

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:

Zupanc, M., 2016. Potresna analiza 22-etažne armiranobetonske stavbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Snoj, J.): 70 str.

Datum arhiviranja: 25-08-2016

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:

Zupanc, M., 2016. Potresna analiza 22-etažne armiranobetonske stavbe. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Snoj, J.): 70 pp.

Archiving Date: 25-08-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat:

MIHA ZUPANC

**POTRESNA ANALIZA 22-ETAŽNE
ARMIRANOBETONSKE STAVBE**

Diplomska naloga št.: 3483/KS

**SEISMIC ANALYSIS OF A 22 - STOREY REINFORCED
CONCRETE BUILDING**

Graduation thesis No.: 3483/KS

Mentor:

prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor:

asist. dr. Jure Snoj

Ljubljana, 22. 08. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Spodaj podpisani študent Miha Zupanc, vpisna številka 26108660 avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: Potresna analiza 22-etažne armiranobetonske stavbe

IZJAVLJAM

1. da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;
3. da sem pridobil vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil;
4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil soglasje etične komisije;
5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;
6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;
7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

V: Ljubljani

Datum: 18.7.2016

Podpis študenta:

BIBLIOGRAFSKA-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7(497.4)(043.2)
Avtor:	Miha Zupanc
Mentor:	prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	asistent. dr. Jure Snoj
Naslov:	Potresna analiza 22-etažne armiranobetonske stavbe
Tip dokumenta:	Dipl. nal. – UNI
Obseg in oprema:	70 str., 36 pregl., 29 sl.
Ključne besede:	potresna analiza, konstrukcijski model stavbe, potresnoodporno projektiranje armiranobetonskih konstrukcij, etažne prečne sile, nihajni časi, sekundarni potresni elementi

Izvleček:

V diplomski nalogi naredimo potresno analizo 22-etažne armiranobetonske stavbe v Ljubljani. Preučili smo vpliv različnih predpostavk pri modeliranju objekta, kot so vpliv sekundarnih elementov, vpliv sodelujoče širine plošč, ter vpliv upoštevanja razpokanih prerezov. Izdelali in analizirali smo 5 različnih modelov. V prvem modelu smo modelirali armiranobetonska jedra, stebre in plošče. V drugem modelu smo plošče nadomestili z gredami, s katerimi smo zajeli vpliv sodelujoče širine in togosti plošče. Tretji model vključuje jedra in stebre brez gred. Predvideli smo, da je vpliv stebrov brez prečk majhen in jih lahko obravnavamo kot sekundarne potresne elemente, kar smo preverili s četrtim modelom. Sekundarne potresne elemente je smotrno upoštevati v potresnem modelu, saj tako dobimo njihove deformacije ki jih potrebujemo za nadaljnjo dimenzioniranje, hkrati pa zanemarljivo vplivajo na notranje statične količine v primarnih potresnih elementih. S petim modelom smo preverili vpliv razpokanosti. V vseh modelih smo upoštevali, da so plošče v svoji ravnini toge. Rezultate smo ovrednotili z globalnimi potresnimi zahtevami, kot so nihajni časi in nihajne oblike, etažni pomiki in etažne prečne sile, ter z obremenitvami izbranih konstrukcijskih elementov. Ugotovili smo, da je izbira modela stavbe z močnimi betonskimi jedri in gladkimi ploščami na stebrih pomembna. Vsak model ima prednosti in slabosti. Modeli s sekundarnimi potresnimi elementi so bolj enostavni, z upoštevanjem vseh elementov za prevzem potresne obtežbe pa bolje zajamemo obnašanje konstrukcije. V našem primeru je najbolj smiselno narediti model, kjer modeliramo jedra z lupinastimi elementi, stebre in ploščo pa z linijskimi elementi, pri čemer za ploščo upoštevamo izbrano sodelujočo širino. Tako dobimo dovolj točne rezultate, obenem pa je modeliranje in dimenzioniranje še vedno enostavno. Pomembno je, da se zavedamo, da modeliranje vpliva na potek nadaljnjega projektiranja.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.042.7(497.4)(043.2)
Author:	Miha Zupanc
Supervisor:	Prof. Matjaž Dolšek, Ph. D.
Co-supervisor:	Asist. Jure Snoj, Ph. D.
Title:	Seismic analysis of a 22-storey reinforced concrete building
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Scope and tools:	70 p., 36 tab., 29 fig.
Key words:	seismic analysis, structural model, earthquake-resistant design of reinforced concrete structures, storey shear force, vibration period, secondary seismic members

Abstract:

The thesis deals with seismic analysis of the 22-storey reinforced concrete building in Ljubljana. The impact of modelling uncertainties, such as the impact of secondary seismic members, impact of effective span of slabs and the impact of taking into account cracked reinforced concrete elements is examined. Five models of the building were developed and analyzed. The first model, with reinforced concrete cores, columns and slabs, is most realistic. In the second mode, the slabs were replaced with beams to illustrate the impact of the effective span of slab. Third model includes core and columns without beams. We anticipate that the impact of the columns is small and they can be considered as a secondary seismic members. That was checked by a fourth model. However, it is convenient to take them into account in the seismic model, which simplifies to obtain deformations in the columns which are needed for dimensioning of these elements, while their impact on the primary seismic members is insignificant. By the fifth model, we examine the impact of cracked reinforced concrete elements. The results of the seismic analysis were evaluated with global seismic requirements, such as period of vibration and forms of oscillation, story displacements, story shears and with loads. We came to the conclusion that the choice of structural model of a building with strong concrete core and plates on the columns is important. Each has advantages and disadvantages. Models with consideration of secondary seismic elements make it possible to better capture the behaviour of the structure and simplify the dimensioning of secondary elements. Based on the results of the study it was concluded that it is most appropriate to make a model with cores, columns and beams with consideration of the effective span of slab. This gives a sufficiently accurate results, but modelling and design remain simple. It is important to be aware that this affects the course of further design.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorju prof. dr. Matjažu Dolšku za usmerjanje in koristne nasvete pri pisanju diplomske naloge. Zahvaljujem se tudi asist. dr. Juretu Snoju za pomoč, nasvete in konstruktivne debate tekom pisanja diplomskega dela.

Zahvalil bi se tudi ženi, družini in vsem prijateljem za podporo ter motivacijo tekom študija.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE.....	I
IZJAVA O AVTORSTVU	II
BIBLIOGRAFSKA-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT.....	IV
ZAHVALA.....	V
1 UVOD	1
2 PROJEKTIRANJE POTRESNOODPORNIH STAVB PO EVROKODU 8.....	2
2.1 Splošno o standardu.....	2
2.2 Osnovni zahtevi	2
2.3 Tip tal.....	3
2.4 Potresni vpliv	3
2.5 Faktor obnašanja.....	4
2.6 Pravilnost konstrukcije	6
2.6.1 Tlorisna pravilnost	6
2.6.2 Pravilnost po višini.....	6
2.7 Vpliv naključne torzije.....	8
2.8 Določitev mas in masnih vztrajnostnih momentov.....	8
2.8.1 Določitev mas	8
2.8.2 Določitev masnih vztrajnostnih momentov	9
2.9 Sodelujoče širine.....	9
2.9.1 Določanje sodelujoče širine po pravilih Evrokoda 2	10
2.9.2 Določanje sodelujoče širine po pravilih Evrokoda 8	10
2.10 Primarni in sekundarni potresni elementi	11
2.11 Vpliv razpokanosti prerezov	12
2.12 Omejitev pomikov (MSU).....	12
2.13 Vpliv teorije drugega reda	13
3 VPLIV IZBIRE MODELA NA REZULTATE POTRESNE ANALIZE NA PRIMERU 22-ETAŽNE AB STAVBE	14
3.1 Zgodovina in arhitekturni opis.....	14
3.2 Zasnova nosilne konstrukcije.....	16
3.3 Uporabljeni materiali	17
3.3.1 Beton	17
3.3.2 Armaturno jeklo:	18
3.3.3 Konstrukcijsko jeklo	18
3.4 Vplivi na konstrukcijo	18

3.4.1	Lastna in stalna obtežba	18
3.4.2	Koristna obtežba	19
3.4.3	Veter in sneg	20
3.5	Določitev mas in masnih vztrajnostnih momentov	20
3.6	Pravilnost konstrukcije in faktor obnašanja	23
3.6.1	Tlorisna pravilnost	23
3.6.2	Pravilnost po višini	23
3.6.3	Določitev faktorja obnašanja q	24
3.7	Potresna obtežba	25
3.8	Variante modelov	25
3.9	Model 1: Osnovni model z jedrom in gladkimi ploščami na stebrih	26
3.9.1	Opis modela	26
3.9.2	Nihajni časi in efektivne mase	27
3.9.3	Etažne prečne sile	28
3.9.4	Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov	30
3.9.5	Kontrola celotne prečne sile ob vpetju	30
3.9.6	Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije	32
3.9.7	Kontrola pomikov	32
3.9.8	Vpliv teorije drugega reda	33
3.10	Model 2: Model s sodelujočimi širinami plošče	34
3.10.1	Opis modela	34
3.10.2	Določitev sodelujoče širine po pravilih Evrokoda 8	35
3.10.3	Nihajni časi in efektivne mase	35
3.10.4	Etažne prečne sile	37
3.10.5	Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov	38
3.10.6	Kontrola celotne prečne sile	38
3.10.7	Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije	39
3.10.8	Kontrola pomikov	39
3.10.9	Vpliv teorije drugega reda	40
3.11	Model 3: Stebri modelirani kot sekundarni elementi	41
3.11.1	Opis modela	41
3.11.2	Nihajni časi in efektivne mase	42
3.11.3	Etažne prečne sile	43
3.11.4	Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov	45
3.11.5	Kontrola celotne prečne sile	45
3.11.6	Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije	46
3.11.7	Kontrola pomikov	46

3.11.8	Vpliv teorije drugega reda.....	47
3.12	Model 4: samo jedro	48
3.12.1	Opis modela	48
3.13	Rezultati analize.....	49
3.13.1	Nihajni časi in efektivne mase	49
3.13.2	Etažne prečne sile.....	50
3.13.3	Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov.....	51
3.13.4	Kontrola celotne prečne sile.....	51
3.13.5	Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije.....	52
3.13.6	Kontrola pomikov	52
3.13.7	Vpliv teorije drugega reda.....	53
3.14	Model 5: polni nerazpokani prerezi	54
3.14.1	Opis modela	54
3.14.2	Nihajni časi in efektivne mase	55
3.14.3	Etažne prečne sile.....	56
3.14.4	Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov.....	57
3.14.5	Kontrola celotne prečne sile.....	58
3.14.6	Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije.....	58
3.14.7	Kontrola pomikov	59
3.14.8	Vpliv teorije drugega reda.....	60
3.15	Primerjava rezultatov.....	60
3.15.1	Osnovni nihajni časi in projektni pospeški tal	61
3.15.2	Etažne prečne sile prve etaže	62
3.15.3	Etažni pomiki	62
3.15.4	Primerjava obremenitev izbranih konstrukcijskih elementov	63
3.15.5	Povzetek primerjav	65
4	ZAKLJUČEK	67
VIRI	69

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za sisteme pravilne po višini (SIST EN 1998-1, 2005)	5
Preglednica 2: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (SIST EN 1998-1, 2005).....	6
Preglednica 3: Vrednosti φ za račun $\psi_{E,i}$ (SIST EN 1991-1-1, 2002)	9
Preglednica 4: Višine etaž in površine horizontalnih prerezov elementov	21
Preglednica 5: Mase in masni vztrajnostni momenti.....	23
Preglednica 6: Bistvene razlike med modeli	26
Preglednica 7: Nihajni časi, efektivne mase in torzijske efektivne mase, model 1	28
Preglednica 8: Etažne prečne sile za osnovni model 1	29
Preglednica 9: Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov modela 1	30
Preglednica 10: Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije, model 1	32
Preglednica 11: Kontrola pomikov za osnovni model 1	33
Preglednica 12: Koeficient občutljivosti za etažne pomike za osnovni model 1	34
Preglednica 13: Nihajni časi, efektivne mase in torzijske efektivne mase za model 2	36
Preglednica 14: Etažne prečne sile za model 2	37
Preglednica 15: Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov modela 2	38
Preglednica 16: Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije za model 2	39
Preglednica 17: Kontrola pomikov za model 2	40
Preglednica 18: Koeficient občutljivosti za etažne pomike pri modelu 2	41
Preglednica 19: Nihajni časi, efektivne mase in torzijske efektivne mase za model 3	43
Preglednica 20: Etažne prečne sile za model 3	44
Preglednica 21: Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov modela 3	45
Preglednica 22: Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije, model 3	46
Preglednica 23: Kontrola pomikov za model 3	47
Preglednica 24: Koeficient občutljivosti za etažne pomike za model 3	48
Preglednica 25: Nihajni časi, efektivne mase in torzijske efektivne mase za model 4	49
Preglednica 26: Etažne prečne sile, model 4	50
Preglednica 27: Obremenitve v dvigalnem jašku modela 4	51
Preglednica 28: Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije za model 4	52
Preglednica 29: Kontrola pomikov za model 4	53
Preglednica 30: Koeficient občutljivosti za etažne pomike, model 4	54
Preglednica 31: Nihajni časi, efektivne mase in torzijske efektivne mase, model 5	55
Preglednica 32: Etažne prečne sile, model 5	57
Preglednica 33: Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov modela 5	57

Preglednica 34: Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije, model 5	59
Preglednica 35: Kontrola pomikov, model 5	59
Preglednica 36: Koeficient občutljivosti za etažne pomike, model 5	60

KAZALO SLIK

Slika 1: Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal (ARSO, 2001).....	3
Slika 2: Merila za pravilnost po višini (SIST EN 1998-1, 2005).....	8
Slika 3: Parametri sodelujoče širine pasnice (SIST EN 1992-1-1, 2005).....	10
Slika 4: Sodelujoča širina pasnice gred, ki so vpete v stebre (SIST EN 1998-1, 2005).....	11
Slika 5: Hotel Bavarski dvor in blagovnica Josip Verlič (SkyscraperCity, 2016).....	14
Slika 6: Gradbena jama na križišču Slovenske in Tivolske ceste (a) leta 1966 in (b) leta 2016 (SkyscraperCity, 2016).....	14
Slika 7: (a) Območje, kjer bo stala stavba in (b) umestitev objekta v prostor (SkyscraperCity, 2016)	15
Slika 8: (a) Steklена fasada in (b) slika gradbišča (SkyscraperCity, 2016).....	15
Slika 9: Prikaz spremembe tlorisa med drugo in tretjo etažo ter med devetnajsto in dvajseto etažo....	16
Slika 10: Prerez v prečni smeri stavbe, kjer je viden potek poševnih stebrov.....	17
Slika 11: (a) Tloris in težišče 1. etaže ter (b) tloris in težišče 20. etaže.....	22
Slika 12: Projektni spekter pospeškov.....	25
Slika 13: Model 1: osnovni model z jedrom in gladkimi ploščami na stebrih, ki so modelirane s ploskovnimi elementi ter stebri, ki so modelirani z linijskimi elementi.....	27
Slika 14: Prve tri nihajne oblike za osnovni model 1.....	28
Slika 15: Pozicije elementov za obravnavo obremenitev.....	30
Slika 16: Tlorisna pozicija vogalne točke v kateri smo preverjali pomike.....	32
Slika 17: Model 2: model s prečkami ki ponazarjajo sodelujočo širino plošč.....	35
Slika 18: Prve tri nihajne oblike, model 2.....	36
Slika 19: Model 3: model s stebri kot sekundarnimi elementi.....	42
Slika 20: Prve tri nihajne oblike za model 3.....	43
Slika 21: Model 4: samo jedro.....	49
Slika 22: Prve tri nihajne oblike, model 4.....	50
Slika 23: Model 5: model s polnimi, nerazpokanimi prerezi.....	55
Slika 24: Prve tri nihajne oblike, model 5.....	56
Slika 25: Primerjava osnovnih nihajnih časov in pripadajočih projektnih pospeškov v smereh X in Y	61
Slika 26: Primerjava etažnih prečnih sil za vse modele v smereh X in Y.....	62
Slika 27: Primerjava etažnih pomikov.....	63
Slika 28: Notranje sile in momenti v dvigalnem jašku JA1 ob vpetju stavbe.....	64
Slika 29: Notranje sile in momenti v stebrih ob vpetju stavbe.....	65

1 UVOD

Projektiranje armiranobetonskih stavb je sestavljeno iz posameznih faz. Začetno fazo predstavlja izbira modela, ki je temelj za statično in dinamično analizo, dimenzioniranje in izdelavo armaturnih načrtov. Izbira začetnega modela je zelo pomembna, saj vpliva na nadaljnji potek projektiranja. Še posebej se to izkaže pri izbiri modela za potresno analizo, saj Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) določa posebna pravila za potresnoodporno projektiranje glede na tip konstrukcije. V skladu s standardom lahko isti objekt modeliramo na več različnih načinov.

V diplomski nalogi smo se posvetili začetni fazi projekta, ugotovitve ne izražajo nujno stališča mentorja in/ali somentorja. V prvem delu obravnavamo metode izračuna, izhodišča in določitev potresnega vpliva v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Nato izvedemo potresno analizo 22-etažne stavbe, ki ima močno armiranobetonsko jedro, medetažne konstrukcije pa predstavljajo plošče, ki jih podpirajo armiranobetonski stebri. Standard razvršča konstrukcijske sisteme v 6 različnih tipov, ne obravnava pa samih plošč na stebrih, zato je za zagotovitev projektiranja v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005), potrebno konstrukcijski sistem obravnavati kot eden izmed predlaganih tipov konstrukcij. Za konstrukcijo smo se odločili, da jo obravnavamo kot sistem povezanih sten. V glavnem delu naloge smo preučili vpliv negotovosti pri modeliranju objekta. S pomočjo programskega orodja SAP2000 smo izdelali 5 modelov, s katerimi smo preverili vpliv upoštevanja sodelujoče širine plošče, vpliv sekundarnih elementov in vpliv razpokanosti. Na osnovi primerjave globalnih potresnih zahtev ter obremenitev izbranih konstrukcijskih elementov smo v zadnjem delu naloge predstavili rezultate analiz in podali ugotovitve.

2 PROJEKTIRANJE POTRESNOODPORNIH STAVB PO EVROKODU 8

2.1 Splošno o standardu

Osnovni namen potresno odpornega projektiranja stavb je, da v primeru potresa niso ogrožena človeška življenja. Stavba se lahko med potresom poškoduje, ne sme pa se porušiti. Minimalne zahteve, ki so določene v predpisih, omejujejo poškodbe pri šibkejših in varujejo življenje pri močnejših potresih, poleg tega pa zagotavljajo, da konstrukcije, ki so pomembne za civilno zaščito ostanejo po potresu uporabne. S sprejetjem Pravilnika o mehanski odpornosti in stabilnosti kot podzakonskega akta Zakona o graditvi objektov – ZGO-1 (Uradni list RS, št. 110/02, 2002) je Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005), postal obvezen standard za projektiranje in gradnjo stavb in inženirskih objektov na potresnih območjih v Sloveniji. Zanj je pripravljen tudi nacionalni dodatek, v katerem so predpisane nacionalne vrednosti prostih parametrov. V diplomski nalogi je smo uporabili predvsem Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005), in nacionalni dodatek (SIST EN 1998-1, 2005/A101), zato bomo v nadaljevanju opisali njuno vsebino.

2.2 Osnovni zahtevi

Poudariti je potrebno, da maksimalni možni potres ni enak projektnemu potresu. Z ustrežno stopnjo zanesljivosti je potrebno stavbe projektirati in graditi tako, da sta izpolnjeni naslednji zahtevi:

- **zahteva po neporušitvi** (angl. *no collapse requirement*)

Kriterij zahteva, da je konstrukcija projektirana in zgrajena tako, da pri projektni obtežbi, ki je privzeta v Sloveniji za običajne objekte, in je določena na osnovi potresa s povratno dobo 475 let, ne pride do lokalne ali globalne porušitve. Stavba mora obdržati svojo integriteto in preostalo nosilnost za prenašanje vertikalne obtežbe. Za povprečno povratno dobo potresa 475 let velja, da je verjetnost za takšen dogodek v 50 letih, kar je predvidena amortizacijskega doba običajnih objektov, 10 %. Vrednost za verjetnost prekoračitve P_R določene velikosti potresnega vpliva v T_L letih je povezana s povprečno povratno dobo T_R te velikosti potresnega vpliva z naslednjo enačbo (Fajfar in sod., 2009):

$$P_R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{T_L} \quad (2.1)$$

- **zahteva po omejitvi poškodb** (angl. *damage limitation requirement*)

Ta kriterij zahteva, da pri potresu, za katerega obstaja velika verjetnost, da se bo zgodil v življenjski dobi stavbe, ta ostane brez poškodb in z njimi povezanih omejitev uporabe, ki bi povzročile škodo nesorazmerno z jakostjo potresa. Upošteva se potresni vpliv s povratno dobo 95 let in verjetnostjo prekoračitve 10 % v 10 letih, oziroma 41 % v 50 letih (Fajfar in sod., 2009). Evrokod 8 (SIST EN

1998-, :2005) zajame ta kriterij s kontrolo pomikov pri projektih obremenitvah, s katero zagotovimo, da se ne porušijo nekonstrukcijski elementi, ki so pritrjeni na konstrukcijo.

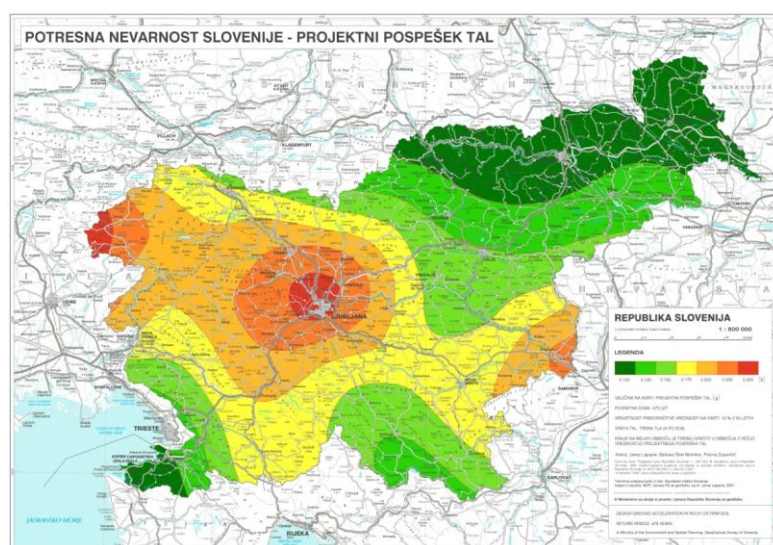
2.3 Tip tal

Potresni vpliv na konstrukcijo je odvisen od lastnosti temeljnih tal, na katerih je konstrukcija grajena. Lokacija objekta in narava temeljnih tal morata biti taki, da ne obstoja nevarnosti porušitve tal, nestabilnosti pobočji in trajnih posebkov zaradi utekočinjenja (likvifikacije) ali zgoščevanja v primeru potresa. Vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive se lahko zajame z uporabo tipov tal (A, B, C, D in E), ki so opisani v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Najboljša tla s stališča potresnega vpliva so tla tipa A, ki predstavljajo skalnata tla. Pri ostalih vrstah projektne potresni vpliv narašča. Parametri S , T_B , T_C , T_D , ki določajo vpliv posameznega tipa tal na frekvenčni sestav gibanja tal, so določeni v nacionalnem dodatku Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005/A101).

Za določanje sestave temeljnih tal je potrebno opraviti geomehane raziskave in pri preverjanju varnosti konstrukcije upoštevati rezultate geomehane izračunov.

2.4 Potresni vpliv

Za ponazoritev potresnega vpliva, se v stavbo vnese ekvivalentna statična obtežba. Določimo jo s pomočjo referenčnega pospeška tal, ki ga najdemo na karti potresne nevarnosti Slovenije, veljavni v času uporabe standarda. Na njej imamo ozemlje Slovenije razdeljeno na več območij glede na potresno nevarnost, ki jo glede na projektno povratno dobo potresa določa referenčna vrednost maksimalnega pospeška tal na tleh tipa A. Karta potresne nevarnosti je prikazana na sliki 1.



Slika 1: Potresna nevarnost Slovenije – projektne pospešek tal (ARSO, 2001)

Referenčni pospešek tal za povratno dobo 475 let velja za stavbe, ki sodijo v kategorijo pomembnosti II, za katere je po definiciji vrednost faktorja pomembnosti enaka 1,0 (SIST EN 1998-1:2005). V to

kategorijo sodi večina stavb, ki se jih projektira v Sloveniji. Za ostale kategorije pa je potrebno referenčni pospešek tal pomnožiti s faktorjem pomembnosti, ki pripada izbrani kategoriji.

Potresno obremenitev določimo na podlagi projektne spektra pospeškov, v katerem je upoštevana redukcija potresnih sil zaradi sposobnosti konstrukcije, da sipa energijo in zaradi dodatne nosilnosti. Redukcija potresnih sil je upoštevana s faktorjem obnašanja q , pri čemer vrednost spektralnega pospeška ne sme biti manjša od $0,2a_g$. Projektni spekter zapišemo z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.4)$$

$$T_D \leq T : \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.5)$$

kjer je T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo, a_g projektni pospešek za tla tipa A, T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika, S faktor tal in β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektne spektru, $\beta = 0,2$ in q faktor obnašanja.

2.5 Faktor obnašanja

Vrednost faktorja obnašanja q je odvisna od duktilnosti konstrukcije in dodatne nosilnosti, ki je definirana kot razmerje med dejansko nosilnostjo in nosilnostjo ki jo zahteva predpis. Kot je zapisano v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005), ga je potrebno določiti za vsako glavno smer stavbe, kot sledi iz enačbe:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (2.6)$$

pri čemer je q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini, k_w pa je faktor, ki upošteva prevladujoči način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami.

Za stavbe, pravilne po višini, so osnovne vrednosti q_0 za različne vrste konstrukcij navedene v preglednici 1, za stavbe, ki niso pravilne po višini, pa se vrednost q_0 zmanjša za 20%.

