

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

Spodaj podpisani/-a študent/-ka Ana Kovačević Zimerman, vpisna številka 26108561, avtor/-ica pisnega zaključnega dela študija z naslovom: Projektiranje armiranobetonske poslovno-stanovanjske stavbe na potresnem območju

IZJAVLJAM

1. *Obkrožite eno od variant a) ali b)*

- a) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
- b) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;

2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;

3. da sem pridobil/-a vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil/-a;

4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal/-a v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil/-a soglasje etične komisije;

5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;

6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;

7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

V/Na: _____

Datum: _____

Podpis študenta/-ke:

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.012.45:624.042.7:728(043.2)
Avtor: Ana Kovačević Zimerman
Mentor: prof. dr. Matej Fischinger
Somentor: prof. dr. Tatjana Isaković
Naslov: Projektiranje armiranobetonske poslovno-stanovanjske stavbe na potresnem območju
Tip dokumenta: Diplomsko delo
Obseg in oprema: 120 str., 76 pregl., 66 sl.
Ključne besede: Armiranobetonski objekt, potresna obremenitev, numerični modeli, dimenzioniranje, okvir, stene

Izvleček

Projektiranje armiranobetonske poslovno-stanovanjske stavbe je diplomsko delo, ki smo ga naredili na osnovi arhitektovega idejnega projekta. Delo je v skladu z arhitekturno zasnovo in z evrokod standardi. Spodnjih šest etaž stavbe je namenjenih trgovinam in poslovnim prostorom, medtem ko je zgornjih pet etaž stanovanjskih. Obod stavbe je v obliki »I« profila, ki se tlorisno spremeni po višini. Objekt je lokacijsko predviden v Ljubljani.

Nosilna konstrukcija je v celoti armiranobetonska. Sestavljajo jo okvirji in stene, ki so na nivoju etaž povezane s polnimi ploščami. Poleg lastne teže upoštevamo v vertikalni smeri še koristno obtežbo in obtežbo snega. V horizontalni smeri upoštevamo obtežbo vetra in potresno obtežbo.

Izdelali smo pet različnih numeričnih modelov. Za analizo smo izbrali model, ki najbolje opisuje realno stanje in je v skladu s konstrukcijskimi zahtevami. Analizirali smo s pomočjo programa SAP 2000. Z izdelavo različnih modelov smo ugotovili, da je predpostavka toge diafragme neupravičena, kar je posledica izredno podolgovatega tlorsa objekta. Za najustreznejši model se izkaže model, kjer so plošče modelirane z lupinastimi elementi, preostali del nosilne konstrukcije je modeliran z linijskimi elementi. Prva nihajna oblika je pretežno translacijska z nihanjem v smeri y, druga je pretežno torzijska, kar vpliva na zmanjšan faktor obnašanja, tretja nihajna oblika pa je pretežno translacijska z nihanjem v smeri x.

Dimenzionirali smo značilno ploščo, zunanji in notranji okvir ter stene, ki sestavljajo škatlasto jedro in zaradi svoje velike togosti prevzamejo največji del obremenitev.

Na koncu smo za izbrane nosilne konstrukcijske elemente izrisali še armaturne načrte in naredili izvleček armature.

BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.012.45:624.042.7:728(043.2)
Author: Ana Kovačević Zimerman
Supervisor: prof. Matej Fischinger, Ph. D.
Cosupervisor: prof. Tatjana Isaković, Ph. D.
Title: Design of reinforced concrete business-residential building on seismic area
Document type: GraduationThesis-University studies
Scope and tools: 120 p., 76 tab., 66 fig.
Keywords: Reinforced concrete building, seismic load, numerical models, design, frame, walls

Abstract

Reinforced concrete residential-business building design is a g thesis based on architect's design concept. The thesis is in accordance with architectural plan and Eurocode standards. The lower six storeys are intended for stores and offices, while the upper five storeys serve as a residential space. The building perimeter is in »I« profile shape, which changes according to building's height. The intended location of the facility is in Ljubljana.

Supporting construction is entirely built of reinforced concrete. The construction is composed of a frame and walls which are connected with full concrete slabs at the storey levels. Apart from its own weight, vertical load such as imposed load and snow load are taken into consideration. As far as horizontal load is concerned, wind load and seismic load have been considered.

We have designed five different numerical models. For analysis we have picked a model which best describes the real state and it's in accordance with constructional requirements. We have analysed it with SAP2000 program. By constructing different models we found out that the assumption of rigid diaphragma is unjustified because of extremely elongated facility. The most appropriate model turns out to be a model, where slabs are modelled with shell elements, and the rest of the supporting construction is modelled with linear elements. First shape fluctuation is mostly translational with fluctuation in y direction, the second one is torsional, which affects the reduced behavioural factor, and the third is mainly translational with fluctuation in x direction.

The basic slab has been designed, so have the inner and the outer frame and the walls which create a box-shaped core together which, due to their great stiffness, carry most of the weight.

In the end, we have made armature sketches for the selected construction elements. Additionally, the armature sketch has been made.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se zahvaljujem mentorju prof. dr. Mateju Fischingerju in somentorici prof. dr. Tatjani Isaković.

Posebna in največja zahvala gre mami in očetu, ki sta me neutrudno vzpodbujala skozi študijska leta in vseskozi verjela vame.

Zahvala gre tudi mojemu možu, za potrpljenje in da je vsak mesec »stisnil« kakega stotaka.

Zahvaljujem se tudi vsem prijateljem in kolegom iz študijskih klopi, ki so poskrbeli za obilico smeha in norih večerov.

Na koncu pa še posebna zahvala moji sotrpinki, ki je poskrbela da so noči za računalnikom hitro minile.

KAZALO VSEBINE

POPRAVKI	I
IZJAVA	II
BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT.....	IV
ZAHVALA.....	V
1 UVOD.....	1
2 KONSTRUKCIJA.....	3
2.1 Zasnova konstrukcije	3
2.2 Uporabljen material	6
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	7
3.1 VERTIKALNA OBTEŽBA	7
3.1.1 Lastna teža.....	7
3.1.2 Stalna obtežba.....	7
3.1.3 Koristna obtežba	9
3.2 HORIZONTALNA OBTEŽBA.....	12
3.2.1 Obtežba vetra	12
3.2.2 Kombinacije vplivov	25
3.2.3 Potresni vpliv.....	26
4 ANALIZA KONSTRUKCIJE	35
4.1 RAČUNSKI MODELI.....	35
4.1.1 Linijski elementi za okvir in jedra s predpostavko toge diafragme – računski model 1..	35
4.1.2 Linijski elementi za okvir in jedra, ploskovni elementi za medetažne in strešne plošče – računski model 2.....	37
4.1.3 Linijski elementi za okvir, ploskovni (lupina) elementi za jedra ter medetažne in strešne plošče – računski model 3.....	38
4.1.4 Linijski elementi za okvir, ploskovni elementi za jedra, s predpostavko toge diafragme – računski model 4.....	40
4.1.5 Linijski elementi za okvir, ploskovni elementi za jedra ter medetažne in strešne plošče, s predpostavko toge diafragme – računski model 5.....	41
4.2 Izbira računskega modela	42
4.3 Potresna analiza	42
4.3.1 Vrsta konstrukcije.....	42
4.3.2 Lastno nihanje konstrukcije	48
4.3.3 Omejitev poškodb	50

4.3.4	Teorija drugega reda	51
4.4	Dimenzioniranje	52
4.4.1	Dimenzioniranje AB medetažne/strešne plošče.....	52
4.4.2	Dimenzioniranje okvirja	70
4.4.3	Dimenzioniranje sten jedra	105
5	ZAKLJUČEK	117
VIRI		119

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Izračun stalne obtežbe strešne plošče	7
Preglednica 2: Izračun stalne obtežbe medetažne plošče (trgovine in pisarne)	7
Preglednica 3: Izračun stalne obtežbe medetažne plošče (bivalni prostori)	8
Preglednica 4: Izračun stalne obtežbe steklene fasade	8
Preglednica 5: Izračun stalne obtežbe podesta	8
Preglednica 6: Izračun stalne obtežbe stopniščne rame do 5. etaže	8
Preglednica 7: Izračun stalne obtežbe stopniščne rame od 6. do 10. etaže	9
Preglednica 8: Določitev vrednosti koristne obtežbe	9
Preglednica 9: Lastna teža predelnih sten	10
Preglednica 10: Vrednosti z_0 in z_{min}	13
Preglednica 11: Dimenzije objekta za določanje koeficienta tlaka za stavbe	16
Preglednica 12: Določitev vrednosti e in d	17
Preglednica 13: Širina posamezne cone za $e > d$	18
Preglednica 14: Koeficient tlaka vetra za posamezne cone za $e > d$	18
Preglednica 15: Širina posamezne cone za $e < d$	19
Preglednica 16: Koeficient tlaka vetra za posamezne cone za $e < d$, $h/d = 0,4$	19
Preglednica 17: Koeficient tlaka vetra za posamezne cone za $e < d$, $h/d = 0,3$	19
Preglednica 18: Širina posamezne cone za $e > 5d$	20
Preglednica 19: Koeficient tlaka vetra za posamezne cone za $e > 5d$	20
Preglednica 20: Širina posamezne cone za $e < d$	20
Preglednica 21: Koeficient tlaka vetra za posamezne cone za $e < d$	21
Preglednica 22: Tlorisne dimenzije in vrsta strehe za določitev tlaka vetra na ravno streho	21
Preglednica 23: Širina posamezne cone – smer vetra na daljšo stranico ($b=50$ m)	22
Preglednica 24: Izračun tlaka vetra – smer vetra na daljšo stranico ($b = 50$ m)	22
Preglednica 25: Širina posamezne cone – smer vetra na krajšo stranico ($b = 15$ m)	23
Preglednica 26: Izračun tlaka vetra – smer vetra na krajšo stranico ($b = 15$ m)	23
Preglednica 27: Širina posamezne cone – smer vetra na daljšo stranico ($b = 80$ m)	23
Preglednica 28: Izračun tlaka vetra – smer vetra na daljšo stranico ($b = 80$ m)	24
Preglednica 29: Širina posamezne cone – smer vetra na daljšo stranico ($b = 15$ m)	24
Preglednica 30: Izračun tlaka vetra – smer vetra na krajšo stranico ($b = 15$ m)	24
Preglednica 31: Projektne vrednosti vplivov (STR)	25
Preglednica 32: Kombinacijski faktorji	25
Preglednica 33: Kombinacije za MSN	26
Preglednica 34: Kombinacija za MSU	26
Preglednica 35: Kombinacije potresnega vpliva za MSN	26
Preglednica 36: Izračun mase streh; kota +39.00 m ($h_{ET} = 3$ m)	27
Preglednica 37: Izračun mase 7.–10. ETAŽE; kota +36.00 m, +33.00 m, +30.00 m; +27.00 m ($h_{ET} = 3$ m)	27
Preglednica 38: Izračun mase 6. ETAŽE; kota +24.00 m ($h_{ET} = 3$ m)	28
Preglednica 39: Izračun mase 1.–5. ETAŽE; kota +20.00 m, +16.00 m, +12.00 m; +8.00 m, +4.00 m ($h_{ET} = 4$ m)	28
Preglednica 40: Izračun mase 5. ETAŽE; kota +20.00 m ($h_{ET} = 4$ m)	29
Preglednica 41: Izračun mase 1.–4. ETAŽE; kota +16.00 m, +12.00 m; +8.00 m, +4.00 m ($h_{ET} = 4$ m)	29

Preglednica 42: Center mas	32
Preglednica 43: Nihajni časi in pripadajoče nihajne oblike za računski model 1	36
Preglednica 44: Nihajni časi in pripadajoče nihajne oblike za računski model 2	37
Preglednica 45: Nihajni časi in pripadajoče nihajne oblike za računski model 3	39
Preglednica 46: Nihajni časi in pripadajoče nihajne oblike za računski model 4	40
Preglednica 47: Nihajni časi in pripadajoče nihajne oblike za računski model 5	41
Preglednica 48: Delež prečne sile, ki jo prevzamejo stene	44
Preglednica 49: Osnovna vrednost faktorja obnašanja	45
Preglednica 50: Določitev vsote dolžine in višine prereza sten	46
Preglednica 51: Določitev faktorja k_w	46
Preglednica 52: Faktor obnašanja	47
Preglednica 53: Nihajni časi in pripadajoče nihajne oblike	48
Preglednica 54: Kontrola etažnih pomikov	51
Preglednica 55: Kontrola upoštevanja teorije drugega reda	52
Preglednica 56: Način porazdelitve obtežbe na ploščo	53
Preglednica 57: Dimenzije zunanjega okvirja v spodnjih etažah	71
Preglednica 58: Dimenzije notranjega okvirja v zgornjih etažah	71
Preglednica 59: Upoštevane obtežne kombinacije za stalni vpliv za okvir	72
Preglednica 60: Upoštevane obtežne kombinacije za potresni vpliv za okvir	73
Preglednica 61: Upoštevane obtežne kombinacije	73
Preglednica 62: Vrednosti ovojnice upogibnih momentov v posamezni gredi	81
Preglednica 63: Potrebna zgornja in spodnja armatura v krajiščih za posamezno gredo	81
Preglednica 64: Potrebna spodnja armatura v krajiščih in polju za posamezno gredo	82
Preglednica 65: Določitev prečnih sil v gredah za »PLUS« smer delovanja potresne obtežbe po metodi načrtovanja nosilnosti	86
Preglednica 66: Določitev prečnih sil v gredah za »MINUS« smer delovanja potresne obtežbe po metodi načrtovanja nosilnosti	86
Preglednica 67: Določitev končne armature v vseh obravnavanih gredah	91
Preglednica 68: Upogibna nosilnost in kontrola upogibnih obremenitev stebra S3 za vse obravnavane obtežne kombinacije	96
Preglednica 69: Upogibna nosilnost in kontrola upogibnih obremenitev stebrov za vse obravnavane obtežne kombinacije	97
Preglednica 70: Kontrola maksimalne količine armature v prečnem prerezu	97
Preglednica 71: Določitev prečnih sil v stebrih po metodi načrtovanja nosilnosti	102
Preglednica 72: Določitev stremenske armature v stebrih	103
Preglednica 73: Določitev minimalne in maksimalne armature	110
Preglednica 74: Izbira začetne minimalne armature	111
Preglednica 75: Izračun potrebne armature v stenah v x smeri	112
Preglednica 76: Izračun potrebne armature v stenah v y smeri	113

KAZALO SLIK

Slika 1: Vzdolžni prerez	3
Slika 2: Tloris pritličja in 1. etaže, namenjene trgovinam	3
Slika 3: Tloris poslovnih prostorov	4
Slika 4: Tloris stanovanjskih prostorov	4
Slika 5: Tloris nosilnega dela konstrukcije	5
Slika 6: Geometrijski opis jedra 1	5
Slika 7: Geometrijski opis jedra 2	6
Slika 8: Diagram faktorja izpostavljenosti	15
Slika 9: Tloris 1.–5. etaže, $z = 20\text{m}$	16
Slika 10: Tloris 6.–11. etaže, $z = 39\text{m}$	16
Slika 11: Koeficient tlaka za $h < b$	17
Slika 12: Koeficient tlaka za $b < h < 2b$	17
Slika 13: Širina posamezne cone za $e > d$	18
Slika 14: Širina posamezne cone za $e < d$	19
Slika 15: Širina posamezne cone za $e > 5d$	20
Slika 16: Računski model 1 izrisan s programom SAP 2000	35
Slika 17: Računski model 2, izrisan s programom SAP 2000	37
Slika 18: Prikaz pripadajoče vplivne površine na obravnavano vozlišče	38
Slika 19: Računski model 3, izrisan s programom SAP 2000	39
Slika 20: Računski model 4, izrisan s programom SAP 2000	40
Slika 21: Računski model 5, izrisan s programom SAP 2000	41
Slika 22: Definiranje projektnega spektra potresa s programom SAP 2000	43
Slika 23: Definiranje potresa v dve pravokotni smeri s programom SAP 2000	44
Slika 24: Dimenzije sten jeder za izračun faktorja k_w	46
Slika 25: Prva nihajna oblika	49
Slika 26: Druga nihajna oblika	49
Slika 27: Tretja nihajna oblika	50
Slika 28: Prikaz enakomerno porazdeljene koristne obtežbe v prvi etaži	53
Slika 29: Prikaz razporeditve koristne obtežbe v obliki šahovnice 1 v prvi etaži	54
Slika 30: Prikaz razporeditve koristne obtežbe v obliki šahovnice 2 v prvi etaži	54
Slika 31: Obtežba snega na strešne plosče	55
Slika 32: Obtežna kombinacija 1, definirana s programom SAP 2000	55
Slika 33: Ovojnica upogibnih momentov m_{11} za določitev spodnje upogibne armature	56
Slika 34: Ovojnica upogibnih momentov m_{11} za določitev zgornje upogibne armature	56
Slika 35: Ovojnica upogibnih momentov m_{22} za določitev spodnje upogibne armature	57
Slika 36: Ovojnica upogibnih momentov m_{22} za določitev zgornje upogibne armature	57
Slika 37: Lokacija pozicije plošč POZ104 in POZ117	58
Slika 38: Plošča POZ104	58
Slika 39: Primerjava obremenitve plošče POZ104, dobljene s programom SAP 2000 in s pomočjo Hahnovih tabel	59
Slika 40: Potrebna in dejanska armatura plošče POZ104	65
Slika 41: Prikaz lege analiziranih okvirjev	70
Slika 42: Oznake elementov in krajišč zunanega okvirja v spodnjih etažah	71

Slika 43: Oznake elementov in krajišč notranjega okvirja v zgornjih etažah	71
Slika 44: Ovojnica upogibnih momentov v krajiščih in v polju v gredi G6 (M_d v kNm).....	73
Slika 45: Sodelujoča širina pasnice ob notranjih stebrih z upoštevanjem gred v prečni smeri ...	74
Slika 46: Izbrana končna armatura v gredi G6 – krajišče 1	76
Slika 47: Kontrola upogibne nosilnosti grede G6 – krajišče 1	76
Slika 48: Sodelujoča širina pasnice ob zunanjih stebrih z upoštevanjem gred v prečni smeri....	78
Slika 49: Izbrana končna armatura v gredi G6 – krajišče 1	80
Slika 50: Kontrola upogibne nosilnosti grede G6 – krajišče 2	80
Slika 51: Prečne sile v gredi G6 pri obtežni kombinaciji $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$	83
Slika 52: Prečne sile v gredi G6 pri obtežni kombinaciji $1,0 \cdot G + \Psi_2 \cdot Q$	83
Slika 53: Prečne sile v gredi G6 pri obtežni kombinaciji $+ E_{xy}$ in $- E_{xy}$	83
Slika 54: Ovojnica prečnih sil v gredi G6 (V_d v kN).	84
Slika 55: Lokacija stebra (rdeča barva) z največjo osno silo	92
Slika 56: Upogibni momenti in pripadajoča osna sila v stebru S3 pri obravnavanih obtežnih kombinacijah.....	94
Slika 57: Kontrola nosilnosti prečnega prereza stebra S3	96
Slika 58: Prečne sile v stebru S3 za posamezno obravnavane obtežne kombinacije (slika levo) in ovojnica prečnih sil (slika desno)	98
Slika 59: Lokacija in geometrijske karakteristike obravnavanega jedra.....	105
Slika 60: Računske osne sile v jedru.....	107
Slika 61: Računske vrednosti notranjih sil $V_{Ed,X}$	107
Slika 62: Računske vrednosti notranjih sil $V_{Ed,Y}$	108
Slika 63: Računske vrednosti notranjih sil $M_{Ed,X}$	109
Slika 64: Računske vrednosti notranjih sil $M_{Ed,Y}$	109
Slika 65: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza jedra okoli osi x	113
Slika 66: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza jedra okoli osi y	114

1 UVOD

Diplomska naloga prikazuje potek projektiranja objekta od idejne zasnove do izdelave armaturnih načrtov za izvedbo v skladu z evrokod standardi.

Obravnavan objekt predstavlja idejno zasnovo študentke arhitekture. Stavba je umeščena v centru Ljubljane in je po namembnosti trgovsko-poslovni stanovanjski objekt, kjer se v spodnjih etažah nahajajo trgovine in poslovni prostori, na vrhu pa stanovanja. Nosilni del konstrukcije predstavljajo armiranobetonski okvirji, plošče in stene jeder. Objekt je v celoti obdan s stekleno fasado na jeklenih nosilcih.

Tloris objekta je v obliki »I« profila. Stranski »pasnici«, tlorisnih dimenzij 15 m x 50 m, imata 5 etaž, etažne višine so 4 m. »Stojina« oz. srednji del objekta, tlorisnih dimenzij 80 m x 50 m, ima 11 etaž, skupne višine 39 m. Etažna višina je od pritličja do 7. etaže 4 m, nato se zmanjša na 3,5 m. Strehi stranskih objektov sta ravni in pohodni, streha srednjega dela pa je ravna in nepohodna.

Začetne dimenzije prečnih prerezov nosilnih elementov konstrukcije je določila arhitektka. Na podlagi omejitev in kontrol, ki jih navaja standard, se dimenzije prečnih prerezov skozi nalogo po potrebi spremenijo oz. povečajo ali pa se le navede potrebne spremembe.

S pomočjo programa SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009), ki je primeren tako za seizmično kot za statično analizo tridimenzionalnih modelov, izdelamo pet različnih prostorskih modelov obravnavane stavbe. Razlike so v izbiri tipa končnih elementov, s katerimi definiramo nosilne elemente konstrukcije in upoštevanje oz. (ne)upoštevanje predpostavke toge diafragme. Različni modeli omogočijo medsebojno kontrolo pravilnosti zasnove modela, na podlagi rezultatov modalne analize.

Na podlagi kontrole pomikov ugotovimo, da predpostavka toge diafragme za obravnavan objekt ni upravičena. Za nadaljnjo analizo izberemo model, kjer so okvirji in jedra definirani z linijskimi elementi, z izjemo plošč, ki jih modeliramo s ploskovnimi elementi.

Notranje statične količine, merodajne za dimenzioniranje, dobimo na podlagi statičnih in dinamičnih vplivov, ki delujejo na konstrukcijo.

Vse obravnavane nosilne elemente dimenzioniramo v skladu z evrokod standardi (EC2-1 in EC8-1). Nosilnost prečnih prerezov z izbrano armaturo preverimo s programom DIAS.

Dimenzioniramo ploščo v 1. etaži. Merodajna je obtežna kombinacija, kjer upoštevamo vpliv stalne in koristne obtežbe. Izračunamo potrebno zgornjo in spodnjo armaturo.

Pri dimenzioniranju okvirja izberemo zunanji okvir, ki poteka skozi prvi dve etaži ter notranji okvir v zadnjih dveh etažah. S tako izbiro dimenzioniramo stebre, kjer imamo največje osne sile (okvir v spodnjih etažah) ter grede na največje prečne sile in upogibne momente (okvir v vrhnjih etažah). Zaradi delovanja potresa v obeh vodoravnih smereh pride v stebrih do dvoosnega upogiba, ki ga je potrebno upoštevati pri določanju potrebne armature. Pri določanju upogibne armature v gredah upoštevamo izbrano armaturo v plošči, znotraj sodelujoče širine grede.

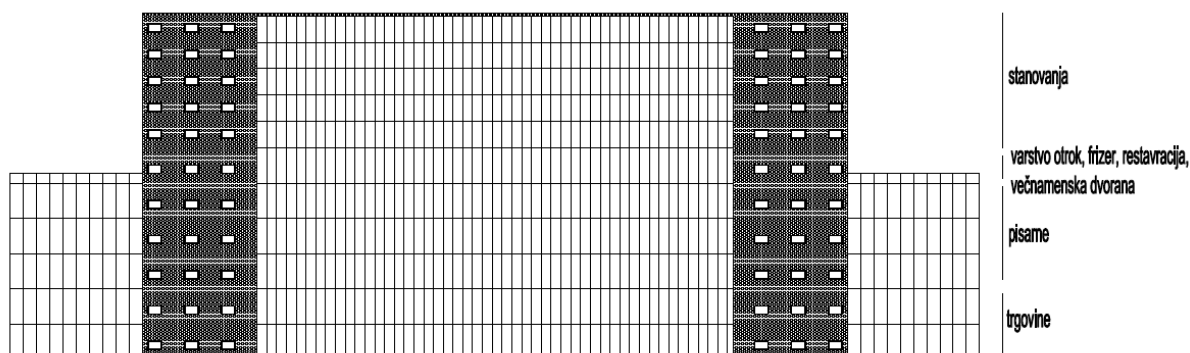
Na koncu dimenzioniramo jedro škatlastega prereza. Določimo potrebno upogibno, strižno in torzijsko armaturo v kritičnem območju. Izven kritičnega območja po višini postopoma zmanjšujemo potrebno armaturo, tako da vseskozi zagotovimo potrebno nosilnost.

Na podlagi zahtev za konstruiranje, ki jih predpisuje standard, narišemo armaturne načrte.

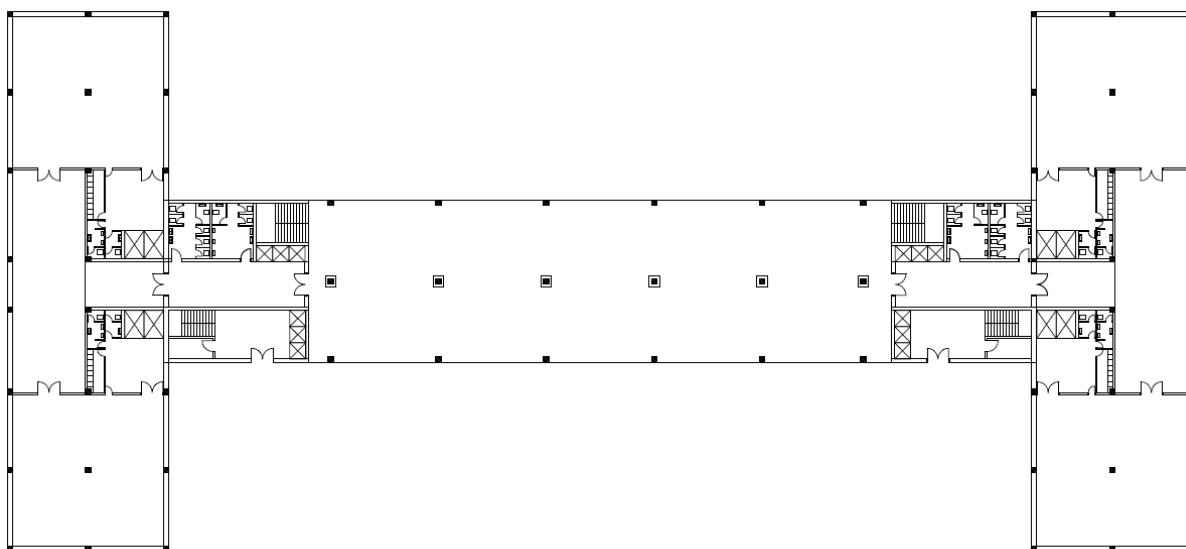
2 KONSTRUKCIJA

2.1 Zasnova konstrukcije

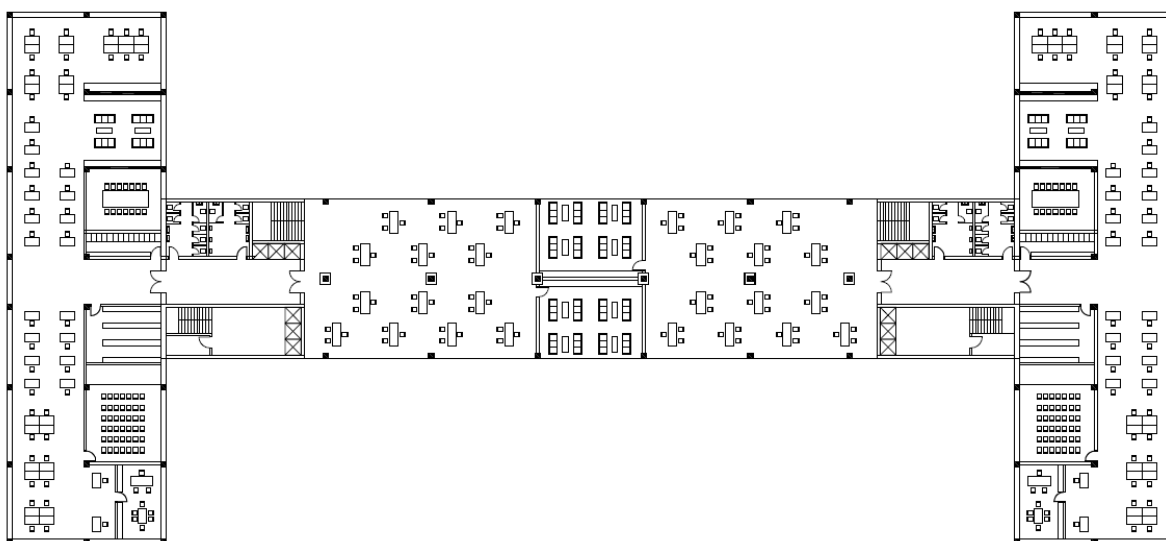
Na spodnjih slikah (Slika 1, 2, 3, 4 in 5) so prikazani vzdolžni prerezi objekta in tlorisi, kot si jih je zamislila in sprojektirala študentka arhitekture. Posamezne etaže so namenjene različnim dejavnostim. V prvih dveh etažah se nahajajo trgovine, nato sledijo tri etaže poslovnih prostorov, etaža, namenjena varstvu otrok in restavracijam, ter na vrhu pet etaž za stanovanja.



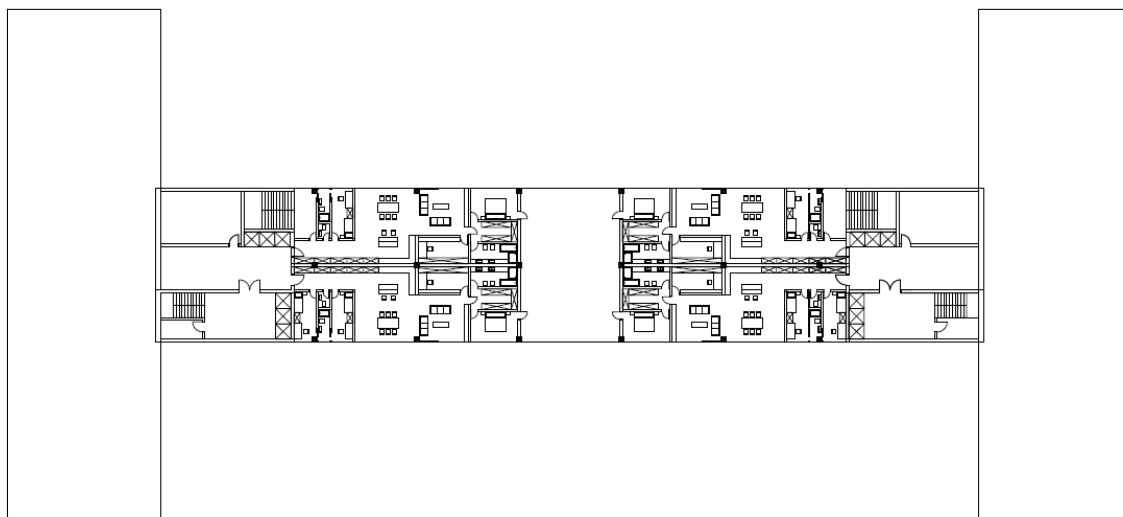
Slika 1: Vzdolžni presek



Slika 2: Tloris pritličja in 1. etaže, namenjene trgovinam



Slika 3: Tloris poslovnih prostorov

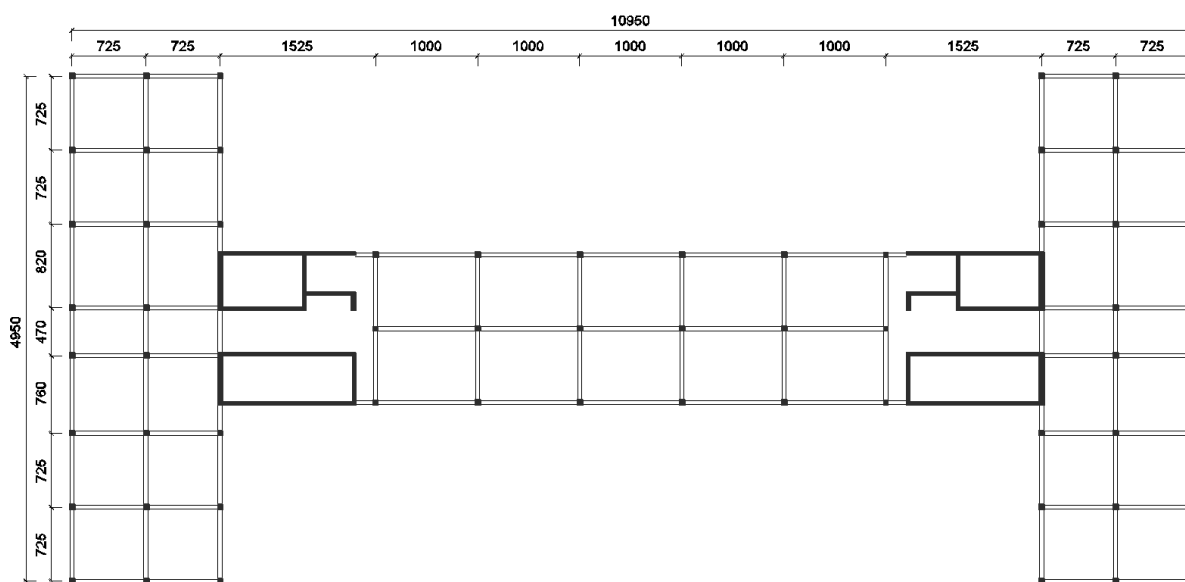


Slika 4: Tloris stanovanjskih prostorov

Obravnavan objekt, ki je tlorisno gledano v obliki »I« profila, opišemo v dveh delih. Prvi del predstavlja levo in desno »krilo« na dveh skrajnih robovih objekta, ki sta po obliki in namembnosti enaki, drugi del pa opisuje višji srednji del stavbe. Vsi deli so pravokotnih oblik tako v prečni kot v vzdolžni smeri. Konstrukcija je približno dvojno simetrična.

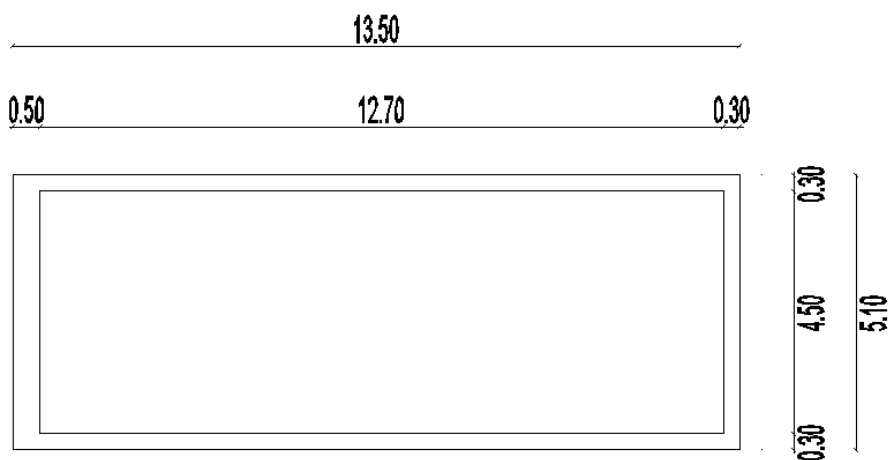
Levo in desno »krilo« imata pet etaž, skupne višine 20 m. Etažna višina je 4 m in je enaka za vse etaže. Tlorisna dimenzija je 15 m × 50 m. Na vrhu je pohodna streha, obdana s parapetom višine 1,2 m. Nosilno konstrukcijo predstavlja okvirni sistem, sestavljen iz armiranobetonskih (AB) stebrov in gred.

Srednji del obravnavanega objekta ima 11 etaž skupne višine 39 m ter je tlorisnih dimenzij 80 m x 15 m in je posledično izredno podolgovat. Etažna višina prvih 6 etaž znaša 4 m, nato pa se višina posamezne etaže do vrha objekta zmanjša na 3 m. Srednji del sestavljajo dva po dva različna AB jedra, namenjena za dvigala in stopnišča, ter okvirni sistem AB stebrov in gred. Jedra so razporejena po obodu in potekajo po celi višini. Stranski del objekta in sicer levo in desno »krilo« sestavljajo okvirji.

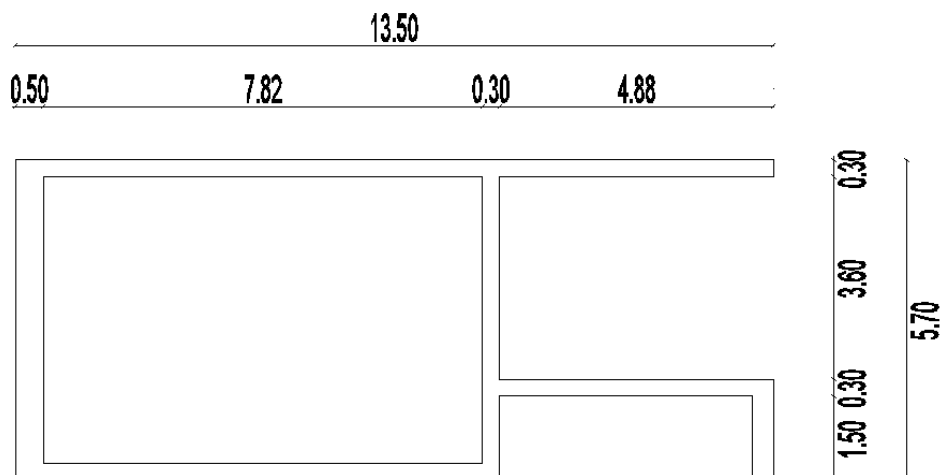


Slika 5: Tloris nosilnega dela konstrukcije

Geometrijski opis jeder je prikazan na Slikah 1 in 2.



Slika 6: Geometrijski opis jedra 1



Slika 7: Geometrijski opis jedra 2

Strešne plošče so armiranobetonske, debeline 0,15 m. Prav tako so iz AB vse medetažne plošče, katerih debelina je v vseh etažah enaka 0,18 m. Streha nad srednjim delom objekta je ravna in nepohodna, strehi levega in desnega »krila« pa sta ravni in pohodni.

Prečni prerez stebrov je 0,5 m x 0,5 m, širina ter višina gred pa $b/h = 0,4 \text{ m}/0,5 \text{ m}$. Dimenzije stebrov in gred so enotne za celoten objekt. Dolžina gred je spremenljiva, in sicer od najmanjše dolžine 4,7 m do največje, ki meri 12 m.

2.2 Uporabljen material

Uporabljen material za nosilni sistem konstrukcije je armiran beton, in sicer beton trdnostnega razreda C40/50, ki ima po standardu (EC2-1/3.1.3) naslednje karakteristike:

- $E_{cm} = 3500 \text{ kN/cm}^2$,
- $f_{ck} = 4,0 \text{ kN/cm}^2$,
- $f_{ck, cube} = 5,0 \text{ kN/cm}^2$,
- $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

Za armiranje se uporabi jeklo kvalitete S500-A, ki ima po Priročniku za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih (Beg (ur.) in Pogačnik (ur.), 2009) naslednje karakteristike:

- $E_s = 20.000 \text{ kN/cm}^2$,
- $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$,
- $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$.

