaža	Čisti okvir	Okvir s polnili	Mehka etaža
B1	4	53,1	12,1	40,6	114,3	26,1	88,0
	5	53,1	12,1	40,6	-98,2	-22,5	-74,2
B2	5	29,1	6,5	22,2	79,3	17,6	59,9
	6	29,1	6,5	22,2	-95,2	-21,3	-73,5
B3	7	44,3	9,3	7,0	94,0	19,5	13,7
	8	44,3	9,3	7,0	-83,3	-17,5	-14,1
B4	8	24,2	4,8	3,5	67,5	13,3	10,7
	9	24,2	4,8	3,5	-77,6	-15,3	-10,2
B5	10	27,9	5,7	5,5	59,2	11,9	11,9
	11	27,9	5,7	5,5	-52,3	-10,7	-10,1
B6	11	15,7	2,8	3,0	43,8	7,8	8,1
	12	15,7	2,8	3,0	-50,2	-9,1	-9,8
B7	13	10,8	2,0	1,9	23,7	4,3	3,9
	14	10,8	2,0	1,9	-19,3	-3,8	-3,5
B8	14	6,6	0,9	1,0	18,1	2,4	2,6
	15	6,6	0,9	1,0	-21,5	-3,1	-3,1

Pri okviru s polnili se prečne sile in momenti v vseh elementih napram čistemu okviru zelo zmanjšajo. Večina potresne sile se namreč prenese do podpor preko diagonal, ki povezujejo vozlišča okvira (glej prilogo A). V realnosti ni pričakovati, da bi krhka polnila prenesla vso obtežbo, saj le ta tekom potresa razpokajo, večji del obtežbe pa potem prevzame AB okvir.

V primeru mehke etaže rezultati v preglednici 5.5 kažejo, kako zelo obremenjeni so stebri v spodnji etaži. Ker morajo prevzeti velike deformacije, so izpostavljeni velikim upogibnim in strižnim obremenitvam. Zgornji del konstrukcije se obnaša podobno kot pri okviru s polnili.

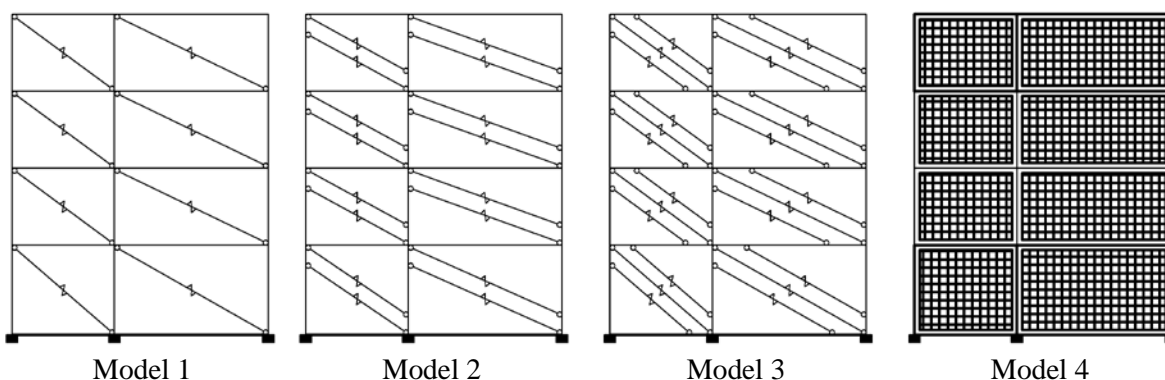
Opečna polnila torej med potresi ugodno vplivajo na konstrukcijo, če so le pravilno razporejena po višini in če obremenitev ne preseže nosilnosti. Manjši pomiki in manjše notranje sile pomenijo hkrati bolj ekonomično gradnjo, saj je za zagotovitev zadostne nosilnosti elementov potrebne manj armature in manjši prečni prerezi.

6 VPLIV RAČUNSKEGA MODELA NA REZULTATE ANALIZE

Pri preučevanju vpliva polnil na potresni odziv konstrukcije imamo na voljo veliko računskih modelov, ki jih lahko uporabimo v analizi. Izbira ustreznega računskega modela je v veliki meri odvisna od vloženega časa in truda, potrebnih za izdelavo modela ter zmožnosti modeliranja togosti in trdnosti polnil ter porušnih mehanizmov (M. Samoila, 2012). V tem poglavju bomo na primeru okvira s polnili pokazali, kako izbira računskega modela vpliva na potek notranjih sil v okviru, osnovni nihajni čas ter velikost potresne obtežbe.

6.1 Opis računskih modelov

Model konstrukcije, ki je bil uporabljen v analizah, je prikazan na sliki 5.1. Opečna polnila so bila poleg že prikazanega modela z eno diagonalo modelirana še z uporabo dveh in treh diagonal ter lupinastega elementa z metodo končnih elementov. Za analizo sem uporabil program ETABS. Vse nadomestne diagonale so modelirane z uporabo *Link* elementov, ki so s členki pritrjeni na okvir. Pri modeliranju s končnimi elementi je bil uporabljen ploskovni element tipa *Shell-Thin* debeline 19 cm, na okvir pa pritrjen z *Link* elementi tipa *T/C Friction Isolator*. Računski modeli so prikazani na sliki 6.1.