Preglednica 1: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za sisteme pravilne po višini (SIST EN 1998-1, 2005)

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistemi, mešani sistemi, sistemi povezanih sten (sten z odprtinami)	$3 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3	$4,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2	3
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2

α_u / α_1 je faktor, ki pove razmerje obremenitev, ki privedeta do nastanka plastičnega mehanizma oziroma do plastifikacije v prvem plastičnem členku. Če faktor α_u / α_1 ni izpeljan eksplicitno z računom, se lahko za v tlorisu pravilne stenaste sisteme in mešane sisteme, ekvivalentne stenastemu uporabijo naslednje približne vrednosti za α_u / α_1 :

- stenasti sistemi s samo dvema nepovezanima stenama v vsaki vodoravni smeri: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$
- drugi sistemi z nepovezanimi stenami: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- mešani sistemi, ekvivalenten stenastemu ali sistemu povezanih sten: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$.

Za stavbe, ki niso pravilne v tlorisu in za stavbe, katere vrednost faktorja α_u / α_1 ni izpeljana eksplicitno, se za približno vrednost faktorja α_u / α_1 lahko vzame povprečna vrednost med 1,0 in vrednostjo, ki je navedena zgoraj. Lahko se uporabi vrednosti α_u / α_1 , ki so večje od tistih navedenih, če so dokazane z nelinearno statično analizo, vendar ne več kot 1,5.

Faktor k_w , ki upošteva prevladujoči način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami, se določi po enačbi iz Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005):

$$k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1,0 \quad (2.7)$$

kjer je α_0 prevladujoče razmerje med višino sten in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu. Ne sme se uporabiti k_w manj kot 0,5 za stenaste, stenam ekvivalentne mešane in torzijsko podajne sisteme.

Če razmerja h_{wi} / l_{wi} posameznih sten "i" v konstrukcijskem sistemu niso pomembno različna, se prevladujoče razmerje α_0 določi z enačbo (SIST EN 1998-1, 2005):

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (2.8)$$

kjer je h_{wi} višina stene "i", l_{wi} pa dolžina prereza stene "i".

2.6 Pravilnost konstrukcije

Konstrukcije stavb se razvrščajo na pravilne in nepravilne. Delitev po Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005), vpliva na model konstrukcije, ki je lahko poenostavljen ravninski ali prostorski in metodo analize, ki je lahko poenostavljena s spektrom odziva ali modalna. Vpliva pa tudi na faktor obnašanja, ki ga je potrebno reducirati za konstrukcije, ki so nepravilne po višini. V preglednici 2 so prikazane dovoljene poenostavitve pri izbiri modela in vrste linearne analize glede na pravilnost konstrukcije.

Preglednica 2: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (SIST EN 1998-1, 2005)

Pravilnost		Dovoljena poenostavitev		Faktor obnašanja
Tloris	Višina	Model	Linearno- elastična analiza	(za linearno analizo)
da	da	ravninski	vodoravne sile	referenčni
da	ne	ravninski	modalna	zmanjšan
ne	da	prostorski	vodoravne sile	referenčni
ne	ne	prostorski	modalna	zmanjšan

2.6.1 Tlorisna pravilnost

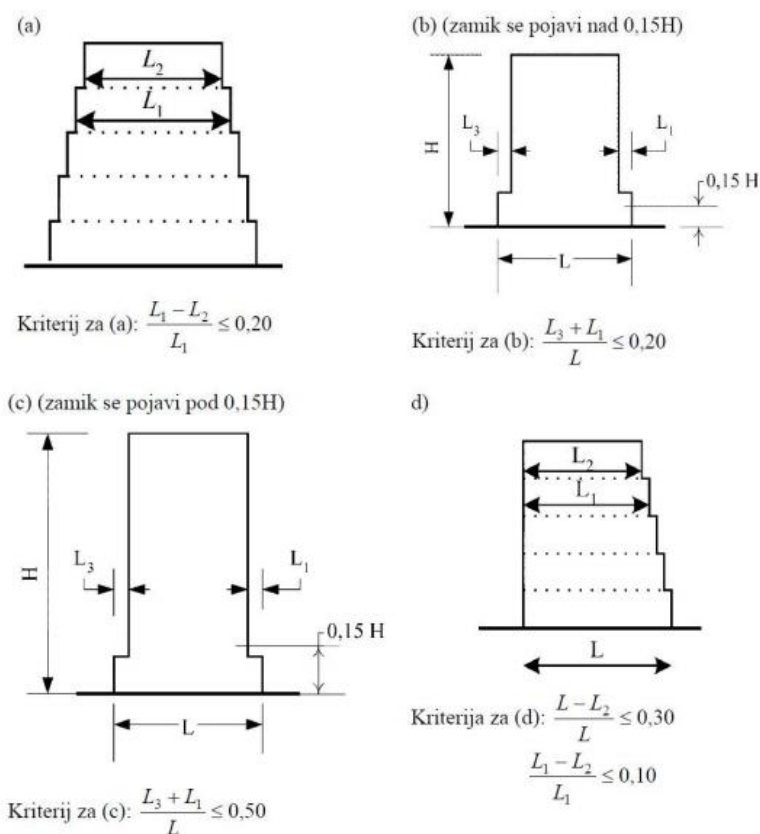
Da stavba zadosti pogoju tlorisne pravilnosti, mora izpolniti vse naslednje pogoje Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005):

- konstrukcija mora imeti v tlorisu približno simetrično porazdeljene togosti in mase glede na dve pravokotni osi;
- obod vsake etaže predstavlja poligonalno konveksno linijo. Če so v tlorisu vdolbine, je še vedno mogoče izpolniti pogoje za pravilnost, če te vdolbine ne vplivajo na togost stropov v vodoravni ravnini in če za nobeno vdolbino površina med obodom etaže in konveksno poligonalno linijo, ki ovija etažo, ni večja od 5% etažne površine;
- togost stropov v svoji ravnini more biti dovolj velika v primerjavi z vodoravno togostjo navpičnih elementov konstrukcije, tako da imajo deformacije stropov majhen vpliv na razporeditev sil med navpične elemente;
- vitkost $\lambda = L_{max} / L_{min}$ tlorisa stavbe ne sme biti večja od 4, kjer sta L_{max} in L_{min} večja in manjša tlorisna dimenzija, merjeni v pravokotnih smereh;

2.6.2 Pravilnost po višini

Stavba, ki je opredeljena kot pravilna po višini, mora zadostiti vsem sledečim pogojem iz Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005):

- če imajo posamezni deli različne višine, morajo vsi sistemi za prenos vodoravne obtežbe, kot so jedra, stene ali okvirji, potekati neprekinjeno od temeljev so vrha stavbe ali do vrha posameznega dela stavbe;
- tako togost kot masa v vodoravni smeri morata biti konstantni v vseh etažah ali se brez nenadnih sprememb postopoma zmanjševati od temeljev proti vrhu;
- pri okvirnih stavbah se razmerje dejanske nosilnosti etaže proti računski nosilnosti ne spreminja v različnem razmerju po posameznih etažah;
- kadar imajo posamezni deli stavbe različne višine, veljajo naslednji pogoji:
 - o kadar se oblika spreminja po višini postopoma in je ohranjena simetrija glede na navpično os, se tlorisne dimenzije ne smejo zmanjšati za več kot 20% glede na prejšnjo etažo (slika 2a in 2b);
 - o če je zmanjšanje tlorisne dimenzije v spodnjih 15% celotne višine glavnega konstrukcijskega sistema samo eno, to zmanjšanje tlorisne dimenzije ne sme biti večje od 50% dimenzije spodnje etaže (slika 2c). Spodnji del ožjega dela konstrukcije mora biti projektiran tako, da prenese 75% vodoravne prečne sile, ki bi se pojavile v tem delu v podobni stavbi brez razširitve spodnjega dela;
 - o kadar se osna simetrije ne ohranja, vsota zamikov vseh etaž ne sme presegati 30% tlorisne dimenzije v etaži nad temelji ali togo kletjo, medtem ko posamezni zamiki ne smejo biti večji od 10 % tlorisne dimenzije v predhodni etaži (slika 2d).



Slika 2: Merila za pravilnost po višini (SIST EN 1998-1, 2005)

2.7 Vpliv naključne torzije

Zaradi prostorskega spreminjanja potresnega vpliva in verjetnosti da je projektna razporeditev mas in togosti drugačna od dejanske, je v skladu s standardom obvezno upoštevanje slučajne ekscentričnosti. Masno središče je potrebno v vsaki etaži premakniti iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost po enačbah 2.9, ki je zapisana v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005):

$$e_{ai} = 0,05 \cdot L_i \quad (2.9)$$

kjer je e_i naključna ekscentričnost mase v etaži i glede na nazivni položaj in L_i tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.

2.8 Določitev mas in masnih vztrajnostnih momentov

2.8.1 Določitev mas

Projektno potresno obtežbo smo določili z upoštevanjem mas, ki so povezane z vsemi težnostnimi silami. Določili smo jih z naslednjo kombinacijo:

$$G_{k,j}^{''+''} \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.10)$$

kjer je $G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalne obtežbe, $Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremenljive obtežbe in $\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i .

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (2.11)$$

Koeficienti za kombinacijo $\psi_{E,i}$ upoštevajo verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ med potresom ni prisotna po celi konstrukciji. Ti koeficienti lahko upoštevajo tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju konstrukcije zaradi podajne povezave med njimi. Vrednosti φ so podane v preglednici 3.

Preglednica 3: Vrednosti φ za račun $\psi_{E,i}$ (SIST EN 1991-1-1, 2002)

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
Kategorije A-C	Vrhinja etaža	1,0
	Zasedbe nekaterih etaž je povezana	0,8
	Etaže so zasedene neodvisno	0,5
Kategorije D-F in arhivi		1,0

Iz navedenega sledi, da se za poslovne in stanovanjske stavbe pri računu mas (razen na strehi) poleg celotne lastne in stalne obtežbe upošteva še masa, ki ustreza 15% spremenljive obtežbe.

2.8.2 Določitev masnih vztrajnostnih momentov

Masne vztrajnostne momente m_{ei} določimo s pomočjo enačbe (Fajfar, 1984):

$$m_{ei} = m_i \cdot r^2 \quad (2.12)$$

pri čemer je m_i masa v obravnavani etaži, vztrajnostni polmer r pa se določi po enačbi:

$$r = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A}}, \quad (2.13)$$

kjer je I_x vztrajnostni moment etaže okoli x osi, I_y vztrajnostni moment etaže okoli y osi in A površina obravnavane etaže.

2.9 Sodelujoče širine

Ker Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) podaja zahteve, ki jih je poleg ostalih Evrokodov potrebno upoštevati na potresno ogroženih območjih, je potrebno sodelujočo širino določiti po pravilih Evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004), poleg tega pa upoštevati še pravila za določitev sodelujoče širine iz Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005).

2.9.1 Določanje sodelujoče širine po pravilih Evrokoda 2

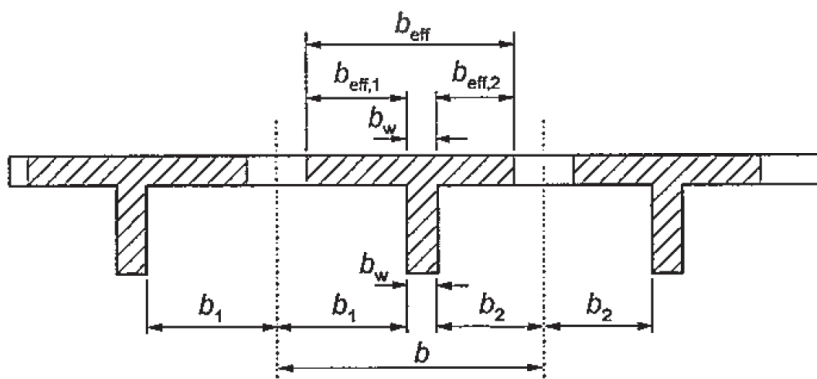
Definicija sodelujoče širine pasnice iz Evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004) pri potresni analizi konstrukcij ne pride v poštev, saj je potek momentov drugačen, kot potek momentov zaradi vpliva lastne in stalne obtežbe. Zato običajno za razdaljo med ničelnimi točkami momentne linije upoštevamo polovično dolžino grede (Dolšek, Žižmond, 2014).

Sodelujoča širina pasnice b_{eff} se določi s pomočjo naslednjih izrazov in slike 4:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (2.14)$$

kjer je:

$$b_{eff,i} = \begin{cases} 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \\ b_{eff,i} \leq b_i \end{cases} \quad (2.15)$$



Slika 3: Parametri sodelujoče širine pasnice (SIST EN 1992-1-1, 2005)

Če ni zahtevana velika natančnost, se lahko po celotni dolžini izbere vrednost sodelujoče širine v polju.

2.9.2 Določanje sodelujoče širine po pravilih Evrokoda 8

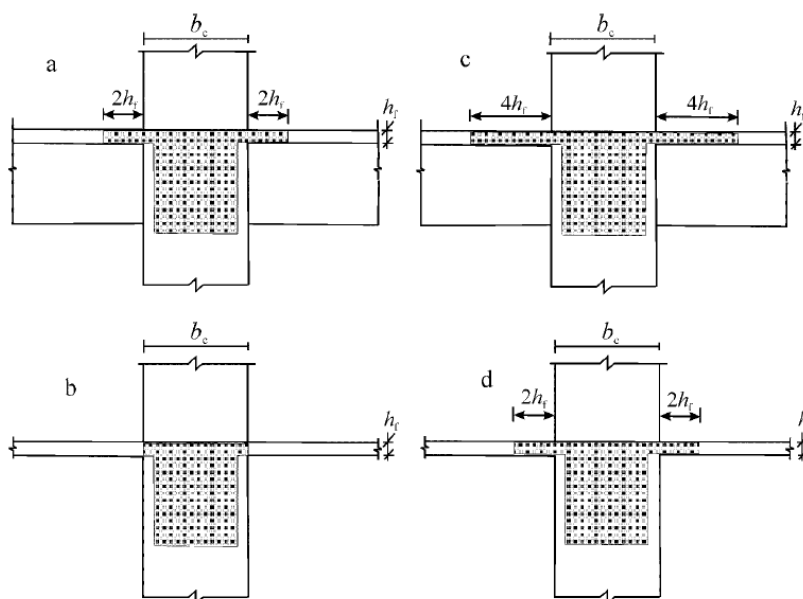
Po določilih Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005) se sodelujoča širina pasnice b_{eff} pri primarnih potresnih gredah ob zunanjih stebrih določi na naslednji način:

- če je v prečni smeri greda, se sodelujoča širina stebra na vsaki strani poveča za $2h_f$ (slika 5a).
- če v prečni smeri ni grede, je sodelujoča širina stebra enaka širini stebra b_c (slika 5b).

Za grede ob notranjih stebrih, pa se sodelujoča širina pasnice določi tako:

- če je v prečni smeri greda, se sodelujoča širina stebra na vsaki strani poveča za $4h_f$ (slika 5c).

- če v prečni smeri ni grede, pa se sodelujoča širina stebra na vsaki strani poveča za $2h_f$ (slika 4d).



Slika 4: Sodelujoča širina pasnice gred, ki so vpete v stebre (SIST EN 1998-1, 2005)

2.10 Primarni in sekundarni potresni elementi

Delitve na sekundarne in primerne potresne elemente prejšnji standardi niso poznali in je v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005) novost. Stebri ali nosilci se lahko označijo kot sekundarni potresni elementi, ki niso del nosilnega sistema stavbe, ki prenaša potresne akcije. Nosilnost in togost teh elementov se pri potresni analizi zanemari. Pri dimenzioniranju nam to prinese določene olajšave, saj ni potrebno da izpolnjujejo vse zahteve v poglavjih 5 do 9 Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Vseeno pa morajo biti elementi in njihovi spoji projektirani tako, da lahko prenašajo težnostne sile pri pomikih, ki so posledica najneugodnejšega potresnega vpliva. Sekundarni elementi morajo biti projektirani z upoštevanjem teorije drugega reda.

Vse elemente nosilne konstrukcije, ki jih ne označimo kot sekundarne potresne elemente, moramo upoštevati kot primarne potresne elemente. Predstavljajo del konstrukcije, ki prenaša vodoravno obtežbo. Projektirati in konstruirati jih moramo v skladu z vsemi pravili Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005).

Vseh elementov ni mogoče modelirati kot da so sekundarni potresni elementi, saj je v standardu podana omejitev, da togost vseh sekundarnih potresnih elementov ne sme presegati 15 odstotkov togosti vseh primarnih potresnih elementov. Poleg tega pa se z izbiro sekundarnih potresnih elementov ne sme spremeniti konstrukcije iz nepravilne v pravilno.

2.11 Vpliv razpokanosti prerezov

Po potresu, ko se konstrukcija že poškoduje, je togost razpokanih elementov bistveno manjša kot v začetnem, nerazpokanem stanju. Pri tem ostane modul elastičnosti enak. Zato lahko redukcijo togosti upoštevamo z redukcijo vztrajnostnega momenta in površine strižnega prereza (Čaušević in sod., 2011). Takšno je tudi določilo EC8, ki pravi, da se pri betonskih, sovprežnih, in zidanih stavbah pri določanju togosti nosilnih elementov upošteva vpliv razpokanosti prerezov. Takšna togost mora ustrezati pričetku tečenja armature. Za praktično uporabo je takšna zahteva nepraktična, ker v fazi potresne analize običajno še ne poznamo armature v nosilnih elementih. Zato standard dopušča, da se lahko za elastično, upogibno in strižno togost elementov vzame polovična vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov.

2.12 Omejitev pomikov (MSU)

Standard omejuje kontrolo omejitev poškodb na kontrolo pomikov pri projektnih obremenitvah zaradi potresa, ki ima večjo verjetnost nastopa od tistega iz zahteve po zadostni nosilnosti. Mejnemu stanju uporabnosti zadostimo, če so etažni pomiki manjši od dovoljenih. Zavedati se moramo, da z elastično analizo ki upošteva redukcijo potresnih sil, ne dobimo dejanskih pomikov. Etažne pomike d_r zaradi potresnega vpliva določimo z naslednjo enačbo:

$$d_r = q_d \cdot d_{re} \quad (2.16)$$

kjer je q_d faktor obnašanja za pomike, d_{re} pa etažni pomik pri potresni kombinaciji obtežbe. Etažne pomike zaradi potresnega vpliva je potrebno zmanjšati za redukcijski faktor v , ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, saj je za mejno stanje uporabnosti predviden potres s povratno dobo 95 let, medtem ko je za mejno stanje nosilnosti predviden potres s povratno dobo 475 let. Podan v nacionalnem dodatku Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005/A101). Kontrolo etažnih pomikov izvedemo po enačbi (SIST EN 1998-1, 2005):

$$v \cdot d_r \leq \alpha \cdot h \quad (2.17)$$

kjer je h višina etaže in α faktor, ki je odvisen od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov:

- $\alpha = 0,005$ za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov
- $\alpha = 0,0075$ za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi
- $\alpha = 0,010$ za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo.

2.13 Vpliv teorije drugega reda

Če analizo izvedemo brez upoštevanja vplivov teorije drugega reda, moramo dokazati, da je takšna predpostavka dovoljena. Za vsako etažo in vsako komponento pomika je potrebno z naslednjo enačbo določiti koeficient občutljivosti za etažne pomike θ :

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \quad (2.18)$$

kjer je P_{tot} celotna osna sila v obravnavani etaži, ki je upoštevana pri potresnem projektnejem stanju, določiti jo je potrebno iz mas nad obravnavano etažo. V_{tot} je celotna prečna sila v etaži zaradi potresa, h je višina etaže in d_r etažni pomik v centru mas. Če je vrednost θ v vseh etažah manjša od 0,1, teorije drugega reda ni potrebno upoštevati. Če je θ med 0,1 in 0,2, je dovoljeno približno upoštevanje vpliva teorije drugega reda tako, da se ustrezne učinke potresnega vpliva poveča s faktorjem, ki je enak $1/(1-\theta)$. Če je vrednost koeficienta θ večja od 0,2, je potrebno upoštevati vpliv teorije drugega reda ($P-\Delta$ efekt), v nobenem primeru pa ne sme biti večja od 0,3.

3 VPLIV IZBIRE MODELA NA REZULTATE POTRESNE ANALIZE NA PRIMERU 22-ETAŽNE AB STAVBE

3.1 Zgodovina in arhitekturni opis

Novo stavbo (S1) bodo zgradili na križišču Slovenske in Tivolske ceste v Ljubljani, na parceli, kjer sta nekoč stala hotel Bavarski dvor in blagovnica Josip Verlič. Zanimivo je da bodo na mestu, kjer je nekoč že stal hotel, ponovno zgradili hotel.



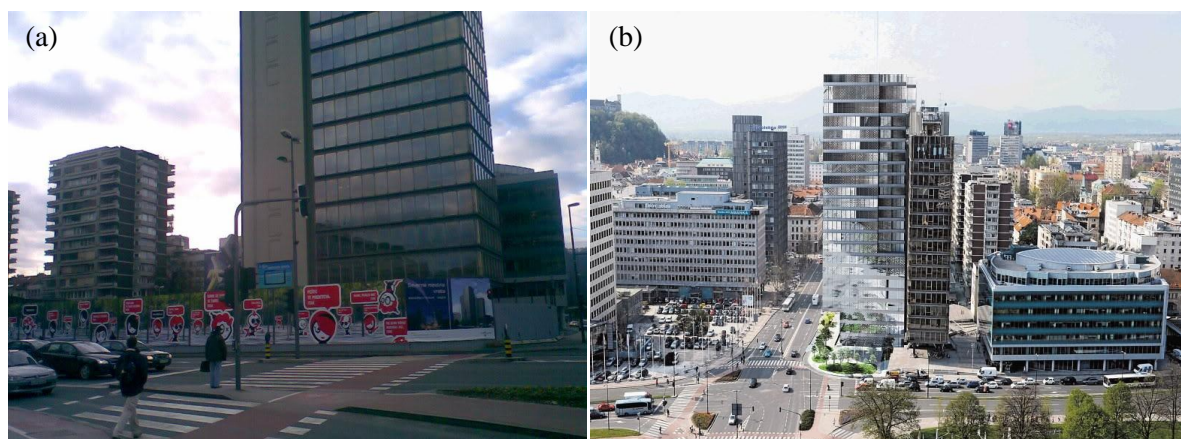
Slika 5: Hotel Bavarski dvor in blagovnica Josip Verlič (SkyscraperCity, 2016)

Že leta 1966 so začeli kopati gradbeno jama, katere del je leta 1980 zapolnila stolpnica S2. Stolpnica S2 naj bi se v zadnjem času večkrat tresla, kar je pritegnilo tudi medijsko pozornost. Nekateri so vzrok temu pripisovali gradbeni jami, ki leži tik ob objektu, drugi pa so mnenja da je vzrok v zasnovi konstrukcije. Dejstvo pa je, da je gradbena jama dolgo časa kazila podobo Ljubljane, sedaj pa se začenja z gradnjo obravnavanega objekta (slika 6).



Slika 6: Gradbena jama na križišču Slovenske in Tivolske ceste (a) leta 1966 in (b) leta 2016
(SkyscraperCity, 2016)

Kmalu bo tudi znano, ali je bila gradbena jama res vzrok za tresenje obstoječe stopnice. Obstoječa stolpnica je namreč 'nedokončana', saj bi morala na drugi strani armiranobetonskega jedra po prvotni zamisli arhitekta imeti še eno jekleno konstrukcijo. Kot si je zamislil arhitekt, naj bi jedro preko skupnega atrija v kletni etaži povezovalo jekleni vertikalni, oblečeni v liti aluminij in steklo. Nova stavba bo stala tik ob obstoječi stavbi S2 in dopolnjevala njeno vizualno podobo. Na sliki 7b opazimo, da bo obravnavana stavba zgrajena tako blizu obstoječe stolpnice, da bo od daleč videti kot da se dotikata, razdalje med njima pa bo dobra dva metra. Na sliki 7a je prikazano območje, kjer bo stala nova stavba.



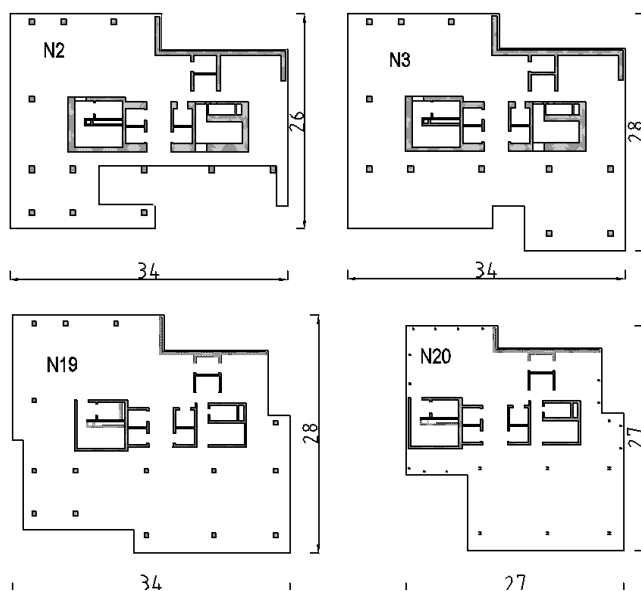
Slika 7: (a) Območje, kjer bo stala stavba in (b) umestitev objekta v prostor (SkyscraperCity, 2016)

V objektu, ki bo obsegal štiri kletne etaže, pritličje in 21 nadstropij, bo hotel. V osemnajstem nadstropju se bo nahajal wellness center, v dvajsetem nadstropju restavracija, ostale etaže pa bodo namenjene hotelskim sobam. Zadnje nadstropje predstavlja tehnična etaža. Stavbo bo obdajala steklena fasada (slika 8a). Imela bo več previsnih delov, glavni in največji pa je na prehodu iz drugega v tretje nadstropje. Višina objekta je 81 m. Etažne višine so v spodnjih dveh in zgornjih štirih etažah 4,2 m, v ostalih etažah pa 3,2 m. Na sliki gradbišča (slika 8b) je viden spodnji del nosilne konstrukcije, ki je bila zgrajena v času izdelave te diplomske naloge.