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

3.1 VERTIKALNA OBTEŽBA

3.1.1 Lastna teža

Po standardu je lastna teža definirana kot stalni nepomični vpliv (EC1-1). Vpliv lastne teže, s katero zajamemo težo jeder, stebrov in gred, nam izračuna program SAP 2000 samodejno.

3.1.2 Stalna obtežba

Obtežbo zaradi različnih ne-konstrukcijskih delov, ki služijo kot balast, je treba upoštevati kot stalni vpliv, prav tako stalni vpliv predstavlja tudi obtežba zemljine na strehah in terasah, ki v našem primeru ne nastopa.

Stalno obtežbo, ki deluje na površino objekta, izračunamo s pomočjo debeline in specifične teže posameznega materiala.

Preglednica 1: Izračun stalne obtežbe strešne plošče

Konstrukcijski sklop strešne plošče	Debelina [m]	Specifična teža [kN/m ³]	Stalna obtežba [kN/m ²]
Plošče (pohodne, naravni kamen)	0,02	28	0,56
Hidroizolacija	0,008	22	0,17
Toplotna izolacija	0,16	1	0,16
AB plošča	0,15	25	3,75
Omet	0,02	18	0,36
Skupaj			5,00 kN/m²

Preglednica 2: Izračun stalne obtežbe medetažne plošče (trgovine in pisarne)

Konstrukcijski sklop medetažne plošče (trgovine in pisarne)	Debelina [m]	Specifična teža [kN/m ³]	Stalna obtežba [kN/m ²]
Talna obloga (naravni kamen)	0,02	28	0,56
Cementni estrih	0,06	24	1,44
Toplotna in zvočna izolacija	0,05	1	0,05
AB plošča	0,18	25	4,50
Omet	0,02	18	0,36
Skupaj			6,91 kN/m²

Preglednica 3: Izračun stalne obtežbe medetažne plošče (bivalni prostori)

Konstrukcijski sklop medetažne plošče (trgovine in pisarne)	Debelina [m]	Specifična teža [kN/m ³]	Stalna obtežba [kN/m ²]
Parket (brezov les)	0,02	6,8	0,136
Cementni estrih	0,06	24	1,44
Toplotna in zvočna izolacija	0,05	1	0,05
AB plošča	0,18	25	4,50
Omet	0,02	18	0,36
Skupaj			6,486 kN/m²

Preglednica 4: Izračun stalne obtežbe steklene fasade

Konstrukcijski sklop steklene fasade	Stalna obtežba [kN/m ²]
Steklo »RX WARM 1,1« (proizvajalec REFLEX d.o.o.)	0,40
Jekleni nosilci	0,10
Skupaj	0,50 kN/m²

Ker so posamezna fasadna okna površine med 3,3m² in 6,0m², je primerna izbira zasteklitve tipa »RX WARM 1,1« debeline 8/16/8mm, saj je priporočena maksimalna površina pri uporabi slednjega tipa zasteklitve 7,5m².

Preglednica 5: Izračun stalne obtežbe podesta

Konstrukcijski sklop podesta	Debelina [m]	Specifična teža [kN/m ³]	Stalna obtežba [kN/m ²]
Granit	0,02	28	0,56
Cementni estrih	0,06	24	1,44
Toplotna in zvočna izolacija	0,05	1	0,05
AB plošča	0,18	25	4,50
Omet	0,02	18	0,36
Skupaj			6,91 kN/m²

Preglednica 6: Izračun stalne obtežbe stopniščne rame do 5. etaže

Konstrukcijski sklop podesta (š = 28 cm, v = 16,67 cm, φ=33°)	Debelina [m]	Specifična teža [kN/m ³]	Stalna obtežba [kN/m ²]
Granit	0,033	28	0,93
Stopnice	0,083	25	2,08
AB plošča	0,215	25	5,37
Omet	0,024	18	0,43
Skupaj			8,81 kN/m²

Preglednica 7: Izračun stalne obtežbe stopniščne rame od 6. do 10. etaže

Konstrukcijski sklop podesta ($\bar{s} = 28 \text{ cm}$, $v = 12,5 \text{ cm}$, $\varphi = 26^\circ$)	Debelina [m]	Specifična teža [kN/m ³]	Stalna obtežba [kN/m ²]
Granit	0,030	28	0,85
Stopnice	0,063	25	1,56
AB plošča	0,200	25	5,01
Omet	0,022	18	0,40
Skupaj			7,82 kN/m²

3.1.3 Koristna obtežba

Koristno obtežbo upoštevamo kot spremenljiv pomični vpliv oz. kot navidezno statični vpliv.

Pri projektiranju etažne talne konstrukcije koristno obtežbo upoštevamo kot pomični vpliv, katero razporedimo na tiste dele površin, ki povzročajo najbolj neugoden vpliv (EC1-1/6.2).

3.1.3.1 Stanovanjske, javne, trgovske in upravne površine

Pri projektiranju stebrov in sten, ki nosijo več etaž, se upošteva koristna obtežba, enakomerno porazdeljena po površini vseh etaž.

Glede na to, da je obravnavan objekt dejansko stanovanjska, trgovska in poslovna stavba, je potrebno površine v skladu z evrokod standardom razvrstiti v posamezne kategorije (EC1-1/6.3.1.2).

Pritličje in prvo etažo razvrstimo v kategorijo D2, ki velja za površine v veleblagovnicah. 2., 3. in 4. etažo, namenjene pisarnam, razvrstimo v kategorijo B in etažo 5, kjer se nahajajo restavracije in vrtci, v kategorijo C1. Ostale etaže, namenjene bivalnim prostorom, pa v kategorijo A.

Na podlagi definiranih kategorij smo določili karakteristične vrednosti vplivov q_k , s katerimi je potrebno projektirati. Določimo velikost koristne obtežbe v posameznih etažah na podlagi namembnosti prostora (EC1-1/6.3.1.2).

Preglednica 8: Določitev vrednosti koristne obtežbe

Kategorija in opis uporabe prostora	Vrednost koristne obtežbe
Kategorija A – bivalni prostori	2,0 kN/m ²
Kategorija B – pisarne	3,0 kN/m ²
Kategorija C1 – restavracije, vrtci	3,0 kN/m ²
Kategorija D2 – trgovine	5,0 kN/m ²

3.1.3.2 Predelne stene

Objekt sestavljajo predelne stene različnih debelin, in sicer med 5 cm in 30cm. V večini so predelne stene debeline 20 cm. Za lažji izračun posplošimo in prevzamemo, da so vse predelne stene debeline 20 cm.

Izberem Knauf predelno steno tip »W365 Vidiwall pregradna stena«.

Preglednica 9: Lastna teža predelnih sten

Konstrukcijski sklop predelne stene »W365 Vidiwall pregradna stena«	Debelina	Lastna teža
Mavčno vlaknene plošče Vidiwall	2 m xx 0,0125 m	
Izolacijski sloj iz mineralne volne	0,05 m	
Votel prostor	0,10 m	
Dvojna jeklena podkonstrukcija		
Mavčno vlaknene plošče Vidiwall	2 m xx 0,0125 m	
Skupaj		0,66 kN/m²

Lastna teža premičnih predelnih sten v prvih 6 etažah (višine 4 m) znaša 2,64 kN/m, v ostalih etažah (višine 3,0 m) pa 1,98 kN/m, kar je manj kot maksimalna predpisana vrednost 3,0 kN/m (EC1-1/6.3.1.2 (8)). Standard dovoljuje, da se ob pogoju, da tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe, lastna teža premičnih predelnih sten lahko upošteva kot enakomerno porazdeljena koristna obtežba, in sicer $q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$.

3.1.3.3 Strehe

Na levem in desnem »krilu« objekta je streha ravna in pohodna, zato smo jo razvrstili v kategorijo obteženih površin I (C3:površine brez ovir za gibanje ljudi), kjer znaša enakomerna obtežba $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$. Streha srednjega dela je nepohodna in jo posledično razvrstimo v kategorijo obtežnih površin H, za katero je priporočena vrednost $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$.

3.1.3.4 Obtežba snega na strehi

Obtežbo snega upoštevamo kot spremenljivo nepomično obtežbo inkot statični vpliv (EC1-3/2).

Obtežba snega deluje navpično in se nanaša na vodoravno projekcijo strešne površine (EC1-3/5.2 (4)).

Za trajna/začasna projektna stanja obtežbo snega na strehi določimo po formuli:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,21 \text{ kN/m}^2$$

μ_1 ... oblikovni koeficient obtežbe snega

C_e ... koeficient izpostavljenosti

C_t ... toplotni koeficient, ki se upošteva za zmanjšanje obtežbe snega pri

streah z veliko toplotno prevodnostjo ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$)

s_k ... karakteristična vrednost obtežbe snega na tleh

Podatki o objektu, ki vplivajo na določitev karakteristične vrednosti obtežbe snega:

Lokacija Ljubljana

Cona vpliva snega A2

Nadmorska višina 300 m

$$s_k = 1,293 * \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 * \left[1 + \left(\frac{300}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \text{ kN/m}^2$$

A ... nadmorska višina kraja

$\mu_1 = 0,8$; za ravno streho ($\alpha = 0^\circ$)

$C_e = 1,0$; za običajen teren

$C_t = 1,0$

3.2 HORIZONTALNA OBTEŽBA

3.2.1 Obtežba vetra

Vplivi vetra se spreminjajo s časom in delujejo neposredno kot tlak na zunanje površine ploskev konstrukcije ter posredno tudi na notranje površine. Tlak deluje na površine ploskev kot rezultirajoča sila pravokotno na ploskev (EC1-4/3.1).

Vpliv vetra je definiran kot spremenljiv nepomični vpliv.

3.2.1.1 Osnovna hitrost vetra

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0} = 1,0 * 1,0 * \frac{20 \text{ m}}{\text{s}} = 20 \text{ m/s}$$

v_b ... osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10m nad terenom

II. kategorije

$v_{b,0}$... temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra

C_{dir} ... smerni faktor

C_{season} ... faktor letnega časa

Za C_{season} in C_{dir} sta priporočeni vrednosti 1,0.

Na podlagi podatkov o lokaciji objekta določimo osnovno hitrost vetra $v_{b,0}=20 \text{ m/s}$.

Lokacija Ljubljana

Cona vpliva vetra CONA 1

Nadmorska višina 300 m

3.2.1.2 Srednji veter

$$v_m(z) = C_r(z) * C_0(z) * v_b$$

$v_m(z)$... srednja hitrost vetra na višini z nad tlemi

$C_r(z)$... faktor hrapavosti

$C_0(z)$... faktor hribovitosti

Faktor hrapavosti $C_r(z)$ upošteva spremenljivost srednje hitrosti vetra na kraju konstrukcije zaradi višine nad tlemi in hrapavosti tal na privetrni strani konstrukcije v smeri vetra (EC1-4/4.3.2).

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{za} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \quad \text{za} \quad z \leq z_{min}$$

z_0 ... hrapavostna dolžina

k_r ... faktor terena, ki je odvisen od hrapavostne dolžine z_0

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

Vrednosti z_0 in z_{min} sta odvisni od terena, ki je po standardu razdeljen v 5 kategorij. Za objekt v središču prestolnice/mesta se upošteva IV. kategorija terena.

Preglednica 10: Vrednosti z_0 in z_{min}

Kategorija terena	z_0 [m]	z_{min} [m]
IV Področje, kjer je najmanj 15 % površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m.	1,0	1,0

$$z_{max} = 200 \text{ m}$$

$$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$$

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} = 0,234$$

Faktor hrapavosti $C_r(z)$ na vrhu krajnih 5-etažnih delov objekta višine 20 m ter srednjega 11-etažnega objekta višine 39 m.

$$C_r(z = 20 \text{ m}) = 0,234 * \ln(20) = 0,701$$

$$C_r(z = 39 \text{ m}) = 0,234 * \ln(39) = 0,857$$

Za faktor hribovitosti vzamemo priporočeno vrednost:

$$C_0(z) = 1,0$$

$$v_m(z = 20 \text{ m}) = 0,701 * 1,0 * 20 \text{ m/s} = 14,02 \text{ m/s}$$

$$v_m(z = 39 \text{ m}) = 0,857 * 1,0 * 20 \text{ m/s} = 17,14 \text{ m/s}$$

3.2.1.3 Vetrna turbulenca

$$l_v(z) = \frac{k_l}{C_0 * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$l_v(z)$... intenziteta turbulence na višini z

k_l ... turbulentni faktor

Za turbulentni faktor vzamemo priporočeno vrednost:

$$k_l = 1,0$$

$$l_v(z = 20 \text{ m}) = \frac{1,0}{1,0 * \ln(20)} = 0,33$$

$$l_v(z = 39 \text{ m}) = \frac{1,0}{1,0 * \ln(39)} = 0,27$$

3.2.1.4 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

$$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) = C_e(z) * q_b$$

$q_p(z)$... tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra na višini z

ρ ... gostota zraka na obravnavanem območju

$C_e(z)$... faktor izpostavljenosti

q_b ... osnovni tlak vetra

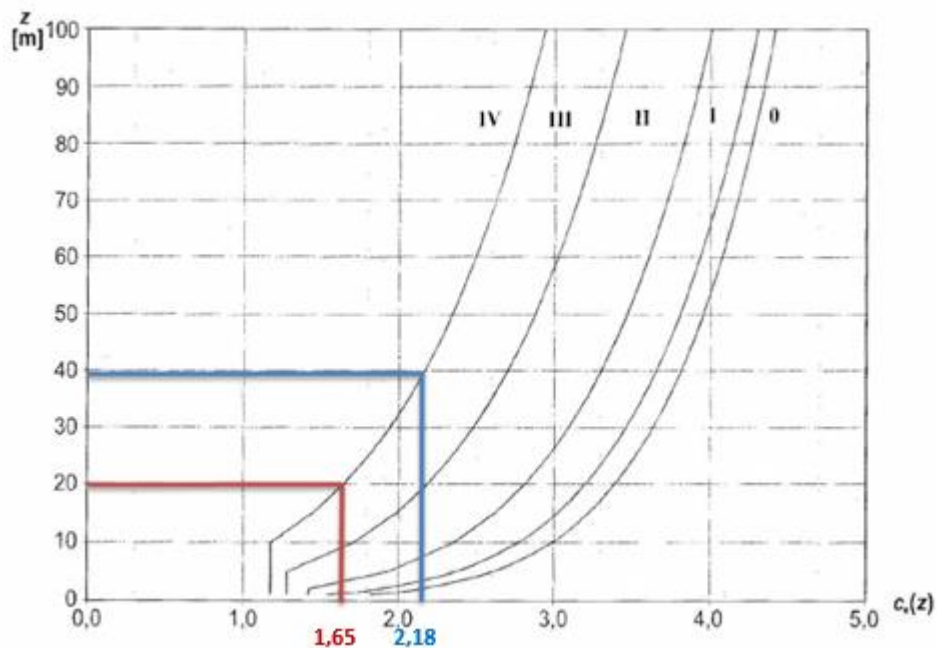
Za gostoto zraka vzamemo priporočeno vrednost:

$$\rho = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 = \frac{1}{2} * 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \left(20 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 0,250 \text{ kN/m}^2$$

$$C_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

Za primer ravnega terena je faktor izpostavljenosti določen kot funkcija višine nad terenom in kategorije terena (IV. kategorija):



Slika 8: Diagram faktorja izpostavljenosti

$$q_p(z = 20 \text{ m}) = [1 + 7 * 0,33] * \frac{1}{2} * 1,25 * \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \left(14,02 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 0,406 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_p(z = 20 \text{ m}) = 1,65 * 0,250 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,413 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(z = 39 \text{ m}) = [1 + 7 * 0,27] * \frac{1}{2} * 1,25 * \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \left(17,14 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 0,530 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_p(z = 39 \text{ m}) = 2,18 * 0,250 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,545 \text{ kN/m}^2$$

V obeh primerih prevzamemo večjo vrednost.

3.2.1.5 Tlak vetra na ploskve

$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe} \quad W_i = q_p(z_i) * C_{pi}$$

W_e ... tlak vetra na zunanje ploskve W_i ... tlak vetra na notranje ploskve

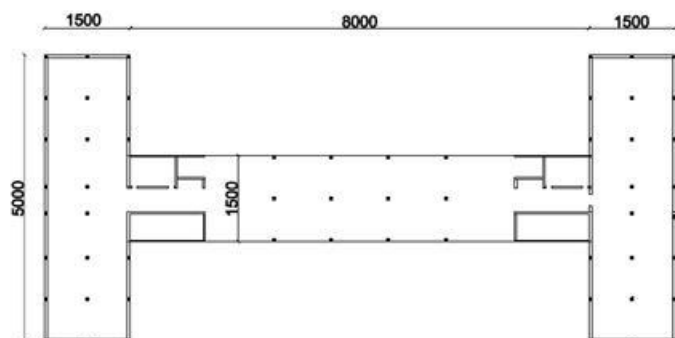
$q_p(z_e)$... največji tlak pri sunkih vetra $q_p(z_i)$... največji tlak pri sunkih vetra

C_{pe} ... koeficient zunanje tlaka C_{pi} ... koeficient notranje tlaka

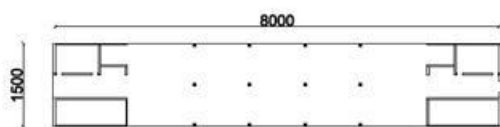
z_e ... referenčna višina za zunanji tlak z_i ... referenčna višina za notranji tlak

3.2.1.6 Koeficienti tlaka za stavbe

Objekt razdelimo na tri pravokotne tlorise, in sicer na levo oz. desno krilo in na srednji del.



Slika 9: Tloris 1.–5. etaže, z = 20m

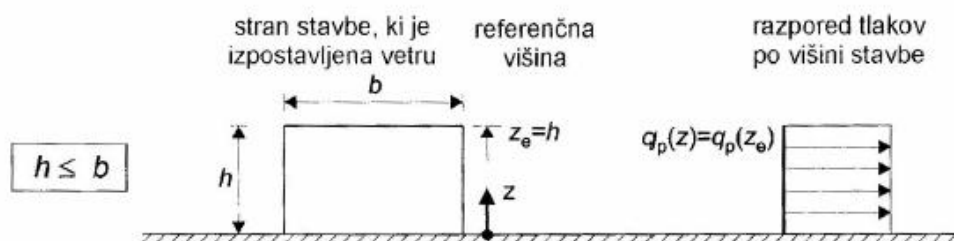


Slika 10: Tloris 6.–11. etaže, z = 39m

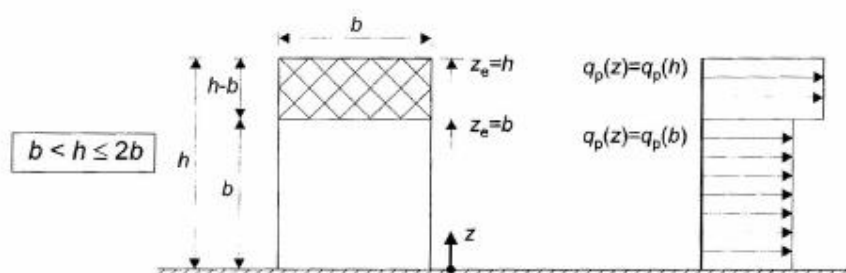
Za navpične stene stavb s pravokotnim tlorisom:

Preglednica 11: Dimenzije objekta za določanje koeficienta tlaka za stavbe

		h [m]	b [m]	
Levo/desno krilo	1	20	50	$h \leq b$
	2	20	15	$b < h \leq 2b$
Srednji del	3	39	80	$h \leq b$



Slika 11: Koeficient tlaka za $h < b$



Slika 12: Koeficient tlaka za $b < h < 2b$

3.2.1.6.1 Razdelitev sten na področja

Določimo e , ki predstavlja manjšo vrednost med stranicami b in $2h$, s katero lahko razdelimo steno na posamezna področja.

b ... širina prečno na smer vetra

Preglednica 12: Določitev vrednosti e in d

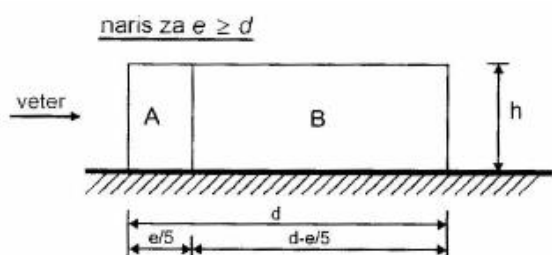
		b [m]	$2h$ [m]	e [m]	d [m]	
Levo/desno krilo	1	50	40	40	15	$e > d$
	2	15	40	15	50	$e < d$
Srednji del	3	80	78	78	15	$e > 5d$
	4	15	78	15	80	$e < d$

$$q_{p,i} = c_{pe,10} * c_e * q_b$$

Na globalno obnašanje objekta vplivata le obtežbi vetra v conah D in E. Obtežbe v ostalih conah se upoštevajo za ustrezno pritrditev fasadnih elementov.

Smer vetra prečno na daljšo stranico (b = 50 m) levega/desnega krila (h = 20 m)Preglednica 13: Širina posamezne cone za $e > d$ **Širina posamezne cone**

Cona A	$e/5 = 40 \text{ m}/5$	8 m
Cona B	$D - e/5 = 15 \text{ m} - 40 \text{ m}/5$	7 m

**Slika 13: Širina posamezne cone za $e > d$** Preglednica 14: Koeficient tlaka vetra za posamezne cone za $e > d$

$h/d=1,33$	Cona A	Cona B	Cona C	Cona D	Cona E
$C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,517
$C_{pe,1}$	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,517
$q_{p,i} [\text{kN/m}^2]$	-0,495	-0,33	-0,206	0,33	-0,213

Izračun tlaka vetra za cono D:

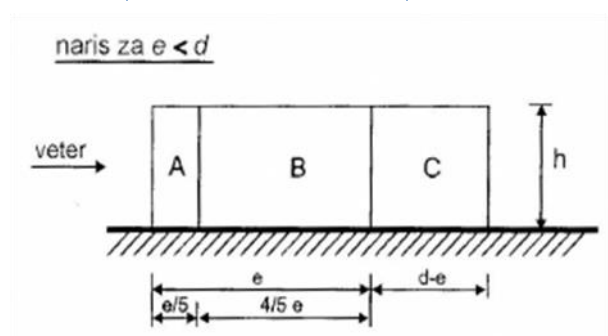
$$q_{p,D} = c_{pe,10,D} * c_e(h) * q_b = 0,8 * 1,65 * 0,250 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Smer vetra prečno na krajšo stranico ($b = 15 \text{ m}$) levega/desnega krila ($h = 20 \text{ m}$)

Preglednica 15: Širina posamezne cone za $e < d$

Širina posamezne cone

Cona A	$e/5 = 15 \text{ m}/5$	3 m
Cona B	$4/5e = (4/5) \cdot 15 \text{ m}$	12 m
Cona C	$D - e = 50 \text{ m} - 15 \text{ m}$	35 m



Slika 14: Širina posamezne cone za $e < d$

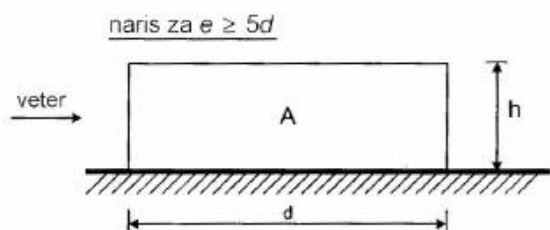
Preglednica 16: Koeficient tlaka vetra za posamezne cone za $e < d$, $h/d = 0,4$

$h/d=0,40$	Cona A	Cona B	Cona C	Cona D	Cona E
$C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,72	-0,34
$C_{pe,1}$	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,34
$q_{p,i} [\text{kN/m}^2]$	-0,495	-0,33	-0,206	0,297	-0,140

Preglednica 17: Koeficient tlaka vetra za posamezne cone za $e < d$, $h/d = 0,3$

$h^*/d=0,3$	Cona A	Cona B	Cona C	Cona D	Cona E
$C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,31
$C_{pe,1}$	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,31
$q_{p,i} [\text{kN/m}^2]$	-0,495	-0,33	-0,206	0,293	-0,128

$$h^* = b = 15 \text{ m}$$

Smer vetra prečno na daljšo stranico ($b = 80$ m) srednjega dela objekta ($h = 39$ m)Slika 15: Širina posamezne cone za $e > 5d$ Preglednica 18: Širina posamezne cone za $e > 5d$ **Širina posamezne cone**

Cona A	d	15 m
---------------	-----	------

Preglednica19: Koeficient tlaka vetra za posamezne cone za $e > 5d$

$h/d=2,6$	Cona A	Cona B	Cona C	Cona D	Cona E
$C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,80	-0,58
$C_{pe,1}$	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,58
$q_{p,i}$ [kN/m ²]	-0,654	-0,436	-0,273	0,436	-0,316

Smer vetra prečno na krajšo stranico ($b = 15$ m) srednjega dela objekta ($h = 39$ m)Preglednica 20: Širina posamezne cone za $e < d$ **Širina posamezne cone**

Cona A	$e/5 = 15 \text{ m}/5$	3 m
Cona B	$4/5e = (4/5)*15 \text{ m}$	12 m
Cona C	$d - e = 80 \text{ m} - 15 \text{ m}$	65 m

Preglednica 21: Koeficient tlaka vetra za posamezne cone za $e < d$

$h/d = 0,975$	Cona A	Cona B	Cona C	Cona D	Cona E
$C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,80	-0,49
$C_{pe,1}$	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,49
$q_{p,i} [kN/m^2]$	-0,654	-0,436	-0,273	0,436	-0,269

$$q_{p,D} = c_{pe,10,D} * c_e(h) * q_b = 0,8 * 2,18 * 0,250 \frac{kN}{m^2} = 0,436 \frac{kN}{m^2}$$

3.2.1.7 Tlak vetra na ravno streho

Obravnavana streha ima nagib manjši od 5° , zato jo obravnavamo kot ravno streho.

Tlorisne dimenzije in vrsta strehe so podane v spodnji tabeli.

Preglednica 22: Tlorisne dimenzije in vrsta strehe za določitev tlaka vetra na ravno streho

		b [m]	2h [m]	e [m]	d [m]	Vrsta strehe
Levo/desno krilo	1	50	40	40	15	Streha s parapeti
	2	15	40	15	50	
Srednji del	3	80	78	78	15	Ostri kapni rob
	4	15	78	15	80	

b ... širina prečno na smer vetra

$$e = \min(b, 2h)$$

h_p ... višina parapeta

$$q_{p,i} = c_{pe,10} * c_e * q_b$$

Smer vetra prečno na daljšo stranico (b=50m) levega/desnega krila (h=20m, h=1,1m)

Preglednica 23: Širina posamezne cone – smer vetra na daljšo stranico (b=50 m)

Širina posamezne cone

Cona F	$e/10 = 40 \text{ m}/10$	4 m
	$e/4 = 40 \text{ m}/4$	10 m
Cona G	$e/10 = 40 \text{ m}/10$	4 m
	$b - e/2 = 50 - 40 \text{ m}/2$	30 m
Cona H	$4e/10 = 160 \text{ m}/10$	16 m
Cona I	$d - e/2 = 15 \text{ m} - 40 \text{ m}/2$	5 m

Preglednica 24: Izračun tlaka vetra – smer vetra na daljšo stranico (b = 50 m)

$h_p/h=0,055$	Cona F	Cona G	Cona H	Cona I
$C_{pe,10}$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
$C_{pe,1}$	-2,0	-1,6	-1,2	$\pm 0,2$
$q_{p,i} [\text{kN/m}^2]$	-0,578	-0,371	-0,289	$\pm 0,083$

Primer izračuna tlaka vetra za cono F:

$$q_{p,F} = c_{pe,10,F} * c_e(h) * q_b = -1,4 * 1,65 * 0,250 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -0,578 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Smer vetra prečno na krajšo stranico (b = 15 m) levega/desnega krila (h = 20 m, h_p = 1,1m)

Preglednica 25: Širina posamezne cone – smer vetra na krajšo stranico (b = 15 m)

Širina posamezne cone

Cona F	$e/10 = 15 \text{ m}/10$	1,5 m
	$e/4 = 15 \text{ m}/4$	3,75 m
Cona G	$e/10 = 15 \text{ m}/10$	1,5 m
	$b - e/2 = 15 - 15 \text{ m}/2$	7,5 m
Cona H	$4e/10 = 60 \text{ m}/10$	6 m
Cona I	$d - e/2 = 50 \text{ m} - 15 \text{ m}/2$	42,5 m

Preglednica 26: Izračun tlaka vetra – smer vetra na krajšo stranico (b = 15 m)

h_p/h = 0,055	Cona F	Cona G	Cona H	Cona I
C_{pe,10}	-1,4	-0,9	-0,7	±0,2
C_{pe,1}	-2,0	-1,6	-1,2	±0,2
q_{p,i} [kN/m²]	-0,578	-0,371	-0,289	±0,083

Smer vetra prečno na daljšo stranico (b = 80 m) srednjega dela objekta (h = 39 m)

Preglednica 27: Širina posamezne cone – smer vetra na daljšo stranico (b = 80 m)

Širina posamezne cone

Cona F	$e/10 = 78 \text{ m}/10$	7,8 m
	$e/4 = 78 \text{ m}/4$	19,5 m
Cona G	$e/10 = 78 \text{ m}/10$	7,8 m
	$b - e/2 = 80 \text{ m} - 15 \text{ m}/2$	72,5 m
Cona H	$4e/10 = 312 \text{ m}/10$	31,2 m
Cona I	$d - e/2 = 15 \text{ m} - 78 \text{ m}/2$	24 m

Preglednica 28: Izračun tlaka vetra – smer vetra na daljšo stranico (b = 80 m)

	Cona F	Cona G	Cona H	Cona I
$C_{pe,10}$	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$
$C_{pe,1}$	-2,5	-2,0	-1,2	$\pm 0,2$
$q_{p,i} [kN/m^2]$	-0,981	-0,654	-0,382	$\pm 0,109$

Primer izračuna tlaka vetra za cono F:

$$q_{p,F} = c_{pe,10,F} * c_e(h) * q_b = -1,8 * 2,18 * 0,250 \frac{kN}{m^2} = -0,981 \frac{kN}{m^2}$$

Smer vetra prečno na daljšo stranico (b = 15 m) srednjega dela objekta (h = 39 m)

Preglednica 29: Širina posamezne cone – smer vetra na daljšo stranico (b = 15 m)

Širina posamezne cone

Cona F	e/10 = 15 m/10	1,5 m
	e/4 = 15 m/4	3,75 m
Cona G	e/10 = 15 m/10	1,5 m
	b - e/2 = 15m --15m/2	7,5 m
Cona H	4e/10 = 60 m/10	6 m
Cona I	d - e/2 = 80 m--15 m/2	72,5 m

Preglednica 30: Izračun tlaka vetra – smer vetra na krajšo stranico (b = 15 m)

h/d=0,488	Cona F	Cona G	Cona H	Cona I
$C_{pe,10}$	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$
$C_{pe,1}$	-2,5	-2,0	-1,2	$\pm 0,2$
$q_{p,i} [kN/m^2]$	-0,981	-0,654	-0,382	$\pm 0,109$

Ker na ravno streho srk deluje pozitivno, ima kombinacijski faktor 0, posledično smo njegov vpliv zanemarili.

3.2.2 Kombinacije vplivov

3.2.2.1 Mejno stanje nosilnosti v stalnih in začasnih projektnih stanjih

Za dimenzioniranje konstrukcijskih elementov (STR), kadar ne upoštevamo geotehničnih vplivov, uporabimo projektne vrednosti vplivov, kot so prikazani v spodnji tabeli (EC0-4/A.1.3.1).

Preglednica 31: Projektne vrednosti vplivov (STR)

Mejno stanje nosilnosti	$\gamma_{G,j, sup}$	$\gamma_{Q,1}$	$\psi_{0,2} \gamma_{Q,2}$
EQU-statično ravnotežje	1,35	1,5	1,5 $\psi_{0,2}$
STR	1,35	1,5	1,5 $\psi_{0,2}$

Vrednosti kombinacijskih faktorjev za vplive na obravnavano stavbo (EC0-4/Preglednica A.1.1).

Preglednica 32: Kombinacijski faktorji

Vpliv	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Koristna obtežba			
Kategorija A: bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: pisarne	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija H: strehe	0	0	0
Obtežba snega za kraje z nadmorsko višino pod 1000 m	0,5	0,2	0
Obtežba vetra	0,6	0,2	0

Določimo vse možne kombinacije. Da smo pri izračunu na varni strani, za koristno obtežbo izberemo vrednosti kombinacijskih faktorjev za trgovine, ki so največji in posledično najbolj neugodni.

Koristno obtežbo nanašamo na dva načina. Pri prvem koristno obtežbo porazdelimo po celotni plošči, pri drugem načinu pa jo nanašamo v obliki šahovnice ($\text{koristna}_{\text{sah}}$ in $\text{koristna}_{\text{sah}2}$).

Preglednica 33: Kombinacije za MSN

Obtežna kombinacija	STALNA	KORISTNA POVSOD	KORISTNA ŠAHOVNICA1	KORISTNA ŠAHOVNICA2	SNEG	VETER
1	1,35	1,5			$1,5^* \psi_0$	$1,5^* \psi_0$
2	1,35	$1,5^* \psi_0$			$1,5^* \psi_0$	1,5
3	1,35	$1,5^* \psi_0$			1,5	$1,5^* \psi_0$
4	1,35		1,5		$1,5^* \psi_0$	$1,5^* \psi_0$
5	1,35		1,5			
6	1,35			1,5	$1,5^* \psi_0$	$1,5^* \psi_0$
7	1,35			1,5		

3.2.2.2 Mejno stanje uporabnosti

Preglednica 34: Kombinacija za MSU

Obtežna kombinacija	STALNA	KORISTNA POVSOD
1	1,0	1,0

3.2.3 Potresni vpliv

3.2.3.1 Kombinacija potresnega vpliva z drugimi vplivi

Kombinacija vplivov pri potresu se določi po naslednji enačbi (EC0-4/6.4.3.4 (6.12.b)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,1}$$

Delni faktorji so enaki 1,0, kombinacijske faktorje pa razberemo iz tabele (Preglednica 12).

Preglednica 35: Kombinacije potresnega vpliva za MSN

Obtežna kombinacija	STALNA	KORISTNA POVSOD	POTRES – SMER VZBUJANJA V X	POTRES – SMER VZBUJANJA V Y
8	1,0	$1,0 * \psi_2$	1,0	0,3
9	1,0	$1,0 * \psi_2$	0,3	1,0

Kombinacijski faktor za sneg in veter je enak nič, zato njihovega vpliva ne upoštevamo. Za strehe so vrednosti $\psi_i = 0$.

