

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni študij gradbeništva,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Matej Jan

VPLIV OPEČNIH POLNIL NA OBNAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH OKVIROV

Diplomska naloga št.: 3143

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

Skladno s 27. členom Pravilnika o diplomskem delu UL Fakultete za gradbeništvo in geodezijo,

Podpisani MATEJ JAN izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

VPLIV OPEČNIH POLNIL NA OBNAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH OKVIROV

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Noben del tega zaključnega dela ni bil uporabljen za pridobitev strokovnega naziva ali druge strokovne kvalifikacije na tej ali na drugi univerzi ali izobraževalni inštituciji.

Ljubljana, 8.12.2010

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.012.45:624.072.33(043.2)
Avtor: Matej Jan
Mentor: izr.prof.dr. Matjaž Dolšek
Naslov: Vpliv opečnih polnil na obnašanje armiranobetonskih okvirov
Obseg in oprema: 114 str., 59 pregl., 29 sl., 58 en.
Ključne besede: armiranobetonski okvir, zidana polnila, standard Evrokod 8, potresna obtežba, načrtovanje nosilnosti

Izvleček

V diplomski nalogi je predstavljena elastična analiza in projektiranje petnajstnadstopne okvirne konstrukcije srednje stopnje duktilnosti (DCM) v skladu s standardom SIST EN 1998-1. Elastična analiza je izvedena z računalniškim programom SAP2000. Opravljene so kontrole horizontalnih etažnih pomikov in vpliva teorije drugega reda. Okvir je dimenzioniran po metodi načrtovanja nosilnosti in sicer za območje, kjer referenčna vrednost projektnega pospeška znaša 0.25 g. Prikazano je dimenzioniranje grede ter robnega in notranjega stebra. Poleg čistega okvira je obravnavan tudi armiranobetonski okvir s polnili. Ta so v modelu zajeta z nadomestno diagonalo. Tudi za okvir s polnili so opravljene vse potrebne kontrole ter dimenzioniranje izbranih nosilnih elementov. Pri dimenzioniranju stebrov je v tem primeru merodajna prečna sila določena glede na najpogostejša strižna porušna mehanizma. Prvi je prestrig polnila drugi pa strižna (diagonalna) porušitev. Upoštevano je povečanje prečne sile na steber zaradi vpliva polnil. Iz primerjave rezultatov potresnega odziva čistega okvira in okvira s polnili je razviden pomemben vpliv opečnih polnil na potresni odziv. Zmanjšajo se etažni pomiki ter poveča potresna odpornost konstrukcije.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDK: 624.012.45:624.072.33(043.2)
Author: Matej Jan
Supervisor: Associate Professor Ph.D Matjaž Dolšek, B.S.C.E
Title: Influence of masonry infill on seismic response of reinforced concrete frames
Notes: 114 p., 59 tab., 29 fig., 58 eq.
Key words: reinforced concrete frame, masonry infill, standard Eurocode 8, seismic loading, capacity design

Abstract

The graduation thesis deals with seismic analysis and design of fifteen storey reinforced concrete frame building for ductility class medium according to standard SIST EN 1998-1. The elastic analysis is performed with computer program SAP2000. Storey displacements and the influence of $P-\Delta$ are checked. The frame is designed according to capacity design rules for a peak ground acceleration equal to 0,25 g. The design process is presented in detail for selected beams and corresponding exterior and interior columns. Furthermore the same reinforced concrete frame with masonry infill is analysed and designed. Masonry infill panels are modelled by means of diagonal struts. Similarly to the bare frame all the necessary verifications are made in order to design selected structural members. The design shear force of column is defined due to two most frequent failure mechanisms. The first one represents the shear strength of bed joints while the other corresponds to shear (diagonal) failure of masonry infill. Since infill is in contact with column, the design shear force is increased due to the effect of masonry infill. Based on the comparison of results for the bare frame and infilled frame it can be concluded that masonry infill has a significant influence on seismic response of reinforced concrete frames, since it reduces the storey drift demands and increases storey lateral force resistance.

ZAHVALA

Za vso pomoč in nasvete pri nastajanju diplomske naloge se zahvaljujem mentorju izr.prof.dr. Matjažu Dolšku.

Zahvalil bi se tudi svoji družini ter puncu Sari za potrebno vzpodbudo. Hvala tudi vsem prijateljem, ki so mi popestrili preživljanje študijskega časa v Ljubljani.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	OPIS KONSTRUKCIJE	3
2.1	Splošno o objektu	3
2.2	Karakteristike materiala	5
2.2.1	Beton	5
2.2.2	Jeklo	5
2.2.3	Opečna polnila	6
3	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	7
3.1	Vertikalna obtežba	7
3.1.1	Lastna in stalna obtežba	7
3.1.2	Stalna obtežba predelnih sten	9
3.1.3	Stalna obtežba fasade	11
3.1.4	Koristna obtežba	12
3.2	Potresni vpliv	13
3.2.1	Značilnosti tal	13
3.2.2	Potresno območje	14
3.2.3	Prikaz potresnega vpliva	14
3.2.4	Faktor obnašanja	15
3.2.5	Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi	18
3.3	Mase etaž	19
3.3.1	Masa okvirne konstrukcije	19
3.3.2	Masa okvirne konstrukcije z opečnimi polnili	21
3.4	Slučajna ekscentričnost	22

4	LINEARNA ELASTIČNA ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE ČISTEGA OKVIRA	24
4.1	Uvod	24
4.2	Metoda z vodoravnimi silami	26
4.2.1	Nihajni čas	26
4.2.2	Potresne prečne sile	27
4.3	Modalna analiza s spektri odziva	28
4.3.1	Nihajni časi in nihajne oblike	28
4.3.2	Potresne prečne sile	30
4.4	Kontrole	32
4.4.1	Vpliv teorije drugega reda	32
4.4.2	Mejno stanje uporabnosti – omejitev poškodb - kontrola pomikov	33
4.5	Dimenzioniranje okvirov po principu načrtovanja nosilnosti za DCM stopnjo duktilnosti:	35
4.5.1	Grede	37
4.5.2	Stebri	54
4.5.3	Vozlišča gred in stebrov	72
4.5.4	Skica armature v pritličju in prvi etaži okvira v osi A	73
5	LINEARNA ELASTIČNA ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE OKVIRA S POLNILI	75
5.1	Uvod	75
5.2	Modeliranje opečnih polnil	77
5.3	Modalna analiza	81
5.3.1	Nihajni časi in nihajne oblike	81
5.3.2	Potresne prečne sile	82
5.4	Kontrole	82
5.4.1	Vpliv teorije drugega reda	82
5.4.2	Mejno stanje uporabnosti – omejitev poškodb – kontrola pomikov	84
5.5	Dimenzioniranje okvirov s polnili po principu načrtovanja nosilnosti za DCM stopnjo duktilnosti:	85

5.5.1	Grede	87
5.5.2	Stebri	95
6	PRIMERJAVE IN KOMENTAR REZULTATOV	107
7	ZAKLJUČEK	111
8	VIRI	113

KAZALO SLIK

Slika 1.1: Prezokvirne konstrukcije ter tloris tipične etaže in zgornje etaže	3
Slika 1.2: Razpored opečnih polnil v tipični etaži in v zgornji etaži	4
Slika 2.1: Potresno odpornost je mogoče doseči z različnimi kombinacijami nosilnosti in duktilnosti	16
Slika 2.2: Faktor α_u / α_l predstavlja dodatno nosilnost statično nedoločene konstrukcije (Fischinger, 2007)	17
Slika 2.3: Elastični in projektni spekter pospeškov	17
Slika 4.1: Sodelujoče širine gred po SIST EN 1992-1-1	24
Slika 4.2: Tridimenzionalni model okvirne konstrukcije	25
Slika 4.3: Prve tri nihajne oblike: Translatorni v Y in X smeri ter torzijska	29
Slika 4.4: Tloris: Izbrani okviri v osi A, B in III in IV	35
Slika 4.5: Pozicije gred okvira IV in III	36
Slika 4.6: Pozicije gred okvira A in B	36
Slika 4.7: Omejitev širine grede (Kilar, Slak, 2002)	37
Slika 4.8: Ovojnica upogibnih momentov gred G27 in G28	38
Slika 4.9: Sodelujoča širina pasnice grede G27 ob vozlišču 5	38
Slika 4.10: Skica armature v gredi G27	39
Slika 4.11: Sodelujoča širina pasnice grede G28 ob vozlišču 113	40
Slika 4.12: Skica armature v gredi G28	41
Slika 4.13: Ovojnica prečnih sil pri kombinaciji s potresno obtežbo	46
Slika 4.14: Prečne sile za načrtovanje nosilnosti na statičnem modelu nosilca za $G + 0,3Q$	46
Slika 4.15: Konstrukcijska pravila za grede	49
Slika 4.16: Skica armature stebra S1 v osi A-IV	54
Slika 5.1: Pomik-sila za »čisti« okvir, linearno elastičen ter nelinearen model okvira s polnili	75
Slika 5.2: Tipični porušni mehanizmi okvirnih konstrukcij s polnili (Tomažević, 2009)	76
Slika 5.3: Mikro model okvira z zidanimi polnili	77
Slika 5.4: Položaj priključitve nadomestne diagonale na okvirno konstrukcijo (Tomažević, 2009)	78
Slika 5.5: Modeli z različnim številom nadomestnih diagonal	78

Slika 5.6: Geometrijske lastnosti polnila	79
Slika 5.7: Shema matematičnega modela okvira v osi A in osi IV	80
Slika 5.8 : Rezultanta sil na opečno polnilo zaradi interakcije z okvirom ter razpored prečnih sil v stebrih zaradi njih (Combescure, 2006)	101

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: lastna teža stebrov in gred	9
Preglednica 2a: karakteristična sestava lahke predelne stene in njena teža	10
Preglednica 2b : karakteristična sestava opečne predelne stene in njena teža	10
Preglednica 3: karakteristična sestava fasade in njena teža	11
Preglednica 4: enakomerna površinska obtežba zaradi lastne teže fasade	11
Preglednica 5: karakteristične vrednosti koristnih obtežb	12
Preglednica 6: celotna koristna obtežba in njena redukcija	13
Preglednica 7: Vrednosti parametrov, ki opisujejo spekter odziva za tip tal B	15
Preglednica 8: koeficient $\psi_{E,i}$	19
Preglednica 9: Torzijski moment zaradi vpliva slučajne ekscentričnosti	23
Preglednica 10: Sodelujoče širine gred	25
Preglednica 11: Predpostavljene sile, pripadajoči pomiki in potresne sile na konstrukcijo	26
Preglednica 12: Nihajni časi in efektivne mase	28
Preglednica 13: Potresne sile za obe smeri vzbujanja	30
Preglednica 14: Etažne prečne sile za oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva	31
Preglednica 15: Kontrola občutljivosti na etažne pomike	33
Preglednica 16: Kontrola etažnih pomikov stebra v osi A-I za ovojnico potresnih kombinacij	34
Preglednica 17: Vzдолžna armatura za sklop gred okvirov I in IV	42
Preglednica 18: Vzдолžna armatura za sklop gred okvirov II in III	43
Preglednica 19: Vzдолžna armatura za sklop gred okvira A	44
Preglednica 20: Vzдолžna armatura za sklop gred okvira B	45
Preglednica 21: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi IV	50
Preglednica 22: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi III	51
Preglednica 23: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi A	52
Preglednica 24: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi B	53
Preglednica 25: Vzдолžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi A	57

Preglednica 26: Vzdolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi B	58
Preglednica 27: Vzdolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi IV	59
Preglednica 28: Vzdolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi III	60
Preglednica 29: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za steber S1 v 1 N	61
Preglednica 30: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za steber S1 v pritličju	62
Preglednica 31: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za steber S3 v 1N	65
Preglednica 32: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za steber S3 v pritličju	66
Preglednica 33: Prečna armatura stebrov okvira v osi A – preverba v smeri Y	68
Preglednica 34: Prečna armatura stebrov okvira v osi B – preverba v smeri Y	69
Preglednica 35: Prečna armatura stebrov okvira v osi IV – preverba v smeri X	70
Preglednica 36: Prečna armatura stebrov okvira v osi III – preverba v smeri X	71
Preglednica 37: Geometrijske in mehanske lastnosti polnil za izračun njihovih začetnih togosti	80
Preglednica 38: Nihajni časi in efektivne mase	81
Preglednica 39: Etažne prečne sile za oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva	82
Preglednica 40: Kontrola občutljivosti na etažne pomike okvira s polnili	83
Preglednica 41: Kontrola etažnih pomikov stebra v osi A-I za ovojnico potresnih kombinacij	84
Preglednica 42: Vzdolžna armatura za sklop gred okvirov v osi I in IV	87
Preglednica 43: Vzdolžna armatura za sklop gred okvirov II in III	88
Preglednica 44: Vzdolžna armatura za sklop gred okvira v osi A	89
Preglednica 45: Vzdolžna armatura za sklop gred okvira v osi B	90
Preglednica 46: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi I in IV	91
Preglednica 47: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi II in III	92
Preglednica 48: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi A	93
Preglednica 49: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi B	94

Preglednica 50: Vz dolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi A	95
Preglednica 51: Vz dolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi B	96
Preglednica 52: Vz dolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi IV	97
Preglednica 53: Vz dolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi III	98
Preglednica 54: Računska strižna odpornost zidanega panela glede na prestrig	99
Preglednica 55: Maksimalna nosilnost polnila glede na porušni mehanizem z nastankom nateznih diagonalnih razpok	101
Preglednica 56: Prečna armatura stebrov okvira v osi A – preverba v smeri Y	103
Preglednica 57: Prečna armatura stebrov okvira v osi B – preverba v smeri Y	104
Preglednica 58: Prečna armatura stebrov okvira v osi IV – preverba v smeri X	105
Preglednica 59: Prečna armatura stebrov okvira v osi III – preverba v smeri X	106

KAZALO GRAFIKONOV

Graf 4.1: Občutljivost na etažne pomike čistega okvira	32
Graf 5.1: Občutljivost na etažne pomike okvira s polnili	83
Graf 6.1: a) Pomik konstrukcije po višini b) Etažni pomiki $d_{i,X}$ c) Etažni pomiki $d_{i,Y}$	107
Graf 6.2: Elastični spekter odziva za pomike $S_{De}(T)$	107
Graf 6.3: Etažne prečne sile v X in Y smeri	108

1 UVOD

Diplomska naloga obravnava projektiranje petnajstnadstopne okvirne konstrukcije srednje stopnje duktilnosti (DCM) v skladu s standardom SIST EN 1998-1. Okvir je dimenzioniran po metodi načrtovanja nosilnosti in sicer za območje, kjer referenčna vrednost projektnega pospeška znaša 0.25 g. Poleg čistega okvira je obravnavan tudi armiranobetonski okvir s polnili. Pri dimenzioniranju stebrov je v tem primeru upoštevano, da je prečna sila na steber določena glede na najneugodnejši strižni porušni mehanizem.

V prvem delu je prikazana elastična analiza in dimenzioniranje čiste okvirne konstrukcije. Obravnavana je idealizirana okvirna konstrukcija, vendar ni bistveno različna od realnih konstrukcij. Za analizo je bil uporabljen računalniški program SAP2000.v12 (CSI, 2008) ki uporablja metodo končnih elementov. Obravnavan je le nadzemni del objekta, ki je v pritličju togo vpet. Potresne sile so določene na dva načina: s poenostavljeno metodo s horizontalnimi silami in z modalno analizo z upoštevanjem projektnega spektra pospeškov. Vpliv slučajne ekscentričnosti mase je upoštevan s torzijskim momentom, ki vrtilno okrog vertikalne osi stavbe. Rezultati elastične analize za potresno projektno stanje so uporabljeni za kontrolo horizontalnih etažnih pomikov, vpliva teorije drugega reda ter za dimenzioniranje izbranih nosilnih elementov čistega okvira srednje stopnje duktilnosti po metodi načrtovanja nosilnosti. Podrobneje je prikazano dimenzioniranje grede ob robnem stebru, grede v polju ter robnega in notranjega stebra, ki se na ti gredi priključujeta. Priložene so tudi skice potrebne armature za ta sklop dimenzioniranih elementov.

V drugem delu diplomske naloge je analiziran enak okvir, vendar so nekatera polja zapolnjena z opečnimi polnili. Znano je, da je učinek polnil na potresni odziv okvirnih konstrukcij sorazmerno velik, vendar je v praksi velikokrat prezrt. Ponavadi polnila predstavljajo arhitekturne, nekonstruktivne elemente, ki ločujejo prostore in morajo ustrezati požarnim ali zvočnim zahtevam. Čeprav so obravnavana kot nekonstruktivski elementi, vplivajo na prečno togost in nosilnost konstrukcije. Zato ignoriranje polnil v okvirnih konstrukcijah lahko privede do bistvenih nepravilnosti pri določanju potresnega odziva konstrukcije. Ta pa je zaradi kompleksnosti interakcije polnilo-okvir in velikega števila

vplivnih parametrov še vedno slabo razumljen. V svetu ni splošno sprejetih smernic za projektiranje okvirov s polnili, zato jih tudi večina sedanjih standardov ne vsebuje. Glavni razlogi so pomanjkanje znanja o odzivu okvirov s polnili na potresno obtežbo, veliko število različnih metod za določanje njihove togosti in nosilnosti ter problematično modeliranje.

V nalogi je vpliv polnil zajet z nadomestno diagonalo, kar je običajen model. Takšen model je primeren za določitev globalnih parametrov potresnega odziva, vendar je premalo natančen, če želimo določiti notranje statične količine v stebrih, kar je bistveno pri dimenzioniranju stebrov. Zaradi tega je potrebno notranje statične količine na stebre oceniti s pomočjo osne obremenitve ali nosilnosti diagonale. Za takšen model je znano, da je določitev togosti in nosilnosti diagonale precej nezanesljivo, saj obstaja veliko modelov, ki dajejo precej različne rezultate. Za primer, ki je predstavljen v diplomski nalogi je začetna togost in nosilnost nadomestne diagonale določena po Fardis (1996). Upoštevano je nelinearno krhko obnašanje polnila z redukcijo togosti. Podobno kot za čisti okvir so opravljene kontrole horizontalnih etažnih pomikov, vpliva teorije drugega reda ter dimenzioniranje izbranih gred in stebrov, ki so enaki kot pri čistem okviru. Preprečena je krhka strižna porušitev stebrov z upoštevanjem pravil iz standarda ter določitvijo merodajne prečne sile v stebrih glede na najpogostejša strižna porušna mehanizma. Standard kot prvega določa prestrig polnila po naležnih režah. Glede na drugi strižni (diagonalni) porušni mehanizem pa smo določili še dodatno strižno silo na steber zaradi učinka polnila, ki je globalna metoda z nadomestno diagonalo ne more zajeti.

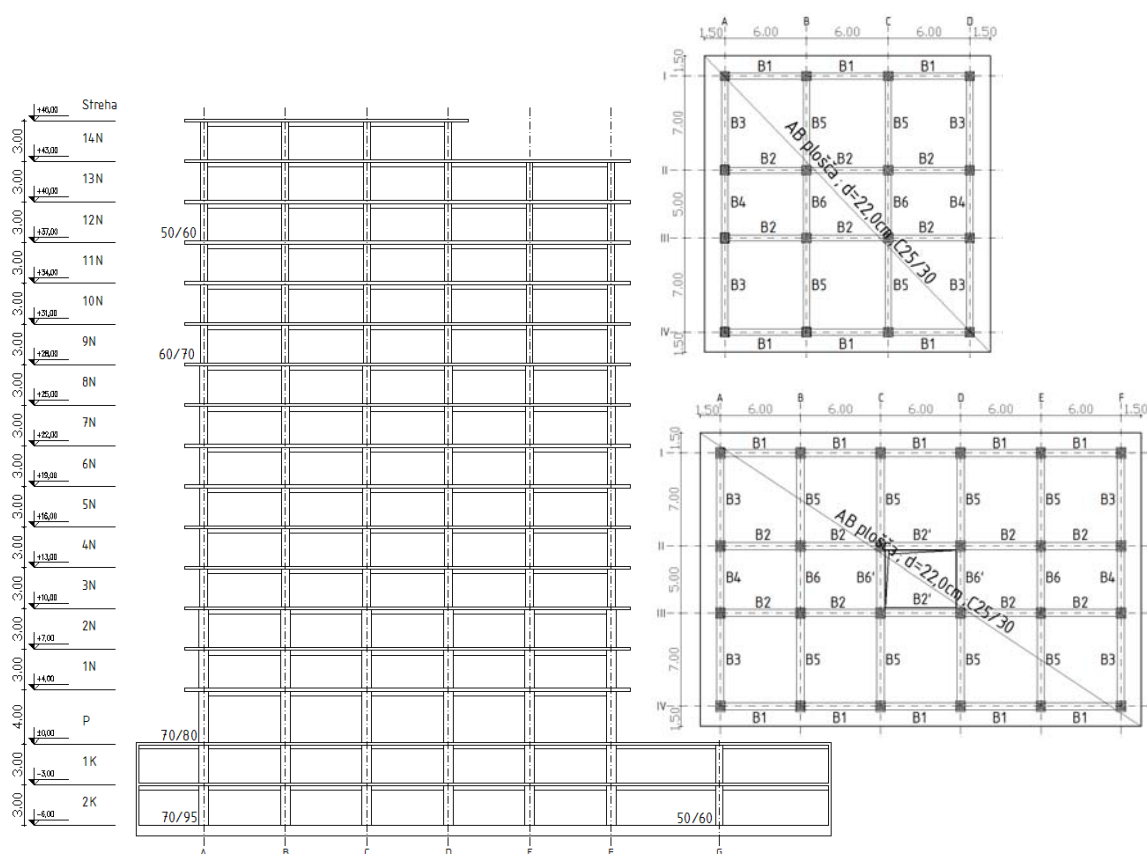
V zadnjem delu sledi primerjava obnašanja čistega okvira z okvirom s polnili.

2 OPIS KONSTRUKCIJE

2.1 Splošno o objektu

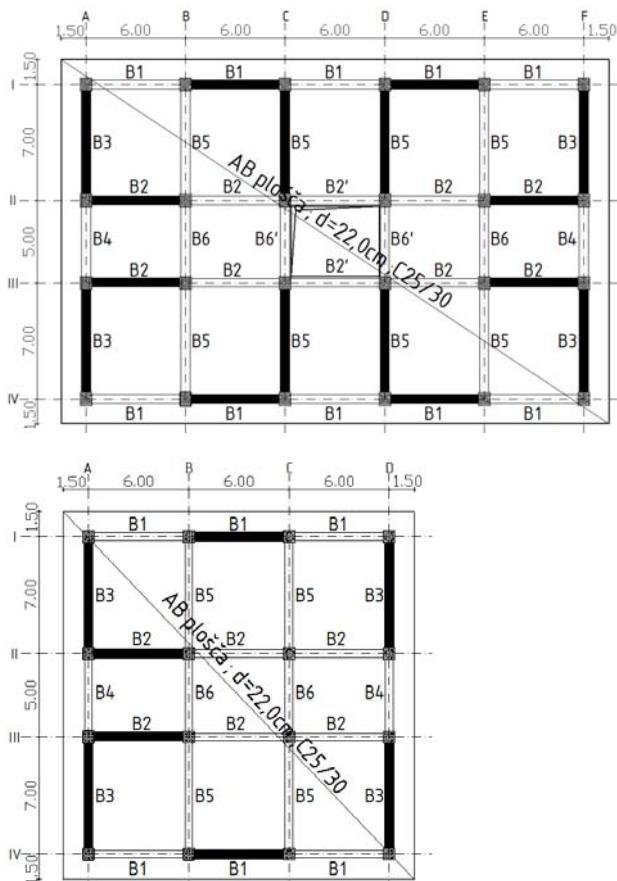
Za namen naloge sem si izbral okvirno konstrukcijo, ki ima dve kletni in petnajst nadzemnih etaž (slika 1.1). Višina pritlične etaže je 4 m, vse ostale etaže so visoke 3 m. Objekt sestavljajo štiri vzdolžni in šest prečnih okvirjev. Razmak med osmi stebrov je 5 in 7 m v prečni smeri ter 6 m v vzdolžni smeri. Dimenzije stebrov se proti vrhu manjšajo in znašajo sicer: 70/95 v kletih, 70/80 cm od pritličja do 8. nadstropja; 60/70 cm od 9. do 11. nadstropja ter 50/60 cm od 12. nadstropja pa do vrha. Grede so dimenzije 55/60 cm. Medetažne naknadno napete plošče so debeline 22 cm.

Objekt je predviden za stanovanjske prostore. Nahaja se na območju Ljubljane.



Slika 1.1: Prerez okvirne konstrukcije ter tloris tipične etaže in zgornje etaže

V drugem delu naloge obravnavamo enako okvirno konstrukcijo, kateri smo dodali še opečna polnila (slika 1.2). Ta so izvedena naknadno po razopaževanju armiranobetonskih elementov. Polnila so razporejena simetrično glede na funkcionalnost prostorov kakor prikazujejo spodnje slike. Potekajo v vseh etažah enako. Narejena so iz modularnih blokov dimenzij 290x190x190 mm. Mehanske in geometrijske lastnosti polnila so navedene v nadaljevanju.



Slika 1.2: Razpored opečnih polnil v tipični etaži in v zgornji etaži

2.2 Karakteristike materiala

Za zagotovitev lokalne duktilnosti sta izbrana beton in jeklo primerne kakovosti. Upošteval sem delni materialni faktor za beton $\gamma_C = 1,5$ in delni materialni faktor za jeklo $\gamma_S = 1,15$.

2.2.1 Beton

Za stebre in grede pritličja in prvega nadstropja bom izbral trdnostni razred C40/50:

karakteristična tlačna trdnost:	$f_{ck} = 4,0 \text{ kN/cm}^2$
elastični modul:	$E_{cm} = 3500 \text{ kN/cm}^2$
specifična teža:	$\gamma_B = 25 \text{ kN/m}^3$

Za stebre in grede drugega in tretjega nadstropja bom izbral trdnostni razred C35/45:

karakteristična tlačna trdnost:	$f_{ck} = 3,5 \text{ kN/cm}^2$
elastični modul:	$E_{cm} = 3400 \text{ kN/cm}^2$
specifična teža:	$\gamma_B = 25 \text{ kN/m}^3$

Za stebre in grede od četrtega do šestega nadstropja bom izbral trdnostni razred C30/37:

karakteristična tlačna trdnost:	$f_{ck} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$
elastični modul:	$E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$
specifična teža:	$\gamma_B = 25 \text{ kN/m}^3$

Za vse grede in plošče ter stebre od sedmega nadstropja navzgor bom izbral trdnostni razred C25/30:

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

2.2.2 Jeklo

Izberemo kvaliteto S500 za rebrasto armaturo in S500/600 za mrežno armaturo.

karakteristična meja plastičnosti	(S500):	$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična natezna trdnost	(S500):	$f_{tk} = 65 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična meja plastičnosti	(S500/600):	$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična natezna trdnost	(S500/600):	$f_{tk} = 60 \text{ kN/cm}^2$

Uporabljena armatura ima razmerje med natezno trdnostjo in mejo plastičnosti večjo ali enako 1,2, kar glede na preglednico C.1 v *EN 1992-1-1:2004* zadostuje za razred C.

2.2.3 Opečna polnila

Pri projektiranju zidanih konstrukcij uporabljamo mehanske lastnosti zidovja, ki ga upoštevamo kot sestavljen homogen konstrukcijski material. Lastnosti zidovja določajo trdnostne in deformabilnostne veličine, odvisne od mehanskih lastnosti posameznih sestavnih materialov. Izbrani parametri sicer niso dobljeni s konkretno preiskavo, temveč so vrednosti izbrane na osnovi obstoječih eksperimentalnih podatkov dobljenih v literaturi (Tomažević, 2009). Veljajo za opeko trdnosti $f_b = 15$ MPa in malto trdnosti $f_m = 5$ MPa:

karakteristična tlačna trdnost zidovja :	$f_k = 0,45 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična natezna trdnost zidovja :	$f_{tk} = 0,020 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična strižna trdnost zidovja :	$f_{vk} = 0,020 \text{ kN/cm}^2$
elastični modul (\perp na rege):	$E = 1000 \cdot f_k = 450 \text{ kN/cm}^2$
strižni modul:	$G = 50 \text{ kN/cm}^2$

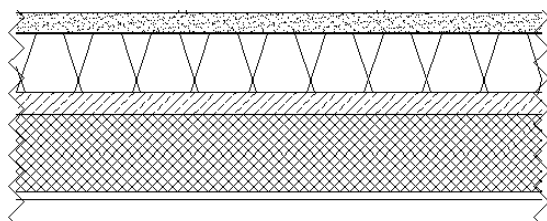
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

3.1 Vertikalna obtežba

3.1.1 Lastna in stalna obtežba

Lastna teža (g_1) je teža nosilne konstrukcije. Upoštevana je teža nosilcev, stebrov in plošč. Vsi nekonstrukcijski elementi (sestava tlakov, obloge,...) ter na nosilno konstrukcijo stalno pritrjene naprave (radiatorji, strojne in elektroinstalacije,...) predstavljajo stalno obtežbo (g_2).

Plošča ravne strehe:

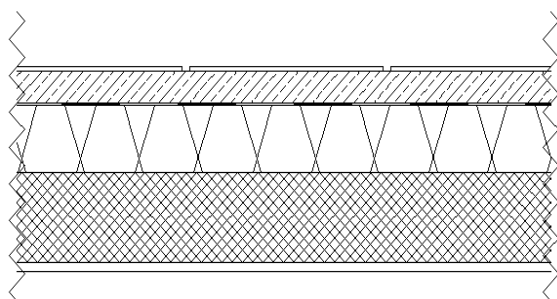


nasutje	$0,08 \cdot 20 = 1,60 \text{ kN/m}^2$
hidroizolacija	$0,01 \cdot 19 = 0,19 \text{ kN/m}^2$
toplotna izolacija	$0,15 \cdot 1 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
parna zapora	$0,005 \cdot 12 = 0,06 \text{ kN/m}^2$
naklonski beton	$0,06 \cdot 23 = 1,38 \text{ kN/m}^2$
AB plošča	$0,22 \cdot 25 = 5,50 \text{ kN/m}^2$
omet	$0,01 \cdot 18 = 0,18 \text{ kN/m}^2$

$$g_1 = 5,50 \text{ kN/m}^2$$

$$g_2 = 3,56 \text{ kN/m}^2$$

Medetažna plošča - sanitarije, tehnični prostori, lokal in hodniki:

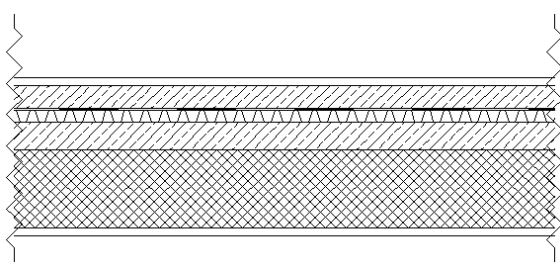


keramika	$0,01 \cdot 20 = 0,20 \text{ kN/m}^2$
mikroarmirani estrih	$0,05 \cdot 24 = 1,20 \text{ kN/m}^2$
hidroizolacija	$0,005 \cdot 19 = 0,10 \text{ kN/m}^2$
toplotna izolacija	$0,05 \cdot 1 = 0,05 \text{ kN/m}^2$
parna zapora	$0,005 \cdot 12 = 0,06 \text{ kN/m}^2$
AB plošča	$0,22 \cdot 25 = 5,50 \text{ kN/m}^2$
omet	$0,01 \cdot 18 = 0,18 \text{ kN/m}^2$

$$g_1 = 5,50 \text{ kN/m}^2$$

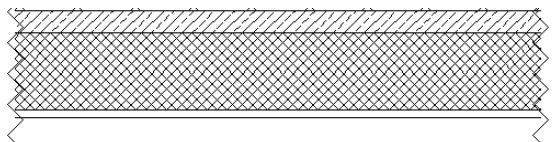
$$g_2 = 1,79 \text{ kN/m}^2$$

Medetažna plošča – stanovanja:



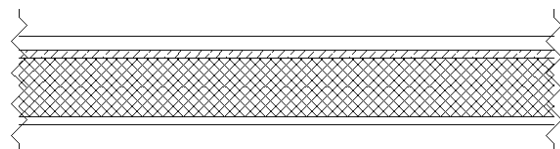
parket	$0,02 \cdot 8$	$= 0,16 \text{ kN/m}^2$
mikroarmirani estrih	$0,05 \cdot 24$	$= 1,20 \text{ kN/m}^2$
toplotna izolacija	$0,10 \cdot 1$	$= 0,10 \text{ kN/m}^2$
parna zapora	$0,005 \cdot 12$	$= 0,06 \text{ kN/m}^2$
AB plošča	$0,22 \cdot 25$	$= 5,50 \text{ kN/m}^2$
omet	$0,01 \cdot 18$	$= 0,18 \text{ kN/m}^2$
		$g_1 = 5,50 \text{ kN/m}^2$
		$g_2 = 1,70 \text{ kN/m}^2$

Plošča garaže:



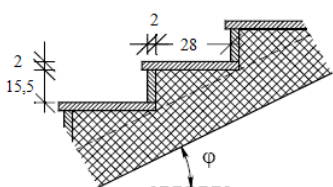
naklonski beton	$0,06 \cdot 24$	$= 1,44 \text{ kN/m}^2$
AB plošča	$0,25 \cdot 25$	$= 6,25 \text{ kN/m}^2$
omet	$0,02 \cdot 18$	$= 0,36 \text{ kN/m}^2$
		$g_1 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
		$g_2 = 1,80 \text{ kN/m}^2$

Medetažna plošča – podest



naravni kamen	$0,02 \cdot 28$	$= 0,56 \text{ kN/m}^2$
lepilo	$0,003 \cdot 20$	$= 0,06 \text{ kN/m}^2$
AB plošča	$0,15 \cdot 25$	$= 3,75 \text{ kN/m}^2$
omet	$0,02 \cdot 18$	$= 0,36 \text{ kN/m}^2$
		$g_1 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
		$g_2 = 0,98 \text{ kN/m}^2$

Stopniščna rama (š=30 cm, v=17,5 cm)



naravni kamen	$0,02 \cdot 0,48 \cdot 28 \cdot 1/0,3$	$= 0,90 \text{ kN/m}^2$
lepilo	$0,003 \cdot 0,48 \cdot 20 \cdot 1/0,3$	$= 0,10 \text{ kN/m}^2$
stopnice	$0,28 \cdot 0,155 \cdot 25 / (0,28 \cdot 2)$	$= 1,94 \text{ kN/m}^2$
AB stopniščna rama	$0,15 \cdot 25 \cdot (1/\cos 30^\circ)$	$= 4,33 \text{ kN/m}^2$
omet	$0,02 \cdot 18 \cdot (1/\cos 30^\circ)$	$= 0,36 \text{ kN/m}^2$
		$g_1 = 4,33 \text{ kN/m}^2$
		$g_2 = 3,30 \text{ kN/m}^2$

Tako za lastno težo (g_1) kot za stalno obtežbo (g_2) predpostavimo, da sta enakomerno porazdeljeni po tlorisu objekta. Za stalno obtežbo tlakov v stanovanjih vzamem vrednost $g_2 = 1,75 \text{ kN/m}^2$. S tem smo poenostavili računski model, saj nas zanima le potresni vpliv na okvirje in ne obremenitev plošč. Vpliv stopniščnih ram in podestov upoštevam kot obtežbo na nosilno konstrukcijo.