Slika 8: (a) Steklена fasada in (b) gradbišče dne 30.7.2016 (SkyscraperCity, 2016)

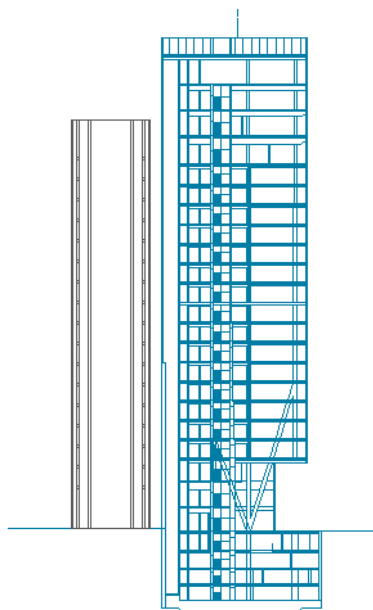
Tlorisne dimenzije celotnega objekta znašajo 34 m x 25 m. Oblika tlorisa in tlorisne dimenzije se z višino občasno spremenijo. Največji skok dimenzije je med drugim (N2) in tretjim (N3) nadstropjem, ter med devetnajstim (N19) in dvajsetim (N20) nadstropjem (slika 9). Tlorisne dimenzije zgornjih dveh etaž znašajo le 26 m x 25 m.



Slika 9: Prikaz spremembe tlorisa med drugo in tretjo etažo ter med devetnajsto in dvajseto etažo

3.2 Zasnova nosilne konstrukcije

Nosilna konstrukcija je monolitna armiranobetonska. Stebri so predvideni po obodu stavbe in večinoma prenašajo vertikalno obtežbo, medtem ko glavnino vodoravnih sil (npr. tistih ki se pojavijo zaradi delovanja potresa ali vetra) prenaša razmeroma togo betonsko jedro, ki se nahaja na sredini tlorisa. Predvideni so armiranobetonski in jekleni stebri, ki segajo od temeljev do vrha konstrukcije. Zaradi arhitekturnih zahtev so nekateri stebri poševni, kar je mogoče opaziti na sliki 10. Poševni stebri potekajo od pritličja do šestega nadstropja. Od pritličja do vključno tretjega nadstropja se pojavljajo stebri dimenzij 65/80 cm in 65/65 cm, od četrtega do 10 nadstropja imajo vsi stebri dimenzije 65/65 cm. Od enajstega do vključno devetnajstega pa so dimenzije stebrov 50/50 cm. Opazimo lahko, da se dimenzije stebrov z višino zmanjšujejo. V zgornjih dveh etažah so stebri jekleni, njihov prečni prerez je pri nekaterih škatlast, pri drugih pa H oblike.



Slika 10: Prerez v prečni smeri stavbe, kjer je viden potek poševnih stebrov

Stene armiranobetonskih jeder zagotavljajo stabilnost objekta med potresi, zato segajo od temeljev do vrha objekta. Opisno je težko predstaviti njihove dimenzije, saj je v vsaki etaži kombinacija različnih debelin sten jeder. V pritličju so nekatere stene debele tudi 1 m, v zgornjih etažah pa le 0,2 m. Njihova debelina se postopoma zmanjšuje z višino objekta, kar lahko opazimo tudi na sliki 9, na kateri je vidno da so jedra in stebri v nižjih dveh etažah (N2 in (N3) debelejša, v zgornjih dveh etažah (N19) in (N20) pa že konkretno tanjša. Takšna zasnova je pri tako visokih objektih smotrna, saj se porabi manj materiala za izvedbo, poleg tega pa se zniža masa zgornjih etaž. Na omenjeni sliki je moč opaziti več stebrov v zgornjih etažah, kot v spodnjih. To je posledica poševnih stebrov, ki so do tretje etaže združeni v en steber, višje pa se razcepijo v nekaterih primerih v dva, v drugih pa v tri stebre. Stavba je temeljena na temeljni plošči, ki je v obeh smereh ojačana s pomočjo temeljnih nosilcev. Plošča je spremenljive debeline, in sicer je debelejša na delu pod AB jedri in stebri. Tam njena debelina znaša do 2 m, drugod pa 0,8 m.

Modelirali smo le del stavbe, ki stoji nad togo kletjo. V kletnih prostorih se poleg jeder in stebrov iz zgornjih nadstropji, nahajajo tudi stene, ki potekajo po celotnem obodu kleti, zaradi česar je togost kletnih prostorov bistveno večja od togosti konstrukcije nad terenom.

3.3 Uporabljeni materiali

3.3.1 Beton

Za vse betonske elemente, jedra, stebre in plošče je uporabljen beton trdnostnega razreda C60/75, ki ima sledeče karakteristike:

- specifična teža armiranega betona $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- karakteristična tlačna trdnost $f_{ck} = 6,0 \text{ kN/cm}^2$
- modul elastičnosti $E_{cm} = 3900 \text{ kN/cm}^2$
- srednja vrednost natezne trdnosti $f_{ctm} = 0,44 \text{ kN/cm}^2$

3.3.2 Armaturno jeklo:

Uporabljena je bila rebrasta armatura B500, ki ima sledeče lastnosti:

- karakteristična meja plastičnosti (B500): $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
- karakteristična natezna trdnost (B500): $f_{tk} = 65 \text{ kN/cm}^2$

3.3.3 Konstrukcijsko jeklo

Kvaliteta konstrukcijskega jekla, ki se pojavi v zgornjih dveh etažah je S235:

- nominalna vrednost napetosti tečenja: $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$
- natezna trdnost: $f_u = 36,0 \text{ kN/cm}^2$
- specifična teža jekla: $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$

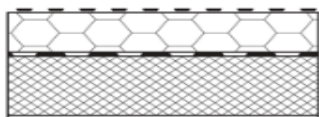
3.4 Vplivi na konstrukcijo

Potresni vpliv je zelo negotov. Dodatno negotovost predstavlja tudi neelastično obnašanje konstrukcije pri cikličnih obtežbah. Potresna obtežba je izrazito dinamična obtežba, kar poveča zahtevnost opisa gibanja konstrukcije in časovnega spreminjanja notranjih količin. Zaradi velike zahtevnosti dinamičnih analiz, običajno potresno obtežbo pretvorimo v ekvivalentno statično obtežbo, pri čemer je potrebno uvesti nekatere predpostavke, s čimer poenostavimo problem do te mere, da obvladljiv v vsakdanji inženirski praksi.

3.4.1 Lastna in stalna obtežba

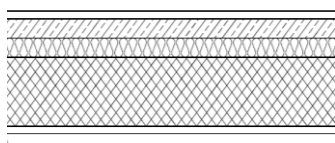
V nadaljevanju, so predstavljeni lastni in stalni vplivi, ki so bili upoštevani pri izdelavi modela konstrukcije. Upoštevali smo lastno težo plošč, jeder, stebrov, stopniščnih ram, fasade in predelnih sten.

Strešna plošča:



keramika 2 cm	$0,02 \cdot 22 = 0,22 \text{ kN/m}^2$
toplotna izolacija 20 cm	$0,20 \cdot 0,2 = 0,04 \text{ kN/m}^2$
AB plošča 36 cm	$0,36 \cdot 25 = 9,00 \text{ kN/m}^2$
mavčne plošče 1,25 cm	$0,012 \cdot 18 = 0,225 \text{ kN/m}^2$
SKUPAJ:	$g = 9,48 \text{ kN/m}^2$

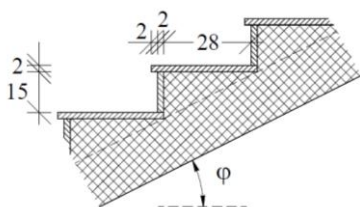
Medetažna plošča:



keramika 2 cm	$0,02 \cdot 28 = 0,56 \text{ kN/m}^2$
estrih 5 cm	$0,05 \cdot 24 = 1,2 \text{ kN/m}^2$
zvočna izolacija 5 cm	$0,05 \cdot 0,2 = 0,01 \text{ kN/m}^2$
AB plošča 24 cm	$0,24 \cdot 25 = 6,00 \text{ kN/m}^2$
mavčne plošče 1,25 cm	$0,012 \cdot 18 = 0,225 \text{ kN/m}^2$
SKUPAJ:	$g = 7,99 \text{ kN/m}^2$

Stopniščna rama

Širina stopnic je 30 cm, višina 17 cm. Spodnji del stopnic je 15 cm debela AB plošča. Stopnice so obložene z naravnim kamnom, s spodnje strani pa so ometane.



naravni kamen 2 cm	$0,49 \cdot 0,02 \cdot 28 \cdot 1/0,3 = 0,91 \text{ kN/m}^2$
stopnice 30 x 17 cm	$(0,3 \cdot 0,17)/2 \cdot 25 \cdot 1/0,3 = 2,13 \text{ kN/m}^2$
AB plošča 15 cm	$0,15 \cdot 25 \cdot 1/(\cos 30^\circ) = 4,33 \text{ kN/m}^2$
omet 2 cm	$0,02 \cdot 18 \cdot 1/(\cos 30^\circ) = 0,40 \text{ kN/m}^2$
SKUPAJ	$g = 7,77 \text{ kN/m}^2$
TLORISNO:	

Fasada

Fasada je steklena, njena lastna teža znaša $g = 0,6 \text{ kN/m}^2$.

Predelne stene

Ker ne poznamo točne količine in razporeditve predelnih sten, smo njihovo stalno obtežbo predpostavili, kot da je razporejena po celotnem tlorisu $g = 0,5 \text{ kN/m}$.

3.4.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba je odvisna od tega, za kaj se bodo prostori uporabljali. Spreminja se lahko tako njena velikost, kot območje na katerem deluje, kljub temu pa jo v skladu s standardom modeliramo kot statični vpliv, ki je porazdeljen po vsej površini prostora.

Koristna obtežba strehe

Ker se na strehi nahaja nekaj tehnične opreme stavbe in je dostopna preko stopnišča ter gasilskega dvigalnega jaška, smo upoštevali da spada v kategorijo H (strehe dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila. Koristna obtežba takšnih streh znaša $q = 0,4 \text{ kN/m}^2$

Koristna obtežba 18. in 20. nadstropja

V 18. nadstropju se nahaja wellness, v 20. pa restavracija, to so torej površine, kjer se zbirajo ljudje in površine z mizami v restavracijah. Ti prostori sodijo v kategorijo C1, za katere je v standardu v(SIST EN 1991-1-1.2004) določena koristna obtežba k , ki znaša $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

Koristna obtežba ostalih nadstropij

Ostala nadstropja so spalnice v hotelih, ki sodijo v kategorijo prostorov A, za katere je predpisana koristna obtežba $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

Stopnice

Na stopniščih smo prav tako vzeli koristno obtežbo $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

3.4.3 Veter in sneg

Pri potresni analizi stavbe se obtežba vetra ne upošteva. Standard sicer nalaga, da je potrebno pri nadmorskih višinah nad 1000 m upoštevati obtežbo snega na strehah s kombinacijskim faktorjem $\psi_2 = 0,2$. Naša stavba bo stala v Ljubljani, na nadmorski višini 300 m, zato nam obtežbe snega ni potrebno upoštevati v potresni analizi. Ta odločitev je smiselna, saj je na predvideni lokaciji zelo malo dni, ko se na stavbah zadržuje sneg. Verjetnost da bi se potres pojavil ravno takrat, ko je na strehi veliko snega, je torej zelo majhna.

3.5 Določitev mas in masnih vztrajnostnih momentov

Za določitev mas, smo najprej poročali površine etaž, stopnišč in prerezov, posameznih vertikalnih nosilnih elementov za vsako etažo. Za določitev mase fasade smo izmerili obseg posameznih etaž. Iz preglednice 4 se lepo vidi, kako površina prerezov sten in stebrov z višino postopoma pada. Stebri v zgornjih dveh etažah so jekleni, to pojasni njihov majhen prerez.

Izračunali smo tudi delež površine prereza sten proti površini tlorisa. Delež sten se giblje od 12 % v pritličju do 4 % v gornjih etažah. Delež je velik, kar je zelo ugodno. Stene imajo veliko togost in nosilnost, zato praviloma dobro prenašajo horizontalno obtežbo. Stavbe z velikim razmerjem sten proti tlorisu imajo navadno velike rezerve v nosilnosti, tudi če so stene armirane z minimalno armaturo (Fajfar in sod., 2009).

Preglednica 4: Višine etaž in površine horizontalnih prerezov elementov

Etaža	Višina etaže (m)	Bruto tlorisna površina etaže (m ²)	Površina prereza sten (m ²)	Površina prereza stebrov (m ²)	Tlorisna površina stopnic (m ²)	Neto tlorisna površina etaže (m ²)	Obseg etaže za fasado (m)	Delež sten (%)
22	0,0	562	0	0,0	0	562	0	0
21	4,3	562	29	0,2	23	510	105	4
20	4,3	780	29	0,2	23	727	105	4
19	4,3	780	30	3,8	23	724	121	4
18	4,3	780	30	3,8	23	723	121	4
17	3,2	780	30	3,8	23	723	121	4
16	3,2	780	30	3,8	23	723	121	4
15	3,2	780	36	3,8	23	717	121	5
14	3,2	780	36	3,8	23	717	121	5
13	3,2	780	36	3,8	23	717	121	5
12	3,2	780	36	3,8	23	717	121	5
11	3,2	780	36	3,8	23	717	121	5
10	3,2	754	41	6,3	23	684	121	5
9	3,2	754	41	6,3	23	684	121	5
8	3,2	782	41	6,3	23	712	120	5
7	3,2	782	50	6,3	23	703	120	6
6	3,2	779	50	7,1	23	699	120	6
5	3,2	791	59	8,0	23	701	127	7
4	3,2	791	59	9,7	23	700	127	7
3	3,2	791	60	9,7	23	698	127	8
2	3,6	625	65	10,1	23	527	117	10
1	4,2	578	67	8,8	23	480	118	12
0	4,2	637	68	8,5	23	537	113	11

Z računalniškim programom SAP2000 lahko maso podamo na različne načine. Lahko prepustimo programu, da jo določi iz obtežnih primerov ali pa jo izračunamo in podamo sami. Izbrali smo drugo možnost, s čimer smo zagotovili, da bo v vseh modelih podana na enak način, in različno podajanje mase ne bo vplivalo na rezultate. Na podlagi ploskovnih obtežb in površine etaž smo določili maso iz tega naslova v vsaki etaži. Dodali smo tudi maso vertikalnih elementov in fasade in sicer tako, da smo upoštevali polovico njihove mase iz etaže pod obravnavano in polovico mase iz etaže nad obravnavano etažo. Masne vztrajnostne momente smo izračunali ob predpostavki enakomerno zvezno porazdeljene mase po tlorisu in smo jih skupaj z masami v vseh modelih podali v središču etaže. Za izračun središča etaže nismo upoštevali stebrov in sten. Za masne vztrajnostne momente smo preverili, kakšen je vpliv prispevka stebrov in sten, za prvo etažo, s čimer smo preverili ali je upravičeno uporabiti predpostavko, da je celotna masa zvezno porazdeljena po tlorisu. Upoštevali smo ploščo in stebre ter stene po obodu. Stebre in stene smo upošteva tako, da se njihovo maso m_i pomnoži s

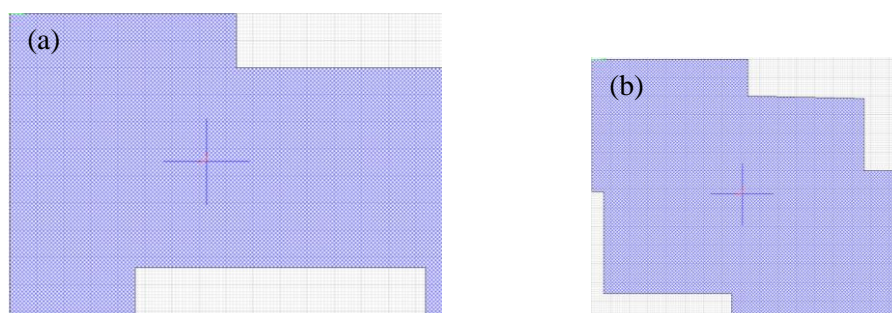
kvadratom tlorisne razdalje od njihovega masnega težišča do masnega težišča etaže r_i^2 , in vpliv prišteli masnemu vztrajnostnemu momentu plošče, na sledeči način:

$$m_{ei} = m_{plošče} \cdot r_{plošče}^2 + \sum m_i \cdot r_i^2 = 1264 t \cdot 118 m^2 + 4 t \cdot (289 + 196 + 100 + 196) m^2 + 5 t \cdot (289 + 256 + 169 + 169 + 81 + 64 + 164 + 130 + 324 + 289 + 289) m^2 + 11 t \cdot 64 m^2 + 36 t \cdot 123 m^2 + 7 t \cdot 289 m^2 = 170551 t \cdot m^2 \quad (3.1)$$

$$r_{plošče}^2 = \frac{I_x + I_y}{A} = \frac{17830 m^4 + 50383 m^4}{578 m^2} = 118 m^2 \quad (3.2)$$

Masni vztrajnostni moment prve etaže, kjer smo vpliv stebrov in obodnih sten upoštevali točneje, je za faktor 1,04 večji od masnega vztrajnostnega momenta, ki smo ga izračunali ob predpostavki enakomerno zvezno porazdeljene mase po tlorisu in je zapisan v preglednici 5. Vpliv prispevka sten in stebrov je torej zanemarljiv in upravičeno je uporabiti poenostavitve, ki nam jo prinese upoštevanje zvezno porazdeljene mase po tlorisu.

Tlorisi so razgibani in različni po etažah, zato bi bilo ročno računanje središč etaž zamudno. Za določitev središč smo uporabili funkcijo Section Designer, ki jo ponuja program SAP2000. Tloris etaže se z višino spremeni kar osemkrat, zato je bilo potrebno narediti 8 modelov. Na sliki 11 je prikazano središče etaže, določeno s programom SAP2000, ki nam omogoča tudi izpis njegovih koordinat. Razgibanost pozicije težišč posamezne etaže je posledica različnih tlorisov.



Slika 11: (a) Tloris in težišče 1. etaže ter (b) tloris in težišče 20. etaže

S tem smo poenostavili računski model, saj nas zanima le potresni vpliv na jedra in stebre, ne pa obremenitev plošč. Prednost takšne vpeljave mas v model je tudi skrajšan čas računa, saj vsaka dodana masa predstavlja dodatne nihajne oblike. Skupaj ima torej naša stavba 66 nihajnih oblik (22 mas oz. število etaž · 3 prostostne stopnje). Poleg tega pa pri modelih, ki jih nismo modelirali s ploščo, ne bi mogli podati mase iz porazdeljene obtežbe, kar bi privedlo do razlik v vhodnih podatkih, ki bi lahko vplivale na rezultate analize. Pri določanju projektne potresne obtežbe smo upoštevali mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v kombinaciji vplivov po izrazih (2.10) in (2.11). V preglednici 5 so prikazane mase in masni vztrajnostni momenti posameznih etaž, ki jih je potrebno upoštevati pri potresni analizi.

Preglednica 5: Mase in masni vztrajnostni momenti

Etaža	T_x (m)	T_y (m)	Površina etaže (m ²)	g (kN/m ²)	q (kN/m ²)	ϕ	$\psi_{2,i}$	m_i (t)	m_{ei} (t·m ²)
22	13,3	13,3	562	13	0	1	0	738	73674
21	13,3	13,3	562	14	2	0,5	0,3	832	83009
20	16,2	14,5	780	13	3	0,5	0,6	1130	157091
19	16,2	14,5	780	14	2	0,5	0,3	1106	153699
18	16,2	14,5	780	13	3	0,5	0,6	1092	151721
17	16,2	14,5	780	12	2	0,5	0,3	997	138563
16	16,2	14,5	780	13	2	0,5	0,3	1023	142167
15	16,2	14,5	780	13	2	0,5	0,3	1043	145020
14	16,2	14,5	780	13	2	0,5	0,3	1043	145020
13	16,2	14,5	780	13	2	0,5	0,3	1043	145020
12	16,2	14,5	780	13	2	0,5	0,3	1043	145020
11	16,2	14,5	780	13	2	0,5	0,3	1092	151845
10	15,9	14,2	754	14	2	0,5	0,3	1091	147672
9	15,9	14,2	754	14	2	0,5	0,3	1092	147760
8	16,4	14,0	782	14	2	0,5	0,3	1155	161711
7	16,4	14,0	782	15	2	0,5	0,3	1196	167449
6	15,8	14,0	779	15	2	0,5	0,3	1243	172093
5	16,2	13,9	791	16	2	0,5	0,3	1305	188463
4	16,2	13,9	791	16	2	0,5	0,3	1318	190294
3	16,2	13,9	791	17	2	0,5	0,3	1394	201277
2	14,1	11,9	625	21	2	0,5	0,3	1367	170801
1	14,4	10,9	578	23	2	0,5	0,3	1389	163777

Če ne upoštevamo zgornjih dveh etaž, kjer se tudi tloris bistveno zmanjša in bi bila zato trditev napačna, lahko rečemo da se masa na račun tanjšanja jeder in stebrov z višino postopoma zmanjša za kar 20%. Manjša masa v zgornjih etažah ugodno vpliva na zmanjšanje celotnih prečnih sil. Celotna masa stavbe znaša 24734 t.

3.6 Pravilnost konstrukcije in faktor obnašanja

3.6.1 Tlorisna pravilnost

Iz do sedaj povedanega lahko predvidevamo, da konstrukcija ni tlorisno pravilna. To nam potrdi tudi kontrola kriterija iz druge alineje poglavja 2.6.1, saj ima tloris vdolbine, med katerimi jih več preseže dopustnih 5 % etažne površine.

3.6.2 Pravilnost po višini

Oсна simetrija v konstrukciji ni ohranjena, vsota zamikov vseh etaž v skladu z enačbo je 42 %, kar je več kot 30 % ki jih dovoljuje standard (SIST EN 1998-1, 2005),

$$\frac{241,0 m - 139,6 m}{241,0 m} = 0,42 > 0,30 \quad (3.3)$$

poleg tega ne izpolnjuje kriterija iz slike 2d, ki pravi da posamezni zamiki etaž ne smejo biti večji od 10%, zamik med 3. in 4. etažo pa je kar 27 %.

$$\frac{241,0 m - 177 m}{241,0 m} = 0,27 > 0,10 \quad (3.4)$$

Iz tega sledi, da konstrukcija ni pravilna po višini.

3.6.3 Določitev faktorja obnašanja q

V obravnavani stavbi vertikalno obtežbo delno prenašajo jedra, delno pa stebri. Horizontalna obtežba se prenaša pretežno z močnim jedrom. Konstrukcijski sistem stavbe je zato sistem konzolnih nepovezanih sten. V nalogi smo predpostavili, da gre za sistem povezanih sten, saj je cilj naloge le primerjava med modeli in ne detajlno projektiranje objekta.

Ker projektiranje na nizko stopnjo duktilnosti v Sloveniji na potresnih območjih ni smiselno, nam je prepuščena izbira med projektiranjem na srednjo (DCM) ali visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Če bi dimenzioniranje peljali do konca bi z izbiro DCH morali zadostiti strožjim kriterijem, zato izberemo DCM in iz preglednice 1 odčitamo osnovno vrednost faktorja obnašanja za izbran konstrukcijski sistem:

$$q_0 = 3 \alpha_u / \alpha_l \quad (3.5)$$

Ker stavba ni pravilna po tlorisu, in ker vrednosti faktorja α_u / α_l nismo izpeljali eksplicitno, v skladu s poglavjem 2.5 za približno vrednost vzamemo povprečno vrednost med 1,0 in vrednostjo 1,2, ki velja za sistem povezanih sten v stavbah ki so po tlorisu pravilne.

$$\alpha_u / \alpha_l = 1,1 \quad (3.6)$$

Osnovno vrednost zmanjšamo za 20 %, ker stavba ni pravilna po višini in dobimo:

$$q_0 = 3 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = 2,6 \quad (3.7)$$

V skladu z enačbo (2.8) izračunamo prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten, ki smo ga dobili tako, da smo vsoto višin vseh sten delili z vsoto dolžin vseh sten, ki potekajo od vrha do tal:

$$\alpha_0 = \frac{77,2 \cdot 15}{9,5 \cdot 2 + 9,3 \cdot 2 + 5,9 \cdot 5 + 15,3 + 3 + 4 + 4,7 + 4,2 \cdot 2 + 2,8} = \frac{1158}{101,3} = 11,4 \quad (3.8)$$

$$k_w = \frac{1 + 11,4}{3} = 4,1 \leq 1,0 \Rightarrow k_w = 1,0 \quad (3.9)$$

Z upoštevanjem vseh faktorjev dobimo končno vrednost faktorja obnašanja:

$$q = 2,6 \cdot 1,0 = 2,6 \geq 1,5 \quad (3.10)$$

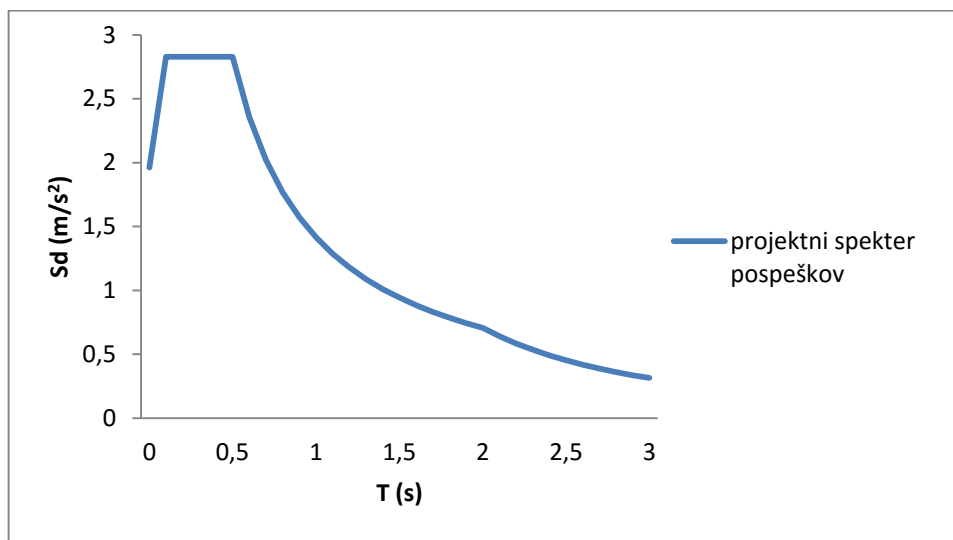
3.7 Potresna obtežba

Ker nimamo dostopa do geomehanskih preiskav, za nalogo izberemo tip tal B. Z izbiro tipa tal imamo v nacionalnem dodatku (SIST EN 1998-1:2005/A101) določene vrednosti nihajnih časov $T_B = 0,15$ s, $T_C = 0,5$ s, $T_D = 2,0$ s, ter faktor tal $S = 1,2$.