3.2.3.2 Račun mas po etažah (potresni vpliv)

Preglednica 36: Izračun mase streh; kota +39.00 m ($h_{ET} = 3$ m)

Konstrukcijski element	Masa [kN]
Strešna plošča	$(81 \text{ m} * 15 \text{ m}) * 5 \text{ kN/m}^2 = 6.075 \text{ kN}$
Grede	$205,6 \text{ m} * 0,4 * (0,5 - 0,15) \text{ m}^2 * 25 \text{ kN/m}^3 = 719,6 \text{ kN}$
Stopnice	$(2 * 4,88 \text{ m} * 3,6 \text{ m} + 2 * 4,28 \text{ m} * 2,4 \text{ m}) * 1/2 * 10 \text{ kN/m}^2 = 278,4 \text{ kN}$
Stene v jedru	$2 * (11,70 \text{ m} + 12,75 \text{ m}) * (3 \text{ m}/2) * 25 \text{ kN/m}^3 = 1.833,8 \text{ kN}$
Stebri	$12 * 0,50 * 0,5 \text{ m}^2 * (3 \text{ m}/2) * 25 \text{ kN/m}^3 = 112,5 \text{ kN}$
Steklena fasada z nosilci	$(2 * 15 \text{ m} + 2 * 81 \text{ m}) * (3 \text{ m}/2) * 0,5 \text{ kN/m}^3 = 144 \text{ kN}$
SKUPAJ	9.163,6 kN

Preglednica 37: Izračun mase 7.–10. ETAŽE; kota +36.00 m, +33.00 m, +30.00 m; +27.00 m ($h_{ET} = 3$ m)

Konstrukcijski element	Masa [kN]
Strešna plošča	$(81 \text{ m} * 15 \text{ m}) * 6,486 \text{ kN/m}^2 = 7.880,5 \text{ kN}$
Grede	$205,6 \text{ m}^2 * 0,4 * (0,5 - 0,18) \text{ m}^2 * 25 \text{ kN/m}^3 = 657,9 \text{ kN}$
Stopnice	$2 * (2 * (4,88 \text{ m} * 3,6 \text{ m} + 4,28 \text{ m} * 2,4 \text{ m})) * 1/2 * 10 \text{ kN/m}^2 = 556,8 \text{ kN}$
Stene v jedru	$2 * (11,70 \text{ m}^2 + 12,75 \text{ m}^2) * (2 * 3 \text{ m}/2) * 25 \text{ kN/m}^3 = 3.667,5 \text{ kN}$
Stebri	$12 * 0,50 * 0,5 \text{ m}^2 * (2 * 3 \text{ m}/2) * 25 \text{ kN/m}^3 = 225 \text{ kN}$
Steklena fasada z nosilci	$(2 * 15 \text{ m} + 2 * 81 \text{ m}) * (2 * 3 \text{ m}/2) * 0,5 \text{ kN/m}^2 = 288 \text{ kN}$
SKUPAJ	13.275,7 kN

Preglednica 38: Izračun mase 6. ETAŽE; kota +24.00 m ($h_{ET} = 3$ m)

Konstrukcijski element	Masa [kN]
Medetažna plošča	$(81 \text{ m} \times 15 \text{ m}) \times 6,486 \text{ kN/m}^2 = 7.880,5 \text{ kN}$
Grede	$205,6 \text{ m}^2 \times 0,4 \times (0,5 - 0,18) \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 657,9 \text{ kN}$
Stopnice	$2 \times (2 \times 4,88 \text{ m} \times 3,6 \text{ m} + 2 \times 4,28 \text{ m} \times 2,4 \text{ m}) \times 1/2 \times 10 \text{ kN/m}^2 = 556,8 \text{ kN}$
Stene v jedru	$2 \times (11,70 \text{ m}^2 + 12,75 \text{ m}^2) \times (3 \text{ m}/2 + 4 \text{ m}/2) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 4.278,8 \text{ kN}$
Stebri	$12 \times 0,50 \times 0,5 \text{ m}^2 \times (3 \text{ m}/2 + 4 \text{ m}/2) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 262,5 \text{ kN}$
Steklena fasada z nosilci	$(2 \times 15 \text{ m} + 2 \times 81 \text{ m}) \times (3 \text{ m}/2 + 4 \text{ m}/2) \times 0,5 \text{ kN/m}^3 = 336 \text{ kN}$
SKUPAJ	13.972,5 kN

Srednji del objektaPreglednica 39: Izračun mase 1.–5. ETAŽE; kota +20.00 m, +16.00 m, +12.00 m; +8.00 m, +4.00 m ($h_{ET} = 4$ m)

Konstrukcijski element	Masa [kN]
Medetažna plošča	$(81 \text{ m} \times 15 \text{ m}) \times 6,91 \text{ kN/m}^2 = 8.395,7 \text{ kN}$
Grede	$205,6 \text{ m}^2 \times 0,4 \times (0,5 - 0,18) \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 657,9 \text{ kN}$
Stopnice	$2 \times (2 \times 4,88 \text{ m} \times 3,6 \text{ m} + 2 \times 4,28 \text{ m} \times 2,4 \text{ m}) \times 1/2 \times 10 \text{ kN/m}^2 = 556,8 \text{ kN}$
Stene v jedru	$2 \times (11,70 \text{ m}^2 + 12,75 \text{ m}^2) \times (2 \times 4 \text{ m}/2) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 4.890 \text{ kN}$
Stebri	$12 \times 0,50 \times 0,5 \text{ m}^2 \times (2 \times 4 \text{ m}/2) \times 25 \text{ kN/m}^3 = 300 \text{ kN}$
Steklena fasada z nosilci	$(2 \times 15 \text{ m} + 2 \times 81 \text{ m}) \times (2 \times 4 \text{ m}/2) \times 0,5 \text{ kN/m}^3 = 384 \text{ kN}$
SKUPAJ	15.184,4 kN

Stranski del objekta – levo/desno »krilo«

Preglednica 40: Izračun mase 5. ETAŽE; kota +20.00 m ($h_{ET} = 4$ m)

Konstrukcijski element	Masa [kN]
Strešna plošča	$(15 \text{ m} * 50 \text{ m}) * 5 \text{ kN/m}^2 = 3750 \text{ kN}$
Grede	$(3 * 50 \text{ m} + 8 * 15 \text{ m}) * 0,4 * (0,5 - 0,18) \text{ m}^2 * 25 \text{ kN/m}^3 = 864 \text{ kN}$
Stebri	$12 * 0,50 * 0,5 \text{ m}^2 * (2 * 4 \text{ m/2}) * 25 \text{ kN/m}^3 = 300 \text{ kN}$
Steklena fasada z nosilci	$(50 \text{ m} + 2 * 15 \text{ m} + 2 * 17,5 \text{ m}) + (4 \text{ m/2}) * 0,5 \text{ kN/m}^3 = 115 \text{ kN}$
SKUPAJ	5.029 kN

Preglednica 41: Izračun mase 1.–4. ETAŽE; kota +16.00 m, +12.00 m; +8.00 m, +4.00 m ($h_{ET} = 4$ m)

Konstrukcijski element	Masa [kN]
Medetažna plošča	$(15 \text{ m} * 50 \text{ m}) * 6,91 \text{ kN/m}^2 = 5.182,5 \text{ kN}$
Grede	$(3 * 50 \text{ m} + 8 * 15 \text{ m}) * 0,4 * (0,5 - 0,18) \text{ m}^2 * 25 \text{ kN/m}^3 = 864 \text{ kN}$
Stebri	$12 * 0,50 * 0,5 \text{ m}^2 * (2 * 4 \text{ m/2}) * 25 \text{ kN/m}^3 = 300 \text{ kN}$
Steklena fasada z nosilci	$(50 \text{ m} + 2 * 15 \text{ m} + 2 * 17,5 \text{ m}) + (4 \text{ m/2}) * 0,5 \text{ kN/m}^3 = 115 \text{ kN}$
SKUPAJ	6.461,5 kN

Pri izračunu mas upoštevamo poleg zgoraj izračunane stalne in lastne obtežbe tudi navpično koristno obtežbo (spremenljiv vpliv) po kategorijah z ustreznimi kombinacijskimi faktorji za določanje projektnega potresnega vpliva (EC8-1/ 3.2.4 in 4.2.4):

$$G + \varphi * \Psi_{2i} * Q$$

Ker se obravnavan objekt nahaja v Ljubljani, kjer nadmorska višina ne presega 1000 m, vpliv snega kombiniramo s faktorjem $\psi_2 = 0$ in se s tem njegov vpliv izniči. Prav tako je ničen tudi vpliv vetra.

$$m_i = \frac{W_i}{g} = \frac{G_i + \varphi * \Psi_{2i} * Q_i}{g}$$

$$m_{\phi,i} = r_i^2 * m_i = \frac{(I_{x,i} + I_{y,i})}{A_{t,i}} * m_i$$

$$W_S = G_S = 9.163,3 \text{ kN}$$

$$m_S = \frac{9.163,3 \text{ kN}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = \mathbf{934 \text{ t}}$$

$$m_{\phi,S} = \frac{(22.781 \text{ m}^4 + 664.301 \text{ m}^4)}{1.215 \text{ m}^2} * 934 \text{ t} = \mathbf{528.177 \text{ t} * m^2}$$

$$W_{7-10} = G_{7-10} + 0,5 * 0,3 * Q_{A,7-10} =$$

$$= 13.275,7 \text{ kN} + 0,5 * 0,3 * \left(2 \frac{kN}{m^2} * 81 \text{ m} * 15 \text{ m} + 56,1 \text{ m}^2 * \left(2 * \frac{3m}{2} \right) * 3,3 \frac{kN}{m^3} \right) = 13.723,5 \text{ kN}$$

$$m_{7-10} = \frac{13.723,5 \text{ kN}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = \mathbf{1.399 \text{ t}}$$

$$m_{\phi,7-10} = \frac{(22.781 \text{ m}^4 + 664.301 \text{ m}^4)}{1215 \text{ m}^2} * 1.399 \text{ t} = \mathbf{791.134 \text{ t} * m^2}$$

$$W_6 = G_6 + 0,5 * 0,6 * Q_{A,6} =$$

$$= 13.972,5 \text{ kN} + 0,5 * 0,6 * \left(3 \frac{kN}{m^2} * 81 \text{ m} * 15 \text{ m} + \left[\left(56,1 \text{ m}^2 * \frac{3m}{2} \right) + \left(9,84 \text{ m}^2 * \frac{4m}{2} \right) \right] * 3,3 \frac{kN}{m^3} \right) =$$

$$15.097,2 \text{ kN}$$

$$m_6 = \frac{15.097,2 \text{ kN}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = \mathbf{1.539 \text{ t}}$$

$$m_{\phi,6} = \frac{(22.781 \text{ m}^4 + 664.301 \text{ m}^4)}{1215 \text{ m}^2} * 1.539 \text{ t} = \mathbf{870.279 \text{ t} * m^2}$$

$$W_5 = G_{B,5} + 2 * G_{C,5} + 0,5 * 0,3 * Q_{B,5} =$$

$$= 15.184,4 \text{ kN} + 2 * 5.029 \text{ kN} + 0,5 * 0,3 * \left(3 \frac{kN}{m^2} * 81 \text{ m} * 15 \text{ m} + \left[(9,84 \text{ m}^2 + 17,25 \text{ m}^2) * \frac{4m}{2} \right] * \right.$$

$$3,3 \frac{kN}{m^3} + \left(16,94 \text{ m}^2 * \frac{4m}{2} \right) * 3,3 \frac{kN}{m^3} \left. \right) = 25.832,7 \text{ kN}$$

$$m_5 = \frac{25.832,7 \text{ kN}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = \mathbf{2.633 \text{ t}}$$

$$m_{\phi,5} = \frac{(335.000 \text{ m}^4 + 4.052.500 \text{ m}^4)}{2.700 \text{ m}^2} * 2.633 \text{ t} = \mathbf{4.279.124 \text{ t} * m^2}$$

$$W_{3-4} = G_{B,3-4} + 2 * G_{C,3-4} + 0,5 * 0,3 * Q_{B,3-4} + 0,5 * 0,3 * (2 * Q_{C,3-4}) =$$

$$15.184,4 \text{ kN} + 2 * 6.461,5 \text{ kN} + 0,5 * 0,3 * \left(3 \frac{kN}{m^2} * 81 \text{ m} * 15 \text{ m} + \left[\left(17,25 \text{ m}^2 * 2 * \frac{4m}{2} \right) \right] * 3,3 \frac{kN}{m^3} \right) +$$

$$0,5 * 0,3 * 2 * \left(3 \frac{kN}{m^2} * 15 \text{ m} * 50 \text{ m} + \left(16,94 \text{ m}^2 * 2 * \frac{4m}{2} \right) * 3,3 \frac{kN}{m^3} \right) = 29.430,4 \text{ kN}$$

$$m_{3-4} = \frac{29.430,4 \text{ kN}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = \mathbf{3000 \text{ t}}$$

$$m_{\phi,3-4} = \frac{(335.000 \text{ m}^4 + 4.052.500 \text{ m}^4)}{2.700 \text{ m}^2} * 3.000 = \mathbf{4.875.064 \text{ t} * \text{m}^2}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= G_{B,2} + 2 * G_{C,2} + 0,5 * 0,6 * Q_{B,2} + 0,5 * 0,6 * (2 * Q_{C,2}) = \\ &15.184,4 \text{ kN} + 2 * 6.461,5 \text{ kN} + 0,5 * 0,6 * \left(5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 81 \text{ m} * 15 \text{ m} + \left[\left((17,25 \text{ m}^2 + 9,01 \text{ m}^2) * \frac{4\text{m}}{2}\right) * \right. \right. \\ &3,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \left. \left. + 0,5 * 0,6 * 2 * \left(5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 15 \text{ m} * 50 \text{ m} + (16,94 \text{ m}^2 + 15,64 \text{ m}^2) * \left(\frac{4\text{m}}{2}\right) * 3,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) \right] = \right. \\ &32.360,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$m_2 = \frac{32.360,9 \text{ kN}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = \mathbf{3.299 \text{ t}}$$

$$m_{\phi,2} = \frac{(335.000 \text{ m}^4 + 4.052.500 \text{ m}^4)}{2.700 \text{ m}^2} * 3.299 \text{ t} = \mathbf{5.360.498 \text{ t} * \text{m}^2}$$

$$\begin{aligned} W_1 &= G_{B,1} + 2 * G_{C,1} + 0,5 * 0,6 * Q_{B,1} + 0,5 * 0,6 * (2 * Q_{C,1}) = \\ &15.184,4 + 2 * 6.461,5 \text{ kN} + 0,5 * 0,6 * \left(5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 81 \text{ m} * 15 \text{ m} + \left[9,01 \text{ m}^2 * 2 * \frac{4\text{m}}{2}\right] * 3,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) + 0,5 * \\ &0,6 * 2 * \left(5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 15 \text{ m} * 50 \text{ m} + \left(15,64 \text{ m}^2 * 2 * \frac{4\text{m}}{2}\right) * 3,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 32.339,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$m_1 = \frac{32.339,5 \text{ kN}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = \mathbf{3.297 \text{ t}}$$

$$m_{\phi,1} = \frac{(335.000 \text{ m}^4 + 4.052.500 \text{ m}^4)}{2.700 \text{ m}^2} * 3.297 \text{ t} = \mathbf{5.357.625 \text{ t} * \text{m}^2}$$

Dobljene vrednosti mas in masnih vztrajnostnih momentov je potrebno dodeliti vsaki etaži v masnem središču posamezne etaže.

Če predpostavimo, da so stropne diafragme dovolj toge v svoji ravnini, lahko mase in masne momente v vsaki etaži koncentriramo kar v težišču tloris. Ker je tloris v vsaki etaži simetričen glede na y-os in skoraj simetričen glede na x-os, masno središče predpostavimo kar v sredini tloris ter ga zaradi vpliva naključne torzije premaknemo za izračunano slučajno ekscentričnost, kot sledi iz spodnje formule:

$$e_{ai} = \pm 0,05 * L_i$$

e_{ai} ... naključna ekscentričnost mase v etaži i glede na nazivni položaj

Upošteva se v isti smeri v vseh etažah.

L_i ... tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva

Naključna ekscentričnost mase v 1. do 5. etaži:

$$e_{a,x} = \pm 0,05 * L_x = \pm 0,05 * 110 \text{ m} = \pm 5,5 \text{ m}$$

$$e_{a,y} = \pm 0,05 * L_y = \pm 0,05 * 50 \text{ m} = \pm 2,5 \text{ m}$$

Naključna ekscentričnost mase v 6. do 11. etaži:

$$e_{a,x} = \pm 0,05 * L_x = \pm 0,05 * 81 \text{ m} = \pm 4,05 \text{ m}$$

$$e_{a,y} = \pm 0,05 * L_y = \pm 0,05 * 15 \text{ m} = \pm 0,75 \text{ m}$$

Iz zgornjih rezultatov je razvidno, da dobimo štiri možne kombinacije novega centra mas, kar pomeni štiri različne prostorske matematične modele.

Preglednica 42: Center mas

ETAŽA/ CENTER MAS	1. kombinacija		2.kombinacija		3.kombinacija		4.kombinacija	
	$e_{a,x}$	$e_{a,y}$	$e_{a,x}$	$e_{a,y}$	$e_{a,x}$	$e_{a,y}$	$e_{a,x}$	$e_{a,y}$
1.–5. etaža	5,5 m	2,5 m	5,5 m	-2,5 m	-5,5 m	-2,5 m	-5,5 m	2,5 m
6. etaža – streha	4,05m	0,75m	4,05m	-0,75m	-4,05m	-0,75m	-4,05m	0,75m

3.2.3.3 Pravilnost konstrukcije

Pravilnost konstrukcije, tako kot po višini kot tudi v tlorisu, vpliva na izbiro metode računa in na velikost potresne obtežbe oz. faktorja obnašanja (EC8-1/4.2.3.1).

Evrokod za določanje (ne)pravilnosti po višini in v tlorisu navaja več kriterijev.

Obravnavan objekt je nepravilen v tlorisu, saj ne izpolnjuje kriterija, da vitkost tlorisa stavbe λ , ki se določi kot razmerje med večjo in manjšo tlorisno dimenzijo, merjeno v dveh pravokotnih smereh, ne sme biti večja od 4.

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{110 \text{ m}}{15 \text{ m}} = 7,33 > 4$$

Objekt je prav tako nepravilen po višini, saj ne izpolnjuje kriterija, da se oblika spreminja po višini postopoma in ohranja simetrijo glede na navpično os, zmanjšanje tlorisne dimenzije pa v nobeni etaži ne sme biti večje od 20 % glede na prejšnjo etažo v smeri spremembe dimenzije.

Zamik se pojavi na višini $h = 20 \text{ m}$,

kar je več kot $0,15 H = 0,15 * 39 \text{ m} = 5,85 \text{ m}$.

$$\frac{(L_3 + L_1)}{L} = \frac{15 \text{ m} + 15 \text{ m}}{110 \text{ m}} = 0,273 > 0,20$$

Objekt je nepravilen v tlorisu in po višini, ostalih kriterijev tako ni potrebno preverjati. Sledi, da bo za analizo potrebno uporabiti prostorski model, modalno linearno-elastično analizo in za 20 % zmanjšan faktor obnašanja.

3.2.3.4 Določitev tipa tal in projektnega pospeška tal

Kakšen je potresni vpliv na konstrukcijo, je odvisno od značilnosti tal, kjer se objekt oz. konstrukcija nahaja. Tla so razvrščena v različne tipe tal (EC8-1/3.1.2).

Lokacija objekta je predvidena v Ljubljani, natančneje med Tivolsko cesto in Pivovarno Union. Iz karte potresne nevarnosti odčitamo projektni pospešek tal, ki je za območje Ljubljane enak $a_g = 0,250 g$. Iz varnostnih razlogov upoštevamo poostren predpis projektnega pospeška tal, ki je predpisan za Mestno občino Ljubljana.

Vrsta tal C

Projektni pospešek tal $a_g 0,285 g$

Na podlagi tipa tal, projektnega pospeška in predpisano obliko spektra pospeškov določimo velikost potresnega vpliva.

3.2.3.5 Projektni spekter pospeškov

Enačbe za določitev projektnega spektra pospeškov smo prevzeli iz Eurocoda EN 1998-1:2006, točka 3.2.2.5:

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

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

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

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

Uporabljen projektni spekter predstavlja elastični spekter z upoštevanjo redukcijo potresnih sil, ki je posledica sposobnosti posamezne konstrukcije za sipanje energije in upoštevanje dodatno nosilnostjo. To razliko zajamemo s faktorjem obnašanja q .

Vrednost parametrov S , T_B [s], T_C [s], T_D [s] razberemo iz preglednice 3.2, navedene v standardu, glede na tip tal, na katerem se nahaja obravnavan objekt (EC8-1/3.2.2.2).

$$S = 1,15$$

$$T_B[s] = 0,2$$

$$T_C[s] = 0,6$$

$$T_D[s] = 2,0$$

Za določitev projektnega spektra potrebujemo še vrednost faktorja obnašanja, ki ga določimo v nadaljevanju na podlagi pravil za projektiranje armiranobetonskih stavb, ki jih navaja Evrocod.

4 ANALIZA KONSTRUKCIJE

4.1 RAČUNSKI MODELI

Z modalno analizo izračunamo nihajne čase in pripadajoče nihajne oblike ter na podlagi rezultatov medsebojno primerjamo obnašanje različnih računskih modelov.

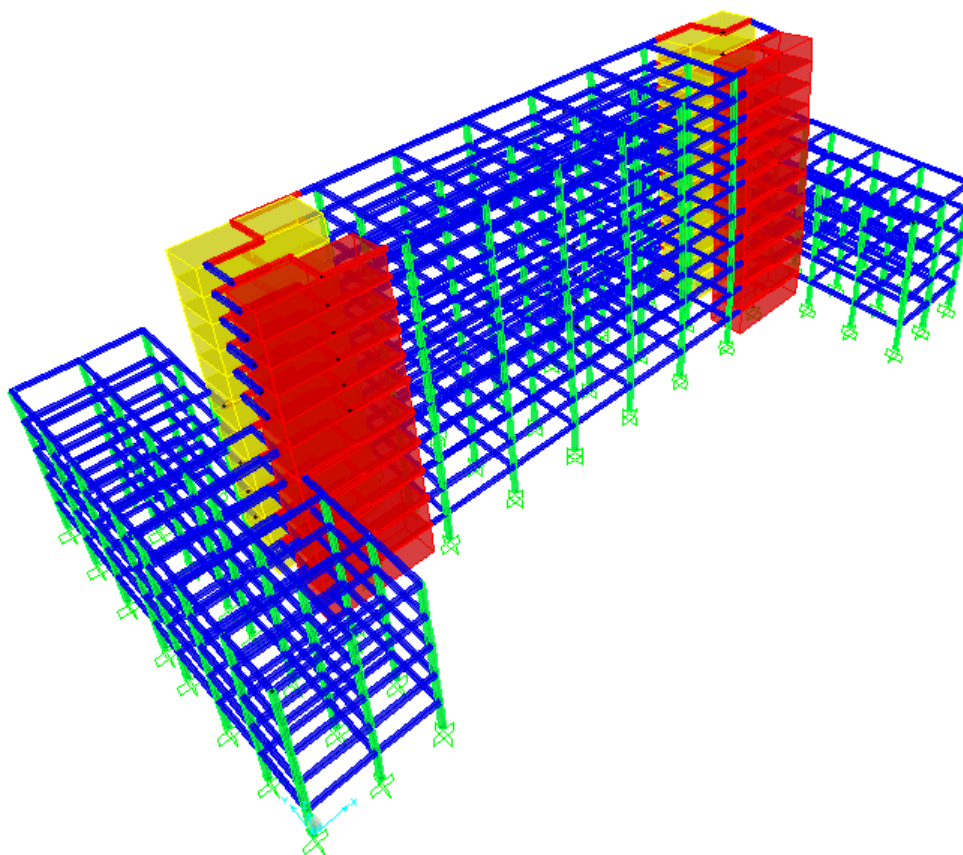
4.1.1 Linijski elementi za okvir in jedra s predpostavko toge diafragme – računski model 1

S programom SAP 2000 izrišemo linijski model obravnavanega objekta.

Okvir modeliramo z linijskimi elementi, to naredimo tako, da najprej definiramo prereze linijskih elementov z ukazom »FrameSections«.

Definirane nosilne linijske elemente izrišemo v težiščih, prečke in stebri so medsebojno povezani preko skupnih vozlišč. Jedra povežemo z okvirjem s pomočjo togih prečk.

Model toga vpnemo v tla tako, da v vseh vozliščih v ravnini $z = 0$ z ukazom »joint-restraints« preprečimo vse pomike in zasuke.



Slika 16: Računski model 1 izrisan s programom SAP 2000

Predpostavko toge stropne diafragme upoštevamo, tako da v vsaki posamezni etaži na nivoju plošč povežemo vsa vozlišča s togo diafragmo »joint-constraints«.

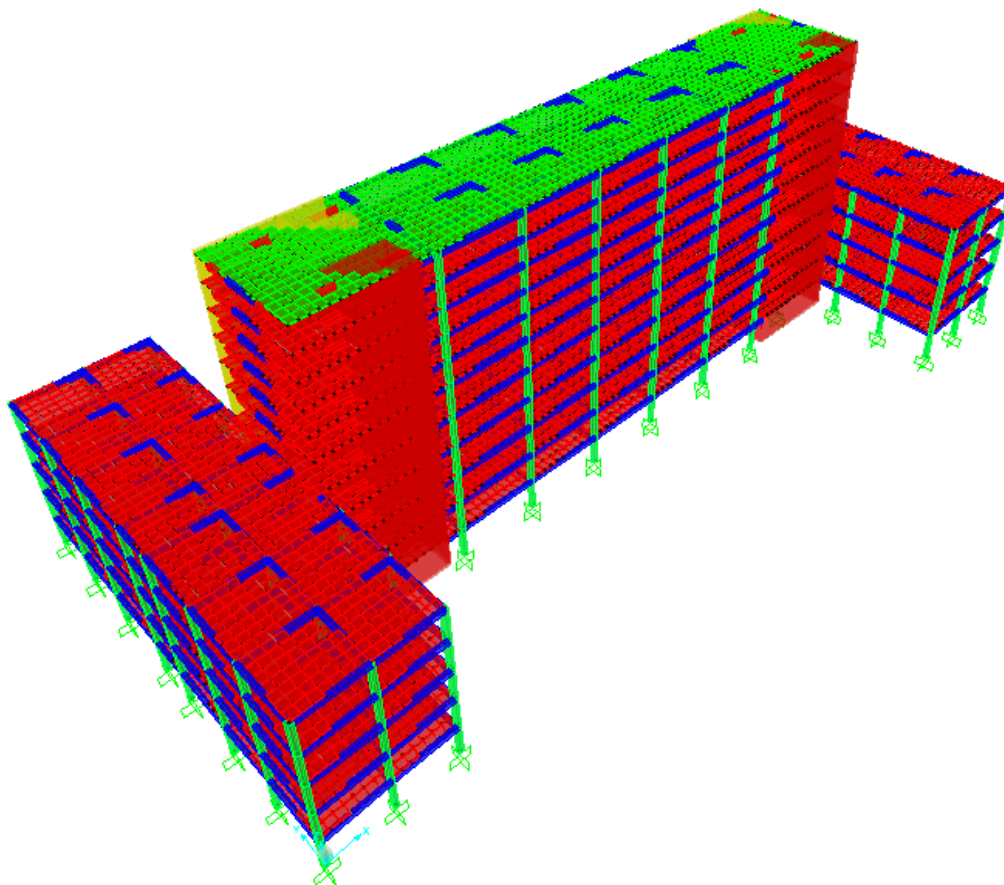
Mase in masne vztrajnostne momente določimo v vsaki etaži v pripadajočem izračunanem masnem središču.

Iz modalne analize odčitamo nihajne čase in pripadajoče nihajne oblike, kot je prikazano na spodnji tabeli:

Preglednica 43: Nihajni časi in pripadajoče nihajne oblike za računski model 1

Nihajne oblike	Nihajni časi [s]	UX	UY	RZ
1	0,657	0,000	0,602	0,425
2	0,426	0,011	0,002	0,133
3	0,340	0,627	0,000	0,055
4	0,159	0,000	0,214	0,233
5	0,137	0,002	0,052	0,003
6	0,093	0,260	0,000	0,025
7	0,072	0,000	0,054	0,076
8	0,063	0,001	0,024	0,000
9	0,046	0,001	0,026	0,021
10	0,044	0,061	0,001	0,009

4.1.2 Linijski elementi za okvir in jedra, ploskovni elementi za medetažne in strešne plošče – računski model 2



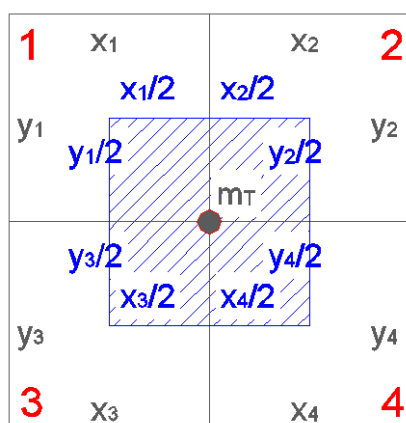
Slika 17: Računski model 2, izrisan s programom SAP 2000

Preglednica 44: Nihajni časi in pripadajoče nihajne oblike za računski model 2

Nihajne oblike	Nihajni časi [s]	UX	UY	RZ
1	0,621	0,000	0,592	0,365
2	0,420	0,000	0,000	0,166
3	0,331	0,646	0,000	0,081
4	0,276	0,000	0,043	0,026
5	0,213	0,000	0,000	0,033
6	0,188	0,000	0,193	0,119
7	0,169	0,000	0,014	0,009
8	0,160	0,000	0,000	0,010
9	0,139	0,000	0,042	0,026
10	0,130	0,000	0,009	0,005

4.1.3 Linijski elementi za okvir, ploskovni (lupina) elementi za jedra ter medetažne in strešne plošče – računski model 3

Pri ploskovnem modelu jedra in stropne plošče modeliramo s ploskovnimi (lupinastimi) elementi (»Shell-Thin«), ki jih ustrezno razdelimo na 4-vozliščne končne elemente dimenzij približno 1 m x 1 m, ki so med seboj zvezni. Vozlišča končnih elementov plošče morajo sovpadati z vozlišči ostalih stikajočih nosilnih elementov, da se doseže zvezen prehod notranjih statičnih količin. Maso nanašamo v vozlišča končnih elementov. Vrednost mase v posameznem vozlišču določimo na podlagi pripadajoče površine mejnih končnih elementov, ki pripada obravnavanemu vozlišču.



Slika 18: Prikaz pripadajoče vplivne površine na obravnavano vozlišče

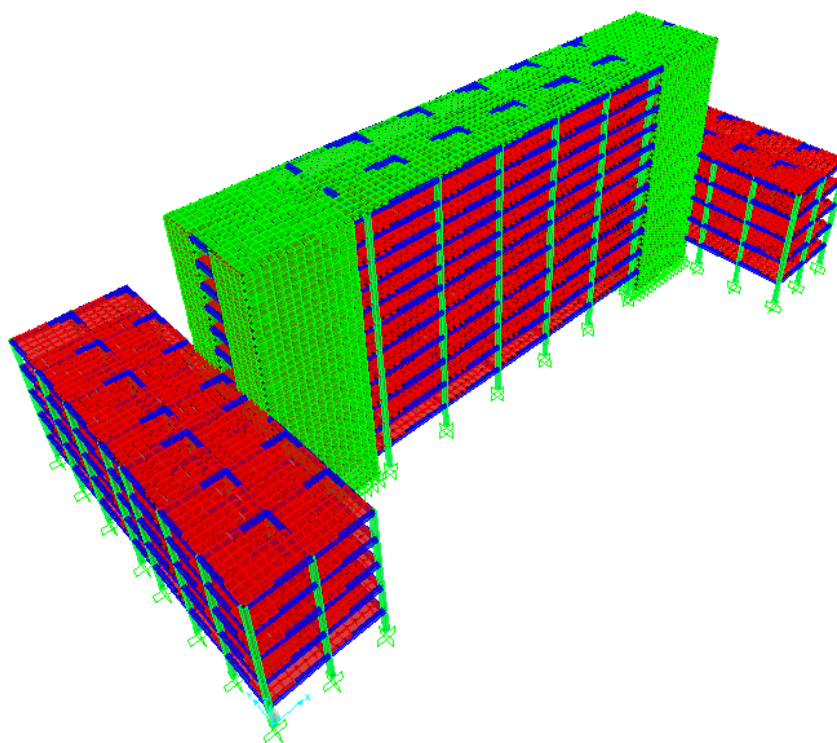
$$m_t = q * \left[\left(\frac{x_1}{2} * \frac{y_1}{2} \right) + \left(\frac{x_2}{2} * \frac{y_2}{2} \right) + \left(\frac{x_3}{2} * \frac{y_3}{2} \right) + \left(\frac{x_4}{2} * \frac{y_4}{2} \right) \right]$$

m_t ... masa, ki pripada vozlišču T v [t]

q ... masa etaže na tlorisno površino etaže v [t/m^2]

Medsebojno sodelovanje plošče in nosilcev, ki podpirajo ploščo, dosežemo tako, da referenčno os nosilca, ki je prvotno postavljena v središču prereza, premaknemo na zgornji rob z ukazom »InsertionPoint – Top Center«, nato pa nosilce premaknemo v navpični smeri za polovico debeline plošče.

Stebre in prečke definiramo z linijskimi elementi.

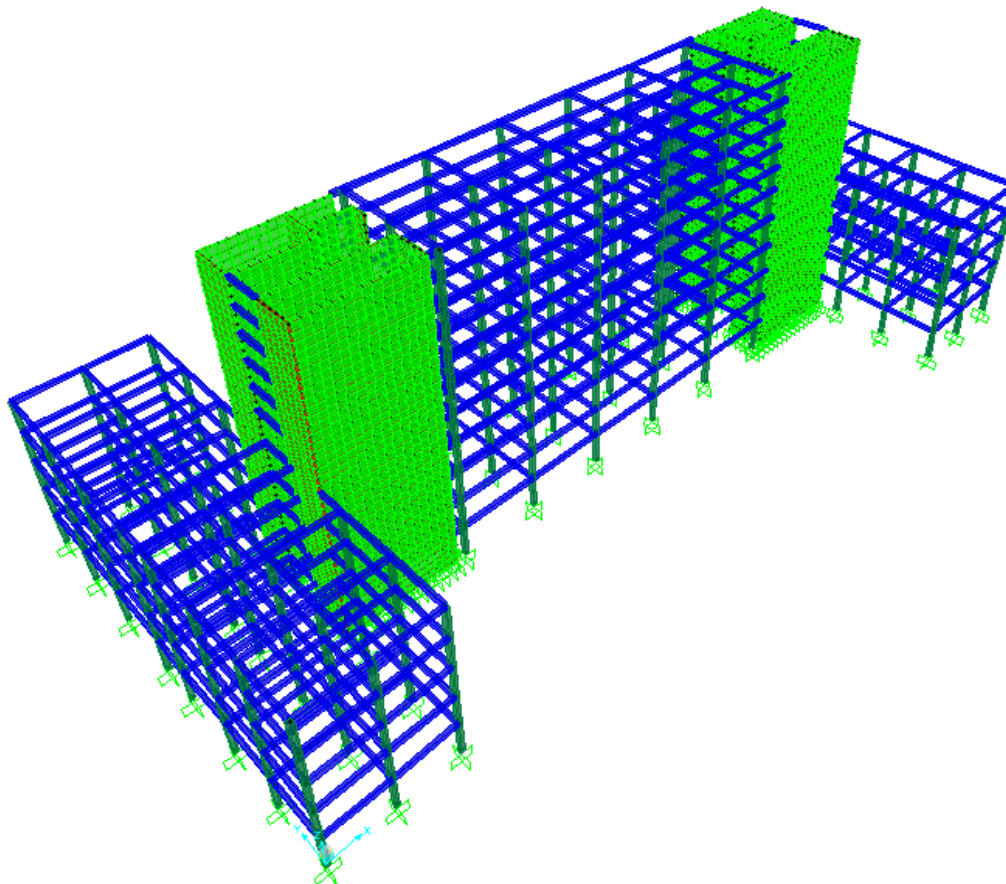


Slika 19: Računski model 3, izrisan s programom SAP 2000

Preglednica 45: Nihajni časi in pripadajoče nihajne oblike za računski model 3

Nihajne oblike	Nihajni časi [s]	UX	UY	RZ
1	0,593	0,000	0,601	0,370
2	0,390	0,001	0,000	0,164
3	0,325	0,656	0,000	0,091
4	0,272	0,000	0,050	0,031
5	0,214	0,000	0,000	0,020
6	0,187	0,000	0,185	0,114
7	0,167	0,000	0,012	0,007
8	0,163	0,000	0,000	0,009
9	0,134	0,000	0,030	0,018
10	0,128	0,000	0,004	0,002

4.1.4 Linijski elementi za okvir, ploskovni elementi za jedra, s predpostavko toge diafragme – računski model 4

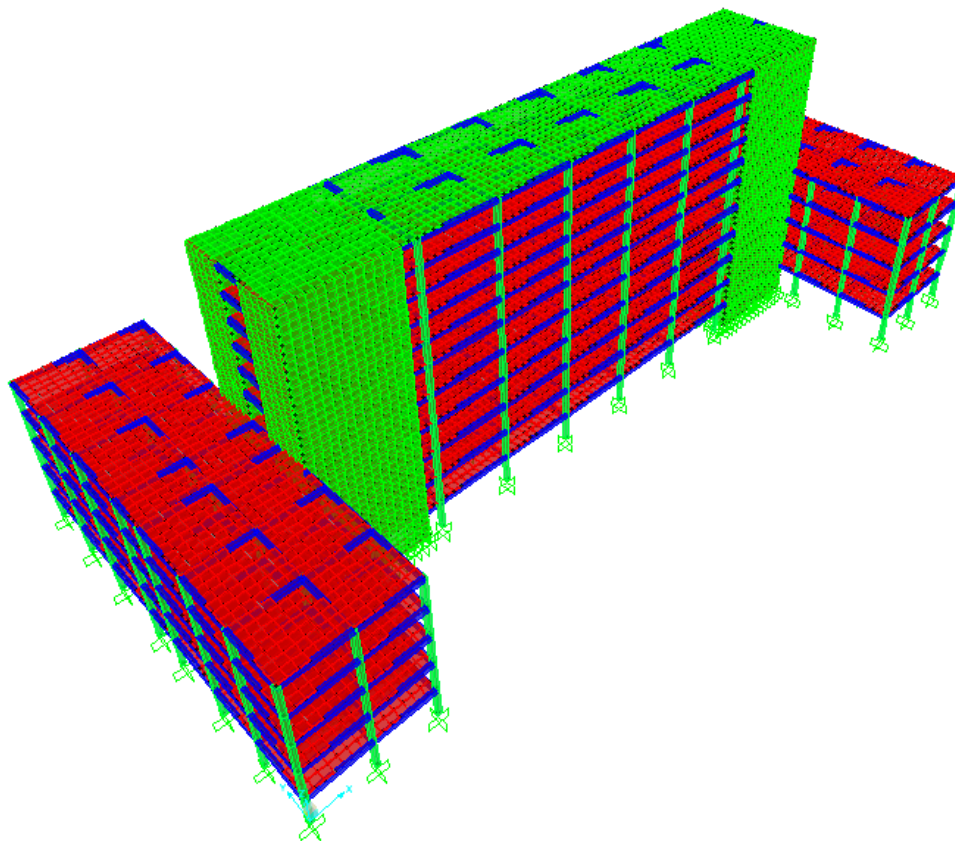


Slika 20: Računski model 4, izrisan s programom SAP 2000

Preglednica 46: Nihajni časi in pripadajoče nihajne oblike za računski model 4

Nihajne oblike	Nihajni časi [s]	UX	UY	RZ
1	0,632	0,000	0,616	0,443
2	0,398	0,006	0,004	0,122
3	0,329	0,640	0,000	0,064
4	0,166	0,000	0,229	0,210
5	0,137	0,001	0,026	0,011
6	0,093	0,254	0,000	0,027
7	0,076	0,000	0,060	0,066
8	0,066	0,000	0,010	0,003
9	0,049	0,000	0,029	0,021
10	0,045	0,060	0,000	0,007

4.1.5 Linijski elementi za okvir, ploskovni elementi za jedra ter medetažne in strešne plošče, s predpostavko toge diafragme – računski model 5



Slika 21: Računski model 5, izrisan s programom SAP 2000

Preglednica 47: Nihajni časi in pripadajoče nihajne oblike za računski model 5

Nihajne oblike	Nihajni časi [s]	UX	UY	RZ
1	0,550	0,000	0,637	0,391
2	0,365	0,001	0,000	0,159
3	0,319	0,647	0,000	0,093
4	0,156	0,000	0,239	0,145
5	0,134	0,000	0,000	0,055
6	0,092	0,253	0,000	0,035
7	0,073	0,000	0,070	0,046
8	0,066	0,000	0,000	0,018
9	0,048	0,000	0,028	0,020
10	0,045	0,060	0,000	0,008

4.2 Izbira računskega modela

Iz rezultatov lahko sklepamo, da vsi modeli ustrezno opisujejo realno obnašanje konstrukcije.

Pri vsakemu modelu je prva nihajna oblika pretežno translacijska z nihanjem v smeri y, druga nihajna oblika je pretežno torzijska in tretja oblika je pretežno translacijska z nihanjem v smeri x.

Iz rezultatov nihajnih časov in pripadajočih nihajnih oblik izdelanih modelov je razvidno, da se z večanjem togosti konstrukcije zmanjšujejo nihajni časi.

K večji togosti prispeva modeliranje plošče. Z upoštevanjem toge diafragme dosežemo neskončno togost v ravnini plošče, medtem ko se pri modeliranju dejanske plošče upošteva tudi njena upogibna togost. Ob upoštevanju slednjega so zato nihajnih časi najmanjši v primeru modela 1 in največji v primeru modela 5.

Kljub omenjenim razlikam pa vrednosti nihajnih časov in pripadajočih nihajnih oblik med seboj bistveno ne odstopajo.

Smiselna je izbira modela, kjer je upoštevana predpostavka toge diafragme, ker bistveno zmanjša število prostostnih stopenj in s tem čas računa. Če upoštevamo togo diafragmo, so zasuki v vseh točkah plošče okoli navpične osi enaki, pomiki pa so razporejeni linearno.

Ker je plošča obravnavane konstrukcije vzdolž ene stranice zelo dolga, vzdolž druge pa kratka, postane predpostavka toge diafragme vprašljiva, saj se lahko plošča v svoji ravnini deformira in posledično vodoravni pomiki niso razporejeni linearno.

V skladu s standardom preverimo upravičenost predpostavke toge diafragme (EC8-1/4.3.1 (4)). Ugotovimo, da je razlika absolutnih vodoravnih pomikov pri projektnih potresnih obremenitvah med modeloma s podajno ploščo in s togo diafragmo v določenih točkah večja od dovoljene, ki znaša 10 %. Predpostavka toge diafragme v primeru obravnavane konstrukcije ni upravičena.

Za nadaljnjo analizo lahko izberemo tako le model 2 ali 3. Zaradi že omenjenih prostostnih stopenj in vplivov le teh na enostavnost in hitrost računa ter povečanja jeder v primeru uporabe lupinastih elementov, izberemo model 2, kjer so jedra modelirana z linijskimi elementi.