Teža stebrov in gred ter sten v kletih je predstavljena v Preglednici 1. Upoštevana je kot enakomerno porazdeljena obtežba po tlorisu objekta.

Preglednica 1: lastna teža stebrov in gred

Etaža	Bruto površina etaže $A \text{ (m}^2\text{)}$	Teža gred v etaži (kN)	Teža stebrov v etaži (kN)	$g_{1,s,g} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1K	$(51,25 \cdot 35) - (5,3 \cdot 4,3) = 1770,61$	$(4 \cdot 46,04 + 6 \cdot 30,7 + 32,5) \cdot 0,45 \cdot 0,28 \cdot 25 = 1262,71$	$(0,7 \cdot 0,95 \cdot 24 + 0,5 \cdot 0,5 \cdot 4 + 2 \cdot 0,25 \cdot (34,50 + 51,25)) \cdot 3 \cdot 25 = 4487,6$	3,25
Pritličje	1770,61	1262,71	$4487,6/2 + 0,7 \cdot 0,8 \cdot 24 \cdot 25 \cdot 4/2 = 2915,8$	2,36
1 N	$(22 \cdot 33) - (5,3 \cdot 4,3) = 703,21$	$(4 \cdot 26,5 + 6 \cdot 16,6) \cdot 0,55 \cdot 0,38 \cdot 25 = 1074,26$	$0,7 \cdot 0,8 \cdot 24 \cdot 25 \cdot (4 + 3)/2 = 1176,0$	3,20
2-8 N	703,21	1074,26	$0,7 \cdot 0,8 \cdot 24 \cdot 25 \cdot 3 = 1008,0$	2,96
9 N	703,21	1074,26	$1008/2 + 0,6 \cdot 0,7 \cdot 24 \cdot 3 \cdot 25/2 = 882,0$	2,78
10-11 N	703,21	$(4 \cdot 27,0 + 6 \cdot 16,9) \cdot 0,55 \cdot 0,38 \cdot 25 = 1094,12$	$0,6 \cdot 0,7 \cdot 24 \cdot 3 \cdot 25 = 756,0$	2,63
12 N	703,21	1094,12	$(0,6 \cdot 0,7 + 0,5 \cdot 0,6) \cdot 24 \cdot 25 \cdot 3/2 = 648,0$	2,48
13 N	703,21	$(4 \cdot 27,5 + 6 \cdot 17,2) \cdot 0,55 \cdot 0,38 \cdot 25 = 1113,97$	$0,5 \cdot 0,6 \cdot 24 \cdot 3 \cdot 25 = 540,0$	2,35
14-1 N	462	$(4 \cdot 16,5 + 4 \cdot 17,2) \cdot 0,55 \cdot 0,38 \cdot 25 = 704,33$	$0,5 \cdot 0,6 \cdot 16 \cdot 25 \cdot 3 = 360,0$	2,30
14-2 N	$703,21 - 462 = 241,21$	$1113,97 - 704,33 = 409,64$	$0,5 \cdot 0,6 \cdot 8 \cdot 25 \cdot 3/2 = 90,0$	2,07
Streha	$22 \cdot 21 = 462$	$(4 \cdot 16,5 + 4 \cdot 17,2) \cdot 0,55 \cdot 0,38 \cdot 25 = 704,33$	$0,5 \cdot 0,6 \cdot 16 \cdot 25 \cdot 3/2 = 180$	1,91

3.1.2 Stalna obtežba predelnih sten

Lahke predelne stene, katerih lastna teža ne presega $3,0 \text{ kN/m}$ upoštevamo kot enakomerno razporejeno ploskovno obtežbo po celotnem tlorisu, ki jo prištejemo koristni obtežbi tal. Pri

izračunu m^2 teže predelnega zidu je upoštevana sestava predelne stene, ki je prikazana v preglednici 2a.

Preglednica 2a: karakteristična sestava lahke predelne stene in njena teža

Element	$d \cdot \gamma$	g (kN/m^2)
Mavčno-kartonska plošča - dvostransko	$2 \cdot 0,0125 \cdot 12$	0,30
ALU podkonstrukcija		0,15
Spojni elementi		0,05
Inštalacije		0,15
skupaj lahke predelne stene $\Sigma g_{z=}$		0,65

Pri svetli etažni višini 2,80 m znaša linijska obtežba lahkega predelnega zidu $p = 2,80 \cdot 0,65 = 1,82$ kN/m. Za premične predelne stene z lastno težo med 1,0 in 2,0 kN/m znaša nadomestna obtežba $q_k = 0,8$ kN/m². To obtežbo prištejem koristni obtežbi (glej preglednico 6).

Vse predelne stene, katerih lastna teža presega 3,0 kN/m upoštevamo kot linijsko obtežbo na mestu predelne stene. V naši nalogi smo za predelne stene kot polnila uporabili modularne bloke dimenzij 290x190x190 mm. Izračun za m^2 teže zidu je razviden v preglednici 2b.

Preglednica 2b : karakteristična sestava opečne predelne stene in njena teža

Element	$d \cdot \gamma$	g (kN/m^2)
modularni blok 19 cm	$16,6 \text{kom}/m^2 \cdot 0,082 \text{kN}/\text{kom}$	1,36
malta	$0,008 \text{m}^3/m^2 \cdot 18 \text{kN}/\text{m}^3$	0,15
omet	$0,04 \text{m} \cdot 18 \text{kN}/\text{m}^3$	0,72
skupaj opečna predelna stena $\Sigma g_{z=}$		2,23

Pri svetli etažni višini 3,45 m znaša linijska obtežba opečnega zidu $p = 3,45 \cdot 2,23 = 7,7$ kN/m, pri etažni višini 2,45 m pa $p = 2,45 \cdot 2,23 = 5,5$ kN/m!

3.1.3 Stalna obtežba fasade

Obtežbo fasade (g_3) običajno upoštevamo kot enakomerno razporejeno linijsko obtežbo po obodu tlorisa objekta. Izračun za m^2 teže fasade je prikazan v preglednici 3.

Preglednica 3: karakteristična sestava fasade in njena teža

Element	$d \cdot \gamma$	g (kN/m ²)
Max plošče 12 mm		0,20
Podkonstrukcija		0,20
PE folija		0,06
TI	$0,20 \cdot 1,0 =$	0,20
Podkonstrukcija		0,20
Mavčno-kartonske plošče	$2 \cdot 0,0125 \cdot 12 =$	0,30
skupaj fasadni element $\Sigma g_{FASADA} =$		1,16

Za namen naloge tudi v primeru stalne obtežbe fasade naredimo poenostavitev in jo razporedimo ploskovno po celotni etaži (preglednica 4).

Preglednica 4: enakomerna površinska obtežba zaradi lastne teže fasade

Etaža	Bruto površina etaže A (m ²)	Teža fasade (kN)	g_3 (kN/m ²)
Pritličje	$(51,25 \cdot 35) - (5,3 \cdot 4,3) =$ 1770,61	$2 \cdot 2 \cdot (22+33) \cdot 1,16 =$ 255,2	0,14
Nadstropja	$(22 \cdot 33) - (5,3 \cdot 4,3) =$ 703,21	$3 \cdot 2 \cdot (22+33) \cdot 1,16 =$ 382,8	0,54
Streha	$22 \cdot 21 =$ 462	$1,5 \cdot 2 \cdot (22+21) \cdot 1,16 =$ 149,64	0,32

3.1.4 Koristna obtežba

Koristna obtežba je odvisna od predvidene namembnosti prostora. Je pomična in njena velikost se lahko spreminja, vendar jo glede na standard modeliramo z enakomerno porazdeljeno obtežbo po celotni površini prostora kot navidezno statični vpliv.

Preglednica 5: karakteristične vrednosti koristnih obtežb

Prostor-namembnost	Kategorija	ψ_0	Obtežba (kN/m ²)
Stanovanja	A	0,7	2,00
Terasa	I(A)	0,7	2,00
Lokal	C1	0,7	3,00
Streha	H	0,0	0,40
Stopnice	A	0,7	2,00
Garaže	F	0,7	2,50

Skladno z *SIST EN 1991-1-1:6.2.1.(4)* se lahko pri vrednosti koristne obtežbe q_k za tla na splošno in pohodne strehe kategorije I uporabi redukcijski faktor

$$\alpha_A = (5/7) \cdot \Psi_0 + A_0/A \leq 1,0 \quad (1)$$

Za kategorijo C in D velja omejitev: $\alpha_A \geq 0,6$, kjer je:

Ψ_0 ...faktor v skladu z *SIST EN 1990, dodatek A.1, preglednica A.1.1*

$$A_0 = 10 \text{ m}^2$$

A ...obtežena površina

Pri $\Psi_0 = 0,7$ in $A \leq 20 \text{ m}^2 \rightarrow \alpha_A = 1,0$ ni redukcije po tlorisu

Pri $\Psi_0 = 0,7$ in $A \geq 100 \text{ m}^2 \rightarrow \alpha_A = 0,6$

Redukcije koristne obtežbe po tlorisu ne upoštevam, saj so v stanovanjskih prostorih predvidene premične predelne stene in se zato lahko velikost prostorov ter s tem velikost obtežene površine A poljubno spremeni.

Skladno z *SIST EN 1991-1-1:6.2.2.(2)* se za projektiranje stebrov in sten celotna koristna obtežba več etaž lahko reducira. V redukciji je zajeta manjša verjetnost, da bi bile etaže v celoti naenkrat obtežene s karakteristično obtežbo. Za površine kategorij A do D se celotna koristna obtežba več etaž lahko reducira s faktorjem

$$\alpha_n = (2 + (n-2) \cdot \Psi_0) / n \leq 1,0 \quad (2)$$

kjer n predstavlja število etaž ($n > 2$), Ψ_0 pa faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva.

Preglednica 6: celotna koristna obtežba in njena redukcija

Namembnost	Obtežni primer	Kategorija površine	Ψ_0	n	α_n	α_A	q_i (kN/m ²)
Koristna obtežba v kletih	q_4	F	1.0	2	1.0	1.0	2.5
Koristna obtežba v pritličju	q_5	C1	0.7	1	1.0	1.0	3.8
Koristna obtežba v višjih nadstropjih	q_2	I (A)	0,7	1	1.0	1.0	2.0
	q_1	A	0.7	14	0.74	1.0	2.8
Koristna obtežba na strehi	q_3	H	0.0	1	1.0	1.0	0.4

Redukcijo koristne obtežbe q_1 glede na število etaž upoštevam v kombinacijah obtežnih primerov.

3.2 Potresni vpliv

3.2.1 Značilnosti tal

Po *SIST EN 1998-1:2004 (CEN/TC 250, 2004)* lahko tip tal, kjer se nahaja objekt (Ljubljana) razporedimo v kategorijo B (zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti postopoma naraščajo z globino).

3.2.2 Potresno območje

Potresno nevarnost določa referenčna vrednost maksimalnega pospeška na tleh tipa A (a_{gR}) in ga lahko dobimo iz karte Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal v Nacionalnem dodatku k *SIST EN 1998-1* (MOP, Uprava za geofiziko, 2001). Za Ljubljano velja referenčni maksimalni pospešek tal $a_{gR} = 0,25g$. Objekt spada v II. kategorijo pomembnosti za stavbe, za katero je predpisan faktor pomembnosti $\gamma_I = 1$ (stavbe običajne pomembnosti). Projektni pospešek tal znaša 25% težnostnega pospeška, ki znaša $9,81 \text{ m/s}^2$:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,25g \quad (3)$$

Vertikalni pospešek izračunamo iz znanega horizontalnega pospeška z enačbo

$$a_{vg} / a_g = 0,9. \quad (4)$$

Vertikalni pospešek znaša torej $a_{vg} = 0,225 g$. Glede na *SIST EN 1998-1:4.3.3.5.2 (1)* velja $0,225 g < 0,25 g$ in zato vertikalnega pospeška ne upoštevam.

3.2.3 Prikaz potresnega vpliva

Potresno gibanje na določenem mestu na površini je predstavljeno v obliki elastičnega spektra odziva, ki prikazuje maksimalni odziv (pospešek) linearno elastičnega sistema z eno prostostno stopnjo kot funkcijo nihajnega časa ali z nihajnim časom povezano frekvenco za različne vrednosti viskoznega dušenja. Tako je kompleksen, časovno odvisen odziv konstrukcije na določeno gibanje tal in z neko vrednostjo viskoznega dušenja predstavljen z enim samim ključnim parametrom – maksimalnim odzivom.

Za vodoravni spekter odziva uporabimo spekter tipa 1, ki je določen za Slovenijo. Za kritično viskozno dušenje privzamemo vrednost 5 % ($\eta = 1,0$).

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

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (7)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (8)$$

Vodoravni potresni vpliv opisujeta dve pravokotni komponenti, neodvisni in predstavljeni z istim spektrom.

Ker je v splošnem neekonomično projektirati objekte tako, da ob potresu ostajajo v elastičnem območju ter ob predpostavki, da konstrukcijski sistem v splošnem prenaša potresne vplive tudi v nelinearnem območju z neelastičnimi deformacijami, lahko pri projektiranju uporabimo sile, ki so manjše od sil pri elastičnem odzivu. Do njih pridemo z elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva – projektnim spektrom odziva. Zmanjšanje izvedemo s faktorjem obnašanja q , ki je določen v nadaljevanju.

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (11)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (12)$$

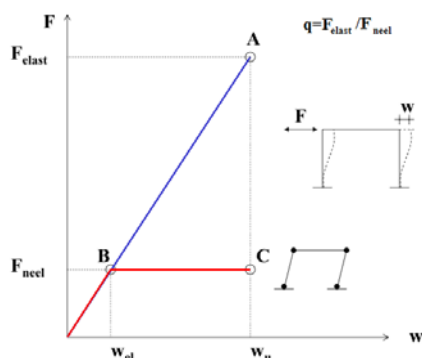
Preglednica 7: Vrednosti parametrov, ki opisujejo spekter odziva za tip tal B

S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
1,2	0,15	0,5	2

3.2.4 Faktor obnašanja

Faktor obnašanja q je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5% viskoznega dušenja, če bi se obnašale povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki se še lahko uporabijo pri projektiranju – ob uporabi običajnega elastičnega modela – a vendarle še zagotovijo zadovoljivo obnašanje konstrukcije (slika 2.1). Določa odnos med nosilnostjo in duktilnostjo konstrukcije. Najmanjša vrednost faktorja

obnašanja znaša 1.5, uporablja pa se za projektiranje konstrukcij, ki niso sposobne sipati energije. Pri tej vrednosti je upoštevana le dodatna nosilnost. Konstrukcije, ki so sposobne sipati energijo imajo večjo vrednost faktorja obnašanja, saj se upošteva sipanje histerezne energije v posebej za ta namen projektiranih območjih – kritičnih območjih.



Slika 2.1: Potresno odpornost je mogoče doseči z različnimi kombinacijami nosilnosti in duktilnosti

Velikost faktorja obnašanja je odvisna od uporabljenega materiala (jeklo, les, beton,...), vrste konstrukcijskega sistema ter z njim povezanega pričakovanega mehanizma odziva (načina rušenja) in duktilnosti konstrukcijskih detajlov (kritičnih območij). V obravnavanem objektu se prenaša tako navpična kot vodoravna obtežba s štirimi vzdolžnimi in šestimi prečnimi AB okvirji – gre za čisti okvirni sistem, kjer okvirji prispevajo celotno strižno nosilnost sistema.

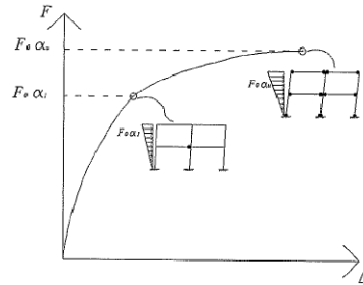
Glede na sposobnost sipanja histerezne energije betonske stavbe uvrščamo v tri stopnje duktilnosti: DCL - nizko, DCM - srednjo in DCH – visoko stopnjo duktilnosti. V Sloveniji se lahko uporabljata le DCM in DCH, saj je stopnja DCL primerna le za področja z nizko seizmičnostjo.

Faktor obnašanja za vodoravne potresne vplive znaša

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (13)$$

Za okvirni sistem znaša osnovna vrednost faktorja obnašanja $q_0 = 3,0 \alpha_u/\alpha_l$ za DCM ter $q_0 = 4,5 \alpha_u/\alpha_l$ za DCH. Faktor k_w je za okvirne sisteme enak 1,0. Koeficient α_u/α_l predstavlja dodatno nosilnost statično nedoločene konstrukcije (slika 2.2). Po nastanku plastičnega členka v najšibkejšem elementu konstrukcije se dodatna obtežba prerazporedi. Zato je pri sistemih z veliko potencialnimi mesti za plastične členke lahko velik in za sisteme z manjšo sposobnostjo prerazporejanja obtežbe manjši. Za večetažne okvirje z več polji je predpisana

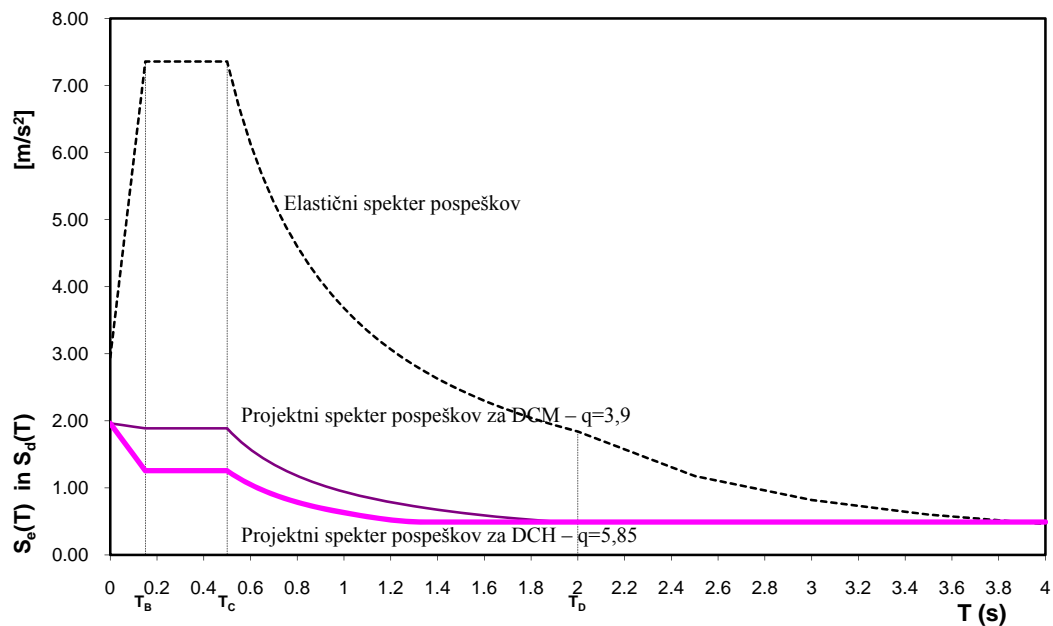
vrednost $\alpha_w/\alpha_l = 1,3$. Objekt je po višini pravilen, zato faktorja obnašanja ni potrebno reducirati.



Slika 2.2: Faktor α_w/α_l predstavlja dodatno nosilnost statično nedoločene konstrukcije (Fischinger, 2007)

Predpostavimo, da "Načrta zagotavljanja kakovosti" ne uporabimo!

Faktor obnašanja za srednjo stopnjo duktilnosti znaša torej $q = 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 3,9!$



Slika 2.3: Elastični in projektni spekter pospeškov

3.2.5 Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi

Splošna oblika kombinacije učinkov vplivov za potresno projektno stanje je (*SIST EN 1990:6.4.3.4*):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad ; j \geq 1, i \geq 1 \quad (14)$$

Notranje sile in pomike iz modalne analize določimo kot ovojnico vpliva obtežnih primerov:

$$1,0 \Sigma G + 0,3 Q \pm 1,0 E_E \pm 1,0 M_t \quad (15)$$

kjer je G vpliv zaradi lastne in stalne obtežbe, Q vpliv zaradi spremenljive obtežbe, E_E celoten potresni vpliv ter M_t vpliv slučajne ekscentričnosti. Potresni vpliv je izračunan z modalno analizo posebej za X in Y smer, vpliv obeh smeri pa kombiniran po linearnem pravilu tako, da upoštevamo najprej 100% potres v eni smeri in 30% v drugi ter obratno.

Pri določanju projektnega potresnega vpliva se morajo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (16)$$

kjer je $\Psi_{E,i}$ enak:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (17)$$

Gre za objekt, kjer sta kletni etaži namenjeni garažam, pritličje trgovinam in lokalom, v višjih nadstropjih pa so stanovanja. Streha je neizkoriščena. Privzamemo, da so etaže zasedene neodvisno ena od druge. V spodnji preglednici sledijo izračunani koeficienti koristne obtežbe, ki jih moramo upoštevati poleg lastne teže. Tej koeficienti upoštevajo verjetnost, da v času potresa koristna obtežba ni prisotna po celotni konstrukciji.

Preglednica 8: koeficient $\psi_{E,i}$

Namembnost	Obtežni primer	Kategorija površine	Ψ_2	φ	ψ_E
Koristna obtežba v kletih	q_4	F	0.6	1.0	0.6
Koristna obtežba v pritličju	q_5	C1	0.6	0.5	0.30
Koristna obtežba v višjih nadstropjih	q_2	I (A)	0.3	0.5	0.15
	q_1	A	0,3	0.5	0.15
Koristna obtežba na strehi	q_3	H	0.0	1.0	0.00

Mase lahko v računalniškem programu SAP 2000 podamo na različne načine. Lahko jo določi program samodejno iz obtežnih primerov ali pa jo izračunamo sami in podamo kot vhodni podatek. Uporabil sem drugo možnost.

3.3 Mase etaž

3.3.1 Masa okvirne konstrukcije

Iz enakomerne zvezne obtežbe na ploščo in površine florisu dobimo maso v posamezni etaži. Ta znaša nekaj več kot 1 t na m^2 florisu. Masni vztrajnostni moment sem izračunal ob predpostavki enakomerno zvezno porazdeljene mase po florisu.

Kleti:

$$m_k = A_k/g \cdot (\Sigma g_i + 0,6 \cdot q_4) = 1770,61 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot (11,3 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2) = 2310 \text{ t}$$

$$m_{\varphi, k} = m_k \cdot r_k^2 = 2310 \text{ t} \cdot 325,01 \text{ m}^2 = 750863 \text{ tm}^2$$

$$r_k^2 = (I_X + I_Y) / A_k = ((51,24^3 \cdot 35 / 12) + (35^3 \cdot 51,24 / 12)) / 1770,61 = 325,01 \text{ m}^2$$

Pritličje:

$$m_p = A_p/g \cdot (\Sigma g_i + 0,3 \cdot q_5) = 1770,61 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot (9,79 \text{ kN/m}^2 + 0,3 \cdot 3,8 \text{ kN/m}^2) = 1973 \text{ t}$$

$$m_{\varphi, p} = m_p \cdot r_p^2 = 1973 \text{ t} \cdot 325,01 \text{ m}^2 = 641167 \text{ tm}^2$$

$$r_p^2 = (I_X + I_Y) / A_p = ((51,24^3 \cdot 35 / 12) + (35^3 \cdot 51,24 / 12)) / 1770,61 = 325,01 \text{ m}^2$$

Nadstropje 1:

$$m_1 = A_1/g \cdot (\Sigma g_i + 0,15 \cdot q_1) = 703,21 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot (10,99 \text{ kN/m}^2 + 0,15 \cdot 2,8 \text{ kN/m}^2) = 818 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 1} = m_1 \cdot r^2_{1-13} = 818 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 110687 \text{ tm}^2$$

$$r^2_{1-14} = (I_X + I_Y) / A_1 = ((22^3 \cdot 33 / 12) + (33^3 \cdot 22 / 12)) / 703,21 = 135,33 \text{ m}^2$$

Nadstropja 2-8:

$$m_{2-8} = A_{2-8}/g \cdot (\Sigma g_i + 0,15 \cdot q_1) = 703,21 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot (10,75 \text{ kN/m}^2 + 0,15 \cdot 2,8 \text{ kN/m}^2) = 801 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 2-8} = m_{2-8} \cdot r^2_{1-14} = 801 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 108359 \text{ tm}^2$$

Nadstropje 9:

$$M_9 = A_9/g \cdot (\Sigma g_i + 0,15 \cdot q_1) = 703,21 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot (10,57 \text{ kN/m}^2 + 0,15 \cdot 2,8 \text{ kN/m}^2) = 788 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 9} = m_9 \cdot r^2_{1-14} = 788 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 106612 \text{ tm}^2$$

Nadstropja 10-11:

$$m_{10-11} = A_{10-11}/g \cdot (\Sigma g_i + 0,15 \cdot q_1) = 703,21 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot (10,42 \text{ kN/m}^2 + 0,15 \cdot 2,8 \text{ kN/m}^2) = 777 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 10-11} = m_{10-11} \cdot r^2_{1-14} = 777 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 105157 \text{ tm}^2$$

Nadstropje 12:

$$m_{12} = A_{12}/g \cdot (\Sigma g_i + 0,15 \cdot q_1) = 703,21 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot (10,27 \text{ kN/m}^2 + 0,15 \cdot 2,8 \text{ kN/m}^2) = 766 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 12} = m_{12} \cdot r^2_{1-14} = 766 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 103702 \text{ tm}^2$$

Nadstropje 13:

$$m_{13} = A_{13}/g \cdot (\Sigma g_i + 0,15 \cdot q_1) = 703,21 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot (10,14 \text{ kN/m}^2 + 0,15 \cdot 2,8 \text{ kN/m}^2) = 757 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 13} = m_{13} \cdot r^2_{1-14} = 757 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 102441 \text{ tm}^2$$

Nadstropje 14:

$$m_{14} = A_{14-1}/g \cdot (\Sigma g_i + 0,15 \cdot q_2) + A_{14-2}/g \cdot (\Sigma g_i + 0,15 \cdot q_1) = 462 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot (10,09 \text{ kN/m}^2 + 0,15 \cdot 2,8 \text{ kN/m}^2) + 241,21 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot (11,67 \text{ kN/m}^2 + 0,15 \cdot 2,0 \text{ kN/m}^2) = 789 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 14} = m_{14} \cdot r^2_{1-14} = 789 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 106814 \text{ tm}^2$$

Streha:

$$m_s = A_s/g \cdot (\Sigma g_i + 0,0 \cdot q_3) = 462 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot (11,29 \text{ kN/m}^2 + 0,0 \cdot 0,4 \text{ kN/m}^2) = 532 \text{ t}$$

$$m_{\phi, s} = m_s \cdot r^2_s = 532 \text{ t} \cdot 77,08 \text{ m}^2 = 40983 \text{ tm}^2$$

$$r^2_s = (I_X + I_Y) / A_s = ((21^3 \cdot 22 / 12) + (22^3 \cdot 21 / 12)) / 462 = 77,08 \text{ m}^2$$

Celotna masa nadzemnega dela okvirne konstrukcije znaša 11 609 t.

3.3.2 Masa okvirne konstrukcije z opečnimi polnili

Masa okvirne konstrukcije z opečnimi polnili se od čiste okvirne razlikuje le po dodatni masi opečnih polnil. Ta znaša približno 5% etažne mase čiste okvirne konstrukcije.

Kleti:

$$m_{kleti} = 2310 \text{ t}$$

$$m_{\phi, kleti} = m_{kleti} \cdot r^2_{kleti} = 2310,28 \text{ t} \cdot 325,01 \text{ m}^2 = 750863 \text{ tm}^2$$

$$r^2_{kleti} = 325,01 \text{ m}^2$$

Pritličje:

$$m_{pritličja} = 1972,76 \text{ t} + 0,5 \cdot (4 \cdot 6,20\text{m} + 8 \cdot 5,30\text{m}) \cdot 7,7 \text{ kN/m} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 1999 \text{ t}$$

$$m_{\phi, pritličja} = m_{pritličja} \cdot r^2_{pritličja} = 1999 \text{ t} \cdot 325,01 \text{ m}^2 = 649739 \text{ tm}^2$$

$$r^2_{pritličja} = 325,01 \text{ m}^2$$

Nadstropje 1:

$$m_1 = 817,90 \text{ t} + (4 \cdot 6,20\text{m} + 8 \cdot 5,30\text{m}) \cdot 0,5 \cdot (7,7 + 5,5) \text{ kN/m} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 863 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 1} = m_1 \cdot r^2_{1-13} = 863 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 116805 \text{ tm}^2$$

$$r^2_{1-14} = 135,33 \text{ m}^2$$

Nadstropja 2-8:

$$m_{2-8} = 800,70 \text{ t} + (4 \cdot 6,20\text{m} + 8 \cdot 5,30\text{m}) \cdot 5,5 \text{ kN/m} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 838 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 2-8} = m_{2-8} \cdot r^2_{1-14} = 838 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 113458 \text{ tm}^2$$

Nadstropje 9:

$$m_9 = 787,80 \text{ t} + (4 \cdot 6,30\text{m} + 8 \cdot 5,40\text{m}) \cdot 5,5 \text{ kN/m} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 826 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 9} = m_9 \cdot r^2_{1-14} = 826 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 111803 \text{ tm}^2$$

Nadstropja 10-11:

$$m_{10-11} = 777,04 \text{ t} + (4 \cdot 6,30\text{m} + 8 \cdot 5,40\text{m}) \cdot 5,5 \text{ kN/m} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 815 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 10-11} = m_{10-11} \cdot r^2_{1-14} = 815,39 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 110347 \text{ tm}^2$$

Nadstropje 12:

$$m_{12} = 766,29 \text{ t} + (4 \cdot 6,40\text{m} + 8 \cdot 5,50\text{m}) \cdot 5,5 \text{ kN/m} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 805 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 12} = m_{12} \cdot r^2_{1-14} = 805 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 108983 \text{ tm}^2$$

Nadstropje 13:

$$m_{13} = 756,97 \text{ t} + (4 \cdot 6,40\text{m} + 8 \cdot 5,50\text{m}) \cdot 5,5 \text{ kN/m} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 796 \text{ t}$$

$$m_{\phi, 13} = m_{13} \cdot r^2_{1-14} = 796 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 107721 \text{ tm}^2$$

Nadstropje 14:

$$m_{14} = 789,29 \text{ t} + 0,5 \cdot (4 \cdot 6,40\text{m} + 4 \cdot 5,50\text{m} + 4 \cdot 6,40\text{m} + 8 \cdot 5,50\text{m}) \cdot 5,5 \text{ kN/m} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 822 \text{ t}$$

$$m_{\varphi, 14} = m_{14} \cdot r_{1-14}^2 = 822 \text{ t} \cdot 135,33 \text{ m}^2 = 111260 \text{ tm}^2$$

Streha:

$$m_{streha} = 531,70 \text{ t} + 0,5 \cdot (4 \cdot 6,40\text{m} + 4 \cdot 5,50\text{m}) \cdot 5,5 \text{ kN/m} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 545 \text{ t}$$

$$m_{\varphi, streha} = m_{streha} \cdot r_{streha}^2 = 545 \text{ t} \cdot 77,08 \text{ m}^2 = 42012 \text{ tm}^2$$

Celotna masa nadzemnega dela okvirne konstrukcije s polnili znaša 12157 t.

3.4 Slučajna ekscentričnost

Zaradi morebitnega odstopanja od projektne razporeditve mas in togosti pa tudi zaradi prostorskega spreminjanja potresnega gibanja predpisuje EC8 obvezno upoštevanje vpliva slučajne ekscentričnosti. Obstaja več načinov upoštevanja slučajne ekscentričnosti, osnovan pa je premaknitev mase vsake etaže iz masnega središča za 5% ustrezne tlorisne dimenzije pravokotno na smer potresnega vpliva. Pri tem se mase premakne v vseh etažah v isto smer. Ker SAP 2000 kot večina računalniških programov nima možnosti upoštevati različne mase pri različnih obtežnih primerih se ta način izkaže za nepraktičen. Za eno konstrukcijo bi namreč potrebovali štiri matematične modele ter posledično dodatno delo pri določanju ovojnic notranjih statičnih količin in pomikov.

Primernejši način, ki se lahko uporablja na prostorskem modelu v primeru modalne analize s spektri odziva je upoštevanje dodatnega torzijskega momenta pri potresni obtežni kombinaciji. En obtežni primer je sestavljen iz dodatnih torzijskih momentov M_{ai} po etažah, pri čemer imajo vsi isti predznak ter izhajajo iz istega vpliva ($a = X$ ali Y). Dodatni torzijski moment se določi kot produkt ekscentričnosti e_{ai} in horizontalne sile F_i , deluje pa v masnem središču. Ekscentričnost e_{ai} je enaka $0,05 L_i$ (L_i je največja tlorisna dimenzija pravokotno na smer vpliva), F_i pa je vodoravna sila v etaži i .

$$M_{Xi} = e_{Xi} \cdot F_{Xi} = 0,05 \cdot L_{Yi} \cdot F_{Xi}; \quad M_{Yi} = e_{Yi} \cdot F_{Yi} = 0,05 \cdot L_{Xi} \cdot F_{Yi} \quad (18)$$

Standard predpisuje določitev vodoravnih sil po *metodi z vodoravnimi silami*, ki je opisana v nadaljevanju (poglavje 4.1). V Preglednici 9 so podane vse potrebne količine za izračun dodatnega torzijskega momenta po etažah.