Iz karte potresne nevarnosti Slovenije na sliki 1 je razvidno, da je za območje, kjer bo stala stavba, predpisan projektni pospešek tal $a_{gR} = 0,25$ g. Stavba je običajne pomembnosti in spada v kategorijo pomembnosti II. Za to kategorijo je predpisan faktor pomembnosti $\gamma_I = 1$.

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,25 \text{ g} \cdot 1 = 0,25 \text{ g} \quad (3.11)$$

Na podlagi tipa tal, projektnega pospeška tal in redukcijskega faktorja q lahko določimo projektni spekter pospeškov. Program SAP2000 že vsebuje tip spektra odziva, ki je skladen za enačbami (2.2), (2.3), (2.4) in (2.5). Izračunane spektralne vrednosti S_d pri različnih nihajnih časih T vse do $T = 3$ s so prikazane na sliki 12.



Slika 12: Projektni spekter pospeškov

3.8 Variante modelov

Izbrali smo modalno analizo. Vpliv nihajnih oblik smo upoštevali s popolno kvadratno kombinacijo CQC, ki je natančnejša od SRSS. Vhodni podatek za analizo je projektni spekter. Definirali smo 3 analize, prva je upoštevala vzbujanje v X smeri, druga v Y smeri, tretja pa kombinacija obeh smeri XY, ki jo dobimo s kvadratnim korenem vsote kvadratov (SRSS) obeh smeri.

Z načinom modeliranja opisanim v prejšnjih poglavjih, smo zagotovili, da so mase v vseh modelih enake in podane v istih točkah. Tudi ostali vhodni podatki za potresno analizo so enaki, s čimer smo izničili vpliv drugega načina podajanja podatkov v model na končne rezultate. V vseh modelih smo na nivojih etaž elemente med seboj povezali s togimi membranami.

V okviru diplomske naloge smo izdelali pet modelov obravnavane stavbe, da bi preverili vpliv modelnih predpostavk na rezultate potresne analize. Osnovni model (model 1) sestavljajo jedra in stebri, ki so med seboj povezani z armiranobetonsko ploščo, upoštevali smo razpokane prereze. V drugem modelu smo ploščo zamenjali z nosilci, ki ponazarjajo sodelujočo širino plošče, s čimer smo želeli preveriti vpliv upoštevanja sodelujoče širine plošče. Ker nam vpeljava sekundarnih elementov prinese določene poenostavitve pri dimenzioniranju, smo v tretjem modelu stebre upoštevali kot sekundarne elemente. V tem modelu smo jih vseeno modelirali, saj na tak način dobimo pomike, ki jih potrebujemo za njihovo dimenzioniranje. Kakšno napako naredimo, če stebre upoštevamo v modelu, smo preverili s četrtem modelom, v katerem stebrov nismo modelirali. Če namreč stebre upoštevamo kot sekundarne potresne elemente, moramo njihovo togost in nosilnost za prevzem potresne obtežbe zanemariti. Peti model je v osnovi enak prvemu, bistvena razlika pa je, da nismo upoštevali razpokanosti prerezov. Z upoštevanjem polnih prerezov smo želeli preveriti kakšno napako naredimo, če ne upoštevamo razpokanih prerezov. V preglednici 6 so prikazane bistvene razlike med modeli.

Preglednica 6: Bistvene razlike med modeli

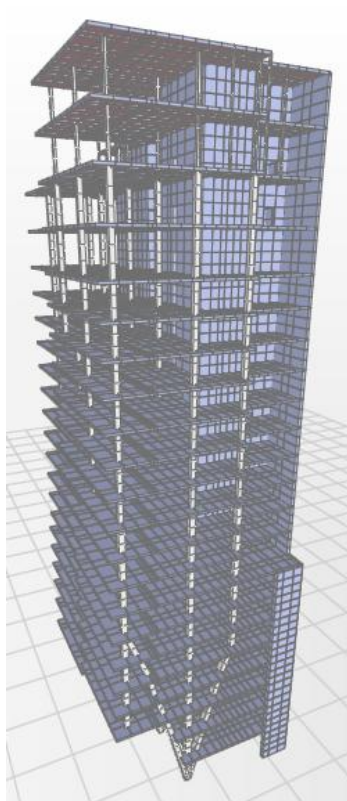
Št. modela	Modelirana vertikalna nosilna konstrukcija	Modelirana horizontalna nosilna konstrukcija	Razpokani prerezi
1	jedra, stebri	plošče	DA
2	jedra, stebri	nosilci ki ponazarjajo sodelujočo širino plošč	DA
3	jedra, stebri kot sekundarni elementi	/	DA
4	samo jedra	/	DA
5	jedra, stebri	plošče	NE

3.9 Model 1: Osnovni model z jedrom in gladkimi ploščami na stebrih

3.9.1 Opis modela

Model sestavlja jedro, ki je skupno vsem modelom ter stebri, ki so skupni modelom 1, 2, 3 in 5. Stebri so med seboj in z jedrom povezani s armiranobetonsko ploščo debeline 24 cm. V ploščah smo upoštevali togost izven njihove ravnine z razpokanimi prerezi. Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) ne obravnava posebej plošč na stebrih. Izdelava geometrije modela je bila zahtevna, saj se objektu tloris večkrat spremeni, prav tako se z višino postopoma manjšajo dimenzije vertikalnih nosilnih elementov. Nekateri stebri so poševni. Jedro in plošče smo modelirali s ploskovnimi elementi, stebre pa z

linijskimi. Lastna teža konstrukcijskih elementov je bila upoštevana v masah, ki so bile točkovno podane v vsaki etaži v težišču etaže. Razpakanost prerezov smo upoštevali s polovično vrednostjo vztrajnostnih momentov in strižnih prerezov. Na sliki 13 je prikazan osnovni model z jedrom in gladkimi ploščami na stebrih, ki so modelirane s ploskovnimi elementi ter stebri, ki so modelirani z linijskimi elementi.



Slika 13: Model 1: osnovni model z jedrom in gladkimi ploščami na stebrih, ki so modelirane s ploskovnimi elementi ter stebri, ki so modelirani z linijskimi elementi.

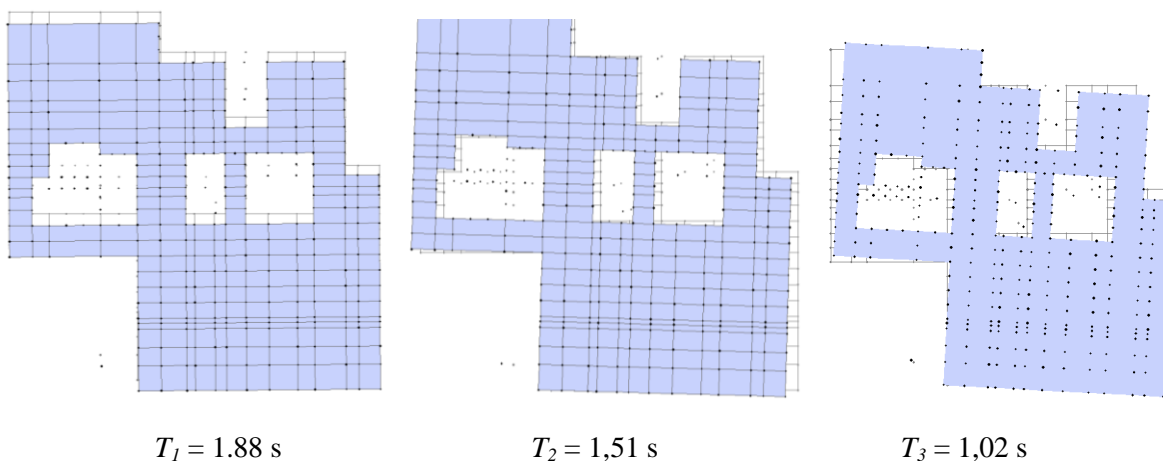
3.9.2 Nihajni časi in efektivne mase

Model smo analizirali z uporabo projektnega spektra pospeškov. Vseh nihajnih oblik je 66. Po Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005) je potrebno upoštevati vsaj toliko nihajnih oblik, da je vsota efektivnih mas vsaj 90 % celotne mase konstrukcije, upoštevati je potrebno tudi vse nihajne oblike katerih efektivna masa je večja od 5 % celotne mase. Iz tega sledi, da je potrebno upoštevati prvih 11 nihajnih oblik, ki so prikazane v preglednici 7. V analizi smo vseeno upoštevali vseh 66 nihajnih oblik, saj to v našem primeru bistveno ne podaljša časa izračuna.

Preglednica 7: Nihajni časi, efektivne mase in torzijske efektivne mase, model 1

Nihajna oblika	Nihajni čas T (s)	$m_{ef,x}$ (%)	$m_{ef,y}$ (%)	$\Sigma m_{ef,x}$ (%)	$\Sigma m_{ef,y}$ (%)	$m_{ef,rz}$ (%)	$\Sigma m_{ef,rz}$ (%)	Prevladujoča smer
1	1,88	0	62	0	62	33	33	Y
2	1,51	43	0	43	62	7	40	X
3	1,02	17	0	60	63	24	64	Torzijska
4	0,50	0	19	60	81	10	74	Y
5	0,44	8	0	68	81	3	77	X
6	0,30	12	0	81	81	5	82	X
7	0,24	1	4	82	86	1	83	Y
8	0,23	1	3	83	89	5	88	X
9	0,15	0	1	83	90	0	89	Y
10	0,14	7	0	90	90	0	89	X
11	0,14	0	3	90	93	4	93	Torzijska

Stavba je že vizualno vitkejša v Y smeri. Tudi prva nihajna oblika je translacijska v Y smeri, pripadajoča efektivna masa znaša 62 %. Druga nihajna oblika je translacijska v X smeri, z deležem efektivne mase 43%. Šele tretja nihajna oblika je torzijska, kar pomeni da stavba ni torzijsko podajna. Gibanje pri tej nihajni obliki je rotacija etaž okrog navpične osi stavbe. Opazimo, da ima tudi četrta nihajna oblika precejšen delež efektivne mase v smeri Y (19 %), zato gre torej za drugo translacijsko nihajno obliko v Y smeri. Slika 14 prikazuje prve tri nihajne oblike.



Slika 14: Prve tri nihajne oblike za osnovni model 1

3.9.3 Etažne prečne sile

Etažne potresne sile so dobljene z modalno analizo, s CQC kombinacijo nihajnih oblik in SRSS kombinacijo vplivov v X in Y. Prečne sile smo iz programa SAP2000 dobili s pomočjo funkcije Section Cut, s katero smo za vsako etažo definirali tri prereze. Eden je potekal le skozi jedra, drugi skozi stebre, tretji pa skozi vse elemente v etaži.

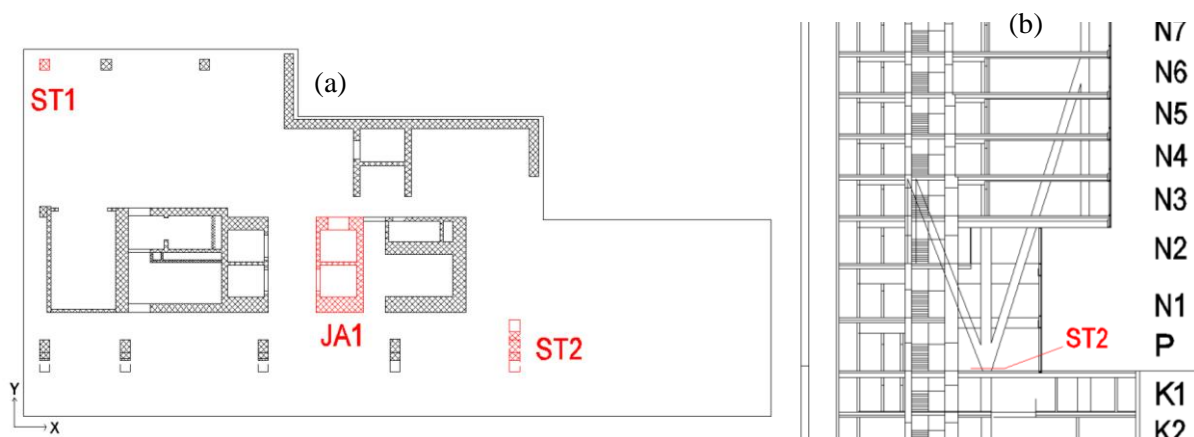
Največja etažna prečna sila je v smeri Y, saj sta večji tudi vrednost v spektru pospeškov in efektivna masa najpomembnejše nihajne oblike vzbujanja v Y smeri. Ob vpetju stavbe znaša 18761kN. V smeri X je prečna sila ob vpetju manjša le za 1370 kN. Največji skok etažne prečne sile v obeh smereh je v enaindvajseti in dvaindvajseti etaži in znaša 2000 kN za Y smer in 1700 kN za X smer. V zgornjih dveh etažah se zmanjša tudi tloris stavbe za 28 %. Jedro v obeh smereh prevzema 99 % etažnih prečnih sil. Med tem pa ob vpetju znaša največja prečna sila v stebrih 684 kN v Y smeri in stebri tako prevzemajo le 3 % prečne sile, v X smeri pa še manj (0,6 %). Stebri sicer ob vpetju v Y smeri prevzemajo več prečne sile kot v X smeri. To je verjetno posledica združitve poševnih stebrov ob vpetju in njihove orientacije vzporedno z Y osjo. V ostalih etažah je prevzem etažnih prečnih sil v obeh smereh približno enakomeren, vendar zanemarljiv v primerjavi z jedrom. Etažne prečne sile smo prikazali v preglednici 8.

Preglednica 8: Etažne prečne sile za osnovni model 1

Etaža	Etažne prečne sile v jedru		Etažne prečne sile v stebrih		Skupne etažne prečne sile	
	V_X (kN)	V_Y (kN)	V_X (kN)	V_Y (kN)	V_X (kN)	V_Y (kN)
22	2065	2431	74	161	2115	2565
21	3811	4504	53	126	3851	4614
20	5321	6073	221	493	5500	6509
19	6469	7358	153	361	6598	7689
18	7085	7784	250	586	7303	8334
17	7564	8183	252	545	7786	8698
16	7956	8389	244	551	8177	8915
15	8339	8552	239	543	8558	9072
14	8758	8740	237	525	8976	9239
13	9243	8986	237	524	9461	9482
12	9817	9467	213	406	10007	9845
11	10376	9792	286	649	10633	10382
10	11111	10609	214	517	11302	11079
9	11789	11423	234	523	11994	11900
8	12574	12445	186	451	12737	12859
7	13309	13476	252	434	13517	13903
6	14179	14633	166	364	14322	14987
5	14966	15545	221	753	15144	16065
4	15756	16665	195	792	15910	17042
3	16519	17605	116	771	16618	17902
2	17126	18333	18	641	17142	18497
1	17336	18445	114	684	17393	18761

3.9.4 Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov

Obremenitve smo preverjali v dvigalnem jašku JA1 in dveh stebrih ST1 ter ST2. ST1 je vogalni steber in poteka od vrha stavbe do tal, ST2 pa je steber v katerem se združijo trije stebri iz zgornjih etaž, dva poševna in en navpičen. Na sliki 15 a so v tlorisu so z rdečo označene pozicije obravnavanih prereзов, zaradi boljše predstave poteka stebrov pa je na delu prerezu (slika 15 b) še enkrat označena pozicija ST2. Obremenitve smo preverjali na dnu konstrukcije pri vpetju.



Slika 15: Pozicije elementov za obravnavo obremenitev

Osna sila zaradi potresne obremenitve je v dvigalnem jašku (JA1) 20165 kN. Prečni sili v obeh smereh, predstavljata 10 % osne sile. Jašek prevzema večji upogibni moment (54548 kNm) okoli osi X, okoli osi Y pa desetkrat manjši upogibni moment. V dvigalnem jašku se pojavi tudi torzijski moment velikosti 5660 kNm. Obremenitve obravnavanih stebrov, so v primerjavi z obremenitvami dvigalnega jaška majhne. Nekoliko večja upogibna momenta, 250 kNm v smeri okoli osi X in 168 kNm v smeri okoli osi Y, se pojavita le v stebru (ST2). To je verjetno posledica konstrukcije, ki je nad vpetjem stebra. Tu se namreč združijo trije stebri (en navpičen in dva poševna) iz višjih etaž. Vse obremenitve izbranih nosilnih elementov konstrukcijskega sistema so podane v preglednici 9.

Preglednica 9: Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov modela 1

Oznaka	V_x (kN)	V_y (kN)	N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
JA1	2147	2489	20165	54548	6098	5660
ST1	8	17	354	77	33	5
ST2	32	338	2767	250	168	20

3.9.5 Kontrola celotne prečne sile ob vpetju

Podobno kot pri statični analizi, kjer zaradi možnosti napake kontroliramo reakcije, je pri seizmični analizi smiselno kontrolirati celotno potresno silo. V našem primeru smo to naredili tako, da smo ocenili zgornjo in spodnjo mejo za celotno prečno silo. Zgornjo mejo celotne prečne sile smo določili

ob predpostavki, da pri najbolj pomembni nihajni obliki sodeluje celotna masa konstrukcije. Spodnjo mejo za celotno prečno silo smo ocenili z upoštevanjem vpliva samo najbolj pomembne nihajne oblike in pripadajoče efektivne mase. V večini primerov, je celotna prečna sila iz modalne analize nekje vmes.

Kontrolo celotne prečne sile glede na zgornjo in spodnjo mejo smo izvedli z vzbujanjem v X smeri za X smer in vzbujanjem v Y smeri za Y smer. Prečne sile so dobljene z CQC kombinacijo vplivov vseh nihajnih oblik.

$$F_{b,max,x} = W \cdot S_d(T_{2,x}) = 24734 \text{ t} \cdot 0,0955 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 23172 \text{ kN} \quad (3.12)$$

$$\begin{aligned} F_{b,min,x} &= m_{eff,2,x} \cdot W \cdot S_d(T_{2,x}) = \\ &= 0,43 \cdot 24734 \text{ t} \cdot 0,0955 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 9964 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.13)$$

Celotna prečna sila v smeri X je $F_{b,x} = 17324 \text{ kN}$. Nahaja se med mejnima vrednostma, zato kontroli prečne sile zadostimo. Podobno storimo še za Y smer:

$$F_{b,max,y} = W \cdot S_d(T_{1,y}) = 24734 \text{ t} \cdot 0,0767 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 18610 \text{ kN} \quad (3.14)$$

$$\begin{aligned} F_{b,min,y} &= m_{eff,1,y} \cdot W \cdot S_d(T_{1,y}) = \\ &= 0,62 \cdot 24734 \text{ t} \cdot 0,0767 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 11538 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.15)$$

Celotna prečna sila v smeri Y je $F_{b,y} = 18696 \text{ kN}$, zato kontroli prečne sile ne zadostimo, saj prečna sila ne pade med zgornjo in spodnjo mejo. Razlog da je temu tako, je velik vpliv višjih nihajnih oblik. Četrta nihajna oblika pri vzbujanju v smeri Y prispeva 19 % efektivne mase, z nihajnim časom 0,5 s, ima vrednost v spektru pospeškov 0,29 g. Če upoštevamo navedeno, dobimo prečno silo samo od četrte nihajne oblike prečno silo ob vpetju:

$$\begin{aligned} F_{b,4,y} &= m_{eff,4,y} \cdot W \cdot S_d(T_{2,y}) = \\ &= 0,19 \cdot 24734 \text{ t} \cdot 0,29 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 13369 \text{ kN}, \end{aligned} \quad (3.16)$$

kar je več, kot če upoštevamo 100 % prve nihajne oblike (11538 kN). To kaže na to, da 19 % vpliva četrte nihajne oblike prispeva bistveno več, kot 100% prve nihajne oblike. Kar je po eni strani logično, saj je spektralna vrednost 4. nihajne oblike, ki se nahaja na vrhu spektra pospeškov, za faktor 3,8 večja od spektralne vrednosti 1. nihajne oblike, ki je z nihajnim časom 1,88 s, že nizko na diagramu spektra pospeškov.

3.9.6 Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije

Pomemben podatek je tudi razmerje med celotno prečno silo in celotno težo konstrukcije (F_b/W). Z njim smo dobili občutek, kolikšna je potresna sila glede na težo konstrukcije. Težo konstrukcije smo določili iz celotne mase konstrukcije. Celotna teža konstrukcije znaša $W = 242643$ kN. V preglednici 10 je predstavljeno razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije za vsako smer posebej.

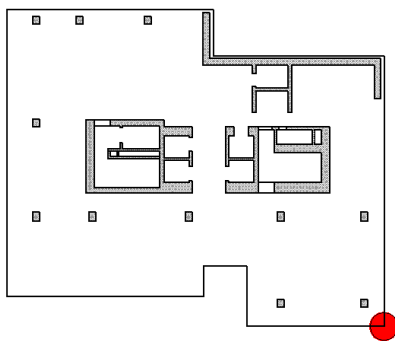
Preglednica 10: Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije, model 1

Smer	F_b/W
X	0,07
Y	0,08

Celotna prečna sila v obeh smeri X predstavlja 7 % teže konstrukcije, v smeri Y pa 8 %.

3.9.7 Kontrola pomikov

Kontrolo pomikov smo izvajali pri kombinirani obtežbi v obeh smereh. Vrednosti pomikov so dobljene z modalno analizo, s CQC kombinacijo nihajnih oblik in SRSS kombinacijo vplivov v X in Y. Kontrolirali smo vogalno točko, ki je označena na sliki 16 z rdečim krogom. V tej točki so bili pomiki največji.



Slika 16: Tlorisna pozicija vogalne točke v kateri smo preverjali pomike.

Ker smo za določitev etažnih pomikov d_{re} uporabili projektni spekter pospeškov, smo jih v skladu z enačbo (2.16) pomnožili z faktorjem obnašanja q , da smo dobili vrednosti dejanskih pomikov. Kontrolo mejnega stanja uporabnosti smo izvedli v skladu z enačbo (2.17) in so prikazali na preglednici 11. Ker ima naš objekt stekleno fasado smo izbrali najstrožji kriterij $\alpha = 0,005$.

Vidimo da mejnemu stanju uporabnosti zadostimo, saj so vsi pomiki manjši od dovoljenih. Etažni zamiki $d_{r,x}$ in $d_{r,y}$ se postopoma večajo z višino konstrukcije. Pomiki centra mas in vogalne točke se razlikujejo, ker konstrukcija ni simetrične oblike. Posledično se zgodi torzijski zasuk toge membrane,

kar dodatno poveča pomik vogalnih točk. Glede na to, da v vogalnih točkah ni težav pri tej kontroli, je to izpolnjeno tudi v ostalih točkah, kjer so pomiki in etažni zamiki manjši.

Preglednica 11: Kontrola pomikov za osnovni model 1

Etaža	h (cm)	u_X (cm)	u_Y (cm)	$d_{r,X}$ (cm)	$d_{r,Y}$ (cm)	$v \cdot d_{r,X}$	$v \cdot d_{r,Y}$	$\alpha \cdot h$
22	427	25,7	28,3	1,3	1,6	0,7	0,8	2,1
21	427	24,4	26,8	1,3	1,8	0,7	0,9	2,1
20	427	23,1	25,0	1,6	1,8	0,8	0,9	2,1
19	427	21,6	23,1	1,6	2,1	0,8	1,0	2,1
18	320	20,0	21,1	1,3	1,3	0,6	0,7	1,6
17	320	18,7	19,8	1,3	1,6	0,7	0,8	1,6
16	320	17,4	18,2	1,3	1,3	0,7	0,6	1,6
15	320	16,1	16,9	1,3	1,6	0,7	0,8	1,6
14	320	14,8	15,3	1,3	1,3	0,6	0,7	1,6
13	320	13,5	14,0	1,3	1,3	0,7	0,6	1,6
12	320	12,2	12,7	1,3	1,6	0,6	0,8	1,6
11	320	10,9	11,2	1,6	1,3	0,8	0,7	1,6
10	320	9,4	9,9	1,0	1,3	0,5	0,6	1,6
9	320	8,3	8,6	1,3	1,3	0,7	0,7	1,6
8	320	7,0	7,3	1,3	1,3	0,7	0,7	1,6
7	320	5,7	6,0	1,0	1,3	0,5	0,6	1,6
6	320	4,7	4,7	1,0	1,0	0,5	0,5	1,6
5	320	3,6	3,6	1,0	1,0	0,5	0,5	1,6
4	320	2,6	2,6	0,8	0,8	0,4	0,4	1,6
3	360	1,8	1,8	1,0	0,8	0,5	0,4	1,8
2	420	0,8	1,0	0,5	0,8	0,3	0,4	2,1
1	420	0,3	0,3	0,3	0,3	0,1	0,1	2,1

3.9.8 Vpliv teorije drugega reda

Ker smo analizo izvedli brez upoštevanja vplivov teorije drugega reda, smo za vsako etažo in vsako komponento pomika skladno z enačbo (2.18) preverili koeficient občutljivosti θ . Prečne sile in vrednosti pomikov so dobljene z modalno analizo, s CQC kombinacijo nihajnih oblik in SRSS kombinacijo vplivov v X in Y. Pomiki v centru mas so dobljeni s projektnim spektrom pospeškov in pomnoženi s faktorjem obnašanja. Kot vidimo v preglednici 12, je koeficient občutljivosti v vseh etažah v obeh manjši od 0,1. To pomeni, da je dovoljeno analizo izvesti brez upoštevanja vplivov teorije drugega reda.