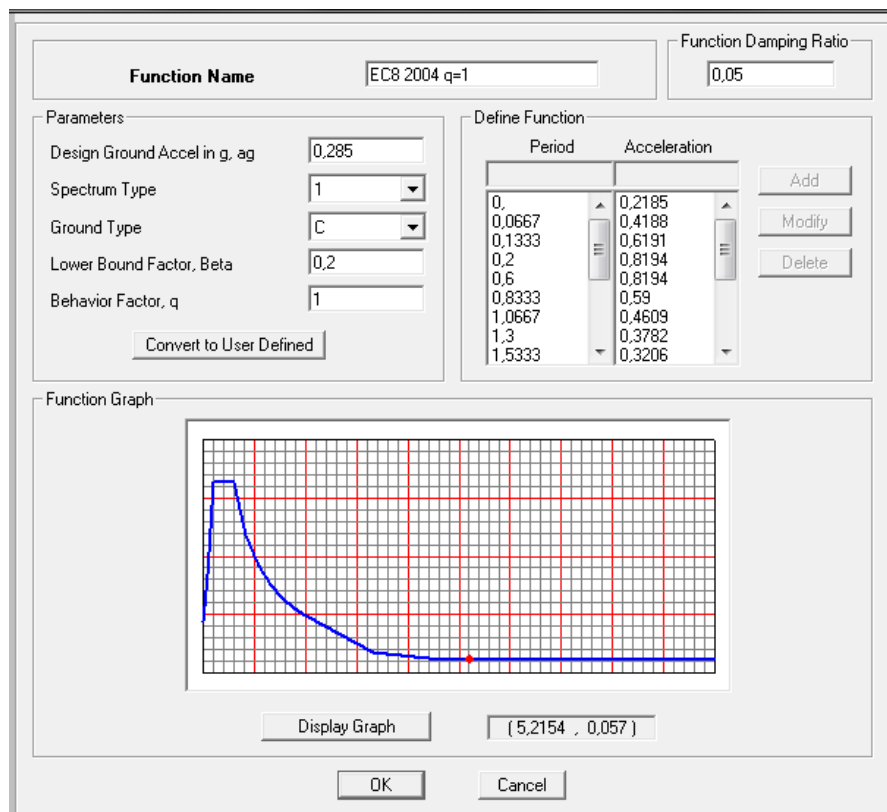
4.3 Potresna analiza

Pri potresni analizi moramo upoštevati vpliv razpokanosti betonskih prereзов, to dosežemo tako, da vzamemo polovično vrednost ustrezne togosti, ne razpokanih prereзов (EC8-1/4.3.1 (6) in (7)).

4.3.1 Vrsta konstrukcije

Konstrukcijski sistem razvrstimo v določeno konstrukcijsko vrsto oz. sistem glede na to, kako se obnaša pri potresni obremenitvi.

Ker je faktor obnašanja q oziroma q_0 odvisen od izbire konstrukcijskega sistema, najprej izračunamo notranje sile, in sicer prečne sile ob vpetju in nihajne čase s predpostavko, da je faktor obnašanja $q = 1$, ter na podlagi rezultatov razvrstimo obravnavan objekt v konstrukcijski sistem.



Slika 22: Definiranje projektnega spektra potresa s programom SAP 2000

Load Case Name: PS q=1 [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination:

- ☒ CQC GMC f1: 1.0
- ☐ SRSS GMC f2: 0.0
- ☐ Absolute
- ☐ GMC Periodic + Rigid Type: SRSS
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

Directional Combination:

- ☒ SRSS
- ☐ Absolute
- Scale Factor: []

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	EC8 2004 q=1	9.81
Accel	U1	EC8 2004 q=1	9.81
Accel	U2	EC8 2004 q=1	9.81

[Add] [Modify] [Delete]

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Slika 23: Definiranje potresa v dve pravokotni smeri s programom SAP 2000

Iz posebnih pravil za betonske stavbe je objekt definiran kot stenast sistem, ki navpično in vodoravno obtežbo prenaša predvsem z navpičnimi konstrukcijskimi stenami, ki v obravnavanem primeru predstavljajo štiri jedra na robovih srednjega dela objekta (EC8-1/5.1.2). Strižna nosilnost sten ob vpetju mora biti večja od 65 % celotne strižne nosilnosti konstrukcijskega sistema. Ker strižne nosilnosti ni mogoče izračunati brez znane armature in neelastične analize, lahko odstotek strižnih sil zamenjamo z odstotkom prečnih sil ob vpetju. Iz spodnjih rezultatov prečnih sil, dobljenih ob vpetju jeder pri obtežbi s potresom brez redukcije potresnih sil in brez upoštevanja razpokanosti prereзов, dobimo več kot 97 % delež prečnih sil.

Preglednica 48: Delež prečne sile, ki jo prevzamejo stene

LINIJSKI MODEL 1		
	<i>F1</i>	<i>F2</i>
Celotna prečna sila ob vpetju [kN]	107.253	106.923
Prečna sila, ki jo prevzamejo stene [kN]	105.839	104.405
Delež prečne sile, ki jo prevzamejo stene [%]	98,68	97,65

Za stenaste, okvirne in mešane sisteme je potrebno preveriti, ali imajo najmanjšo predpisano torzijsko togost, sicer jih je potrebno uvrstiti v torzijsko podajne sisteme.

Iz tabele nihajnih časov in pripadajočih nihajnih oblik (Preglednica 44) je razvidno, da je druga nihajna oblika torzijska. Posledično naš sistem ne moremo več obravnavati kot stenast, temveč kot torzijsko podajen sistem.

4.3.1.1 Faktor obnašanja za vodoravne potresne vplive

Faktor obnašanja je količina, ki določa odnos med nosilnostjo in duktilnostjo, ki zajema tudi faktor dodatne nosilnosti. S faktorjem obnašanja lahko ustrezno zmanjšamo zahtevano nosilnost konstrukcije, pod pogojem, da dopuščamo nastanek poškodb pri potresni obremenitvi in je obravnavana konstrukcija sposobna sipanja histerezne energije.

Za vsako vodoravno smer izpeljemo zgornjo vrednost faktorja obnašanja (EC8-1/5.2.2.2).

$$q = q_0 * k_w \geq 1,5$$

q ... faktor obnašanja

q_0 ... osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini

k_w ... faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami

Na osnovno vrednost faktorja obnašanja vpliva pravilnost konstrukcije po višini. Če konstrukcijo obravnavamo kot celoto (jedra in okvirji), je zaradi konkretne zožitve tlorisa v 6. etaži konstrukcija po višini nepravilna in je v skladu s predpisi potrebno osnovno vrednost faktorja obnašanja q_0 reducirat za 20 % (EC8-1/5.2.2.2). Ker togost jeder predstavlja kar 98 % celotne togosti konstrukcije in posledično prevzame pretežni delež obremenitve, bi pravilnost konstrukcije po višini dejansko lahko obravnavali le na nivoju jeder, ki potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha konstrukcije in so posledično pravilna po višini. S tako predpostavko bi lahko upoštevali večji faktor obnašanja, vendar se iz varnostnih razlogov odločimo, da strogo sledimo predpisom in obravnavamo objekt kot nepravilnega po višini.

Preglednica 49: Osnovna vrednost faktorja obnašanja

	q_0	
	DCM	DCH
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Redukcija q_0 zaradi nepravilnosti po višini	1,6	2,4

Faktor k_w se za torzijsko podajne sisteme določi po formuli, definirani v standardu (EC8-1/5.2.).

$$k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1, \text{ toda več kot } 0,5$$

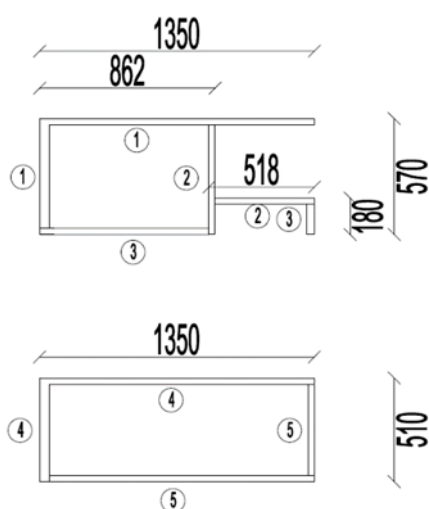
$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}},$$

če razmerja $\frac{h_{wi}}{l_{wi}}$ posameznih sten i v konstrukcijskem sistemu niso pomembno različna

α_0 ...prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu

l_{wi} ...dolžina prereza stene i

h_{wi} ... višina prereza stene i



Slika 24: Dimenzije sten jeder za izračun faktorja k_w

Preglednica 50: Določitev vsote dolžine in višine prereza sten

poz	l_{wi} [m]		h_{wi} [m]
	x-smer	y-smer	
1	13,5	5,7	39
2	5,18	5,7	39
3	8,62	1,8	39
4	13,5	5,1	39
5	13,5	5,1	39
Σ	54,3	23,4	195

Preglednica 51: Določitev faktorja k_w

	x-smer	y-smer
α_0	3,59116	8,33333
k_w izračunan	1,53039	3,11111
k_w	1	1

Ker sta jedri na desnem robu srednjega dela objekta zrcalna slika jeder na levem robu, jih pri izračunu lahko zanemarimo, saj nam ne vplivajo na rezultat. Za obe vodoravni smeri je faktor k_w enak 1.

Iz dobljenih rezultatov lahko določimo faktor obnašanja za obe vodoravni smeri x in y.

Preglednica 52: Faktor obnašanja

	<i>DCM</i>	<i>DCH</i>
q_x	1,6	2,4
q_y	1,6	2,4

Objekt projektiramo s srednjo stopnjo duktilnosti (DCM).

4.3.2 Lastno nihanje konstrukcije

Upoštevamo vsaj toliko nihajnih oblik, da zadostimo pogojem.

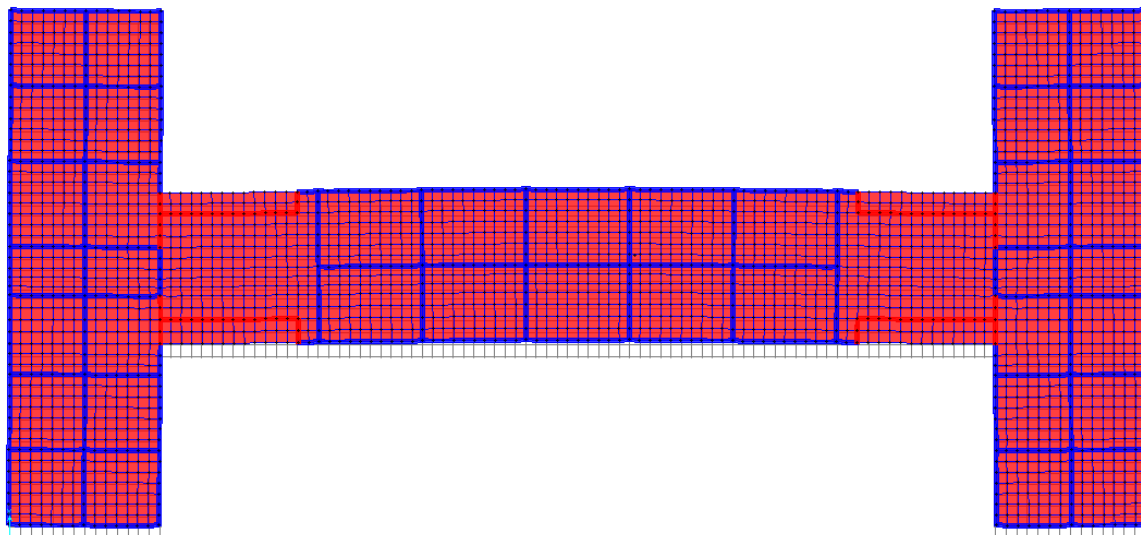
- Vsota efektivnih mas, ki ustrezajo upoštevanim nihajnim oblikam, znaša vsaj 90 % celotne mase.
- Upoštevane so vse nihajne oblike, ki jim pripada efektivna masa, večja od 5 % celotne mase.

Prvemu pogoju zadostimo z upoštevanjem 27-ih nihajnih oblik.

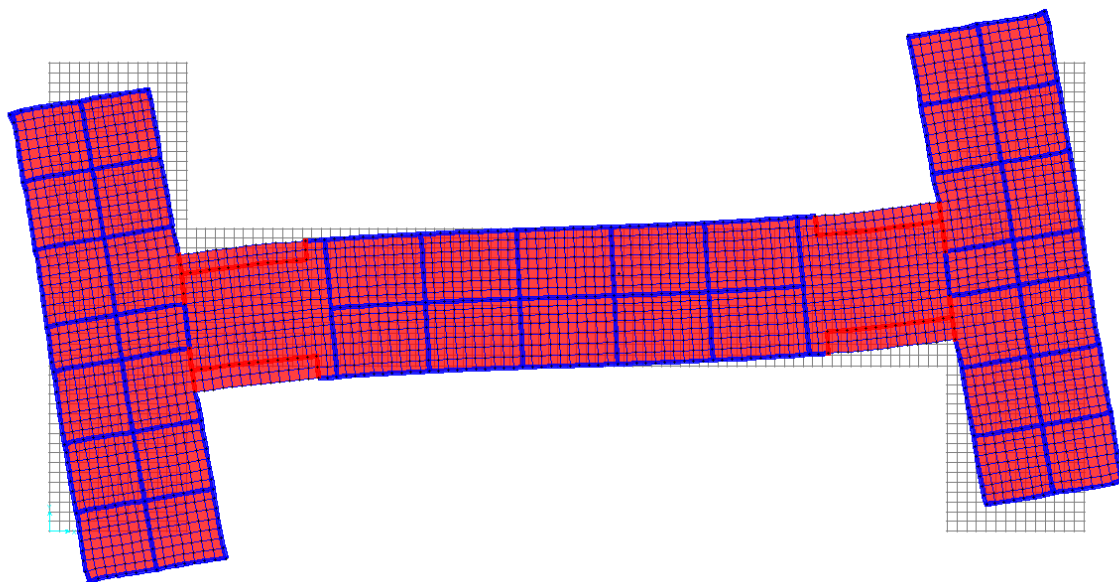
Preglednica 53: Nihajni časi in pripadajoče nihajne oblike

Nihajna oblika	T [s]	meff,Ux [%]	meff,Uy [%]	meff,Mz [%]
1	0,84	0,00	60,26	37,12
2	0,55	0,00	0,00	17,02
3	0,46	64,95	0,00	8,14
4	0,35	0,00	4,53	2,80
5	0,28	0,00	0,00	3,13
6	0,25	0,00	19,46	11,99
7	0,23	0,00	0,98	0,61
8	0,22	0,00	0,00	0,92
9	0,18	0,00	4,20	2,59
10	0,17	0,00	0,23	0,14
11	0,17	0,00	0,00	0,05
12	0,16	0,00	0,00	2,78
13	0,16	0,00	0,65	0,38
14	0,16	0,00	0,64	0,40
15	0,15	24,13	0,00	3,05
16	0,15	0,00	0,02	0,01
17	0,14	0,00	0,29	0,18
18	0,14	0,00	0,33	0,47
19	0,14	0,00	0,17	0,00
20	0,13	0,00	0,00	0,00
21	0,13	0,00	0,01	0,00
22	0,13	0,00	2,56	1,58
23	0,12	0,00	1,01	0,63
24	0,12	0,00	0,00	0,00
25	0,12	0,00	0,00	0,03
26	0,12	0,00	0,06	0,03
27	0,12	1,78	0,00	0,22
Σ meff [%]		90,86	95,40	94,25

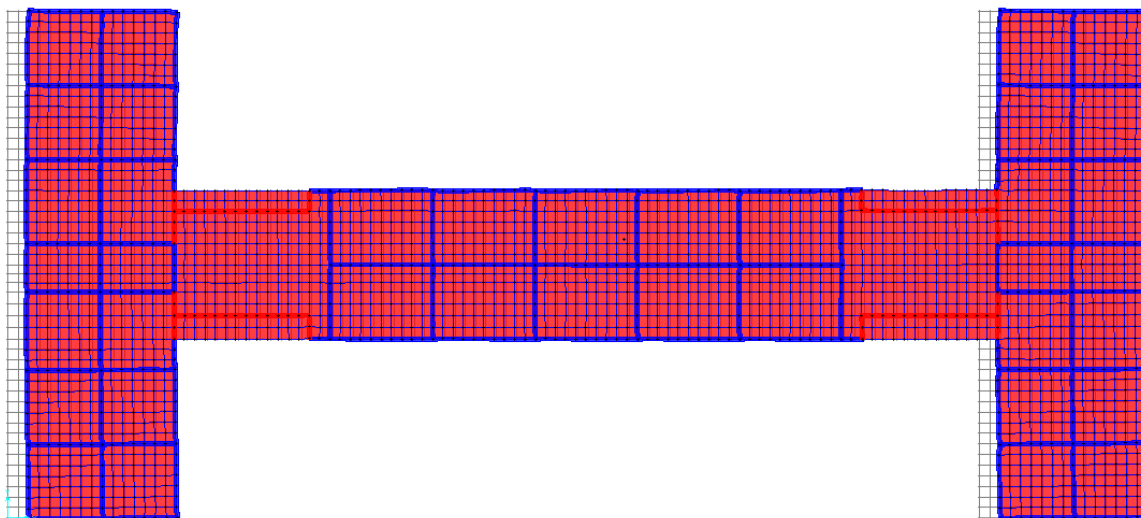
Največji nihajni čas znaša 0,84 s. Prva nihajna oblika je pretežno translacijska z nihanjem v smeri y, druga nihajna oblika je pretežno torzijska in tretja oblika je pretežno translacijska z nihanjem v smeri x. Ugotovimo, da tudi višje nihajne oblike pomembno vplivajo na obnašanje konstrukcije.



Slika 25: Prva nihajna oblika



Slika 26: Druga nihajna oblika



Slika 27: Tretja nihajna oblika

4.3.3 Omejitev poškodb

Na nivoju etažnih pomikov preverimo, ali so etažni pomiki znotraj mejnih vrednosti. Za obravnavan objekt upoštevamo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov (EC8-1/4.4.3.2).

$$d_r * v \leq 0,005 * h$$

$$v = 0,5 \text{ za kategorijo pomembnosti I in II}$$

$$h = \begin{cases} 4,00 \text{ m, od 1. do 6. etaže} \\ 3,50 \text{ m, od 7. do 11. etaže} \end{cases}$$

d_r ... projektni etažni pomik

v ... redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb

h ... etažna višina

$u_{x,i}$... povprečni etažni pomik v smeri x v i – ti etaži

$u_{y,i}$... povprečni etažni pomik v smeri y v i – ti etaži

Preglednica 54: Kontrola etažnih pomikov

Etaža	$u_{x,i}$ (cm)	$u_{y,i}$ (cm)	$d_{s,x}$	$d_{s,y}$	$d_{r,x}$	$d_{r,y}$	$d_{r,x}*v$	$d_{r,y}*v$	0,005 h
11	4,3	10,2	6,9	16,3	0,6	1,3	0,3	0,6	1,8
10	4,0	9,4	6,3	15,0	0,6	1,5	0,3	0,8	1,8
9	3,6	8,4	5,7	13,5	0,6	1,6	0,3	0,8	1,8
8	3,2	7,5	5,1	11,9	0,6	1,6	0,3	0,8	1,8
7	2,8	6,5	4,5	10,4	0,6	1,5	0,3	0,8	1,8
6	2,4	5,5	3,8	8,9	0,7	2,7	0,4	1,3	2,0
5	1,9	3,9	3,1	6,2	0,8	1,7	0,4	0,8	2,0
4	1,5	2,8	2,3	4,5	0,7	1,6	0,4	0,8	2,0
3	1,0	1,9	1,6	3,0	0,7	1,3	0,3	0,7	2,0
2	0,6	1,0	0,9	1,6	0,5	1,0	0,3	0,5	2,0
1	0,2	0,4	0,4	0,6	0,4	0,6	0,2	0,3	2,0

Projektni etažni pomiki v vsaki etaži in v obeh pravokotnih smereh so znotraj mejnih vrednosti.

4.3.4 Teorija drugega reda

Ker znotraj programa SAP 2000 ne upoštevamo začetne imperfektnosti konstrukcije, moramo preveriti, ali slednja bistveno vpliva na samo obnašanje konstrukcije.

Vpliv drugega reda, ki zajema začetno imperfektnost, ni treba upoštevati, če je v vsaki etaži izpolnjen pogoj (EC8-1/4.4.2.2 (2));

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_t}{V_{tot} * h} \leq 0,10$$

θ ... koeficient občutljivosti za etažne pomike

P_{tot} ... celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo

V_{tot} ... celotna prečna sila v etaži zaradi potresa

Preglednica 55: Kontrola upoštevanja teorije drugega reda

Etaža	P_{tot} [kN]	h [cm]	$d_{t,x}$ [cm]	$d_{t,y}$ [cm]	$V_{tot,x}$	$V_{tot,y}$	Θ_x	Θ_y
11	9163	350	0,55	1,28	6257	11916	0,002	0,003
10	22887	350	0,61	1,51	13741	22928	0,003	0,004
9	36611	350	0,63	1,56	20352	32580	0,003	0,005
8	50335	350	0,64	1,56	25664	40520	0,004	0,006
7	64059	350	0,63	1,51	30136	46997	0,004	0,006
6	79157	400	0,73	2,69	34402	53755	0,004	0,010
5	104987	400	0,77	1,65	37709	63974	0,005	0,007
4	134417	400	0,75	1,57	43477	71977	0,006	0,007
3	163847	400	0,65	1,32	48749	78900	0,005	0,007
2	196210	400	0,54	1,02	53407	84325	0,005	0,006
1	228553	400	0,39	0,63	56553	86877	0,004	0,004

Kot je razvidno iz zgornje preglednice, teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, saj je koeficient občutljivosti manjši od 0,1.

4.4 Dimenzioniranje

4.4.1 Dimenzioniranje AB medetažne/strešne plošče

Obravnavan objekt ima 10 medetažnih in 3 strešne AB plošče. Medetažne plošče so vse enakih debelin, in sicer 0,18 m, strešne plošče pa debeline 0,15 m. Plošče so od pritličja do 5. etaže v obliki »I« profila. Dimenzije tloris plošče so 15 m x 50 m za stransko levo in desno »krilo« in 80 m x 15 m za srednji del objekta. Od 5. etaže do najvišje točke objekta se stavba nadaljuje le v srednjem pravokotnem delu dimenzij 80 m x 50 m.

Vsaka posamezna etažna plošča ima odprtine zaradi stopnišč in dvigal, ki se nahajajo v vsakem jedru in segajo od pritličja do 10. etaže.

Za dimenzioniranje plošč je merodajno stalno in začasno projektno stanje, kjer upoštevamo vpliv lastne, koristne obtežbe in obtežbe snega ter vetra. Vpliv vetra bi lahko tudi zanemarili, saj je njegov vpliv zaradi horizontalne smeri delovanja na plošče zanemarljiv.

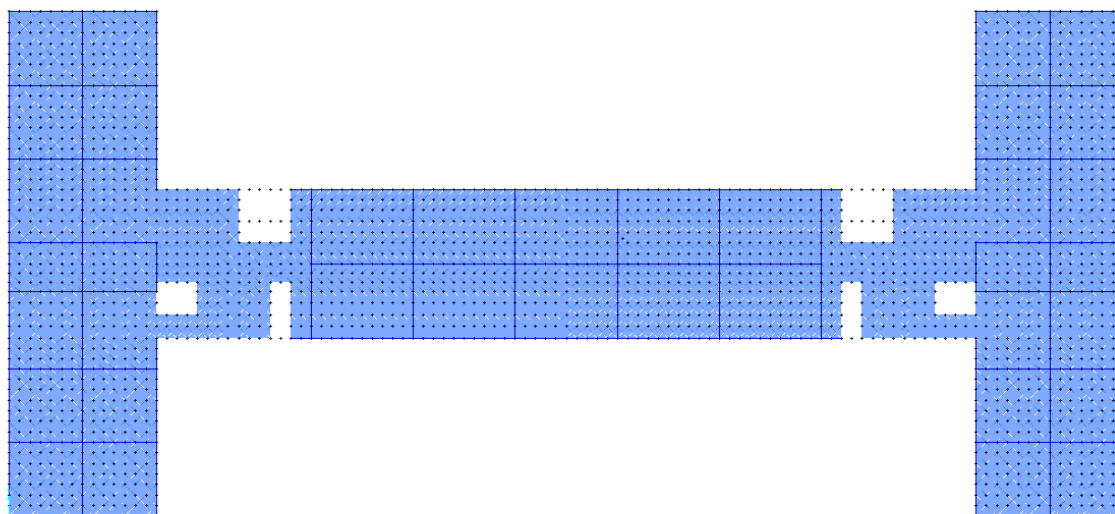
Kot smo definirali v poglavjih 3.1.3.1 in 3.1.3.2 se obremenitev posamezne plošče s koristno obtežbo razlikuje glede na namembnost etaže in obremenitev zaradi obtežbe predelnih sten, je v vsaki etaži enaka.

Obtežbo nanašamo na ploščo na naslednje načine:

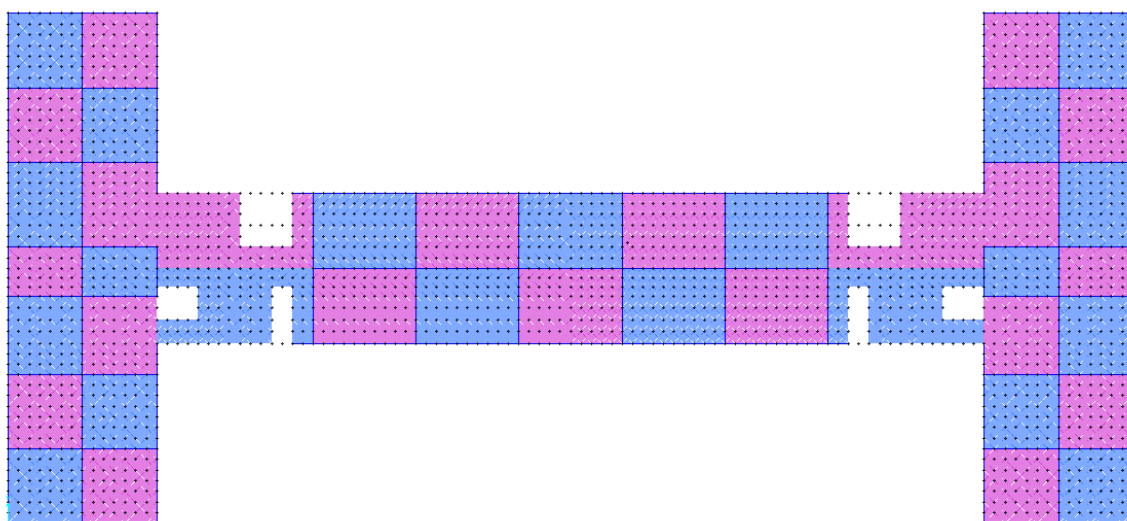
Preglednica 56: Način porazdelitve obtežbe na ploščo

	1	2	3
STALNA	ENAKOMERNO PORAZDELJENO PO CELOTNI MEDETAŽNI IN STREŠNI PLOŠČI	ENAKOMERNO PORAZDELJENO PO CELOTNI MEDETAŽNI IN STREŠNI PLOŠČI	ENAKOMERNO PORAZDELJENO PO CELOTNI MEDETAŽNI IN STREŠNI PLOŠČI
KORISTNA	ENAKOMERNO PORAZDELJENO PO CELOTNI MEDETAŽNI IN STREŠNI PLOŠČI	RAZPOREJENO V OBLIKI ŠAHOVNICE 1 PO CELOTNI MEDETAŽNI IN STREŠNI PLOŠČI	RAZPOREJENO V OBLIKI ŠAHOVNICE 2 PO CELOTNI MEDETAŽNI IN STREŠNI PLOŠČI
SNEG	ENAKOMERNO PORAZDELJENO PO CELOTNI STREŠNI PLOŠČI	ENAKOMERNO PORAZDELJENO PO CELOTNI STREŠNI PLOŠČI	ENAKOMERNO PORAZDELJENO PO CELOTNI STREŠNI PLOŠČI

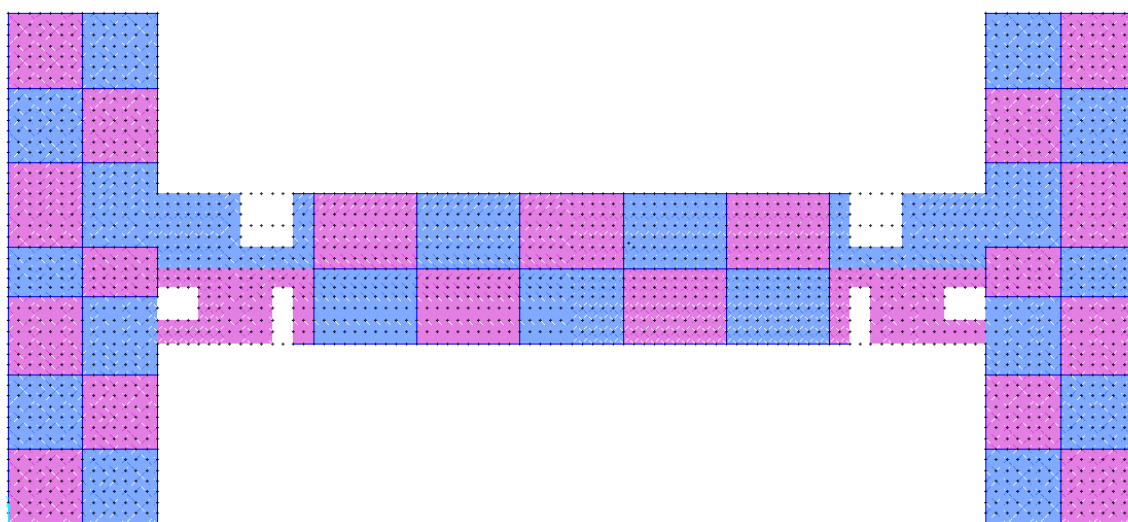
Spodnje slike prikazujejo upoštevan način razporeditve obtežbe po plošči v programu SAP 2000 (Slike 31–33).



Slika 28: Prikaz enakomerno porazdeljene koristne obtežbe v prvi etaži

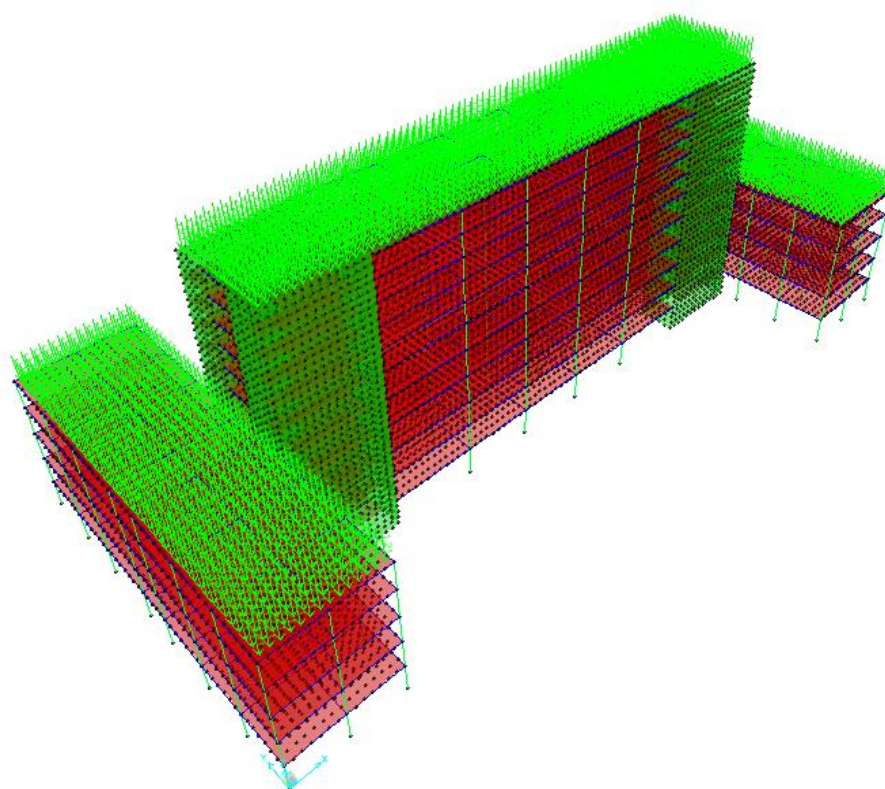


Slika 29: Prikaz razporeditve koristne obtežbe v obliki šahovnice 1 v prvi etaži



Slika 30: Prikaz razporeditve koristne obtežbe v obliki šahovnice 2 v prvi etaži

Na strešne plošče poleg stalne in koristne obremenitve deluje tudi obtežba snega.



Slika 31: Obtežba snega na strešne plosče

Definiramo obtežne kombinacije (Slika 35).

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,35
DEAD	Linear Static	1,35
stalna	Linear Static	1,35
koristna	Linear Static	1,5
sneg	Linear Static	0,75
veter	Linear Static	0,9

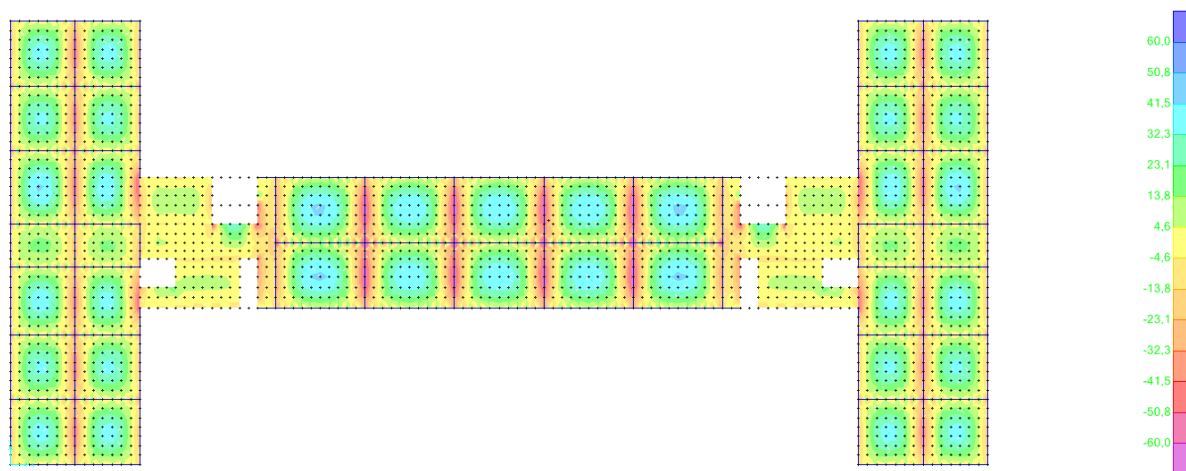
Slika 32: Obtežna kombinacija 1, definirana s programom SAP 2000

Ekstremne vrednosti notranjih sil po konstrukciji dobimo tako, da določimo ovojnice notranjih sil za vse upoštevane obtežne kombinacije.

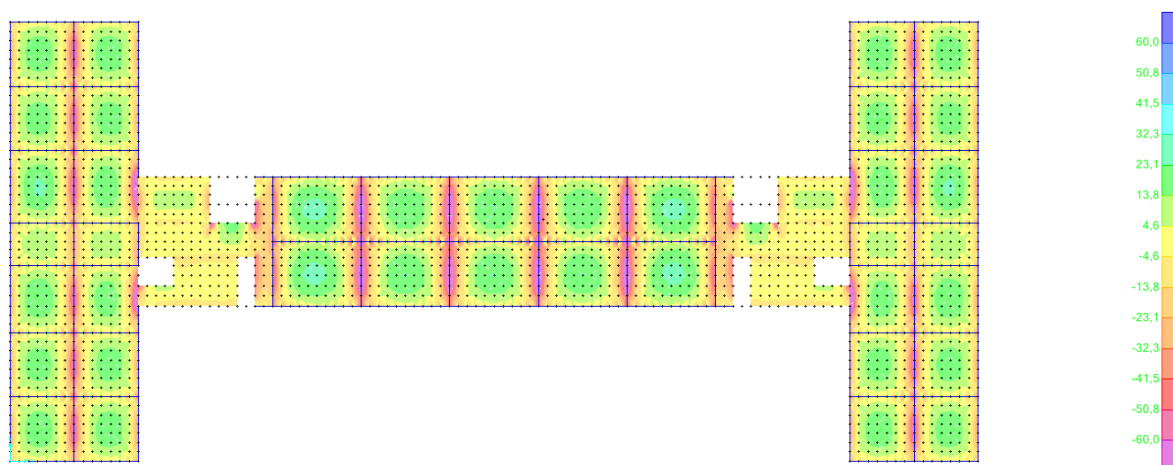
4.4.1.1 Obremenitve v plošči, izračunane s programom SAP 2000

Rezultate notranjih statičnih količin prikažemo za ploščo v 1. etaži, ki je najbolj obremenjena. Namenjena je za trgovine in ima posledično največjo koristno obtežbo in zajema največjo zunanjo dimenzijo objekta.

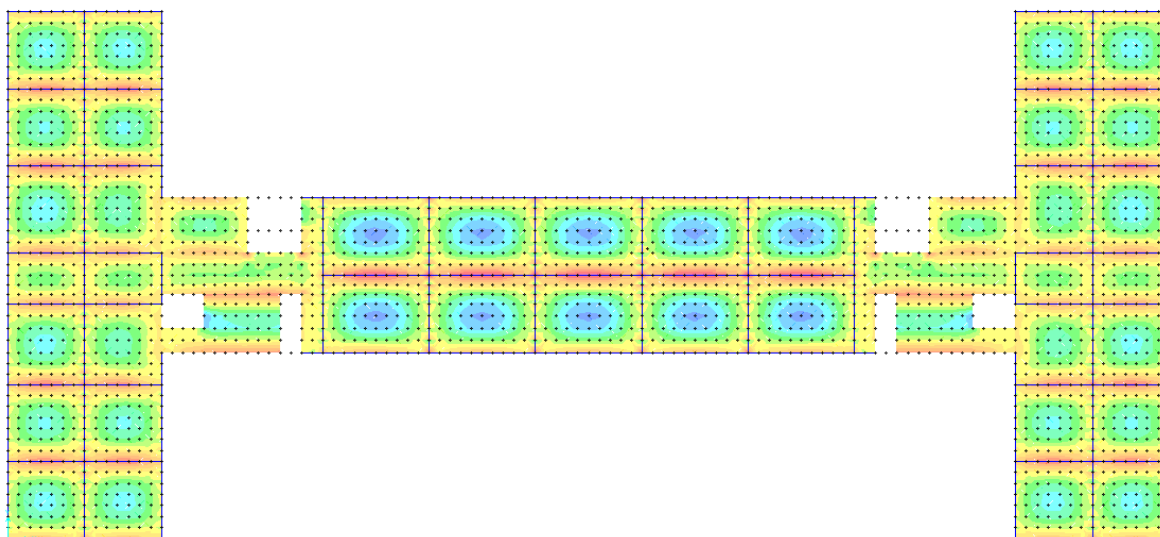
S pomočjo programa SAP 2000 izračunamo in prikažemo ovojnico projektnih obremenitev v plošči, ki so potrebni za dimenzioniranje spodnje in zgornje armature.