Preglednica 9: Torzijski moment zaradi vpliva slučajne ekscentričnosti

etaža i	m_i (t)	$L_{X,i}$ (m)	$L_{Y,i}$ (m)	$e_{a,x,i}$ (m)	$e_{a,y,i}$ (m)	$F_{X,i} = F_{Y,i}$ (kN)	$M_{EX,i}$ (kNm)	$M_{EY,i}$ (kNm)
1N	817,90	33	22	1,65	1,10	66	73	109
2N	800,70	33	22	1,65	1,10	113	125	187
3N	800,70	33	22	1,65	1,10	162	178	267
4N	800,70	33	22	1,65	1,10	210	231	347
5N	800,70	33	22	1,65	1,10	259	285	427
6N	800,70	33	22	1,65	1,10	307	338	507
7N	800,70	33	22	1,65	1,10	356	391	587
8N	800,70	33	22	1,65	1,10	404	445	667
9N	787,80	33	22	1,65	1,10	446	490	735
10N	777,04	33	22	1,65	1,10	487	535	803
11N	777,04	33	22	1,65	1,10	534	587	881
12N	766,29	33	22	1,65	1,10	573	630	945
13N	756,97	33	22	1,65	1,10	612	673	1009
14N	789,29	33	22	1,65	1,10	686	754	1131
Streha	531,70	21	22	1,05	1,10	494	544	519

Zaradi vpliva slučajne ekscentričnosti dobimo z upoštevanja pozitivnega in negativnega predznaka štiri obtežne primere $\pm M_{Ex}$ in $\pm M_{Ey}$, ki jih združim v ovojnico M_t ter ovojnico kombiniram z ostalo obtežbo po enačbi (15).

4 LINEARNA ELASTIČNA ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE ČISTEGA OKVIRA

4.1 Uvod

Objekt je za namen naloge modeliran z računalniškim programom za linearno in nelinearno analizo problemov SAP2000.v12 (CSI, 2008), ki uporablja metodo končnih elementov. V nalogi se bom posvetil le potresnemu vplivu brez dimenzioniranja plošč ter kleti, zato tridimenzionalni model ne vključuje kletnih etaž, temveč je v pritličju togo vpet.

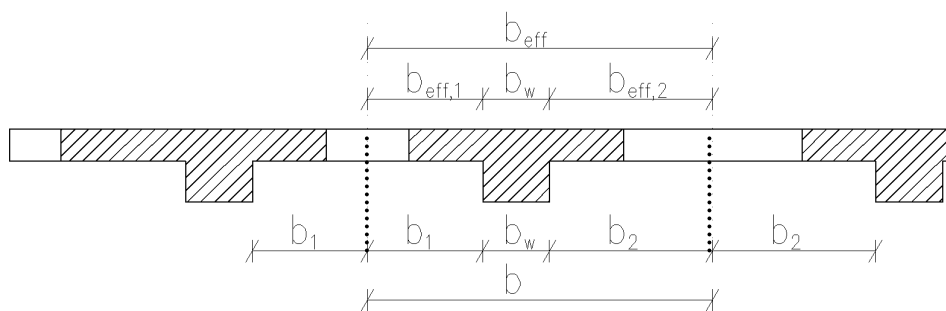
Okvire sem modeliral z linijskimi elementi, za vsak steber in gredo sem uporabil en končni element. Stebri potekajo do središčnih osi gred, prav tako potekajo grede do središčnih osi stebrov. Grede so modelirane z upoštevanjem sodelujočih širin plošč, določenih po SIST *EN 1992-1-1* (5.3.2.1.):

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b, \quad (19)$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0, \quad (20)$$

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i, \quad (21)$$

kjer je b_{eff} sodelujoča širina pasnice, b_w širina grede, b_i polovica svetlega razpona plošče levo in desno od obravnavane grede in l_0 razdalja med točkami ničelnih momentov gred (Slika 4.1). Razdalje med prevojnimi točkami momentov so bile vzete kot polovice dolžine grede, saj so za potresno obtežbo značilni žagasti momenti.



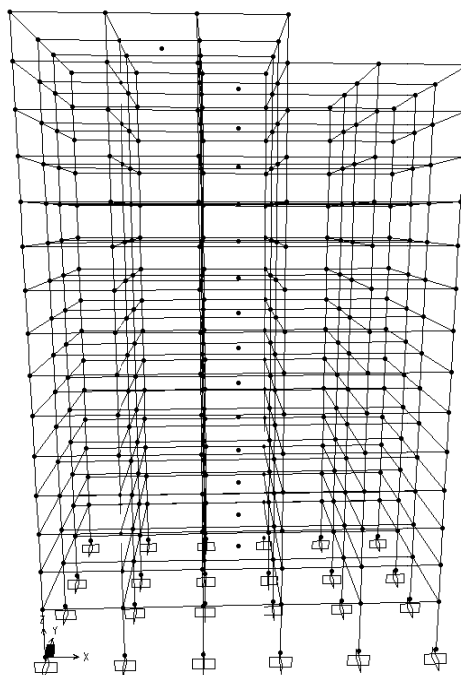
Slika 4.1: Sodelujoče širine gred po SIST EN 1992-1-1

Preglednica 10: Sodelujoče širine gred. Grede so označene na sliki 1.1:

Greda	l	b_w	h_w	$l_0=l/2$	b_1	b_2	b_{eff1}	b_{eff2}	b_{eff}	b
B1	530	55	60	265	122,5	322,5	51	53	159	500
B2	530	55	60	265	322,5	222,5	53	53	161	600
B3	620	55	60	310	122,5	272,5	55,5	62	172,5	450
B4	420	55	60	210	122,5	272,5	42	42	139	450
B5	620	55	60	310	272,5	272,5	62	62	179	600
B6	420	55	60	210	272,5	272,5	42	42	139	600

Predpostavil sem, da je masa skoncentrirana na nivoju plošč. V ta namen sem definiral točke v masnem središču vsake etaže, ki so zaradi simetričnosti objekta v središčnih točkah etaž. Tem točkam sem dodelim mase m_{xi} , m_{yi} in masne vztrajnostne momente MMI_i (glej poglavje 3.3). Plošče so v svoji ravnini neskončno toge, modeliral sem jih kot toge diafragme.

Raznos obtežbe s plošč na grede je upoštevan s pripadajočimi površinami pod kotom 45° . Razpokane prereze upoštevam s polovično vrednostjo vztrajnostnih momentov in strižnih prerezov.



Slika 4.2: Tridimenzionalni model okvirne konstrukcije

4.2 Metoda z vodoravnimi silami

Ker ima konstrukcija osnovni nihajni čas v obeh smereh X in Y pod $4 \cdot T_C = 2$ s, sem to metodo uporabil za primerjavo nekaterih rezultatov.

4.2.1 Nihajni čas

Osnovni nihajni čas za vsako smer izračunam z Rayleighjevo metodo (Fajfar, 1984; enačba 11.14). Uporabim že izdelan prostorski model iz SAP2000, v katerem definiram dva obtežna primera s horizontalnimi silami p_i , enkrat v X in drugič v Y smeri. Sile delujejo v masnem središču C_M . Jakost sil določim po enačbi $P = M \cdot \Phi$, kjer je P vektor vodoravne obtežbe, M je diagonalna masna matrika, Φ pa predpostavljena nihajna oblika po obrnjenem trikotniku. Vse količine potrebne za izračun so predstavljene v Preglednici 11.

Preglednica 11: Predpostavljene sile, pripadajoči pomiki in potresne sile na konstrukcijo

Etaža i	h_i [m]	z_i [m]	m_i [t]	Φ_i	$p_i = m_i \cdot \Phi_i$	$u_{x,i}$ SAP2000	$u_{x,i}^2 \cdot m_i$	$u_{x,i} \cdot p_i$	$u_{y,i}$ SAP2000	$u_{y,i}^2 \cdot m_i$	$u_{y,i} \cdot p_i$	$F_{x,i} = F_{y,i}$ [kN]
1	4	4	817,90	0,09	71,12	0,007	0,045	0,530	0,007	0,039	0,493	66
2	3	7	800,70	0,15	121,85	0,015	0,177	1,810	0,015	0,171	1,779	113
3	3	10	800,70	0,22	174,07	0,022	0,400	3,891	0,023	0,409	3,933	162
4	3	13	800,70	0,28	226,28	0,030	0,705	6,715	0,030	0,744	6,897	210
5	3	16	800,70	0,35	278,50	0,036	1,037	10,623	0,038	1,127	10,451	259
6	3	19	800,70	0,41	330,72	0,042	1,415	13,904	0,044	1,572	14,652	307
7	3	22	800,70	0,48	382,94	0,048	1,829	18,302	0,051	2,065	19,445	356
8	3	25	800,70	0,54	435,16	0,054	2,325	23,451	0,057	2,641	24,991	404
9	3	28	787,80	0,61	479,53	0,059	2,786	28,518	0,064	3,180	30,468	446
10	3	31	777,04	0,67	523,66	0,065	3,313	34,193	0,070	3,766	36,457	487
11	3	34	777,04	0,74	574,33	0,070	3,844	40,395	0,075	4,359	43,017	534
12	3	37	766,29	0,80	616,36	0,075	4,257	45,942	0,079	4,824	48,905	573
13	3	40	756,97	0,87	658,23	0,079	4,701	51,874	0,084	5,280	54,974	612
14	3	43	789,29	0,93	737,81	0,082	5,274	60,309	0,086	5,897	63,774	686
15	3	46	531,70	1,00	531,70	0,084	3,717	44,455	0,091	4,379	48,253	494
		Σ	11608,93				35,826	384,312		40,453	408,49	5708

Približna nihajna časa za X in Y smer po Rayleighjevi metodi znašata:

$$T_{1,x} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum u_{x,i}^2 \cdot m_i}{\sum u_{x,i} \cdot p_i}} = 1,918 \text{ s}; \quad T_{1,y} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum u_{y,i}^2 \cdot m_i}{\sum u_{y,i} \cdot p_i}} = 1,977 \text{ s}; \quad (22);(23)$$

Vidimo, da se vrednosti zelo dobro ujemajo s »točnimi« vrednostmi iz modalne analize.

4.2.2 Potresne prečne sile

Celotno potresno prečno silo v X in Y smeri izračunam kot produkt celotne mase konstrukcije, faktorja λ ter vrednosti v projektnem spektru pospeškov pri nihajnem času T_l . Oba nihajna časa $T_{l,x}$ in $T_{l,y}$ imata vrednost okrog $T_D = 2$ s, zato je vrednost v spektru pospeškov za obe smeri enaka in znaša $S_d(T) = \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,25 \text{ g} = 0,05 \text{ g}$. Celotna potresna sila za X in Y smer analize znaša:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0,05 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 11608 \text{ t} \cdot 1 = 5700 \text{ kN} \quad (24)$$

Vrednost predstavlja $\frac{F_b}{W} = \frac{5700}{11608 \cdot 9,81} = 5\%$ celotne teže konstrukcije.

Celotno prečno silo v X in Y smeri razdelimo po etažah v razmerju produkta mas in višinskih kot etaž:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i} \quad (25)$$

Potresne sile so podane v Preglednici 11.

Primerjava potresnih prečnih sil v X in Y smeri, določenih z metodo z vodoravnimi silami ter z modalno analizo (v nadaljevanju) pokaže, da nam daje metoda z vodoravnimi silami enakomeren razpored sil približno po obrnjenem trikotniku (ker smo sile tako predpostavili), katere vrednosti v srednjem delu objekta presežejo približne vrednosti, dobljene z modalno analizo. V spodnjem in skrajno zgornjem delu pa so manjše.

4.3 Modalna analiza s spektri odziva

Pri modalni analizi analiziram prostorski model z uporabo projektnega spektra pospeškov, definiranega v poglavju 3.2.3 in 3.2.4.

Vpliv nihajnih oblik upoštevam s popolno kvadratno kombinacijo (CQC). Za kombinacijo vodoravnih komponent potresnega vpliva (kombiniranje smeri X in Y) imamo na voljo dve možnosti. V prvem primeru izračunamo kvadratni koren vsote kvadratov vplivov zaradi vzbujanja v X smeri in zaradi vzbujanja v Y smeri – SRSS pravilo. Pri drugem primeru učinek obeh vodoravnih komponent potresnega vpliva upoštevamo tako, da predpostavimo, da potres deluje 100 % v eni in 30 % v drugi smeri ter obratno. Za primerjavo sem uporabil oba načina kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva.

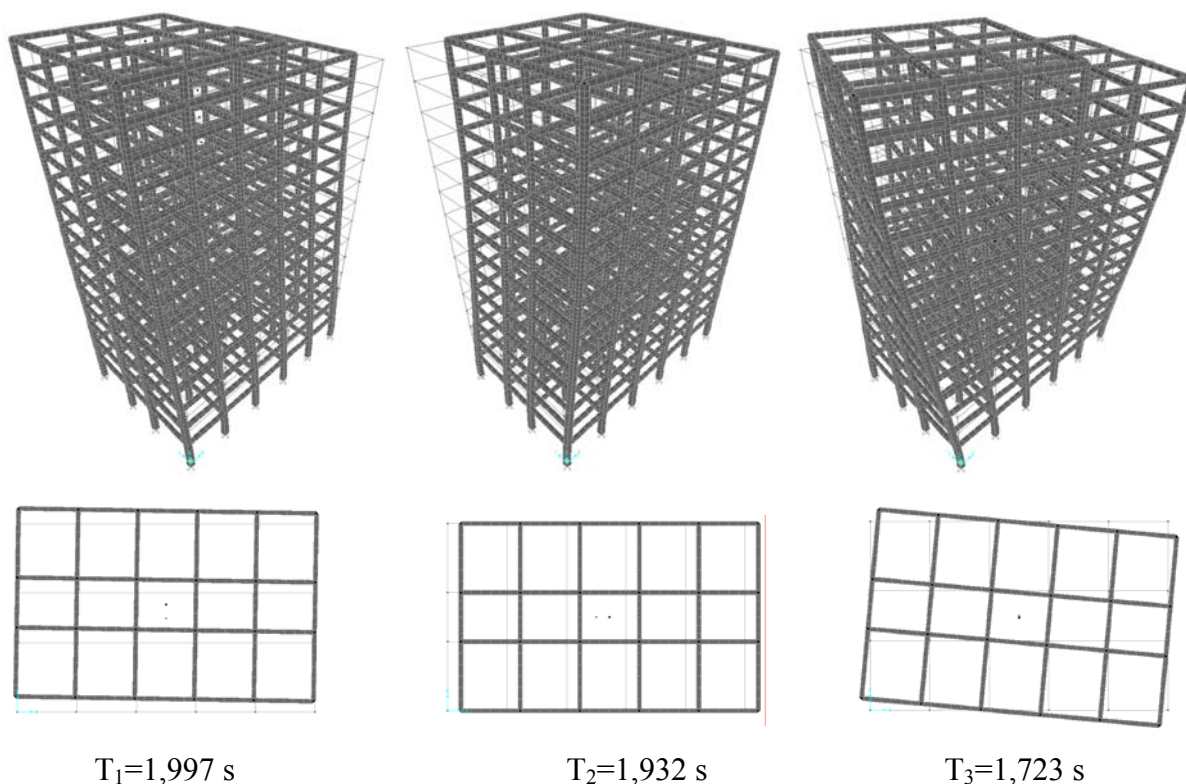
4.3.1 Nihajni časi in nihajne oblike

V Preglednici 12 so prikazane vrednosti nihajnih časov in pripadajoče efektivne mase izračunane z analizo lastnega nihanja.

Preglednica 12: Nihajni časi in efektivne mase

Nihajna oblika	Nihajni čas T (s)	$m_{ef,x}$ (%)	$m_{ef,y}$ (%)	$\Sigma m_{ef,x}$ (%)	$\Sigma m_{ef,y}$ (%)	Prevladujoča smer
1	1,997	0	79,1	0	79,1	Y
2	1,932	82,1	0	82,1	79,1	X
3	1,723	0	2,2	82,1	81,3	Z
4	0,700	0	9,7	82,1	91,0	Y
5	0,697	10,0	0	92,0	91,0	X
6	0,614	0	0,5	92,0	91,5	Z
7	0,401	3,1	0	95,1	91,5	X
8	0,397	0	3,1	95,1	94,6	Y
9	0,353	0	0,2	95,1	94,8	Z
10	0,282	1,9	0	97,0	94,8	X
11	0,274	0	1,8	97,0	96,6	Y
12	0,247	0	0,1	97,0	96,7	Z

Vidimo, da je prva nihajna oblika translacijska v vitkejši smeri konstrukcije – smeri Y. Efektivna masa znaša 79 %. Druga nihajna oblika je translacijska v X smeri ($m_{ef,x}=82\%$), tretja pa torzijska. Konstrukcija je torej torzijsko toga. Prve tri nihajne oblike so prikazane na sliki 4.3.



Slika 4.3: Prve tri nihajne oblike: Translatorni v Y in X smeri ter torzijska

Model ima ob predpostavki togih plošč ter koncentriranih mas tri prostostne stopnje na etažo, kar znese skupaj 45 nihajnih oblik. Iz Preglednice 12 vidimo, da izpolnimo zahtevo iz standarda, da je potrebno upoštevati vsaj toliko nihajnih oblik, da znaša vsota efektivnih mas 90 % že z upoštevanjem prvih petih nihajnih oblik. V analizi sem upošteval vseh 45 nihajnih oblik.

4.3.2 Potresne prečne sile

V Preglednici 13 so prikazane potresne sile po etažah za vsako smer vzbujanja posebej, dobljene z CQC kombinacijo vplivov vseh 45 nihajnih oblik. Vpliva zaradi vzbujanja v X in Y smeri sta približno enaka, vendar je prečna sila za X smer nekoliko večja, saj je kljub enaki vrednosti v spektru pospeškov za obe smeri efektivna masa najpomembnejše nihajne oblike vzbujanja v X smeri nekoliko večja (Preglednica 12). Sile, ki delujejo pravokotno na smer vzbujanja so zaradi simetrične zasnove majhne.

Preglednica 13: Potresne sile za obe smeri vzbujanja

	Smer X		Smer Y	
	V_{Xi}	V_{Yi}	V_{Xi}	V_{Yi}
1N	136	1	1	126
2N	192	-1	-1	183
3N	220	-1	0	212
4N	251	0	1	241
5N	270	0	0	259
6N	273	0	0	262
7N	260	0	0	253
8N	263	0	0	256
9N	279	0	0	273
10N	319	0	0	308
11N	368	0	0	355
12N	415	0	0	408
13N	539	0	0	525
14N	727	0	0	713
Streha	687	2	2	671

Preglednica 14 prikazuje primerjavo etažnih prečnih sil obeh dovoljenih načinov kombiniranja vodoravnih komponent potresnega vpliva po EC8. Nekoliko večje vrednosti daje alternativna metoda kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva. Obe kombinirani komponenti prečne sile sta zaradi podobnih vrednosti vplivov vzbujanja v obeh smereh približno enaki.

Preglednica 14: Etažne prečne sile za oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

	SRSS		1,0X+0,3Y ali 0,3X+1,0Y	
	V_{Xi}	V_{Yi}	V_{Xi}	V_{Yi}
1N	5197	5045	5197	5045
2N	5061	4918	5061	4918
3N	4869	4735	4870	4735
4N	4650	4523	4650	4523
5N	4399	4281	4399	4282
6N	4129	4022	4129	4022
7N	3856	3760	3857	3760
8N	3596	3507	3597	3508
9N	3333	3252	3334	3252
10N	3054	2979	3055	2979
11N	2736	2671	2736	2672
12N	2368	2316	2368	2317
13N	1953	1908	1954	1909
14N	1415	1384	1415	1384
Streha	687	671	688	672

Preverimo še celotno potresno silo glede na spodnjo in zgornjo mejo:

$$F_{b,min,x} = m_{eff,1,x} \cdot S_d(T_{1,x}) = 0,821 \cdot 11608t \cdot 0,2 \cdot 0,25 \cdot 9,81m/s^2 = 4675 \text{ kN}$$

$$F_{b,min,y} = m_{eff,1,y} \cdot S_d(T_{1,y}) = 0,791 \cdot 11608t \cdot 0,2 \cdot 0,25 \cdot 9,81m/s^2 = 4504 \text{ kN}$$

$$F_{b,max,x} = F_{b,max,y} = \Sigma m \cdot S_d(T_{1,x}) = 11608t \cdot 0,2 \cdot 0,25 \cdot 9,81m/s^2 = 5700 \text{ kN}$$

Celotna prečna sila je znotraj intervala, ki ga določata spodnja in zgornja meja za celotno potresno silo.

4.4 Kontrole

4.4.1 Vpliv teorije drugega reda

Za vsako etažo in vsako komponento pomika preverimo še koeficient občutljivosti na etažne pomike po enačbi:

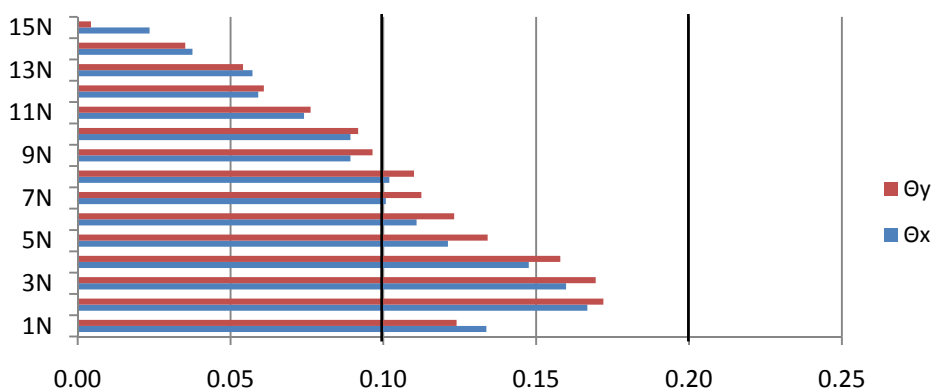
$$\theta_i = \frac{P_{tot,i} \cdot d_{r,i}}{V_{tot,i} \cdot h_i} \leq 0.10 \quad (26)$$

kjer je P_{tot} celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana v potresnem projektnem stanju, V_{tot} celotna prečna sila v etaži zaradi potresa, h višina etaže in d_r etažni pomik masnega središča. Vpliv teorije drugega reda se lahko zanemari, če koeficient θ ne preseže vrednosti 0.1.

Izkaže se (Preglednica 15), da koeficient θ v prvih osmih etažah prekorači vrednost 0.1, zato standard (*SIST EN 1998-1; tč. 4.4.2.2*) zahteva upoštevanje vpliva teorije drugega reda. V skladu s členom 4.4.2.2(3) lahko približno upoštevamo vpliv teorije drugega reda tako, da ustrezne učinke potresnega vpliva povečamo s faktorjem:

$$\frac{1}{1-\theta} \quad (27)$$

če vrednost θ ne presega 0,2 (Graf 4.1). Povečanje potresnih vplivov v našem primeru znaša med 11% (za $\theta = 0,1$) in 20% (za $\theta = 0,17$) Na varni strani smo, če za vrednost θ za celotno konstrukcijo upoštevamo največjo vrednost, ki v našem primeru znaša 20%.



Graf 4.1: Občutljivost na etažne pomike čistega okvira

Preglednica 15: Kontrola občutljivosti na etažne pomike

etaža i	z_i (m)	h_i (m)	M_i (t)	$P_{tot,i}$ (kN)	$d_{r,X,i}$ (cm)	$d_{r,Y,i}$ (cm)	$V_{tot,x,i}$ (kN)	$V_{tot,y,i}$ (kN)	$\Theta_{x,i}$	$\Theta_{y,i}$
1N	4	4	817,90	113883,60	2,44	2,20	5196,70	5044,56	0,13	0,12
2N	7	3	800,70	105860,00	2,39	2,40	5060,99	4918,21	0,17	0,17
3N	10	3	800,70	98005,14	2,38	2,46	4869,46	4734,81	0,16	0,17
4N	13	3	800,70	90150,27	2,28	2,38	4649,79	4522,64	0,15	0,16
5N	16	3	800,70	82295,40	1,94	2,09	4398,70	4281,38	0,12	0,13
6N	19	3	800,70	74440,54	1,84	2,00	4128,91	4022,18	0,11	0,12
7N	22	3	800,70	66585,67	1,75	1,90	3856,17	3759,77	0,10	0,11
8N	25	3	800,70	58730,80	1,87	1,97	3596,14	3507,24	0,10	0,11
9N	28	3	787,80	50875,94	1,75	1,85	3333,34	3251,70	0,09	0,10
10N	31	3	777,04	43147,62	1,89	1,90	3054,13	2978,74	0,09	0,09
11N	34	3	777,04	35524,85	1,71	1,72	2735,56	2671,17	0,07	0,08
12N	37	3	766,29	27902,09	1,50	1,52	2367,92	2316,17	0,06	0,06
13N	40	3	756,97	20384,79	1,64	1,52	1953,08	1908,26	0,06	0,05
14N	43	3	789,29	12958,91	1,23	1,13	1414,56	1383,64	0,04	0,04
Streha	46	3	531,70	5215,98	0,93	0,17	687,42	671,03	0,02	0,00

4.4.2 Mejno stanje uporabnosti – omejitev poškodb - kontrola pomikov

Pogoju o omejitvi poškodb zadostimo z omejitvijo etažnih pomikov pri projektnem potresnem stanju, pri katerem upoštevamo tudi vpliv slučajne torzije. Kontrolo izvedemo v X in Y smeri po enačbi

$$v \cdot d_r \leq \alpha \cdot h \quad (28)$$

Da dobimo oceno dejanskih pomikov d_r , moramo etažne pomike $\Delta d_i = d_i - d_{i-1}$ pomnožiti s faktorjem obnašanja za pomike, ki je enak faktorju obnašanja $q = 3,9$. Dejanske pomike se zmanjša z redukcijo v zaradi krajše povratne dobe projektnega potresa (95 let) za mejno stanje uporabnosti. Redukcijski faktor znaša za stavbe običajne pommbnosti ($\gamma = II$) $v = 0,5$. Etažni pomiki so omejeni glede na višino etaže h ter vrsto in način vgradnje nekonstrukcijskih

elementov α . Najstrožji kriterij velja za neduktilne nekonstrukcijske elemente $\alpha=0,005$, ki pa jih v našem primeru ne moremo uporabiti, zato moramo izbrati duktilne nekonstrukcijske elemente za katere velja $\alpha=0,0075$.

Kontrolo izvedem za steber v osi A-I, kjer se zaradi torzijskega vpliva pojavijo največji pomiki. Zaradi občutljivosti konstrukcije na etažne pomike moramo za približno upoštevanje teorije drugega reda pomike povečati za 20%. V Preglednici 16 so zbrani rezultati kontrole pomikov za SRSS kombinacijo učinka vodoravnih komponent potresa. Razlike med SRSS in linearno kombinacijo kombiniranja vpliva vodoravnih komponent potresa so zelo majhne.

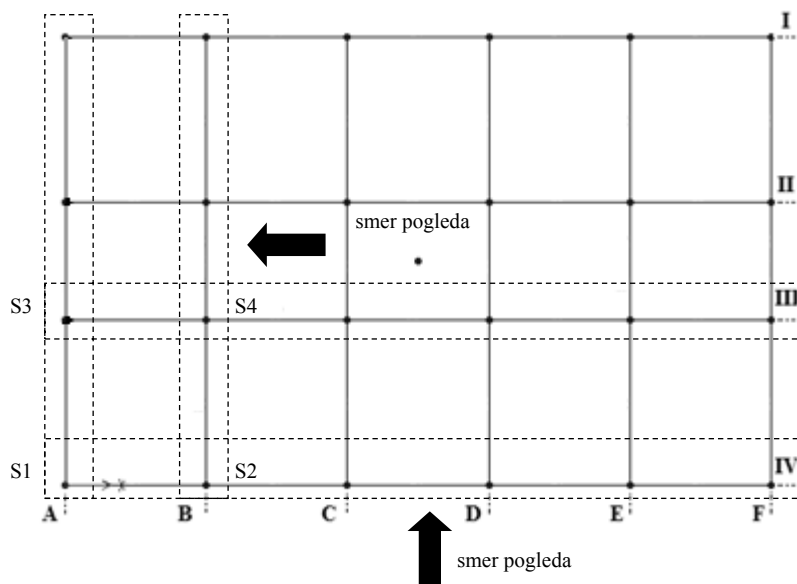
Preglednica 16: Kontrola etažnih pomikov stebra v osi A-I za ovojnico potresnih kombinacij

etaža	z_i (m)	h_i (m)	$d_{r,X}$ (cm)	$d_{r,Y}$ (cm)	$d_{r,X,delta}$ (cm)	$d_{r,Y,delta}$ (cm)	$\max d_r \cdot v$ (cm)	$0,005 h$ (cm)	$0,0075 h$ (cm)
1N	4	4	2,8	2,9	3,3	3,5	1,7	2,0	3,0
2N	7	3	2,7	3,1	3,2	3,8	1,9	1,5	2,3
3N	10	3	2,7	3,2	3,3	3,8	1,9	1,5	2,3
4N	13	3	2,6	3,1	3,2	3,7	1,9	1,5	2,3
5N	16	3	2,2	2,7	2,7	3,3	1,6	1,5	2,3
6N	19	3	2,1	2,6	2,6	3,1	1,6	1,5	2,3
7N	22	3	2,0	2,5	2,4	3,0	1,5	1,5	2,3
8N	25	3	2,2	2,6	2,6	3,1	1,5	1,5	2,3
9N	28	3	2,0	2,4	2,4	2,9	1,5	1,5	2,3
10N	31	3	2,2	2,5	2,6	3,0	1,5	1,5	2,3
11N	34	3	2,0	2,3	2,3	2,7	1,4	1,5	2,3
12N	37	3	1,7	2,0	2,1	2,4	1,2	1,5	2,3
13N	40	3	1,9	2,1	2,2	2,5	1,2	1,5	2,3
14N	43	3	1,4	1,6	1,7	1,9	0,9	1,5	2,3
Streha	46	3	1,0	0,9	1,2	1,1	0,6	1,5	2,3

Vpliv slučajne ekscentričnosti na pomike v X smeri znaša največ 9% in v Y smeri okrog 13%. Etažni pomiki so znotraj dovoljenih meja za duktilne nekonstrukcijske elemente tudi po povečanju pomikov zaradi vpliva teorije drugega reda.

4.5 Dimenzioniranje okvirov po principu načrtovanja nosilnosti za DCM stopnjo duktilnosti:

V nadaljevanju sledi dimenzioniranje okvirne konstrukcije. Obravnavamo po dva okvirja v vsaki smeri, kot je prikazano na sliki 4.4, in sicer okvir III in IV v vzdolžni ter A in B v prečni smeri. Za ostale okvire privzamemo, da so zaradi simetrije obremenitev dimenzionirani podobno. Z natančnejšim opisom je predstavljeno dimenzioniranje najbolj obremenjene grede okvira A v drugem nadstropju (G27 in G28) ter njej pripadajoča robni (S1) in notranji (S3) steber, vsi ostali elementi pa so zbrani v preglednicah. Okviri so dimenzionirani v spodnjem, srednjem in zgornjem sklopu (slika 4.5 in 4.6) tako, da sledijo padanju upogibnih obremenitev proti vrhu. Pri računih v nadaljevanju so vozlišča označena tako, kot so označena v računalniškem programu SAP2000. Upogibne nosilnosti gred in stebrov so določene v skladu z *SIST EN 1992-1-1* s programom DIAS (IKPIR, FGG,1990). Tlačne osne sile v stebrih so v preglednicah podane kot pozitivne.



Slika 4.4: Tloris: Izbrani okviri A, B in III in IV

G13		G14	
18	36	54	
G11	G12		
16	34	52	
G9	G10		
13	31	49	
G7	G8		
11	29	47	
G5	G6		
8	26	44	
G3	G4		
6	24	42	
G1	G2		
5	23	41	

G25		G26	
126	144		
G23	G24		
124	142		
G21	G22		
119	137		
G19	G20		
116	134		
G17	G18		
114 G15	132 G16		
113	131		

Slika 4.5: Pozicije gred okvira IV in III:

G39		G40	
18	126	232	
G37	G38		
16	124	230	
G35	G36		
13	121	227	
G33	G34		
11	119	225	
G31	G32		
8	116	222	
G29	G30		
6	114	220	
G27	G28		
5	113	219	

G51		G52	
36	144		
G49	G50		
34	142		
G47	G48		
29	137		
G45	G46		
26	134		
G43	G44		
24 G41	132 G42		
23	131		

Slika 4.6: Pozicije gred okvira A in B:

Pri določevanju obremenitev elementov upoštevam naslednje obtežne kombinacije:

$$K_1: 1,0 \Sigma G + 0,30 Q$$

$$K_2: 1,35 \Sigma G + 1,50 Q + 0,75 Q_s$$

$$K_3: 1,35 \Sigma G + 1,05 Q + 1,50 Q_s$$

$$K_4: 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 0,74 Q + 1,0 E_x + 0,30 E_y + 1,0 M_t$$

$$K_5: 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 0,74 Q + 1,0 E_x + 0,30 E_y - 1,0 M_t$$

$$K_6: 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 0,74 Q + 0,3 E_x + 1,0 E_y + 1,0 M_t$$

$$K_7: 1,0 \Sigma G + 0,3 \cdot 0,74 Q + 0,3 E_x + 1,0 E_y - 1,0 M_t$$

4.5.1 Grede

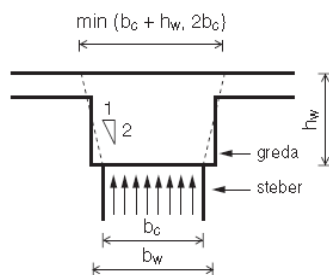
Zahteve glede materiala:

Uporabljeni materiali zadostujejo vsem zahtevam za zagotavljanje lokalne duktilnosti. Pri gredah in stebrih je uporabljen beton kvalitete od C40/50 do C25/30, kot je opisano v poglavju 2.2. Podrobneje obravnavani gredi G27 in G 28 sta iz betona kvalitete C40/50. Uporabljeno je jeklo kvalitete S 500 za rebrasto armaturo ter S 500/600 za mrežno armaturo.