Slika 6.1: Uporabljeni računski modeli

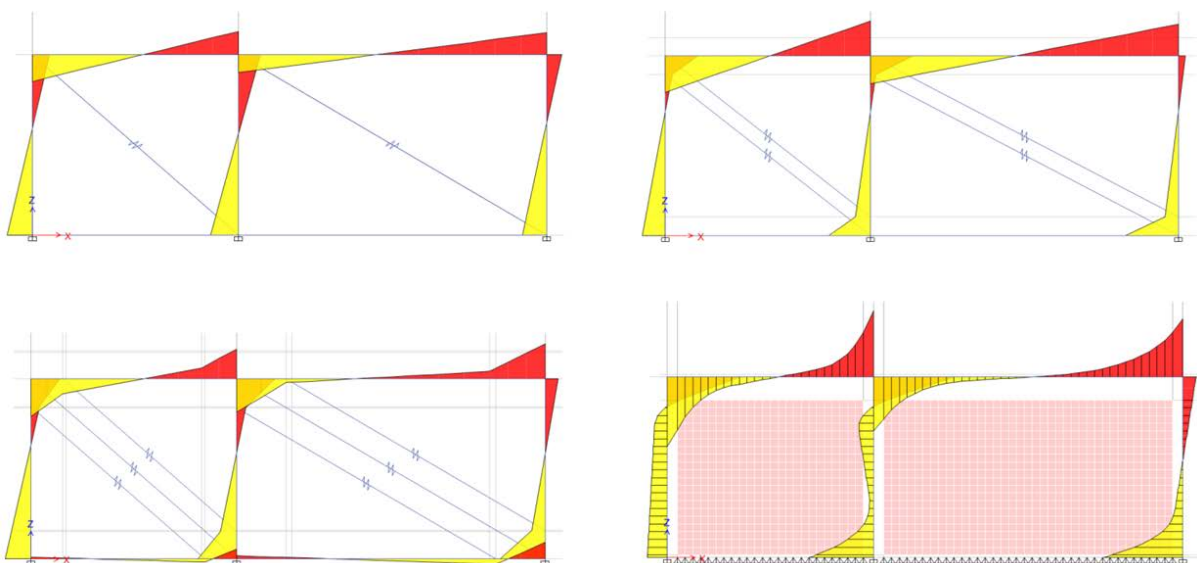
Pri modelih z več diagonalami moramo poleg togosti poznati tudi mesto pritrditve diagonal, izraženo z razdaljo h_z . Za model z dvema diagonalama je ta vrednost enaka $z/3$, za model s tremi diagonalami pa znaša $z/2$, kot je prikazano v preglednici 6.1. Dolžina naleganja polnila z je definirana z enačbo 4.11. Pri računu nadomestne širine diagonale sem za elastični modul polnila uporabil vrednost $E_w = 550 \text{ kN/cm}^2$. Vztrajnostni moment prereza stebrov dimenzij 40/40 cm znaša $I = 106667 \text{ cm}^4$.

Preglednica 6.1: Mesto priključitve diagonal

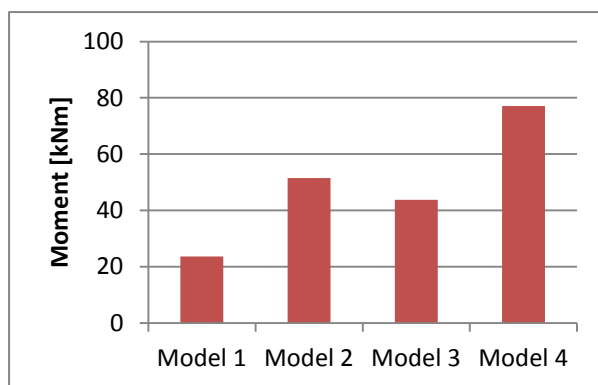
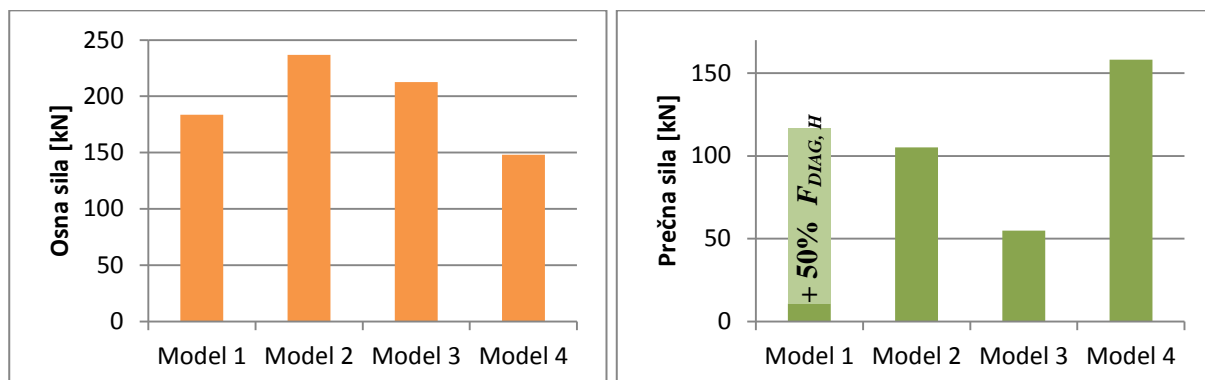
Polnilo	H_w [cm]	t_w [cm]	θ_d [°]	h [cm]	λ_h	z [cm]	h_z [cm]	
							Model 2	Model 3
1A	305	19	40,3	350	4,43	108,1	36	54
1B	305	19	28,6	350	4,25	112,7	38	56
2A	255	19	33,3	300	3,9	102,7	34	51
2B	255	19	24,5	300	3,71	108	36	54