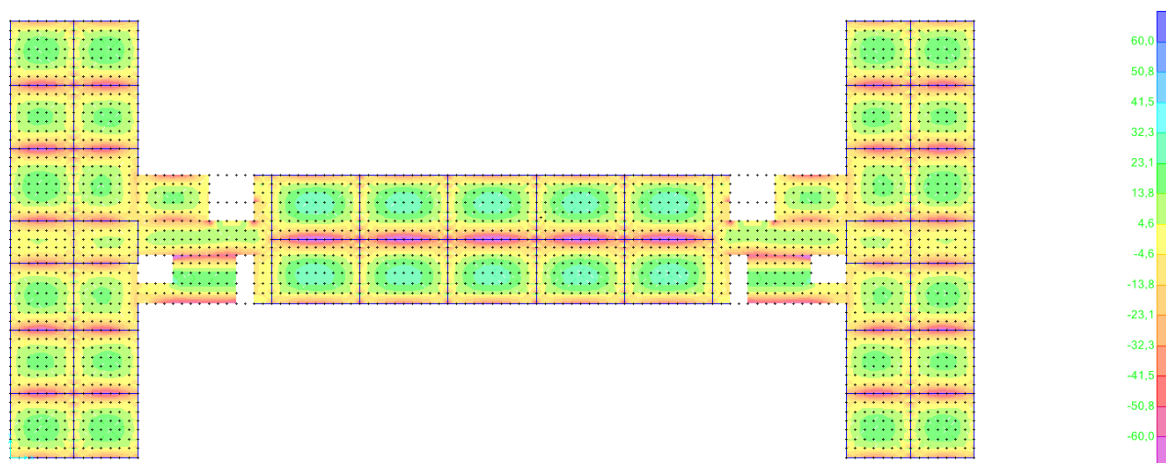
Slika 33: Ovojnica upogibnih momentov m_{11} za določitev spodnje upogibne armature



Slika 34: Ovojnica upogibnih momentov m_{11} za določitev zgornje upogibne armature



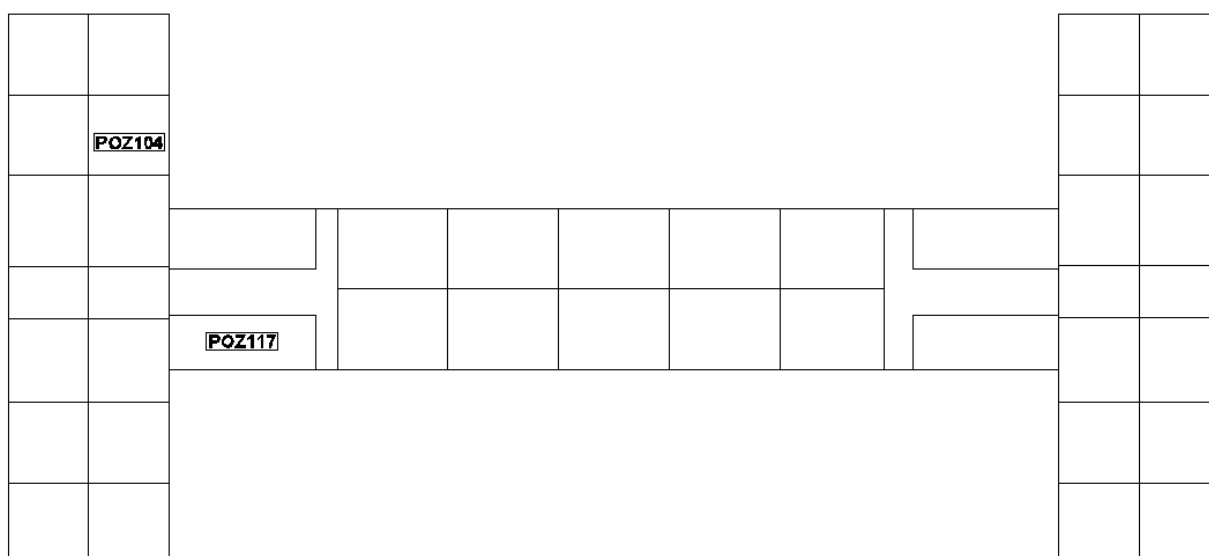
Slika 35: Ovojnica upogibnih momentov m_{22} za določitev spodnje upogibne armature



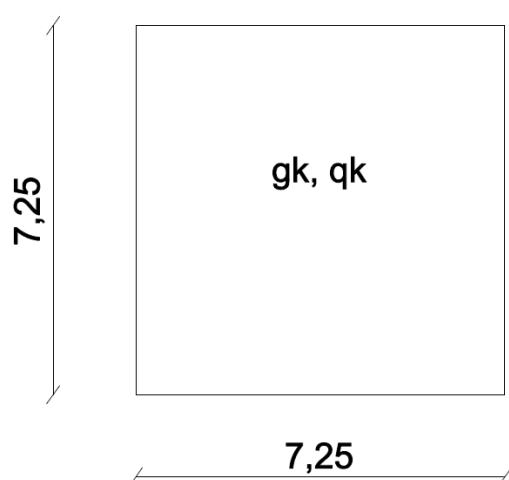
Slika 36: Ovojnica upogibnih momentov m_{22} za določitev zgornje upogibne armature

4.4.1.2 Obremenitve v plošči, izračunane s pomočjo Hahnovih tabel

Dobljene rezultate obremenitev v plošči za kontrolo preverimo še s pomočjo Hahnovih tabel (Dipl.-Ing.J.Hahn, Durchlauftrager, Rahmen, PlattenundBalkenaufelastischerBettung) za ploščo, označeno s pozicijo POZ104 (Slika 43).



Slika 37: Lokacija pozicije plošč POZ104 in POZ117



Slika 38: Plošča POZ104

$$q_d = 1,35 * g_k + 1,5 * q_k = 1,35 * 6,91 \frac{kN}{m^2} + 1,5 * 6,2 \frac{kN}{m^2} = 18,63 \frac{kN}{m^2}$$

$$K = q_d * l_x * l_y = 18,63 \frac{kN}{m^2} * 7,25 m * 7,25 m = 979,2 kN$$

$$\varepsilon = \frac{l_x}{l_y} = \frac{7,25 m}{7,25 m} = 1,00$$

Za izračun momentov v polju upoštevamo 50% vpetost.

$$M_{x,polje} = \frac{1}{2} * K * \left(\frac{1}{m_{x,polje}^{5a}} + \frac{1}{m_{x,polje}^1} \right) = \frac{1}{2} * 979,2 kN * \left(\frac{1}{44,2} + \frac{1}{27,4} \right) = 28,95 kNm/m$$

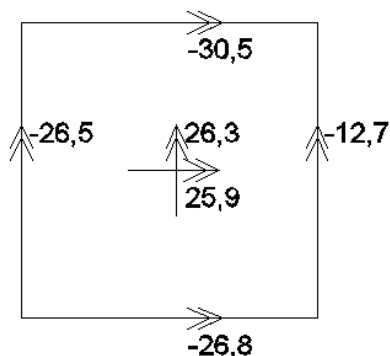
$$M_{y,polje} = \frac{1}{2} * K * \left(\frac{1}{m_{y,polje}^{5a}} + \frac{1}{m_{y,polje}^1} \right) = \frac{1}{2} * 979,2 kN * \left(\frac{1}{50,5} + \frac{1}{27,4} \right) = 27,56 kNm/m$$

Za izračun momentov ob podpori pa upoštevamo 100 % vpetost.

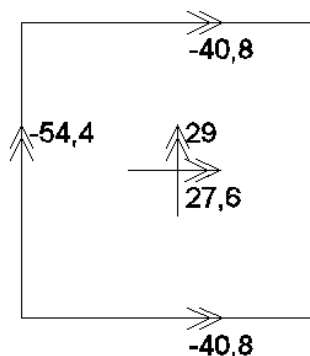
$$M_{x,podpora} = -K * \left(\frac{1}{m_{x,podpora}^{5a}} \right) = -979,2kN * \left(\frac{1}{18} \right) = -54,4kNm/m$$

$$M_{y,podpora} = -K * \left(\frac{1}{m_{y,podpora}^{5a}} \right) = -979,2kN * \left(\frac{1}{24} \right) = -40,8kNm/m$$

SAP2000 [kNm]:



Hahnove tabele [kNm]:



Slika 39: Primerjava obremenitve plošče POZ104, dobljene s programom SAP 2000 in s pomočjo Hahnovih tabel

Iz rezultatov je razvidno, da so vrednosti, dobljene s programom, in tiste, ki smo jih izračunali s pomočjo Hahnovih tabel, podobne. Razlika na desnem robu plošče nastane zato, ker imamo različne robne pogoje. Pri izračunu s pomočjo Hahnovih tabel upoštevamo vrtljivo podprti rob, medtem ko s programom upoštevamo gredo in posledično dobimo robne momente. Do večjih razlik negativnih robnih momentov v ostalih robovih plošče pridemo tudi zaradi različnega upoštevanja vpetosti plošč. Pri računu s Hahnovimi preglednicami predpostavimo 100 % vpetosti, program SAP 2000 pa upošteva podajnost gred.

4.4.1.3 Krovni sloj betona – statična višina

Krovni sloj betona, razdalja od površine armature, ki je najbližja betonski površini, se določi v skladu s standardom (člen 4.4.1 EC2-1-1):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max[c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}]$$

Predpostavimo maksimalni premer palice 10 mm. Pogoje okolja se upošteva v odvisnosti z razredom izpostavljenosti XC1 (beton znotraj stavb z nizko vlažnostjo zraka) in priporočenim razredom konstrukcije S4, in sicer 15 mm. Za ostale vrednosti se vzame priporočene vrednosti, in sicer 0 mm.

$$c_{min} = \max[10 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}]$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

$$a = c_{nom} + \frac{\phi_{vzd}}{2} = 25 + 5 = 30 \text{ mm}$$

$$d = h - a = 180 - 30 = 150 \text{ mm}$$

4.4.1.4 Potrebna armatura v plošči

Potrebno upogibno armaturo smo določili z upoštevanjem določil iz poglavja 9.3 standarda EC2-1. Postopek izračuna potrebne armature prikažemo za pozicijo POZ104.

Najprej določimo najmanjšo in največjo stopnjo armature v glavni smeri.

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d = 0,26 * \frac{\frac{0,35 \text{ kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{50 \text{ kN}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 * b_t * d = 0,0013 * 100 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \frac{2,73 \text{ cm}^2}{\text{m}}$$

$A_{s,min}$... najmanjša stopnja armature v glavni smeri

f_{ctm} ... srednja vrednost osne natezne trdnosti betona

f_{yk} ... karakteristična meja elastičnosti armature

b_t ... srednja širina natezne cone

d ... statična višina prečnega prereza

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 100 \text{ cm} * 18 \text{ cm} = 72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{s,max}$... največja stopnja armature v glavni smeri

A_c ... površina prečnega prereza plošče

Za maksimalno medsebojno oddaljenost armaturnih palic $s_{max,slabs}$ vzamemo vrednost, ki jo določa standard:

- za glavno armaturo: $s_{max,slabs} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 * h = 3 * 18 \text{ cm} = 54 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow 40 \text{ cm}$
- za razdelilno armaturo: $s_{max,slabs} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3,5 * h = 3,5 * 18 \text{ cm} = 63 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow 45 \text{ cm}$

Izjemoma v območjih koncentriranih obtežb oz. v območjih z največjim upogibnim momentom se medsebojne oddaljenosti palic zmanjšajo, in sicer:

- za glavno armaturo: $s_{max,slabs} = \min \left\{ \begin{matrix} h = 18 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \end{matrix} \right. \rightarrow 18 \text{ cm}$
- za razdelilno armaturo: $s_{max,slabs} = \min \left\{ \begin{matrix} h = 18 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{matrix} \right. \rightarrow 18 \text{ cm}$

4.4.1.4.1 Armatura plošč v bližini podpor

Glede na rezultate, dobljene s programom SAP 2000, izračunamo potrebno spodnjo in zgornjo armaturo za celotno ploščo v 1.etaži. Način izračuna prikažemo na primeru polja plošče, označenega s pozicijo POZ104.

Potrebna armatura je odvisna od upogibnih momentov in pripadajočih osnih sil. Maksimalne pozitivne momente in pripadajoče osne sile, ki jih odčitamo v polju, prevzamemo s spodnjo armaturo. Minimalne negativne momente in pripadajoče osne sile pa dobimo ob podporah in jih prevzamemo z zgornjo armaturo.

Izberemo mejne deformacije $\epsilon_s / \epsilon_c = 10 / -3,5 \text{ ‰}$, znotraj katerih bomo določili parametre k_d in k_s .

Spodnja armatura v polju v x in y smeri

$$M_{Ed} = M_{xx}^{polje} = 2630 \text{ kN cm/m}$$

$$N_{Ed} = -11 \text{ kN/m}$$

$$z_s = d - \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} - \frac{18 \text{ cm}}{2} = 6 \text{ cm}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - z_s * N_{Ed} = \frac{2630 \text{ kNcm}}{m} - 6 \text{ cm} * \left(-\frac{11 \text{ kN}}{m} \right) = 2696 \text{ kNcm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{\alpha f_{cd} * b * d^2} = \frac{2696 \text{ kNcm}}{2,67 \text{ kN/cm}^2 * 100 \text{ cm} * (15 \text{ cm})^2} = 0,0449$$

$$k_d = 0,053$$

$$k_s = 1,041$$

Izračunamo potrebno spodnjo armaturo v x smeri;

$$A_{s,sp} = k_s * \frac{M_{Eds}}{f_{yd} * d} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,041 * \frac{2696 \text{ kNcm}}{\frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}} - \frac{\frac{11 \text{ kN}}{m}}{\frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2}} = 4,05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$M_{Ed} = M_{yy}^{polje} = 2590 \text{ kNcm/m}$$

$$N_{Ed} = -29 \text{ kN/m}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - z_s * N_{Ed} = \frac{2590 \text{ kNcm}}{m} - 6 \text{ cm} * \left(-\frac{29 \text{ kN}}{m} \right) = 2764 \text{ kNcm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{\alpha f_{cd} * b * d^2} = \frac{2764 \text{ kNcm}}{2,67 \text{ kN/cm}^2 * 100 \text{ cm} * (15 \text{ cm})^2} = 0,0460$$

$$k_d = 0,053$$

$$k_s = 1,041$$

Izračunamo potrebno spodnjo armaturo v y smeri;

$$A_{s,sp} = k_s * \frac{M_{Eds}}{f_{yd} * d} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,041 * \frac{2764 \text{ kNcm}}{\frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}} - \frac{\frac{29 \text{ kN}}{m}}{\frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2}} = 3,74 \text{ cm}^2$$

Potrebno spodnjo armaturo za prevzem obeh upogibnih momentov v x in y smer v polju zagotovimo z izbiro mreže Q424 ($A_{s,sp,dejansko} = 4,24 \text{ cm}^2$).

Kontrola:

$$A_{s,min} = 2,73 \text{ cm}^2 < 4,24 \text{ cm}^2 < 72 \text{ cm}^2 = A_{s,max} \rightarrow OK$$

Zgornja armatura ob levi podpori

$$M_{Ed} = M_{xx}^{podpora,levo} = -2650 \text{ kNcm/m}$$

$$N_{Ed} = -147 \text{ kN/m}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - z_s * N_{Ed} = -\frac{2650 \text{ kNcm}}{m} - 6 \text{ cm} * \left(-\frac{147 \text{ kN}}{m}\right) = -1768 \text{ kNcm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{\alpha f_{cd} * b * d^2} = \frac{(-)1768 \text{ kNcm}}{2,67 \text{ kN/cm}^2 * 100 \text{ cm} * (15 \text{ cm})^2} = 0,029$$

$$k_d = 0,037$$

$$k_s = 1,033$$

Izračunamo potrebno spodnjo armaturo;

$$A_{s,zg}^{podpora,levo} = k_s * \frac{M_{Eds}}{f_{yd} * d} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,033 * \frac{(-)1768 \text{ kNcm}}{\frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}} + \frac{(-)\frac{147 \text{ kN}}{m}}{\frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2}} = 6,18 \text{ cm}^2$$

Potrebno zgornjo armaturo nad levo gredo zagotovimo z izbiro mreže R636 ($A_{s.sp,dejansko} = 6,36 \text{ cm}^2$).

Kontrola:

$$A_{s,min} = 2,73 \text{ cm}^2 < 6,36 \text{ cm}^2 < 72 \text{ cm}^2 = A_{s,max} \rightarrow OK.$$

Zgornja armatura ob desni podpori

$$M_{Ed} = M_{xx}^{podpora,desno} = (-)1270 \text{ kNcm/m}$$

$$N_{Ed} = -225 \text{ kN/m}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - z_s * N_{Ed} = -\frac{1270 \text{ kNcm}}{m} - 6 \text{ cm} * \left(-\frac{225 \text{ kN}}{m}\right) = 80 \text{ kNcm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{\alpha f_{cd} * b * d^2} = \frac{80 \text{ kNcm}}{2,67 \text{ kN/cm}^2 * 100 \text{ cm} * (15 \text{ cm})^2} = 0,0013$$

$$k_d = 0,037$$

$$k_s = 1,033$$

Izračunamo potrebno spodnjo armaturo:

$$A_{s,zg}^{podpora,desno} = k_s * \frac{M_{Eds}}{f_{yd} * d} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,033 * \frac{80 \text{ kNcm}}{\frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}} + \frac{(-)\frac{225 \text{ kN}}{m}}{\frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2}} = 5,05 \text{ cm}^2$$

Potrebno zgornjo armaturo nad levo gredo zagotovimo z izbiro mreže R524 ($A_{s,sp,dejansko} = 5,24 \text{ cm}^2$).

Kontrola:

$$A_{s,min} = 2,73 \text{ cm}^2 < 5,24 \text{ cm}^2 < 72 \text{ cm}^2 = A_{s,max} \rightarrow OK.$$

Zgornja armatura ob zgornji podpori

$$M_{Ed} = M_{xx}^{podpora,zgoraj} = (-)3050 \text{ kNcm/m}$$

$$N_{Ed} = -200 \text{ kN/m}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - z_s * N_{Ed} = -\frac{3050 \text{ kNcm}}{m} - 6 \text{ cm} * \left(-\frac{200 \text{ kN}}{m}\right) = -1850 \text{ kNcm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{\alpha f_{cd} * b * d^2} = \frac{(-)1850 \text{ kNcm}}{2,67 \text{ kN/cm}^2 * 100 \text{ cm} * (15 \text{ cm})^2} = 0,031$$

$$k_d = 0,037$$

$$k_s = 1,033$$

Izračunamo potrebno spodnjo armaturo;

$$A_{s,zg}^{podpora,zgoraj} = k_s * \frac{M_{Eds}}{f_{yd} * d} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,033 * \frac{(-)1850 \text{ kNcm}}{\frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}} + \frac{(-)\frac{200 \text{ kN}}{m}}{\frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2}} = 7,53 \text{ cm}^2$$

Potrebno zgornjo armaturo nad levo gredo zagotovimo z izbiro mreže R785 ($A_{s,sp,dejansko} = 7,85 \text{ cm}^2$).

Kontrola:

$$A_{s,min} = 2,73 \text{ cm}^2 < 7,85 \text{ cm}^2 < 72 \text{ cm}^2 = A_{s,max} \rightarrow OK.$$

Zgornja armatura ob spodnji podpori

$$M_{Ed} = M_{xx}^{podpora,spodaj} = (-)2680 \text{ kNcm/m}$$

$$N_{Ed} = -210 \text{ kN/m}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - z_s * N_{Ed} = -\frac{2680 \text{ kNcm}}{m} - 6 \text{ cm} * \left(-\frac{210 \text{ kN}}{m}\right) = -1420 \text{ kNcm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{\alpha f_{cd} * b * d^2} = \frac{1420 \text{ kNcm}}{2,67 \text{ kN/cm}^2 * 100 \text{ cm} * (15 \text{ cm})^2} = 0,024$$

$$k_d = 0,037$$

$$k_s = 1,033$$

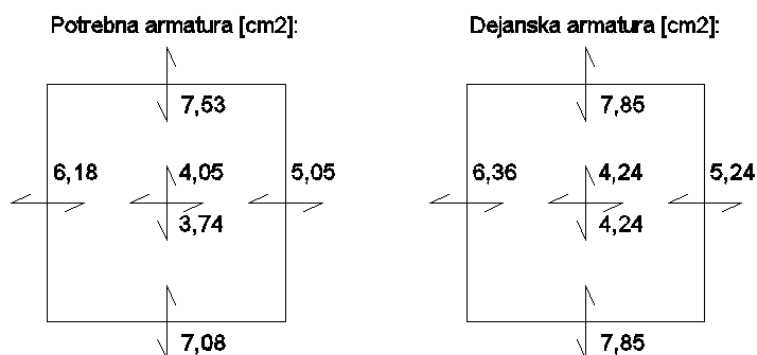
Izračunamo potrebno spodnjo armaturo:

$$A_{s,zg}^{podpora,spodaj} = k_s * \frac{M_{Eds}}{f_{yd} * d} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 1,033 * \frac{(-)1420 \text{ kNcm}}{\frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}} + \frac{(-)\frac{210 \text{ kN}}{\text{m}}}{\frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2}} = 7,08 \text{ cm}^2$$

Potrebno zgornjo armaturo nad levo gredo zagotovimo z izbiro mreže R785 ($A_{s.sp,dejansko} = 7,85 \text{ cm}^2$).

Kontrola:

$$A_{s,min} = 2,73 \text{ cm}^2 < 7,85 \text{ cm}^2 < 72 \text{ cm}^2 = A_{s,max} \rightarrow OK.$$



Slika 40: Potrebna in dejanska armatura plošče POZ104

Pri dimenzioniranju in konstruiranju plošče kot celote se v armaturnih načrtih izbira mrež posamezne pozicije uskladi oz. poenoti z ostalimi pozicijami. Zaradi lažje izvedbe se izbere minimalno število različnih tipov mreže.

4.4.1.5 Konstruiranje armature

Armaturo konstruiramo na podlagi pravil v standardu, ki podaja pravila za detajlirane armature, ki so izpostavljene pretežno statični obtežbi (EC2-1/ 8).

Za premer palice vzamemo največjega, ki ga uporabimo pri armiranju plošče, in sicer $\phi = 10 \text{ mm}$.

4.4.1.5.1 Medsebojna oddaljenost palic

$$s \geq \max \begin{cases} k_1 * \phi_{palice} = 1,0 * 10 \text{ mm} = 10 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

s ... svetla vodoravna oziroma navpična medsebojna oddaljenost posamzenih vzporednih palic

$k_1 = 1 \text{ mm}$ (priporočena vrednost)

4.4.1.5.2 Sidranje vzdolžne armature

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{bd} = 2,25 * 0,7 * 1 * \frac{0,1667 kN}{cm^2} = 0,2625 kN/cm^2$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} * f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,0 * \frac{0,25 kN}{cm^2}}{1,5} = 0,1667 kN/cm^2$$

f_{bd} ... projektna vrednost mejne napetosti sidranja pri rebrastih palicah

f_{ctd} ... projektna vrednost natezne trdnosti betona

$\alpha_{ct} = 1,0$ (priporočena vrednost)

$\gamma_c = 1,5$ za stalno in začasno projektno stanje

$\eta_1 = 0,7$ za vse primere, kjer niso doseženi dobri pogoji sidranja

$\eta_2 = 1,0$ za $\phi \leq 32$ mm

α_{ct} ... koeficient, ki upošteva učinke trajanja in neugodne učinke načina nanosa obtežbe
na natezno trdnost

γ_c ... delni varnostni faktor za beton

4.4.1.5.3 Osnovna sidrna dolžina

Določimo osnovno sidrno dolžino, ki je odvisna od vrste jekla in sprijemne lastnosti palic.

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) * \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) = \left(\frac{1 cm}{4}\right) * \frac{\frac{43,47 kN}{cm^2}}{\frac{0,2625 kN}{cm^2}} = 41,41 cm$$

$l_{b,rqd}$... osnovna potrebna sidrna dolžina za sidranje sile $A_s \sigma_{sd}$ v ravni palici
pri privzeti konstantni sprijemni napetosti f_{bd}

σ_{sd} ... projektna napetost v palici na mestu, od katerega se meri dolžina sidranja

4.4.1.5.4 Projektna sidrna dolžina

Na podlagi izračunane osnovne sidrne dolžine določimo projektno sidrno dolžino, ki jo upoštevamo pri konstruiranju armature.

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

$$l_{bd} = 1,0 * 0,775 * 1,0 * 0,7 * 1,0 * 41,41 \text{ cm} = \mathbf{22,47 \text{ cm}} \geq 12,42 \text{ cm} \rightarrow OK$$

Veljati mora tudi:

$$(\alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5) = (0,775 * 1,0 * 1,0) = 0,775 \geq 0,7 \rightarrow OK$$

$\alpha_1 = 1,0$ za raven način sidranja, palice v nategu

$\alpha_2 = 1 - 0,15 * (c_d - \phi) * \phi = 1 - 0,15 * (2,5 - 1,0) * 1,0 = 0,775$ za palice v nategu

$$\alpha_3 = 1,0$$

$$\alpha_4 = 0,7$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$l_{b,min} > \max \{0,3 * l_{b,rqd}; 10 * \phi; 100 \text{ mm}\} = \max \{124,2 \text{ mm}; 100 \text{ mm}; 100 \text{ mm}\} = 124,2 \text{ mm}$$

l_{bd} ...projektna sidrna dolžina

α_1 ...upošteva vpliv oblike krivljenja palice

α_2 ...upošteva vpliv najmanjšega krovnege sloja betona

α_3 ...upošteva vpliv objekta s prečno armaturo

α_4 ...upošteva vpliv ene ali več privarjenih prečnih palic vzdolž proj. sidrne dolžine

α_5 ...upošteva učinek tlačnih napetosti prečno na ravnino cepitve vzdolž proj. sidrne dolžine

4.4.1.5.5 Stikovanje mrež iz rebrastih žic s prekrivanjem – glavna armatura

Zaradi varnosti zaradi možnosti utrujanja izvedemo stikovanje s prekrivanjem mrež v vzdolžni smeri tako, da so vzdolžne palice v isti ravnini.

Določimo dolžino prekrivanja:

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

$$l_0 = 1,0 * 0,775 * 1,0 * 0,7 * 1,0 * 1,5 * 41,41 \text{ cm} = \mathbf{33,70 \text{ cm}} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow OK$$

$$l_{0,min} > \max\{0,3 * \alpha_3 * l_{b,rqd}; 15 * \phi; 200 \text{ mm}\} = \max\{0,3 * \alpha_3 * l_{b,rqd}; 15 * \phi; 200 \text{ mm}\} \\ = \max\{124,2 \text{ mm}; 150 \text{ mm}; 200 \text{ mm}\} = 200 \text{ mm}$$

$\alpha_6 = 1,5$ za več kot 50 % delež s prekrivanjem stikovanih palic znotraj 0,65
* l_0 od sredine obravnavane dolžine prekrivanja

Dodatna prečna armatura v območju prekrivanja ni potrebna.

4.4.1.6 Omejitev razpok

Ker višina plošče ne presega 200 mm in plošča ni obremenjena z veliko osno silo, temveč predvsem na upogib, ukrepi za omejitev razpok niso potrebni (EC2-1/ 7.3.3 (1)).

4.4.1.7 Omejitev povosov

Povese smo preverili za ploščo POZ117, ki ima največjo razpetino ($l = 11,75\text{m}$) in je posledično za kontrolo povosov najbolj kritična (slika 43).

Račun povosov ni potreben, če so plošče dimenzionirane tako, da ustrezajo omejitvam razmerij med razpetino in statično višino, kot določa spodnja enačba. Ker ima obravnavana plošča razpetino večjo od 7 m in nosi predelne stene, ki se pri prevelikih povasih lahko poškodujejo, smo razmerje l/d pomnožili s $7/l_{\text{eff}}$ in s tem reducirali dovoljene povese (EC2-1/ 7.4.2 (2));

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 * \sqrt{f_{ck}} * \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 * \sqrt{f_{ck}} * \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ če je } \rho < \rho_0$$

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2 = 6,85\text{ m} + 0,09\text{ m} + 0,09\text{ m} = 7,03\text{ m}$$

$$l_n = 7,25\text{ m} - 0,2\text{ m} - 0,2\text{ m} = 6,85\text{ m}$$

$$a_1 = \min \left\{ \frac{1}{2} * h; \frac{1}{2} * t \right\} = \min \left\{ \frac{1}{2} * 0,18\text{ m}; \frac{1}{2} * 0,4\text{ m} \right\} = \min \{ 0,09\text{ m}; 0,20\text{ m} \} = 0,09\text{ m}$$

$$a_2 = \min \left\{ \frac{1}{2} * h; \frac{1}{2} * t \right\} = \min \left\{ \frac{1}{2} * 0,18\text{ m}; \frac{1}{2} * 0,4\text{ m} \right\} = \min \{ 0,09\text{ m}; 0,20\text{ m} \} = 0,09\text{ m}$$

$K = 1,5$ za notranje polje v eni ali dveh smereh nosilnih plošč

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} * 10^{-3} = \sqrt{40} * 10^{-3} = 0,006325$$

$$\rho = \frac{A_{s,\text{potr}}}{b_w * d} = \frac{4,2\text{ cm}^2/\text{m}}{100\text{ cm} * 15\text{ cm}} = 0,0028$$

$\frac{l}{d}$... meja razmerja med razpetino in statično višino prereza

K ..., faktor, ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov

ρ_0 ... referenčno razmerje armiranja

ρ ... zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine, ki

je potrebna za prevzem momenta zaradi projektnih obtežb

ρ' ... zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo v sredini razpetine, ki

je potrebna za prevzem momenta zaradi projektnih obtežb

f_{ck} ... karakteristična tlačna trdnost betona v MPa

$$\frac{l}{d} = \frac{7m}{7,03m} * 1,5 * \left[11 + 1,5 * \sqrt{40} * \frac{0,006325}{0,0028} + 3,2 * \sqrt{40} * \left(\frac{0,006325}{0,0028} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 91,14$$

$$91,14 \geq \frac{7m}{0,15m} = 46,67$$

Ugotovimo, da povesov ni potrebno preverjati, saj je razmerje med razpetino in statično višino najbolj kritične plošče manjše od mejnega.

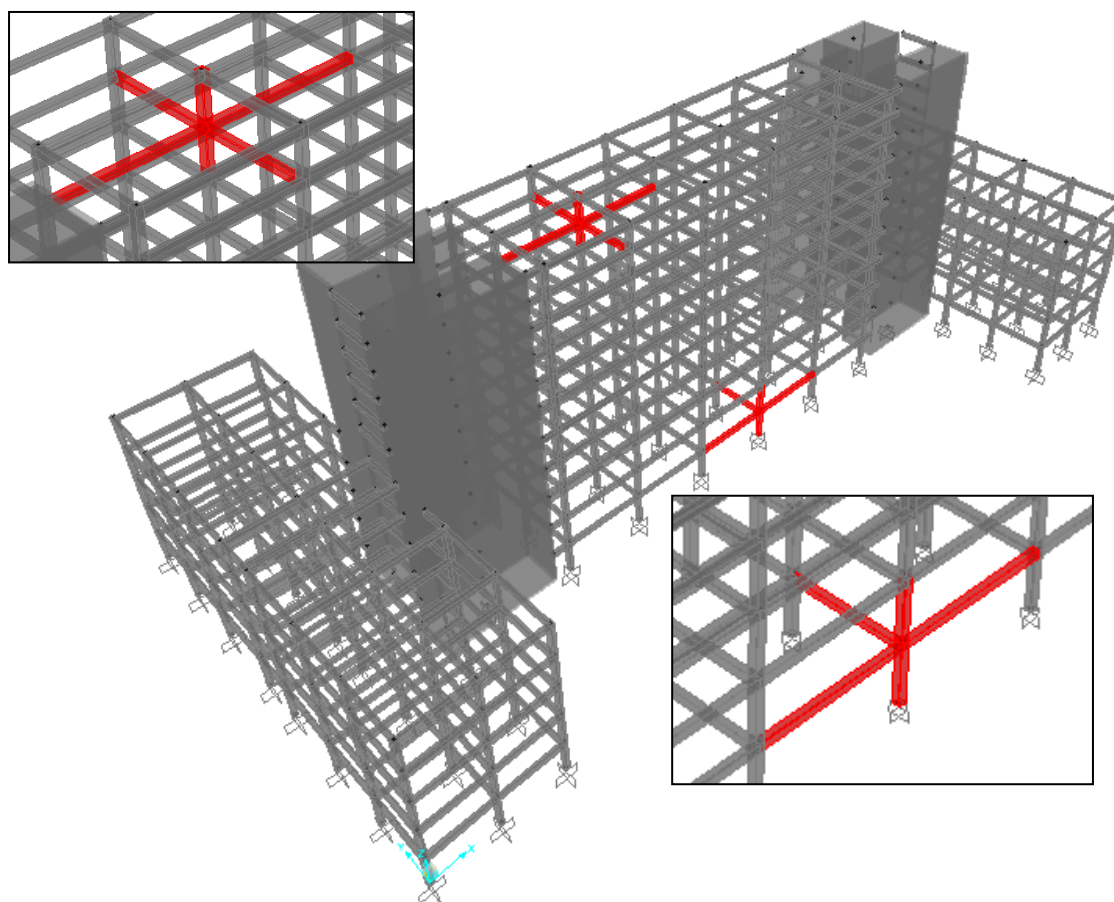
4.4.2 Dimenzioniranje okvirja

V skladu z zahtevami, ki jih predpisujejo evrokod standardi dimenzioniramo dva kritična okvirja za izbrano srednjo stopnjo duktilnosti (DCM).

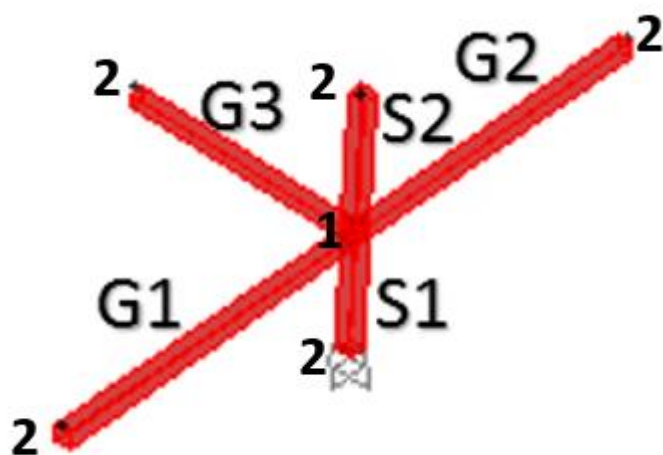
Za stenast sistem je značilno, da pretežni del obremenitev prevzamejo stene. V obravnavanem primeru je togost jeder 98 %, zato načeloma lahko okvirje obravnavamo kot sekundarne potresne elemente, za katere predpostavimo, da ne prenašajo obtežbe zaradi potresa ter jih dimenzioniramo po EC2. Pri izračunu notranjih statičnih količin okvirja dobimo velike osne sile v spodnjih stebrih in velike upogibne momente v gredah na vrhu konstrukcije. Iz varnostnih razlogov se odločimo, da je potrebno zagotoviti duktilne okvirje in jih dimenzioniramo po načelih EC8.

4.4.2.1 Izbira okvirja za dimenzioniranje

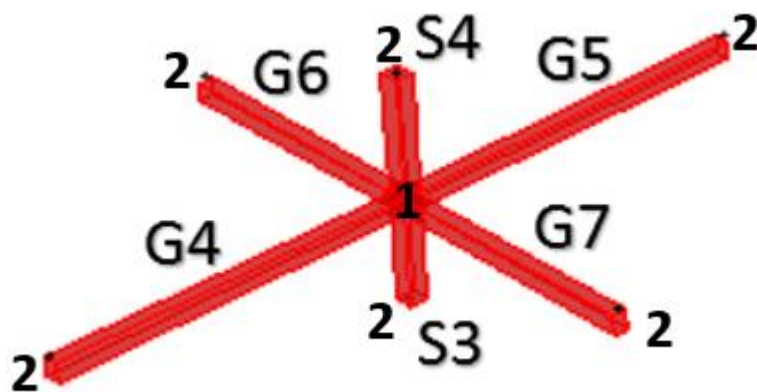
Dimenzioniramo del robnega okvirja v pritličju in 1. etaži (zunanji okvir), kjer imamo velike osne sile ter del notranjega okvirja v vrhni etaži (notranji okvir), kjer so momenti in prečne sile največje.



Slika 41: Prikaz lege analiziranih okvirjev



Slika 42: Oznake elementov in krajišč zunanjega okvirja v spodnjih etažah



Slika 43: Oznake elementov in krajišč notranjega okvirja v zgornjih etažah

Preglednica 57: Dimenzije zunanjega okvirja v spodnjih etažah

	Prečni prerez h/b [cm]	Dolžina/Višina [cm]
Steber S1	50 / 50	400
Steber S2	50 / 50	400
Greda G1	50 / 40	1000
Greda G2	50 / 40	1000
Greda G3	50 / 40	725

Preglednica 58: Dimenzije notranjega okvirja v zgornjih etažah

	Prečni prerez h/b [cm]	Dolžina/Višina [cm]
Steber S3	50 / 50	350
Steber S4	50 / 50	350
Greda G4	50 / 40	1000
Greda G5	50 / 40	1000
Greda G6	50 / 40	725
Greda G7	50 / 40	725

4.4.2.2 Geometrijske omejitve

Grede

Da zagotovimo učinkovit prenos cikličnih momentov iz primarne potresne grede v steber, omejimo ekscentričnost osi grede glede na os stebra (EC8-1/5.4.1.2.1 (1)P in (2)).

$$e_t = 0 \text{ cm} < \frac{b_c}{4} = \frac{50 \text{ cm}}{4} = 12,5 \text{ cm}$$

e_t ... razdalja med težiščnima osema obeh elementov

b_c ... največja dimenzija prečnega prereza stebra

Preverimo, da širina grede povzroča ugoden vpliv tlačne sile v stebru na sprijemnost vodoravnih armaturnih palic (EC8-1/5.4.1.2.1 (3)P).

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}$$

$$b_w = 40 \text{ cm} \leq \min\{50 \text{ cm} + 50 \text{ cm}; 2 * 50 \text{ cm}\} = 100 \text{ cm}$$

b_w ... širina grede

h_w ... višina grede

4.4.2.3 Projektne notranje sile

Projektno vrednost upogibnih momentov in osnih sil določimo z analizo konstrukcije za potresno projektno stanje v skladu z EN 1990:2001 ((EC8-1/5.4.2.1 (1)P) (Preglednica 4).

Upoštevane obtežne kombinacije:

Preglednica 59: Upoštevane obtežne kombinacije za stalni vpliv za okvir

Obtežna kombinacija	STALNA	KORISTNA POVSOD	SNEG	VETER
1	1,35	1,5	$1,5 * \Psi_0$	$1,5 * \Psi_0$
2	1,35	$1,5 * \Psi_0$	$1,5 * \Psi_0$	1,5
3	1,35	$1,5 * \Psi_0$	1,5	$1,5 * \Psi_0$

Preglednica 60: Upoštevane obtežne kombinacije za potresni vpliv za okvir

Obtežna kombinacija	STALNA	KORISTNA POVSOD	POTRES SMER VZBUJANJA V X	POTRES – SMER VZBUJANJA V Y
8	1,0	$1,0 \cdot \Psi_2$	1,0	0,3
9	1,0	$1,0 \cdot \Psi_2$	0,3	1,0

4.4.2.4 Upogibna armatura gred

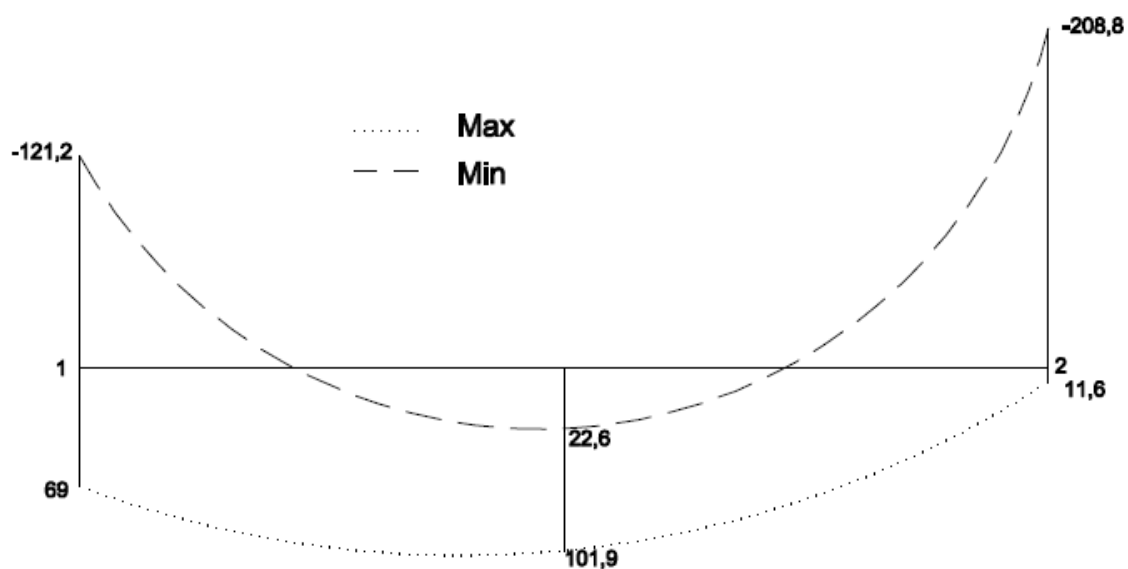
4.4.2.4.1 Greda G6 (notranji okvir v vrhnjih etažah)

Upogibni momenti

S programom SAP 2000 na izbranem prostorskem modelu izračunamo notranje sile za upoštevane obtežne kombinacije in določimo ovojnico maksimalnih in minimalnih upogibnih momentov v gredi.

Preglednica 61: Upoštevane obtežne kombinacije

Obtežna kombinacija	
1	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$
2	$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot \Psi_2 + EXY$
3	$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot \Psi_2 - EXY$

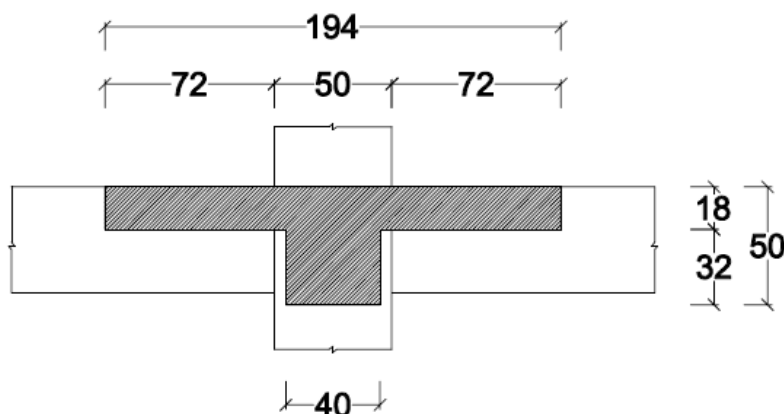


Slika 44: Ovojnica upogibnih momentov v krajiščih in v polju v gredi G6 (M_d v kNm).

Območje ob krajišču 1

Sodelujoča širina

Določimo sodelujočo širino pasnice, znotraj katere se lahko postavi del zgornje armature (EC8-1/5.4.3.1.1).



Slika 45: Sodelujoča širina pasnice ob notranjih stebrih z upoštevanjem gred v prečni smeri

Največji in najmanjši dovoljen prerez armature

Prerez vzdolžne natezne armature mora biti znotraj mejnih vrednosti, ki jih določa standard (EC2-1/9.2.1.1).

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{aligned} &0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d = 0,26 * \frac{\frac{0,35 \text{ kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{50 \text{ kN}}{\text{cm}^2}} * 50 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 4,1 \text{ cm}^2 \\ &0,0013 * b_t * d = 0,0013 * 50 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 2,93 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

$$A_{s,min} = 4,1 \text{ cm}^2$$

$$d = h - a = 50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

b_t ... širina grede

d ... statična višina grede

Izven območja stikovanja s prekrivanjem prečni prerez armature ne sme biti večji od $A_{s,max}$.

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 40 \text{ cm} * 50 \text{ cm} = 80 \text{ cm}^2$$

Vrednost minimalne in maksimalne dovoljene armature je enaka tudi za vse ostale grede.

Izbira vzdolžnih armaturnih palic

Minimalni moment: $M_{d,min} = (-)121,2 \text{ kNm}$

Potrebna armatura zgoraj: $A_{s, potr} = 6,5 \text{ cm}^2$

Potrebno je upoštevati tudi prispevek upogibne armature v plošči (vzporedna gredi) znotraj sodelujoče širine plošče, če je le ta sidrana preko mesta, kjer se greda stika z vozliščem.

Armatura plošče (2xQ636): $A_{s, \text{plošče}} = b_{\text{eff}} * 2 * 6,36 \text{ cm}^2 / \text{m} = 1,94 \text{ m} * 2 * 6,36 \text{ cm}^2 / \text{m} = 24,7 \text{ cm}^2$

Prečni prerez vzdolžnih palic: $A_{s, \text{plošče}} > A_{s, \text{potr}}$

Izbrana armatura zgoraj: **mreža 2xQ636**

Maksimalni moment: $M_{d, \text{max}} = 68,9 \text{ kNm}$

Potrebna armatura spodaj: $A_{s, \text{potr}} = 3,64 \text{ cm}^2$

Izbrana armatura spodaj: **$A_s^{\text{sp}} = 4\phi 12$ ($A_{s, \text{dej}}^{\text{sp}} = 4,5 \text{ cm}^2$)**

Zagotovitev lokalne duktilnosti

Da zagotovimo lokalno duktilnost potresne grede upoštevamo določila za konstruiranje, predpisana s standardom (EC8-1/5.4.3.2):

- določimo kritično območje grede, kjer se pri potresnem projektnem stanju lahko greda plastificira;

$$l_{cr} = h_w = 50 \text{ cm}$$

h_w ... višina grede

- omejimo faktor duktilnosti za ukrivljenost μ_0 , ki je odvisen od vrednosti prvega nihajnega časa in izbranega faktorja obnašanja;

$$\mu_0 = 2 * q_0 - 1 = 2 * 1,6 - 1 = 2,2 \text{ za } T_1 = 0,84 \text{ s} \geq T_c = 0,6 \text{ s}$$

- zgornja zahteva je izpolnjena, če:

a.) je v tlačnem območju pasnice poleg morebitne armature, ki jo določimo na podlagi obremenitev pri potresnem projektnem stanju, položena še dodatna armatura s prerezom, ki znaša vsaj $\frac{1}{2}$ prereza dejanske natezne armature;

$$A'_s = \frac{A_{s, \text{zg}}}{2} = \frac{24,7 \text{ cm}^2}{2} = 12,4 \text{ cm}^2 > A_{s, \text{potr}} = 3,64 \text{ cm}^2$$

b.) delež armature v natezni coni ρ ni manjši od $\rho_{\min}$ in istočasno ne presega vrednosti $\rho_{\max}$;

$$\rho_{\min} = 0,35 \% < \rho = 1,37 \% < \rho_{\max} = 2,32 \%$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{24,7 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = 1,37 \%$$

$$\rho_{min} = 0,5 * \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 * \frac{0,35 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} = 0,35 \%$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{sy,d}} * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \rho' + \frac{0,0018}{2,2 * 0,00217} * \frac{2,67 \text{ kN/cm}^2}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 2,32 \%$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b * d} = \frac{12,4 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = 0,69 \%$$

Izbrana končna armatura

Izbrana armatura zgoraj: **mreža 2xQ636**

Izbrana armatura spodaj: **A_s^{sp} = 4φ20 (A_{s,dej}^{sp} = 12,6 cm²)**

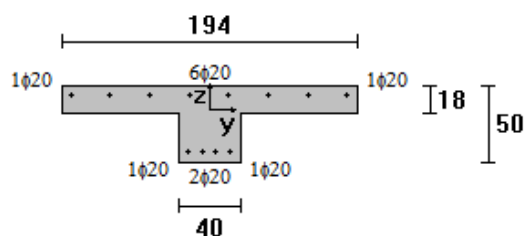
GREDA G6

C 40/50

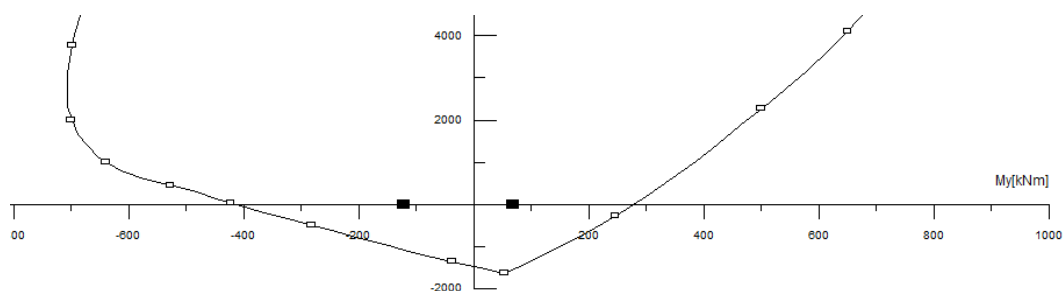
σ_j 500 MPa

Arm. od roba 5.0 cm

μ = 0.79%



Slika 46: Izbrana končna armatura v gredi G6 – krajišče 1



Slika 47: Kontrola upogibne nosilnosti grede G6 – krajišče 1

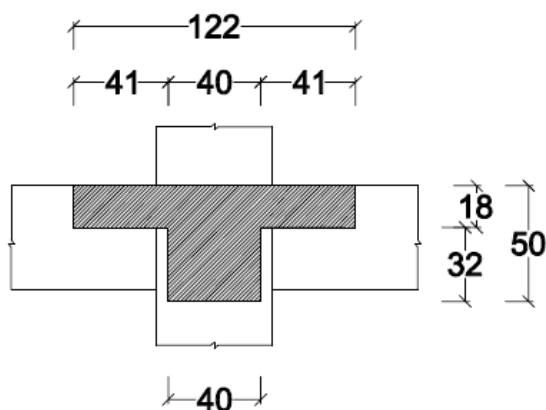
Upogibna nosilnost grede G6;

$$M_{Rb}^{-} = -413,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^{+} = 277,7 \text{ kNm}$$

Območje ob krajišču 2

Sodelujoča širina



Slika 48: Sodelujoča širina pasnice ob zunanjih stebrih z upoštevanjem gred v prečni smeri

Izbira vzdolžnih armaturnih palic

Minimalni moment: $M_{d,min} = (-)208,8 \text{ kNm}$

Potrebna armatura zgoraj: $A_{s, \text{potr}} = 11,4 \text{ cm}^2$

Armatura plošče (2xQ636): $A_{s, \text{plošče}} = b_{\text{eff}} \cdot 2 \cdot 6,36 \text{ cm}^2 / \text{m} = 1,22 \text{ m} \cdot 2 \cdot 6,36 \text{ cm}^2 / \text{m} = 15,5 \text{ cm}^2$

Prečni prerez vzdolžnih palic: $A_{s, \text{plošče}} > A_{s, \text{potr}}$

Izbrana armatura zgoraj: **mreža 2xQ636**

Maksimalni moment: $M_{d,max} = 11,6 \text{ kNm}$

Potrebna armatura spodaj: $A_{s, \text{potr}} = 0,61 \text{ cm}^2$

Izbrana armatura spodaj: **$A_s^{sp} = 4\phi 12$ ($A_{s,dej}^{sp} = 4,5 \text{ cm}^2$)**

Zagotovitev lokalne duktilnosti

Da zagotovimo lokalno duktilnost potresne grede, upoštevamo določila za konstruiranje, predpisana s standardom (EC8-1/5.4.3.2):

- določimo kritično območje grede, kjer se pri potresnem projektnem stanju lahko greda plastificira;

$$l_{cr} = h_w = 50 \text{ cm}$$

h_w ... višina grede

- omejimo faktor duktilnosti za ukrivljenost μ_0 , ki je odvisen od vrednosti prvega nihajnega časa in izbranega faktorja obnašanja:

$$\mu_0 = 2 * q_0 - 1 = 2 * 1,6 - 1 = 2,2 \text{ za } T_1 = 0,84 \text{ s} \geq T_c = 0,6 \text{ s}$$

- Zgornja zahteva je izpolnjena, če:

c.) Je v tlačnem območju pasnice poleg morebitne armature, ki jo določimo na podlagi obremenitev pri potresnem projektnem stanju, položena še dodatna armatura s prerezom, ki znaša vsaj $\frac{1}{2}$ prereza dejanske natezne armature;

$$A'_s = \frac{A_{s,zg}}{2} = \frac{15,5 \text{ cm}^2}{2} = 7,75 \text{ cm}^2$$

d.) delež armature v natezni coni ρ ni manjši od ρ_{min} in istočasno ne presega vrednosti ρ_{max} :

$$\rho_{min} = 0,35 \% < \rho = 0,86 \% < \rho_{max} = 2,75 \%$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{15,5 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = 0,86 \%$$

$$\rho_{min} = 0,5 * \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 * \frac{0,35 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} = 0,35 \%$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\varphi \varepsilon_{sy,d}} * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0043 + \frac{0,0018}{2,2 * 0,00217} * \frac{2,67 \text{ kN/cm}^2}{43,48 \text{ kN/cm}^2} = 2,75 \%$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b * d} = \frac{7,75 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = 0,43 \%$$

Izbrana končna armatura

Izbrana armatura zgoraj: **mreža 2xQ636**

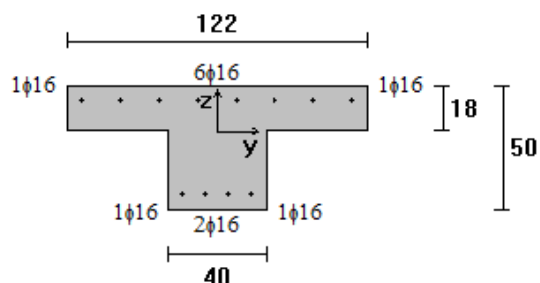
Izbrana armatura spodaj: **A_s^{sp} = 4φ16 (A_{s,dej}^{sp} = 8,04 cm²)**

GREDA6-2

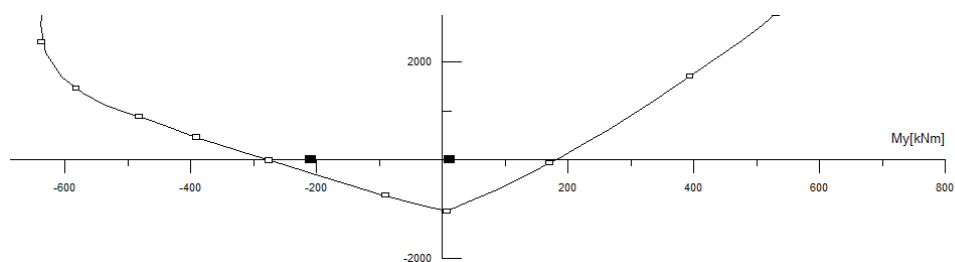
C 40/50

 σ_j 500 MPa

Arm. od roba 5.0 cm

 $\mu = 0.69\%$ 

Slika 49: Izbrana končna armatura v gredi G6 – krajišče 1



Slika 50: Kontrola upogibne nosilnosti grede G6 – krajišče 2

Upogibna nosilnost grede G6:

$$M_{Rb}^- = -278 \text{ kNm}$$

$$M_{Rb}^+ = 181,2 \text{ kNm}$$

Območje v polju

Izbira vzdolžnih armaturnih palic

Maksimalni moment: $M_{d,max} = 101,9 \text{ kNm}$ Potrebna armatura spodaj: $A_{s, \text{potr}} = 5,42 \text{ cm}^2$ Izbrana armatura spodaj: **$A_s^{sp} = 4\phi 14$ ($A_{s,dej}^{sp} = 6,16 \text{ cm}^2$)**

4.4.2.4.2 Vse obravnavane grede v notranjem in zunanjem okvirju

Določimo vrednosti ovojnice upogibnih momentov in potrebno upogibno armaturo še v preostalih gredah.

Preglednica 62: Vrednosti ovojnice upogibnih momentov v posamezni gredi

		Max M_{Ed} [kNm]			Min M_{Ed} [kNm]		
		krajišče 1	polje	krajišče 2	krajišče 1	polje	krajišče 2
Zunanji okvir / spodaj	Greda G1	-59,0	72,7	-59,0	-137,0	58,9	-137,0
	Greda G2	-58,1	65,2	-58,8	-135,9	35,0	-138,7
	Greda G3	-11,8	109,9	-44	-137,8	24,9	-164,0
Notranji okvir / zgoraj	Greda G4	-29,7	97,0	-52,5	-147,6	34,6	-185,0
	Greda G5	-52,6	84,7	-58,9	-163,5	34,4	-172,1
	Greda G6	69,0	101,9	11,6	-121,2	22,6	-208,8
	Greda G7	70,0	109,3	7,2	-113,9	5,5	-217,2

Preglednica 63: Potrebna zgornja in spodnja armatura v krajiščih za posamezno gredo

		Min M_{Ed} [kNm]	$A_{s,potr}^{zg}$ [cm ²]	$A_{s,plošče}$ [cm ²]	Izbran armatura	A_s^{zg} [cm ²]
Greda G1	Krajišče 1	-137,0	7,35	9,58	Q785	9,58
	Krajišče 2	-137,0	7,35	9,58	Q785	9,58
Greda G2	Krajišče 1	-135,9	7,29	9,58	Q785	9,58
	Krajišče 2	-138,7	7,44	9,58	Q785	9,58
Greda G3	Krajišče 1	-137,8	7,38	15,5	2x Q636	15,5
	Krajišče 2	-164,0	8,87	24,7	2x Q636	24,7
Greda G4	Krajišče 1	-147,6	7,91	24,7	2x Q636	24,7
	Krajišče 2	-185,0	10,00	15,5	2x Q636	15,5
Greda G5	Krajišče 1	-163,5	8,84	24,7	2x Q636	24,7
	Krajišče 2	-172,1	9,31	24,7	2x Q636	24,7
Greda G6	Krajišče 1	-121,2	6,5	24,7	2x Q636	24,7
	Krajišče 2	-208,8	11,4	15,5	2x Q636	15,5
Greda G7	Krajišče 1	-113,9	6,06	24,7	2x Q636	24,7
	Krajišče 2	-217,2	11,8	15,5	2x Q636	15,5

Preglednica 64: Potrebna spodnja armatura v krajiščih in polju za posamezno gredo

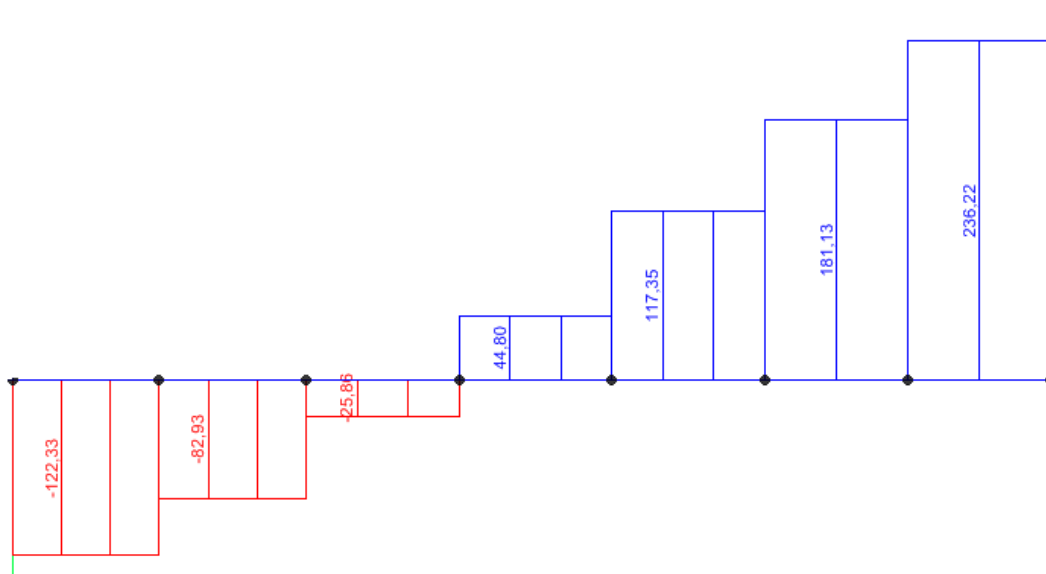
		Max M_{Ed} [kN m]	$A_{s,pot}^{SP}$ [cm ²]	Izbrana armatura	A_s^{SP} [cm ²]
Greda G1	Krajišče 1	-59,0	4,79	4 ϕ 14	6,16
	Polje	72,7	3,8	4 ϕ 12	4,52
	Krajišče 2	-59,0	4,79	4 ϕ 14	6,16
Greda G2	Krajišče 1	-58,1	4,79	4 ϕ 14	6,16
	Polje	65,2	3,4	4 ϕ 12	4,52
	Krajišče 2	-58,8	4,79	4 ϕ 14	6,16
Greda G3	Krajišče 1	-11,8	7,75	4 ϕ 16	8,04
	Polje	109,9	5,84	4 ϕ 14	6,16
	Krajišče 2	-44,0	12,4	4 ϕ 20	12,57
Greda G4	Krajišče 1	-29,7	12,4	4 ϕ 20	12,57
	Polje	97,0	5,16	4 ϕ 14	6,16
	Krajišče 2	-52,5	7,75	4 ϕ 16	8,04
Greda G5	Krajišče 1	-52,6	12,4	4 ϕ 20	12,57
	Polje	84,7	4,51	4 ϕ 12	4,52
	Krajišče 2	-58,9	12,4	4 ϕ 20	12,57
Greda G6	Krajišče 1	69,0	12,4	4 ϕ 20	12,57
	Polje	101,9	5,42	4 ϕ 14	6,16
	Krajišče 2	11,6	7,75	4 ϕ 16	8,04
Greda G7	Krajišče 1	70,0	12,4	4 ϕ 20	12,57
	Polje	109,3	5,82	4 ϕ 14	6,16
	Krajišče 2	7,2	7,75	4 ϕ 16	8,04

4.4.2.5 Strižna armatura grede

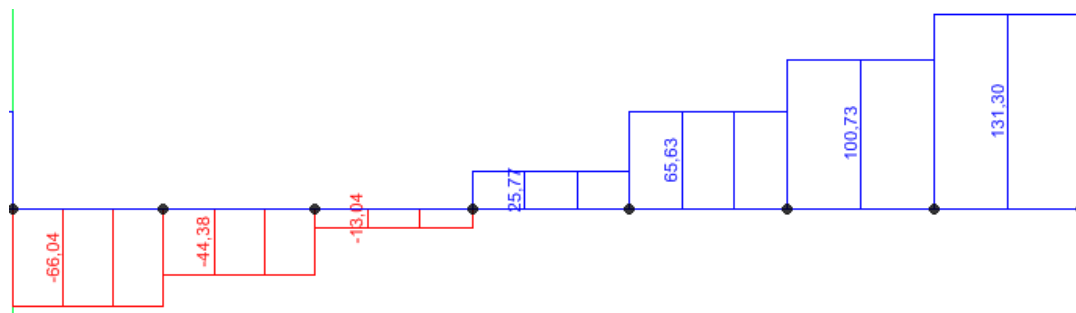
4.4.2.5.1 Greda G6

Prečne sile

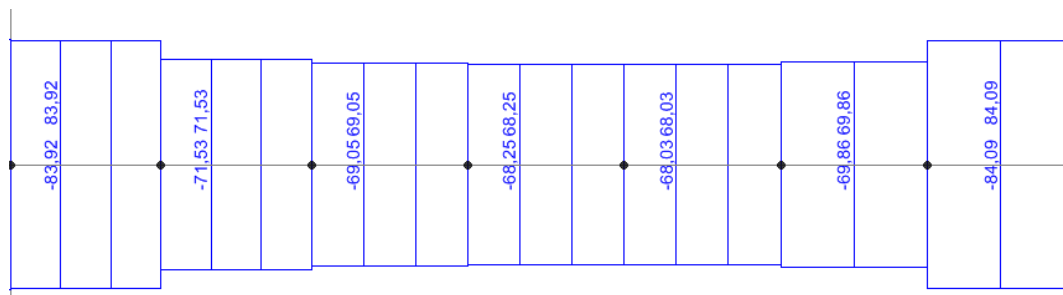
Prikažemo potek prečnih sil v gredi za različne obtežne kombinacije.



Slika 51: Prečne sile v gredi G6 pri obtežni kombinaciji $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

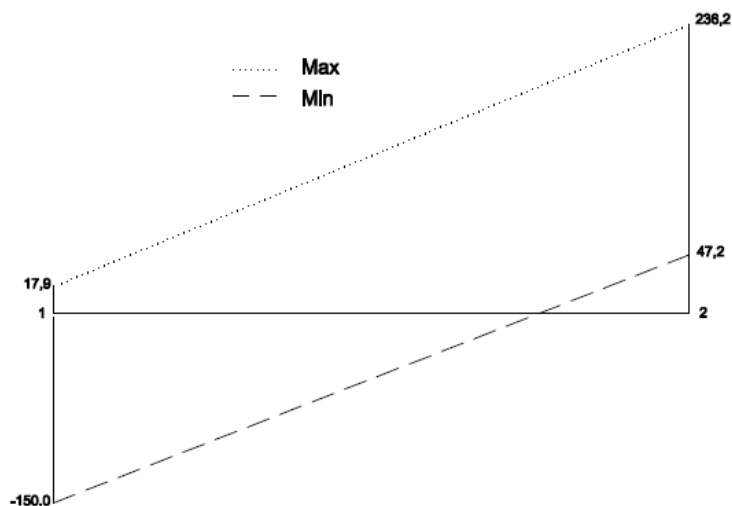


Slika 52: Prečne sile v gredi G6 pri obtežni kombinaciji $1,0 \cdot G + \Psi_2 \cdot Q$



Slika 53: Prečne sile v gredi G6 pri obtežni kombinaciji $+ Exy \text{ in } - Exy$

Na podlagi poteka prečnih sil v gredi za obravnavane obtežne kombinacije določimo ovojnico prečnih sil.



Slika 54: Ovojnica prečnih sil v gredi G6 (V_d v kN).

V primarnih potresnih gredah se prečne sile določijo v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. Zagotoviti moramo, da se plastični členki formirajo v krajiščih gred ali pa v navpičnih elementih, ki imajo isto vozlišče kot grede (EC8-1 / 5.4.2.2), zato upoštevamo spodnja določila.

V krajiščih grede 1 in 2 se izračunata dve vrednosti prečne sile, največja $V_{Ed,max}$ in najmanjša $V_{Ed,min}$, ki ustrežata največjim pozitivnim in največjim negativnim momentom $M_{i,d}$ ($i = 1, 2$), ki se lahko pojavijo v krajiščih gred.

$$V_{Ed}^{PLUS} = \frac{|M_{d,i}| + |M_{d,j}|}{l_{cd}} + V_{G+\Psi_2 Q}^i$$

$$V_{Ed}^{MINUS} = -\frac{|M_{d,i}| + |M_{d,j}|}{l_{cd}} + V_{G+\Psi_2 Q}^i$$

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,i} * \min\left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}\right)$$

$V_{G+\Psi_2 Q}^i$... prečna sila v gredi, ki izhaja iz obtežne kombinacije $1,0 * G + \Psi_2 * Q$

γ_{Rd} ... faktor, ki upošteva morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla

(za DCM prevzamemo vrednost 1,0)

$M_{Rb,i}$... projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v krajišču i , v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva

ΣM_{Rc} ... vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču.

Vrednost ΣM_{Rc} ustreza osnim silam v stebru v potresnem projektnem stanju za upoštevano smer vpliva.

ΣM_{Rb} ... vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnostih gred, ki se stikajo v vozlišču

l_{cd} ... svetla dolžina grede

Smer »PLUS« delovanja potresne obtežbe:

$$M_{1,d} = 1,0 * 277,7 * \min\left(1, \frac{1001}{709,7}\right) = 277,7 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = 1,0 * 278 * \min\left(1, \frac{1084}{278}\right) = 278 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,1} = \frac{277,7 + 278}{7,25 - 0,5} + 131 = 213 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} = \frac{277,7 + 278}{7,25 - 0,5} - 131 = -49 \text{ kN}$$

Smer »MINUS« delovanja potresne obtežbe:

$$M_{1,d} = 1,0 * 181,2 * \min\left(1, \frac{814}{181,2}\right) = 181,2 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = 1,0 * 413,3 * \min\left(1, \frac{993}{688,8}\right) = 413,3 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,1} = -\frac{181,2 + 413,3}{7,25 - 0,5} + 131 = 43 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,2} = -\frac{181,2 + 413,3}{7,25 - 0,5} - 131 = -219 \text{ kN}$$

Preglednica 65: Določitev prečnih sil v gredah za »PLUS« smer delovanja potresne obtežbe po metodi načrtovanja nosilnosti

		$M_{Rb,i}$ [kNm]	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	$\min(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}})$	$M_{i,d}$ [kNm]	V_{CD} [kN]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	V_{ED} [kN]
G1	Vozlišče 1	234	2696	419	1	234	49	89	138
	Vozlišče 2	234	1781	418	1	234		-89	-40
G2	Vozlišče 1	185	2696	419	1	185	39	-88	-49
	Vozlišče 2	183	2761	366	1	183		88	127
G3	Vozlišče 1	300	2696	300	1	300	99	-120	-21
	Vozlišče 2	418	751	850	0,88	369		147	246
G4	Vozlišče 1	262,8	1001	537,5	1	262,8	57	109	166
	Vozlišče 2	277,5	1094	277,5	1	277,5		-120	-63
G5	Vozlišče 1	274,7	1001	538	1	274,7	77	-110	-33
	Vozlišče 2	418	999	694	1	418		115	192
G6	Vozlišče 1	277,7	1001	709,7	1	277,7	82	-66	16
	Vozlišče 2	278	1084	278	1	278		131	213
G7	Vozlišče 1	432	1001	709,7	1	432	90	66	156
	Vozlišče 2	176,1	1078	176,1	1	176,1		-130	-40

Preglednica 66: Določitev prečnih sil v gredah za »MINUS« smer delovanja potresne obtežbe po metodi načrtovanja nosilnosti

		$M_{Rb,i}$ [kNm]	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	$\min(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}})$	$M_{i,d}$ [kNm]	V_{CD} [kN]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	V_{ED} [kN]
G1	Vozlišče 1	234	1667	1167	1	234	-49	89	40
	Vozlišče 2	234	1651	553	1	234		-89	-138
G2	Vozlišče 1	184	1667	418	1	184	-39	-88	-127
	Vozlišče 2	182	1644	261	1	182		88	49
G3	Vozlišče 1	295	1667	295	1	295	-89	-120	-209
	Vozlišče 2	420	621	852	0,73	306		147	58
G4	Vozlišče 1	263	1020	539	1	263	-57	109	52
	Vozlišče 2	278,3	885	278,3	1	278,3		-120	-177
G5	Vozlišče 1	276	993	539	1	276	-73	-110	-183
	Vozlišče 2	418	993	701	1	418		115	42
G6	Vozlišče 1	181,2	814	181,2	1	181,2	-88	-66	-154
	Vozlišče 2	413,3	993	688,8	1	413,3		131	43
G7	Vozlišče 1	275,8	993	689,1	1	275,8	-82	66	-16
	Vozlišče 2	277,8	1023	277,8	1	277,8		-130	-212

Merodajna prečna sila

Na podlagi rezultatov prečnih sil, dobljenih iz ovojnice obtežnih kombinacij in prečnih sil, izračunanih po metodi načrtovanja nosilnosti, določimo absolutno maksimalno prečno silo v posameznem krajišču obravnavanih gred. Te prečne sile so merodajne za dimenzioniranje in na podlagi le teh določimo potrebno strižno armaturo.

Območje ob krajišču 1

Absolutno maksimalna strižna obremenitev: $V_{1,d} = 154 \text{ kN}$

Strižna odpornost prečnega prereza grede

Najprej preverimo, ali je strižna odpornost AB prečnega prereza grede brez strižne armature dovolj velika za prevzem projektne prečne sile (EC2-1/6.2.2).

Določimo strižno odpornost prereza v krajišču 1.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 1,67 * (100 * 0,011 * 40)^{1/3} + 0,15 * 0 \right] * 500 * 450 = 159 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = (0,31 + 0,15 * 0) * 500 * 450 = 70,1 \text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,67 \leq 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{24,7 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm} * 45 \text{ cm}} = 0,011 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 < 0,2 * f_{cd} = 5,33$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 * 1,67^{\frac{3}{2}} * 40^{\frac{1}{2}} = 0,31$$

A_{sl} ... ploščina prereza natezne armature

b_w ... najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone

N_{Ed} ... osna sila prereza, ki jo povzroča obtežba

$$V_{Ed} = 154 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 159 \text{ kN}$$

Projektna strižna sila je manjša od strižne odpornosti prereza v obravnavanem krajišču. Strižna armatura računsko ni potrebna, vendar izberemo minimalno strižno armaturo, da zagotovimo lokalno duktilnost.

Zagotovitev lokalne duktilnosti

Da zagotovimo lokalno duktilnost potresne grede, upoštevamo določila za konstruiranje, predpisana s standardom (EC8-1/5.4.3.2):

- Določimo kritično območje:

$$l_{cr} = h_w = 50\text{ cm}$$

- Znotraj kritičnega območja moramo položiti zaprta stremena, ki ustrezajo pogojema:

$$d_{bw} = 10 \geq 6$$

in

$$s \leq \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bl}\} = \min\{500/4; 24 * 10; 225; 8 * 20\} \\ = \min\{125; 240; 225; 160\} = 125\text{ mm}$$

d_{bw} ... premer stremen v milimetrih

d_{bl} ... premer najtanjše vzdolžne palice v milimetrih

h_w ... višina grede v milimetrih

Izbrana končna strižna armatura: **2-strižno streme $\phi 8$ / 10 cm.**

Območje ob krajišču 2

Absolutno maksimalna strižna obremenitev: $V_{2,d} = 236\text{ kN}$

Strižna odpornost prečnega prereza grede

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 1,67 * (100 * 0,0069 * 40)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 0 \right] * 500 * 450 = 136\text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = (0,31 + 0,15 * 0) * 500 * 450 = 70,1\text{ kN}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{15,5\text{ cm}^2}{50\text{ cm} * 45\text{ cm}} = 0,0069 \leq 0,02$$

$$V_{Ed} = 236\text{ kN} > V_{Rd,c} = 136\text{ kN}$$

Projektna strižna sila je večja od strižne odpornosti prereza v krajišču 2. Posledično je potrebno zagotoviti takšno strižno armaturo, ki bo prevzela celotno strižno silo (EC2-1/6.2.1).

Strižna armatura

Potrebno navpično strižno armaturo določimo v skladu s standardom (EC2-1/6.2.3).

Kot θ je treba omejiti, zato predpostavimo, da znaša naklon tlačne diagonale proti osi stebra 45° .

Izberemo strižno armaturo: **2-strižno streme $\phi 10$** .

Iz enačb za določitev strižne odpornosti določimo medsebojno razdaljo navpičnih stremen.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot \theta$$

$$z = 0,9 * d = 0,9 * 45 \text{ cm} = 40,5 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

A_{sw} ... ploščina prečnega prereza strižne armature

s ... medsebojna razdalja stremen

f_{ywd} ... projektna meja elastičnosti strižne armature

$$V_{Rd,s} = \frac{2 * (1 \text{ cm})^2 * \pi}{4 * s} * 40,5 \text{ cm} * 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = \frac{2767 \text{ kNcm}}{s} \geq V_{2,d} = 236 \text{ kN}$$

$$s \leq \frac{2767 \text{ kNcm}}{236 \text{ kN}} = 11,7 \text{ cm}$$

Izberemo strižno armaturo: **2-strižno streme $\phi 10 / 10 \text{ cm}$** .

Zagotovitev lokalne duktilnosti

Da zagotovimo lokalno duktilnost potresne grede, upoštevamo določila za konstruiranje, predpisana s standardom (EC8-1/5.4.3.2):

- Določimo kritično območje:

$$l_{cr} = h_w = 50 \text{ cm}$$

- Znotraj kritičnega območja moramo položiti zaprta stremena, ki ustrezajo pogojem:

$$d_{bw} = 10 \geq 6$$

in

$$s \leq \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bl}\} = \min\{500/4; 24 * 10; 225; 8 * 16\} \\ = \min\{125; 240; 225; 128\} = 125 \text{ mm}$$

$$s = 10 \text{ cm} < s_{max} = 12,5 \text{ cm}$$

d_{bw} ... premer stremen v milimetrih

d_{bl} ... premer najtanjše vzdolžne palice v milimetrih

h_w ... višina grede v milimetrih

Izbrana končna strižna armatura: **2-strižno streme $\phi 10$ / 10 cm.**

Ostale grede

Izberemo potrebno strižno armaturo za prevzem strižnih obremenitev in preverimo, ali z izbranimi stremenami zagotovimo potrebno lokalno duktilnost v preostalih obravnavanih gredah.

Preglednica 67: Določitev končne armature v vseh obravnavanih gredah

		V_{Ed} [kN]	ρ_1	$V_{Rd,c}$ [kN]	Izbrana armatura	s_{max} [cm]	Izbrana končna armatura
G1	Vozlišče 1	153	0,0043	116	2-strižno streme $\phi 10 / 18$ cm	11,2	2-strižno streme $\phi 10 / 10$ cm
	Vozlišče 2	153	0,0043	116	2-strižno streme $\phi 10 / 18$ cm	11,2	2-strižno streme $\phi 10 / 10$ cm
G2	Vozlišče 1	152	0,0043	116	2-strižno streme $\phi 10 / 18$ cm	11,2	2-strižno streme $\phi 10 / 10$ cm
	Vozlišče 2	153	0,0043	116	2-strižno streme $\phi 10 / 18$ cm	11,2	2-strižno streme $\phi 10 / 10$ cm
G3	Vozlišče 1	209	0,0069	136	2-strižno streme $\phi 10 / 12$ cm	12,5	2-strižno streme $\phi 10 / 12$ cm
	Vozlišče 2	259	0,011	159	2-strižno streme $\phi 10 / 10$ cm	12,5	2-strižno streme $\phi 10 / 10$ cm
G4	Vozlišče 1	200	0,011	159	2-strižno streme $\phi 10 / 12$ cm	12,5	2-strižno streme $\phi 10 / 12$ cm
	Vozlišče 2	218	0,0069	136	2-strižno streme $\phi 10 / 12$ cm	12,5	2-strižno streme $\phi 10 / 12$ cm
G5	Vozlišče 1	201	0,011	159	2-strižno streme $\phi 10 / 12$ cm	12,5	2-strižno streme $\phi 10 / 12$ cm
	Vozlišče 2	211	0,011	159	2-strižno streme $\phi 10 / 12$ cm	12,5	2-strižno streme $\phi 10 / 12$ cm
G6	Vozlišče 1	154	0,011	159	Strižna armatura računsko ni potrebna	12,5	2-strižno streme $\phi 8 / 10$ cm
	Vozlišče 2	236	0,0069	136	2-strižno streme $\phi 10 / 10$ cm	12,5	2-strižno streme $\phi 10 / 10$ cm
G7	Vozlišče 1	156	0,011	159	2-strižno streme $\phi 10 / 16$ cm	12,5	2-strižno streme $\phi 10 / 12$ cm
	Vozlišče 2	233	0,0069	136	2-strižno streme $\phi 10 / 10$ cm	12,5	2-strižno streme $\phi 10 / 10$ cm

4.4.2.6 Upogibna armatura stebra

Nosilnosti

V objektu prevladujejo stene, ki prevzamejo večji delež obtežbe in posledično je okvir med potresom bistveno manj obremenjen. Objekt se obnaša kot stenast sistem, zato stebri ne potrebujejo izpolnjevati zahteve načrtovanja nosilnosti, ki jih določa standard.

Upogibno in strižno nosilnost se določi v skladu s standardom (EC2-1). Vrednost osne sile prevzamemo iz analize za potresno projektno stanje (EC8-1/5.4.3.2.1 (1)).

Pri dimenzioniranju stebra na dvoosni upogib je treba upoštevati, da upogibni moment okrog ene osi izhaja iz potresne obremenitve v eni smeri, upogibni moment okrog druge osi pa iz

potresne obremenitve v drugi smeri. Pri tem je treba upoštevati istočasno delovanje 100 % enega momenta in 30 % drugega momenta.

$$E_x + 0,3E_y \rightarrow M_{x,x} \text{ in } M_{y,x}$$

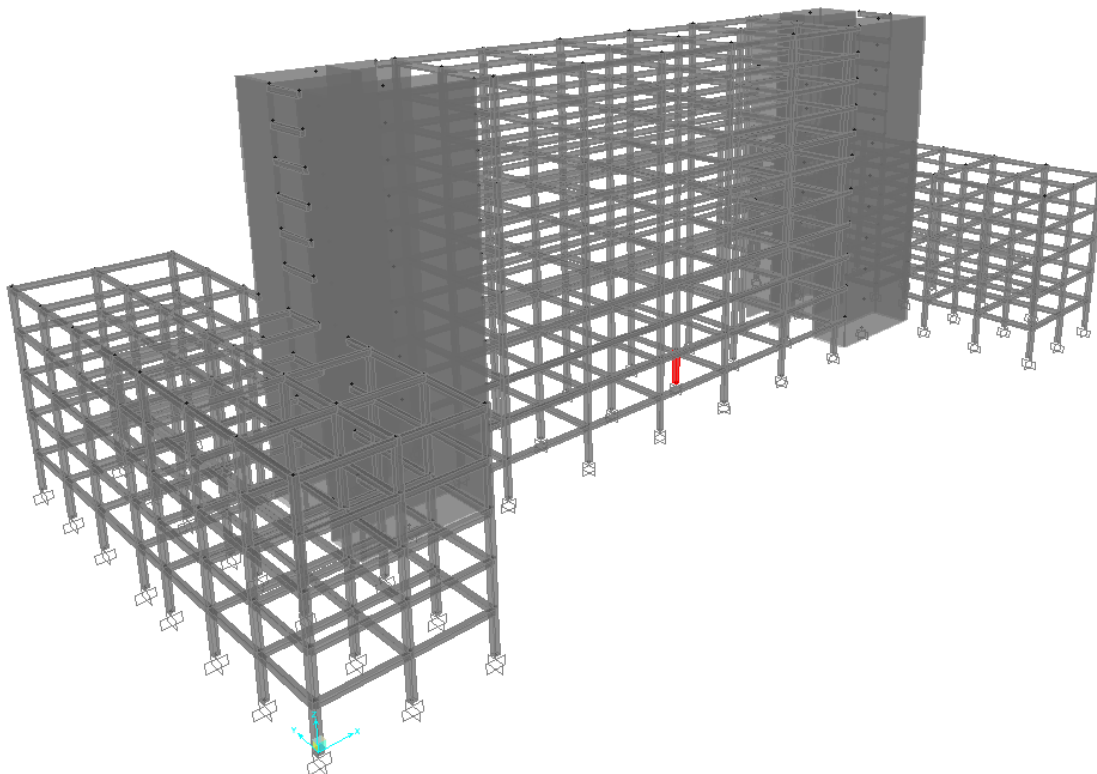
$$0,3E_x + E_y \rightarrow M_{x,y} \text{ in } M_{y,y}$$

$$M_x = \sqrt{M_{x,x}^2 + M_{x,y}^2}$$

$$M_y = \sqrt{M_{y,x}^2 + M_{y,y}^2}$$

Vrednost normirane osne sile v_d v primarnih potresnih stebrih ne sme biti večja od 0,65 (EC8-1/5.4.3.2.1 (3)).

Za kontrolo vzamemo tisti steber, kjer nastopi največja osna sila. Največjo osno silo v stebru pri potresnem vplivu dobimo v pritličju, ki je na spodnji sliki obarvan z rdečo.



Slika 55: Lokacija stebra (rdeča barva) z največjo osno silo

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} = \frac{6869 \text{ kN}}{50 \text{ cm} * 50 \text{ cm} * 2,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,03 > 0,65$$

$$N_{Ed} = N_{max} = 6869 \text{ kN}$$

Da bi zadostili pogoju normirane osne sile, bi bilo potrebno povečati prečni prerez stebrov na 70 cm X 70 cm.

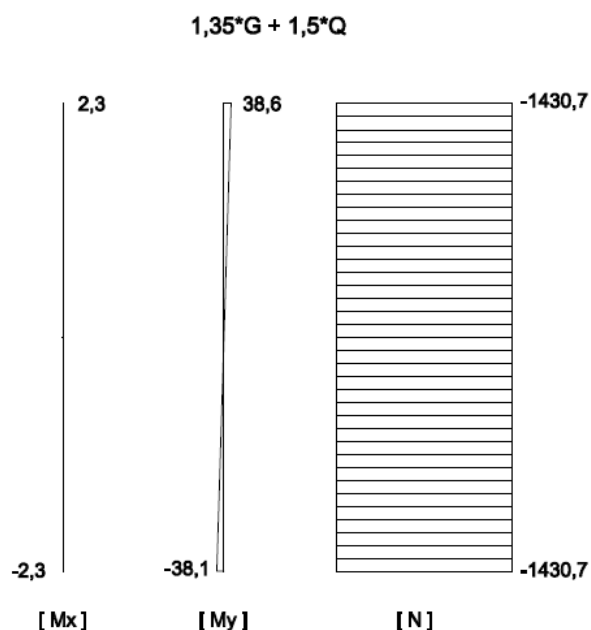
V stebrih, ki bi jih bilo potrebno povečati, preverimo, ali pri dejanskih dimenzijah zadostimo vsaj kontroli nosilnosti. Kontrolo naredimo pri najbolj neugodni obremenitvi, in sicer na maksimalna momenta ter na maksimalno osno silo ($N_{Ed} = 11216\text{kN}$).

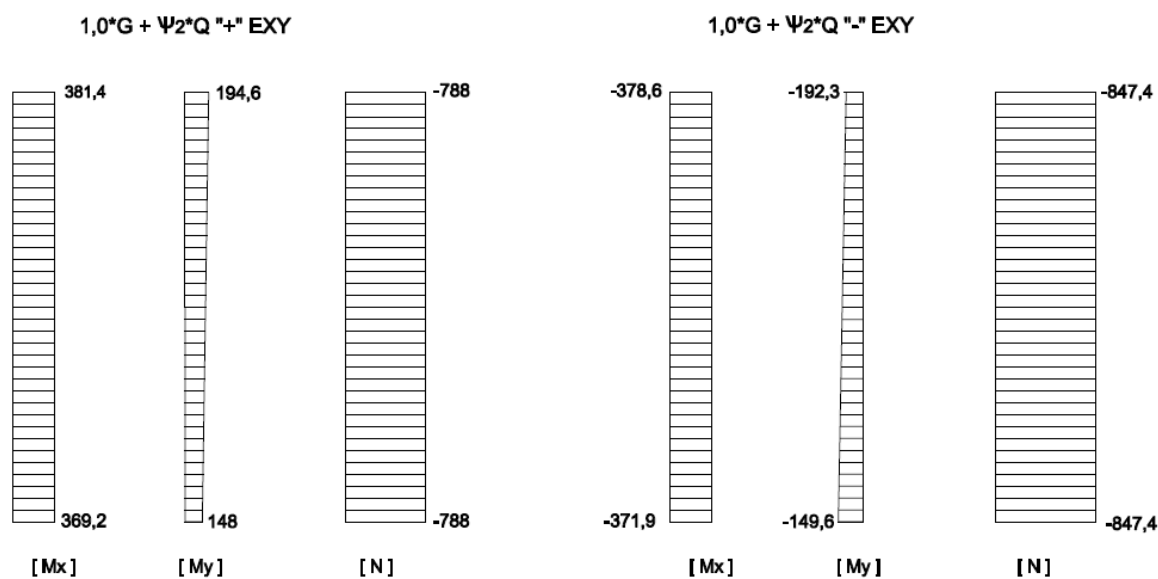
Ugotovimo, da z maksimalno stopnjo armiranja prereza ne zadostimo kontroli nosilnosti.

Prečne prereze stebrov v prvih štirih etažah povečamo na 90 cm X 90 cm, v ostalih etažah pa na 70 cm / 70 cm. Z izbiro takšne dimenzije prečnih prerezov z visoko stopnjo armiranja prevzamemo največje obremenitve, ki se pojavijo v označenem stebru (Slika 55). V drugih stebrih pa s povečanim prerezom prevzamemo upogibne obremenitve z deležem natezne armature manjšim od 2 %.

4.4.2.6.1 Steber S3 (notranji okvir v vrhnjih etažah)

Upogibni momenti in pripadajoče osne sile





Slika 56: Upogibni momenti in pripadajoča osna sila v stebru S3 pri obravnavanih obtežnih kombinacijah

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} = \frac{847 \text{ kN}}{70 \text{ cm} * 70 \text{ cm} * 2,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,06 < 0,65$$

Nivo normirane osne sile v obravnavanem stebru je znotraj meje, ki jo predpisuje standard.

Zagotovitev lokalne duktilnosti

Da zagotovimo potrebno lokalno duktilnost je potrebno primarne potresne stebre konstruirati v skladu z določili standarda (EC8-1/5.4.3.2.2).

- Celotni delež vzdolžne armature mora biti znotraj mejnih vrednosti. Ker je prerez stebra simetričen, se uporabi simetrična armatura ($\rho = \rho'$).

$$0,01 \leq \rho \leq 0,04$$

Na podlagi spodnje meje določimo izhodiščno armaturo:

$$\rho \geq 0,01 \rightarrow A_{s,min} \geq (70 \text{ cm})^2 * 0,01 = 49 \text{ cm}^2$$

- Vzdolž vsake stranice stebra med vogalne armaturne palice postavimo vsaj še eno vmesno palico, da dosežemo integriteto vozlišč stebrov z gredami. Iz tega sledi, da potrebujemo vsaj osem palic.

$$\text{Izberemo } 8\phi 20 \rightarrow A_s = 25,13 \text{ cm}^2 \leq 0,04 * (70 \text{ cm})^2 = 196 \text{ cm}^2$$

- Upoštevamo kritična območja na razdalji l_{cr} od obeh krajišč stebra.

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \right\} = \max \{ 0,7; 0,42; 0,45 \} = 0,7 \text{ m}$$

h_c ... večja dimenzija prečnega prereza stebra

l_{cl} ... svetla višina stebra

- Vrednost faktorja duktilnosti ob vpetju mora biti vsaj enaka $\mu_0 = 2,2$.
- Maksimalna razdalja med vzdolžnima palicama, ki sta podprti s stremeni ali s prečnimi vezi je 20 cm.

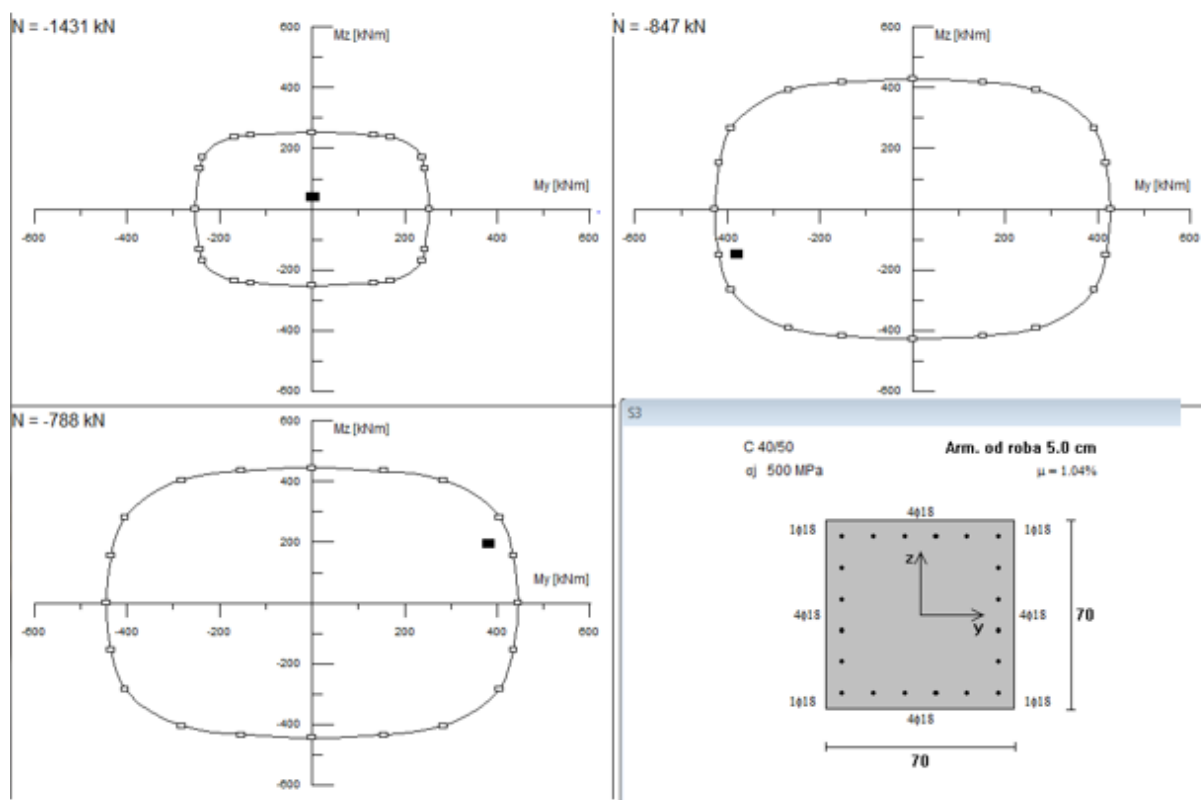
Kontrola upogibnih obremenitev

Kontrolo naredimo za vse obtežne kombinacije. Upoštevamo maksimalne momente iz ovojnice upogibnih momentov pri največji in najmanjši osni sili. S pomočjo programa DIAS preverimo, ali z izbrano armaturo prevzamemo obremenitve.

Z minimalno določeno vzdolžno armaturo ne prevzamemo osnoupogibne obremenitve.

Izberemo večje število in večji prerez vzdolžnih armaturnih palic.

$$\text{Izberemo } 20\phi 20 \rightarrow A_s = 62,8 \text{ cm}^2 \leq 0,04 * (70 \text{ cm})^2 = 196 \text{ cm}^2$$



Slika 57: Kontrola nosilnosti prečnega prereza stebra S3

Preglednica 68: Upogibna nosilnost in kontrola upogibnih obremenitev stebra S3 za vse obravnavane obtežne kombinacije

Steber	Obt. kombinacija	$M_{x,max}$	$M_{y,max}$	N_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]
S3	1,35G+1,5Q	2,3	38,6	-1431	253
	1,0G+0,3Q+EXY	381,4	194,6	-788	475
	1,0G+0,3Q-EXY	-378,6	-149,6	-847	448

Določimo potrebno armaturo še za preostale stebre glede na projektno obremenitev.

Preglednica69: Upogibna nosilnost in kontrola upogibnih obremenitev stebrov za vse obravnavane obtežne kombinacije

Steber	Obt. kombinacija	$M_{x,max}$	$M_{y,max}$	N_{Ed} [kN]	Izbrana armatura	M_{Rd} [kNm]
S1	1,35G+1,5Q	118,5	-1,2	-6187	20 ϕ 32	347
	1,0G+0,3Q+EXY	182,0	48,8	-2615		1753
	1,0G+0,3Q-EXY	-47,3	-50,1	-4578		1157
S2	1,35G+1,5Q	-174,4	1,0	-5564	20 ϕ 32	590
	1,0G+0,3Q+EXY	47,4	68,4	-2296		1953
	1,0G+0,3Q-EXY	-248,5	-67,2	-4177		1160
S3	1,35G+1,5Q	2,3	38,6	-1431	20 ϕ 18	253
	1,0G+0,3Q+EXY	381,4	194,6	-788		475
	1,0G+0,3Q-EXY	-378,6	-149,6	-847		448
S4	1,35G+1,5Q	-2,0	-39,8	-578	20 ϕ 18	507
	1,0G+0,3Q+EXY	274,9	135,3	-342		600
	1,0G+0,3Q-EXY	-277,3	-181,2	-367		606

Preglednica70: Kontrola maksimalne količine armature v prečnem prerezu

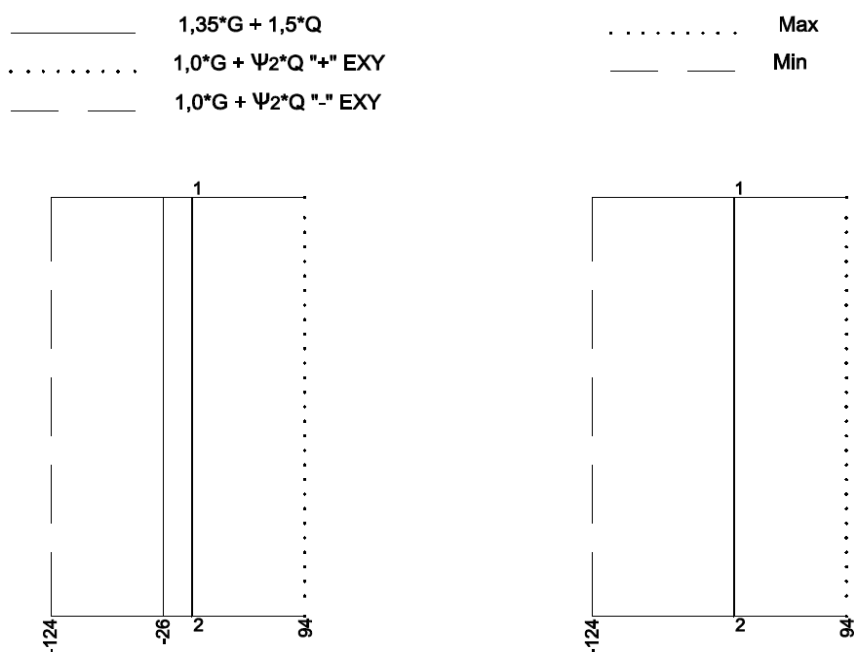
	Steber	Izbrana armatura	$A_{s,dej}$ [cm ²]	$A_{max}=0,04*A$ [cm ²]
Zunanji okvir / spodaj	S1	20 ϕ 32	160,8	324
	S2	20 ϕ 32	160,8	324
Notranji okvir / zgoraj	S3	20 ϕ 18	50,8	196
	S4	20 ϕ 18	50,8	196

4.4.2.7 Strižna armatura stebra

4.4.2.7.1 Steber S3

Prečne sile

Za obravnavan stebel odčitamo iz programa SAP 2000 prečne sile za vse tri obravnavane obtežne kombinacije in na podlagi vrednosti določimo ovojnico maksimalnih in minimalnih prečnih sil.



Slika 58: Prečne sile v stebri S3 za posamezno obravnavane obtežne kombinacije (slika levo) in ovojnica prečnih sil (slika desno)

Projektne notranje sile

V primarnih potresnih stebrih prečne sile določimo v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti (EC8-1/ 5.4.2.3).

$$V_{ED}^{PLUS} = V_{ED}^{MINUS} = + \frac{|M_{i,d}| + |M_{j,d}|}{l_{cl}}$$

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc,i} * \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$$

γ_{Rd} ... faktor, ki upošteva večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objekta betona v tlačni coni
(prevzamemo vrednost 1,1)

$M_{Rc,i}$... projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču i , v smeri upogibnega

momenta zaradi potresa vpliva v njegovi smeri

ΣM_{RC} ... vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču.

Vrednost ΣM_{RC} ustreza osnim silam v stebru v potresnem projektnem stanju za upoštevano smer vpliva.

ΣM_{Rb} ... vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnostih gred, ki se stikajo v vozlišču

l_{cd} ... svetla dolžina grede

Smer »PLUS« delovanja potresne obtežbe:

$$M_{RC} = 625 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{RC,1} = 451 \text{ kNm} + 625 \text{ kNm} = 1076 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{RC,2} = 618 \text{ kNm} + 625 \text{ kNm} = 1243 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb,1} = 263 \text{ kNm} + 275 \text{ kNm} = 538 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb,2} = 432 \text{ kNm} + 432 \text{ kNm} = 864 \text{ kNm}$$

$$M_{1,d} = 1,1 * 625 \text{ kNm} * \min\left(1, \frac{538 \text{ kNm}}{1076 \text{ kNm}}\right) = 344 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = 1,1 * 625 \text{ kNm} * \min\left(1, \frac{864 \text{ kNm}}{1243 \text{ kNm}}\right) = 478 \text{ kNm}$$

$$V_{CD} = + \frac{|344 \text{ kNm}| + |478 \text{ kNm}|}{3\text{m} - 0,5\text{m}} = 329 \text{ kNm}$$

Smer »MINUS« delovanja potresne obtežbe:

$$M_{RC} = 608 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{RC,1} = 444 \text{ kNm} + 608 \text{ kNm} = 1052 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{RC,2} = 605 \text{ kNm} + 608 \text{ kNm} = 1213 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb,1} = 263 \text{ kNm} + 276 \text{ kNm} = 539 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb,2} = 432 \text{ kNm} + 432 \text{ kNm} = 864 \text{ kNm}$$

$$M_{1,d} = 1,1 * 608 \text{ kNm} * \min\left(1, \frac{539 \text{ kNm}}{1052 \text{ kNm}}\right) = 341 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = 1,1 * 608 \text{ kNm} * \min\left(1, \frac{864 \text{ kNm}}{1213 \text{ kNm}}\right) = 476 \text{ kNm}$$

$$V_{CD} = + \frac{|341 \text{ kNm}| + |476 \text{ kNm}|}{3\text{m} - 0,5\text{m}} = 327 \text{ kNm}$$

Maksimalna prečna sila v stebru, ki jo izračunamo po metodi načrtovanja nosilnosti, predstavlja večjo vrednost izmed prečnih sil, ki ju dobimo pri pozitivni in negativni smeri delovanja potresne obtežbe. V obravnavanem stebru S3 je ta vrednost enaka $V_{CD} = 329 \text{ kNm}$.

Na podlagi prečnih sil, ki jih dobimo iz obravnavanih obtežnih kombinacij (Slika 68), in tistih, dobljenih po metodi načrtovanja nosilnosti, določimo absolutno maksimalno prečno silo, ki je merodajna za dimenzioniranje na strižno obremenitev.

Največja prečna sila v stebru S3 izhaja iz metode načrtovanja nosilnosti $V_{Ed,max} = 329 \text{ kN}$.

S kombinacijo z nereduciranimi potresnimi silami določimo še vrednost elastične prečne sile ($V_{1,0G+\psi Q \pm q * E_{XY}}$) v stebru. V primeru, ko je ta sila manjša od predhodno določene maksimalne prečne sile, se jo lahko prevzame kot merodajno prečno silo za nadaljnjo dimenzioniranje stebra.

$$V_{1,0G+\psi Q \pm q * E_{XY}} = \max(|V_{1,0G+\psi Q} + q * V_{EXY}|; |V_{1,0G+\psi Q} - q * V_{EXY}|)$$

$$V_{1,0G+\psi Q \pm q * E_{XY}} = \max(|-15 \text{ kN} + 1,6 * 109 \text{ kN}|; |-15 \text{ kN} - 1,6 * 109 \text{ kN}|)$$

$$V_{1,0G+\psi Q \pm q * E_{XY}} = \max(159 \text{ kN}; 189 \text{ kN}) = 189 \text{ kN}$$

$$V_{1,0G+\psi Q \pm q * E_{XY}} = 189 \text{ kN} < V_{Ed,max} = 306 \text{ kN} \rightarrow V_{Ed} = 189 \text{ kN}$$

Merodajna prečna sila za dimenzioniranje v stebru S3 je $V_{Ed} = 189 \text{ kN}$.

Ker je elastična prečna sila precej manjša od prečne sile, dobljene z metodo načrtovanja nosilnosti, se odločimo, da za nadaljnjo dimenzioniranje vseeno izberemo večjo vrednost. S to izbiro prevzamemo morebitne večje strižne obremenitve v okvirju, ki bi lahko nastale po plastifikaciji sten.

Strižna odpornost

Določimo strižno odpornost prečnega prereza stebra (EC 2-1 /6.2.2) in preverimo, ali je strižna armatura računsko potrebna.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 1,55 * (100 * 0,014 * 40)^{1/3} + 0,15 * 1,7 \right] * 700 * 650 = 440 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = (0,30 + 0,15 * 0) * 700 * 650 = 136,5 \text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{650}} = 1,55 \leq 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{62,8 \text{ cm}^2}{70 \text{ cm} * 65 \text{ cm}} = 0,014 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{847 \text{ kN}}{(70 \text{ cm} * 70 \text{ cm})} = 0,17 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,2 * f_{cd} = 0,53 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 * 1,55^{\frac{3}{2}} * 40^{\frac{1}{2}} = 0,30$$

A_{sl} ... ploščina prereza natezne armature

b_w ... najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone

N_{Ed} ... osna sila prereza, ki jo povzroča potresna obtežba

$$V_{Ed} = 329 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 440 \text{ kN}$$

Strižna odpornost prereza je mnogo večja od strižne obremenitve. Posledično računsko strižna armatura v stebri S3 ni potrebna. Določimo le minimalno armaturo (EC2-1/ 9.5.3).

Izberemo minimalno strižno armaturo:

- najmanjši dovoljeni premer prečne armature

$$\phi_{min} \geq \max \left\{ \frac{\phi_{v,max}}{4} = \frac{6 \text{ mm}}{4} = \frac{20 \text{ mm}}{4} = 5 \text{ mm} \right.$$

$$\phi_{min} = 6 \text{ mm}$$

$\phi_{v,max}$... največji premer vzdolžnih palic

- maksimalna razdalja med palicami prečne armature vzdolž stebra

$$s_{cl,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20 * \phi_{v,min} \\ \text{manjša dimenzija stebra} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 400 \text{ mm} \\ 700 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right. = 400 \text{ mm}$$

$$s_{cl,tmax} = 40 \text{ cm}$$

$\phi_{v,min}$... najmanjši premer vzdolžnih palic

Izbrana strižna armatura: **2√2-strižno streme $\phi 6$ / 20 cm**

Zagotovitev lokalne duktilnosti

- $l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \right\} = \max \{ 0,7; 0,42; 0,45 \} = 0,7 \text{ m}$

- $\phi_{s,min} \geq 6 \text{ mm}$

- Maksimalni razmak stremen:

$$s \leq \min \{ b_0/2; 175; 8d_{bl} \} = \min \{ 626 \text{ mm}/2; 175 \text{ mm}; 8 * 20 \text{ mm} \} = 160 \text{ mm}$$

b_0 ... najmanjša dimenzija betonskega jedra (merjena od srednje črte stremen)

- Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama, ki ju podpirajo stremena, ne sme biti večja od 20 cm. V našem primeru je ta razdalja 12 cm.

Izbrana strižna armatura v kritičnem območju: **2√2-strižno streme $\phi 6$ / 14 cm.**

4.4.2.7.2 Ostali obravnavani stebri

Preglednica 71: Določitev prečnih sil v stebrih po metodi načrtovanja nosilnosti

Smer delovanja potresne obtežbe		Vozlišče	M _{Rc,i} [kNm]	∑M _{Rc} [kNm]	∑M _{Rb} [kNm]	min(1, ∑M _{Rb} / ∑M _{Rc})	M _{i,d} [kNm]	V _{CD} [kN]	V _{CD,max} [kN]
S1	»PLUS«	Vozlišče 1	1771	3642	419	0,12	234	623	623
		Vozlišče 2	1771	1771	∞	1	1948		
	»MINUS«	Vozlišče 1	1019	2180	418	0,19	213	381	
		Vozlišče 2	1019	1019	∞	1	1121		
S2	»PLUS«	Vozlišče 1	1871	3642	419	0,12	247	135	135
		Vozlišče 2	1871	3359	370	0,11	226		
	»MINUS«	Vozlišče 1	1161	2180	418	0,19	243	131	
		Vozlišče 2	1161	2162	368	0,17	217		
S3	»PLUS«	Vozlišče 1	625	1076	538	0,5	344	329	329
		Vozlišče 2	625	1243	864	0,7	481		
	»MINUS«	Vozlišče 1	608	1052	539	0,51	341	327	
		Vozlišče 2	608	1213	864	0,71	476		
S4	»PLUS«	Vozlišče 1	451	1076	538	0,5	248	298	298
		Vozlišče 2	451	451	864	1	496		
	»MINUS«	Vozlišče 1	444	1052	539	0,51	249	295	
		Vozlišče 2	444	444	864	1	488		

Zagotavljanje objetja ob vpetju

Za steber S1, ki je vpet v temelje, je potrebno zagotoviti še ustrezno objetje vzdolžne armature.

Preverimo, če lahko prečno armaturo v kritičnem območju ob vpetju opredelimo kot je določeno v EN 1992-1-1:2004 (EC8-1/5.4.3.2.2 ((12)P)), in sicer če je v potresnem projektnem stanju normirana osna sila manjša od 0,2 in če vrednost faktorja obnašanja q ne presega 2,0.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} = \frac{4578 \text{ kN}}{90 \text{ cm} * 90 \text{ cm} * 2,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,21 > 0,2$$

$$q = 1,6 < 2,0$$

Ker je normirana osna sila večja od dopustne, moramo v kritičnem območju ob vpetju zagotoviti zadostno vrednost faktorja duktilnosti (EC8-1/5.4.3.2.2 ((6)P-(8))):

$$\mu_0 = 2 * q_0 - 1 = 2 * 1,6 - 1 = 2,2 \text{ za } T_1 = 0,84 \text{ s} \geq T_c = 0,6 \text{ s}$$

Izbrana strižna armatura: **2√2-strižno streme $\phi 8 / 10 \text{ cm}$**

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_0 v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 = 30 * 2,2 * 0,21 * 0,00217 * \frac{90}{84} - 0,035 = 0,003$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,94 * 0,88 = 0,83$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0h_0} = 1 - \sum_{20} \frac{11,25^2}{6 * 84^2} = 0,94$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) = \left(1 - \frac{10}{2 * 84}\right) \left(1 - \frac{10}{2 * 84}\right) = 0,88$$

Ob vpetju primarnih potresnih stebrov mora vrednost mehanskega volumenskega deleža zaprtih stremen biti vsaj 0,08:

$$\omega_{wd} = \left[\frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

$$\omega_{wd} = \left[\frac{4 * 0,79 * (84 + \sqrt{2 * 11,25^2 + 61,5})}{10 * 84^2} * \frac{43,48}{2,67} \right] = 0,12$$

$$\alpha \omega_{wd} = 0,83 * 0,12 = 0,098 > 0,003$$

Izbrana končna strižna armatura ob vpetju: **2√2-strižno streme ϕ8 / 10 cm**

Po enakem postopku določimo potrebno strižno armaturo še v preostalih stebrih.

Preglednica 72: Določitev stremenske armature v stebrih

	V _{Ed,max} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	Območje armiranja	Izbrana stremenska armatura
S1	623	1195	Izven kritičnega območja	2√2-strižno streme ϕ8 / 20 cm
			Kritično območje (l _{cr} = 90 cm)	2√2-strižno streme ϕ8 / 16 cm
			Ob vpetju	2√2-strižno streme ϕ8 / 10 cm
S2	135	1195	Izven kritičnega območja	2√2-strižno streme ϕ8 / 20 cm
			Kritično območje (l _{cr} = 90 cm)	2√2-strižno streme ϕ8 / 16 cm
S3	329	440	Izven kritičnega območja	2√2-strižno streme ϕ6 / 20 cm
			Kritično območje (l _{cr} = 70 cm)	2√2-strižno streme ϕ6 / 14 cm
S4	298	227	Izven kritičnega območja	2√2-strižno streme ϕ6 / 20 cm
			Kritično območje (l _{cr} = 70 cm)	2√2-strižno streme ϕ6 / 14 cm

4.4.2.8 Torzijska armatura

Potrebno armaturo v stebrih za prevzem torzijskega momenta določimo na podlagi zahtev iz standarda EC2-1/6.3.

4.4.2.8.1 Steber S3

Projektna obremenitev: $T_{Ed} = 2,61 \text{ kNm}$

Najprej preverimo, ali je v obravnavanem stebru potrebna armatura za prevzem torzijskega momenta. Izračunamo torzijsko odpornost betonskega prereza brez strižne armature.

$$T_{Rd,c} = 2 * f_{cd} * A_k * t_{ef,min}$$

$$T_{Rd,c} = 2 * 2,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 105 \text{ cm}^2 * 17,5 \text{ cm} = 98,1 \text{ kNm}$$

$$A_k = z_h * z_v = 52,5 \text{ cm} * 52,5 \text{ cm} = 105 \text{ cm}^2$$

$$z_h = b - 2 * \frac{t_{ef}}{2} = 70 \text{ cm} - 17,5 \text{ cm} = 52,5 \text{ cm}$$

$$z_v = h - 2 * \frac{t_{ef}}{2} = 70 \text{ cm} - 17,5 \text{ cm} = 52,5 \text{ cm}$$

$$t_{ef} \geq \begin{cases} \frac{A}{u} = \frac{70 \text{ cm} * 70 \text{ cm}}{4 * 70 \text{ cm}} = 17,5 \text{ cm} \\ \text{dvakratna oddaljenost vzdolžne} \\ \text{armature od roba prereza} = 2 * 5 \text{ cm} = 10 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow t_{ef} = 17,5 \text{ cm}$$

A_k ... ploskev, ki obdajajo srednjice spojenih sten, vključno znotranjimi votlimi območji

t_{ef} ... učinkovita debelina stene

u ... zunanji obseg prečnega prereza

$$T_{Ed} = 2,61 \text{ kNm} < T_{Rd,c} = 98,1 \text{ kNm}$$

Ker je torzijska odpornost betonskega prereza večja od torzijske obremenitve, ni potrebna dodatna armatura za prevzem torzijskega momenta.

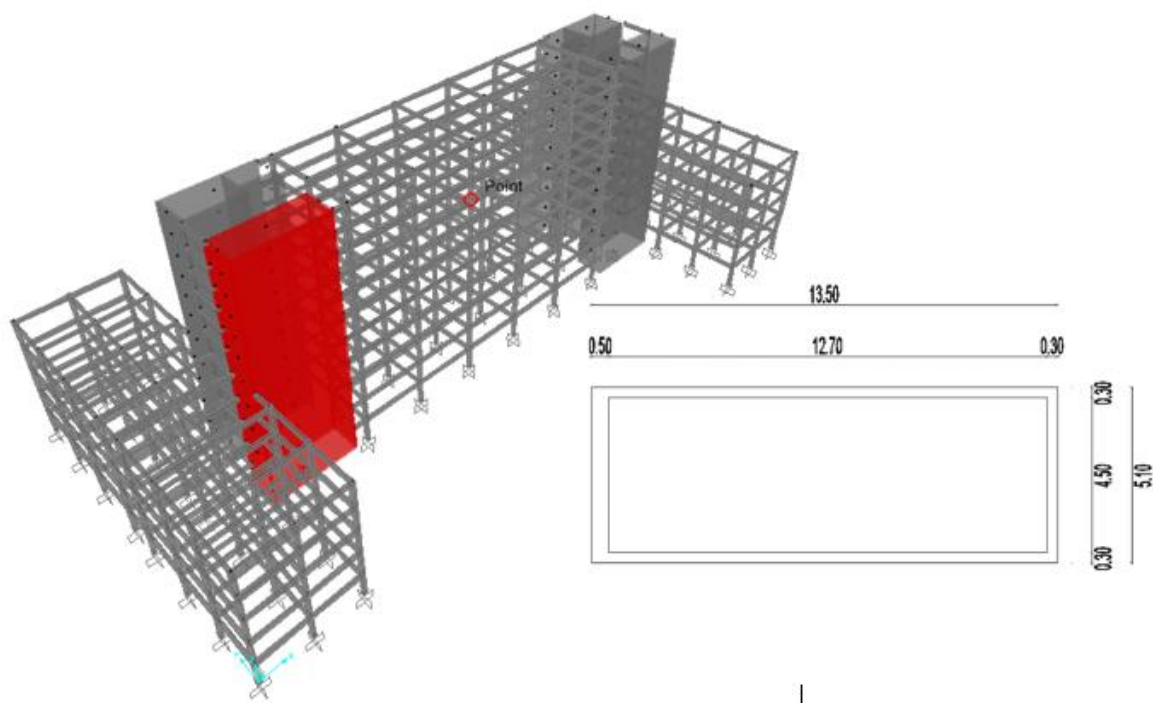
Zaradi majhne torzijske obremenitve v nobenem obravnavanem stebru ne potrebujemo dodatne armature.

4.4.3 Dimenzioniranje sten jedra

Obravnavan objekt poleg okvirja sestavljajo še štiri močno obremenjena jedra, ki neprekinjeno potekajo od temeljnih tal do strehe. Zaradi velike obremenitve je pravilno dimenzioniranje jedra ključnega pomena za nosilnost konstrukcije kot celote. Jedra dimenzioniramo na potresno obremenitev za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM).

Geometrija samih jeder se po etažah ne spreminja. Stene so med seboj povezane z okvirjem in medetažnimi ploščami.

Obravnavano jedro, ki ga dimenzioniramo, je pravokotno škatlaste oblike zunanjih dimenzij 13,5 m x 5,1 m in z debelinami sten 30 cm in 50 cm. Jedro se nahaja na skrajnem robu srednjega dela objekta.



Slika 59: Lokacija in geometrijske karakteristike obravnavanega jedra

4.4.3.1 Geometrijske omejitve in materiali

Izbira trdnostnega razreda betona in tipa jekla je v skladu z zahtevami standarda (EC8-1 /5.4.1.1).

Za duktilne stene preverimo zahteve, ki so v skladu s standardom (EC8-1/ 5.4.1.2.3).

Kontrola širine stojine:

- $b_{w0}^{LEVO} = 0,5 \text{ m} \geq \max \left\{ 0,15; \frac{h_s}{20} \right\} = \max \left\{ 0,15; \frac{3,5}{20} \right\} = \max \{ 0,15; 0,175 \} = 0,175 \text{ m}$
- $b_{w0}^{DESNO} = 0,3 \text{ m} \geq \max \left\{ 0,15; \frac{h_s}{20} \right\} = \max \left\{ 0,15; \frac{3,5}{20} \right\} = \max \{ 0,15; 0,175 \} = 0,175 \text{ m}$

h_s ... svetla etažna višina v metrih (vzamemo vrednosti višje etaže, da smo na varni strani)

Preverimo, ali na stiku med pasnico in stojino potrebujemo robni element:

- $b_t = 30 \text{ cm} \geq \frac{h_s}{15} = \frac{350 \text{ cm}}{15} = 23 \text{ cm}$ in $b_t = 50 \text{ cm} \geq \frac{h_s}{15} = \frac{350 \text{ cm}}{15} = 23 \text{ cm}$
- $l_t = 510 \text{ cm} \geq \frac{h_s}{5} = \frac{350 \text{ cm}}{5} = 70 \text{ cm}$ in $l_t = 1350 \text{ cm} \geq \frac{h_s}{5} = \frac{350 \text{ cm}}{5} = 70 \text{ cm}$

b_t ... širina prirobnice

l_t ... dolžina prirobnice

Robni element na stiku ni potreben.