Geometrijske omejitve:

Pogoj o omejitvi ekscentričnosti je izpolnjen (*SIST EN 1998-1:5.4.1.2.1(1)P*), saj sta težiščni osi grede in stebra poravnani.

Prav tako odgovarja maksimalna širina grede (*SIST EN 1998-1:5.4.1.2.1(3)P*):



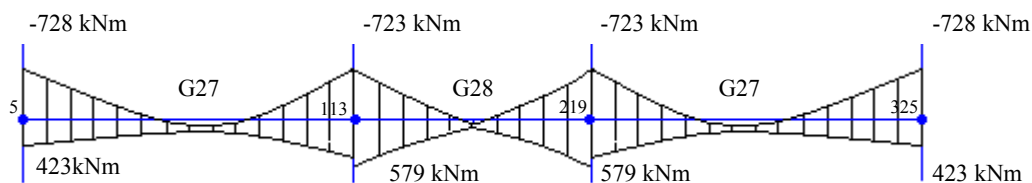
Slika 4.7: Omejitev širine grede (Kilar, Slak, 2002)

$$b_{w,prečno} = 55 \text{ cm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_{c,min} + h_w = 50 + 60 = 110 \text{ cm} \\ 2 \cdot b_{c,min} = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b_{w,vzdolžno} = 55 \text{ cm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_{c,min} + h_w = 60 + 60 = 120 \text{ cm} \\ 2 \cdot b_{c,min} = 120 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4.5.1.1 Upogibna armatura:

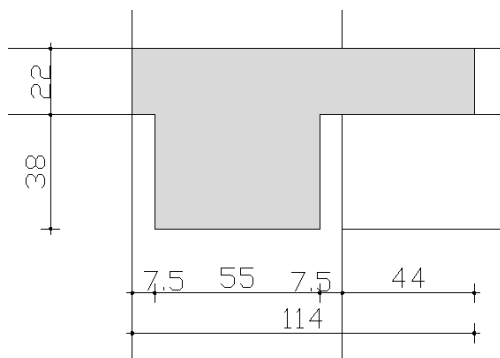
Upogibni momenti gred G27 in G28:



Slika 4.8: Ovojnica upogibnih momentov gred G27 in G28

Greda G27 ob robnem stebri - vozlišče 5

V skladu s členom *SIST EN 1998-1:5.4.3.1.1(3)* določimo sodelujočo širino pasnice b_{eff} . Ker skozi vozlišče v prečni smeri poteka greda le na eni strani, se sodelujoča širina določi v skladu s *slika 5.5 a* in *b* istega člena za gredo ob zunanjem stebri.



Slika 4.9: Sodelujoča širina pasnice grede G27 ob vozlišču 5

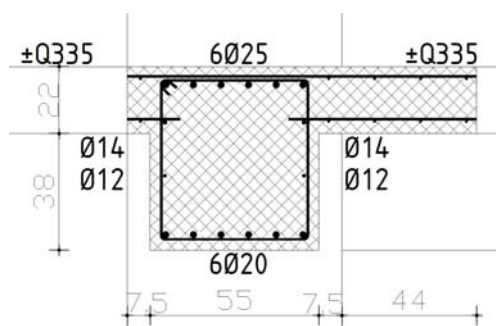
Potrebna armatura glede na obtežno kombinacijo s potresno obtežbo (obremenitve povečane za 20% zaradi P-Δ):

$$M_{d,min} = -728 \text{ kNm}$$

$$M_{d,max} = 423 \text{ kNm}$$

Zgoraj: – izberem 6 Φ 25 ($A_s = 29,45 \text{ cm}^2 + 1,14 \cdot 3,35 \text{ cm}^2 = 33,27 \text{ cm}^2$)

Spodaj: – izberem 6 Φ 20 ($A_s' = 18,85 \text{ cm}^2$)



Slika 4.10: Skica armature v gredi G27

Za tak razpored armature dobimo sledečo upogibno nosilnost grede G27:

$$M_{Rb,5}^- = 831 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb,5}^+ = 508 \text{ kNm}$$

Glede na zahteve *SIST EN 1998-1:5.4.3.1.2*: Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti moramo v kritičnem območju grede ob vozliščih zagotoviti poleg potrebne armature tudi zahtevano lokalno duktilnost μ_ϕ , določeno z izrazom 5.5 v členu *SIST EN 1998-1:5.2.3.4(3)*.

$$T_1 > T_C \quad \rightarrow \quad \mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8 \quad (29)$$

Tako lokalno duktilnost zagotovimo, če izpolnimo naslednje zahteve *EC8-1: 5.4.3.1.2(4)*:

$$\text{i) } A_s' > A_s/2 \quad \rightarrow \quad \rho'/\rho = 18,85 / 33,27 = 0,57 > 0,5 \quad (30)$$

ii) Delež armature v natezni coni ρ mora biti med ρ_{min} in ρ_{max} , ki sta enaka:

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) = 0,5 \cdot (0,35/50) = 0,35\% \quad (31)$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= \rho' + (0,0018 \cdot f_{cd} / (\mu_{\varphi} \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot f_{yd})) = \\ &= 0,62\% + (0,0018 \cdot 2,67 / (6,8 \cdot 0,00218 \cdot 43,48)) = 1,37\% \end{aligned} \quad (32)$$

$$\text{Kontrola: } \rho_{max} = 1,37\% > \rho = 33,27 / 55 \cdot 55 = 1,10\% > \rho_{min} = 0,35\%$$

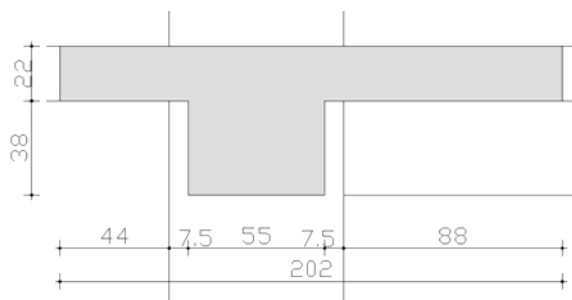
Da preprečimo porušitev sprijemnosti med betonom v jedru vozlišča in armaturnimi palicami grede, ki potekajo skozi vozlišče, je potrebno omejiti premer armaturnih palic grede d_{bL} glede na zahtevo (33), kar je v vozlišču 5 izpolnjeno:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} = \frac{2,5}{70} = 0,036 \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) = \frac{7,5 \cdot 3,5}{1,0 \cdot 434,8} \cdot (1 + 0,8 \cdot 0) = 0,06 \quad (33)$$

Največji dovoljen premer palice glede na zahtevo (33) za zunanje vozlišče je 42 mm. Vzdolžna armatura gred, ki se sidra v vozliščih, se mora vedno zakriviti znotraj zaprtih stremen stebra (glej skico armature in sliko 4.15).

Greda G28 v srednjem polju - vozlišče 113

Sodelujočo širino pasnice b_{eff} določimo v skladu z EC 8, slika 5.5 c in d za gredo ob notranjem stebri pri čemer poteka skozi vozlišče v prečni smeri greda le na eni strani.



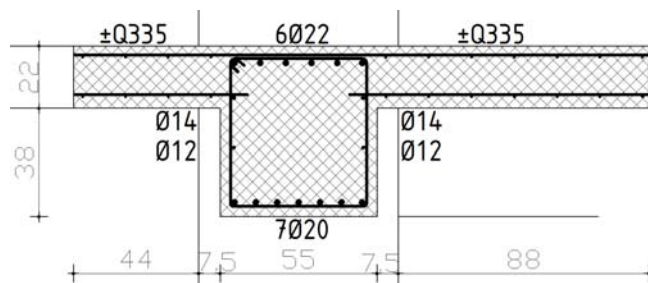
Slika 4.11: Sodelujoča širina pasnice grede G28 ob vozlišču 113

Potrebna armatura glede na obtežno kombinacijo s potresno obtežbo (obremenitve povečane za 20% zaradi P-Δ):

$$M_{d,min} = -723 \text{ kNm}$$

$$M_{d,max} = 579 \text{ kNm}$$

- Zgoraj: – izberem 6 Φ 22 ($A_s = 22,81 \text{ cm}^2 + 2,02 \cdot 3,35 \text{ cm}^2 = 29,58 \text{ cm}^2$)
 Spodaj: – izberem 7 Φ 20 ($A_s' = 21,99 \text{ cm}^2$)



Slika 4.12: Skica armature v gredi G28

Za tak razpored armature dobimo sledečo upogibno nosilnost grede G28:

$$M_{Rb,113}^- = 788 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb,113}^+ = 623 \text{ kNm}$$

Lokalno duktilnost zagotovimo, če izpolnimo:

i) $\rho'/\rho = 21,99 / 29,58 = 0,74 > 0,5$

ii) $\rho_{min} = 0,35\%$

$$\rho_{max} = 0,73\% + (0,0018 \cdot 2,67 / (6,8 \cdot 0,00218 \cdot 43,48)) = 1,47\%$$

Kontrola: $\rho_{max} = 1,47\% > \rho = 29,57 / 55 \cdot 55 = 0,98\% > \rho_{min} = 0,35\%$

Da preprečimo porušitev sprijemnosti med betonom v jedru vozlišča in armaturnimi palicami grede, ki potekajo skozi vozlišče, je potrebno omejiti premer armaturnih palic grede d_{bL} glede na zahtevo (34), kar je v vozlišču 113 izpolnjeno:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} = \frac{2,2}{70} = 0,031 \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \rho'/\rho_{max}} = \frac{7,5 \cdot 3,5}{1,0 \cdot 434,8} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0}{1 + 0,75 \cdot 2/3 \cdot 0,73/1,47} = 0,048 \quad (34)$$

Največji dovoljen premer palice glede na zgornjo zahtevo za notranje vozlišče je 34 mm.

Upogibna armatura ostalih gred

Podobno kot za gredi G27 in G28 določim vzdolžno armaturo še za ostale grede. Pri vseh gredah so upogibni momenti povečani za 20% zaradi vpliva TDR.

Preglednica 17: Vzdolžna armatura za sklop gred okvirov I in IV:

	Greda	Vozlišče	$M_{d,min}/M_{d,max}$ [kNm]	b_{eff} [cm]	Izbrana arm. (palice+mreža)	Upogibna nosilnost [kNm]
C40/50	G1	5	633 / 413	124	ZG: 6Φ22 + 4,2 cm ² SP: 5Φ20	$M_{Rb}^- = 694$ $M_{Rb}^+ = 443$
		23	594 / 402	212	ZG: 6Φ18 + 7,1 cm ² SP: 6Φ18	$M_{Rb}^- = 634$ $M_{Rb}^+ = 475$
	G2	23	598 / 385	212	ZG: 6Φ18 + 7,1 cm ² SP: 6Φ18	$M_{Rb}^- = 634$ $M_{Rb}^+ = 475$
		41				
C35/45	G3	6	619 / 393	124	ZG: 6Φ22 + 4,2 cm ² SP: 5Φ20	$M_{Rb}^- = 687$ $M_{Rb}^+ = 438$
		24	569 / 386	212	ZG: 6Φ18 + 7,1 cm ² SP: 6Φ18	$M_{Rb}^- = 626$ $M_{Rb}^+ = 470$
	G4	24	580 / 368	212	ZG: 6Φ18 + 7,1 cm ² SP: 6Φ18	$M_{Rb}^- = 626$ $M_{Rb}^+ = 470$
		42				
C30/37	G5	8	589 / 341	124	ZG: 6Φ20 + 4,2 cm ² SP: 5Φ18	$M_{Rb}^- = 601$ $M_{Rb}^+ = 370$
		26	531 / 363	212	ZG: 6Φ18 + 7,1 cm ² SP: 5Φ18	$M_{Rb}^- = 613$ $M_{Rb}^+ = 408$
	G6	26	566 / 353	212	ZG: 6Φ18 + 7,1 cm ² SP: 5Φ18	$M_{Rb}^- = 613$ $M_{Rb}^+ = 408$
		44				
C25/30	G7	11	494 / 225	124	ZG: 6Φ20 + 4,2 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 584$ $M_{Rb}^+ = 351$
		29	407 / 266	212	ZG: 6Φ16 + 7,1 cm ² SP: 5Φ16	$M_{Rb}^- = 537$ $M_{Rb}^+ = 342$
	G8	29	467 / 254	212	ZG: 6Φ16 + 7,1 cm ² SP: 5Φ16	$M_{Rb}^- = 537$ $M_{Rb}^+ = 342$
		47				
	G9	13	437 / 180	114	ZG: 6Φ18 + 3,8 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 516$ $M_{Rb}^+ = 348$
		31	348 / 205	202	ZG: 5Φ14 + 6,8 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 448$ $M_{Rb}^+ = 285$
	G10	31	400 / 190	202	ZG: 5Φ14 + 6,8 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 448$ $M_{Rb}^+ = 285$
		49				
	G11	16	300 / 67	104	ZG: 5Φ16 + 3,5 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 383$ $M_{Rb}^+ = 247$
		34	226 / 77	192	ZG: 4Φ12 + 6,4 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 353$ $M_{Rb}^+ = 276$
	G12	34	273 / 64	192	ZG: 4Φ12 + 6,4 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 353$ $M_{Rb}^+ = 276$
		52				
	G13	18	141 / 16	104	ZG: 5Φ12 + 3,5 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 290$ $M_{Rb}^+ = 247$
		36	157 / 55	192	ZG: 4Φ12 + 6,4 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 353$ $M_{Rb}^+ = 276$
G14	36	195 / 72	192	ZG: 4Φ12 + 6,4 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 353$ $M_{Rb}^+ = 276$	
	54					

Preglednica 18: Vzdolžna armatura za sklop gred okvirov II in III:

	Greda	Vozlišče	$M_{d,min}/M_{d,max}$ [kNm]	b_{eff} [cm]	Izbrana arm. (palice+mreža)	Upogibna nosilnost [kNm]
C40/50	G15	113	585 / 377	168	ZG: 6Φ20 + 5,6 cm ² SP: 5Φ18	$M_{Rb}^- = 673$ $M_{Rb}^+ = 408$
		131	554 / 362	256	ZG: 6Φ16 + 8,6 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 643$ $M_{Rb}^+ = 406$
	G16	131	550 / 355	256	ZG: 6Φ16 + 8,6 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 643$ $M_{Rb}^+ = 406$
		149				
C35/45	G17	114	571 / 359	168	ZG: 6Φ20 + 5,6 cm ² SP: 5Φ18	$M_{Rb}^- = 670$ $M_{Rb}^+ = 401$
		132	531 / 346	256	ZG: 6Φ16 + 8,6 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 640$ $M_{Rb}^+ = 404$
	G18	132	532 / 341	256	ZG: 6Φ16 + 8,6 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 640$ $M_{Rb}^+ = 404$
		150				
C30/37	G19	116	517 / 275	168	ZG: 6Φ18 + 5,6 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 590$ $M_{Rb}^+ = 379$
		134	466 / 304	256	ZG: 6Φ14 + 8,6 cm ² SP: 6Φ14	$M_{Rb}^- = 574$ $M_{Rb}^+ = 334$
	G20	134	494 / 315	256	ZG: 6Φ14 + 8,6 cm ² SP: 6Φ14	$M_{Rb}^- = 574$ $M_{Rb}^+ = 334$
		152				
C25/30	G21	119	451 / 207	168	ZG: 6Φ16 + 5,6 cm ² SP: 6Φ14	$M_{Rb}^- = 518$ $M_{Rb}^+ = 311$
		137	385 / 233	256	ZG: 6Φ12 + 8,6 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 516$ $M_{Rb}^+ = 294$
	G22	137	416 / 243	256	ZG: 6Φ12 + 8,6 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 516$ $M_{Rb}^+ = 294$
		155				
	G23	124	275 / 66	148	ZG: 5Φ14 + 5,0 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 428$ $M_{Rb}^+ = 267$
		142	218 / 63	236	ZG: 5Φ8 + 7,9 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 393$ $M_{Rb}^+ = 249$
	G24	142	241 / 68	236	ZG: 5Φ8 + 7,9 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 393$ $M_{Rb}^+ = 249$
		160				
	G25	126	133 / 14	148	ZG: 5Φ12 + 5,0 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 386$ $M_{Rb}^+ = 267$
		144	168 / 65	236	ZG: 5Φ8 + 7,9 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 393$ $M_{Rb}^+ = 249$
G26	144	233 / 102	236	ZG: 5Φ8 + 7,9 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 393$ $M_{Rb}^+ = 249$	
	162					

Preglednica 19: Vzdolžna armatura za sklop gred okvira A:

	Greda	Vozlišče	$M_{d,min}/M_{d,max}$ [kNm]	b_{eff} [cm]	Izbrana arm. (palice+mreža)	Upogibna nosilnost [kNm]
C35/45	G29	6	722 / 414	114	ZG: 6Φ25 + 3,8 cm ² SP: 6Φ20	$M_{Rb}^- = 822$ $M_{Rb}^+ = 505$
		114	682 / 400	202	ZG: 6Φ22 + 6,8 cm ² SP: 7Φ20	$M_{Rb}^- = 785$ $M_{Rb}^+ = 620$
	G30	114	701 / 556	202	ZG: 6Φ22 + 6,8 cm ² SP: 7Φ20	$M_{Rb}^- = 785$ $M_{Rb}^+ = 620$
		220				
C30/37	G31	8	671 / 341	114	ZG: 6Φ25 + 3,8 cm ² SP: 6Φ20	$M_{Rb}^- = 813$ $M_{Rb}^+ = 500$
		116	630 / 360	202	ZG: 6Φ20 + 6,8 cm ² SP: 6Φ20	$M_{Rb}^- = 695$ $M_{Rb}^+ = 542$
	G32	116	649 / 509	202	ZG: 6Φ20 + 6,8 cm ² SP: 6Φ20	$M_{Rb}^- = 695$ $M_{Rb}^+ = 542$
		222				
C25/30	G33	11	598 / 268	114	ZG: 6Φ22 + 3,8 cm ² SP: 6Φ18	$M_{Rb}^- = 666$ $M_{Rb}^+ = 418$
		119	541 / 283	202	ZG: 6Φ18 + 6,8 cm ² SP: 5Φ18	$M_{Rb}^- = 605$ $M_{Rb}^+ = 399$
	G34	119	529 / 385	202	ZG: 6Φ18 + 6,8 cm ² SP: 5Φ18	$M_{Rb}^- = 605$ $M_{Rb}^+ = 399$
		225				
	G35	13	537 / 216	104	ZG: 6Φ22 + 3,5 cm ² SP: 6Φ18	$M_{Rb}^- = 638$ $M_{Rb}^+ = 409$
		121	476 / 222	192	ZG: 5Φ18 + 6,4 cm ² SP: 5Φ16	$M_{Rb}^- = 520$ $M_{Rb}^+ = 332$
	G36	121	442 / 294	192	ZG: 5Φ18 + 6,4 cm ² SP: 5Φ16	$M_{Rb}^- = 520$ $M_{Rb}^+ = 332$
		227				
	G37	16	391 / 93	96,5	ZG: 5Φ18 + 3,2 cm ² SP: 5Φ16	$M_{Rb}^- = 434$ $M_{Rb}^+ = 295$
		124	340 / 91	182	ZG: 5Φ14 + 6,1 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 416$ $M_{Rb}^+ = 275$
	G38	124	284 / 127	182	ZG: 5Φ14 + 6,1 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 416$ $M_{Rb}^+ = 275$
		230				
	G39	18	205 / 50	96,5	ZG: 4Φ14 + 3,2 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 295$ $M_{Rb}^+ = 209$
		126	212 / 68	182	ZG: 4Φ12 + 6,1 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 354$ $M_{Rb}^+ = 275$
G40	126	145 / 45	182	ZG: 4Φ12 + 6,1 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 354$ $M_{Rb}^+ = 275$	
	232					

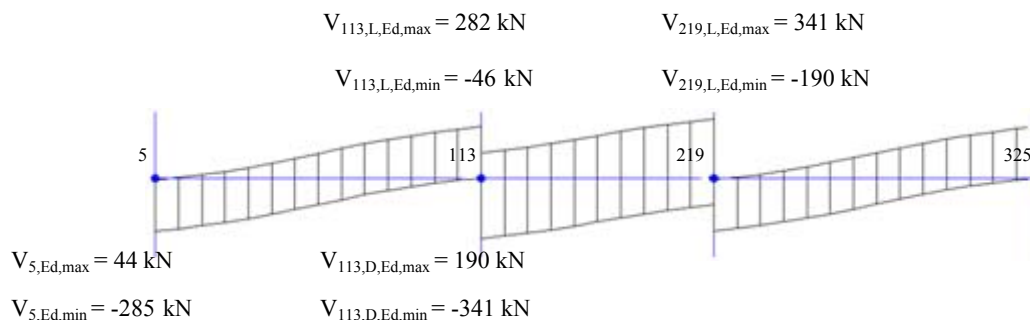
Preglednica 20: Vzdolžna armatura za sklop gred okvira B:

	Greda	Vozlišče	$M_{d,min}/M_{d,max}$ [kNm]	b_{eff} [cm]	Izbrana arm. (palice+mreža)	Upogibna nosilnost [kNm]
C40/50	G41	23	685 / 373	158	ZG: 6Φ22 + 5,3 cm ² SP: 6Φ18	$M_{Rb}^- = 756$ $M_{Rb}^+ = 463$
		131	660 / 355	246	ZG: 5Φ20 + 8,2 cm ² SP: 6Φ20	$M_{Rb}^- = 724$ $M_{Rb}^+ = 580$
	G42	131	650 / 526	246	ZG: 5Φ20 + 8,2 cm ² SP: 6Φ20	$M_{Rb}^- = 724$ $M_{Rb}^+ = 580$
		237				
C35/45	G43	24	679 / 367	158	ZG: 6Φ22 + 5,3 cm ² SP: 6Φ18	$M_{Rb}^- = 752$ $M_{Rb}^+ = 456$
		132	648 / 348	246	ZG: 5Φ20 + 8,2 cm ² SP: 6Φ20	$M_{Rb}^- = 721$ $M_{Rb}^+ = 573$
	G44	132	639 / 505	246	ZG: 5Φ20 + 8,2 cm ² SP: 6Φ20	$M_{Rb}^- = 721$ $M_{Rb}^+ = 573$
		238				
C30/37	G45	26	629 / 299	158	ZG: 6Φ22 + 5,3 cm ² SP: 6Φ18	$M_{Rb}^- = 748$ $M_{Rb}^+ = 450$
		134	601 / 307	246	ZG: 5Φ18 + 8,2 cm ² SP: 6Φ18	$M_{Rb}^- = 652$ $M_{Rb}^+ = 484$
	G46	134	590 / 462	246	ZG: 5Φ18 + 8,2 cm ² SP: 6Φ18	$M_{Rb}^- = 652$ $M_{Rb}^+ = 484$
		240				
C25/30	G47	29	558 / 232	158	ZG: 6Φ20 + 5,3 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 656$ $M_{Rb}^+ = 372$
		137	519 / 234	246	ZG: 6Φ16 + 8,2 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 629$ $M_{Rb}^+ = 403$
	G48	137	480 / 347	246	ZG: 6Φ16 + 8,2 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 629$ $M_{Rb}^+ = 403$
		243				
	G49	34	362 / 69	138	ZG: 5Φ16 + 4,6 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 438$ $M_{Rb}^+ = 265$
		142	329 / 54	226	ZG: 4Φ12 + 7,6 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 437$ $M_{Rb}^+ = 295$
	G50	142	257 / 107	226	ZG: 4Φ12 + 7,6 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 437$ $M_{Rb}^+ = 295$
		248				
	G51	36	210 / 61	138	ZG: 5Φ12 + 4,6 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 348$ $M_{Rb}^+ = 265$
		144	246 / 95	226	ZG: 4Φ12 + 7,6 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 437$ $M_{Rb}^+ = 295$
G52	144	151 / -51	226	ZG: 4Φ12 + 7,6 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 437$ $M_{Rb}^+ = 295$	
	250					

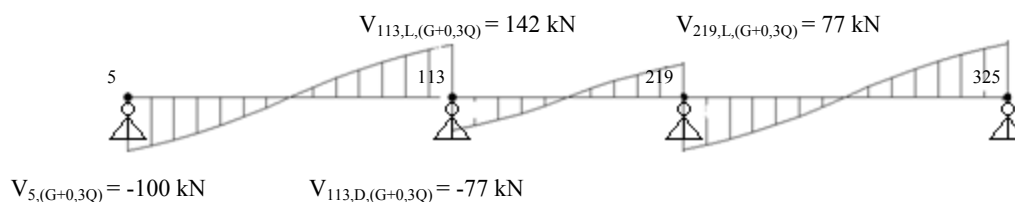
4.5.1.2 Prečna armatura

V primarnih potresnih gredah je treba prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti (*SIST EN 1998-1:5.4.2.2*).

Prečne sile gred G27 in G28:



Slika 4.13: Ovojnica prečnih sil pri kombinaciji s potresno obtežbo



Slika 4.14: Prečne sile za načrtovanje nosilnosti na statičnem modelu nosilca za $1,0 G + 0,3 Q$

Prečne sile z načrtovanjem nosilnosti in strižna armatura gred G27 in G28:

Projektno vrednost upogibne nosilnosti v gredi G27 ob vozlišču 5 in v gredi G28 ob vozlišču 113 za račun prečnih sil po načrtovanju nosilnosti smo določili v prejšnjem poglavju, projektne momente v gredah ob posameznem vozlišču pa določimo po formuli (35).

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min(1, (\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb})) \quad (35)$$

Ker je uporabljen princip načrtovanja nosilnosti stebrov je v vozlišču vsota upogibnih nosilnosti stebrov večja od upogibnih nosilnosti gred za 30%, zato velja $\min\{1, (\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb})\} = 1$! Za DCM stopnjo duktilnosti ima γ_{Rd} vrednost 1,0.

Po metodi načrtovanja nosilnosti določimo maksimalno in minimalno prečno silo za gredi G27 in G28 glede na smer potresnega vpliva:

$$\text{Smer +: } V_{i,Ed} = (|M_{Rb,1}^+| + |M_{Rb,2}^-|) / l_{el} + V_{i,G+0,3Q} \quad (36)$$

$$\text{Smer -: } V_{i,Ed} = -(|M_{Rb,1}^-| + |M_{Rb,2}^+|) / l_{el} + V_{i,G+0,3Q} \quad (37)$$

Greda G27	vozlišče 5	vozlišče 113 levo
Načrtovanje nosilnosti	$V_{5,Ed,\rightarrow} = (508+788)/6,20 - 100$ $= 109 \text{ kN}$ $V_{5,Ed,\leftarrow} = -(831+623)/6,20 - 100$ $= -335 \text{ kN}$	$V_{113,Ed,\rightarrow} = (508+788)/6,20 + 142$ $= \mathbf{351} \text{ kN}$ $V_{113,Ed,\leftarrow} = -(831+623)/6,20 + 142$ $= -93 \text{ kN}$
Obtežna komb. s potresom (P-Δ upoštevano)	$V_{5,Ed,max} = 44 \text{ kN}$ $V_{5,Ed,min} = -285 \text{ kN}$	$V_{113,Ed,max} = 282 \text{ kN}$ $V_{113,Ed,min} = -46 \text{ kN}$
Greda G28	vozlišče 113 desno	vozlišče 219 levo
Načrtovanje nosilnosti	$V_{113,Ed,\rightarrow} = (623+788)/4,20 - 77$ $= 259 \text{ kN}$ $V_{113,Ed,\leftarrow} = -(788+623)/4,20 - 77$ $= -\mathbf{413} \text{ kN}$	$V_{219,Ed,\rightarrow} = (623+788)/4,20 + 77$ $= \mathbf{413} \text{ kN}$ $V_{219,Ed,\leftarrow} = -(788+623)/4,20 + 77$ $= -259 \text{ kN}$
Obtežna komb. s potresom (P-Δ upoštevano)	$V_{113,Ed,max} = 190 \text{ kN}$ $V_{113,Ed,min} = -341 \text{ kN}$	$V_{219,Ed,max} = 341 \text{ kN}$ $V_{219,Ed,min} = -190 \text{ kN}$

Strižno nosilnost grede G27 določimo po *SIST EN 1992-1-1:2005* (poglavje 6,2):

$V_{Rd,max} = 1850 \text{ kN}$ – Porušitev po tlačni diagonali je preprečena!

Greda G27 ob vozlišču 5	Greda G27 in G28 ob vozlišču 113
$V_{Rd,c} = 206 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 137 \text{ kN}$ $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ $k = 1 + \sqrt{(200/550)} = 1,60 < 2$ $\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d = 33,3/55 \cdot 55 = 0,011 < 0,02$ $\sigma_{cp} = 0$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k_l = 0,15$ $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,448$ $v_l = 0,54$	$V_{Rd,c} = 199 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 137 \text{ kN}$ $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ $k = 1 + \sqrt{(200/550)} = 1,60 < 2$ $\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d = 29,6/55 \cdot 55 = 0,010 < 0,02$ $\sigma_{cp} = 0$ $C_{Rd,c} = 0,12$ $k_l = 0,15$ $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,448$ $v_l = 0,54$

Ker so prečne sile večje od strižne nosilnosti potrebujemo strižno armaturo!

Izberem stremena $\Phi 8$ – dvostrizna:

$$V_{Rd,s} = 1,0 \cdot z \cdot f_{ywd} / s = 1,0 \cdot 0,9 \cdot 55 \cdot 43,48 / s = 2152 / s \geq \max V_{Ed} \quad (38)$$

Greda G27	
Vozlišče 5:	Vozlišče 113
$s \leq 2152 / 335 = 6,4 \text{ cm}$	$s \leq 2152 / 351 = 6,1 \text{ cm}$
$\Phi 8 / 6 \text{ cm}$ (2-strižno)	$\Phi 8 / 6 \text{ cm}$ (2-strižno)

Greda G28	
Vozlišče 113	Vozlišče 219
$s \leq 2152 / 413 = 5,2 \text{ cm}$	$s \leq 3400 / 413 = 5,2 \text{ cm}$
$\Phi 8 / 5 \text{ cm}$ (2-strižno)	$\Phi 8 / 5 \text{ cm}$ (2-strižno)

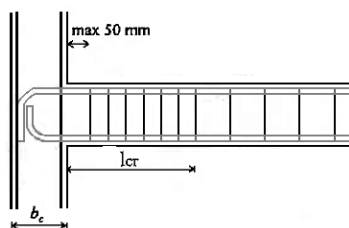
Kritično območje v gredh G27 in G28 je $l_{cr} = h_w = 60$ cm. Prvo streme ne sme biti dalj kot 50 mm od roba stebra (Slika 4.15)!