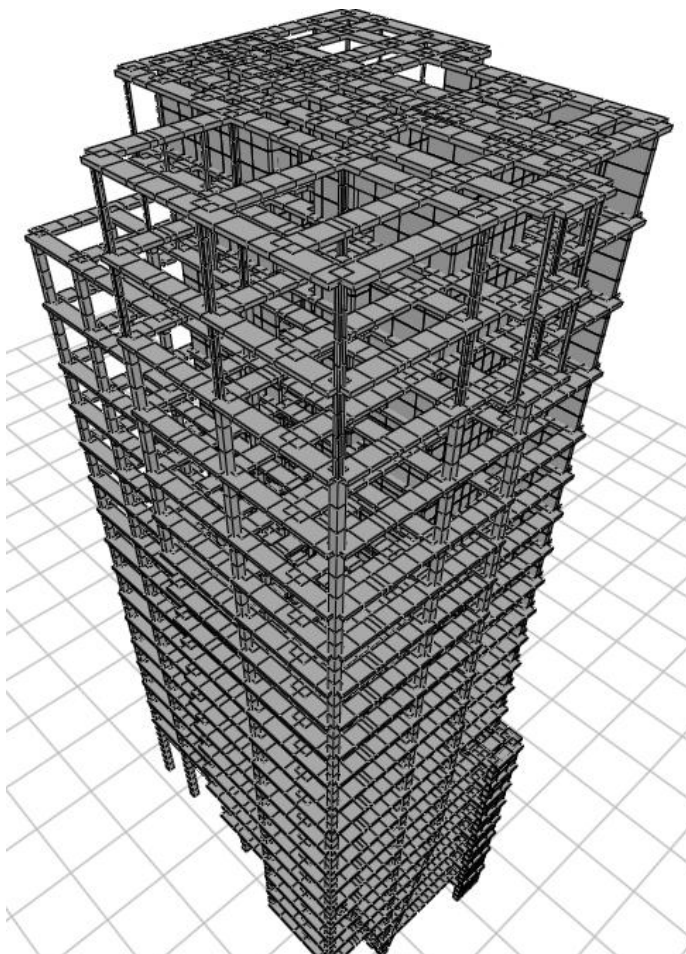
Preglednica 12: Koefficient občutljivosti za etažne pomike za osnovni model 1

Etaža	P_{tot} (kN)	d_{rX} (cm)	V_{totX} (kN)	d_{rY} (cm)	V_{totY} (kN)	h (cm)	θ_X	θ_Y
22	7240	1,3	2115	2,1	2565	427	0,01	0,01
21	15397	1,0	3851	1,8	4614	427	0,01	0,01
20	26485	1,3	5500	1,8	6509	427	0,01	0,02
19	37333	1,0	6598	2,1	7689	427	0,01	0,02
18	48041	0,8	7303	1,3	8334	320	0,02	0,02
17	57821	0,5	7786	1,0	8698	320	0,01	0,02
16	67855	0,8	8177	1,3	8915	320	0,02	0,03
15	78091	1,0	8558	1,6	9072	320	0,03	0,04
14	88327	0,8	8976	1,3	9239	320	0,02	0,04
13	98562	0,8	9461	1,6	9482	320	0,03	0,05
12	108798	0,8	10007	1,3	9845	320	0,03	0,04
11	119515	1,0	10633	1,3	10382	320	0,04	0,05
10	130221	0,5	11302	1,3	11079	320	0,02	0,05
9	140934	0,8	11994	1,3	11900	320	0,03	0,05
8	152269	0,8	12737	1,0	12859	320	0,03	0,04
7	164005	0,5	13517	1,0	13903	320	0,02	0,04
6	176200	0,5	14322	1,0	14987	320	0,02	0,04
5	189006	0,5	15144	1,0	16065	320	0,02	0,04
4	201937	0,5	15910	0,8	17042	320	0,02	0,03
3	215614	0,3	16618	0,8	17902	360	0,01	0,03
2	229021	0,3	17142	0,8	18497	420	0,01	0,02
1	242644	0,3	17393	0,3	18761	420	0,01	0,01

3.10 Model 2: Model s sodelujočimi širinami plošče

3.10.1 Opis modela

Modeliranje je do neke mere prepuščeno projektantu, zato lahko enako konstrukcijo modeliramo na več načinov. Ena izmed možnosti v našem primeru je, da armiranobetonsko ploščo nadomestimo z nosilci, ki zajemajo sodelujočo širino plošče. Zato smo izdelali drugi model, v katerem smo namesto armiranobetonske plošče, z linijskimi elementi modelirali prečke, ki predstavljajo sodelujočo širino plošče. Vse točke v ravnini etaže smo povezali z diafragmo, ki je toga v svoji ravnini, izven nje pa nima togosti. Na sliki 17 je prikazan model, ki ima namesto plošč modelirane prečke.



Slika 17: Model 2: model s prečkami ki ponazarjajo sodelujočo širino plošč

3.10.2 Določitev sodelujoče širine po pravilih Evrokoda 8

Ker v prečni smeri nimamo gred, smo sodelujočo širino določili v skladu s sliko 4d. Za sodelujočo širino smo upoštevali širino stebra skupaj z dvema debelinama plošč na vsako stran.

V etažah od 1-10 smo za sodelujočo širino plošče vzeli:

$$b_{eff} = 0,65 \text{ m} + 2 \cdot 0,24 \text{ m} + 2 \cdot 0,24 \text{ m} = 1,61 \text{ m} \quad (3.17)$$

Od enajste do dvaindvajsete etaže pa smo za sodelujočo širino plošče upoštevali:

$$b_{eff} = 0,50 \text{ m} + 2 \cdot 0,24 \text{ m} + 2 \cdot 0,24 \text{ m} = 1,46 \text{ m} \quad (3.18)$$

Prečke torej modeliramo za prvih 10 etaž z linijskimi elementi dimenzij 24/161 cm, orientiranimi tako, da je daljša stranica horizontalna. V višjih etažah pa uporabimo prečke dimenzij 24/146 cm.

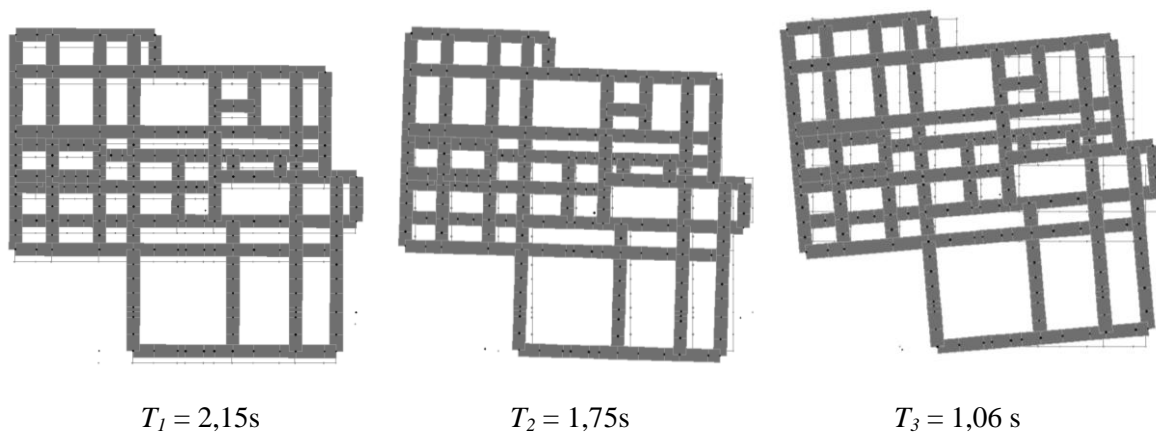
3.10.3 Nihajni časi in efektivne mase

Potrebno je upoštevati prvih 11 nihajnih oblik, ki so prikazane v preglednici 13.

Preglednica 13: Nihajni časi, efektivne mase in torzijske efektivne mase za model 2

Nihajna oblika	Nihajni čas T (s)	$m_{ef,x}$ (%)	$m_{ef,y}$ (%)	$\Sigma m_{ef,x}$ (%)	$\Sigma m_{ef,y}$ (%)	$m_{ef,rz}$ (%)	$\Sigma m_{ef,rz}$ (%)	Prevladujoča smer
1	2,15	0	61	0	61	37	37	Y
2	1,57	43	0	43	61	4	40	X
3	1,06	16	0	59	61	22	62	Torzijska
4	0,54	0	20	59	81	12	75	Y
5	0,45	8	0	68	81	2	77	X
6	0,31	13	0	81	81	5	82	X
7	0,24	1	7	81	88	3	84	Y
8	0,23	2	1	83	89	4	88	Torzijska
9	0,15	0	1	83	90	0	89	Y
10	0,14	6	0	90	90	0	89	X
11	0,14	0	3	90	93	4	93	Torzijska

Za analizo konstrukcije v X smeri je najbolj pomembna druga nihajna oblika, za analizo v Y smeri pa prva nihajna oblika. Nihajni čas prve nihajne oblike je v primerjavi s prvim modelom večji za 0,27 s. Tudi višji nihajni časi so v primerjavi z prvim modelom večji, kar je logično, saj imajo plošče večjo togost izven svoje ravnine, kot prečke ki predstavljajo le del plošče. Skupaj s stebri so prečke tvorijo okvire, ki povzročijo da je celotna togost konstrukcije še vedno večja kot pri medelu 3 in 4. Model je vizualno vitkejši v Y smeri. Tudi prva nihajna oblika je translacijska v Y smeri, pripadajoča efektivna masa znaša 61 %. Opazimo, da ima tudi četrta nihajna oblika precejšen delež efektivne mase v smeri Y (20 %), zato gre torej za drugo translacijsko nihajno obliko v Y smeri. Druga nihajna oblika je translacijska v X smeri, z deležem efektivne mase 43 %. Šele tretja nihajna oblika je torzijska, kar pomeni da stavba ni torzijsko podajna. Slika 18 prikazuje prve tri nihajne oblike.



Slika 18: Prve tri nihajne oblike, model 2

3.10.4 Etažne prečne sile

Stebri v Y smeri prenašajo več prečne sile kot v X smeri. Etažne prečne sile v stebrih so v primerjavi z silami v jedru majhne. V 5. etaži kjer je v smeri Y največja prečna sila v stebrih, 615 kN, to predstavlja le 4 % celotne prečne sile v smeri Y v tej etaži, kar je manj kot pri prvem modelu. Nihajni čas konstrukcije je odvisen od togosti in mase konstrukcije. Pri konstantni masi je torej nihajni čas tem večji, čim bolj je konstrukcija podajna. V odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije je na podlagi projektnega potresnega spektra določena potresna sila, ki pripada modelu. Zaradi manjših upoštevanih prereзов (le sodelujoča širina plšče), je togost horizontalnih nosilnih elementov manjša. Navidezni okvirji na stebre se prenesejo manj prečne sile kot v osnovnem modelu. Etažne potresne sile smo prikazali v preglednici 14. Skupne etažne prečne sile, ki so odvisne od nihajnega časa in posamezne nihajne oblike, so večje kot v prvem modelu. V štirinajsti etaži, kjer je ta razlika največja v Y smeri, znaša 17 %. Razlike so večje v spodnjih etažah, v zgornjih dveh etažah, pa je razlika le 4 %.

Preglednica 14: Etažne prečne sile za model 2

Etaža	Etažne prečne sile v jedru		Etažne prečne sile v stebrih		Skupne etažne prečne sile	
	V_X (kN)	V_Y (kN)	V_X (kN)	V_Y (kN)	V_X (kN)	V_Y (kN)
22	2061	2382	78	216	2113	2549
21	3792	4402	58	163	3834	4537
20	5218	5918	289	452	5448	6306
19	6349	7068	179	311	6497	7347
18	6883	7383	298	510	7144	7854
17	7307	7679	294	458	7569	8107
16	7637	7785	290	469	7902	8229
15	7961	7869	289	465	8230	8314
14	8343	8008	283	446	8608	8435
13	8804	8230	284	448	9069	8655
12	9387	8697	241	341	9607	9015
11	9935	9075	332	537	10238	9563
10	10686	9890	260	422	10922	10277
9	11393	10724	272	428	11634	11116
8	12209	11754	220	370	12402	12092
7	12979	12837	274	324	13209	13155
6	13881	13995	182	275	14039	14255
5	14693	14945	234	615	14884	15352
4	15528	15997	168	584	15670	16347
3	16292	16912	112	566	16393	17226
2	16888	17654	47	460	16928	17833
1	17075	17970	121	526	17185	18103

3.10.5 Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov

Oсна sila zaradi potresne obremenitve je v dvigalnem jašku (JA1) 20955 kN in je 4 % večja kot v osnovnem modelu. V stebrih pa se pojavi osna sila, ki je manjša kot v osnovnem modelu. V stebri ST2 je 2214 kN. To je desetkrat več kot v stebri ST1, kar kaže na vpliv zgornjih poševnih stebrov, ki se združijo nad točko v kateri smo kontrolirali stebel ST2. To pomeni, da prečke v modelu do neke mere razporedijo osno silo, ki se je prej pojavljala le v jedru tudi na stebre. Prečni sili v obeh smereh, predstavljata 10 % osne sile. Jašek prevzema večji upogibni moment (58730 kNm) okoli osi X, okoli osi Y pa desetkrat manjši upogibni moment. V dvigalnem jašku se tako kot v osnovnem modelu pojavi torzijski moment velikosti 5719 kNm, ki je približno enak tistemu v osnovnem modelu. Momenti v stebrih so podobni kot v osnovnem modelu, povečana pa je prečna sila stebra ST2 v smeri Y, kar je verjetno posledica tega, da konstrukcija nad tem stebrom v smeri Y tvori okvir s poševnimi stebri in prečkami. Obremenitve izbranih nosilnih elementov konstrukcijskega sistema so podne v preglednici 15.

Preglednica 15: Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov modela 2

Oznaka	V_x (kN)	V_y (kN)	N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
JA1	2131	2401	20955	58730	6196	5719
ST1	8	14	255	72	33	5
ST2	30	270	2214	273	166	21

3.10.6 Kontrola celotne prečne sile

Kontrolo celotne prečne sile smo izvedli na enak način kot pri prvem modelu.

$$F_{b,max,x} = W \cdot S_d(T_{2,x}) = 24734 t \cdot 0,0995 g \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 23619 \text{ kN} \quad (3.19)$$

$$\begin{aligned} F_{b,min,x} &= m_{eff,2,x} \cdot W \cdot S_d(T_{2,x}) = \\ &= 0,43 \cdot 24734 t \cdot 0,0995 g \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 10145 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.20)$$

Celotna prečna sila v smeri X je $F_{b,x} = 17114$ kN in je večja kot pri prvem modelu. Nahaja se med mejnima vrednostma, zato kontroli prečne sile zadostimo.

$$F_{b,max,y} = W \cdot S_d(T_{1,y}) = 24734 t \cdot 0,0676 g \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 16402 \text{ kN} \quad (3.21)$$

$$\begin{aligned} F_{b,min,y} &= m_{eff,1,y} \cdot W \cdot S_d(T_{1,y}) = \\ &= 0,61 \cdot 24734 t \cdot 0,0676 g \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 10005 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.22)$$

Celotna prečna sila v smeri Y je $F_{b,y} = 18036$ kN, zato kontroli celotne prečne sile ne zadostimo. Vpliv 4. nihajne oblike pri vzbujanju v smeri Y, je manjši kot v prvem modelu saj upošteva vpliv 20 % efektivne mase. Njen nihajni čas je 0,54 s in pripadajoča vrednost v spektru pospeškov je 0,29 g. Če upoštevamo navedeno, dobimo samo od četrte nihajne oblike prečno silo ob vpetju:

$$\begin{aligned} F_{b,4,y} &= m_{eff,4,y} \cdot W \cdot S_d(T_{2,y}) = \\ &= 0,20 \cdot 24734 t \cdot 0,29 g \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 14000 \text{ kN}, \end{aligned} \quad (3.23)$$

kar je skoraj še enkrat toliko, kot če upoštevamo 100 % prve nihajne oblike (16402 kN). To kaže na to, da 20 % vpliva četrte nihajne oblike prispeva skoraj toliko, kot 100% prve nihajne oblike. To je po eni strani logično, saj je spektralna vrednost 4. nihajne oblike, ki se nahaja na vrhu spektra pospeškov, za faktor 4,3 večja od spektralne vrednosti 1. nihajne oblike, ki je z nihajnim časom 2,15 s, že nizko na diagramu spektra pospeškov. Iz tega sledi, pri tej stavbi višje nihajne oblike igrajo pomembno vlogo pri odzivu stavbe.

3.10.7 Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije

Pomemben podatek je tudi razmerje med celotno prečno silo in celotno težo konstrukcije (F_b/W). Z njim smo dobili občutek kolikšna je potresna sila glede na težo konstrukcije. Težo konstrukcije smo določili iz celotne mase konstrukcije. Celotna teža konstrukcije znaša $W = 242643$ kN.

Preglednica 16: Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije za model 2

Smer	F_b/W
X	0,07
Y	0,07

Celotna prečna sila v obeh smereh predstavlja 7 % teže konstrukcije, kar je enako kot v osnovnem modelu.

3.10.8 Kontrola pomikov

Kontrolo pomikov smo izvajali pri kombinirani obtežbi v obeh smereh. Vrednosti pomikov so dobljene z modalno analizo, s CQC kombinacijo nihajnih oblik in SRSS kombinacijo vplivov v X in Y. Kontrolirali smo vokalno točko, ki je označena na sliki 16. Ker smo za določitev etažnih pomikov d_{re} uporabili projektni spekter pospeškov, smo jih v skladu z enačbo (2.16) pomnožili z faktorjem obnašanja, da smo dobili prave vrednosti. Kontrolo pomikov, ki je prikazana v preglednici 17 smo izvedli v skladu z enačbo (2.17). Ker ima naš objekt stekleno fasado smo izbrali najstrožji kriterij $\alpha = 0,005$.

Etažni pomiki so v nižjih etažah približno enaki kot v osnovnem modelu, v višjih etažah pa skoraj 50 % manjši. Mejnemu stanju uporabnosti vseeno zadostimo, saj so vsi pomiki vogalne točke manjši od dovoljenih. Ker so pomiki v tej točki največji, zadostimo kontroli MSU tudi v drugih točkah. Etažni pomiki $d_{r,X}$ in $d_{r,Y}$ se postopoma večajo z višino konstrukcije, v zgornjih dveh etažah, pa so 11 % manjši, kot etažo nižje. Pomiki centra mas in vogalne točke se razlikujejo, ker konstrukcija ni simetrične oblike. Posledično se zgodi torzijski zasuk toge membrane, kar dodatno poveča pomik vogalnih točk.

Preglednica 17: Kontrola pomikov za model 2

Etaža	h (cm)	u_X (cm)	u_Y (cm)	$d_{r,X}$ (cm)	$d_{r,Y}$ (cm)	$v \cdot d_{r,X}$	$v \cdot d_{r,Y}$	$\alpha \cdot h$
22	427	27,3	34,8	1,6	2,3	0,8	1,2	2,1
21	427	25,7	32,5	1,6	2,3	0,8	1,2	2,1
20	427	24,2	30,2	1,6	2,6	0,8	1,3	2,1
19	427	22,6	27,6	1,8	2,3	0,9	1,2	2,1
18	320	20,8	25,2	1,3	1,8	0,7	0,9	1,6
17	320	19,5	23,4	1,3	1,8	0,7	0,9	1,6
16	320	18,2	21,6	1,6	1,8	0,8	0,9	1,6
15	320	16,6	19,8	1,3	1,8	0,6	0,9	1,6
14	320	15,3	17,9	1,3	1,6	0,7	0,8	1,6
13	320	14,0	16,4	1,6	1,8	0,8	0,9	1,6
12	320	12,5	14,6	1,3	1,8	0,7	0,9	1,6
11	320	11,2	12,7	1,6	1,6	0,8	0,8	1,6
10	320	9,6	11,2	1,3	1,6	0,7	0,8	1,6
9	320	8,3	9,6	1,3	1,6	0,7	0,8	1,6
8	320	7,0	8,1	1,3	1,3	0,7	0,7	1,6
7	320	5,7	6,8	1,0	1,6	0,5	0,8	1,6
6	320	4,7	5,2	1,0	1,0	0,5	0,5	1,6
5	320	3,6	4,2	1,0	1,0	0,5	0,5	1,6
4	320	2,6	3,1	0,8	1,0	0,4	0,5	1,6
3	360	1,8	2,1	0,7	1,0	0,4	0,5	1,8
2	420	1,1	1,0	0,8	0,8	0,4	0,4	2,1
1	420	0,4	0,3	0,4	0,3	0,2	0,1	2,1

3.10.9 Vpliv teorije drugega reda

Koeficient občutljivosti θ smo preverili na enak način kot v prvem modelu.. Kot vidimo v preglednici 19, je koeficient občutljivosti v obeh smereh in v vseh etažah manjši od 0,1. To pomeni, da so rezultati dovolj natančni, kljub temu, da nismo upoštevali vplivov teorije drugega reda.

Preglednica 18: Koefficient občutljivosti za etažne pomike pri modelu 2

Etaža	P_{tot} (kN)	d_{rX} (cm)	V_{totX} (kN)	d_{rY} (cm)	V_{totY} (kN)	h (cm)	θ_x	θ_y
22	7240	1,3	2113	2,34	2549	427	0,01	0,02
21	15397	1,56	3834	2,08	4537	427	0,01	0,02
20	26485	1,3	5448	2,6	6306	427	0,01	0,03
19	37333	1,3	6497	2,34	7347	427	0,02	0,03
18	48041	1,04	7144	1,82	7854	320	0,02	0,03
17	57821	1,04	7569	1,82	8107	320	0,02	0,04
16	67855	0,78	7902	1,82	8229	320	0,02	0,05
15	78091	1,04	8230	1,56	8314	320	0,03	0,05
14	88327	0,78	8608	1,82	8435	320	0,03	0,06
13	98562	1,04	9069	1,56	8655	320	0,04	0,06
12	108798	0,78	9607	1,82	9015	320	0,03	0,07
11	119515	1,04	10238	1,56	9563	320	0,04	0,06
10	130221	0,78	10922	1,3	10277	320	0,03	0,05
9	140934	0,78	11634	1,56	11116	320	0,03	0,06
8	152269	0,52	12402	1,3	12092	320	0,02	0,05
7	164005	0,78	13209	1,3	13155	320	0,03	0,05
6	176200	0,52	14039	1,04	14255	320	0,02	0,04
5	189006	0,52	14884	1,04	15352	320	0,02	0,04
4	201937	0,52	15670	1,04	16347	320	0,02	0,04
3	215614	0,286	16393	0,676	17226	360	0,01	0,02
2	229021	0,338	16928	0,806	17833	420	0,01	0,02
1	242644	0,156	17185	0,338	18103	420	0,01	0,01

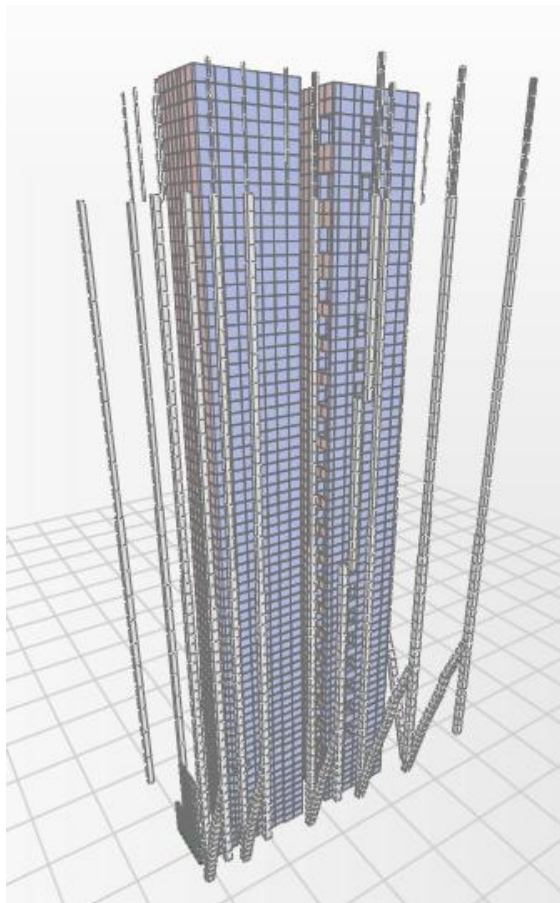
3.11 Model 3: Stebri modelirani kot sekundarni elementi

3.11.1 Opis modela

Ker je prevzem etažnih prečnih sil s stebri v modelih 1 in 2 majhen, dela pa je na račun določanja sodelujočih širin in potresno odpornega projektiranja okvirjev veliko, smo izdelali še tretji model, ki upošteva stebre kot sekundarne potresne elemente. Jedro moramo dimenzionirati v skladu z vsemi določili potresno odpornega projektiranja konstrukcij. Za stebre pa ni potrebno da izpolnjujejo zahteve v poglavjih 5 do 9 Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Ne glede na to pa morajo biti stebri in njihovi stiki projektirani tako, da lahko prenašajo težnostne sile pri pomikih, ki jih povzročajo najneugodnejši potresni projektni primer. Upoštevati je potrebno le pravila, ki so navedena za konstruiranje sekundarnih potresnih elementov in upoštevati vpliv teorije drugega reda.

Jedra smo modelirali s ploskovnimi elementi. Če izberemo da so stebri sekundarni potresni elementi, jih v modelu ne bi smeli upoštevati, saj je potrebno njihovo togost in nosilnost za prevzem potresne

obtežbe zanemariti. Mi smo jih v tem modelu vseeno modelirali z linijskimi elementi, saj tako dobimo pomike stebrov, ki bi nam koristili, če bi dimenzioniranje stebrov peljali do konca. V naslednjem modelu (model 4) pa stebri ne bodo modelirani, s tem bomo preverili, do kakšnih razlik pride, če stebre v modelu upoštevamo. Na nivoju vsake etaže smo jedra, stebre in centre mas povezali z membranami togimi v svoji ravnini, s čimer smo zagotovili izenačitev pomikov. Slika 19 predstavlja geometrijo tretjega modela, na njej se lepo vidijo tudi poševni stebri in njihov raspored.



Slika 19: Model 3: model s stebri kot sekundarnimi elementi

3.11.2 Nihajni časi in efektivne mase

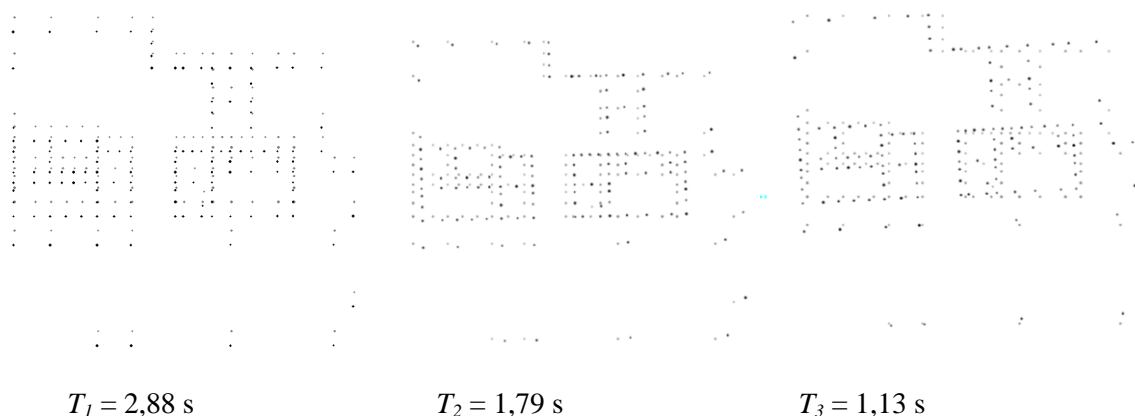
Za analizo smo uporabili projektni spekter pospeškov. Potrebno je upoštevati prvih 11 nihajnih oblik, ki so prikazane v preglednici 20.

Za analizo konstrukcije v X smeri je najbolj pomembna druga nihajna oblika. Za analizo v Y smeri pa prva nihajna oblika. Nihajni časi so enaki kot v osnovnem modelu, kar smo tudi pričakovali, saj smo v osnovnem modelu zanemarili togost armiranobetonske plošče izven njene ravnine. V primerjavi z drugim modelom je osnovni nihajni čas 25 % večji, kar je logično, saj ne upoštevamo nobenih horizontalnih nosilnih elementov, in tako dobimo manj tog model.

Preglednica 19: Nihajni časi, efektivne mase in torzijske efektivne mase za model 3

Nihajna oblika	Nihajni čas T (s)	$m_{ef,x}$ (%)	$m_{ef,y}$ (%)	$\Sigma m_{ef,x}$ (%)	$\Sigma m_{ef,y}$ (%)	$m_{ef,rz}$ (%)	$\Sigma m_{ef,rz}$ (%)	Prevladujoča smer
1	2,88	0	58	0	58	37	37	Y
2	1,79	47	0	47	58	2	38	X
3	1,13	10	0	57	58	21	60	Torzijska
4	0,60	0	22	57	80	15	75	Y
5	0,47	9	0	67	80	1	76	X
6	0,32	13	0	80	80	5	81	X
7	0,25	0	8	80	88	5	86	Y
8	0,24	3	0	83	89	2	88	X
9	0,15	0	1	83	89	0	88	Y
10	0,15	6	0	89	90	0	88	X
11	0,14	1	3	90	93	4	93	Torzijska

Model je vizualno vitkejši v Y smeri. Tudi prva nihajna oblika je translacijska v Y smeri, pripadajoča efektivna masa znaša 58 %. Opazimo, da ima tudi četrta nihajna oblika precejšen delež efektivne mase v smeri Y (22 %), zato gre torej za drugo translacijsko nihajno obliko v Y smeri. Druga nihajna oblika je translacijska v X smeri, z deležem efektivne mase 47 %. Šele tretja nihajna oblika je torzijska, kar pomeni da model ni torzijsko podajen, pripadajoč delež efektivne mase je 21 %. Slika 20 prikazuje prve tri nihajne oblike.



Slika 20: Prve tri nihajne oblike za model 3

3.11.3 Etažne prečne sile

Etažne potresne sile so dobljene z modalno analizo, s CQC kombinacijo nihajnih oblik in SRSS kombinacijo vplivov v X in Y. Prečne sile smo iz programa SAP2000 dobili s pomočjo funkcije Section Cuts, s katero smo za vsako etažo definirali tri prereze. Eden je potekal le skozi jedra, drugi skozi stebre, tretji pa skozi vse elemente v etaži.

Največja etažna prečna sila je v smeri Y, saj sta večji tudi vrednost v spektru pospeškov in efektivna masa najpomembnejše nihajne oblike vzbujanja v Y smeri. Ob vpetju stavbe znaša 17216 kN. V smeri X je prečna sila ob vpetju manjša le za 500 kN. Največji skok etažne prečne sile v obeh smereh je v enaindvajseti in dvaindvajseti etaži in znaša 1850 kN za Y smer in 1700 kN za X smer. V zgornjih dveh etažah se zmanjša tudi tloris stavbe za 28 %. Jedro v obeh smereh prevzema 99 % etažnih prečnih sil. Med tem pa ob vpetju znaša največja prečna sila v stebrih 137 kN v Y smeri in stebri tako prevzemajo le 0,8 % prečne sile, v X smeri pa še manj (0,6 %). Stebri sicer ob vpetju v Y smeri prevzemajo več prečne sile kot v X smeri. To je verjetno posledica združitve poševnih stebrov ob vpetju in njihove orientacije vzporedno z Y osjo. V ostalih etažah je prevzem etažnih prečnih sil v obeh smereh približno enakomeren, vendar zanemarljiv v primerjavi z jedrom.

Preglednica 20: Etažne prečne sile za model 3

Etaža	Etažne prečne sile v jedru		Etažne prečne sile v stebrih		Skupne etažne prečne sile	
	V_X (kN)	V_Y (kN)	V_X (kN)	V_Y (kN)	V_X (kN)	V_Y (kN)
22	2061	2465	5	5	2066	2471
21	3755	4317	2	4	3757	4320
20	5287	5839	4	8	5288	5845
19	6193	6634	3	4	6195	6637
18	6674	6906	3	10	6676	6915
17	6953	6979	10	7	6960	6984
16	7174	6965	6	3	7169	6964
15	7386	6954	4	6	7389	6959
14	7684	7039	2	5	7686	7044
13	8103	7275	1	3	8104	7276
12	8636	7675	12	21	8646	7690
11	9309	8288	23	60	9321	8317
10	10062	9093	7	17	10066	9106
9	10830	9984	18	24	10845	10007
8	11683	11041	20	17	11676	11040
7	12507	12121	43	32	12540	12151
6	13441	13286	22	12	13428	13288
5	14303	14370	46	54	14337	14413
4	15191	15409	15	29	15187	15436
3	15940	16327	18	38	15949	16347
2	16480	16971	13	7	16468	16966
1	16605	17082	95	137	16693	17216

Etažne prečne sile v stebrih so kot v prvih dveh modelih zanemarljive, kar nam pove, da stebri prevzamejo zanemarljivo malo potresne obtežbe. Zaradi neupoštevanja horizontalnih nosilnih

elementov v modelu, nimamo več navideznih okvirov kot v prejšnjem modelu. Etažne potresne sile smo prikazali v preglednici 21.

3.11.4 Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov

Oсна sila zaradi potresne obremenitve je v dvigalnem jašku (JA1) 24678 kN. Prečni sili v obeh smereh, predstavljata 10 % osne sile. Jašek prevzema večji upogibni moment (68150 kNm) okoli osi X, okoli osi Y pa desetkrat manjši upogibni moment. V dvigalnem jašku se pojavi tudi torzijski moment velikosti 5845 kNm. Obremenitve obravnavanih stebrov, so v primerjavi z obremenitvami dvigalnega jaška zanemarljivo majhne. Nekoliko večja upogibna momenta, 256 kNm v smeri okoli osi X in 166 kNm v smeri okoli osi Y, se pojavita le v stebri (ST2). To je verjetno posledica konstrukcije, ki je nad vpetjem stebra. Tu se namreč združijo trije stebri (en navpičen in dva poševna) iz višjih etaž. Vse obremenitve izbranih nosilnih elementov konstrukcijskega sistema so podne v preglednici 21.

Preglednica 21: Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov modela 3

Oznaka	V_x (kN)	V_y (kN)	N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
JA1	2172	2252	24678	68150	6493	5845
ST1	6	11	0	68	28	5
ST2	27	40	0	256	166	19

3.11.5 Kontrola celotne prečne sile

Kontrolo celotne prečne sile smo izvedli na enak način kot prej.

$$F_{b,max,x} = W \cdot S_d(T_{2,x}) = 24734 \text{ t} \cdot 0,0873 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 20716 \text{ kN} \quad (3.24)$$

$$\begin{aligned} F_{b,min,x} &= m_{eff,2,x} \cdot W \cdot S_d(T_{2,x}) = \\ &= 0,47 \cdot 24734 \text{ t} \cdot 0,0873 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 9662 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.25)$$

Celotna prečna sila v smeri X je $F_{b,x} = 16693 \text{ kN}$. Nahaja se med mejnima vrednostma, zato kontroli prečne sile zadostimo. Podobno storimo še za Y smer:

$$F_{b,max,y} = W \cdot S_d(T_{1,y}) = 24734 \text{ t} \cdot 0,0377 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 8941 \text{ N} \quad (3.26)$$

$$\begin{aligned} F_{b,min,y} &= m_{eff,1,y} \cdot W \cdot S_d(T_{1,y}) = \\ &= 0,58 \cdot 24734 \text{ t} \cdot 0,0377 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 5180 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.27)$$

Celotna prečna sila v smeri Y je $F_{b,y} = 17216$ kN, zato kontroli prečne sile ne zadostimo, saj prečna sila ne pade med zgornjo in spodnjo mejo. Razlog da je temu tako, je velik vpliv višjih nihajnih oblik. Četrta nihajna oblika pri vzbujanju v smeri Y prispeva 22 %ektivne mase, z nihajnim časom 0,6 s, ima vrednost v spektru pospeškov 0,24 g. Če upoštevamo navedeno, dobimo prečno silo samo od četrte nihajne oblike prečno silo ob vpetju:

$$\begin{aligned} F_{b,4,y} &= m_{eff,4,y} \cdot W \cdot S_d(T_{2,y}) = \\ &= 0,22 \cdot 24734 t \cdot 0,24 g \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 12831 \text{ kN}, \end{aligned} \quad (3.28)$$

kar je več, kot če upoštevamo 100 % prve nihajne oblike (9147 kN). To kaže na to, da 22 % vpliva četrte nihajne oblike prispeva bistveno več, kot 100% prve nihajne oblike. To je po eni strani logično, saj je spektralna vrednost 4. nihajne oblike, ki se nahaja na vrhu spektra pospeškov, za faktor 6,4 večja od spektralne vrednosti 1. nihajne oblike, ki je z nihajnim časom 2,88 s, že zelo nizko na diagramu spektra pospeškov.

3.11.6 Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije

Pomemben podatek je tudi razmerje med celotno prečno silo in celotno težo konstrukcije (F_b/W). Z njim dobimo občutek kolikšna je potresna sila glede na težo konstrukcije. Težo konstrukcije smo določili iz celotne mase konstrukcije. Celotna teža konstrukcije znaša $W = 242643$ kN. Prečno silo pa smo dobil s CQC kombinacijo nihajnih oblik in SRSS kombinacijo vplivov v X in Y.

Preglednica 22: Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije, model 3

Smer	F_b/W
X	0,07
Y	0,07

Celotna prečna sila v vsaki smeri predstavlja 7 % teže konstrukcije.

3.11.7 Kontrola pomikov

Kontrolirali smo vogalno točko, prikazano na sliki 16, v kateri so bili pomiki dobljeni s SSRS kombinacijo vplivov v vsaki smeri največji. Ker smo za določitev etažnih pomikov d_{re} uporabili projektni spekter pospeškov, smo jih v skladu z enačbo (2.16) pomnožili z faktorjem obnašanja, da smo dobili prave vrednosti. Kontrolo pomikov smo izvedli v skladu z enačbo (2.17). Ker ima naš objekt stekleno fasado smo izbrali najstrožji kriterij $\alpha = 0,005$.

Etažni pomiki se v zgornjih etažah močno približajo mejnim vrednostim, vendar mejnemu stanju uporabnosti še zadostimo, saj so vsi pomiki manjši od dovoljenih. Večji etažni pomiki kot v modelu 2

so posledica manj toge konstrukcije, saj nismo upoštevali vpliva horizontalnih nosilnih elementov. Samostojni stebri, ki niso del okvira imajo zelo majhno upogibno togost in malo doprinesejo k zmanjšanju pomikov. Pomiki centra mas in vogalne točke se razlikujejo, ker konstrukcija ni simetrične oblike. Posledično se zgodi torzijski zasuk toge membrane, kar dodatno poveča pomik vogalnih točk.

Preglednica 23: Kontrola pomikov za model 3

Etaža	h (cm)	u_x (cm)	u_y (cm)	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$v \cdot d_{r,x}$	$v \cdot d_{r,y}$	$\alpha \cdot h$
22	427	32,8	52,0	2,1	4,2	1,0	2,1	2,1
21	427	30,7	47,8	2,3	4,2	1,2	2,1	2,1
20	427	28,3	43,7	2,1	4,2	1,0	2,1	2,1
19	427	26,3	39,5	2,3	4,2	1,2	2,1	2,1
18	320	23,9	35,4	1,6	2,9	0,8	1,4	1,6
17	320	22,4	32,5	1,8	2,9	0,9	1,4	1,6
16	320	20,5	29,6	1,8	2,9	0,9	1,4	1,6
15	320	18,7	26,8	1,6	2,9	0,8	1,4	1,6
14	320	17,2	23,9	1,8	2,6	0,9	1,3	1,6
13	320	15,3	21,3	1,6	2,6	0,8	1,3	1,6
12	320	13,8	18,7	1,6	2,3	0,8	1,2	1,6
11	320	12,2	16,4	1,6	2,3	0,8	1,2	1,6
10	320	10,7	14,0	1,6	2,1	0,8	1,0	1,6
9	320	9,1	12,0	1,6	2,1	0,8	1,0	1,6
8	320	7,5	9,9	1,3	1,8	0,7	0,9	1,6
7	320	6,2	8,1	1,3	1,6	0,7	0,8	1,6
6	320	4,9	6,5	1,0	1,6	0,5	0,8	1,6
5	320	3,9	4,9	1,0	1,6	0,5	0,8	1,6
4	2,81	2,9	3,4	1,0	1,0	0,5	0,5	1,6
3	1,90	1,8	2,3	0,9	1,0	0,4	0,5	1,8
2	1,06	0,9	1,3	0,6	0,9	0,3	0,5	2,1
1	0,34	0,3	0,4	0,3	0,4	0,2	0,2	2,1

3.11.8 Vpliv teorije drugega reda

Koeficient občutljivosti θ smo preverili na enak način kot v prvih dveh modelih. Pomike smo vzeli v centru mas. Kot vidimo v preglednici 24, koeficient občutljivosti za smer Y v etažah enajsti do petnajsti ni manjši od 0,1 kar pomeni, da moramo v teh dveh etažah rezultante sil povečati s faktorjem $1/(1 - \theta)$. V ostalih upoštevanje vplivov teorije drugega reda ni potrebno.

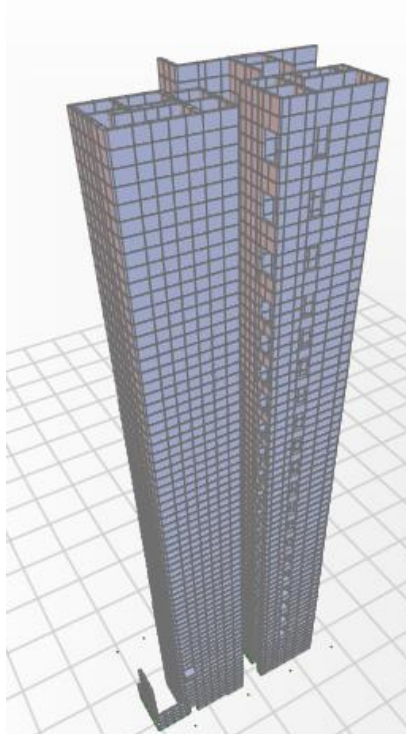
Preglednica 24: Koeficient občutljivosti za etažne pomike za model 3

Etaža	P_{tot} (kN)	d_{rX} (cm)	V_{totX} (kN)	d_{rY} (cm)	V_{totY} (kN)	h (cm)	θ_X	θ_Y
22	7240	2,1	2066	4,2	2471	427	0,02	0,03
21	15397	2,3	3757	4,2	4320	427	0,02	0,03
20	26485	2,1	5288	4,2	5845	427	0,02	0,04
19	37333	2,3	6195	4,2	6637	427	0,03	0,05
18	48041	1,6	6676	2,9	6915	320	0,04	0,06
17	57821	1,8	6960	2,9	6984	320	0,05	0,07
16	67855	1,8	7169	2,9	6964	320	0,05	0,09
15	78091	1,6	7389	2,9	6959	320	0,05	0,10
14	88327	1,8	7686	2,6	7044	320	0,07	0,10
13	98562	1,6	8104	2,6	7276	320	0,06	0,11
12	108798	1,6	8646	2,3	7690	320	0,06	0,10
11	119515	1,6	9321	2,3	8317	320	0,06	0,11
10	130221	1,6	10066	2,1	9106	320	0,06	0,09
9	140934	1,6	10845	2,1	10007	320	0,06	0,09
8	152269	1,3	11676	1,8	11040	320	0,05	0,08
7	164005	1,3	12540	1,6	12151	320	0,05	0,07
6	176200	1,0	13428	1,6	13288	320	0,04	0,06
5	189006	1,0	14337	1,6	14413	320	0,04	0,06
4	201937	1,0	15187	1,0	15436	320	0,04	0,04
3	215614	0,9	15949	1,0	16347	360	0,03	0,04
2	229021	0,6	16468	0,9	16966	420	0,02	0,03
1	242644	0,3	16693	0,4	17216	420	0,01	0,01

3.12 Model 4: samo jedro

3.12.1 Opis modela

Če obravnavamo stebre kot sekundarne elemente, predpostavimo da ne predstavljajo nosilnega sistema konstrukcije za prenos potresne obtežbe. To pomeni, da moramo v skladu s standardom nosilnost in togost sekundarnih elementov pri analizah potresnega vpliva zanemariti. Ker smo v tretjem modelu modelirali stebre, smo pripravili še četrti model, ki vsebuje le jedra. Z njim smo želeli preveriti do kolikšnih razlik pride z zelo enostavnim modelom takšne stavbe. Na sliki 4 je prikazan četrti model, katerega vertikalno nosilno konstrukcijo predstavljajo samo jedra.



Slika 21: Model 4: samo jedro

3.13 Rezultati analize

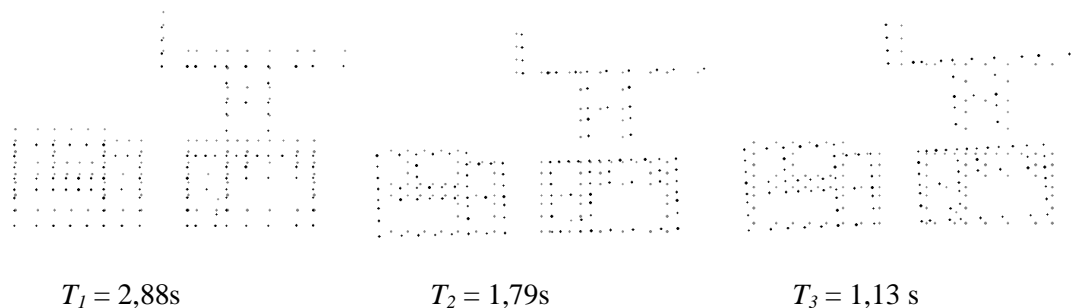
3.13.1 Nihajni časi in efektivne mase

Za analizo smo uporabili projektni spekter pospeškov. Potrebno je upoštevati prvih 11 nihajnih oblik, ki so prikazane v preglednici 25.

Preglednica 25: Nihajni časi, efektivne mase in torzijske efektivne mase za model 4

Nihajna oblika	Nihajni čas T (s)	$m_{ef,x}$ (%)	$m_{ef,y}$ (%)	$\Sigma m_{ef,x}$ (%)	$\Sigma m_{ef,y}$ (%)	$m_{ef,rz}$ (%)	$\Sigma m_{ef,rz}$ (%)	Prevladujoča smer
1	2,88	0	58	0	58	37	37	Y
2	1,79	47	0	47	58	2	38	X
3	1,13	10	0	57	58	21	60	Torzijska
4	0,60	0	22	57	80	15	75	Y
5	0,47	9	0	67	80	1	76	X
6	0,32	13	0	80	80	5	81	X
7	0,25	0	8	80	88	5	86	Y
8	0,24	3	0	83	89	2	88	X
9	0,15	0	1	83	89	0	88	Y
10	0,15	6	0	89	90	0	88	X
11	0,14	1	3	90	93	4	93	Torzijska

Kot smo pričakovali, so vrednosti skoraj povsem identične vrednostnim 3. modela, zato zavzamemo stališče, da upoštevanje stebrov ne vpliva na nihajne čase konstrukcije in s tem na togost same konstrukcije.



Slika 22: Prve tri nihajne oblike, model 4

3.13.2 Etažne prečne sile

Etažne potresne sile smo prikazali v preglednici 26.

Preglednica 26: Etažne prečne sile, model 4

Etaža	Etažne prečne sile v jedru	
	V_x (kN)	V_y (kN)
22	2097	2469
21	3769	4308
20	5282	5840
19	6203	6634
18	6701	6912
17	6986	6986
16	7181	6966
15	7393	6958
14	7693	7043
13	8120	7278
12	8665	7691
11	9332	8314
10	10070	9103
9	10847	10007
8	11683	11040
7	12557	12149
6	13452	13286
5	14355	14417
4	15188	15442
3	15949	16346
2	16505	16970
1	16770	17247

Skupne etažne prečne sile se ne razlikujejo bistveno od dobljenih z modelom ki ima modelirane tudi stebre. Ob vpetju je v smeri X etažna prečna sila v četrtem modelu večja le za 0,5 %, v smeri Y pa 0,2 %. Zato je vključevanje stebrov ki predstavljajo sekundarne potresne elemente v model smiselno, sej ne vpliva na etažne prečne sile, iz modela pa že direktno dobimo pomike stebrov zaradi potresnega vpliva, ki jih potrebujemo za nadaljnjo projektiranje in dimenzioniranje stebrov. Z upoštevanjem stebrov v modelu, kot smo to storili v tretjem modelu glede na dobljene rezultate torej ne naredimo velike napake.

3.13.3 Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov

Oсна sila zaradi potresne obremenitve je v dvigalnem jašku (JA1) 24695 kN, kar je 17 kN več kot v modelu s stebri in je zanemarljivo. Prečni sili v obeh smereh podobno kot v prejšnjem model, predstavljata 10 % osne sile. Jašek prevzema okoli osi X upogibni moment 68229 kNm in je le 0,1 % večji kot v tretjem modelu, kar je zanemarljivo. Okoli osi Y prevzema 6516 kNm. V dvigalnem jašku se pojavi tudi torzijski moment velikosti 5879 kNm. Obremenitve v dvigalnem jašku so podne v preglednici 27.

Preglednica 27: Obremenitve v dvigalnem jašku modela 4

Oznaka	V_x (kN)	V_y (kN)	N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
JA1	2188	2273	24695	68229	6516	5879

3.13.4 Kontrola celotne prečne sile

Kontrolo celotne prečne sile smo izvedli na enak način kot prej.

$$F_{b,max,x} = W \cdot S_d(T_{2,x}) = 247334 \text{ t} \cdot 0,0873 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 20716 \text{ kN} \quad (3.29)$$

$$\begin{aligned} F_{b,min,x} &= m_{eff,2,x} \cdot W \cdot S_d(T_{2,x}) = \\ &= 0,47 \cdot 24734 \text{ t} \cdot 0,0873 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 9662 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.30)$$

Celotna prečna sila v smeri X je $F_{b,x} = 16770 \text{ kN}$. Nahaja se med mejnima vrednostma, zato kontroli prečne sile zadostimo. Podobno storimo še za Y smer:

$$F_{b,max,y} = W \cdot S_d(T_{1,y}) = 24734 \text{ t} \cdot 0,0377 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 8941 \text{ N} \quad (3.31)$$

$$\begin{aligned} F_{b,min,y} &= m_{eff,1,y} \cdot W \cdot S_d(T_{1,y}) = \\ &= 0,58 \cdot 24734 \text{ t} \cdot 0,0377 \text{ g} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 5180 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.32)$$

Celotna prečna sila v smeri Y zaradi vzbujanja v smeri Y je $F_{b,y} = 17247$ kN, in ne zadosti kontroli celotne prečne sile. Kot v prejšnjem primeru je tudi tu vpliv višjih nihajnih oblik velik. Četrta nihajna oblika pri vzbujanju v smeri Y prispeva 22 % efektivne mase, z nihajnim časom 0,6 s, ima vrednost v spektru pospeškov 0,24 g. Če upoštevamo navedeno, dobimo prečno silo samo od četrte nihajne oblike prečno silo ob vpetju:

$$F_{b,4,y} = m_{eff,4,y} \cdot W \cdot S_d(T_{2,y}) =$$

$$= 0,22 \cdot 24734 t \cdot 0,2404g \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 12831 \text{ kN}, \quad (3.33)$$

kar je več, kot če upoštevamo 100 % prve nihajne oblike (9147 kN). To kaže na to, da 22 % vpliva četrte nihajne oblike prispeva bistveno več, kot 100% prve nihajne oblike.

3.13.5 Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije

Celotna teža konstrukcije znaša $W = 242643$ kN. Celotna prečna sila v X smeri predstavlja 7 % teže konstrukcije, v Y smeri pa prav tako predstavlja 7%. Razlika med tretjim in četrtem modelom je zanemarljiva. V preglednici 28 je predstavljeno razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije četrtega modela.

Preglednica 28: Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije za model 4

Smer	F_b/W
X	0,07
Y	0,07

3.13.6 Kontrola pomikov

Kontrolirali smo vogalno točko, v kateri so bili pomiki največji in je označena na sliki 16. Ker smo za določitev etažnih pomikov d_{re} uporabili projektni spekter pospeškov, smo jih v skladu z enačbo (2.16) pomnožili z faktorjem obnašanja, da smo dobili prave vrednosti. Kontrolo pomikov smo izvedli v skladu z enačbo (2.17). Izbrali smo najstrožji kriterij $\alpha = 0,005$. Etažni pomiki ki so predstavljeni v preglednici 29, se ne razlikujejo bistveno od tistih v tretjem modelu, kar spet potrjuje, da upoštevanje stebrov v modelu ne vpliva na globalno obnašanje konstrukcije. Kontrola pomikov je izpolnjena za vse etaže.

Preglednica 29: Kontrola pomikov za model 4

Etaža	h (cm)	u_x (cm)	u_y (cm)	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$v \cdot d_{r,x}$	$v \cdot d_{r,y}$	$\alpha \cdot h$
22	427	32,8	52,0	2,1	4,2	1,0	2,1	2,1
21	427	30,7	47,8	2,3	4,2	1,2	2,1	2,1
20	427	28,3	43,7	2,1	4,2	1,0	2,1	2,1
19	427	26,3	39,5	2,3	4,2	1,2	2,1	2,1
18	320	23,9	35,4	1,8	2,9	0,9	1,4	1,6
17	320	22,1	32,5	1,6	2,9	0,8	1,4	1,6
16	320	20,5	29,6	1,8	2,9	0,9	1,4	1,6
15	320	18,7	26,8	1,6	2,9	0,8	1,4	1,6
14	320	17,2	23,9	1,8	2,6	0,9	1,3	1,6
13	320	15,3	21,3	1,6	2,3	0,8	1,2	1,6
12	320	13,8	19,0	1,6	2,6	0,8	1,3	1,6
11	320	12,2	16,4	1,6	2,3	0,8	1,2	1,6
10	320	10,7	14,0	3,1	2,1	0,8	1,0	1,6
9	320	7,5	12,0	1,0	2,1	0,8	1,0	1,6
8	320	6,5	9,9	0,3	1,8	0,7	0,9	1,6
7	320	6,2	8,1	1,3	1,6	0,7	0,8	1,6
6	320	4,9	6,5	1,0	1,6	0,5	0,8	1,6
5	320	3,9	4,9	1,0	1,6	0,5	0,8	1,6
4	320	2,9	3,4	1,0	0,9	0,5	0,5	1,6
3	360	1,8	2,4	0,7	1,1	0,3	0,6	1,8
2	420	1,1	1,3	0,8	0,9	0,4	0,5	2,1
1	420	0,4	0,4	0,4	0,4	0,2	0,2	2,1

3.13.7 Vpliv teorije drugega reda

Koeficient občutljivosti θ smo preverili na enak način kot v prejšnjih modelih. Podobno kot v tretjem modelu moramo rezultante sil v dvanajst, trinajsti in štirinajsti etaži povečati za faktor $1/(1-\theta)$. V ostalih etažah je, kot vidimo v preglednici 30, koeficient občutljivosti manjši od vrednosti 0,1, zato nam teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.

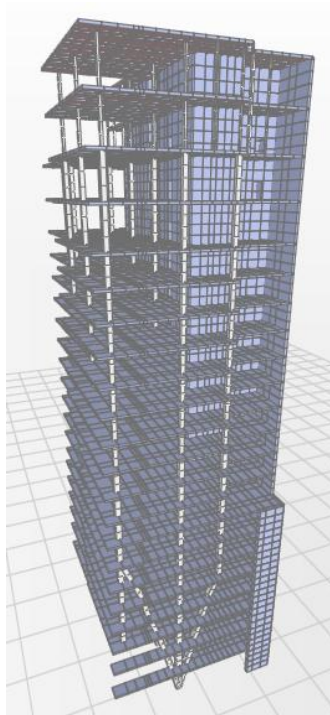
Preglednica 30: Koeficient občutljivosti za etažne pomike, model 4

Etaža	P_{tot} (kN)	d_{rX} (cm)	V_{totX} (kN)	d_{rY} (cm)	V_{totY} (kN)	h (cm)	θ_X	θ_Y
22	7240	1,8	2097	4,2	2469	427	0,01	0,03
21	15397	2,3	3769	3,6	4308	427	0,02	0,03
20	26485	1,6	5282	4,2	5840	427	0,02	0,04
19	37333	1,8	6203	4,2	6634	427	0,03	0,05
18	48041	1,3	6701	2,9	6912	320	0,03	0,06
17	57821	1,3	6986	2,9	6986	320	0,03	0,07
16	67855	1,3	7181	2,9	6966	320	0,04	0,09
15	78091	1,0	7393	2,6	6958	320	0,03	0,09
14	88327	1,3	7693	2,9	7043	320	0,05	0,11
13	98562	1,0	8120	2,3	7278	320	0,04	0,10
12	108798	1,0	8665	2,6	7691	320	0,04	0,11
11	119515	1,0	9332	2,1	8314	320	0,04	0,09
10	130221	1,0	10070	2,1	9103	320	0,04	0,09
9	140934	1,0	10847	2,1	10007	320	0,04	0,09
8	152269	0,8	11683	1,8	11040	320	0,03	0,08
7	164005	0,8	12557	1,6	12149	320	0,03	0,07
6	176200	0,5	13452	1,6	13286	320	0,02	0,06
5	189006	0,5	14355	1,3	14417	320	0,02	0,05
4	201937	0,5	15188	1,3	15442	320	0,02	0,05
3	215614	0,6	15949	1,0	16346	360	0,02	0,04
2	229021	0,4	16505	0,7	16970	420	0,01	0,02
1	242644	0,2	16770	0,4	17247	420	0,01	0,01

3.14 Model 5: polni nerazpokani prerezi

3.14.1 Opis modela

Pri do sedaj obravnavanih modelih je bila togost konstrukcije približno enaka, nekoliko večja je bila je v modelih ki sta upoštevala plošče in sodelujoče širine plošče. Togost modela vpliva tako na potresno obremenitev, kakor tudi na pomike. Razpokanost prerezov je potrebno upoštevati, če projektiramo v skladu s standardom (SIST EN 1998-1:2005). S petim modelom smo želeli preveriti, kakšno napako naredimo, če ne upoštevamo razpokanih prerezov. Kakšen vpliv ima to na našo stavbo smo preverili s petim modelom. Manjša togost načeloma pomeni večje nihajne čase in večje pomike ter v območju srednjih in dolgih nihajnih časov večjo potresno obremenitev. Zgornjo vrednost predstavlja togost nerazpokanega prereza (Fajfar in sod. 2015). Nerazpokane prereze smo upoštevali v našem modelu tako, da vztrajnostnih momentov in strižnih prerezov nismo reducirali, ampak smo uporabili polne prereze. Model ki je prikazan na sliki 23 je sicer geometrijsko povsem enak prvemu.



Slika 23: Model 5: model s polnimi, nerazpokanimi prerezi

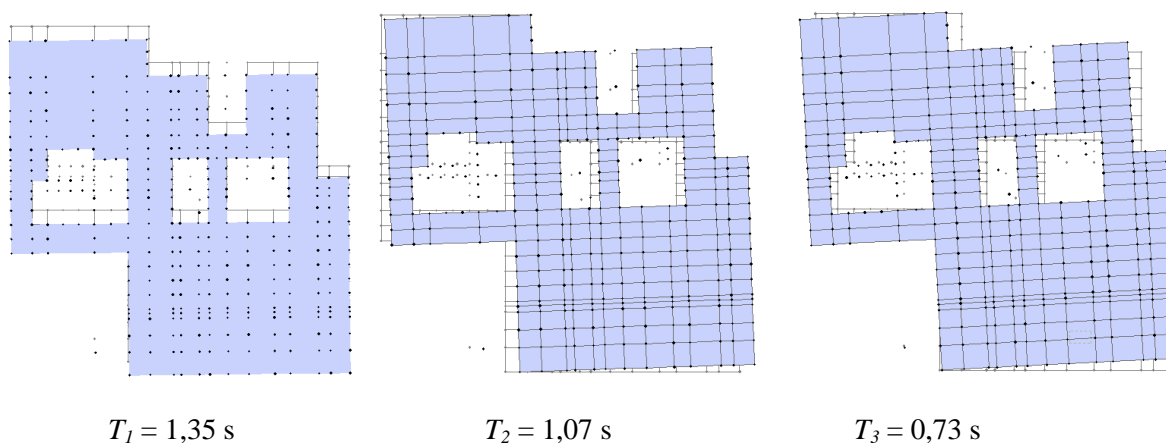
3.14.2 Nihajni časi in efektivne mase

Model smo analizirali z uporabo enakih kriterijev kot smo jih uporabili za prvi model. V preglednici 31 smo prikazali prvih enajst nihajnih oblik, ki jih je potrebno upoštevati v analizi. Razmerje nihajnih časov je pričakovano $\sqrt{2}$, ker je togost dvakrat večja, nihajni čas pa je obratno sorazmeren s koreninom od togosti.

Preglednica 31: Nihajni časi, efektivne mase in torzijske efektivne mase, model 5

Nihajna oblika	Nihajni čas T (s)	$m_{ef,x}$ (%)	$m_{ef,y}$ (%)	$\Sigma m_{ef,x}$ (%)	$\Sigma m_{ef,y}$ (%)	$m_{ef,rz}$ (%)	$\Sigma m_{ef,rz}$ (%)	Prevladujoča smer
1	1,35	0	62	0	62	33	33	Y
2	1,07	43	0	43	62	7	40	X
3	0,73	17	0	60	62	24	63	Torzijska
4	0,36	0	19	60	81	11	74	Y
5	0,31	8	0	68	81	3	77	X
6	0,21	12	0	81	81	5	82	X
7	0,17	1	5	82	86	1	83	Y
8	0,16	2	3	83	89	5	88	X
9	0,11	0	1	83	90	0	89	Y
10	0,10	7	0	90	90	0	89	X
11	0,10	0	3	90	93	4	93	Torzijska

Nihajni časi so v primerjavi z prvim modelom manjši, kar smo tudi pričakovali, saj je togost konstrukcije večja. Prvi nihajni čas predstavlja 72 % nihajnega časa iz osnovnega modela. Delež učinkovnih mas za posamezno nihajno obliko je primerljiv s prvim modelom. Prva nihajna oblika je translacijska v Y smeri, pripadajoča učinkovna masa znaša 62 %. Druga nihajna oblika je translacijska v X smeri, z deležem učinkovne mase skoraj 43 %. Šele tretja nihajna oblika je torzijska, kar pomeni da je model torzijsko tog. Razmerje med nihajnimi časi osnovnega modela in modela kjer nismo upoštevali razpokanosti prerezov je približno koren iz 2. Slika 24 prikazuje prve tri nihajne oblike.



Slika 24: Prve tri nihajne oblike, model 5

3.14.3 Etažne prečne sile

Etažne prečne sile, prikazane na sliki 32, se na račun večje togosti konstrukcije povečajo tako v stebrih kot v jedrih. Etažna prečna sila je največja ob vpetju v smeri Y in znaša 21977 kN, kar je 17 % več kot v osnovnem modelu. V X smeri je prečna sila 21053 kN, kar je skoraj toliko kot v Y smeri. Etažne prečne sile v stebrih pa so še vedno majhne v primerjavi z silami v jedru. Večino (99 %) prečne sile prevzamejo jedra, ostalo pa stebri. V tretji etaži, kjer je v smeri Y največja prečna sila v stebrih, 865 kN, je to 12 % več kot v osnovnem primeru. V smeri X so etažne prečne sile v stebrih skoraj enake kot v osnovnem modelu. Kaže da upoštevanje razpokanosti prerezov zmanjša etažne prečne sile v stebrih za slabih 12 %.

Preglednica 32: Etažne prečne sile, model 5

Etaža	Etažne prečne sile v jedru		Etažne prečne sile v stebrih		Skupne etažne prečne sile	
	V_x (kN)	V_y (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
22	2257	2609	60	126	2301	2714
21	4268	4896	43	95	4301	4980
20	6121	6654	290	591	6368	7181
19	7743	8306	197	422	7916	8696
18	8795	9043	325	699	9090	9703
17	9696	9791	333	656	9997	10415
16	10509	10356	324	676	10809	11006
15	11283	10891	317	678	11580	11546
14	12035	11438	318	664	12331	12078
13	12784	11992	320	677	13083	12641
12	13569	12762	291	522	13834	13257
11	14257	13179	391	848	14617	13976
10	15126	14129	290	686	15391	14772
9	15860	14976	318	693	16145	15627
8	16691	16017	249	590	16914	16573
7	17390	17078	343	503	17680	17570
6	18239	18220	220	387	18435	18585
5	18925	19173	296	701	19172	19580
4	19624	20394	256	840	19834	20467
3	20297	21278	148	865	20427	21234
2	20832	21899	23	763	20853	21754
1	20922	22151	142	807	21053	21977

3.14.4 Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov

Oсна sila zaradi potresne obremenitve je v dvigalnem jašku (JA1) je 38 % večja kot v osnovnem modelu in znaša 27968 kN. Prečni sili v obeh smereh, se od osnovnega modela razlikujeta manj, in sicer za 19 %. Jašek prevzema okoli osi X 35 % večji upogibni moment kot v osnovnem modelu, prav toliko je večji tudi upogibni moment okoli osi Y. Osne sile obravnavanih stebrov, so za dobrih 13 % višje, kot v osnovnem modelu.

Preglednica 33: Obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov modela 5

Oznaka	V_x (kN)	V_y (kN)	N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
JA1	2754	2960	27969	73768	8029	7495
ST1	9	21	520	99	41	4
ST2	40	302	3135	323	218	17

3.14.5 Kontrola celotne prečne sile

Na enak način kot v prejšnjih modelih modelu smo izračunali zgornjo in spodnjo mejo za etažno prečno silo. Prečno silo v izbrani smeri pa smo prebrali iz računalniškega modela.

$$F_{b,max,x} = W \cdot S_d(T_{2,x}) = 24734 t \cdot 0,1348 g \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 32707 kN \quad (3.34)$$

$$\begin{aligned} F_{b,min,x} &= m_{eff,2,x} \cdot W \cdot S_d(T_{2,x}) = \\ &= 0,43 \cdot 24734 t \cdot 0,1348 g \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 14064 kN \end{aligned} \quad (3.35)$$

Celotna prečna sila v smeri X zaradi vzbujanja v smeri X je $F_{b,x} = 20981$ kN in se nahaja med mejnima vrednostma, zato kontroli prečne sile zadostimo.

$$F_{b,max,y} = W \cdot S_d(T_{1,y}) = 24734 t \cdot 0,1068 g \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 25914 kN \quad (3.36)$$

$$\begin{aligned} F_{b,min,y} &= m_{eff,1,y} \cdot W \cdot S_d(T_{1,y}) = \\ &= 0,62 \cdot 24734 t \cdot 0,1068 g \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 16066 kN \end{aligned} \quad (3.37)$$

Celotna prečna sila v smeri Y zaradi vzbujanja v smeri Y je $F_{b,y} = 21909$ kN, kontroli zadostimo. Četrta nihajna oblika pri vzbujanju v smeri Y prispeva 19 % efektivne mase, z nihajnim časom 0,36 s, ima vrednost v spektru pospeškov 0,2884 g. Če upoštevamo navedeno, dobimo prečno silo samo od četrte nihajne oblike prečno silo ob vpetju:

$$\begin{aligned} F_{b,4,y} &= m_{eff,4,y} \cdot W \cdot S_d(T_{2,y}) = \\ &= 0,19 \cdot 24734 t \cdot 0,2884 g \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 13295 kN, \end{aligned} \quad (3.38)$$

3.14.6 Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije

Celotna prečna sila v X smeri predstavlja 8 % teže konstrukcije, v Y smeri pa prav tako 8 %. Razlog je v premiku na spektru zaradi drugačnega nihajnega časa. Razmerje prikazano v preglednici 34, je v vsaki smeri večje za približno 0,1 % v primerjavi z ostalimi modeli.

Preglednica 34: Razmerje med celotno prečno silo in težo konstrukcije, model 5

Smer	F_b/W
X	0,08
Y	0,08

3.14.7 Kontrola pomikov

Zaradi večje togosti konstrukcije, in ker je bila kontrola MSU izpolnjena tudi že pri prvem razpokanem modelu, nas ni presenetilo da je kontrola izpolnjena tudi za 5. model. Pomik na vrhu konstrukcije v 5. modelu v smeri X predstavlja 62% pomika v osnovnem modelu, v smeri Y pa prav tako 62 %. V našem primeru sicer zadostimo tej kontroli tudi v primerih, ki so modelirani v skladu s standardom (SIST EN 1998-1:2005). Če pa bi bili pomiki samo malo večji, bi se zgodilo, da bi bili v modelu z razpokanimi prerezi prekoračeni, in lahko prišlo bi do poškodb nekonstrukcijskih elementov, ki bi lahko ogrožala življenja, na primer odpadanje steklene fasade. Medtem pa bi bili v modelu z nerazpokanimi prerezi še vedno manjši od mejnih, in bi napačno dajali vtis da je kontrola MSU izpolnjena.

Preglednica 35: Kontrola pomikov, model 5

Etaža	h (cm)	u_x (cm)	u_y (cm)	$d_{r,X}$ (cm)	$d_{r,Y}$ (cm)	$v \cdot d_{r,X}$	$v \cdot d_{r,Y}$	$\alpha \cdot h$
22	427	16,0	17,6	0,8	1,0	0,4	0,5	2,1
21	427	15,2	16,6	0,8	1,1	0,4	0,6	2,1
20	427	14,3	15,5	1,0	1,1	0,5	0,6	2,1
19	427	13,4	14,3	1,0	1,3	0,5	0,6	2,1
18	320	12,4	13,1	0,8	0,8	0,4	0,4	1,6
17	320	11,6	12,3	0,8	1,0	0,4	0,5	1,6
16	320	10,8	11,3	0,8	0,8	0,4	0,4	1,6
15	320	10,0	10,5	0,8	1,0	0,4	0,5	1,6
14	320	9,2	9,5	0,8	0,8	0,4	0,4	1,6
13	320	8,4	8,7	0,8	0,8	0,4	0,4	1,6
12	320	7,6	7,9	0,8	1,0	0,4	0,5	1,6
11	320	6,8	6,9	1,0	0,8	0,5	0,4	1,6
10	320	5,8	6,1	0,6	0,8	0,3	0,4	1,6
9	320	5,2	5,3	0,8	0,8	0,4	0,4	1,6
8	320	4,4	4,5	0,8	0,8	0,4	0,4	1,6
7	320	3,5	3,7	0,6	0,8	0,3	0,4	1,6
6	320	2,9	2,9	0,6	0,6	0,3	0,3	1,6
5	320	2,3	2,3	0,6	0,6	0,3	0,3	1,6
4	320	1,6	1,6	0,5	0,5	0,2	0,2	1,6
3	360	1,1	1,1	0,6	0,5	0,3	0,2	1,8
2	420	0,5	0,6	0,3	0,5	0,2	0,2	2,1
1	420	0,2	0,2	0,2	0,2	0,1	0,1	2,1

Pomiki centra mas in vogalne točke se razlikujejo, ker konstrukcija ni simetrične oblike. Posledično se zgodi torzijski zasuk toge membrane, kar dodatno poveča pomik vogalnih točk.

3.14.8 Vpliv teorije drugega reda

Pomike za to kontrolo v masnem središču smo dobili na enak način kot prejšnjih modelih. Faktor občutljivosti θ , prikazan v preglednici 36, je v obeh smereh in v vseh etažah manjši od 0,1, zato nam učinkov potresnega vpliva in potrebno povečevati. Kar je spet zavajajoče, saj smo v modelih ki smo jih projektirali v skladu s standardom (SIST EN 1998-1:2005), videli, da je v trinajsti in petnajsti etaži potrebno povečati sile zaradi vplivov teorije drugega reda.

Preglednica 36: Koeficient občutljivosti za etažne pomike, model 5

Etaža	P_{tot} (kN)	d_{rX} (cm)	V_{totX} (kN)	d_{rY} (cm)	V_{totY} (kN)	h (cm)	θ_x	θ_y
22	7240	0,8	2301	1,3	2714	427	0,01	0,01
21	15397	0,6	4301	1,1	4980	427	0,01	0,01
20	26485	0,8	6368	1,1	7181	427	0,01	0,01
19	37333	0,6	7916	1,3	8696	427	0,01	0,01
18	48041	0,5	9090	0,8	9703	320	0,01	0,01
17	57821	0,3	9997	0,6	10415	320	0,01	0,01
16	67855	0,5	10809	0,8	11006	320	0,01	0,02
15	78091	0,6	11580	1,0	11546	320	0,01	0,02
14	88327	0,5	12331	0,8	12078	320	0,01	0,02
13	98562	0,5	13083	1,0	12641	320	0,01	0,02
12	108798	0,5	13834	0,8	13257	320	0,01	0,02
11	119515	0,6	14617	0,8	13976	320	0,02	0,02
10	130221	0,3	15391	0,8	14772	320	0,01	0,02
9	140934	0,5	16145	0,8	15627	320	0,01	0,02
8	152269	0,5	16914	0,6	16573	320	0,01	0,02
7	164005	0,3	17680	0,6	17570	320	0,01	0,02
6	176200	0,3	18435	0,6	18585	320	0,01	0,02
5	189006	0,3	19172	0,6	19580	320	0,01	0,02
4	201937	0,3	19834	0,5	20467	320	0,01	0,01
3	215614	0,2	20427	0,5	21234	360	0,00	0,01
2	229021	0,2	20853	0,5	21754	420	0,00	0,01
1	242644	0,2	21053	0,2	21977	420	0,00	0,00

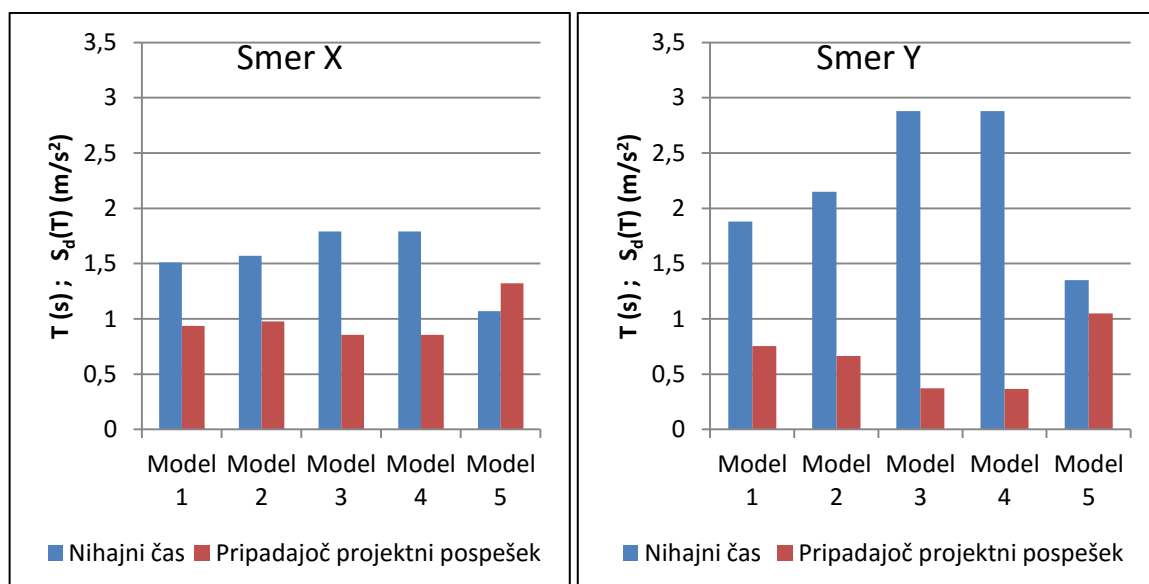
3.15 Primerjava rezultatov

V tem poglavju smo se posvetili medsebojni primerjavi rezultatov.

3.15.1 Osnovni nihajni časi in projektni pospeški tal

Nihajni časi so pri vseh modelih večji v smeri Y, iz česar lahko ugotovimo, da je konstrukcija v smeri vzporedni osi Y bolj podajna. Najnižji nihajni čas dobimo pri modelu 5, kjer nismo upoštevali razpokanih prerezov. To je posledica tega, da v modelu nismo obravnavali redukcije togosti tako kot to zahteva standard (SIST EN 1998-1:2005) in smo storili ostalih modelih. Posledično se projektni pospeški pri tem modelu skoraj še enkrat večji kot v osnovnem in zato je obremenjenost objekta s potresom večja kot pri ostalih modelih. Iz teorije sledi, da se v primeru upoštevanja polovične togosti vseh elementov nihajni čas poveča za faktor, ki je enak $\sqrt{2}$ (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009). Tudi v našem primeru to drži.

Na sliki 25 smo prikazali osnovne nihajne čase T in pripadajoče projektne pospeške v smeri X in v smeri Y.