6.2 Rezultati analize

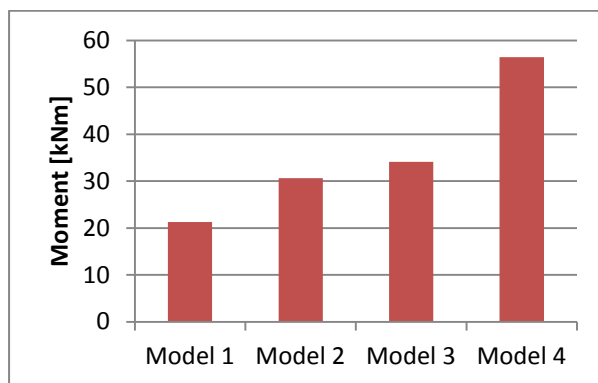
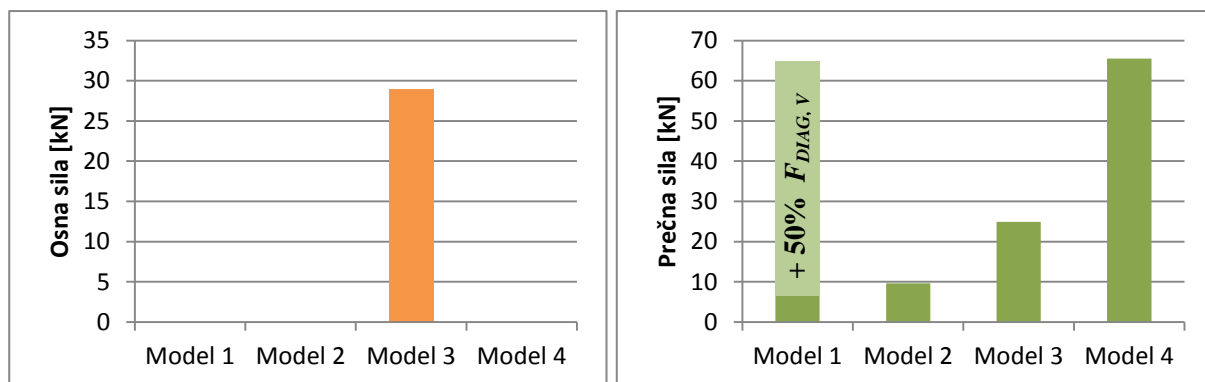
Pri vseh uporabljenih modelih so se največje vrednosti notranjih sil pojavljale v stebrih C3 v vozlišču 3 in v gredi B2 v vozlišču 6. Vrednosti notranjih sil v teh dveh vozliščih so prikazane v grafikonih na slikah 6.3 in 6.4. Iz prikazanih rezultatov je razvidno, da se notranje sile tako v stebrih kot gredah od modela do modela zelo spreminjajo. Pri tem je glavni dejavnik število in lokacija mest, kjer se modeli polnil priključujejo na okvir, saj tam prihaja do sprememb notranjih sil. Največje razlike se pojavljajo pri prečnih silah. Najmanjše vrednosti prečnih sil so bile zabeležene pri modelu 1, saj zaradi ene same diagonale, ki se priključuje na okvir le v vozliščih, ne zajame vpliva polnil na stebre in grede. Kot je razvidno iz rezultatov analize (glej prilogo B), je potek osnih in prečnih sil po elementih konstanten, kar je v nasprotju z rezultati, ki jih daje model 4, za katerega se predvideva, da so rezultati še najbližje dejanskemu stanju. Bližje dejanskemu stanju je model 2, pri katerem se diagonale priključujejo tudi na stebrih. Ker diagonale povezujejo stebre neposredno z obremenjenimi vozlišči, se večina obremenitve prenaša direktno na stebre, zato prihaja tam do velikih koncentracij prečnih sil.



Slika 6.2: Primerjava momentov v spodnji etaži



Slika 6.3: Največje sile v stebrih



Slika 6.4: Največje sile v gredah

Za razliko pa se pri modelu 3 del sil prenese tudi na grede, zato ta model še bolje opiše notranje sile tako v stebrih kot gredah, kot lahko vidimo iz primerjave na sliki 6.2. Prečne sile v gredah so še vedno za polovico manjše kot pri modelu 4, razlog za to pa je v tem, da se srednja diagonala, ki prenaša največjo obremenitev, tako kot pri modelu 1 tudi tukaj priključuje na okvir v vozlišču. Pri ploskovnem elementu celoten osrednji del okoli diagonale, ki je najbolj obremenjen, nalega neposredno na grede in stebre, zato povzroča v obeh velike prečne sile. V gredah diagonale povzročajo tudi dodatne osne sile, ki pa so pretirane, saj v realnosti prihaja na stikih z okvirom do zdrsa. Osne sile v stebrih so v vseh primerih približno enake, saj so večinoma odvisne od zunanje obtežbe in ne toliko od vrste modela.

Pri modelu 4 smo za razliko od ostalih treh modelov uporabili nelinearno statično analizo. S tem smo upoštevali nelinearno obnašanje stika med lupinastim elementom in okvirjem. Pri horizontalni obtežbi v dveh nasprotnih vogalih polnilo pritisne na okvir, v ostalih dveh pa se od njega odlepi (glej prilogo B). Trenje med polnilom in okvirjem bi v stebrih in gredah gotovo povzročilo tudi dodatne osne sile, vendar le-tega zaradi računske zahtevnosti in relativno majhnega vpliva v analizi nismo upoštevali.

V primerjavo na slikah 6.3 in 6.4 je vključena tudi korigirana vrednost prečne sile pri modelu 1. K prečni sili v stebrih je prišteta še polovica horizontalne komponente sile v diagonali $F_{diag, H}$, k prečni sili v gredi pa polovica vertikalne komponente sile $F_{diag, v}$. Vidimo, da smo se s preprostim popravkom zelo približali vrednostim, dobljenim z modelom 4.

Pri opisu globalnega odziva konstrukcije ima največji vpliv togost konstrukcije, saj neposredno vpliva na osnovni nihajni čas. Kot je razvidno iz preglednice 6.2, imajo vsi približno enak nihajni čas in posledično deluje na vse enaka potresna sila. Za oceno globalnega odziva konstrukcije je tako primeren tudi najenostavnejši model z eno diagonalo, če pa del sile v diagonali upoštevamo tudi pri računu notranjih sil v stebrih, ga lahko uporabimo tudi za oceno lokalnih vplivov.

Preglednica 6.2: Primerjava globalnega odziva konstrukcije

	T_f [s]	F_b [kN]
Model 1	0,283	718,5
Model 2	0,293	718,5
Model 3	0,290	718,5
Model 4	0,340	718,5

7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo opisali in analizirali vpliv opečnih polnil na konstrukcijo. Opečna polnila močno povečajo togost konstrukcije, zmanjšajo nihajni čas in povečajo potresne sile, ki delujejo na konstrukcijo. Vseeno se etažni pomiki v primeru enakomerno razporejenih polnil zaradi velike togosti zmanjšajo zgolj na četrtno v primerjavi s čistim okvirom, stebri pa so se razbremenili. V primeru, ko polnil v spodnji etaži ni, polnila neugodno vplivajo na konstrukcijo. Zaradi njihove velike togosti pride v spodnjih stebrih do nevarnih upogibnih obremenitev, zato je potrebno ta območja skrbno načrtovati, še bolje pa se je takšni izvedbi izogniti.