V kritičnih območjih morajo biti zaprta stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem:

- a) premer stremena je večji od 6 mm
- b) razmak stremen ne sme biti večji od:

$$s \leq \min \begin{cases} \frac{h_w}{4} = 15 \text{ cm} \\ 24 d_{bw} = 24 \text{ cm} \\ 22,5 \text{ cm} \\ 8 d_{bl} = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 5 \text{ in } 6 \text{ cm} \leq s_{min} = 15 \text{ cm}$$



Slika 4.15: Konstrukcijska pravila za grede

Strižna armatura ostalih gred

Preglednica 21: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi IV:

	Greda	Vozlišče	M_{Rb}^- / M_{Rb}^+ [kNm]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	$V_{i,Ed}$ [kN]	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbrana stremena
C40/50	G1	5	694 / 443	-76	297	270	192	Φ8/6 (2-strižno)
		23	634 / 475	122	325	269	181	Φ8/6 (2-strižno)
	G2	23	634 / 475	±99	308	261	181	Φ8/6 (2-strižno)
		41						
C35/45	G3	6	687 / 438	-76	294	265	184	Φ8/6 (2-strižno)
		24	626 / 470	122	323	257	173	Φ8/6 (2-strižno)
	G4	24	626 / 470	±99	306	255	173	Φ8/6 (2-strižno)
		42						
C30/37	G5	8	601 / 370	-76	266	248	166	Φ8/8 (2-strižno)
		26	613 / 408	122	307	230	164	Φ8/6 (2-strižno)
	G6	26	613 / 408	±99	292	245	164	Φ8/6 (2-strižno)
		44						
C25/30	G7	11	584 / 351	-76	251	224	156	Φ8/8 (2-strižno)
		29	537 / 342	122	290	203	147	Φ8/6 (2-strižno)
	G8	29	537 / 342	±99	265	218	147	Φ8/6 (2-strižno)
		47						
	G9	13	516 / 348	-76	224	204	147	Φ8/8 (2-strižno)
		31	448 / 285	122	269	185	134	Φ8/8 (2-strižno)
	G10	31	448 / 285	±99	235	195	134	Φ8/8 (2-strižno)
		49						
	G11	16	383 / 247	-106	196	173	133	Φ8/10 (2-strižno)
		34	353 / 276	122	231	150	124	Φ8/8 (2-strižno)
	G12	34	353 / 276	±99	213	162	124	Φ8/10 (2-strižno)
		52						
	G13	18	290 / 247	-76	179	153	115	Φ8/10 (2-strižno)
		36	353 / 276	105	214	164	124	Φ8/10 (2-strižno)
G14	36	353 / 276	±99	213	165	124	Φ8/10 (2-strižno)	
	54							

Preglednica 22: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi III:

	Greda	Vozlišče	M_{Rb}^-/M_{Rb}^+ [kNm]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	$V_{i,Ed}$ [kN]	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbrana stremena
C40/50	G15	113	673 / 408	-64	268	243	187	Φ8/8 (2-strižno)
		131	643 / 406	111	309	241	176	Φ8/6 (2-strižno)
	G16	131	643 / 406	99	297	238	176	Φ8/6 (2-strižno)
149								
C35/45	G17	114	670 / 401	-64	267	238	179	Φ8/8 (2-strižno)
		132	640 / 404	85	307	234	169	Φ8/6 (2-strižno)
	G18	132	640 / 404	99	296	230	169	Φ8/6 (2-strižno)
150								
C30/37	G19	116	590 / 379	-64	238	222	161	Φ8/8 (2-strižno)
		134	574 / 334	111	291	209	152	Φ8/6 (2-strižno)
	G20	134	74 / 334	99	268	216	152	Φ8/8 (2-strižno)
152								
C25/30	G21	119	518 / 311	-64	217	200	143	Φ8/8 (2-strižno)
		137	516 / 294	111	267	184	136	Φ8/8 (2-strižno)
	G22	137	516 / 294	99	252	200	136	Φ8/8 (2-strižno)
		155						
	G23	124	428 / 267	-64	187	153	128	Φ8/10 (2-strižno)
		142	393 / 249	83	231	137	120	Φ8/10 (2-strižno)
	G24	142	393 / 249	99	214	152	120	Φ8/10 (2-strižno)
		160						
	G25	126	386 / 267	-74	189	141	120	Φ8/10 (2-strižno)
		144	393 / 249	122	242	158	120	Φ8/8 (2-strižno)
G26	144	393 / 249	98	215	165	120	Φ8/10 (2-strižno)	
	162							

Preglednica 23: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi A:

	Greda	Vozlišče	M_{Rb}^- / M_{Rb}^+ [kNm]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	$V_{i,Ed}$ [kN]	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbrana stremena
C35/45	G29	6	822 / 505	-100	333	280	198	Φ8/6 (2-strižno)
		114	785 / 620	142	350	276	190	Φ8/6 (2-strižno)
	G30	114	785 / 620	±77	412	327	190	Φ8/5 (2-strižno)
		220						
C30/37	G31	8	813 / 500	-100	319	266	188	Φ8/6 (2-strižno)
		116	695 / 542	142	338	258	172	Φ8/6 (2-strižno)
	G32	116	695 / 542	±77	372	308	172	Φ8/5 (2-strižno)
		222						
C25/30	G33	11	666 / 418	-100	272	245	164	Φ8/6 (2-strižno)
		119	603 / 399	142	307	235	154	Φ8/6 (2-strižno)
	G34	119	603 / 399	±77	316	259	154	Φ8/6 (2-strižno)
		225						
	G35	13	638 / 409	-100	256	228	164	Φ8/6 (2-strižno)
		121	520 / 332	142	292	218	147	Φ8/8 (2-strižno)
	G36	121	520 / 332	±77	280	223	147	Φ8/6 (2-strižno)
		227						
	G37	16	434 / 295	-100	214	204	139	Φ8/10 (2-strižno)
		124	416 / 275	142	257	193	132	Φ8/8 (2-strižno)
	G38	124	416 / 275	±77	242	158	132	Φ8/8 (2-strižno)
		230						
	G39	18	295 / 209	-104	196	194	116	Φ8/10 (2-strižno)
		126	354 / 275	149	240	198	121	Φ8/8 (2-strižno)
G40	126	354 / 275	±80	230	123	121	Φ8/8 (2-strižno)	
	232							

Preglednica 24: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi B:

	Greda	Vozlišče	M_{Rb}^-/M_{Rb}^+ [kNm]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	$V_{i,Ed}$ [kN]	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbrana stremena
C40/50	G41	23	756 / 463	-90	305	261	195	Φ8/6 (2-strižno)
		131	724 / 580	129	320	260	185	Φ8/6 (2-strižno)
	G42	131	724 / 580	±69	379	300	185	Φ8/5 (2-strižno)
237								
C35/45	G43	24	752 / 456	-90	304	259	187	Φ8/6 (2-strižno)
		132	721 / 573	129	329	258	177	Φ8/6 (2-strižno)
	G44	132	721 / 573	±69	377	292	177	Φ8/5 (2-strižno)
238								
C30/37	G45	26	748 / 450	-90	289	247	177	Φ8/6 (2-strižno)
		134	652 / 484	129	307	241	161	Φ8/6 (2-strižno)
	G46	134	652 / 484	±69	339	273	161	Φ8/6 (2-strižno)
240								
C25/30	G47	29	656 / 372	-90	261	226	158	Φ8/8 (2-strižno)
		137	629 / 403	129	291	220	150	Φ8/6 (2-strižno)
	G48	137	629 / 403	±69	315	228	150	Φ8/6 (2-strižno)
		243						
	G49	34	438 / 265	-90	205	195	135	Φ8/10 (2-strižno)
		142	437 / 295	129	239	190	126	Φ8/8 (2-strižno)
	G50	142	437 / 295	±69	235	135	126	Φ8/8 (2-strižno)
		248						
	G51	36	348 / 265	-104	204	193	119	Φ8/10 (2-strižno)
		144	437 / 295	152	262	204	126	Φ8/8 (2-strižno)
G52	144	437 / 295	±70	236	108	126	Φ8/8 (2-strižno)	
	250							

4.5.2 Stebri

Geometrijske omejitve:

Osno najbolj obremenjen steber je dimenzij 80/70 cm, ter iz betona C40/50. Iz pogoja za vrednost normirane osne sile za potresno projektno stanje sledi, da je prerez zadosten.

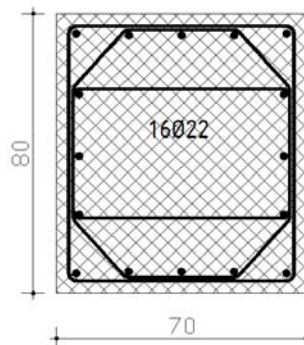
$$v_d = 6624 / (80 \cdot 70 \cdot 2,67) = 0,44 < 0,65 \quad (\text{DCM}) \quad (39)$$

4.5.2.1 Upogibna armatura

Upogibna armatura robnega stebra S1 v prvih dveh etažah okvira v osi A:

Za izhodiščno armaturo izberem minimalno armaturo glede na EC8. Izbrano armaturo preverim glede na zahteve *SIST EN 1998-1:5.4.3.2.2(1)P*:

$$1\% < \rho_l = 1,09\% < 4\%$$



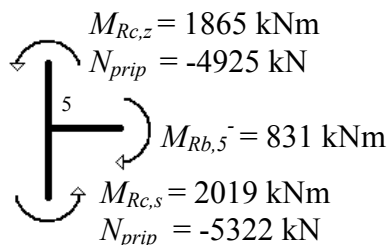
Slika 4.16: Skica armature stebra S1 v osi A-IV

Primernost izbrane armature preverimo glede na *SIST EN 1998-1:4.4.2.3* (Pogoj globalne in lokalne duktilnosti). V robnih vozliščih je potrebno zadostiti pogoju:

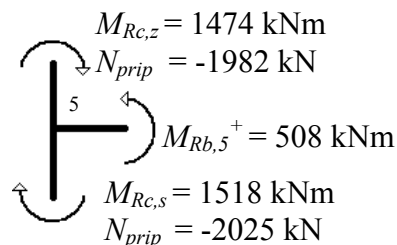
$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} \quad (40)$$

Vozlišče 5:

Potres - (\leftarrow)



Potres + (\rightarrow)



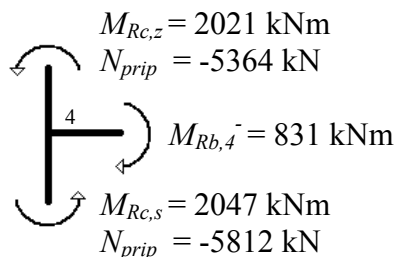
Kontrola:

Potres - (\leftarrow): $M_{Rc,z} + M_{Rc,s} = 2019 + 1865 = 3884 \text{ kNm} \geq 1,3 M_{Rb,5}^- = 1080 \text{ kNm}$

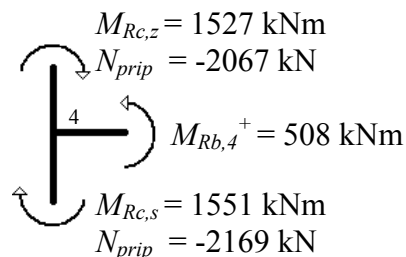
Potres + (\rightarrow): $M_{Rc,z} + M_{Rc,s} = 1518 + 1474 = 2992 \text{ kNm} \geq 1,3 M_{Rb,5}^+ = 660 \text{ kNm}$

Vozlišče 4:

Potres - (\leftarrow)



Potres + (\rightarrow)



Kontrola:

Potres - (\leftarrow): $M_{Rc,z} + M_{Rc,s} = 2047 + 2021 = 4068 \text{ kNm} \geq 1,3 M_{Rb,5}^+ = 1080 \text{ kNm}$

Potres + (\rightarrow): $M_{Rc,z} + M_{Rc,s} = 1551 + 1527 = 3078 \text{ kNm} \geq 1,3 M_{Rb,5}^- = 660 \text{ kNm}$

Za prevzem upogibnih obremenitev za robni steber S1 v smeri Y je zadostna minimalna vzdolžna armatura (1,09% A_c).

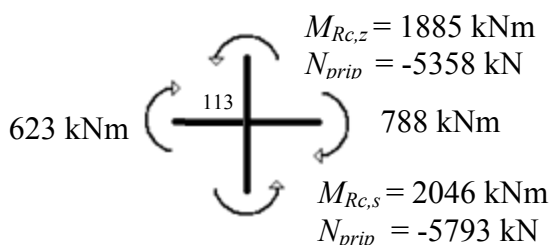
Upogibna armatura notranjega stebra S3 v prvih dveh etažah okvira v osi A:

V notranjih vozliščih je glede na *SIST EN 1998-1:4.4.2.3* potrebno zadostiti pogoju iz enačbe (41). Izbrana armatura je minimalna in enaka kot pri stebri S1:

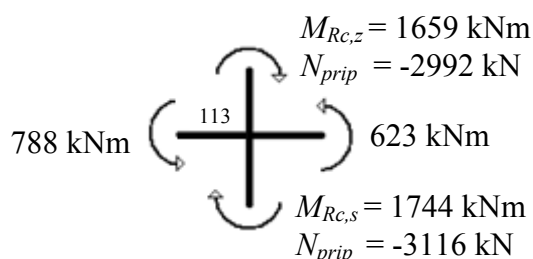
$$M_{Rc,z} + M_{Rc,s} \geq 1,3 (M_{Rb}^- + M_{Rb}^+) \quad (41)$$

Vozlišče 113:

Potres - (\leftarrow)



Potres + (\rightarrow)



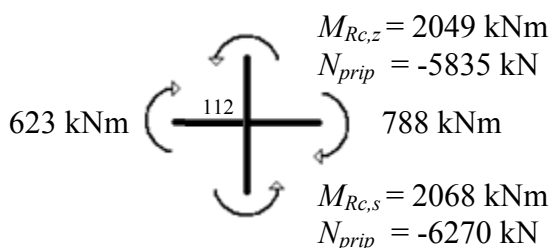
Kontrola:

Potres - (\leftarrow): $M_{Rc,z} + M_{Rc,s} = 1881 + 2082 = 3963 \text{ kNm} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 1834 \text{ kNm}$

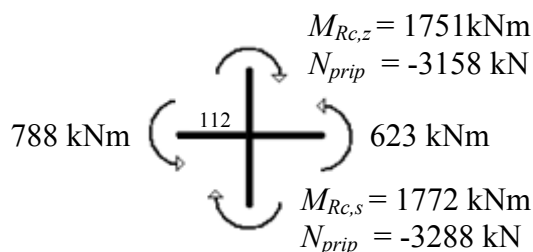
Potres + (\rightarrow): $M_{Rc,z} + M_{Rc,s} = 1782 + 1890 = 3672 \text{ kNm} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 1834 \text{ kNm}$

Vozlišče 112:

Potres - (\leftarrow)



Potres + (\rightarrow)



Kontrola:

Potres - (\leftarrow): $M_{Rc,z} + M_{Rc,s} = 2068 + 2049 = 4117 \text{ kNm} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 1834 \text{ kNm}$

Potres + (\rightarrow): $M_{Rc,z} + M_{Rc,s} = 1772 + 1751 = 3523 \text{ kNm} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} = 1834 \text{ kNm}$

Za prevzem upogibnih obremenitev za notranji steber S3 v Y smeri je zadostna minimalna vzdolžna armatura (1,09% A_c).

Upogibna armatura ostalih stebrov

Preglednica 25: Vzdolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi A:

		Smer Y							
b/h [cm]		i	Izbrana arm./ ρ [cm ²]/[%]	$N_{P-\Delta}$ [kN] + (→) / - (←)	$M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$\Sigma M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$1,3 \cdot \Sigma M_{Rb,d}$ [kNm] + (→) / - (←)		
Robni steber S1 v osi A-IV	80/70	C40/50	5	16Φ22 / 1,1	2025 / 5322	1518 / 2018	2992 / 3883	660 / 1080	
					1982 / 4925	1474 / 1865			
		C35/45	6	16Φ22 / 1,1	1940 / 4883	1465 / 1862	2919 / 3700	656 / 1089	
					1890 / 4489	1454 / 1838			
		C30/37	8	16Φ22 / 1,1	1742 / 4015	1384 / 1681	2752 / 3338	650 / 1057	
					1664 / 3632	1368 / 1657			
	70/60	C25/30	11	16Φ22 / 1,1	1355 / 2756	1262 / 1469	2502 / 2894	543 / 866	
					1252 / 2393	1240 / 1425			
		C25/30	13	14Φ20 / 1,1	918 / 1587	772 / 867	1518 / 1693	532 / 829	
					783 / 1252	746 / 826			
		60/50	C25/30	16	12Φ18 / 1,0	614 / 855	460 / 498	892 / 951	384 / 564
						441 / 566	432 / 453		
Notranji steber S3 v osi A-III	80/70	C40/50	113	16Φ22 / 1,1	3116 / 5793	1744 / 2046	3403 / 3931	1834 / 1834	
					2992 / 5358	1659 / 1885			
		C35/45	114	16Φ22 / 1,1	2950 / 5316	1653 / 1883	3285 / 3746	1827 / 1827	
					2818 / 4887	1632 / 1863			
		C30/37	116	16Φ22 / 1,1	2592 / 4382	1529 / 1699	3035 / 3377	1608 / 1608	
					2440 / 3969	1506 / 1678			
	70/60	C25/30	119	16Φ22 / 1,1	1982 / 3040	1368 / 1494	2709 / 2951	1303 / 1303	
					1801 / 2651	1341 / 1457			
		C25/30	121	14Φ20 / 1,1	1538 / 2196	861 / 930	1698 / 1825	1108 / 1108	
					1338 / 1823	837 / 895			
		60/50	C25/30	124	14Φ18 / 1,2	834 / 1004	528 / 546	1021 / 1054	898 / 898
						588 / 675	493 / 508		

Preglednica 26: Vzdolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi B:

		Smer Y						
b/h [cm]		i	Izbrana arm./ ρ [cm ²]/[%]	$N_{P-\Delta}$ [kN] + (→) / - (←)	$M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$\Sigma M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$1,3 \cdot \Sigma M_{Rb,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	
Robni steber S2 v osi B-IV	80/70	C40/50	23	16Φ22 / 1,1	3489 / 5907	1804 / 2052	3510 / 3942	602 / 983
					3313 / 5481	1706 / 1890		
		C35/45	24	16Φ22 / 1,1	3271 / 5493	1700 / 1890	3375 / 3759	593 / 978
					3094 / 5017	1675 / 1869		
		C30/37	26	16Φ22 / 1,1	2827 / 4517	1562 / 1705	3098 / 3391	585 / 973
					2640 / 4107	1536 / 1686		
			29	16Φ22 / 1,1	2125 / 3177	1388 / 1501	2747 / 2973	484 / 972
					1922 / 2782	1359 / 1472		
	70/60	C25/30	31	14Φ20 / 1,1	1639 / 2319	874 / 936	1721 / 1842	484 / 972
					1423 / 1934	847 / 906		
	60/50		34	14Φ18 / 1,2	899 / 1086	535 / 554	1037 / 1071	345 / 570
					637 / 733	502 / 517		
Notranji steber S4 v osi B-III	80/70	C40/50	131	16Φ22 / 1,1	4657 / 5829	1964 / 2048	3795 / 3935	1695 / 1695
					4387 / 5410	1831 / 1887		
		C35/45	132	16Φ22 / 1,1	4345 / 5368	1828 / 1886	3633 / 3752	1682 / 1682
					4071 / 4956	1805 / 1866		
		C30/37	134	16Φ22 / 1,1	3760 / 4507	1665 / 1705	3306 / 3388	1477 / 1477
					3449 / 4064	1641 / 1683		
			137	16Φ22 / 1,1	2771 / 3157	1471 / 1501	1907 / 1973	1342 / 1342
					2482 / 2778	1436 / 1472		
	60/50	C25/30	142	14Φ18 / 1,2	1099 / 1150	556 / 561	1077 / 1085	952 / 952
					765 / 795	521 / 524		

Preglednica 27: Vzdolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi IV:

Smer X								
b/h [cm]	i	Izbrana arm./ ρ [cm ²]/[%]	N _{P-Δ} [kN] + (→) / - (←)	M _{Rc,d} [kNm] + (→) / - (←)	ΣM _{Rc,d} [kNm] + (→) / - (←)	1,3·ΣM _{Rb,d} [kNm] + (→) / - (←)		
Robni stebel S1 v osi A-IV	70/80	C40/50	5	16Φ22 / 1,1	2025 / 5322	1314 / 1753	2593 / 3371	444 / 902
					1982 / 4925	1279 / 1618		
		C35/45	6	16Φ22 / 1,1	1940 / 4883	1270 / 1616	2530 / 3211	569 / 893
					1890 / 4489	1260 / 1595		
		C30/37	8	16Φ22 / 1,1	1742 / 4015	1200 / 1457	2385 / 2893	481 / 781
					1664 / 3632	1185 / 1436		
	C25/30	11	16Φ22 / 1,1	1355 / 2756	1093 / 1273	2167 / 2507	456 / 759	
				1252 / 2393	1074 / 1234			
	60/70	13	14Φ20 / 1,1	918 / 1587	673 / 771	1324 / 1497	452 / 671	
				783 / 1252	651 / 726			
	50/60	16	12Φ18 / 1,0	614 / 855	374 / 405	725 / 773	321 / 498	
				441 / 566	351 / 368			
Notranji stebel S2 v osi B-IV	70/80	C40/50	23	16Φ22 / 1,1	3489 / 5907	1566 / 1783	3047 / 3324	1442 / 1442
					3313 / 5481	1481 / 1641		
		C35/45	24	16Φ22 / 1,1	3271 / 5493	1476 / 1641	2929 / 3264	1425 / 1425
					3094 / 5017	1453 / 1623		
		C30/37	26	16Φ22 / 1,1	2827 / 4517	1355 / 1479	2687 / 2941	1327 / 1327
					2640 / 4107	1332 / 1462		
	C25/30	29	16Φ22 / 1,1	2125 / 3177	1203 / 1301	2380 / 2577	1143 / 1143	
				1922 / 2782	1177 / 1276			
	60/70	31	14Φ20 / 1,1	1639 / 2319	777 / 831	1527 / 1639	953 / 953	
				1423 / 1934	750 / 808			
	50/60	34	14Φ18 / 1,2	899 / 1086	454 / 477	875 / 910	818 / 818	
				637 / 733	421 / 433			

Preglednica 28: Vzdolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi III:

		Smer X						
b/h [cm]		i	Izbrana arm./ ρ [cm ²]/[%]	$N_{P-\Delta}$ [kN] + (→) / - (←)	$M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$\Sigma M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$1,3 \cdot \Sigma M_{Rb,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	
Robni steber S3 v osi A-III	70/80	C40/50	113	16Φ22 / 1,1	3116 / 5793	1514 / 1777	2954 / 3413	530 / 875
					2992 / 5358	1440 / 1636		
		C35/45	114	16Φ22 / 1,1	2950 / 5316	1434 / 1635	2850 / 3251	521 / 871
					2818 / 4887	1416 / 1616		
		C30/37	116	16Φ22 / 1,1	2592 / 4382	1326 / 1474	2632 / 2929	493 / 767
					2440 / 3969	1306 / 1455		
			119	16Φ22 / 1,1	1982 / 3040	1185 / 1294	2347 / 2557	404 / 673
					1801 / 2651	1162 / 1263		
	60/70	C25/30	121	14Φ20 / 1,1	1538 / 2196	765 / 824	1503 / 1623	404 / 673
					1338 / 1823	738 / 799		
	50/60		124	14Φ18 / 1,2	834 / 1004	446 / 467	860 / 893	347 / 556
					588 / 675	414 / 426		
Notranji steber S4 v osi B-III	70/80	C40/50	131	16Φ22 / 1,1	4657 / 5829	1706 / 1779	3295 / 3417	1364 / 1364
					4387 / 5410	1589 / 1638		
		C35/45	132	16Φ22 / 1,1	4345 / 5368	1586 / 1637	3153 / 3257	1357 / 1357
					4071 / 4956	1567 / 1620		
		C30/37	134	16Φ22 / 1,1	3760 / 4507	1444 / 1479	2868 / 2939	1180 / 1180
					3449 / 4064	1424 / 1460		
			137	16Φ22 / 1,1	2771 / 3157	1275 / 1300	1519 / 1576	1053 / 1053
					2482 / 2778	1244 / 1276		
	50/60	C25/30	142	14Φ18 / 1,2	1099 / 1150	478 / 484	915 / 925	835 / 835
					765 / 795	437 / 441		

4.5.2.2 Prečna armatura

Prečna armatura stebra S1 v prvem nadstropju okvira v osi A:

V primarnih potresnih stebrih je treba prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti (*SIST EN 1998-1:5.4.2.3*).

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min(1, (\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc})) \quad (42)$$

$$\gamma_{Rd} = 1,1$$

$$l_{el} = 2,40 \text{ m}$$

$$\max V_{CD,c} = (M_{s,d} + M_{z,d}) / l_{el} \quad (43)$$

Preglednica 29: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za steber S1 v 1 N:

Steber S1-1N	Vozlišče	ΣM_{Rc} [kNm]	ΣM_{Rb} [kNm]	min	$M_{Rc,i}$ [kNm]	$M_{i,d}$ [kNm]	$V_{CD,c}$ [kN]	$V_{Ovoj,P-A}$ [kN]
←	5	3883	831	0,214	2019	475	387	223
	4	4068	831	0,204	2021	454		
→	5	2992	508	0,170	1518	284	234	152
	4	3078	508	0,165	1527	277		

Strižno nosilnost določimo podobno kot pri gredah po *SIST EN 1992-1-1:2005* (poglavje 6,2):

$$V_{Rd,c} = 517 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 501 \text{ kN}$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/750)} = 1,52 < 2$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d = 19,01 / 70 \cdot 75 = 0,0036 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = 2025/560 = 3,62 \text{ Mpa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 5,33 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k_l = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,413$$

$$v_l = 0,504$$

Ker so prečne sile manjše od strižne odpornosti prereza potrebujem le minimalno strižno armaturo!

Izberem stremena $\Phi 8 - 2+\sqrt{2}$ strižno streme:

$$\rho_{w,\min} = (0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = (0,08 \cdot \sqrt{40}) / 500 = 0,001 \quad (44)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin\alpha} > 0,001 \quad (45)$$

$$s \leq \frac{1,72}{0,001 \cdot 70 \cdot 1,0} = 24,6 \text{ cm} \quad (46)$$

Območja primarnih potresnih stebrov na razdalji l_{cr} od obeh krajišč stebra se morajo obravnavati kot kritična območja.

$$l_{cr} = \max \begin{cases} h_c = 80 \text{ cm} \\ l_{cl}/6 = 240/6 = 40 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} = 80 \text{ cm}$$

V kritičnih območjih morajo biti zaprta stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem:

- premer stremena večji od 6 mm
- razmak stremen ne sme biti večji od:

$$s \leq \min \begin{cases} \frac{b_0}{2} = 30 \text{ cm} \\ 17,5 \text{ cm} \\ 8 \cdot d_{bL} = 17,6 \text{ cm} \end{cases} = 17,5 \text{ cm}$$

Izberem $\Phi 8 / 15 \text{ cm} - 2+\sqrt{2}$ strižno streme.

Prečna armatura stebra S1 ob vpetju stebra okvira v osi A:

$$l_{el} = 3,40 \text{ m}$$

Preglednica 30: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za steber S1 v pritličju:

Steber S1-P	Vozlišče	ΣM_{Rc} [kNm]	ΣM_{Rb} [kNm]	min	$M_{Rc,i}$ [kNm]	$M_{i,d}$ [kNm]	$V_{CD,c}$ [kN]	$V_{Ovoj,P-A}$ [kN]
←	4	4068	831	0,204	2047	459	797	279
	3	2047	∞	1,0	2047	2252		
→	4	3078	508	0,165	1551	282	585	253
	3	1551	∞	1,0	1551	1706		

Strižno nosilnost določimo podobno kot za steber v 1.nadstropju:

$$V_{Rd,c} = 537 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 521 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = 2169/560 = 3,87 \text{ Mpa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 5,33 \text{ MPa}$$

Ker so prečne sile ob vpetju večje od strižne nosilnosti potrebujem strižno armaturo!

Izberem stremena $\Phi 10 - 2+\sqrt{2}$ strižno streme:

$$V_{Rd,s} = 2,68 \cdot z \cdot f_{ywd} / s = 2,68 \cdot 0,9 \cdot 75 \cdot 43,48 / s = 7870 / s \geq \max V_{Ed}$$

$$s \leq \frac{7870}{797} = 9,9 \text{ cm}$$

Območja primarnih potresnih stebrov na razdalji l_{cr} od obeh krajišč stebra se morajo obravnavati kot kritična območja.

$$l_{cr} = \max \begin{cases} h_c = 80 \text{ cm} \\ l_{cl}/6 = 340/6 = 57 \text{ cm} = 80 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

V kritičnih območjih morajo biti zaprta stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem:

- premer stremena večji od 6 mm
- razmak stremen ne sme biti večji od

$$s \leq \min \begin{cases} \frac{b_0}{2} = 30 \text{ cm} \\ 17,5 \text{ cm} \\ 8 \cdot d_{bL} = 17,6 \text{ cm} \end{cases} = 17,5 \text{ cm}$$

Izberem $\Phi 10 / 10 \text{ cm} - 2+\sqrt{2}$ strižno streme.

Zagotavljanje objetja betonskega jedra ob vpetju:

V kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_φ vsaj enaka vrednosti iz 5.2.3.4(3).

$$T_1 > T_C \quad \rightarrow \quad \mu_\varphi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8$$

Če je za zahtevano vrednost μ_φ kjerkoli v prerezu potrebna deformacija betona večja od $\varepsilon_{cu2}=0,0035$, je treba izgubo nosilnosti zaradi odluččenja betonskega kritja nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni. Pri tem se upoštevajo lastnosti objetega betona iz *SIST EN 1992-1-1:2004, 3.1.9*.

Tej zahtevi zadostimo, če velja:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\varphi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c/b_0 - 0,035 \quad (47)$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,856 \cdot 0,858 = 0,734 \quad (48)$$

$$\alpha_n = 1 - \sum b_i^2/(6 \cdot b_0 \cdot h_0) = 1 - [8 \cdot (16,8^2/(6 \cdot 73 \cdot 63)) + 8 \cdot (14,7^2/(6 \cdot 73 \cdot 63))] = 0,856 \quad (49)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2 \cdot b_0) \cdot (1 - s/2 \cdot h_0) = (1 - 10/2 \cdot 63) \cdot (1 - 10/2 \cdot 73) = 0,921 \cdot 0,932 = 0,858 \quad (50)$$

$$\omega_{wd} = 2 \cdot A_{sw} \cdot (73 + 63 + 63 + 30 + (22+37) \cdot 2) \cdot 43,48 / (10 \cdot 63 \cdot 73 \cdot 2,67) = 0,19 \quad (51)$$

$$v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd} = 5812 / (80 \cdot 70 \cdot 2,67) = 0,389$$

$$\alpha\omega_{wd} = 0,193 \cdot 0,734 = 0,142 < 30 \cdot 6,8 \cdot 0,389 \cdot 0,00217 (70 / 63) - 0,035 = 0,156$$

Vidimo, da je ob vpetju gostota potrebnih stremen za stebre predpisana z mehanskim volumskim deležem stremen ω_{wd} . V kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov mora znašati ta vrednost ω_{wd} vsaj 0,08, kar je v našem primeru izpolnjeno. Ni pa izpolnjen pogoj (47), zato je potrebno stremena ob vpetju v kritičnem območju zgostiti.

Izberem $\Phi 10 / 7,5 \text{ cm} - 2+\sqrt{2}$ strižno streme.

$$\alpha = 0,856 \cdot 0,892 = 0,764$$

$$\alpha_n = 1 - [8 \cdot (16,8^2 / (6 \cdot 73 \cdot 63)) + 8 \cdot (14,7^2 / (6 \cdot 73 \cdot 63))] = 0,856$$

$$\alpha_s = (1 - 7,5 / 2 \cdot 63) \cdot (1 - 7,5 / 2 \cdot 73) = 0,940 \cdot 0,949 = 0,892$$

$$\omega_{wd} = 2 \cdot A_{sw} \cdot (73 + 63 + 63 + 30 + (22+37) \cdot 2) \cdot 43,48 / (7,5 \cdot 63 \cdot 73 \cdot 2,67) = 0,257$$

$$\alpha \omega_{wd} = 0,257 \cdot 0,764 = 0,197 \geq 30 \cdot 6,8 \cdot 0,389 \cdot 0,00217 (70/63) - 0,035 = 0,156$$

Vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ v stebrih ob vpetju torej zagotavljamo z objektjem betonskega jedra.

Prečna armatura stebra S3 v prvem nadstropju okvira v osi A:

Podobno kot za steber S1 določimo strižno silo po enačbah (41) in (42):

$$l_{el} = 2,40 \text{ m}$$

Preglednica 31: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za steber S3 v 1N:

Steber S3-1N	Vozlišče	ΣM_{Rc} [kNm]	ΣM_{Rb} [kNm]	min	$M_{Rc,i}$ [kNm]	$M_{i,d}$ [kNm]	$V_{CD,c}$ [kN]	$V_{Ovoj,P-A}$ [kN]
←	113	3931	1411	0,359	2046	808	659	472
	112	4117	1411	0,343	2049	773		
→	113	3403	1411	0,415	1744	795	653	320
	112	3523	1411	0,401	1751	771		

Strižno nosilnost določimo po *SIST EN 1992-1-1:2005* (poglavje 6,2):

$$V_{Rd,c} = 652 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 636 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = 4072/560 = 7,3 < 0,2 \cdot f_{cd} = 5,33 \text{ MPa}$$

Ker so prečne sile večje od strižne nosilnosti potrebujem strižno armaturo!

Izberem stremena $\Phi 8 - 2 + \sqrt{2}$ strižno streme:

$$V_{Rd,s} = 1,72 \cdot z \cdot f_{ywd} / s = 1,72 \cdot 0,9 \cdot 75 \cdot 43,48 / s = 5048 / s \geq \max V_{Ed}$$

$$s \leq \frac{5048}{659} = 7,7 \text{ cm}$$

Območja primarnih potresnih stebrov na razdalji $l_{cr} = 80 \text{ cm}$ od obeh krajišč stebra se morajo obravnavati kot kritična območja. V kritičnih območjih morajo biti zaprta stremena zgoščena ter na medsebojni razdalji manjši od $17,5 \text{ cm}$.

Izberem $\Phi 8 / 7,5 \text{ cm} - 2 + \sqrt{2}$ strižno streme.

Prečna armatura stebra S3 ob vpetju stebra okvira v osi A:

$$l_{el} = 3,40 \text{ m}$$

Preglednica 32: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za steber S3 v pritličju:

Steber S3-P	Vozlišče	ΣM_{Rc} [kNm]	ΣM_{Rb} [kNm]	min	$M_{Rc,i}$ [kNm]	$M_{i,d}$ [kNm]	$V_{CD,c}$ [kN]	$V_{Ovoj,P-\Delta}$ [kN]
←	112	4117	1411	0,343	2068	780	838	390
	111	2070	∞	1,0	2070	2277		
→	112	3523	1411	0,401	1772	782	806	284
	111	1781	∞	1,0	1781	1959		

Strižno nosilnost določimo po *SIST EN 1992-1-1:2005* (poglavje 6,2):

$$V_{Rd,c} = 652 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 636 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = 4385/560 = 7,8 < 0,2 \cdot f_{cd} = 5,33 \text{ MPa}$$

Ker so prečne sile večje od strižne odpornosti prereza potrebujem strižno armaturo!

Izberem stremena $\Phi 10 - 2 + \sqrt{2}$ strižno streme:

$$V_{Rd,s} = 2,68 \cdot z \cdot f_{ywd} / s = 2,68 \cdot 0,9 \cdot 75 \cdot 43,48 / s = 7870 / s \geq \max V_{Ed}$$

$$s \leq \frac{7870}{838} = 9,4 \text{ cm}$$

Območja primarnih potresnih stebrov na razdalji $l_{cr} = 80 \text{ cm}$ od obeh krajišč stebra se morajo obravnavati kot kritična območja. V kritičnih območjih morajo biti zaprta stremena zgoščena ter na medsebojni razdalji manjši od $17,5 \text{ cm}$. Izberem $\Phi 10 / 9 \text{ cm} - 2 + \sqrt{2}$ strižno streme.

Zaradi pogoja o minimalnem mehanskem volumskem deležu stremen ob vpetju izberem:

$\Phi 10 / 7,5 \text{ cm} - 2 + \sqrt{2}$ strižno streme

Ter preverim po enačbi (47), če je volumski delež stremen ob vpetju zadosten :

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,856 \cdot 0,892 = 0,764$$

$$\alpha_n = 1 - \sum b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) = 1 - [8 \cdot (16,8^2 / (6 \cdot 73 \cdot 63)) + 8 \cdot (14,7^2 / (6 \cdot 73 \cdot 63))] = 0,856$$

$$\alpha_s = (1 - s/2 \cdot b_0) \cdot (1 - s/2 \cdot h_0) = (1 - 7,5/2 \cdot 63) \cdot (1 - 7,5/2 \cdot 73) = 0,940 \cdot 0,949 = 0,892$$

$$\omega_{wd} = 2 \cdot A_{sw} \cdot (73 + 63 + 63 + 30 + (22+37) \cdot 2) \cdot 43,48 / (7,5 \cdot 63 \cdot 73 \cdot 2,67) = 0,257$$

$$v_d = 6326 / (80 \cdot 70 \cdot 2,67) = 0,423$$

$$\alpha \omega_{wd} = 0,257 \cdot 0,764 = 0,197 \geq 30 \cdot 6,8 \cdot 0,423 \cdot 0,00217 (70 / 63) - 0,035 = 0,173$$

Stremena $\Phi 10 / 7,5 \text{ cm} (2 + \sqrt{2})$ strižno) zadostuje zgoraj navedenim pogojem.