Ustreznost debeline sten jedra preverimo še z vrednostjo normirane osne sile. Za kontrolo vzamemo največjo vrednost osne sile, ki je ob vpetju jedra pri stalni obtežni kombinaciji.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_w * f_{cd}} = \frac{21357 \text{ kN}}{(117000 \text{ cm}^2) * 2,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,07 < 0,4$$

A_w ... površina prečnega prereza stene

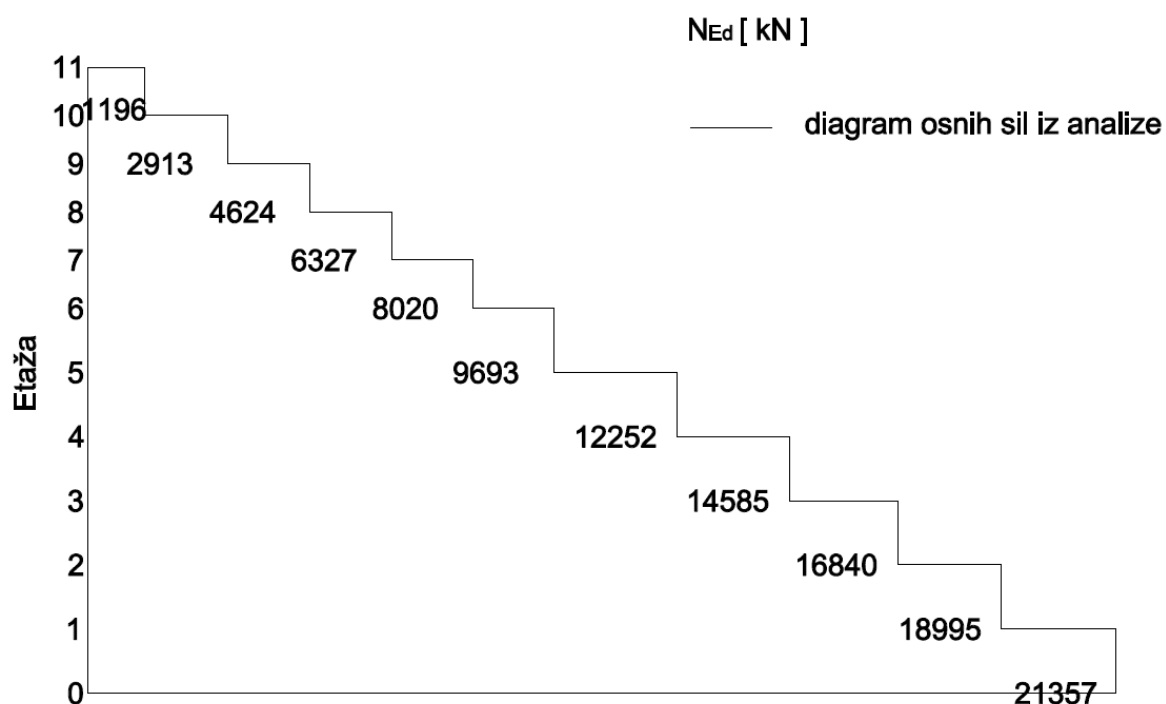
4.4.3.2 Projektne notranje sile za duktilne stene

Pri določanju projektnih sil upoštevamo določila iz standarda (EC8-1/5.4.2.4).

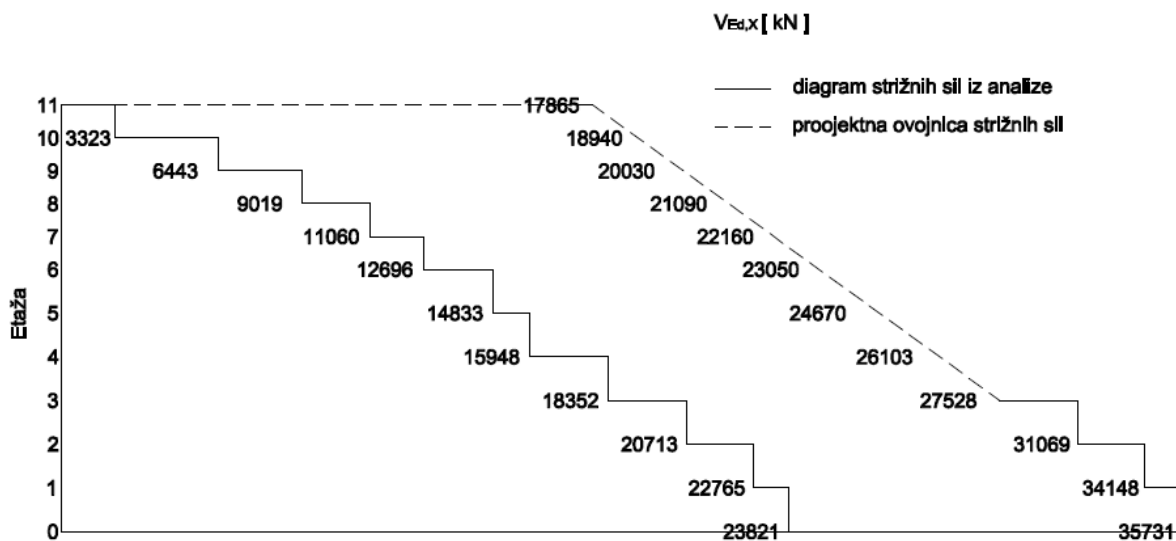
Upoštevamo enake obtežne kombinacije kot pri dimenzioniranju okvirja.

Zaradi vitkih sten se pri razporeditvi momenta vzdolž višine stene ovojnica upogibnih momentov, dobljenih iz analize, premakne v navpični smeri.

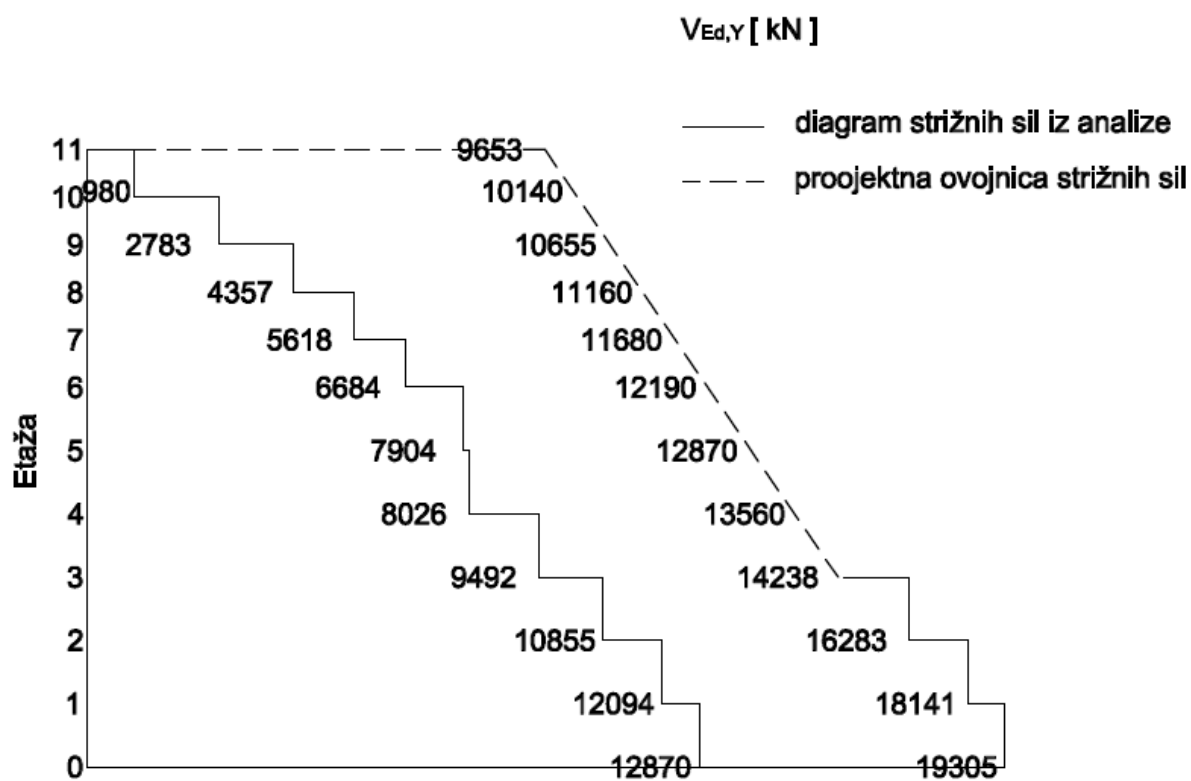
S povečanjem prečnih sil, dobljenih iz analize, upoštevamo možno povečanje prečnih sil za 50 % zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten. Zaradi nezanesljivosti v mešanih sistemih z vitkimi stenami, zaradi višjih nihajnih oblik uporabimo projektno ovojnico prečnih sil v skladu s standardom (EC8-1/5.4.2.4 (8)).



Slika 60: Računske osne sile v jedru

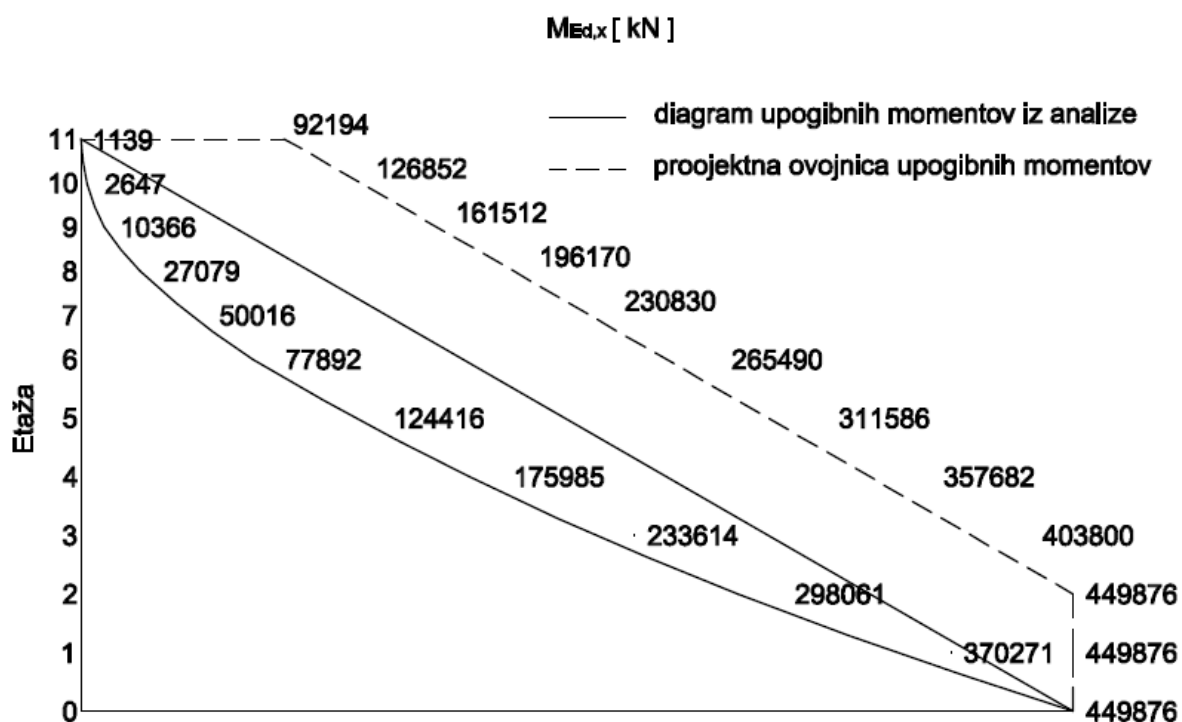


Slika 61: Računske vrednosti notranjih sil $V_{Ed,x}$

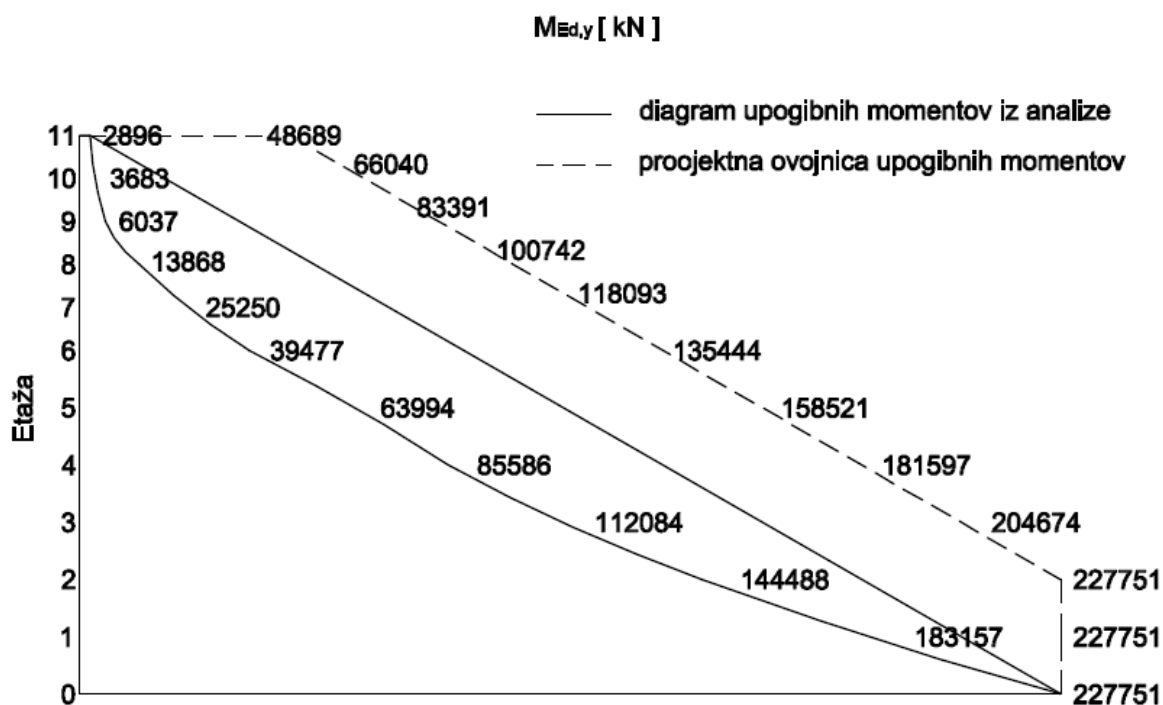


Slika 62: Računske vrednosti notranjih sil $V_{Ed,Y}$

Dobljeno vrednost prečne sile smo upoštevali skozi prve tri etaže, vrednost projektne prečne sile na vrhu pa je enaka polovični prečni sili ob vpetju (EC8-1/5.4.2.4.).



Slika 63: Računske vrednosti notranjih sil $M_{Ed,x}$



Slika 64: Računske vrednosti notranjih sil $M_{Ed,y}$

Na dolžini celotnega kritičnega področja stene h_{cr} (dve etaži), katerega izračun je pokazan v nadaljevanju, smo upoštevali upogibna momenta $M_x = 449876$ kNm in $M_y = 68768$ kNm, za

dimenzioniranje sten v x smeri in $M_x = 171858 \text{ kNm}$ in $M_y = 227751 \text{ kNm}$ za dimenzioniranje sten v y smeri. Vrednost momentov se odčita ob vpetju stene. Nadaljnji potek momentov do vrha objekta predpostavimo, da je linearen.

4.4.3.3 Konstruiranje in zagotovitev lokalne duktilnosti

Konstruiranje se izvede v skladu s standardom EC8-1/5.4.3.4.2, EC8-1/5.4.3.5.3 in EC8-1/9.6).

Višina kritičnega področja stene (dolžina plastičnega členka)

$$h_{cr} = \max[l_w; h_w/6] = \max[1350 \text{ cm}; 3900 \text{ cm}/6] = 1350 \text{ cm}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 * l_w = 2 * 1350 \text{ cm} = 2700 \text{ cm} \\ 2 * h_s = 700 \text{ cm}, \text{zan} \geq 7 \text{ etaž} \end{cases} \rightarrow h_{cr} = 700 \text{ cm}$$

h_s ... svetla višina etaže

l_w ... dolžina stene

Računska višina kritičnega območja jedra znaša 700 cm, kar predstavlja 2 etaži.

Minimalna armatura v kritičnem področju

Na obeh straneh stene se namesti vodoravno armaturo z minimalnim prerezem $A_{s,hmin}$, ki poteka vzporedno s površino stene in do prostih robov.

$$A_{s,hmin} = 0,002A_c$$

Potrebno vodoravno armaturo zagotovimo z izbiro Q-mrež.

Z izbiro mreže preverimo, ali zadostimo pogojem za minimalno in maksimalno potrebno navpično armaturo.

$$A_{s,vmin} = 0,003A_c < A_{s,v} < A_{s,vmax} = 0,04A_c$$

Preglednica 73: Določitev minimalne in maksimalne armature

Stena	b [cm]	$A_{s,hmin}$ [cm ² /m]	$A_{s,vmin}$ [cm ²]	$A_{s,vmax}$ [cm ²]
Zgoraj	30	6	121,5	1620
Spodaj	30	6	121,5	1620
Levo	50	10	76,5	1020
Desno	30	6	45,9	612

Izberemo vzdolžne palice, da zadostimo pogojem minimalne potrebne vzdolžne armature, ki znaša 0,3 % ploščine stene.

Preglednica 74: Izbira začetne minimalne armature

Stena	Izbrane palice	$A_{s,vdej}$ [cm ²]	Delež armature $\mu > 0,3 \%$
Zgoraj	268φ10	211	0,52 %
Spodaj	268φ10	211	0,52 %
Levo	100φ10	79	0,31 %
Desno	100φ10	79	0,52 %

Strižna nosilnost v kritičnem področju

Predpostavimo, da je v kritičnem območju strižna nosilnost betonskega prereza manjša od strižne obremenitve in posledično prevzamemo celotne strižne sile s prečno armaturo.

Določimo potrebno strižno armaturo posebej za stene v x smeri in stene v y smeri. Vrednost prečnih sil prevzamemo iz diagrama prečnih sil dobljenih iz analize, ki smo jih povečali za 50 %.

- Smer X

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed,x}}{0,8 * l_w * f_{ywd}} = \frac{35731 \text{ kN}}{2 * 1350 \text{ cm} * 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$f_{ywd} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

A_{sw} ... ploščina prečnega prereza strižne armature

s ... medsebojna razdalja stremen

f_{ywd} ... projektna meja elastičnosti strižne armature

Za prevzem strižnih obremenitev uporabimo 2-strižna stremena.

Upoštevamo razdaljo med stremenimi $s = 10 \text{ cm}$.

Izbrana strižna armatura: **2-strižna stremena φ14 / 10cm**

Prerez izbrane strižne armature: $A_{sw,dej} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{cm}$

- Smer y

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed,y}}{0,8 * l_w * f_{ywd}} = \frac{19305 \text{ kN}}{2 * 510 \text{ cm} * 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Za prevzem strižnih obremenitev uporabimo 2-strižna stremena.

Upoštevamo razdaljo med stremenimi $s = 7,5 \text{ cm}$.

Izbrana strižna armatura: **2-strižna stremena φ14 / 6,5cm**

Prerez izbrane strižne armature: $A_{sw,dej} = 0,47 \text{ cm}^2 / \text{cm}$

Upogibna nosilnost v kritičnem področju

Na podlagi določene minimalno potrebne upogibne armature preverimo, ali stene jedra prevzamejo osno-upogibno obremenitev. Za upogibno nosilnost je najbolj neugoden prerez z najmanjšo osno silo, zato znotraj kritičnega območja (prvi dve etaži) obravnavamo prerez na stiku med drugo in tretjo etažo.

Da smo z izbiro armature na varni strani, lahko obravnavamo vsako steno posebej. Stene v smeri x dimenzioniramo na obremenitve, ki nastanejo v steni zaradi potresa, ki deluje pretežno v x smeri ($E_x + 0,3E_y$). Ker imamo v vsaki smeri (x in y) po dve steni, se obremenitev porazdeli na posamezno steno v razmerju togosti.

S takim načinom dimenzioniranja dobimo preveč armirane stene, saj ne upoštevamo nosilnosti, ki ga doprinesejo sosednje stene.

Odločimo se, da dimenzioniramo posamezno steno z upoštevanjem sodelujoče širine sosednjih sten, ki jih armiramo z minimalno armaturo.

Stene v x smeri

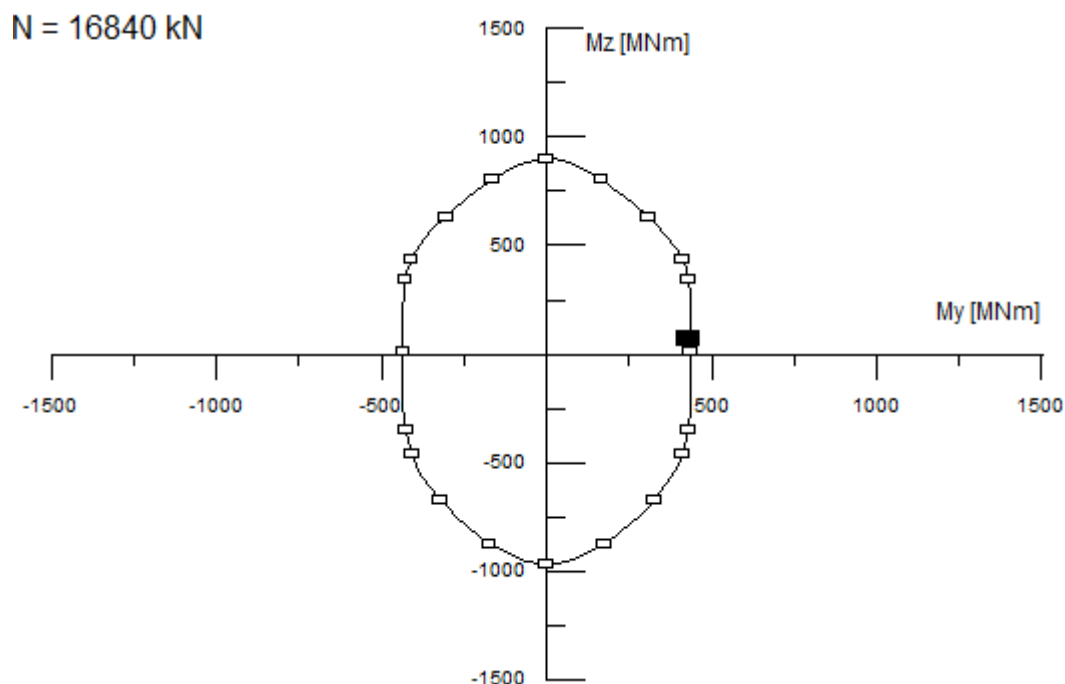
$$N_{Ed} = 16840 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 449876 \text{ kNm}$$

Z izbrano začetno minimalno armaturo ne prevzamemo obremenitev. Povečamo prerez in število palic.

Preglednica 75: Izračun potrebne armature v stenah v x smeri

Stene v smeri x	Izbrana armatura
Zgornja stena v x smeri	124 ϕ 32 na vsako stran stene
Spodnja stena v x smeri	124 ϕ 32 na vsako stran stene



Slika 65: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza jedra okoli osi x

$$M_{Rd} = 455101 \text{ kNm}$$

Stene v y smeri

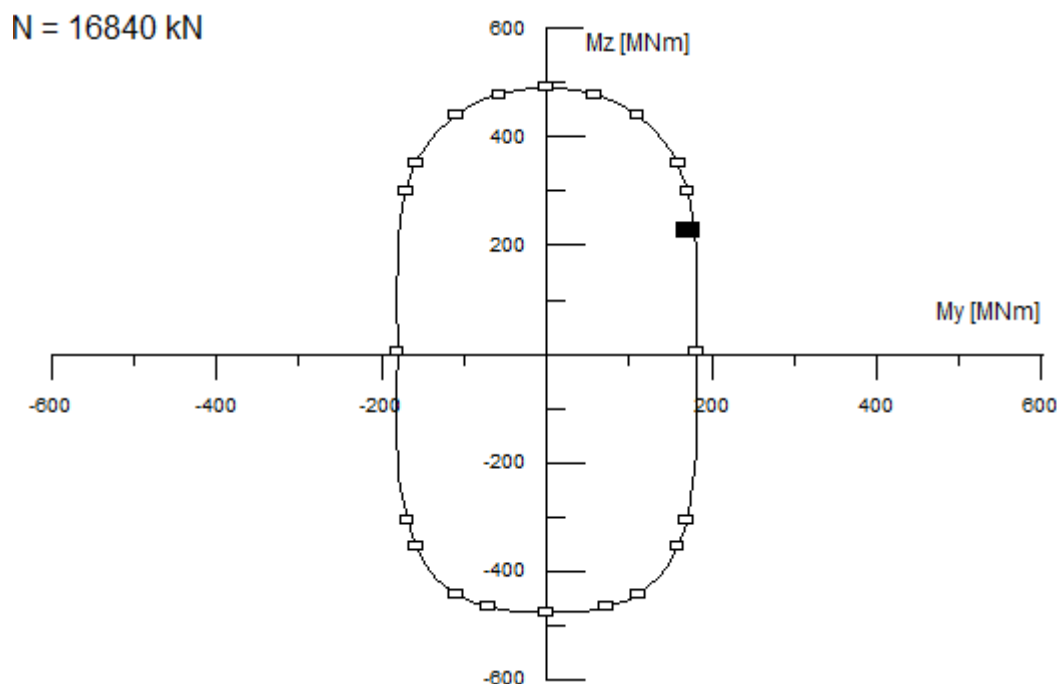
$$N_{Ed} = 16840 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 227751 \text{ kNm}$$

Z izbrano začetno minimalno armaturo ne prevzamemo obremenitev. Povečamo prerez in število palic.

Preglednica 76: Izračun potrebne armature v stenah v y smeri

Stene v smeri y	Izbrana armatura v posameznem robnem elementu
Leva stena v y smeri	26 ϕ 32 na vsako stran stene
Desna stena v y smeri	26 ϕ 32 na vsako stran stene



Slika 66: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza jedra okoli osi y

$$M_{Rd} = 293876 \text{ kNm}$$

4.4.3.4 Konstruiranje izven kritičnega območja

Potek osnih in prečnih sil ter upogibnih momentov se po višini postopoma zmanjšuje brez nenadnih skokov. Na nivoju 6. etaže, kjer se upogibni momenti zmanjšajo za približno polovico vrednosti momenta ob vpetju, zmanjšamo prerez vzdolžnih palic in razdaljo med stremeni. Pri zmanjševanju armature je potrebno v prerezu preveriti, ali zagotovimo zadostno nosilnost.

Na delih stene, kjer tlačna deformacija preseže 0,002, moramo zagotoviti vsaj 0,5 % delež vzdolžne armature.

Vpliv torzije

Potrebno armaturo v steni za prevzem torzijskega momenta določimo na podlagi zahtev iz standarda EC2-1/6.3.

Pri torzijski obremenitvi govorimo o dveh mehanizmih prevzema torzijske obremenitve, in sicer enakomerna torzija in ovirana torzija. V primerih tankostenskih škatlastih prereзов lahko pri dokazih v mejnih stanjih nosilnosti ovirano torzijo zanemarimo.

Največji torzijski moment je ob vpetju stene.

$$T_{Ed} = 10686 \text{ kNm}$$

Pri računu izhajamo iz mejne nosilnosti prostorskega paličja.

- Mejna torzijska odpornost, ki jo določa nosilnost tlačnih razpor

$$T_{Rdmax} = 2 * v * \alpha_{cw} * f_{cd} * A_k * t_{ef,min} * \sin\theta \cos\theta$$

$$T_{Rdmax} = 2 * 0,504 * 2,67 \frac{kN}{cm^2} * 628800 cm^2 * 30 cm * 0,5 = 253849 kNm$$

$$v = 0,6 * \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,504$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$A_k = 1310 cm * 480 cm = 628800 cm^2$$

$$t_{ef,min} = 30 cm$$

v ... redukcijski faktor trdnosti strižno razpokanega prereza

α_{cw} ... koeficient, ki upošteva stanja napetosti v tlačnem pasu

A_k ... ploskev, ki obdajajo srednjice spojenih sten, vključno z notranjimi votlimi območji

$t_{ef,min}$... minimalna debelina stene

Preverimo odpornost betonskega elementa, ki je izpostavljen torziji v kombinaciji s prečno silo.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rdmax}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rdmax}} \leq 1,0$$

Stene v x smeri:

$$\frac{10186 kN}{253849 kN} + \frac{35731 kN}{49050 kN} = 0,77 < 1,0$$

Stene v y smeri:

$$\frac{10186 kN}{253849 kN} + \frac{19305 kN}{24707 kN} = 0,82 < 1,0$$

Zadostimo kontroli odpornosti betonskega prereza.

- Mejna torzijska odpornost, ki jo določa nosilnost prečne strižne armature

$$T_{Rd,sw} = \frac{A_{sw}}{s} * 2 * A_k * \cot\theta * f_{ywd}$$

Določimo potreben prerez stremenske armature:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 * A_k * \cot\theta * f_{ywd}} = \frac{1068600 kNcm}{2 * 628800 cm^2 * 43,5 \frac{kN}{cm^2}} = 0,0195 cm^2/cm$$

Izbrana prečna torzijska armatura se doda strižni armaturi.

- Mejna torzijska odpornost, ki jo določa nosilnost vzdolžne torzijske armature

$$\frac{\sum A_{sl}}{u_k} = \frac{T_{Ed} * \cot \theta}{2 * A_k * f_{yd}} = \frac{1018600 \text{ kNcm}}{2 * 628800 \text{ cm}^2 * 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,019 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\sum A_{sl} = 0,019 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} * 3580 \text{ cm} = 68 \text{ cm}^2$$

Potrebno vzdolžno armaturo dodamo k ostali potrebni vzdolžni armaturi za prevzem upogibnih obremenitev.

Potrebno torzijsko vzdolžno armaturo zagotovimo s predhodno izbrano mrežo Q785. Potrebi po prečni torzijski in strižni armaturi pa zadostimo že s predhodno izbrano strižno armaturo.

5 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo obravnavali armiranobetonsko poslovno-stanovanjsko stavbo, ki je bila v sklopu šolskega seminarja idejna zasnova študentke 2.letnika arhitekture.

Namen diplomske naloge je bilo prikazati potek projektiranja na obravnavanem objektu od zasnove do dejanskih armaturnih načrtov s pomočjo evrokod standardov.

Geometrijske podatke konstrukcije smo prevzeli iz idejnega načrta arhitektke. Zaradi višine objekta smo izbrali višji trdnostni razred betona. Določili smo posamezne vplive, ki delujejo na konstrukcijo, kot jih navaja standard. Stalno obtežbo smo izračunali na podlagi dimenzij in specifične teže prerezov konstrukcijskih sklopov. Koristno obtežbo v posamezni etaži smo določili glede na namembnost etaže in deleža predelnih sten. Koristno obtežbo na strehi določa tip strehe. Velikost vpliva snega na streho smo izračunali glede na lokacijo objekta in tipa strehe. Upoštevali smo tudi vpliv vetra in potresa, ki na objekt delujeta v horizontalni smeri. Glede na lokacijo objekta smo določili tip tal, na katerih stoji obravnavan objekt, ter iz potresne karte Slovenije odčitati projektni pospešek tal. Iz dobljenih podatkov smo izračunali projektni spekter pospeškov, ki predstavlja elastični spekter z upoštevano redukcijo potresnih sil. Redukcijo potresnih sil zajamemo s faktorjem obnašanja q .

Za analizo konstrukcije smo izdelali pet različnih modelov obravnavanega objekta s pomočjo programa SAP 2000 (ComputersandStructures, INC., 2009). Zaradi neizkušenosti na področju projektiranja je izdelava različnih modelov omogočila večjo kontrolo pravilnosti modeliranja. Modeli se med seboj razlikujejo v izbiri tipa končnih elementov (linijski ali ploskovni elementi) in (ne)upoštevanje predpostavke toge diafragme. Na podlagi rezultatov horizontalnih etažnih pomikov smo ugotovili, da je predpostavka toge diafragme neupravičena. Ta ugotovitev je bila ključna za pravilno izbiro modela. S predpostavko toge diafragme bi predpostavili linearen potek pomikov, ki ne bi odražal dejanskega stanja. Zaradi zelo podolgovatega tlorisa se plošča v svoji ravnini deformira tako, da pomiki niso razporejeni linearno. Za nadaljnjo analizo smo izbrali model, kjer smo upoštevali dejansko togost plošče oz. kjer je plošča modelirana s ploskovnimi elementi, okvir in jedra so definirana z linijskimi elementi.

Z modalno analizo smo izračunali nihajne čase in pripadajoče nihajne oblike. Zaradi druge nihajne oblike, ki je pretežno torzijska, se model obravnava kot torzijsko podajen stenast sistem, zaradi katerega reduciramo faktor obnašanja za 20 %. Dejanska vrednost faktorja obnašanja za srednjo stopnjo duktilnosti objekta, ki je glede na predpise nepravilen tako v tlorisu kot po višini, znaša $q = 1,6$. Zaradi prevladujoče togosti jeder (98 %) le-te prevzamejo znatno večji delež obremenitve kot okvirji. Zato bi lahko pravilnost po višini določili le na podlagi geometrije jeder, ki potekajo neprekinjeno po celotni višini konstrukcije. Konstrukcijo bi v tem primeru lahko obravnavali kot pravilno po višini in s tem dobili večji faktor obnašanja in posledično manjše potresne sile. Iz varnostnih razlogov ter dejstva, da projektiramo v skladu z načeli standarda, smo se odločili, da vseeno upoštevamo nepravilnost po višini.

Projektirali oz. dimenzionirali smo le izbrane nosilne elemente po metodi mejnih stanj, kjer smo upoštevali obtežne kombinacije za stalna in potresna projektna stanja.

Dimenzionirali smo medetažno ploščo debeline 18 cm v trgovskem delu, kjer imamo največjo koristno obtežbo. Izračunane obremenitve v plošči s pomočjo programa SAP 2000 smo za kontrolo preverili še s pomočjo Hahnovih tabel. Rezultati robnih upogibnih momentov so se

nekoliko razlikovali, kar smo pripisali različnim robnim pogojem in neupoštevanju podajnosti gred pri računu s pomočjo Hahnovih tabel. Potrebno zgornjo in spodnjo armaturo smo določili s pomočjo tabel za dimenzioniranje armiranobetonskih prerezov (Rogač, Saje, Lozej, 1989). Zaradi lažje izvedbe na samem gradbišču smo izbrali štiri tipe različnih mrež, s katerimi smo zadostili potrebni armaturi v vseh pozicijah, istočasno pa zagotovili čim bolj homogeno armaturo. Ukrepi za omejitev razpok in omejitev povsesov niso bili potrebni.

Dimenzionirali smo tudi dva različna dela okvirja. Obravnavali smo del zunanjega okvirja v 1. etaži in del notranjega okvirja na vrhu objekta. Smotrno bi bilo preveriti še okvir na stiku z jedrom na delu, kjer se objekt tlorisno zoži, saj v splošnem na takih mestih pride do skoka v napetostih, kar pa ne velja v našem primeru. To lahko pripišemo veliki togosti jeder, ki prevzamejo bistven del obremenitev. Gredam smo določili sodelujočo širino pasnice, znotraj katere smo postavili del potrebe zgornje armature. Pri določanju potrebne zgornje upogibne armature v gredi smo upoštevali prispevek upogibne armature v plošči, vzporedni obravnavani gredi. Stebre smo dimenzionirali na kombinacijo osne sile in dvoosnega upogiba, ki izhaja iz potresne obremenitve v dveh pravokotnih smereh, ter na strig. S kontrolo normirane osne sile in nosilnosti smo ugotovili, da so predvideni prečni prerezi stebrov 50 cm X 50 cm bistveno premajhni. Da bi zadostili pogojem, smo prereze stebrov v prvih štirih etažah povečali na 90 cm X 90 cm, v ostali etažah pa na 70 cm X 70 cm. Stebre smo armirali z vzdolžnimi palicami in strižnimi stremeni. Torzijske armature zaradi zadostne torzijske odpornosti stebrov ni bilo potrebno namestiti. V stebri, ki je vpet v temeljna tla, smo zagotovili potrebno objetje vzdolžne armature s stremeni. Pri dimenzioniranju okvirja smo upoštevali zahteve za zagotovitev lokalne duktilnosti. Potrebno nosilnost smo preverjali s pomočjo računalniškega programa DIAS.

Na koncu smo dimenzionirali na srednjo stopnjo duktilnosti, še jedro škatlastega prereza, ki poteka po celotni višini konstrukcije. Jedra zaradi velike togosti prevzamejo največji delež obremenitve in zahtevajo največ pozornosti pri dimenzioniranju. Znotraj kritičnega območja stene, ki zajema prvi dve etaži, smo določili potrebno armaturo, s katero smo zagotovili potrebno lokalno duktilnost. Količino armature smo po višini smiselno zmanjšali glede na obremenitve.

VIRI

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1990:2004/A101:2005. Evrokod – Osnove projektiranja – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski Inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega. Ljubljana, Slovenski Inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski Inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-4:2005/oA101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4.del: Splošni vplivi – Obtežba vetra – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4.del: Splošni vplivi – Obtežba vetra. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

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

SIST EN 1991-1-1:2004/A101:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za Standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1/A101:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za Standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za Standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za Standardizacijo.

Rogač, R., Saje, F., Lozej, M. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana; UL, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo.

Hahn, J. 1970. Durchlaufträger, Rahmen, Platten und Balken auf elastischer Bettung.

Beg, D.(ur.), Pogačnik, A.(ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije.

Autodesk, Inc. 2012. AutoCAD: programski paket za računalniško podprto konstruiranje. California.

ComputersandStructures, Inc. 2009. SAP 2000: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1990. DIAS: računalniški program za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih elementov. Ljubljana, UL FGG.

Montažne stene Rigips. 2015.

http://si.rigips.at/fileadmin/Rigips_Data_Slovenia/Tehnicni_listi_-_posamezni/3.41.02_TL.pdf
(Pridobljeno 19. 5. 2015.)

Reflex. 2015.

http://www.reflex.si/si/files/default/knjiga-gradimo-s-steklom/Gradimo_s_steklom_Book_SLO_web.pdf
(Pridobljeno 4. 6. 2015.)

Knauf. 2015.

<http://knauf.voipex.si/tehnici-listi/stenski-sistemi/slike/W36%20slo%20WEB.pdf>
(Pridobljeno 6. 6. 2015.)

Karta potresne mikrorajonizacije Mestne občine Ljubljana:

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/karta_mikrorajonizacije_lj.html
(Pridobljeno 24. 7. 2015.)

Betonske konstrukcije I - Predavanja:

<http://klancek.si/sites/default/files/datoteke/files/bkigradivo2012-3del.pdf>
(Pridobljeno 30. 7. 2016.)

PRILOGE

PRILOGA A: ARMATURNI NAČRT PLOŠČE

A.1 Spodnja armatura in specifikacija armature

A.2 Zgornja armatura in specifikacija armature

PRILOGA B: ARMATURNI NAČRT OKVIRA

B.1 Armaturni načrt notranjega okvirja in specifikacija armature

B.2 Armaturni načrt zunanjega okvirja in specifikacija armature

PRILOGA C: ARMATURNI NAČRT JEDRA

C.1 Armaturni načrt jedra in specifikacija armature