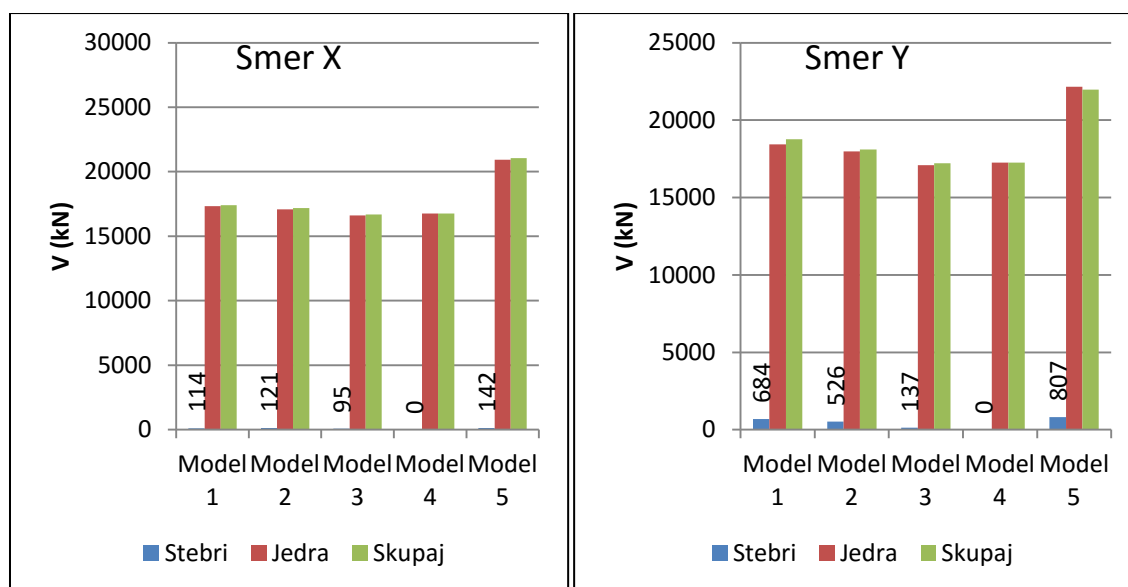
Slika 25: Primerjava osnovnih nihajnih časov in pripadajočih projektne pospeškov v smereh X in Y

Modela 3 in 4 v katerih smo upoštevali razpokan prerez, imata približno enake nihajne čase, kar pomeni, da ne glede na to ali upoštevamo stebre v modelu ali ne, to ne vpliva na nihajni čas konstrukcije. Površina prerezov stebrov v pritličju predstavlja 12,5 % površine sten, zato smo pričakovali, da bo vpliv nepovezanih stebrov, ki sami po sebi nimajo velike upogibne togosti, majhen. V modelu 2, kjer so stebri med seboj povezani z horizontalnimi elementi, ki skupaj tvorijo okvire se togost poveča, in osnovni nihajni čas v smeri Y se zmanjša za 27 %. Še malo manjši pa je v osnovnem modelu kjer so horizontalne povezave še nekoliko bolj toge.

3.15.2 Etažne prečne sile prve etaže

Primerjali smo etažne prečne sile prve etaže. Na sliki 26 smo prikazali prečno silo v prvi etaži posameznega modela, ki jo prenašajo stebri, silo ki jo prenašajo jedra, in skupno silo ki jo prenaša cela konstrukcija, za vsako smer posebej. Zaradi kombinacije vplivov po SRSS skupna prečna sila ni enaka seštevku sile v stebrih in jedrih.

Prva stvar ki jo opazimo pri vseh modelih, je da je delež potresne sile ki jo prevzamejo stebri zanemarljiv. Nekoliko večji je pri modelu 1 in 2 v smeri Y, vendar še vedno predstavlja le 4 % celotne prečne sile zaradi potresa ob vpetju. V tem modelu se v tej smeri v konstrukciji pojavi več navideznih okvirov, ker se kaže v povečanju prevzema prečnih sil. Ne glede na to, pa lahko prevzem celotne potresne prečne sile pripišemo jedru.



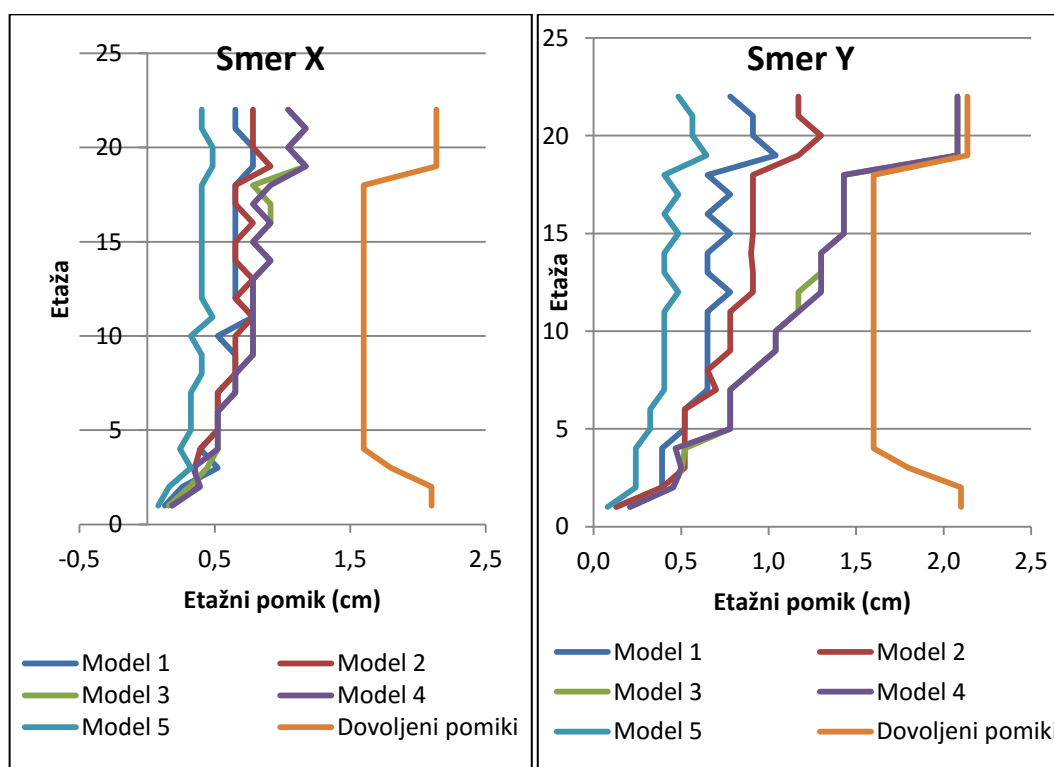
Slika 26: Primerjava etažnih prečnih sil za vse modele v smereh X in Y

Celotna potresna prečna sila petega modela je zaradi napačnega upoštevanja togosti nosilnih elementov v obeh smereh večja za 17 % kot v osnovnem modelu. Modeliranje z upoštevanjem sodelujoče širine plošče, ali upoštevanjem stebrov kot sekundarnih potresnih elementov, prečne sile ne spremeni tako močno kot upoštevanje razpokanih prereзов. Opazimo tudi da med modeli 1, 2, 3 in 4 ni bistvenih razlik.

3.15.3 Etažni pomiki

Ker konstrukcija ni simetrična, je vpliv torzijskih nihajnih oblik dodatno povečal pomike po obodu stavbe. Etažni pomiki vseh modelov so bili največji v vogalni točki označeni na sliki 16, v kateri smo jih tudi kontrolirali. V 19. etaži se pri vseh modelih zgodi skok, kar je posledica višjih zgornjih štirih etaž. Skok le malo viden na sliki 27, kjer so prikazani etažni pomiki za posamezen model in dovoljen

pomik ki določa kontrolo mejnega stanja uporabnosti pri potresni obtežbi. Kontrola MSU je izpolnjena za vse modele, se pa pomiki zgornjih etaž v smeri Y modelov 3 in 4 močno približajo mejni vrednosti. Za obe smeri so pomiki 3. in 4. modela tako podobni, da jih s slike 27 ne moremo razločiti, kar ponovno govori v prid dejstvu da upoštevanje nepovezanih stebrov v modelu ne vpliva omembe vredno na rezultate analize. Pomiki osnovnega modela z razpokanimi prerezi so približno za faktor 1,4 večji od pomikov modela z nerazpokanimi prerezi. Pomiki modela s sodelujočimi širinami pa so tako za smer X kot za Y nekje vmes. Pomiki modela dve, so zelo blizu pomikov osnovnega modela, kar pomeni da z poenostavitvijo, s katero vpeljemo prečke ki predstavljajo sodelujočo širino plošče ne naredimo prevelike napake. Zasnova objekta je slaba, kar se vidi iz rezultatov analize. Razlike v etažnih pomikih so zelo velike. Objekt je v eni smeri precej bolj ranljiv kot v drugi.



Slika 27: Primerjava etažnih pomikov

3.15.4 Primerjava obremenitev izbranih konstrukcijskih elementov

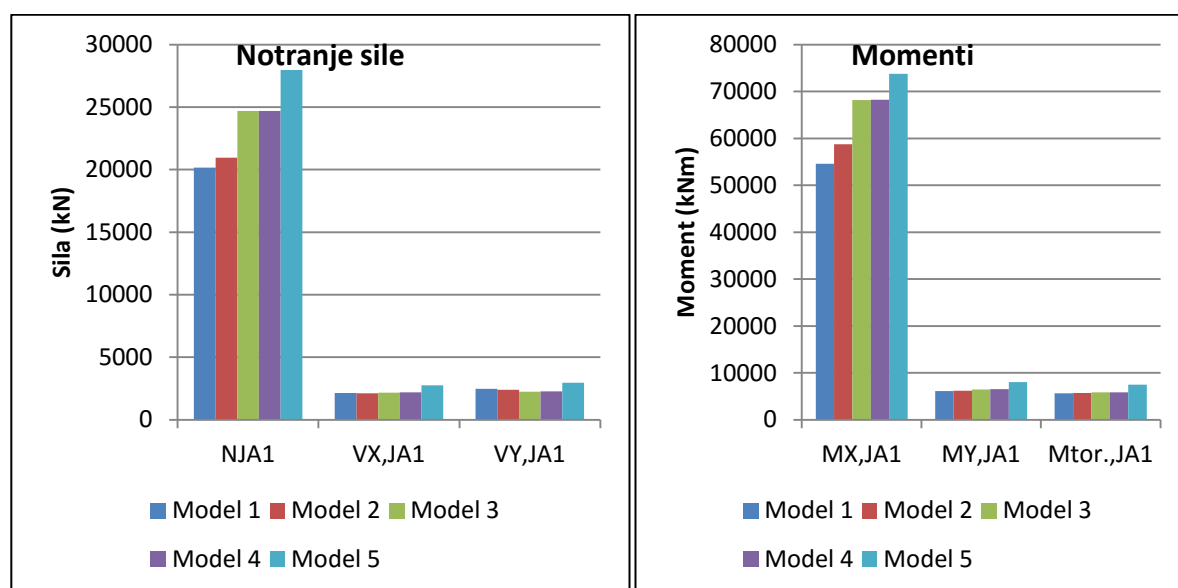
Ker so jedra modelirana kot ploskovni elementi, kot rezultat dobimo napetosti. Zaradi primerljivosti s stebri, smo integrirali napetosti s pomočjo orodja Section Cut v računalniškem programu SAP2000. Napetosti smo tako prevedli na obremenitve na težiščno os dvigalnega jaška.

Za primerjavo smo izbrali dvigalni jašek za dve dvigali, ki je približno v sredini tlorisa. Oblika dvigalnega jaška je podolgovata v smeri Y osi, kar vpliva na to, da je obremenjen z večjim momentom

okoli osi X $M_{X,JA1}$. V primerjavi z njim sta torzijski moment $M_{tor.,JA1}$ in moment okoli osi Y $M_{Y,JA1}$ majhna, predstavljata približno 10 % $M_{X,JA1}$ ne glede na izbran model. $M_{X,JA1}$ je v drugem modelu v primerjavi s prvim večji za 8%, kar nam poveča potrebno količino armature v dvigalnem jašku. Prav tako z upoštevanjem samo sodelujoče širine plošče jedro prevzame več osne sile N_{JA1} , ta se poveča za 4 %. Razlike so majhne, in model z prečkami je dovolj natančen.

Neupoštevanje vpliva razpokanih prereзов pa poveča $M_{X,JA1}$ za celih 23 %, kar je že petina vrednosti, prav tako se poveča osna sila v jedru in sicer za 37 %. Napako ki jo storimo z neupoštevanjem razpokanosti prereзов plačamo z večjo količino armature v dvigalnem jašku kot bi bilo potrebno.

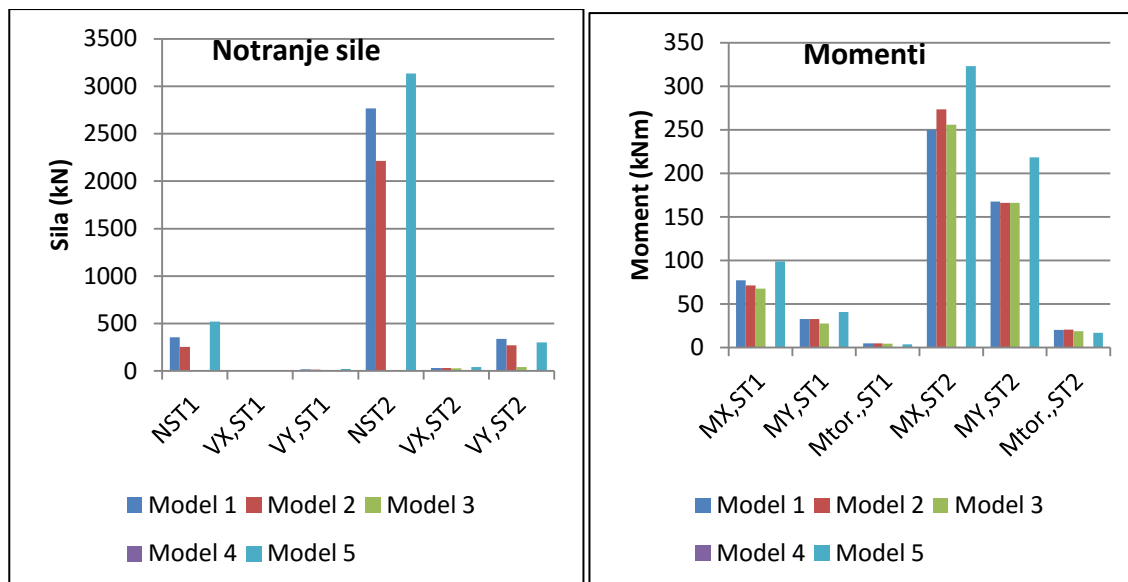
Prečne sile $V_{X,JA1}$ in $V_{Y,JA1}$ so v vseh modelih približno enake, celo v modelu s polnimi prerezi so zanemarljivo povišane. V tretjem in četrtem modelu, so obremenitve skoraj enake kot v osnovnem modelu, kar pomeni, da modeliranje stebrov kot sekundarnih potresnih elementov ne vpliva bistveno na obremenitve dvigalnega jaška. Obremenitve dvigalnega jaška smo prikazali na sliki 28. Manjša kot je togost horizontalnih nosilnih elementov, bolj je dvigalni jašek obremenjen z obremenjen z momentom in osno silo. Če ne upoštevamo modela 5, mora jašek 3. in 4. modela prevzeti največje obremenitve, saj stebri niso povezani med seboj in tako okvirji v modelu ne prevzemajo obremenitev. Če dvigalni jašek modeliramo tako, smo vsekakor na varni strani.



Slika 28: Notranje sile in momenti v dvigalnem jašku JA1 ob vpetju stavbe

Obremenitve v stebrih ST1 in ST2 so prikazani na sliki 29. Osne sile ob vpetju N_{ST1} v stebrih v modelih brez modeliranih horizontalnih nosilnih elementov so zanemarljive, modeliranje plošče s sodelujočo širino jih poveča na 255 kN, modeliranje s ploščo pa na 354 kN. Ostali modeli ne vplivajo na spremembo osnih sil. V stebrih ST2, pa modeliranje sodelujočih širin plošče in plošče močno vpliva na osne sile, saj se sile od skoraj nič v modelih brez horizontalnih nosilnih elementov povečajo na 2214

kN v drugem modelu, in na 2767 kN v prvem modelu, kar je verjetno posledica poševnih stebrov, ki se nad vpetjem združijo v en steber in trikotnega okvirja, ki ga tvorijo skupaj s sodelujočo širino plošče oz. ploščo.



Slika 29: Notranje sile in momenti v stebrih ob vpetju stavbe

Prečne sile so v obeh stebrih in v obeh smereh zanemarljive, ne glede na izbiro modela. V osnovnem modelu, v stebru ST2 je v smeri Y največja, in njena velikost znaša 338 kN. To spet kaže na vpliv okvirja, ki ga tvori sodelujoča širina plošče skupaj s poševnimi stebri.

Momenti v stebru ST1 so majhni. V stebru ST2 pa so v prvem, drugem in tretjem modelu je $M_{X,ST2}$ velikostnega razreda 250 kN. V vseh modelih so zelo podobni, v modelu kjer nismo upoštevali razpokanih prerezov, pa se povečajo za 30 %, glede na osnovni model, kar pomeni, da je napaka precejšnja.

3.15.5 Povzetek primerjav

Če združimo ugotovitve pridobljene s primerjavo posameznih modelov, lahko povzamemo naslednja dejstva. Z upoštevanjem nerazpokanih prerezov bistveno povečamo togost konstrukcije, kar se pozna tako na povečanih etažnih prečnih silah, kot na občutno manjšem nihajnem času in pomikih. Prezezi med potresom dejansko razpokajo in aktivira se manjša togost konstrukcije. Z njenim upoštevanjem so tudi obremenitve v izbranih elementih manjše, kar pomeni prihranek na materialu za izdelavo konstrukcije, kar pa ni nujno dobro. Problem je, ker standard ne omogoča podajanja informacij o potresnem tveganju, kar pomeni, da optimizacija konstrukcije glede na določila standarda Evrokod 8 niti ni smiselna. Optimizacija bi bila upravičena, če bi projektiranje objekta temeljilo na ciljnem potresnem tveganju, ki bi ga izrazili z različnimi merami, kot so verjetnost porušitve, pričakovana letna izguba in podobno. Zaradi tega je tudi težko komentirati, kako je smiselno modelirati

razpokanost prerezov, čeprav vemo, da z upoštevanjem razpokanosti armiranobetonskih elementov dobimo bolj realne pomike, ki jih moramo upoštevati za kontrolo MSU, s katero varujemo nekonstrukcijske elemente stavbe. Zaredi vsega tega je zahteva standarda, da se uporabijo razpokani prerezi smiselna. Steber ST1, bi lahko upoštevali kot sekundarni potresni element, saj prevzema zelo majhne obremenitve. Medtem pa se v stebru ST2 pojavljajo velike osne sile in momenti, zaradi neobičajne zasnove konstrukcije nad njim. Iz tega vidika bi ga bilo in njemu podobne elemente morda smiselno upoštevati v potresni analizi. Vpliv različnega modeliranja horizontalnih nosilnih elementov na obremenitev dvigalnega jaška ni zanemarljiv. Večja togost horizontalnih nosilnih elementov, povzroči aktiviranje okvirjev, ki v dvigalnem jašku zmanjšajo obremenitve do 25 %. Če horizontalnih nosilnih elementov v modelu ne upoštevamo, smo, kar se tiče dimenzioniranja dvigalnega jaška, na varni strani.

4 ZAKLJUČEK

Modeliranje konstrukcije je začetni del procesa projektiranja in močno vpliva na njegov nadaljnji potek. Z izbiro modela izberemo tudi pravila in zahteve, katere bomo morali izpolniti v nadaljevanju, poleg tega pa vrsta izbranega modela vpliva tudi na rezultate analize. Pomembno je, da izberemo model, ki najbolje opiše dejansko stanje konstrukcije. V diplomski nalogi smo primerjali različne načine modeliranja 22-etažne stavbe, ki ima močno jedro in stebre po obodu. Stebri so med seboj povezani le z armiranobetonsko ploščo. V želji, da bi ugotovili, kako posamezni model vpliva na obnašanje stavbe, smo izdelali in preverili 5 modelov. S prvimi štirimi smo preverjali vpliv sodelujoče širine in izbire nekaterih nosilnih elementov kot sekundarnih potresnih elementov. Modelirani so bili z upoštevanjem razpokanosti prereзов. Peti model pa smo modelirali s polnimi, nerazpokanimi prerezi, s čimer smo želeli preveriti kakšno napako naredimo, če zanemarimo vpliv razpokanost AB elementov.

Prvi model je bil najbolj kompleksen in podoben realni konstrukciji, vseboval je stebre in jedra, ki so bili med seboj povezani s ploščo. Že pri tem modelu smo opazili, da je delež etažnih prečnih sil, ki jih prevzamejo stebri le 4 %, posledično pa so tudi obremenitve stebrov majhne. Izjemno velika sta le moment in osne sila v stebru ST2, kar je posledica združevanja stebrov iz višjih etaž.

Ker je izbira modela do neke mere prepuščena projektantu, smo preverili kakšen vpliv ima na globalne zahteve in obremenitve elementov, če ploščo nadomestimo z nosilci, ki predstavljajo sodelujočo širino plošče in tako dobimo poleg jedra v modelu tudi okvirje. S to predpostavko nekoliko zmanjšamo togost horizontalnih nosilnih elementov in posledično togost celotne konstrukcije, kar se kaže v povečanih nihajnih časih in pomikih. Razpored etažnih prečnih sil med jedra in stebre se bistveno ne spremeni. Obremenitve v stebrih so podobne kot v osnovnem modelu. Povečanje obremenitve dvigalnega jaška je zanemarljivo.

Določanje sodelujočih širin plošče ter posebne zahteve standarda za stebre, prečke in stike stebrov in prečk, pri potresnem projektiranju prinesejo nekaj dodatnega dela, zato smo model poenostavili. Stebre smo upoštevali kot sekundarne potresne elemente. Potrebno je upoštevati vpliv teorije drugega reda in sekundarne elemente dimenzionirati tako, da prenesejo obtežbo težnostnih vplivov pri pomikih dobljenih iz seizmične analize. Ker standard predpisuje, da togosti teh elementov v potresnem modelu ne smemo upoštevati, želeli pa smo na enostaven način dobiti pomike stebrov, smo izdelali dva modela. V prvem smo upoštevali stebre ki so bili z ostalo konstrukcijo povezani le z membrano, v drugem pa smo modelirali le jedro. Razlik v rezultatih med modeloma praktično ni. Stebre, kot sekundarne elemente, je torej smiselno vključiti v analizo, saj ne vplivajo bistveno na rezultate, hkrati pa v istem modelu dobimo pomike, ki jih potrebujemo za dimenzioniranje. V primerjavi z osnovnim modelom dobimo večje obremenitve v jedru, saj ni okvirjev, ki bi prenesle del potresne obtežbe. V

omenjenih dveh modelih so kritični etažni pomiki na vrhu. V smeri Y so za faktor 1,75 večji od pomikov modela s sodelujočimi širinami, vendar še vedno zadostijo kontroli MSU. Ker z jedrom prevzamemo celotno potresno obtežbo, se moment okoli osi X in osna sila dvigalnega jaška povečajo približno za faktor 1,25, kar pomeni, da moramo v zameno za poenostavitve ki nam jih modela prineseta uporabiti več armature v armiranobetonskem jedru konstrukcije.

Z zadnjim modelom smo preverjali kakšne so razlike v obremenitvah, če ne upoštevamo razpokanih prerezov. Ugotovimo, da se nihajni čas modela z nerazpokanimi elementi zmanjša, kar nam posledično da višje spektralne vrednosti, zaradi katerih se etažne prečne sile povečajo v obeh smereh. Moment in osna sila v dvigalnem jašku se poveča glede na osnovni model. Pomiki na vrhu konstrukcije pa se zmanjšajo. Če projektiramo na tako pomanjšane pomike se zgodi, da brez problema izpolnimo kontrole MSU. V realnosti pa so pomiki zaradi razpokanja prerezov med potresom večji, kar lahko povzroči porušitev krhkih nekonstrukcijskih elementov, v našem primeru steklene fasade. To pa bi lahko ogrozilo tudi človeška življenja.

Četrta nihajna oblika pri vzbujanju v smeri Y v vseh modelih prispeva okoli 20 % efektivne mase. Zaradi sedemkrat večje spektralne vrednosti, je njen vpliv približno tolikšen, kot če upoštevamo 100% vpliv prve nihajne oblike. Iz tega sledi, da pri tej stavbi višje nihajne oblike igrajo pomembno vlogo pri odzivu stavbe. Konstrukcijo je možno modelirati na več različnih načinov. Pri potresnem modeliranju konstrukcij se uporablja veliko predpostavk, zaradi katerih so rezultati, ki jih dobimo, le približni. Za modeliranje obravnavane stavbe bi izbrali drugi model, kjer so plošče modelirane s sodelujočimi širinami. Ta model dovolj dobro opiše obnašanje konstrukcije in nam da zelo primerljive rezultate kot model 1, hkrati pa je še vedno enostaven za modeliranje in dimenzioniranje.

Pomembno se je zavedati, da izbira modela vpliva na nadaljnji potek projektiranja, vendar standard za potresnoodporno projektiranje konstrukcij ni razvit do te mere, da bi omogočal nedvoumno izbiro modela, s katero vplivamo tudi na velikost potresnih sil. V primeru, da bi želeli oceniti katere projektne potresne sile so najbolj primerne, bi bilo potrebno za izhodišče projektiranja izbrati ciljno potresno tveganje, ki je, na primer, izražen s sprejemljivo verjetnostjo porušitve. Takšnega načina projektiranja pa standard za enkrat še ne določa, kar pomeni, da potresna varnost eksplicitno ni določena v fazi projektiranja, niti za izjemno drage objekte.

VIRI

ARSO. 2001. Karta potresne nevarnosti Slovenije – projektni pospeški tal.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.jpg (Pridobljeno 16. 1. 2016).

Computers and Structures, Inc. 2006. Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures

<http://www.comp-engineering.com/SAPManE.htm> (Pridobljeno 12. 2. 2016.)

Čaušević, M., Franković, T., Mahmutović, N. 2012. Effects of stiffness reduction on seismic capacity of buildings. Građevinar 64: 463-474.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 519 str.

Fajfar, P., Fischinger, M., Beg, D. 2009. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. V: Beg, D., Pogačnik, A. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 241 str

Fajfar, P., Fardis, M., Carvalho, E., Pecker, A. 2015. Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8. CRC Press: 419 str.

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

SIST EN 1991-1:2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije. Del 1-1: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb - Nacionalni dodatek.

SIST EN 1992-1-1:2004. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe..

SIST EN 1992-1-1:2005/A101. Evrokod 2: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošna pravila in za stavbe - Nacionalni dodatek.

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

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

SkyscraperCity, Bv. 2016. Ljubljana Intercontinental hotel (81m).

<http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=575764> (Pridobljeno 1. 2. 2016).

Zakon o graditvi objektov – ZGO-1. Uradni list RS, št. 110/02 z dne 18. 12. 2002

Žižmond, J., Dolšek, M. 2014. Modeliranje efektivne širine pasnice grede za nelinearno analizo armiranobetonske okvirne stavbe. Gradbeni vestnik 68: 26-39.