Prečna armatura ostalih stebrov

Preglednica 33: Prečna armatura stebrov okvira v osi A – preverba v smeri Y:

		b/h [cm]	i	V _{ovoj,P-Δ} [kN]	V _{i,d} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	Izbira stremen	
Robni steber S1 v osi A-IV	80/70	C40/50	P	279	797	537	Zahteve striga	Φ 10 / 9 cm (2+√2 strižno)
							Kritično območje	Φ 10 / 9 cm (2+√2 strižno)
							Ob vpetju	Φ 10 / 7,5 cm (2+√2 strižno)
		C35/35	2N	216	373	495	Zahteve striga	Φ 8 / 25 cm (2+√2 strižno)
							Kritično območje	Φ 8 / 15 cm (2+√2 strižno)
		C30/37	5N	193	370	445	Zahteve striga	Φ 8 / 25 cm (2+√2 strižno)
	Kritično območje						Φ 8 / 15 cm (2+√2 strižno)	
	70/60	C25/30	10N	156	285	285	Zahteve striga	Φ 8 / 15 cm (2+√2 strižno)
							Kritično območje	Φ 8 / 15 cm (2+√2 strižno)
	60/50	C25/30	13N	113	189	166	Zahteve striga	Φ 8 / 20 cm (2+√2 strižno)
							Kritično območje	Φ 8 / 15 cm (2+√2 strižno)
	Notranji steber S3 v osi A-III	80/70	C40/50	P	390	838	652	Zahteve striga
Kritično območje								Φ 10 / 9cm (2+√2 strižno)
Ob vpetju								Φ 10 / 7,5 cm (2+√2 strižno)
C35/45			2N	444	640	590	Zahteve striga	Φ 8 / 7,5 cm (2+√2 strižno)
							Kritično območje	Φ 8 / 7,5 cm (2+√2 strižno)
C30/37			5N	378	563	526	Zahteve striga	Φ 8 / 8 cm (2+√2 strižno)
		Kritično območje					Φ 8 / 8 cm (2+√2 strižno)	
70/60		C25/30	10N	254	385	330	Zahteve striga	Φ 8 / 12,5 cm (2+√2 strižno)
							Kritično območje	Φ 8 / 12,5 cm (2+√2 strižno)
60/50		C25/30	13N	141	306	190	Zahteve striga	Φ 8 / 15 cm (2+√2 strižno)
							Kritično območje	Φ 8 / 15 cm (2+√2 strižno)

Preglednica 34: Prečna armatura stebrov okvira v osi B – preverba v smeri Y:

	b/h [cm]		i	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{i,d}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbira stremen	
Robni steber S2 v osi B-IV	80/70	C40/50	P	250	794	652	Zahteve striga	$\Phi 10 / 9 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
							Kritično območje	$\Phi 10 / 9 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
							Ob vpetju	$\Phi 10 / 7,5 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
		C35/35	1N	223	353	652	Zahteve striga	$\Phi 8 / 20 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
			2N	215	335	590	Zahteve striga	$\Phi 8 / 25 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
	C30/37					Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
		5N	192	341	526	Zahteve striga	$\Phi 8 / 25 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
						Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
	70/60	C25/30	10N	152	296	330	Zahteve striga	$\Phi 8 / 20 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
	60/50	C25/30	13N	105	194	260	Zahteve striga	$\Phi 8 / 20 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
						Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
Notranji steber S4 v osi B-III	80/70	C40/50	P	351	825	652	Zahteve striga	$\Phi 10 / 9 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
							Kritično območje	$\Phi 10 / 9 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
							Ob vpetju	$\Phi 10 / 6 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
		C35/45	1N	432	490	652	Zahteve striga	$\Phi 8 / 20 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
			2N	406	471	590	Zahteve striga	$\Phi 8 / 25 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
	C30/37					Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
		5N	346	414	526	Zahteve striga	$\Phi 8 / 25 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
						Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
	70/60	C25/30	10N	234	371	330	Zahteve striga	$\Phi 8 / 10 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
							Kritično območje	$\Phi 8 / 10 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
	60/50	C25/30	13N	129	281	260	Zahteve striga	$\Phi 8 / 12,5 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
						Kritično območje	$\Phi 8 / 12,5 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	

Preglednica 35: Prečna armatura stebrov okvira v osi IV – preverba v smeri X:

b/h [cm]		i	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{i,d}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbira stremen		
Robni steber S1 v osi A-IV	70/80	C40/50	P	265	760	559	Zahteve striga	$\Phi 10 / 9$ cm (4 strižno)
							Kritično območje	$\Phi 10 / 9$ cm (4 strižno)
							Ob vpetju	$\Phi 10 / 7,5$ cm (4 strižno)
		C35/35	2N	216	510	523	Zahteve striga	$\Phi 8 / 20$ cm (4strižno)
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
							Zahteve striga	$\Phi 8 / 25$ cm (4 strižno)
	C30/37	5N	191	273	466	Kritično območje	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)	
						Zahteve striga	$\Phi 8 / 25$ cm (4 strižno)	
						Kritično območje	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)	
	60/70	C25/30	10N	142	229	306	Zahteve striga	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
		50/60	13N	90	167	192	Zahteve striga	$\Phi 8 / 20$ cm (4 strižno)
Kritično območje							$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)	
Notranji steber S2 v osi B-IV	70/80	C40/50	P	309	763	680	Zahteve striga	$\Phi 10 / 9$ cm (4 strižno)
							Kritično območje	$\Phi 10 / 9$ cm (4 strižno)
							Ob vpetju	$\Phi 10 / 7,5$ cm (4 strižno)
		C35/45	2N	331	504	617	Zahteve striga	$\Phi 8 / 20$ cm (4 strižno)
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
							Zahteve striga	$\Phi 8 / 25$ cm (4 strižno)
	C30/37	5N	288	465	552	Kritično območje	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)	
						Zahteve striga	$\Phi 8 / 25$ cm (4 strižno)	
						Kritično območje	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)	
	60/70	C25/30	10N	192	331	370	Zahteve striga	$\Phi 8 / 20$ cm (4 strižno)
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
		50/60	13N	100	277	219	Zahteve striga	$\Phi 8 / 12,5$ cm (4 strižno)
Kritično območje							$\Phi 8 / 12,5$ cm (4 strižno)	

Preglednica 36: Prečna armatura stebrov okvira v osi III – preverba v smeri X:

	b/h [cm]	i	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{i,d}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbira stremen		
Robni steber S3 v osi B-III	70/80	C40/50	P	246	691	680	Zahteve striga	$\Phi 10 / 9$ cm (4 strižno)
							Kritično območje	$\Phi 10 / 9$ cm (4 strižno)
							Ob vpetju	$\Phi 10 / 7,5$ cm (4 strižno)
		C35/35	2N	198	260	617	Zahteve striga	$\Phi 8 / 7,5$ cm (4 strižno)
							Kritično območje	$\Phi 8 / 7,5$ cm (4 strižno)
							Zahteve striga	$\Phi 8 / 8$ cm (4 strižno)
	C30/37	5N	173	269	552	Kritično območje	$\Phi 8 / 8$ cm (4 strižno)	
						Zahteve striga	$\Phi 8 / 12,5$ cm (4 strižno)	
						Kritično območje	$\Phi 8 / 12,5$ cm (4 strižno)	
	60/70	C25/30	10N	130	266	359	Zahteve striga	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
	50/60	C25/30	13N	83	187	213	Zahteve striga	$\Phi 8 / 12,5$ cm (4 strižno)
Kritično območje							$\Phi 8 / 12,5$ cm (4 strižno)	
Notranji steber S4 v osi B-IV	70/80	C40/50	P	286	752	680	Zahteve striga	$\Phi 10 / 8$ cm (4 strižno)
							Kritično območje	$\Phi 10 / 8$ cm (4 strižno)
							Ob vpetju	$\Phi 10 / 6$ cm (4 strižno)
		C35/45	2N	301	482	617	Zahteve striga	$\Phi 8 / 20$ cm (4 strižno)
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
							Zahteve striga	$\Phi 8 / 25$ cm (4 strižno)
	C30/37	5N	256	413	552	Kritično območje	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)	
						Zahteve striga	$\Phi 8 / 25$ cm (4 strižno)	
						Kritično območje	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)	
	60/70	C25/30	10N	169	371	372	Zahteve striga	$\Phi 8 / 10$ cm (4 strižno)
							Kritično območje	$\Phi 8 / 10$ cm (4 strižno)
	50/60	C25/30	13N	88	281	238	Zahteve striga	$\Phi 8 / 12,5$ cm (4 strižno)
Kritično območje							$\Phi 8 / 12,5$ cm (4 strižno)	

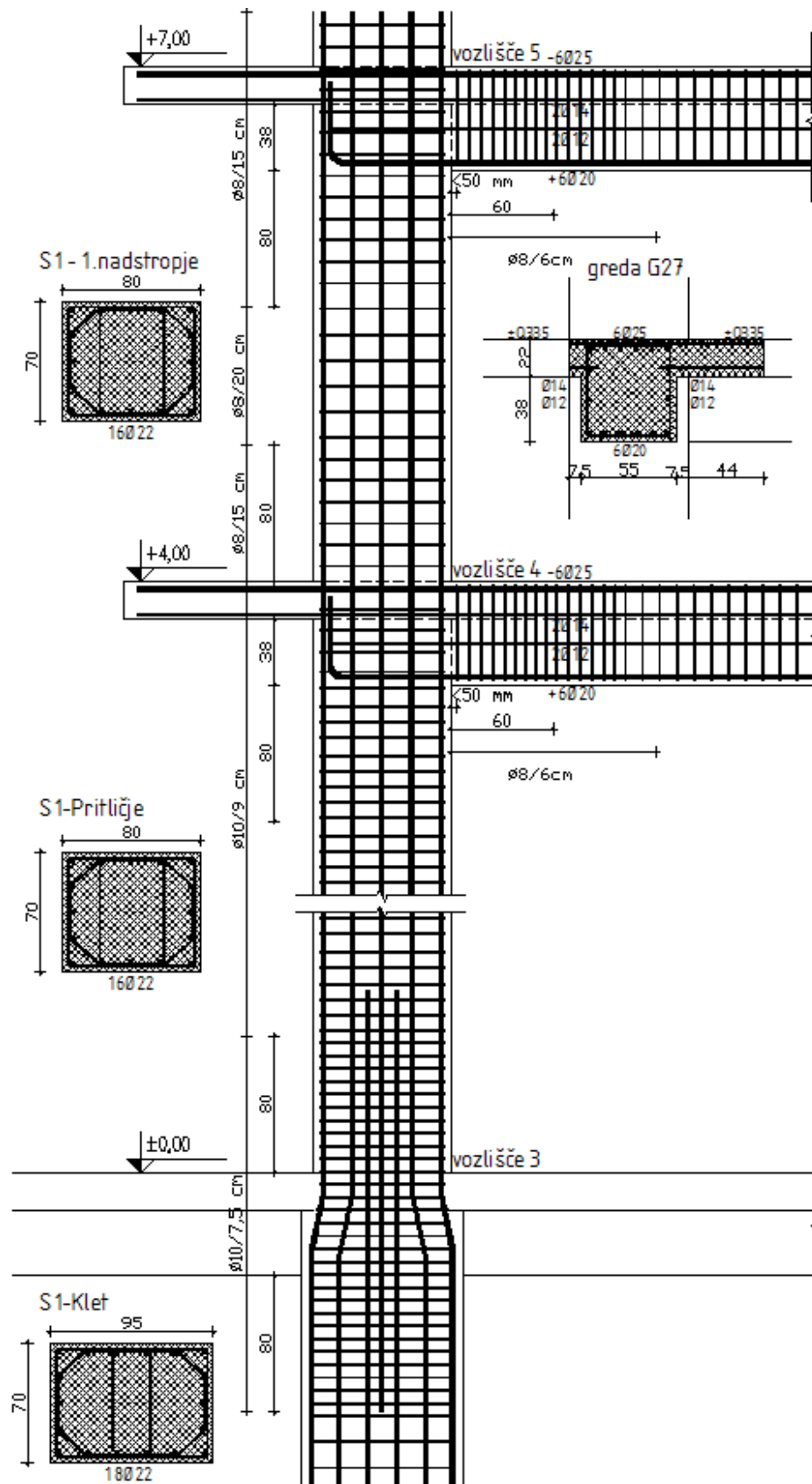
4.5.3 Vozlišča gred in stebrov

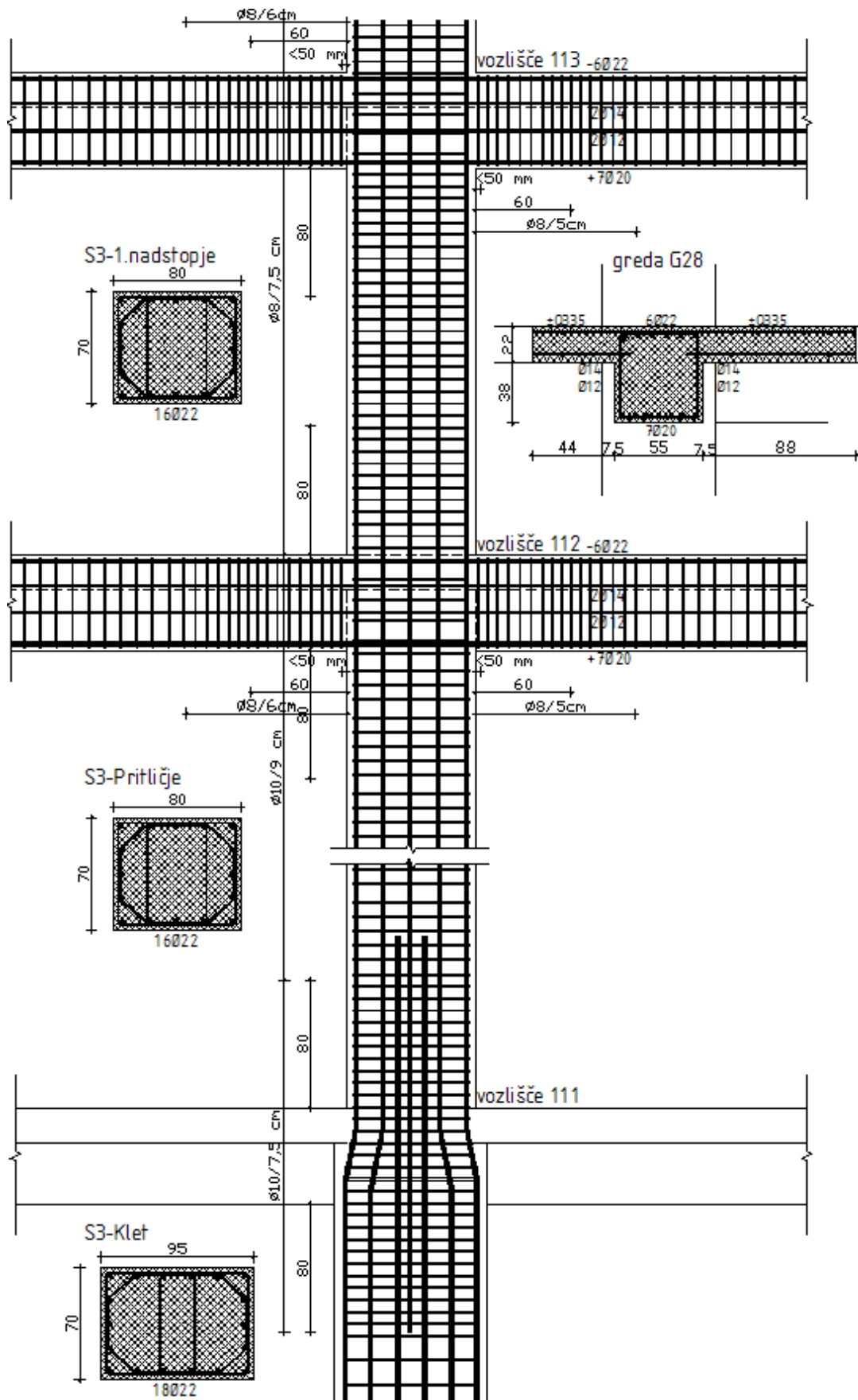
Za načrtovanje nosilnosti po DCM vozlišč ni potrebno računsko preverjati. Dovolj je upoštevati dve enostavni konstrukcijski zahtevi.

- i) Jedro vozlišča mora biti objeto z gosto stremensko armaturo iz kritičnega območja stebra. Če je vozlišče iz vseh štirih strani zaprto z gredami, je jedro vozlišča dovolj objeto, da se lahko razdaljo med stremeni poveča. Vendar največ na dvojno razdaljo stremen v stebrih oz. 150 mm (kar je manjše).
- ii) Med vogalne armaturne palice stebra/vozlišča je na vsaki strani potrebno postaviti vsaj še eno vmesno palico, ki ima vlogo strižne armature za strig v vodoravni ravnini. Poleg tega pa te palice povečajo objetje jedra.

Obe konstrukcijski pravili sta bili upoštevani ob risanju načrtov armature, ki sledijo.

4.5.4 Skica armature v pritličju in prvi etaži okvira v osi A

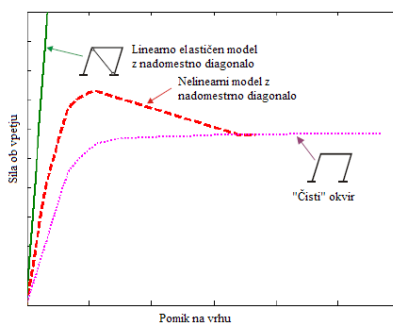




5 LINEARNA ELASTIČNA ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE OKVIRA S POLNILI

5.1 Uvod

Okvirne stavbe s polnili so sestavljene konstrukcije iz okvira (armiranobetonskega ali jeklenega) in polnila (najpogosteje opeka skupine 2 po *SIST EN 1996-1-1*). Polnila imajo v tem sestavu predvsem vlogo pregradnega elementa, s katerim ločujemo prostore in so glede prenašanja navpične obtežbe tipični nenosilni elementi, ki konstrukcijo s svojo težo le obremenjujejo. Postavljajo se po končani gradnji glavne nosilne konstrukcije ter se z njo praviloma tesno stikujejo. V primeru potresa polnila postanejo pomemben element, saj sodeluje pri prevzemu vodoravne obtežbe ter vplivajo na obnašanje okvirne konstrukcije. Vpliv je včasih ugoden, včasih pa neugoden. Zaradi tesnega stikovanja je preprečeno prosto nihanje konstrukcije, kar spremeni njene dinamične lastnosti. Polnila povečajo togost konstrukcije, kar posledično običajno pomeni manjše pomike, vendar se zaradi krajšega nihajnega časa povečajo potresne sile. Pri majhnih vodoravnih deformacijah polnila prevzamejo večji del potresnih sil, saj je prispevek podajnega okvira zanemarljiv. Zaradi začetnega razmerja med togostjo zidanega polnila in togostjo armiranobetonskega okvira pri majhnih deformacijah je prispevek podajnega okvira k odpornosti sistema v vodoravni smeri pač majhen. Pri povečanih vodoravnih deformacijah pa delež obtežbe, ki ga prevzame polnilo, preseže njegovo nosilnost. V zidanem polnilu nastanejo razpoke, kar zmanjša njegovo togost. Ko se polnila poškodujejo se obtežba prerazporedi na glavni okvirni sistem. Če se odpornost zidanega polnila izgubi, celotno odpornost nudi okvir (Tomaževič, 2009).



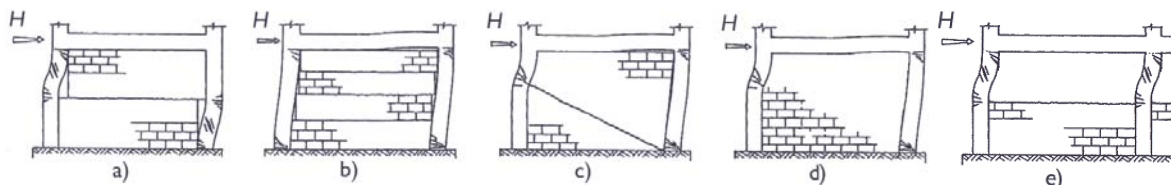
Slika 5.1: Pomik-sila za »čisti« okvir, linearno elastičen ter nelinearen model okvira s polnili

Da bi lahko predvideli obnašanje okvira z zidanimi polnili v končnem mejnem stanju, morajo biti računski modeli osnovani na porušnih mehanizmih, ki so bili ugotovljeni z eksperimenti oziroma na konstrukcijah, ki jih je poškodoval potres (Tomažević, 2009).

Od mehanizma porušitve je odvisna nosilnost konstrukcije. Načinov porušitve okvira s polnili je veliko, načelno so strižnega tipa in so odvisni od razmerja med togostmi zidanega polnila in okvira, od kakovosti materialov ter stika med polnilnim zidom in okvirom.

Tipični porušni mehanizmi so:

- a) Prestrižna porušitev zidanega polnila vzdolž ene od naležnih reg v območju polovice višine polnila in ločitev polnila na dva dela (Slika 5.2a).
- b) Prestrižna porušitev zidanega polnila vzdolž več naležnih reg in ločitev polnila na več delov (Slika 5.2b).
- c) diagonalna natezna razpoka v polnilnem zidu (Slika 5.2c)
- d) izpadanje polnil izven ravnine zidu (Slika 5.2d)
- e) učinek kratkega stebra in strižna porušitev prostega dela stebra (ob parapetih) (Slika 5.2e).



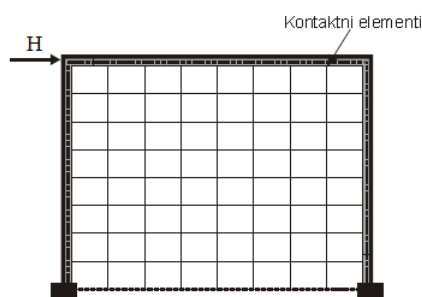
Slika 5.2: Tipični porušni mehanizmi okvirnih konstrukcij s polnili (Tomažević, 2009)

Možnih je še več različnih porušnih mehanizmov. Zaradi tega bi pri preverjanju potresne odpornosti praviloma morali analizirati več možnih mehanizmov in s projektno potresno obtežbo primerjati tistega, ki nudi najmanjšo projektno potresno odpornost (Tomažević, 2009).

5.2 Modeliranje opečnih polnil

Obstaja več načinov, kako zajeti vpliv polnila na okvirno konstrukcijo v računskem modelu. V grobem poteka delitev med mikro modeli (lokalni modeli) in makro modeli (globalni modeli). V nadaljevanju sledi kratek opis le teh (Dolšek, 2002)

Mikro modeli temeljijo predvsem na metodi končnih elementov. Z njimi lahko zajamemo polnilo kot homogen material (s posredno heterogenostjo) ali kot sestavljen material, kjer modeliramo malto in zidak kot ločena elementa z različnimi lastnostmi. V obeh primerih pa je potreben še poseben element za opis stika med opečnim polnilom in AB okvirom. To so kontaktni elementi, ki simulirajo dejansko stanje stika – v primeru nateznih napetosti v stiku prihaja do ločevanja okvira od polnila, v primeru tlačnih napetosti pa do kontaktnih napetosti med okvirom in polnilom (Slika 5.3). Mikro modeli so primerni za študije obnašanja tipičnih elementov konstrukcije, niso pa primerni za račun celotne konstrukcije, saj postanejo modeli preobsežni, nepregledni in posledično neekonomični.

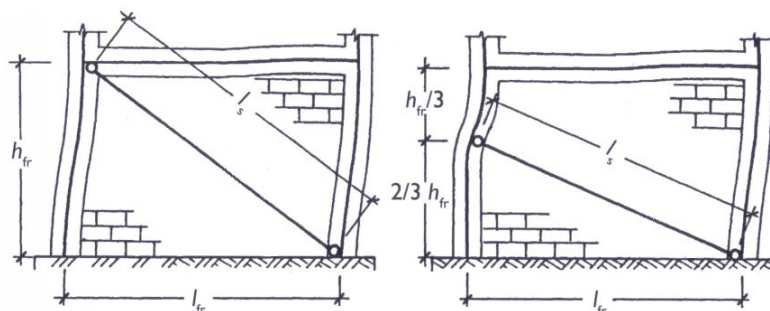


Slika 5.3: Mikro model okvira z zidanimi polnili

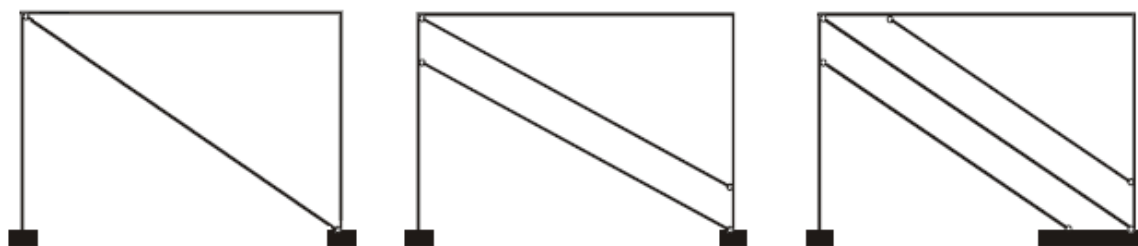
Za analizo dejanskih konstrukcij se uporabljajo makro-modeli, kjer polnilo predstavimo z enim ali dvema elementoma, katerima že predhodno določimo globalne mehanske lastnosti (sila-pomik, histerezo obnašanje) in implicitno zajamemo stik okvir-polnilo. Obstaja veliko globalnih modelov, zelo razširjena je metoda z nadomestno diagonalo, ki je nosilna le v tlaku (Dolšek, 2002). Zaradi cikličnega vpliva potresa predstavljata polnilo dve taki diagonali. Porušni mehanizem, zajet s takim modelom je nastanek diagonalne natezne razpoke prikazane na (slika 5.2c). Po nastanku poškodb, ko se polnilo razdeli na več delov, se okvir obnaša kot

kombinacija povezanega zidanega panela in poševno podprtega AB okvira (Tomaževič, 2009).

Seveda obstajajo zaradi različnih porušnih mehanizmov ter lokalnih vplivov polnila na okvir številne različice te metode, ki se razlikujejo po položaju priključnih členkov (Slika 5.4) ter številu diagonal (Slika 5.5).



Slika 5.4: Položaj priključitve nadomestne diagonale na okvirno konstrukcijo
(Tomaževič, 2009)



Slika 5.5: Modeli z različnim številom nadomestnih diagonal

Najpomembnejši parameter zidanega polnila pri linearni elastični analizi je horizontalna togost nadomestne diagonale. Raztros rezultatov za ta parameter je pri uporabi različnih metod zelo velik. Razlog tiči v tem, da so enačbe za togosti nadomestne diagonale določene na podlagi eksperimentalnih rezultatov, katerih vzorci so glede na avtorja različni, različni pa so tudi sami načini izvedbe poskusa. Zato so posamezne enačbe prirejene le rezultatom določenega vzorca preiskav. Če pa so enačbe izpeljane teoretično, vedno temeljijo na določenih predpostavkah, ki se bolj ali manj približajo realnosti (Dolšek, 2002). Posledica

tako velikega raztrosa je tudi pomankanje pravil in navodil v veljavnih standardih za analizo in dimenzioniranje okvirov s polnili.

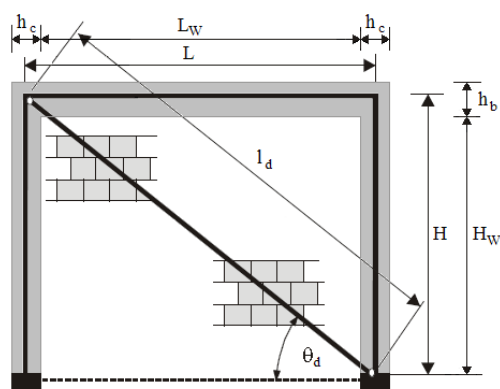
V naši nalogi se bomo omejili na linearno elastično analizo okvira s polnili. Vpliv polnil je zajet z modelom nadomestnih diagonal. Vsako polnilo je modelirano z dvema diagonalama, nosilnima le v tlaku. Nadomestna diagonalna se na okvir priključuje na stičišču stebra in prečke. Začetna horizontalna togost nadomestne diagonale je povzeta po priporočilih Fardis (1996) iz preglednega poročila v okviru projekta PREC 8, ko je bilo izvedenih veliko število eksperimentov na armiranobetonskih okvirih s polnili na potresnih mizah, pseudo-dinamičnih preiskav na preizkušancih v naravnem merilu ter parametričnih analiz z matematičnim modeliranjem:

$$K_{el,h} = \frac{G_W \cdot A_W}{h_W}; \quad (52)$$

kjer je G_W strižni modul polnila, A_W horizontalni prerez polnila in h_W višina polnila. V Preglednici 37 so zbrane geometrijske lastnosti polnil (Slika 5.6) in vrednosti začetne togosti nadomestne diagonale.

Zaradi drugačne orientiranosti nadomestne diagonale moramo njeno začetno horizontalno togost pretvoriti po formuli:

$$K_{el,d} = \frac{K_{el,h}}{\cos^2 \theta_d} \quad (53)$$

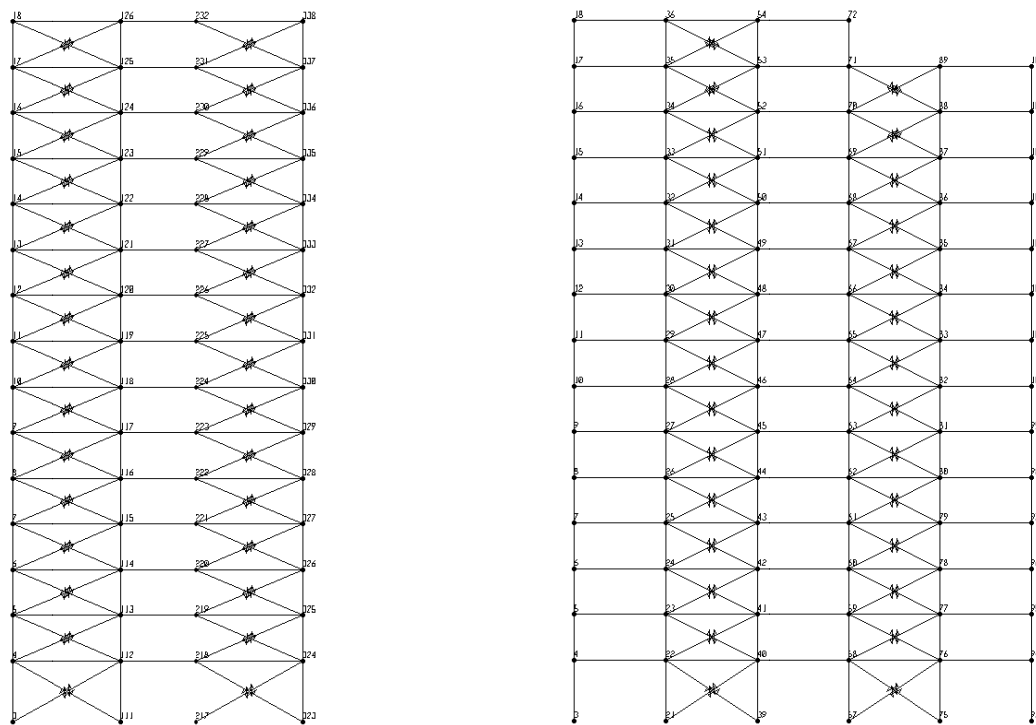


Slika 5.6: Geometrijske lastnosti polnila

Preglednica 37: Geometrijske in mehanske lastnosti polnil za izračun njihovih začetnih togosti

Oznaka polnila	H _w [cm]	L _w [cm]	t _w [cm]	h _c [cm]	h _b /b _b [cm]	l _d [cm]	θ _d [°]	G _w [kN/cm ²]	K _{el,h} [kN/cm]	K _{el,d} [kN/cm]
P _{p,x}	340	530	19	70	60/55	721	32,7	50	1480	2090
P _{p,y}	340	620	19	80	60/55	806	28,7	50	1732	2252
P _{1-8,x}	240	530	19	70	60/55	671	24,4	50	2098	2528
P _{1-8,y}	240	620	19	80	60/55	762	21,2	50	2454	2822
P _{9-11,x}	240	540	19	60	60/55	671	24,0	50	2138	2560
P _{9-11,y}	240	630	19	70	60/55	762	20,9	50	2494	2856
P _{12-14,x}	240	550	19	50	60/55	671	23,6	50	2177	2591
P _{12-14,y}	240	640	19	60	60/55	762	20,6	50	2533	2890

Polnila so v programu SAP2000 modelirana z *Link/Support* elementi (Slika 5.7). Začetne togosti polnil so izračunane po formulah (52), (53) in pomnožene z 0,25 oz. 0,5-0,5. Prva redukcija togosti upošteva razpokanost prereza zaradi nelinearnega obnašanja polnil že pri manjših obremenitvah, druga pa prisotnost druge diagonale! Zaradi omejitve nosilnosti polnil je bilo v nadaljevanju (glej poglavje 5.5.2) nekaterim nadomestnim diagonalam potrebno reducirati začetno togost.



Slika 5.7: Shema matematičnega modela okvira v osi A in osi IV

5.3 Modalna analiza

5.3.1 Nihajni časi in nihajne oblike

V Preglednici 38 so prikazane vrednosti 12 nihajnih časov in pripadajoče efektivne mase okvira s polnili izračunane z analizo lastnega nihanja.