Za primerjavo smo polnila modelirali še z dvema oziroma tremi diagonalami ter lupinastimi elementi. Modeliranje polnil z eno diagonalo, ki velja za najenostavnejši in najbolj uporabljen način modeliranja, se je pri globalni analizi odziva konstrukcije izkazal za korektnega, vendar podcenjuje lokalni vpliv polnil na sile v stebrih. Dvo- in tridiagonalni modeli po drugi strani bolje opišejo vpliv interakcije med polnilom in okvirjem na notranje sile v elementih, vendar zahtevajo za izdelavo več časa in truda.

Model polnil z lupinastimi elementi ob pravilno predpostavljenih povezavah z okvirjem seveda najbolje opiše notranje sile v okviru, izdelava takega modela pa je zelo zamudna, zato ga uporabljamo zgolj za kontrolo rezultatov, ki nam jih dajejo makromodeli. Za vsakdanjo uporabo v linearni analizi je še najbolj sprejemljiv model s tremi diagonalami, ki ima kljub nekaterim pomanjkljivostim (pretirane osne sile v gredah) najboljše razmerje med enostavnostjo in natančnostjo. V primeru nelinearne analize je zaradi krajšega računskega časa bolje uporabiti model na osnovi ene diagonale, za oceno lokalnih vplivov polnil na stebre pa upoštevati del sile v diagonalah.

Z upoštevanjem polnil kot konstrukcijskih elementov lahko poskrbimo za večjo varnost in tudi ekonomičnost konstrukcij, še posebej če jih upoštevamo že v zgodnji fazi načrtovanja. Tako se lahko izogibamo neugodnim učinkom, ki jih imajo lahko polnila ob neenakomerni razporeditvi in še dodatno povečamo varnost napram porušitvi in pred poškodbami, ki jih utрпи konstrukcija med potresom. Ob današnji programski in strojni opremljenosti, ki nam je na voljo, ter vrsti razvitih računskih modelov, je postalo upoštevanje polnil v potresnih analizah še posebej upravičeno.

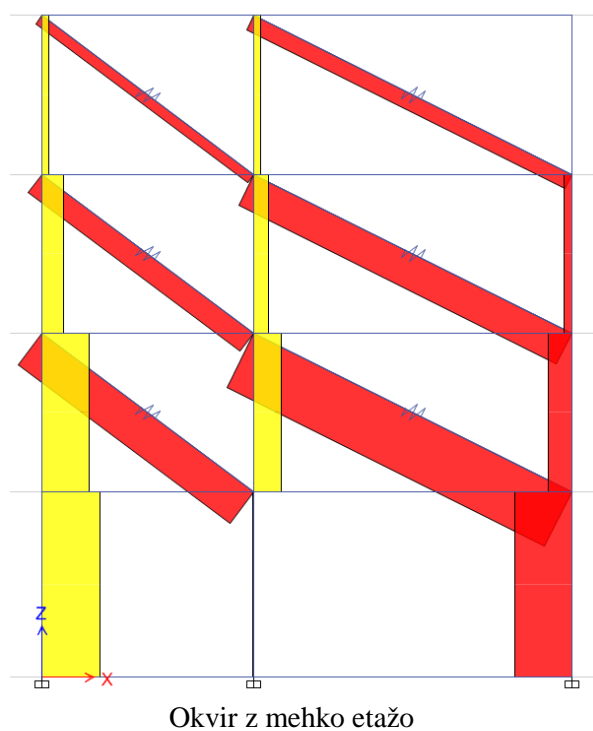
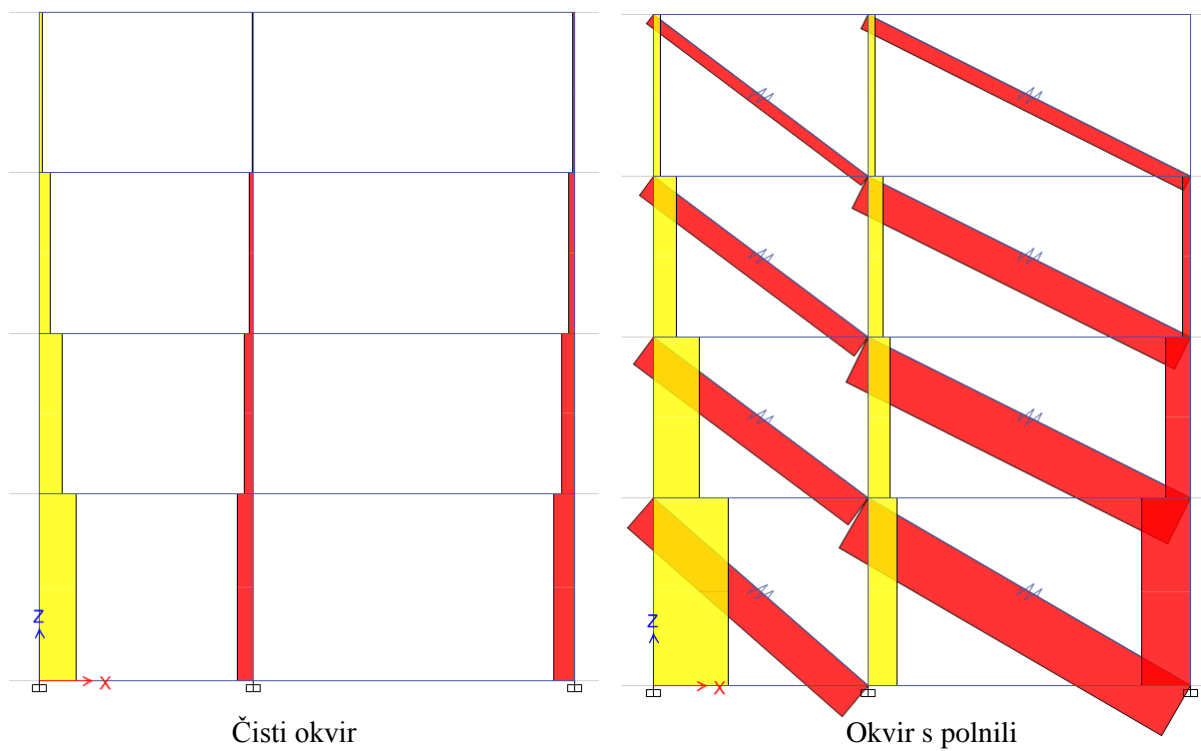
VIRI

- Agencija Republike Slovenije za okolje (ARSO). 2013. Potresna nevarnost.
www.arso.gov.si/potresi/ (Pridobljeno 10. 7. 2013)
- Asteris, P. G., Sophianopoulos, D. S., Chrysostomou, C. Z. 2011. Mathematical Macromodelling of Infilled Frames: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, December 2011: str. 1508-1517
- Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.
- Crisafulli, F. G. 1997. Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. Doktorska disertacija. Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand: 404 str.
- Crisafulli, F. J., Carr, A. J. 2007. Proposed Macro-model for the Analysis of Infilled Frame Structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 40, No. 2: str. 69-77
- ETABS. 2013. Integrated building design software. Computers & Structures Inc., Berkeley, California
- FEMA. 1998. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: Basic procedures manual. FEMA 306, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- GEM Nexus Community. 2013. Slovar gradbene taksonomije
<http://www.nexus.globalquakemodel.org/gem-building-taxonomy/overview/glossary/short-column--shc> (Pridobljeno 12.7. 2013)
- Mainstone, R. J. 1974. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames. Garston, UK, Building Research Station
- Paulay, T., Priestley, M. J. N. 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York, John Wiley and Sons: 744 str.
- Samoila, D. M. 2012. Analytical Modelling of Masonry Infills. *Acta Technica Napocensis: Civil Engineering and Architecture*, Vol. 55, No. 2
- Schweizerischer Erbebendienst. 2013. Vzroki za ranljivost stavb.
http://www.seismo.ethz.ch/edu/Info_SED/damage/index_EN (Pridobljeno 12. 7. 2013)
- SIST EN 1990. 2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij
- SIST EN 1998-1. 2006. Evrokod 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe
- Tabeshpour, M. R., Azad, A. 2012. Seismic Behaviour and Retrofit of Infilled Frames. *Earthquake-Resistant Structures – Design, Assessment and Rehabilitation*, Intech: str. 279-307
- Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.

PRILOGA A: GRAFIČNI PRIKAZ NOTRANJNH SIL

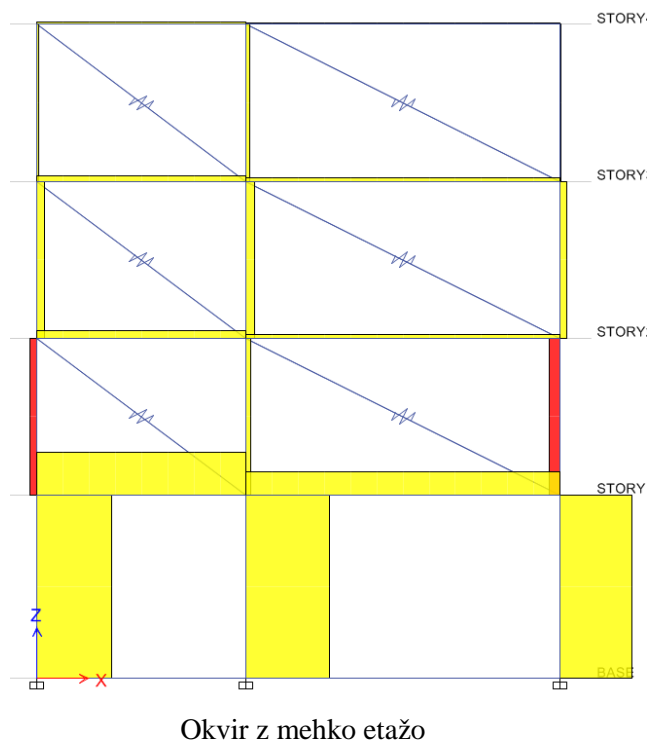
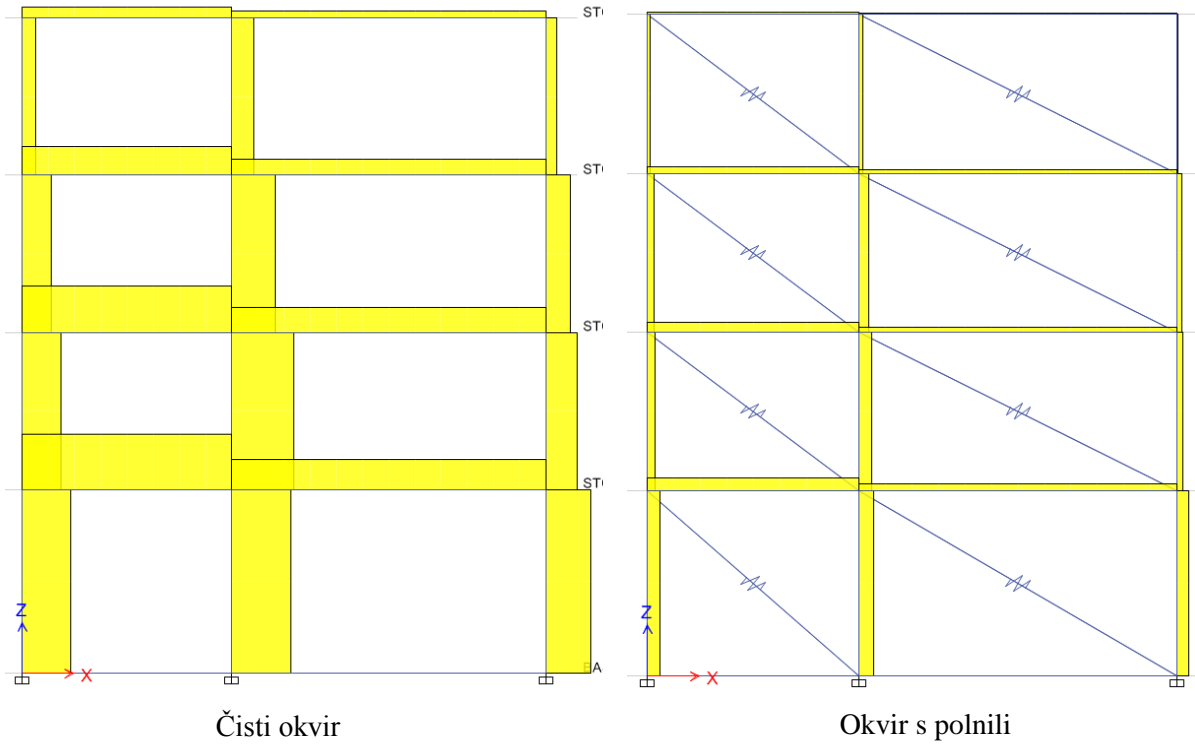
A1: Osne sile

$$P_{max} = 279,3 \text{ kN}$$



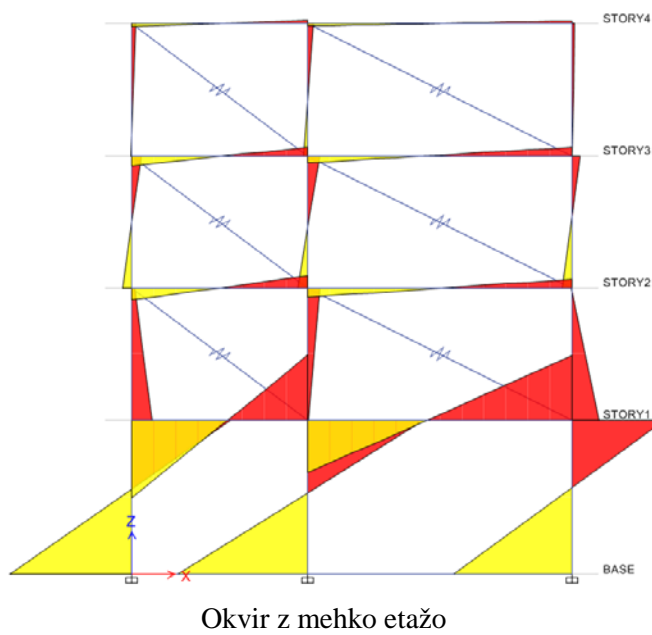
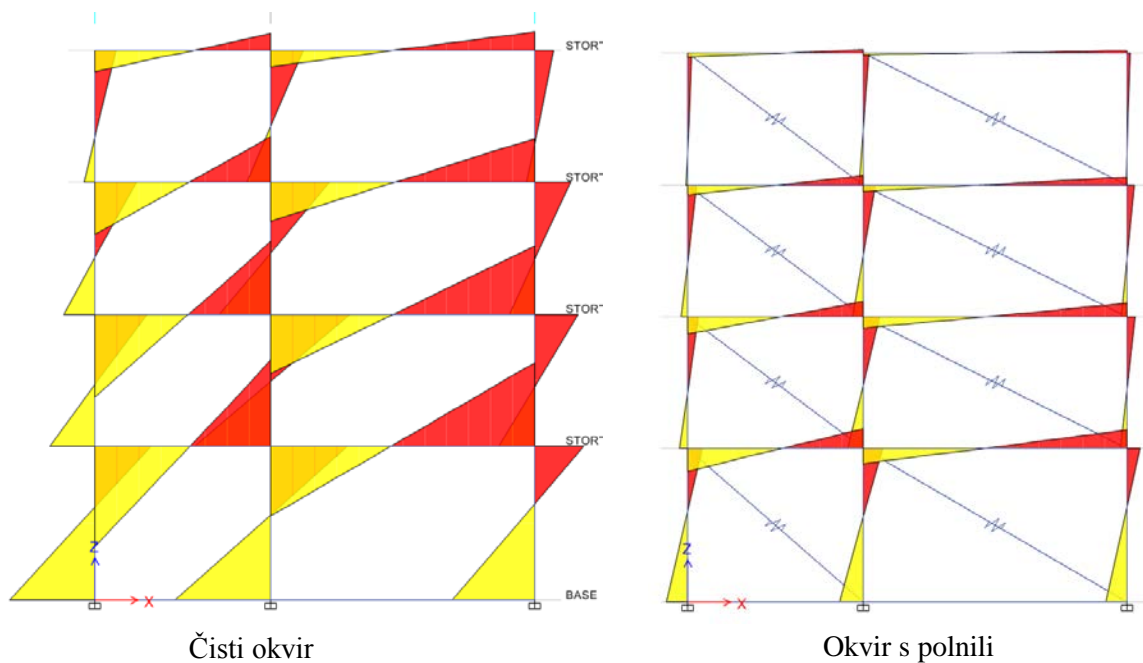
A2: Prečne sile

$$V_{max} = 80 \text{ kN}$$



A3: Momenti

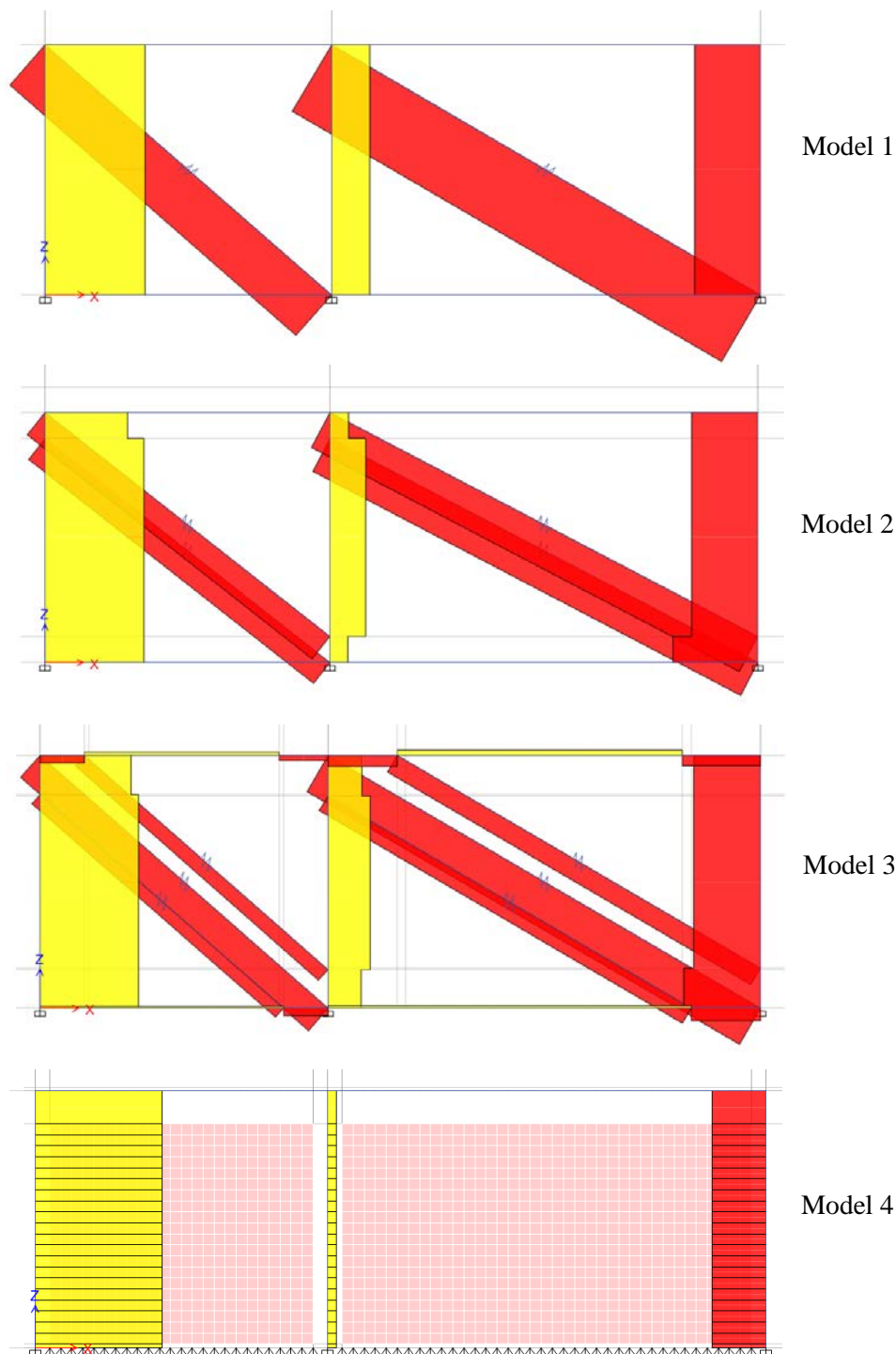
$$M_{max} = 148.2 \text{ kNm}$$



PRILOGA B: GRAFIČNI PRIKAZ NOTRANJNH SIL V SPODNJI ETAŽI

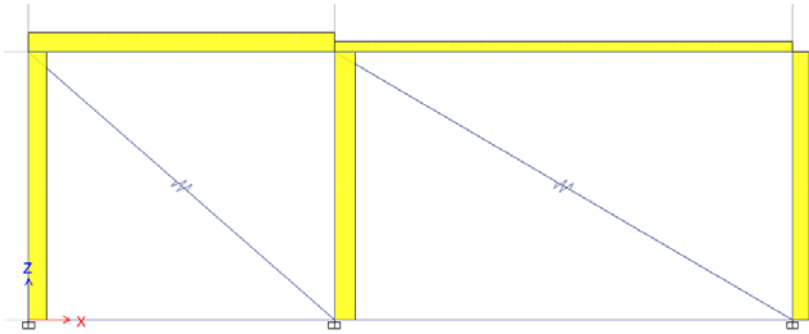
B1: Osne sile

$$P_{max} = 348,6 \text{ kN}$$

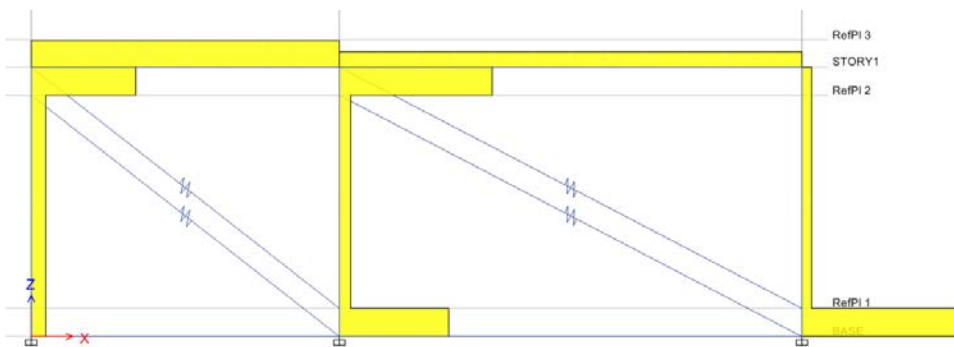


B2: Prečne sile

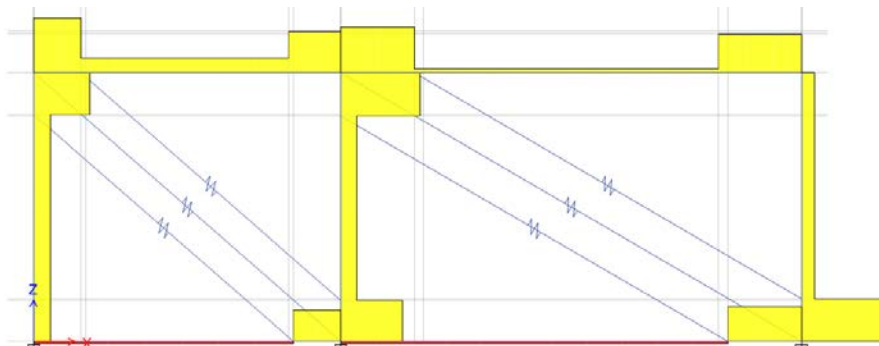
$$V_{max} = 158,1 \text{ kN}$$



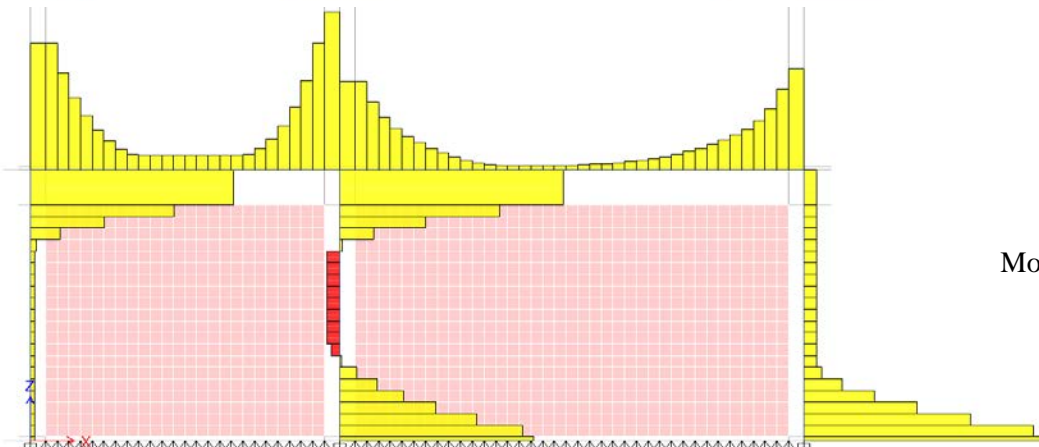
Model 1



Model 2



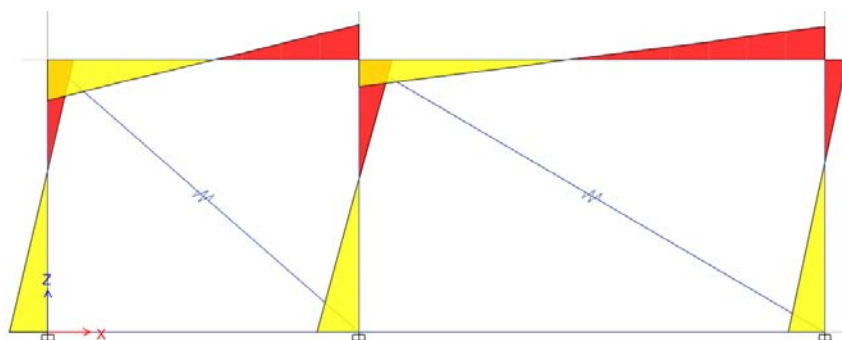
Model 3



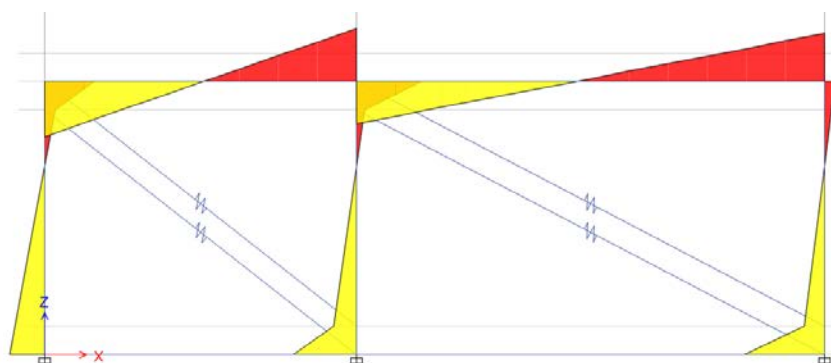
Model 4

B3: Momenti

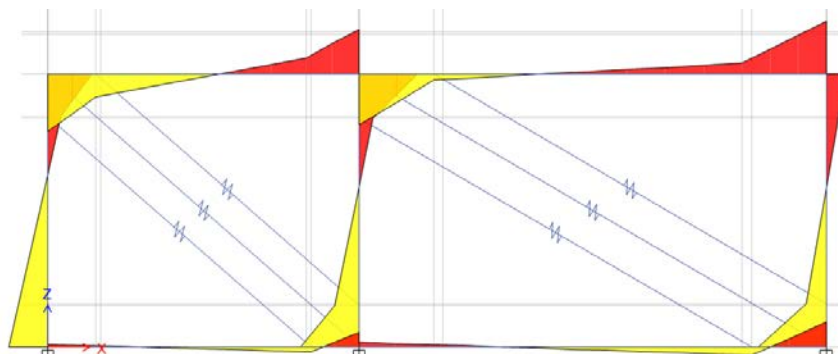
$$M_{max} = 77,1 \text{ kNm}$$



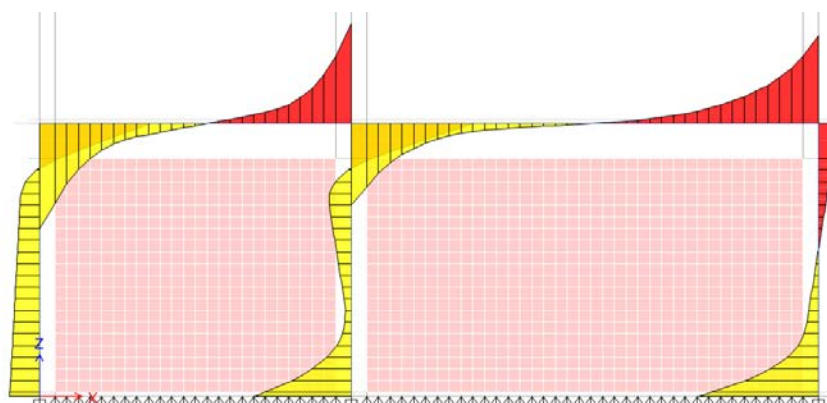
Model 1



Model 2



Model 3



Model 4

B4: Glavne tlačne napetosti v polnilih