Preglednica 38: Nihajni časi in efektivne mase

Nihajna oblika	Nihajni čas T (s)	$m_{ef,x}$ (%)	$m_{ef,y}$ (%)	$\Sigma m_{ef,x}$ (%)	$\Sigma m_{ef,y}$ (%)	Prevladujoča smer
1	1,489	81,7	0,0	81,7	0,0	X
2	1,463	0,0	77,8	81,7	77,8	Y
3	1,273	0,0	3,8	81,7	81,5	Z
4	0,516	11,1	0,0	92,8	81,5	X
5	0,498	0,0	10,3	92,8	91,9	Y
6	0,440	0,0	0,7	92,8	92,6	Z
7	0,291	3,1	0,0	95,9	92,6	X
8	0,278	0,0	2,9	95,9	95,5	Y
9	0,250	0,0	0,2	95,9	95,7	Z
10	0,207	1,7	0,0	97,6	95,7	X
11	0,195	0,0	1,6	97,6	97,3	Y
12	0,177	0,0	0,1	97,6	97,4	Z

Vidimo, da so v primerjavi s »čistim« okvirom nihajni časi manjši, zaradi večje prečne togosti, ki jo prispevajo polnila. V Y smeri je zaradi večje dolžine polnil povečanje togosti nekoli večje kot v X smeri. Osnovni nihajni čas je v X smeri za 23% manjši kot pri »čistem« okviru, medtem ko znaša razlika v Y smeri 27%. Prva dva nihajna časa sta po vrstnem redu zamenjana, čeprav sta si še vedno zelo blizu. Tudi efektivne mase so z uporabljenim razporedom polnil podobne tem pri »čistem« okviru. V modalni analizi smo upoštevali vseh 45 nihajnih oblik.

5.3.2 Potresne prečne sile

Pričakovano se potresne sile in etažne prečne sile, v primerjavi s tistimi na čistem okviru, povečajo. Razlika je največja v spodnji etaži in znaša za etažne prečne sile v X smeri 18%, v Y smeri pa 9%. Nekoliko večje vrednosti daje tudi tu alternativna metoda kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva.

Preglednica 39: Etažne prečne sile za oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

	SRSS		1,0X+0,3Y ali 0,3X+1,0Y	
	V _{Xi}	V _{Yi}	V _{Xi}	V _{Yi}
1N	6344	5524	6344	5525
2N	6011	5012	6012	5013
3N	5793	4778	5794	4779
4N	5521	4544	5521	4545
5N	5276	4362	5277	4363
6N	4947	4095	4948	4095
7N	4646	3853	4647	3853
8N	4312	3532	4312	3532
9N	4061	3342	4061	3343
10N	3697	2999	3698	3000
11N	3351	2729	3352	2730
12N	2913	2378	2913	2378
13N	2457	1825	2457	1826
14N	1440	1311	1440	1312
Streha	838	615	838	622

5.4 Kontrole

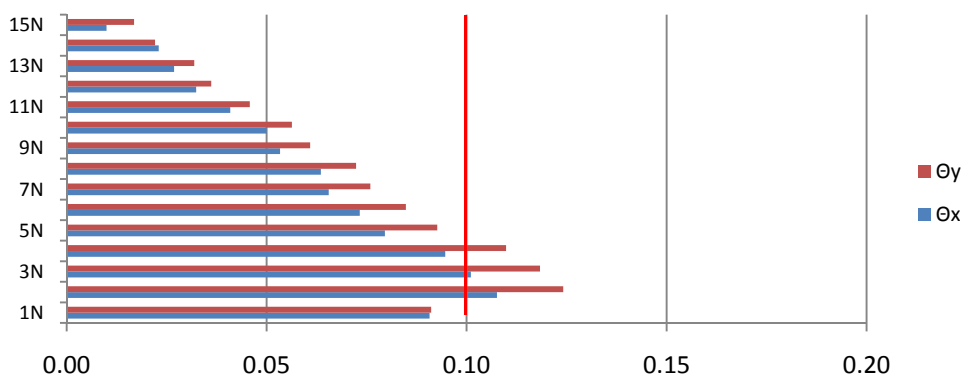
5.4.1 Vpliv teorije drugega reda

S polnili so se sicer zmanjšali pomiki okvirne konstrukcije, vendar pa se je na njihov račun povečala tako njena masa kot tudi potresne sile nanjo. Rezultat je manjša občutljivost objekta

na etažne pomike, ki pa je v Y smeri še vedno nezanemarljiva (Graf 5.1). Upoštevana je v nadaljevanju na poenostavljen način (*EC 8:4.4.2.2(3)*) podobno kot pri čistem okviru. Potresne učinke je potrebno povečati za 14%.

Preglednica 40: Kontrola občutljivosti na etažne pomike okvira s polnili

etaža i	z_i (m)	h_i (m)	M_i (t)	$P_{tot,i}$ (kN)	$d_{r,X,i}$ (cm)	$d_{r,Y,i}$ (cm)	$V_{tot,x,i}$ (kN)	$V_{tot,y,i}$ (kN)	$\Theta_{x,i}$	$\Theta_{y,i}$
1N	4	4	863,12	119262,03	1,93	1,69	6343,74	5524,19	0,09	0,09
2N	7	3	838,38	110794,83	1,75	1,68	6011,23	5012,10	0,11	0,12
3N	10	3	838,38	102570,32	1,71	1,65	5793,06	4777,50	0,10	0,12
4N	13	3	838,38	94345,81	1,66	1,59	5520,76	4544,27	0,09	0,11
5N	16	3	838,38	86121,30	1,46	1,41	5276,34	4362,43	0,08	0,09
6N	19	3	838,38	77896,80	1,40	1,34	4947,23	4095,12	0,07	0,08
7N	22	3	838,38	69672,29	1,31	1,26	4646,17	3852,51	0,07	0,08
8N	25	3	838,38	61447,78	1,34	1,25	4311,67	3531,90	0,06	0,07
9N	28	3	826,15	53223,27	1,22	1,15	4060,59	3342,39	0,05	0,06
10N	31	3	815,39	45118,74	1,23	1,12	3697,06	2999,29	0,05	0,06
11N	34	3	815,39	37119,76	1,11	1,01	3351,38	2729,03	0,04	0,05
12N	37	3	805,31	29120,79	0,97	0,89	2912,76	2377,62	0,03	0,04
13N	40	3	795,99	21220,70	0,93	0,82	2456,67	1825,28	0,03	0,03
14N	43	3	822,14	13412,04	0,74	0,65	1440,10	1311,23	0,02	0,02
15N	46	3	545,04	5346,84	0,47	0,58	837,53	614,63	0,01	0,02



Graf 5.1: Občutljivost na etažne pomike okvira s polnili

5.4.2 Mejno stanje uporabnosti – omejitev poškodb – kontrola pomikov

Čeprav je bilo potrebno povečati pomike zaradi vpliva teorije drugega reda tudi do 14%, se izkaže, da pomiki, ki so izračunani po enačbi (27) ne prekoračijo mejne vrednosti.

Preglednica 41: Kontrola etažnih pomikov stebra v osi A-I za ovojnico potresnih kombinacij

etaža	z_i (m)	h_i (m)	$d_{r,X}$ (cm)	$d_{r,Y}$ (cm)	$d_{r,X,delta}$ (cm)	$d_{r,Y,delta}$ (cm)	$\max d_r \cdot \nu$ (cm)	$0,005 h$ (cm)
1N	4	4	2,2	2,2	2,5	2,5	1,3	2,0
2N	7	3	2,0	2,2	2,3	2,6	1,3	1,5
3N	10	3	1,9	2,2	2,2	2,5	1,3	1,5
4N	13	3	1,9	2,1	2,2	2,4	1,2	1,5
5N	16	3	1,7	1,9	1,9	2,1	1,1	1,5
6N	19	3	1,6	1,8	1,9	2,1	1,0	1,5
7N	22	3	1,6	1,7	1,8	2,0	1,0	1,5
8N	25	3	1,6	1,8	1,9	2,0	1,0	1,5
9N	28	3	1,5	1,7	1,7	1,9	1,0	1,5
10N	31	3	1,6	1,7	1,8	1,9	1,0	1,5
11N	34	3	1,4	1,6	1,6	1,8	0,9	1,5
12N	37	3	1,3	1,4	1,4	1,6	0,8	1,5
13N	40	3	1,2	1,3	1,4	1,5	0,7	1,5
14N	43	3	0,9	1,0	1,1	1,2	0,6	1,5
Streha	46	3	0,8	0,7	0,9	0,9	0,4	1,5

5.5 Dimenzioniranje okvirov s polnili po principu načrtovanja nosilnosti za DCM stopnjo duktilnosti:

Pri dimenzioniranju AB okvira s polnili bomo izhajali iz čiste okvirne konstrukcije dimenzionirane v prvem delu. Zanima nas namreč sprememba potrebne nosilnosti v gredah in stebrih okvirne konstrukcije s polnili v primerjavi s »čistim« okvirom.

Podobno kot so določene upogibna in strižna armatura gred in stebrov »čistega« okvira določimo armaturo še za grede in stebre AB okvira s polnili.

Poleg vseh pravil in določil, ki veljajo za metodo načrtovanja nosilnosti, je potrebno za okvire s polnili upoštevati še dodatna določila navedena v nadaljevanju.

Dodatni ukrepi za okvire z zidanimi polnili

Da bi omilili neugoden vpliv nekonstrukcijskih zidanih polnil, ki so v stiku z okvirno konstrukcijo, standard *SIST EN 1998-1; tč.5.9*; navaja nekatera določila, ki veljajo za okvirne sisteme z visoko duktilnostjo (DCH). Za okvirne sisteme nižjih duktilnosti (DCM, DCL) so to bolj načela in priporočila, ki se kot "*pravila dobre prakse*" uporabljajo tudi pri konstrukcijah, kjer se vpliv polnil upošteva v računu. Priporočila se nanašajo na glavno okvirno konstrukcijo:

- i) Stebri v pritličju okvirne konstrukcije z zidanimi polnili naj se vzdolž cele višine obravnavajo kot "kritično območje" - glavna armatura stebrov se v pritličju po celi višini stebra primerno objame s stremeni. S tem se omeji možnost, da bi prišlo do strižne porušitve kjerkoli po višini stebra zaradi lokalnih koncentriranih sil, ki jih povzroči poškodovano polnilo. Poškodbe polnil in nastanek "mehke etaže" so najpogostejše v pritličju objekta, kjer so vplivi vodoravne obtežbe največji.
- ii) Če je polnilo sezidano po celi višini stebra, vendar samo na eni strani, se steber ravno tako vzdolž cele višine obravnava kot kritično območje.
- iii) Tisti del stebra z dolžino l_c , na katerega se opira ekvivalentna diagonala (razpora), s katero v računskem modelu ponazorimo vpliv zidanega polnila, se preveri na manjšo od dveh prečnih sil:

- na vodoravno komponento sile v ekvivalentni diagonalni, ki je enaka strižni odpornosti zidanega panela polnila v vodoravni smeri in ki se določi na podlagi strižne trdnosti naležnih reg;
- na strižno silo določeno s predpostavko, da je na obeh koncih dolžine stika med stebrom in polnilom polno izkoriščena upogibna odpornost prereza stebra po enačbi

$$\max V_{CD,c} = \gamma_{Rd} \cdot \left[M_{Rc,1} \cdot \min \left(1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}} \right) + M_{Rc,2} \cdot \min \left(1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}} \right) \right] / l_{cl} \quad (54)$$

kjer se za l_{cl} vzame dolžino stika l_c . Za dolžino stika se privzame celotna navpična projekcija širine diagonalne razpore. Če se ne izdelata natančnejše ocene te širine z upoštevanjem elastičnih lastnosti ter geometrije polnila in stebra, se lahko za širino razpore privzame določen del dolžine diagonale polnila;

- iv) Da se prepreči učinek kratkega stebra in strižna porušitev prostega dela stebra, ko je višina polnila nižja od svetle višine stebra, se upošteva:
- steber se vzdolž cele višine obravnava kot "kritično območje" in skladno s tem se ga armira;
 - za račun strižne sile, ki deluje na steber, se kot svetla višina stebra l_{cl} upošteva dolžina tistega dela stebra, ki ni v stiku s polnilom;
 - prečna armatura za prenos povečane strižne sile se mora položiti vzdolž celega dela stebra, ki ni v stiku s polnilom, zgoščena stremena pa se morajo nadaljevati še za višino h_c (dimenzija prečnega prereza stebra v ravnini polnila) v del stebra, ki je v stiku z zidanim polnilom;
 - če je dolžina dela stebra, ki ni v stiku s polnilom, krajša od $1,5 \cdot h_c$, se strižna sila prevzame z diagonalno armaturo;

V nadaljevanju so v preglednicah zbrani dimenzionirani nosilni elementi okvirne konstrukcije s polnili. Dimenzionirane so enako kot elementi čistega okvira z upoštevanjem dodatnih ukrepov za okvire z zidanimi polnili.

5.5.1 Grede

Upogibni momenti in upogibna armatura gred okvirov v oseh A, B, III in IV

Preglednica 42: Vzdolžna armatura za sklop gred okvirov v osi I in IV:

	Greda	Vozlišče	$M_{d,min}/M_{d,max}$ [kNm]	b_{eff} [cm]	Izbrana arm. (palice+mreža)	Upogibna nosilnost [kNm]
C40/50	G1	5	480 / 265	124	ZG: 5Φ18 + 4,2 cm ² SP: 5Φ16	$M_{Rb}^- = 480$ $M_{Rb}^+ = 317$
		23	458 / 259	212	ZG: 5Φ14 + 7,1 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 463$ $M_{Rb}^+ = 300$
	G2	23	417 / 174	212	ZG: 5Φ14 + 7,1 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 463$ $M_{Rb}^+ = 300$
		41				
C35/45	G3	6	476 / 259	124	ZG: 5Φ18 + 4,2 cm ² SP: 5Φ16	$M_{Rb}^- = 476$ $M_{Rb}^+ = 314$
		24	449 / 257	212	ZG: 5Φ14 + 7,1 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 457$ $M_{Rb}^+ = 296$
	G4	24	394 / 151	212	ZG: 5Φ14 + 7,1 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 457$ $M_{Rb}^+ = 296$
		42				
C30/37	G5	8	441 / 188	124	ZG: 5Φ18 + 4,2 cm ² SP: 5Φ16	$M_{Rb}^- = 470$ $M_{Rb}^+ = 311$
		26	391 / 226	212	ZG: 4Φ14 + 7,1 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 426$ $M_{Rb}^+ = 291$
	G6	26	347 / 103	212	ZG: 4Φ14 + 7,1 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 426$ $M_{Rb}^+ = 291$
		44				
C25/30	G7	11	400 / 145	124	ZG: 5Φ16 + 4,2 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 405$ $M_{Rb}^+ = 254$
		29	341 / 184	212	ZG: 4Φ12 + 7,1 cm ² SP: 5Φ12	$M_{Rb}^- = 382$ $M_{Rb}^+ = 239$
	G8	29	279 / 37	212	ZG: 4Φ12 + 7,1 cm ² SP: 5Φ12	$M_{Rb}^- = 382$ $M_{Rb}^+ = 239$
		47				
	G9	13	352 / 110	114	ZG: 5Φ14 + 3,8 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 356$ $M_{Rb}^+ = 218$
		31	300 / 138	202	ZG: 4Φ12 + 6,8 cm ² SP: 5Φ12	$M_{Rb}^- = 380$ $M_{Rb}^+ = 239$
	G10	31	228 / 10	202	ZG: 4Φ12 + 6,8 cm ² SP: 5Φ12	$M_{Rb}^- = 380$ $M_{Rb}^+ = 239$
		49				
	G11	16	246 / 31	104	ZG: 4Φ14 + 3,5 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 295$ $M_{Rb}^+ = 210$
		34	218 / 48	192	ZG: 4Φ12 + 6,4 cm ² SP: 5Φ12	$M_{Rb}^- = 351$ $M_{Rb}^+ = 231$
	G12	34	193 / 82	192	ZG: 4Φ12 + 6,4 cm ² SP: 5Φ12	$M_{Rb}^- = 351$ $M_{Rb}^+ = 231$
		52				

Preglednica 43: Vzdolžna armatura za sklop gred okvirov II in III:

	Greda	Vozlišče	$M_{d,min}/M_{d,max}$ [kNm]	b_{eff} [cm]	Izbrana arm. (palice+mreža)	Upogibna nosilnost [kNm]
C40/50	G15	113	393/192	168	ZG: 4Φ14 + 5,6 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 405$ $M_{Rb}^+ = 285$
		131	377/177	256	ZG: 4Φ10 + 8,6 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 455$ $M_{Rb}^+ = 276$
	G16	131	438/207	256	ZG: 4Φ10 + 8,6 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 455$ $M_{Rb}^+ = 276$
		149				
C35/45	G17	114	376/172	168	ZG: 4Φ14 + 5,6 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 402$ $M_{Rb}^+ = 281$
		132	354/158	256	ZG: 4Φ10 + 8,6 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 452$ $M_{Rb}^+ = 274$
	G18	132	437/197	256	ZG: 4Φ10 + 8,6 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 452$ $M_{Rb}^+ = 274$
		150				
C30/37	G19	116	322/91	168	ZG: 4Φ14 + 5,6 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 400$ $M_{Rb}^+ = 279$
		134	286/111	256	ZG: 4Φ10 + 8,6 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 448$ $M_{Rb}^+ = 270$
	G20	134	399/179	256	ZG: 4Φ10 + 8,6 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 448$ $M_{Rb}^+ = 270$
		152				
C25/30	G21	119	268/40	168	ZG: 4Φ12 + 5,6 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 362$ $M_{Rb}^+ = 273$
		137	226/55	256	ZG: 4Φ8 + 8,6 cm ² SP: 5Φ12	$M_{Rb}^- = 424$ $M_{Rb}^+ = 257$
	G22	137	353/138	256	ZG: 4Φ8 + 8,6 cm ² SP: 5Φ12	$M_{Rb}^- = 424$ $M_{Rb}^+ = 257$
		155				
	G23	124	163/43	148	ZG: 4Φ12 + 5,0 cm ² SP: 5Φ12	$M_{Rb}^- = 324$ $M_{Rb}^+ = 218$
		142	155/54	236	ZG: 4Φ8 + 7,9 cm ² SP: 5Φ12	$M_{Rb}^- = 383$ $M_{Rb}^+ = 244$
	G24	142	231/215	236	ZG: 4Φ8 + 7,9 cm ² SP: 5Φ12	$M_{Rb}^- = 383$ $M_{Rb}^+ = 244$
		160				

Preglednica 44: Vzdolžna armatura za sklop gred okvira v osi A:

	Greda	Vozlišče	$M_{d,min}/M_{d,max}$ [kNm]	b_{eff} [cm]	Izbrana arm. (palice+mreža)	Upogibna nosilnost [kNm]
C40/50	G27	5	537/192	114	ZG: 5Φ20 + 3,8 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 544$ $M_{Rb}^+ = 360$
		113	514/180	202	ZG: 6Φ16 + 6,8 cm ² SP: 5Φ18	$M_{Rb}^- = 566$ $M_{Rb}^+ = 416$
	G28	113	561/416	202	ZG: 6Φ16 + 6,8 cm ² SP: 5Φ18	$M_{Rb}^- = 566$ $M_{Rb}^+ = 416$
		219				
C35/45	G29	6	515/169	114	ZG: 6Φ18 + 3,8 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 528$ $M_{Rb}^+ = 312$
		114	486/157	202	ZG: 6Φ16 + 6,8 cm ² SP: 5Φ18	$M_{Rb}^- = 559$ $M_{Rb}^+ = 411$
	G30	114	553/406	202	ZG: 6Φ16 + 6,8 cm ² SP: 5Φ18	$M_{Rb}^- = 559$ $M_{Rb}^+ = 411$
		220				
C30/37	G31	8	434/67	114	ZG: 6Φ18 + 3,8 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 521$ $M_{Rb}^+ = 308$
		116	403/82	202	ZG: 5Φ16 + 6,8 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 510$ $M_{Rb}^+ = 390$
	G32	116	488/347	202	ZG: 5Φ16 + 6,8 cm ² SP: 6Φ16	$M_{Rb}^- = 510$ $M_{Rb}^+ = 390$
		222				
C25/30	G33	11	375/11	114	ZG: 5Φ16 + 3,8 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 414$ $M_{Rb}^+ = 253$
		119	333/22	202	ZG: 4Φ16 + 6,8 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 454$ $M_{Rb}^+ = 286$
	G34	119	433/286	202	ZG: 4Φ16 + 6,8 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 454$ $M_{Rb}^+ = 286$
		225				
	G35	13	330/23	104	ZG: 5Φ16 + 3,5 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 397$ $M_{Rb}^+ = 247$
		121	284/22	192	ZG: 4Φ16 + 6,4 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 451$ $M_{Rb}^+ = 281$
	G36	121	380/227	192	ZG: 4Φ16 + 6,4 cm ² SP: 5Φ14	$M_{Rb}^- = 451$ $M_{Rb}^+ = 281$
		227				
	G37	16	269/88	96,5	ZG: 4Φ14 + 3,2 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 295$ $M_{Rb}^+ = 209$
		124	246/98	182	ZG: 4Φ12 + 6,1 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 352$ $M_{Rb}^+ = 241$
	G38	124	278/114	182	ZG: 4Φ12 + 6,1 cm ² SP: 4Φ14	$M_{Rb}^- = 352$ $M_{Rb}^+ = 241$
		230				

Preglednica 45: Vzdolžna armatura za sklop gred okvira v osi B:

	Greda	Vozlišče	$M_{d,min}/M_{d,max}$ [kNm]	b_{eff} [cm]	Izbrana arm. (palice+mreža)	Upogibna nosilnost [kNm]
C40/50	G41	23	514 / 205	158	ZG: $6\Phi 16 + 5,3 \text{ cm}^2$ SP: $6\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 530$ $M_{Rb}^+ = 324$
		131	499 / 191	246	ZG: $5\Phi 12 + 8,2 \text{ cm}^2$ SP: $6\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 509$ $M_{Rb}^+ = 350$
	G42	131	469 / 336	246	ZG: $5\Phi 12 + 8,2 \text{ cm}^2$ SP: $6\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 509$ $M_{Rb}^+ = 350$
		237				
C35/45	G43	24	502/195	158	ZG: $6\Phi 16 + 5,3 \text{ cm}^2$ SP: $6\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 527$ $M_{Rb}^+ = 319$
		132	485/179	246	ZG: $5\Phi 12 + 8,2 \text{ cm}^2$ SP: $6\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 506$ $M_{Rb}^+ = 347$
	G44	132	450/316	246	ZG: $5\Phi 12 + 8,2 \text{ cm}^2$ SP: $6\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 506$ $M_{Rb}^+ = 347$
		238				
C30/37	G45	26	439/116	158	ZG: $5\Phi 16 + 5,3 \text{ cm}^2$ SP: $5\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 480$ $M_{Rb}^+ = 279$
		134	422/120	246	ZG: $4\Phi 10 + 8,2 \text{ cm}^2$ SP: $4\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 448$ $M_{Rb}^+ = 269$
	G46	134	385/256	246	ZG: $4\Phi 10 + 8,2 \text{ cm}^2$ SP: $4\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 448$ $M_{Rb}^+ = 269$
		240				
C25/30	G47	29	392/76	158	ZG: $5\Phi 14 + 5,3 \text{ cm}^2$ SP: $5\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 428$ $M_{Rb}^+ = 273$
		137	370/75	246	ZG: $4\Phi 10 + 8,2 \text{ cm}^2$ SP: $4\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 442$ $M_{Rb}^+ = 265$
	G48	137	327/193	246	ZG: $4\Phi 10 + 8,2 \text{ cm}^2$ SP: $4\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 442$ $M_{Rb}^+ = 265$
		243				
	G49	34	259/22	138	ZG: $4\Phi 12 + 4,6 \text{ cm}^2$ SP: $4\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 324$ $M_{Rb}^+ = 228$
		142	246/42	226	ZG: $4\Phi 10 + 8,2 \text{ cm}^2$ SP: $4\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 406$ $M_{Rb}^+ = 256$
	G50	142	195/42	226	ZG: $4\Phi 10 + 8,2 \text{ cm}^2$ SP: $4\Phi 14$	$M_{Rb}^- = 406$ $M_{Rb}^+ = 256$
		248				

Prečne sile in prečna armatura gred okvirov v oseh A, B, III in IV:

Preglednica 46: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi I in IV:

	Greda	Vozlišče	M_{Rb}^-/M_{Rb}^+ [kNm]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	$V_{i,Ed}$ [kN]	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbrana stremena
C40/50	G1	5	480 / 317	-100	247	207	165	Φ8/8 (2-strižno)
		23	463 / 300	98	245	204	153	Φ8/8 (2-strižno)
	G2	23	463 / 300	±116	260	201	153	Φ8/8 (2-strižno)
		41						
C35/45	G3	6	476 / 314	-101	247	206	158	Φ8/8 (2-strižno)
		24	432 / 295	97	242	202	146	Φ8/8 (2-strižno)
	G4	24	432 / 295	±116	258	195	146	Φ8/8 (2-strižno)
		42						
C30/37	G5	8	470 / 311	-106	250	208	150	Φ8/8 (2-strižno)
		26	426 / 291	92	231	193	139	Φ8/8 (2-strižno)
	G6	26	426 / 291	±116	251	189	139	Φ8/8 (2-strižno)
		44						
C25/30	G7	11	405 / 254	-107	229	194	134	Φ8/8 (2-strižno)
		29	382 / 239	91	211	178	124	Φ8/10 (2-strižno)
	G8	29	382 / 239	±116	233	184	124	Φ8/8 (2-strižno)
		47						
	G9	13	356 / 218	-106	216	179	124	Φ8/8 (2-strižno)
		31	380 / 239	92	203	165	124	Φ8/10 (2-strižno)
	G10	31	380 / 239	±116	231	183	124	Φ8/8 (2-strižno)
		49						
	G11	16	295 / 210	-103	199	167	116	Φ8/10 (2-strižno)
		34	351 / 231	95	197	155	122	Φ8/10 (2-strižno)
	G12	34	351 / 231	±116	222	184	122	Φ8/8 (2-strižno)
		52						

Preglednica 47: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi II in III:

	Greda	Vozlišče	M_{Rb}^- / M_{Rb}^+ [kNm]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	$V_{i,Ed}$ [kN]	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbrana stremena
C40/50	G15	113	405 / 285	-88	216	170	145	Φ8/8 (2-strižno)
		131	455 / 276	87	227	170	145	Φ8/8 (2-strižno)
	G16	131	455 / 276	105	243	199	145	Φ8/8 (2-strižno)
		149						
C35/45	G17	114	402 / 281	-88	216	165	139	Φ8/8 (2-strižno)
		132	452 / 274	87	225	164	139	Φ8/8 (2-strižno)
	G18	132	452 / 274	105	242	198	139	Φ8/8 (2-strižno)
		150						
C30/37	G19	116	400 / 279	-92	218	158	132	Φ8/8 (2-strižno)
		134	448 / 270	83	220	149	132	Φ8/8 (2-strižno)
	G20	134	448 / 270	107	242	201	132	Φ8/8 (2-strižno)
		152						
C25/30	G21	119	362 / 273	-92	209	154	118	Φ8/10 (2-strižno)
		137	424 / 257	83	215	137	134	Φ8/10 (2-strižno)
	G22	137	424 / 257	107	235	186	134	Φ8/8 (2-strižno)
		155						
	G23	124	324 / 218	-88	191	147	116	Φ8/10 (2-strižno)
		142	383 / 244	88	196	144	132	Φ8/10 (2-strižno)
	G24	142	383 / 244	105	219	170	132	Φ8/8 (2-strižno)
		160						

Preglednica 48: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi A:

	Greda	Vozlišče	M_{Rb}^- / M_{Rb}^+ [kNm]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	$V_{i,Ed}$ [kN]	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbrana stremena
C35/45	G29	6	822 / 505	-123	356	280	198	Φ8/6 (2-strižno)
		114	785 / 620	120	328	276	190	Φ8/6 (2-strižno)
	G30	114	785 / 620	±77	412	327	190	Φ8/5 (2-strižno)
220								
C30/37	G31	8	813 / 500	-126	345	266	188	Φ8/6 (2-strižno)
		116	695 / 542	117	310	258	172	Φ8/6 (2-strižno)
	G32	116	695 / 542	±77	372	308	172	Φ8/5 (2-strižno)
222								
C25/30	G33	11	666 / 418	-127	299	245	164	Φ8/6 (2-strižno)
		119	603 / 399	116	281	235	154	Φ8/6 (2-strižno)
	G34	119	603 / 399	±77	316	259	154	Φ8/6 (2-strižno)
		225						
	G35	13	638 / 409	-126	282	228	164	Φ8/6 (2-strižno)
		121	520 / 332	116	266	218	147	Φ8/8 (2-strižno)
	G36	121	520 / 332	±77	280	223	147	Φ8/6 (2-strižno)
		227						
	G37	16	434 / 295	-125	239	204	139	Φ8/8 (2-strižno)
		124	416 / 275	118	233	193	132	Φ8/8 (2-strižno)
	G38	124	416 / 275	±77	242	158	132	Φ8/8 (2-strižno)
		230						
	G39	18	295 / 209	-126	218	194	116	Φ8/8 (2-strižno)
126		354 / 275	129	220	198	121	Φ8/8 (2-strižno)	
G40	126	354 / 275	±81	231	123	121	Φ8/8 (2-strižno)	
	232							

Preglednica 49: Stremenska armatura za sklop gred okvira v osi B:

	Greda	Vozlišče	M_{Rb}^- / M_{Rb}^+ [kNm]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	$V_{i,Ed}$ [kN]	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbrana stremena
C40/50	G41	23	756 / 463	-116	331	261	195	Φ8/6 (2-strižno)
		131	724 / 580	115	306	260	185	Φ8/6 (2-strižno)
	G42	131	724 / 580	±64	374	300	185	Φ8/5 (2-strižno)
		237						
C35/45	G43	24	752 / 456	-116	330	259	187	Φ8/6 (2-strižno)
		132	721 / 573	115	305	258	177	Φ8/6 (2-strižno)
	G44	132	721 / 573	±64	372	292	177	Φ8/5 (2-strižno)
		238						
C30/37	G45	26	748 / 450	-118	317	247	177	Φ8/6 (2-strižno)
		134	652 / 484	113	291	241	161	Φ8/6 (2-strižno)
	G46	134	652 / 484	±64	334	273	161	Φ8/6 (2-strižno)
		240						
C25/30	G47	29	656 / 372	-118	289	226	158	Φ8/6 (2-strižno)
		137	629 / 403	113	275	220	150	Φ8/6 (2-strižno)
	G48	137	629 / 403	±64	310	228	150	Φ8/6 (2-strižno)
		243						
	G49	34	438 / 265	-117	232	195	135	Φ8/8 (2-strižno)
		142	437 / 295	114	224	190	126	Φ8/8 (2-strižno)
	G50	142	437 / 295	±64	230	135	126	Φ8/8 (2-strižno)
		248						
	G51	36	348 / 265	-125	225	193	119	Φ8/8 (2-strižno)
		144	437 / 295	132	242	204	126	Φ8/8 (2-strižno)
	G52	144	437 / 295	±71	237	108	126	Φ8/8 (2-strižno)
		250						

5.5.2 Stebri

Upogibna armatura stebrov

Preglednica 50: Vzdolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi A:

		Smer Y							
b/h [cm]		i	Izbrana arm./ ρ [cm ²]/[%]	$N_{P-\Delta}$ [kN] + (→) / - (←)	$M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$\Sigma M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$1,3 \cdot \Sigma M_{Rb,d}$ [kNm] + (→) / - (←)		
Robni steber S1 v osi A-IV	80/70	C40/50	5	16Φ22 / 1,1	1199 / 6877	1307 / 2073	2609 / 3947	468 / 707	
					1262 / 6331	1302 / 1874			
		C35/45	6	16Φ22 / 1,1	1220 / 6290	1291 / 1877	2595 / 3775	406 / 686	
					1270 / 5750	1304 / 1898			
	C30/37	8	16Φ22 / 1,1	1458 / 4890	1322 / 1718	2639 / 3418	400 / 677		
				1438 / 4399	1317 / 1700				
	70/60	C25/30	13	14Φ20 / 1,1	1019 / 2329	791 / 936	1567 / 1838	321 / 516	
					937 / 1888	776 / 902			
		16	12Φ18 / 1,0	612 / 983	497 / 544	966 / 1045	272 / 384		
				444 / 631	469 / 501				
	Notranji steber S3 v osi A-III	80/70	C40/50	113	16Φ22 / 1,1	2413 / 6925	1606 / 2071	3176 / 3947	1277 / 1277
						2433 / 6304	1570 / 1876		
C35/45			114	16Φ22 / 1,1	2391 / 6262	1561 / 1879	3120 / 3775	1261 / 1261	
					2380 / 5672	1559 / 1896			
C30/37		116	16Φ22 / 1,1	2394 / 4885	1500 / 1717	2982 / 3417	1170 / 1170		
				2281 / 4395	1482 / 1700				
70/60		C25/30	121	14Φ20 / 1,1	1477 / 2375	854 / 938	1685 / 1847	952 / 952	
					1294 / 1956	831 / 909			
		124	14Φ18 / 1,2	783 / 1081	523 / 554	1007 / 1070	771 / 771		
				531 / 729	484 / 516				

Preglednica 51: Vzdolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi B:

		Smer Y						
b/h [cm]		i	Izbrana arm./ ρ [cm ²]/[%]	$N_{P-\Delta}$ [kN] + (→) / - (←)	$M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$\Sigma M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$1,3 \cdot \Sigma M_{Rb,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	
Robni steber S2 v osi B-IV	80/70	C40/50	23	16Φ22 / 1,1	3365 / 6487	1784 / 2076	3481 / 3974	421 / 689
					3249 / 5958	1697 / 1898		
		C35/45	24	16Φ22 / 1,1	3207 / 5916	1691 / 1900	3360 / 3788	415 / 685
					3057 / 5424	1669 / 1888		
		C30/37	26	16Φ22 / 1,1	2914 / 4760	1574 / 1714	3120 / 3411	363 / 624
					2709 / 4329	1546 / 1697		
			29	16Φ22 / 1,1	2163 / 3353	1394 / 1511	2756 / 2999	355 / 556
					1945 / 2935	1362 / 1488		
	70/60	C25/30	31	14Φ20 / 1,1	1649 / 2445	875 / 941	1722 / 1858	355 / 556
					1420 / 2037	847 / 917		
	60/50		34	14Φ18 / 1,2	852 / 1156	530 / 561	1023 / 1083	296 / 421
					588 / 777	493 / 522		
Notranji steber S4 v osi B-III	80/70	C40/50	131	16Φ22 / 1,1	4154 / 6340	1900 / 2071	3696 / 3970	1117 / 1117
					3999 / 5785	1796 / 1899		
		C35/45	132	16Φ22 / 1,1	3957 / 5743	1791 / 1898	3560 / 3777	1109 / 1109
					3774 / 5222	1769 / 1879		
		C30/37	134	16Φ22 / 1,1	3538 / 4599	1651 / 1708	3273 / 3397	932 / 932
					3284 / 4172	1622 / 1689		
			137	16Φ22 / 1,1	2612 / 3245	1452 / 1505	2868 / 2986	919 / 919
					2331 / 2856	1416 / 1481		
	60/50	C25/30	142	14Φ18 / 1,2	1004 / 1200	546 / 566	1057 / 1095	861 / 861
					697 / 842	511 / 529		

Preglednica 52: Vzdolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi IV:

Smer X								
b/h [cm]		i	Izbrana arm./ ρ [cm ²]/[%]	$N_{P-\Delta}$ [kN] + (→) / - (←)	$M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$\Sigma M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$1,3 \cdot \Sigma M_{Rb,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	
Robni stebel S1 v osi A-IV	70/80	C40/50	5	16Φ22 / 1,1	1199 / 6877	1131 / 1797	2256 / 3420	412 / 624
					1262 / 6331	1125 / 1623		
		C35/45	6	16Φ22 / 1,1	1220 / 6290	1116 / 1625	2243 / 3273	408 / 619
					1270 / 5750	1127 / 1648		
		C30/37	8	16Φ22 / 1,1	1458 / 4890	1144 / 1490	2284 / 2964	404 / 611
					1438 / 4399	1140 / 1474		
		11	16Φ22 / 1,1	1222 / 3353	1068 / 1309	2125 / 2593	330 / 526	
				1163 / 2860	1057 / 1284			
	60/70	C25/30	13	14Φ20 / 1,1	1019 / 2329	690 / 832	1366 / 1636	283 / 463
					937 / 1888	676 / 804		
	50/60		16	12Φ18 / 1,0	612 / 983	417 / 465	811 / 885	273 / 384
					444 / 631	394 / 420		
Notranji stebel S2 v osi B-IV	70/80	C40/50	23	16Φ22 / 1,1	3365 / 6487	1549 / 1803	3023 / 3446	992 / 992
					3249 / 5958	1474 / 1643		
		C35/45	24	16Φ22 / 1,1	3207 / 5916	1468 / 1645	2916 / 3284	979 / 979
					3057 / 5424	1448 / 1639		
		C30/37	26	16Φ22 / 1,1	2914 / 4760	1365 / 1487	2705 / 2959	932 / 932
					2709 / 4329	1340 / 1472		
		29	16Φ22 / 1,1	2163 / 3353	1207 / 1309	2387 / 2597	807 / 807	
				1945 / 2935	1180 / 1288			
	60/70	C25/30	31	14Φ20 / 1,1	1649 / 2445	779 / 838	1529 / 1642	804 / 804
					1420 / 2037	750 / 814		
	50/60		34	14Φ18 / 1,2	852 / 1156	448 / 484	862 / 923	757 / 757
					588 / 777	414 / 439		

Preglednica 53: Vzdolžna armatura in kontrola načrtovanja nosilnosti stebrov okvira v osi III:

		Smer X						
b/h [cm]		i	Izbrana arm./ ρ [cm ²]/[%]	$N_{P-\Delta}$ [kN] + (→) / - (←)	$M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$\Sigma M_{Rc,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	$1,3 \cdot \Sigma M_{Rb,d}$ [kNm] + (→) / - (←)	
Robni steber S3 v osi A-III	70/80	C40/50	113	16Φ22 / 1,1	2413 / 6925	1394 / 1795	2756 / 3420	370 / 527
					2433 / 6304	1362 / 1625		
		C35/45	114	16Φ22 / 1,1	2391 / 6262	1355 / 1627	2708 / 3273	365 / 523
					2380 / 5672	1353 / 1646		
		C30/37	116	16Φ22 / 1,1	2394 / 4885	1300 / 1490	2585 / 2964	363 / 520
					2281 / 4395	1285 / 1474		
			119	16Φ22 / 1,1	1871 / 3343	1171 / 1308	2322 / 2594	355 / 471
					1717 / 2893	1151 / 1286		
	60/70	C25/30	121	14Φ20 / 1,1	1477 / 2375	757 / 835	1489 / 1644	355 / 471
					1294 / 1956	732 / 809		
	50/60		124	14Φ18 / 1,2	783 / 1081	440 / 476	846 / 909	283 / 421
					531 / 729	406 / 433		
Notranji steber S4 v osi B-III	70/80	C40/50	131	16Φ22 / 1,1	4154 / 6340	1651 / 1799	3210 / 3448	950 / 950
					3999 / 5785	1559 / 1649		
		C35/45	132	16Φ22 / 1,1	3957 / 5743	1555 / 1648	3090 / 3279	944 / 944
					3774 / 5222	1535 / 1631		
		C30/37	134	16Φ22 / 1,1	3538 / 4599	1431 / 1482	2838 / 2947	933 / 933
					3284 / 4172	1407 / 1465		
			137	16Φ22 / 1,1	2612 / 3245	1259 / 1304	2486 / 2587	885 / 885
					2331 / 2856	1227 / 1283		
	50/60	C25/30	142	14Φ18 / 1,2	1004 / 1200	467 / 489	896 / 936	815 / 815
					697 / 842	429 / 447		

Prečna armatura stebrov

Glede na *SIST EN 1998-1*; tč.5.9(4) je potrebno prečno armaturo stebrov v stiku s polnili prevrtili na manjšo od dveh prečnih sil omenjenih na začetku poglavja 5.5.

Za prvo potrebujemo strižno odpornost zidanega panela na podlagi prestrižnega mehanizma po sliki 5.2a:

$$R_{ds,w} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c \quad (55)$$

kjer je:

f_{vk} ... karakteristična strižna trdnost zidovja

$\gamma_M = 1$... varnostni faktor za material

t ... debelina zidu

l_c ... dolžina tlačnega dela zidu

Stebre varujemo pred strižno porušitvijo. Zato je strižna sila varovana količina in iščemo njeno največjo vrednost. V ta namen je v zgornji enačbi (55) kakor tudi v enačbi (57) v nadaljevanju vrednost materialnega varnostnega faktorja enaka ena. V preglednici 54 so zbrane vrednosti strižne odpornosti zidanih panelov, ki jih upoštevamo v primerjavi.

Preglednica 54: Računska strižna odpornost zidanega panela glede na prestrig

Oznaka polnila	H_w [cm]	L_w [cm]	t_w [cm]	l_d [cm]	l_c [cm]	f_{vk} [kN/cm ²]	$R_{ds,w}$ [kN]
$P_{p,x}$	340	530	19	630	530	0,02	201
$P_{p,y}$	340	620	19	707	620		236
$P_{1-8,x}$	240	530	19	582	530		201
$P_{1-8,y}$	240	620	19	665	620		236
$P_{9-11,x}$	240	540	19	591	540		205
$P_{9-11,y}$	240	630	19	674	630		239
$P_{12-14,x}$	240	550	19	600	550		209
$P_{12-14,y}$	240	640	19	684	640		243

Drugo primerjalno silo dobimo glede na porušni mehanizem z nastankom diagonalnih nateznih razpok (slika 5.2c). Izračunamo jo po enačbi (54), kjer za l_{cl} vzamemo po priporočilu parametrične študije (Combescure, 2006) 30% dolžine nadomestne diagonale. V preglednicah 56 do 59 so zbrane tako dobljene strižne sile na posamezen steber obravnavanega okvira.

Poleg zahtev iz standarda pa smo glede na eksperimentalne podatke in podatke dobljene iz potresov, kjer se izkaže, da je prestrižni mehanizem, kjer pride do zdrsa zidakov po naležnih regah le redko kritičen, preverili še modificirano metodo določitve prečne sile v stebrih glede na porušni mehanizem z nastankom diagonalnih nateznih razpok. Globalni model, kjer polnilo predstavljata dve nadomestni diagonalni ne more zajeti dodatnih prečnih sil, ki nastanejo na stiku stebra s polnilom, saj sta diagonalni priključeni na okvir v stičišču steber-greda. Zato je po priporočilu parametrične študije (Combescure, 2006) celotna prečna sila v stebrih seštevek prečne sile, dobljene iz analize globalnega modela in dodatne prečne sile zaradi učinka polnila.

$$V_{c,total} = V_{Ex,y} + V_{polnila} \quad (55)$$

Avtor te študije (Combescure, 2006) navaja tudi ugotovitev, da je velikost dodatne prečne sile neodvisna od karakteristik polnila in vrste analize (linearna ali nelinearna). Njena velikost znaša 64% osne sile v nadomestni diagonalni.

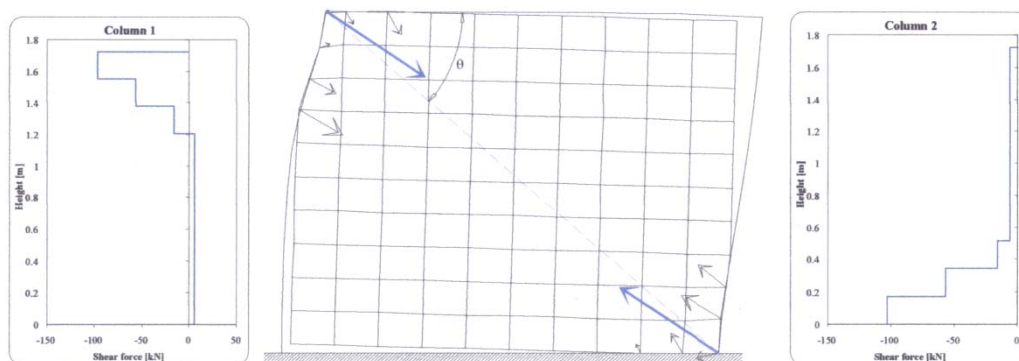
$$V_{polnila} = 0,64 \cdot N_d \cdot \cos\theta \quad (56)$$

Tlačna osna sila v nadomestni diagonalni je omejena z nosilnostjo polnila. Ta je glede na porušni mehanizem z nastankom nateznih diagonalnih razpok določena kot (Fardis, 1996):

$$F_{max} = 1,3 \cdot f_{tk} \cdot L_w \cdot t_w \quad (57)$$

pri čemer je f_{tk} natezna trdnost zidovja.

Da bi dosegli osne sile v nadomestnih diagonalah, ki ne presegajo nosilnosti polnila, je bilo potrebno začetne togosti nekaterih diagonal zmanjšati.



Slika 5.8 : Rezultanta sil na opečno polnilo zaradi interakcije z okvirom ter razpored prečnih sil v stebrih zaradi njih (Combescure, 2006)

Preglednica 55: Maksimalna nosilnost polnila glede na porušni mehanizem z nastankom nateznih diagonalnih razpok

Oznaka polnila	H_W [cm]	L_W [cm]	t_w [cm]	f_{tk} [kN/cm ²]	$F_{max,h}$ [kN]	$F_{max,d}$ [kN]
$P_{p,x}$	340	530	19	0,02	262	315
$P_{p,y}$	340	620	19		306	353
$P_{1-8,x}$	240	530	19		262	293
$P_{1-8,y}$	240	620	19		306	333
$P_{9-11,x}$	240	540	19		267	298
$P_{9-11,y}$	240	630	19		311	339
$P_{12-14,x}$	240	550	19		272	304
$P_{12-14,y}$	240	640	19		316	344

V naslednjih preglednicah 56 do 59 so za izbrane stebre zbrane vrednosti prečnih sil glede na nosilnost polnila zaradi prestrižnega mehanizma $V_{Rds,w}$, glede na prečno silo zaradi plastifikacije stebra na območju stika s polnilom $V_{CD,c}$ ter glede na seštevek osne sile v nadomestni diagonalni in prečne sile iz analize $V_{c,total}$. Prečna armatura je določena glede na maksimalno vrednost:

$$V_{ED} = \max \left\{ \begin{array}{l} \min(V_{Rds,w}; V_{CD,c}) \\ V_{c,total} \\ V_{CD}^- \end{array} \right. \quad (58)$$

V izrazu (58) pa imamo še količino V_{CD} , s katero zajamemo prečne sile v stebri zaradi potresa v drugi smeri, ko se steber plastificira v vozliščih (slika 5.2c).

V stebrih, ki niso v stiku s polnili se določi prečna armatura v skladu z načrtovanjem nosilnosti, enako kot pri čistem okviru.

Glede na razpored polnil je po določilu iz standarda za stebre s polnilom le na eni strani celotno višino stebra obravnavati kot kritično cono. Iz tlorisa tipične etaže je razvidno (slika 1.2), da so vsi stebri vsaj v eni smeri obdani s polnilom le z ene strani. Tako je potrebno pri preverjanju strižne armature izbrati prečno armaturo najbolj neugodne smeri.

Preglednica 56: Prečna armatura stebrov okvira v osi A – preverba v smeri Y:

	b/h [cm]	i	$V_{c, total}$ [kN]	$V_{CD,c}$ [kN]	$V_{Rds,w}$ [kN]	V_{CD}^- [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbira stremen	
Robni steber S1 v osi A-IV	80/70	C40/50	P	389	822	236	745	392	$\Phi 10 / 6 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
			1N	253	848	236	256	392	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
		C35/35	2N	255	831	236	239	392	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
		C30/37	5N	206	834	236	238	378	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
	70/60		10N	109	447	239	179	274	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
	60/50	C25/30		13N	29	309	243	130	176
Notranji steber S3 v osi A-III	80/70	C40/50	P	466	1106	236	678	565	$\Phi 10 / 6 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
			1N	462	1175	236	454	565	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
		C35/45	2N	447	1143	236	445	558	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
		C30/37	5N	400	1076	236	410	508	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
	70/60		10N	280	660	239	331	327	$\Phi 8 / 12,5 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$
	60/50	C25/30		13N	148	415	243	261	188

Preglednica 57: Prečna armatura stebrov okvira v osi B – preverba v smeri Y:

b/h [cm]		i	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{i,d}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbira stremen			
Robni steber S2 v osi B-IV	80/70	C40/50	P	227	752	652	Zahteve striga	$\Phi 10 / 9 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
							Kritično območje	$\Phi 10 / 9 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
							Ob vpetju	$\Phi 10 / 7,5 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
		C35/35	2N	171	237	590	Zahteve striga	$\Phi 8 / 20 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
							C30/37	5N	159
	Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$							
	70/60	C25/30	10N	122	194	330			
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
							60/50	13N	81
		Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$						
		Notranji steber S4 v osi B-III	80/70	C40/50	P	269			
Kritično območje							$\Phi 10 / 9 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$		
Ob vpetju	$\Phi 10 / 6 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$								
C35/45	2N			274	388	590	Zahteve striga	$\Phi 8 / 20 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
							C30/37	5N	245
Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$								
70/60	C25/30		10N	169	323	352			
							Kritično območje	$\Phi 8 / 15 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$	
							60/50	13N	95
	Kritično območje		$\Phi 8 / 12,5 \text{ cm } (2+\sqrt{2} \text{ strižno})$						

Preglednica 58: Prečna armatura stebrov okvira v osi IV – preverba v smeri X:

	b/h [cm]		i	$V_{ovoj,P-\Delta}$ [kN]	$V_{i,d}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbira stremen
Robni stebel S1 v osi A-IV	70/80	C40/50	P	211	647	422	$\Phi 10 / 6$ cm (4 strižno)
			1N	159	227	422	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
		C35/35	2N	163	212	422	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
		C30/37	5N	163	214	406	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
	60/70	C25/30	10N	123	160	295	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
	50/60		13N	79	128	202	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)

	b/h [cm]		i	$V_{c, total}$ [kN]	$V_{CD,c}$ [kN]	$V_{Rds,w}$ [kN]	V_{CD}^- [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbira stremen
Robni stebel S2 v osi B-IV	70/80	C40/50	P	397	1237	236	700	392	$\Phi 10 / 6$ cm (4 strižno)
			1N	411	1294	236	366	392	$\Phi 8 / 12,5$ cm (4 strižno)
		C35/35	2N	394	1233	236	346	392	$\Phi 8 / 12,5$ cm (4 strižno)
		C30/37	5N	329	1099	236	327	378	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
	60/70	C25/30	10N	220	711	239	281	274	$\Phi 8 / 15$ cm (4 strižno)
	50/60		13N	114	459	243	254	176	$\Phi 8 / 12,5$ cm (4 strižno)

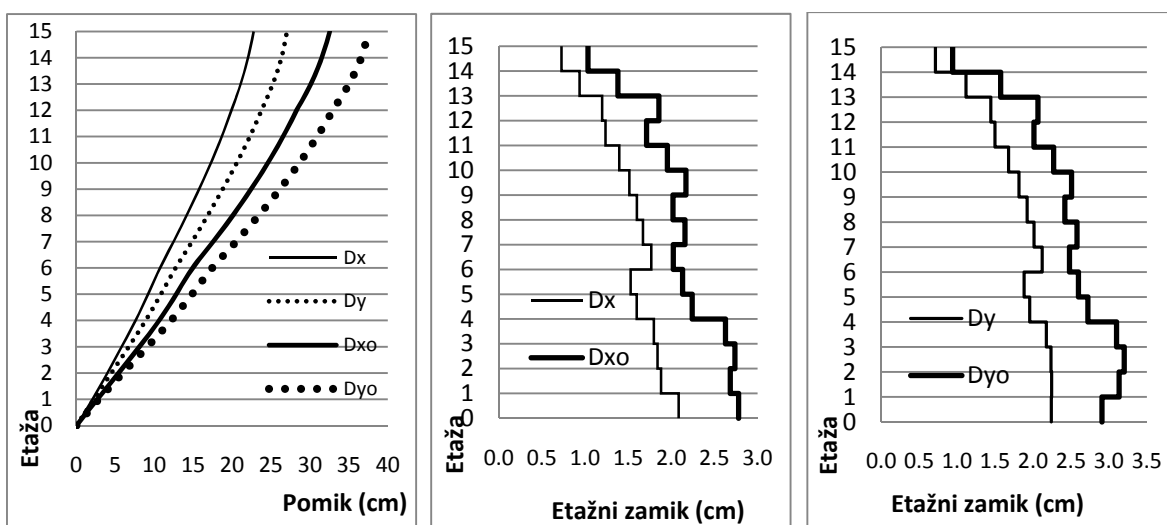
Preglednica 59: Prečna armatura stebrov okvira v osi III – preverba v smeri X:

	b/h [cm]		i	$V_{c, total}$ [kN]	$V_{CD,c}$ [kN]	$V_{Rds,w}$ [kN]	V_{CD}^- [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbira stremen	
Robni steber S3 v osi A-III	70/80	C40/50	P	307	890	201	634	595	Φ 10 / 6 cm (4 strižno)	
			1N	217	967	205	190	595	Φ 8 / 15 cm (4 strižno)	
		C35/35	2N	212	940	205	180	586	Φ 8 / 15 cm (4 strižno)	
		C30/37	5N	147	873	205	182	534	Φ 8 / 15 cm (4 strižno)	
	60/70	C25/30	10N	176	520	205	163	347	Φ 8 / 15 cm (4 strižno)	
	50/60		13N	42	311	209	142	205	Φ 8 / 15 cm (4 strižno)	
	Notranji steber S4 v osi B-III	70/80	C40/50	P	367	1256	201	661	680	Φ 10 / 6 cm (4 strižno)
				1N	382	1371	205	339	680	Φ 8 / 15 cm (4 strižno)
C35/45			2N	360	1265	205	330	617	Φ 8 / 15 cm (4 strižno)	
C30/37			5N	303	1137	205	330	552	Φ 8 / 15 cm (4 strižno)	
60/70		C25/30	10N	209	988	205	312	372	Φ 8 / 12,5 cm (4 strižno)	
50/60			13N	113	467	209	274	227	Φ 8 / 12,5 cm (4 strižno)	

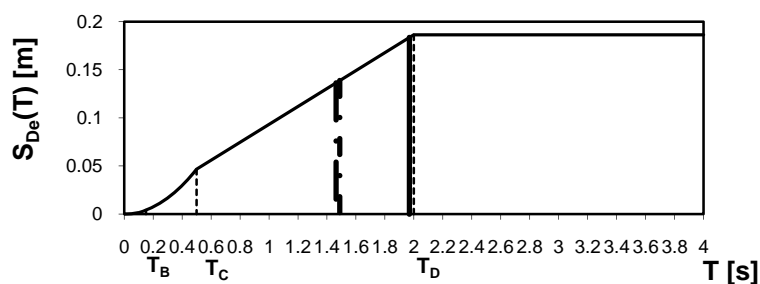
6 PRIMERJAVE IN KOMENTAR REZULTATOV

Znano je, da se togost konstrukcije z dodajanjem polnil poveča. Posledično se skrajša nihajna doba konstrukcije, z njo pa tudi pomiki (slika 6.2). Z grafa 6.1 je razvidno zmanjšanje pomikov v obeh smereh. Razlika etažnih pomikov je nekoliko večja v Y smeri, saj smo v tej smeri konstrukcijo bolj zapolnili s polnili, znaša pa okrog 25-35%. Zmanjšanje pomikov lahko v elastičnem območju, ko polnila še niso presegla svoje nosilnosti označimo za ugoden vpliv.

Etažni pomiki v nobenem primeru niso bili prekoračeni, je pa bila njihova kontrola ključna za izbiro dimenzije stebrov. Omeniti še velja, da je v obeh konstrukcijah pomemben vpliv teorije drugega reda. Ta je upoštevana na poenostavljen način s povečanjem potresnih učinkov.

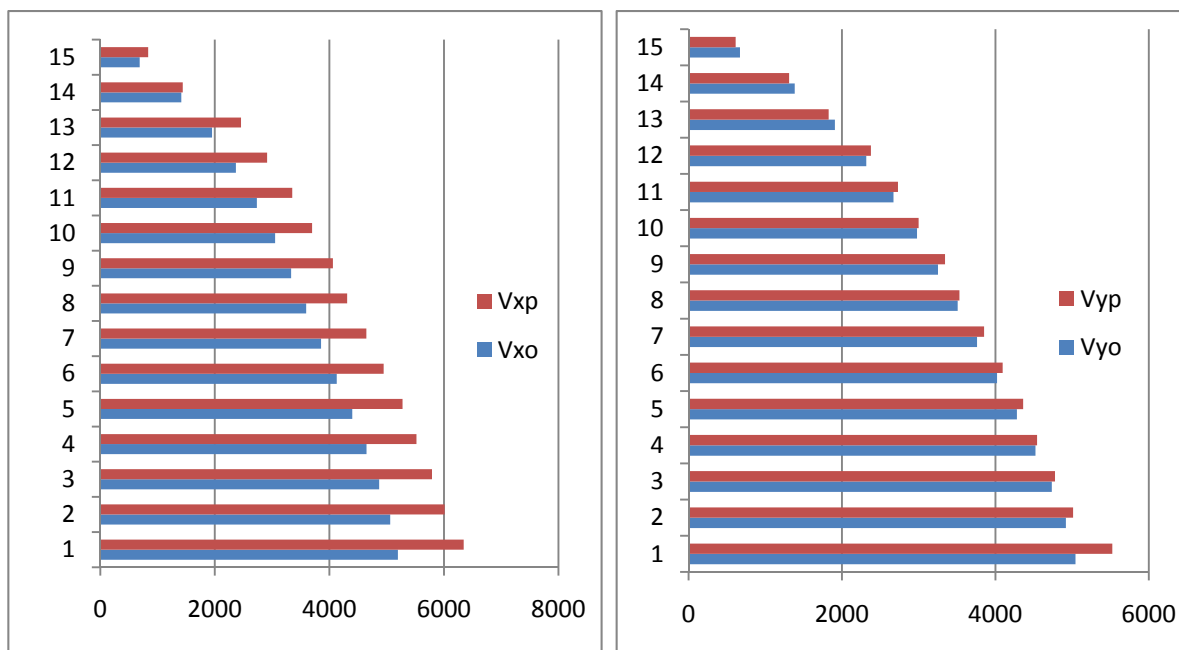


Graf 6.1: a) pomik konstrukcije po višini b) etažni pomiki $d_{i,X}$ in c) etažni pomiki $d_{i,Y}$



Graf 6.2: Elastični spekter odziva za pomike $S_{De}(T)$

Graf 6.3 prikazuje etažne prečne sile čistega okvira (V_{x0} in V_{y0}) in okvira s polnili (V_{xp} in V_{yp}). Vidimo, da se na račun zmanjšanja nihajnega časa sile povečajo.



Graf 6.3: Etažne prečne sile v X in Y smeri

Potresne sile so v obeh konstrukcijah majhne, saj predstavlja celotna prečna sila »čistega« okvira 5% teže konstrukcije, celotna sila okvira s polnili pa 6% celotne teže konstrukcije. Tako majhne sile so posledica precej velikega faktorja obnašanja, s katerim zmanjšamo elastični spekter pospeškov, in upoštevanje razpokanosti prerezov, s čimer povečamo nihajni čas (za približno $\sqrt{2}$).

Z uporabljenim razporedom polnil sta se osnovna nihajna časa zelo približala. Večja utrditev objekta s polnili v Y smeri je rahlo zamenjala vrstni red nihajnih oblik. Polnila lahko popolnoma spremenijo obnašanje ter razpored sil (s tem pa poškodb) po konstrukciji.

Zaradi manjših pomikov so se upogibni momenti v vozliščih gred zmanjšali za 30%, s tem pa se je zmanjšala tudi potrebna armatura v njih. Upogibni momenti v polju pa so se na račun dodatne lastne teže polnil nekoliko povečali. Medsebojni razmak strižne armature v gredah okvira s polnili se lahko nekoliko poveča. Vse to vodi v zmanjšanje skupne potrebne armature ter pocenitev gradnje.

Pri stebrih zadostuje minimalna vzdolžna armatura stebrov tako pri čistem okviru kot pri okviru s polnili, saj so stebri dokaj robustni. Njihove dimenzije je narekovala omejitev etažnih pomikov. Tukaj gre omeniti še dejstvo, da k togosti objekta poleg stebrov veliko prinesejo tudi grede. Torej s povečanjem dimenzij gred povečamo tudi togost konstrukcije, kar je koristna informacija za zmanjšanje prevelikih etažnih pomikov.

Malo več nejasnosti srečamo pri določitvi prečne sile v stebrih. Ta je za metodo načrtovanja nosilnosti varovana količina s katero preprečimo strižno porušitev stebrov. Polnila imajo velik vpliv na prečno silo v stebru, vendar tega v modelu ne zajamemo direktno. Obstaja več možnih mehanizmov porušitve polnila, vendar je najpogostejše strižna (diagonalna) porušitev. V nalogi so prečne sile izbranih stebrov preverjene glede na prestrig polnila ter nastanek diagonalne natezne razpoke. Iz primerjave enačb (55) in (57) ter rezultatov iz preglednic 54 in 55 vidimo, da je razlika med strižno nosilnostjo za prestrig ter natezno trdnostjo našega zidovja nekje 30%. Seveda to velja za naše na podlagi eksperimentov iz literature izbranih lastnosti zidovja. Iz tega bi lahko sklepali, da se bodo polnila porušila prestrižno, čeprav tega z gotovostjo ni mogoče trditi.

Standard zahteva preverbo strižne nosilnosti stebra glede na prvo vrstico izraza (58). Iz preglednic 56-59 je razvidna zelo velika prečna sila $V_{CD,c}$, nastala zaradi plastifikacije stebra na dolžini stika s polnilom. Take obremenitve pa polnila ne bi zdržala in bi se prej porušila, preden bi prišlo do plastifikacije stebra na ta način. Zato se zdi minimalna vrednost v prvi vrstici izraza (58) smotrna izbira. Izkaže pa se, da dobimo predvsem v spodnjih etažah za prestrižno nosilnost polnil dokaj majhne prečne obremenitve na stebre (preglednica 5.4), ki so nekje celo manjše od prečne sile dobljene iz analize. V primeru dimenzioniranja samo na to zahtevo iz standarda se lahko zgodi, da imamo po celotni višini objekta enako zahtevo po prečni armaturi stebrov. Pri tem podcenimo prečne sile v stebrih spodnjih etaž ter precenimo prečne sile v stebrih zgornjih etaž. To pa nekako ne ustreza predstavi o porazdelitvi etažnih prečnih sil po višini. Zato in pa zaradi dejstva, da se polnila v okvirih ponavadi rušijo z nastankom diagonalne natezne razpoke smo preverili strižne sile še za modificirano metodo, kjer vrednost strižne sile iz globalne analize povečamo zaradi prispevka polnila. Delež, ki ga prištejemo zaradi vpliva polnila je določen na eksperimentalni osnovi. Vrednosti tako dobljene prečne sile v stebrih v spodnjih etažah presegajo te, dobljene zaradi prestriga polnila.

Za strižno (diagonalno) porušitev je značilno, da se stebra na drugi strani diagonale neovirano deformirata ter plastificirata v vozliščih. Preverili smo tudi to možnost. Izkazalo se je, da sta drugi in tretji kriterij izraza (58) odločilna predvsem v spodnjih delih konstrukcije, medtem ko zahteva iz standarda glede prečne sile iz nosilnosti polnila na prestrig igra pomembnejšo vlogo v zgornjih delih. Seveda bi to zelo težko posplošili, sploh zaradi same narave elastične analize ter načina modeliranja. Strižna armatura stebrov v okviru s polnili se predvsem v spodnjih etažah poveča predvsem zaradi razširitve kritičnega območja čez celo višino stebra. Ta zahteva izhaja iz standarda ter je poleg drugih (poglavje 5.5) obvezna za okvirne konstrukcije s polnili, projektirane za visoko stopnjo duktilnosti. Za vse ostale konstrukcije veljajo kot pravila dobre prakse in so torej neobvezna. Vsekakor se jih je dobro držati pri določanju strižne armature v spodnjih etažah, kjer je vpliv potresa največji, kar smo tudi upoštevali. V zgornjih etažah pa je to nesmiselno.

7 ZAKLJUČEK

Analizirali in dimenzionirali smo čisti okvir in okvir z zidanimi polnili. Čiste okvirne konstrukcije so zelo podajne in podvržene prevelikim pomikom ter posledično vplivu teorije drugega reda. Stavbo lahko utrdimo s povečevanje dimezije stebrov, gred ali obojega. Lahko pa izkoristimo odpornost zidanih polnil, ki prevzamejo delež potresne obtežbe. Opečna polnila v splošnem povečajo nosilnost in posledično zalogo disipacijske energije, vendar je pogoj za ugoden vpliv polnil na odziv konstrukcije simetrična porazdelitev v tlorisu in zveznost po višini stavbe. V našem primeru so simetrično porazdeljena polnila v okviru v primerjavi s čistim okvirom zmanjšala pomike skoraj za tretjino.

Konstrukcijo smo analizirali z linearno elastično analizo. Za okvir s polnilom smo preverili stanje konstrukcije v fazi odziva, ko so opečna polnila že poškodovana in ločena od okvirne konstrukcije. Tako smo na podlagi pričakovanega porušnega mehanizma z nastankom diagonalne natezne razpoke določili lastnosti nadomestnih diagonal. V zadnjih desetletjih je postalo jasno, da ena sama nadomestna diagonala ni dovolj za modeliranje zapletenega obnašanja okvira s polnili, saj lokalnih učinkov, ki izhajajo iz medsebojnega vpliva polnila in okvira ne moremo natančno zajeti, če povežemo dva nasprotna vogala z eno samo nadomestno diagonalo. Rezultat so podcenjeni upogibni momenti in strižne sile v okviru ter predvidene neustrezne lokacije morebitnih plastičnih členkov. Glavni problem te metode pa še vedno ostaja določanje karakteristik diagonal.

Glede na sile iz globalne analize ter z načrtovanjem nosilnosti smo določili potrebno armaturo gred in stebrov obeh okvirov. Grede okvira s polnili so glede na zahteve potresa manj armirane v primerjavi s čistim okvirom. Pri stebrih je v obeh primerih zadostovala minimalna vzdolžna armatura. Za izračun kritične prečne sile v stebrih pa je potrebno veliko dela, saj je smotno preveriti vse glavne porušne mehanizme ter na ta način določiti merodajno prečno silo. V spodnjih etažah je merodajna prečna sila zaradi strižne (diagonalne) porušitve. V skrajno zgornjih etažah pa je velikokrat merodajna tudi prečna sila zaradi prestriga polnila. Ta prečna sila izhaja iz zahteve v standardu (*SIST EN 1998-1: tč.5.9.(4)*) ter v zgornjih etažah velikokrat vodi v predimenzioniranje strižne armature stebrov. Strižna armatura v stebrih se

predvsem v spodnjih etažah poveča. Predvsem gre to povečanje na račun razširitve kritičnega območja čez celo višino stebra, kot je predlagano v dodatnih ukrepih za okvire z zidanimi polnili. Ti ukrepi (poglavje 5.5) so za okvirne konstrukcije s polnili, projektirane za DCM stopnjo duktilnosti neobvezna, saj so redukcije sil manjše, s tem pa je nosilnost konstrukcijskih elementov v primerjavi s polnili smatrana za zadostno. V spodnjih etažah je priporočila smiselno upoštevati.

Dimenzioniranje okvira je potekalo na osnovi elastičnih analiz, kar je običajno v projektantski praksi. Ker pri dimenziniranju potresnoodpornih konstrukcij predpostavimo, da se za projektni potres lahko poškodujejo, lahko bolj natančni odziv konstrukcije določimo le z uporabo nelinearnih metod. Za natančnejšo simulacijo obnašanja okvira s polnili med potresom bi se zato morali poslužiti nelinearnih metod analize.

8 VIRI

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 220 str.

Dolšek, M., Fajfar, P. 2006. Simplified seismic assessment of infilled reinforced concrete frames. V: First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Geneva, 3. do 8. September 2006: str. 1-10

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FAGG: 550 str.

Kreslin, M., Dolšek, M., Fajfar, P. 2007. Matematično modeliranje in analiza armiranobetonske stavbe po EC8, Gradbeni vestnik, 55: 141-152

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

Combescure, D. 2006. Some contributions of physical and numerical modelling to the assesment of existing masonry infilled RC frames under extreme loading. V: First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Geneva, 3. do 8. September 2006: str.1-10

Vidrih, Z., Fischinger, M., Projektiranje potresno odpornih konstrukcij armiranobetonskih stavb – Primer B: Osem-etažna AB okvirna stavba, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo in Inženirska zbornica Slovenije: 29 str.

Standardi:

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

SIST EN 1990:2004/A1:2006. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij – Nacionalni dodatek

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

SIST EN 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe