

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Tanko, M. 2016. Projekt armiranobetonskega poslovno-trgovskega stanovanjskega objekta. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 88 str. (mentorica: Isaković, T., somentor: Fischinger, M.).

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5544/>

Datum arhiviranja: 27-06-2016

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Tanko, M. 2016. Projekt armiranobetonskega poslovno-trgovskega stanovanjskega objekta. Graduation thesis. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 88 pp. (mentorica: Isaković, T., somentor: Fischinger, M.).

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5544/>

Archiving Date: 27-06-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidatka:

MAJA TANKO

**PROJEKT ARMIRANOBETONSKEGA POSLOVNO-
TRGOVSKEGA STANOVANJSKEGA OBJEKTA**

Diplomska naloga št.: 3464/KS

**THE PROJECT OF REINFORCED CONCRETE
BUSINESS-COMMERCIAL RESIDENTIAL BUILDING**

Graduation thesis No.: 3464/KS

Mentorica:

prof. dr. Tatjana Isaković

Somentor:

prof. dr. Matej Fischinger

Ljubljana, 02. 06. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana Maja Tanko izjavljam, da sem avtorica diplomskega dela z naslovom »**Projekt armiranobetonskega poslovno-trgovskega stanovanjskega objekta**«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 12. 05. 2016

Maja Tanko

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.012.35:725(497.4)(043.2)
Avtor:	Maja Tanko
Mentor:	prof. dr. Tatjana Isaković
Somentor:	prof. dr. Matej Fischinger
Naslov:	Projekt armiranobetonskega poslovno-trgovskega stanovanjskega objekta
Tip dokumenta:	Dipl. nal. – UNI
Obseg in oprema:	88 str., 36 pregl., 57 sl.
Ključne besede:	armiranobetonski objekt, plošča, okvir, stena, potresna obtežba, numerični model

Izvleček:

Projekt armiranobetonskega poslovno-trgovskega stanovanjskega objekta v skladu z Evrokod standardi je diplomsko delo, ki smo ga naredili na osnovi arhitektovega idejnega projekta. Objekt ima poleg treh vkopanih garažnih etaž tri trgovske etaže, pet poslovnih etaž in trinajst stanovanjskih etaž. Nadzemni del objekta se po višini tlorisno dvakrat spremeni, in sicer s spremembo namembnosti objekta. Objekt je lokacijsko predviden v Mestni občini Ljubljana.

Nosilna konstrukcija, ki jo sestavljajo polne plošče, okviri in stene brez odprtin, je v celoti iz armiranega betona. Navpična obtežba se z medetažnih konstrukcij preko stebrov in jeder prenaša na temeljna tla, potresno obtežbo pa prenesejo jedra in okviri.

Analizirali smo nadzemni del objekta, in sicer s pomočjo programa SAP2000.

Za analizo smo uporabili več numeričnih modelov. Posebno pozornost smo posvetili potresni obtežbi, ki je bila merodajna za dimenzioniranje navpičnih konstrukcijskih elementov. Najprej smo preverili obnašanja stenastih jeder, potem pa smo jedrom dodali še okvire. Konstrukcijo smo modelirali z dvema različnima modeloma. Vse navpične konstrukcijske elemente smo najprej modelirali z linijskimi elementi. V drugem modelu smo jedra modelirali z lupinastimi elementi. V prvem modelu smo navpične konstrukcijske elemente povezali s togo diafragmo na nivoju posameznih etaž. V drugem modelu so plošče modelirane kot lupinasti končni elementi.

Za dimenzioniranje izbranih navpičnih elementov smo upoštevali rezultate analize z linijskimi elementi. Armaturo v ploščah smo določili na podlagi rezultatov analize z lupinastimi elementi, in sicer pri merodajni kombinaciji navpičnih obtežb.

Na koncu smo za izbrane nosilne elemente izdelali tudi armaturne načrte.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.012.35:725(497.4)(043.2)

Author: Maja Tanko

Supervisor: prof. Tatjana Isaković, Ph. D.

Co-supervisor: prof. Matej Fischinger, Ph. D.

Title: The project of reinforced concrete business-commercial residential building

Document type: Graduation Thesis – University studies

Scope and tools: 88 p., 36 tab., 57 fig.

Key words: reinforced concrete building, slab, frame, wall, seismic load, numerical model

Abstract:

The project of reinforced concrete business-commercial residential building in accordance with Eurocode Standards is a thesis based on an ideal project made by an architect. The building consists of three underground floors for parking purposes, three floors for commercial activities, five floors for business activities and thirteen residential floors. The floor plan of the above ground section of the building changes with the change in the intended purpose of use. The building is predicted to be placed in the Municipality of Ljubljana.

The load-bearing construction which is entirely made of reinforced concrete consists of solid slabs, frames and walls without openings. Vertical load is transmitted from slabs through columns and walls into the foundation floor. The frames and walls bear the seismic load.

The subject of the analysis is the above ground section of the building with the use of the program SAP2000.

For the analysis we used different numerical models. We paid special attention to the seismic load which was relevant for the design of the vertical structural elements. First we verified the behaviour of the walls, then the behaviour of the walls together with the frames. The construction was modelled with two different models. All the vertical structural elements were modelled with linear elements. In the second model the walls were modelled with shell elements. In the first model the vertical structural elements were linked with a rigid diaphragm at the level of individual floors. In the second model the slabs were modelled as shell finite elements.

For the design of selected vertical elements we took into account the results of the analysis with the linear elements. The reinforcement in the slabs was determined on the basis of the analysis with shell elements. This was done considering the relevant combination of vertical loads.

In the end we made the reinforcement plans for the selected bearing elements.

ZAHVALA

Za obravnavo nekega objekta in uspešen končni celovit rezultat v smislu stabilnosti, varnosti in zanesljivosti objekta je pomembno sodelovanje vseh projektantov. Da pa je na koncu zadovoljen naročnik iz ekonomskega vidika in predvsem uporabnik iz vidika varnosti in udobnosti, je seveda pomembno sodelovanje vseh vpletenih.

Podobno velja za uspešen študij in zaključek diplomskega dela.

Kot »odgovorni vodji projekta« se Iskreno zahvaljujem mentorici prof. dr. Tatjani Isaković in somentorju prof. dr. Mateju Fischingerju za strokovno pomoč in usmeritve pri nastajanju diplomske naloge.

Kot »projektantom sodelavcem« se zahvaljujem vsem kolegom in kolegicam, ki so kadarkoli nesebično pomagali in delili svoje znanje.

Kot »naročniku in investitorju« se zahvaljujem svoji družini za vso pomoč, spodbudo in podporo.

Kot »vsem ostalim vpletenim« se zahvaljujem vsem, ki so kakorkoli pripomogli k uspešnemu zaključku naloge.

Kot »uporabnica« sem vesela, da sem vztrajala do konca.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE	I
IZJAVA O AVTORSTVU	II
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
1 UVOD	1
2 SPLOŠNI PODATKI O OBJEKTU	3
2.1 Lokacija in zasnova konstrukcije	3
2.1.1 Arhitekturne podloge	3
2.2 Material	5
2.2.1 Delni varnostni faktorji za materiale	5
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	6
3.1 Stalna obtežba	6
3.1.1 Strešna plošča – nepohodna	6
3.1.2 Strešna plošča – pohodna	7
3.1.3 Medetažna plošča – trgovski in poslovni del	7
3.1.4 Medetažna plošča – stanovanjski del	8
3.1.5 Podest	8
3.1.6 Stopniščna rama	9
3.1.7 Steklana fasada	9
3.2 Koristna obtežba	10
3.2.1 Kategorija uporabe objekta in pripadajoče karakteristične vrednosti	10
3.3 Obtežba snega	11
3.3.1 Ravna streha	11
3.4 Potresna obtežba	12
3.4.1 Značilnost tal in potresni vpliv	12
3.4.2 Faktor obnašanja	13
3.4.3 Projektni spekter	14
3.4.4 Kombinacija vplivov pri potresni obtežbi	15
3.4.5 Masni vztrajnostni moment	16
4 IZBIRA MODELA – RAČUNSKI MODEL NOSILNE KONSTRUKCIJE	17
4.1 Model nosilne konstrukcije	17
4.2 Potresni model	19
4.2.1 Modalna analiza	19
4.2.1.1 Analiza jeder	19
4.2.1.2 Analiza jeder z okviri – analiza celega modela	22
4.2.2 Potresna analiza	26
4.2.2.1 Nihajni časi, nihajne oblike	26
4.2.2.2 Omejitve poškodb	28
4.2.2.3 Vpliv teorije drugega reda	29
4.3 Statični model	30
5 DIMENZIONIRANJE	31
5.1 Dimenzioniranje medetažne AB plošče	31
5.1.1 Medetažna AB plošča trgovskega dela	32

5.1.1.1	Krovni sloj betona – statična višina	32
5.1.1.2	Obtežba na obravnavano AB ploščo.....	33
5.1.1.3	Obtežne kombinacije za AB ploščo.....	34
5.1.1.4	Analiza rezultatov	34
5.1.1.5	Dimenzioniranje plošče – določitev potrebne armature.....	37
5.1.1.6	Dimenzioniranje plošče – konstruiranje armature	39
5.1.1.7	Kontrola povosov pozicije 204	41
5.1.2	Streha stanovanjskega dela (streha objekta).....	42
5.1.2.1	Krovni sloj betona – statična višina	42
5.1.2.2	Obtežba na obravnavano AB ploščo.....	42
5.1.2.3	Obtežne kombinacije za AB ploščo.....	43
5.1.2.4	Analiza rezultatov	43
5.1.2.5	Dimenzioniranje plošče – določitev potrebne armature.....	46
5.1.2.6	Dimenzioniranje plošče – konstruiranje armature	48
5.1.2.7	Kontrola povosov plošče.....	48
5.2	Dimenzioniranje vertikalnih nosilnih elementov	49
5.2.1	Okvir	50
5.2.1.1	Geometrijske omejitve in material	50
5.2.1.2	Obtežba na obravnavani okvir	51
5.2.1.3	Dimenzioniranje grede – upogibna armatura	52
5.2.1.4	Dimenzioniranje stebra – upogibna armatura.....	58
5.2.1.5	Dimenzioniranje nosilca – strižna armatura	63
5.2.1.6	Dimenzioniranje stebra – strižna armatura.....	70
5.2.2	Jedro.....	77
5.2.2.1	Geometrijske omejitve in material	77
5.2.2.2	Obtežba na obravnavano jedro.....	79
5.2.2.3	Višina kritičnega področja (dolžina plastičnega členka)	81
5.2.2.4	Dimenzioniranje jedra	81
5.2.2.5	Nosilnost jedra.....	82
6	ZAKLJUČEK	86
VIRI	87

KAZALO PREGLEDNIC

Pr. 1: Delni varnostni faktorji za materiale	5
Pr. 2: Koristna obtežba glede na kategorijo površin	10
Pr. 3: Koristna obtežba glede na kategorijo streh	10
Pr. 4: Zahtevan odziv konstrukcije na potresni vpliv in kriterija za izpolnitev zahtev	12
Pr. 5: Vrednost parametrov za tip tal C	14
Pr. 6: Masa posameznih etaž zaradi lastne in stalne teže pripadajočih elementov	15
Pr. 7: Masa posameznih etaž zaradi spremenljive obtežbe	15
Pr. 8: Skupna masa posameznih etaž	16
Pr. 9: Masni vztrajnostni moment za posamezno etažo	16
Pr. 10: Modeli jeder – prečni prerezi	19
Pr. 11: Vrednost rezultatov modalne analize M1 in M2	20
Pr. 12: Vrednost rezultatov modalne analize M3 in M4	21
Pr. 13: Vrednost rezultatov modalne analize M3 in M4	22
Pr. 14: Modeli celega objekta	23
Pr. 15: Vrednost rezultatov modalne analize $M1_{TD}$	24
Pr. 16: Vrednost rezultatov modalne analize $M2_{PP}$ in $M2_{TD}$	24
Pr. 17: Vrednost rezultatov modalne analize $M2_{TD-T200}$ in $M2_{TD}$	25
Pr. 18: Nihajni časi in efektivne mase izbranega modela	26
Pr. 19: Kontrola etažnih pomikov	28
Pr. 20: Koeficient občutljivosti za etažne pomike	29
Pr. 21: Obremenitve, ki delujejo na ploščo trgovskega dela konstrukcije	33
Pr. 22: Obremenitve, ki delujejo na obravnavano ploščo	34
Pr. 23: Dolžina sidranja in prekrivanja palic	40
Pr. 24: Obremenitve, ki delujejo na obravnavano strešno ploščo	42
Pr. 25: Obtežne kombinacije za strešno ploščo	43
Pr. 26: Obtežne kombinacije, ki delujejo na obravnavani okvir	52
Pr. 27: Določitev vzdolžne armature za gredi G2 in G3	57
Pr. 28: Določitev vzdolžne armature za steber S1	60
Pr. 29: Določitev vzdolžne armature za steber S2	62
Pr. 30: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja za G1	64
Pr. 31: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja za G2	68
Pr. 32: Določitev strižne armature za gredo G2	68
Pr. 33: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja za G3	69
Pr. 34: Določitev strižne armature za gredo G3	69
Pr. 35: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja za S1	71

Pr. 36: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja za S2 74

KAZALO SLIK

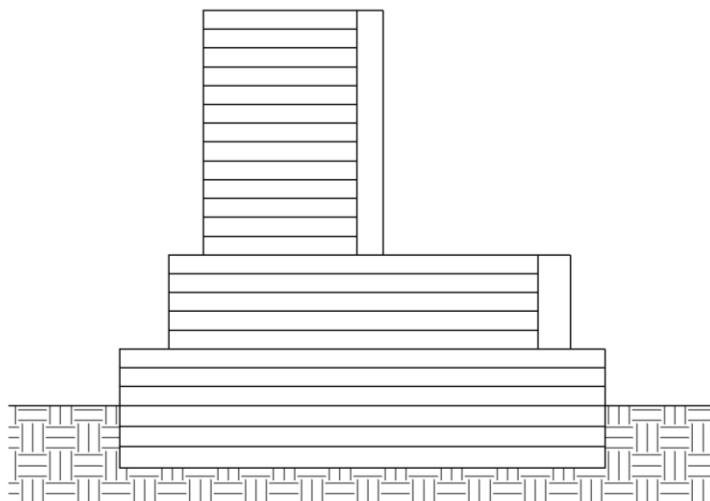
Sl. 1: Večnamenski obravnavani objekt.....	1
Sl. 2: Tloris trgovske etaže.....	4
Sl. 3: Tloris poslovne etaže.....	4
Sl. 4: Tloris stanovanjske etaže.....	4
Sl. 5: Strešna plošča – nepohodna.....	6
Sl. 6: Strešna plošča – pohodna.....	7
Sl. 7: Medetažna plošča – trgovski in poslovni del.....	7
Sl. 8: Medetažna plošča – stanovanjski del.....	8
Sl. 9: Podest.....	8
Sl. 10: Stopniščna rama.....	9
Sl. 11: Elastični in projektni spekter pospeškov za $q = 2,64$	14
Sl. 12: Primer modela z nadzemnimi etažami (levo) in modela z upoštevanjem podzemnih etaž (desno).....	17
Sl. 13: Primer modela grede z upoštevanjem (levo) in brez upoštevanja (desno) prispevka plošče k togosti grede.....	18
Sl. 14: Primer modela elastičnega vpliva zemljine na konstrukcijo (levo) in s fiksnimi podporami (desno).....	18
Sl. 15: Modeli jeder.....	20
Sl. 16: Delovanje obtežbe v različnih modelih jeder.....	21
Sl. 17: Posledice delovanja obtežbe v težišču jedra »C« modela.....	22
Sl. 18: Modeli jeder z okvirji.....	23
Sl. 19: Prve tri nihajne oblike izbranega modela.....	27
Sl. 20: Prikaz pozicij dimenzioniranih plošč.....	31
Sl. 21: Prikaz šahovske razporeditve koristne obtežbe pri plošči.....	33
Sl. 22: Ovojnica maksimalnih (levo) in minimalnih (desno) upogibnih momentov m_{xx}	34
Sl. 23: Ovojnica maksimalnih (levo) in minimalnih (desno) upogibnih momentov m_{yy}	35
Sl. 24: Razdelitev plošče na smiselne pozicije.....	35
Sl. 25: Delno vpeti rob kot sestav vpetega in prostega roba.....	36
Sl. 26: Obravnavani del plošče – pozicija 204.....	36
Sl. 27: Primerjava upogibnih momentov v polju pozicije 204.....	37
Sl. 28: Upogibni momenti (kNm/m) in potrebna količina armature (cm^2/m) v poziciji 204.....	39
Sl. 29: Konstruiranje zgornje (levo) in spodnje (desno) armature v poziciji 204.....	40
Sl. 30: Ovojnica strešne plošče maksimalnih (levo) in minimalnih (desno) upogibnih momentov m_{xx}	43

Sl. 31: Ovojnica strešne plošče maksimalnih (levo) in minimalnih (desno) upogibnih momentov m_{yy}	44
Sl. 32: Vrednost upogibnih momentov (kNm/m) na strešni plošči.....	44
Sl. 33: Obravnavani del plošče – pozicija S01.....	45
Sl. 34: Potrebna količina armature v strešni plošči (cm^2/m).....	47
Sl. 35: Prikaz pozicij izbranih vertikalnih elementov	49
Sl. 36: Izbrani okvir	50
Sl. 37: Prikaz trapezne razporeditve obtežbe na prečko (vsi robovi plošče enako podprti)...	51
Sl. 38: Ovojnica upogibnih momentov za gredo G1	53
Sl. 39: Območje ob vozlišču A za gredo G1	53
Sl. 40: Kontrola nosilnosti prereza grede G1 – območje A	54
Sl. 41: Območje ob vozlišču B za gredo G1	55
Sl. 42: Kontrola nosilnosti prereza grede G1 – območje B	56
Sl. 43: Ovojnica upogibnih momentov za gredi G2 in G3	57
Sl. 44: Upogibna momenta in pripadajoče osne sile za steber S1.....	59
Sl. 45: Kontrola nosilnosti prereza stebra S1	60
Sl. 46: Upogibna momenta in pripadajoče osne sile za steber S2.....	61
Sl. 47: Kontrola nosilnosti prereza stebra S2	62
Sl. 48: Ovojnica prečnih sil za gredo G1	63
Sl. 49: Merodajne prečne sile za gredo G1	64
Sl. 50: Merodajne prečne sile za gredo G2	68
Sl. 51: Merodajne prečne sile za gredo G3	69
Sl. 52: Ovojnica prečnih sil za steber S1.....	70
Sl. 53: Ovojnica prečnih sil za steber S2.....	73
Sl. 54: Dimenzije prereza obravnavanega jedra.....	77
Sl. 55: Računske in projektne vrednosti notranjih sil v obravnavanem jedru	80
Sl. 56: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza jedra okoli osi X.....	83
Sl. 57: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza jedra okoli osi y.....	84

Ta stran je namenoma prazna.

1 UVOD

V nalogi smo obravnavali armiranobetonski poslovno-trgovski stanovanjski objekt, ki ga sestavljajo tri vkopane etaže garaž, tri trgovske etaže, pet poslovnih etaž in trinajst stanovanjskih etaž. Nadzemni del objekta se po višini tlorisno dvakrat spremeni, in sicer s spremembo namembnosti objekta (Sl. 1). Objekt je lokacijsko predviden v Mestni občini Ljubljana.



Sl. 1: Večnamenski obravnavani objekt

Navpična obtežba se z medetažnih konstrukcij preko stebrov in jeder prenaša na temeljna tla, potresno obtežbo pa prenesejo jeda in okviri. Dimenzije nosilnih delov konstrukcije smo v sodelovanju z arhitektom in njegovo prvotno zasnovo nekoliko spremenili. Predvsem smo povečali dimenzije prvotnih nosilnih konstrukcijskih elementov.

V nalogi smo naredili linearno elastično analizo konstrukcije in dimenzionirali izbrane elemente. Za analizo nosilne konstrukcije smo uporabili program SAP2000. Pri projektiranju smo upoštevali določila Evrokod standardov s pripadajočimi nacionalnimi dodatki. Za dimenzioniranje smo uporabili program DIAS.

V nalogi smo najprej primerjali splošne podatke o objektu, ki so vhodni podatki za nadaljnje delo in vplive na konstrukcijo, ki smo jih upoštevali pri analizi obravnavanega objekta. Poleg stalne in koristne obtežbe smo upoštevali še obtežbo snega in potresno obtežbo kot merodajno vertikalno obtežbo. Nato smo določili ustrezn model za potresno in vertikalne vrste navpičnih obtežb.

Posebno pozornost smo namenili analizi stavbe na potresno obtežbo in izbiri ustreznega modela. Naredili smo več numeričnih modelov in jih primerjali med seboj. Model smo določili postopoma. Najprej smo preverili obnašanje stenastih jeder, kasneje pa še vzajemno obnašanje z okviri. Vplive potresne obtežbe smo določili s pomočjo modalne analize s spektri pospeškov. Naredili smo tri modele jeder iz linijskih končnih elementov in model iz lupinastih končnih elementov. Na podlagi primerjav rezultatov smo izbrali dva modela jeder, katerim smo dodali še okvire. Tako smo dobili linijski in lupinasti model cele konstrukcije. Izbrali smo linijski model kot ustrezen računski model, ki omogoča napoved obnašanja konstrukcije s sprejemljivo natančnostjo in je primeren za obravnavo mejnih stanj.

Na koncu smo dimenzionira še izbrane konstrukcijske elemente. Dimenzionirali smo medetažne nosilne elemente, značilno ploščo in streho objekta. Predstavili smo tudi dimenzioniranje značilnega okvira, ki je sestavljen iz treh nosilcev in dveh stebrov, ter jedro kot vertikalna nosilna elementa. Za izbrane dimenzionirane elemente smo naredili armaturne načrte.

2 SPLOŠNI PODATKI O OBJEKTU

Zahtevnost objekta (ZGO-1):	zahteven objekt
Klasifikacija celotnega objekta (CC-SI):	12301; trgovske stavbe
Lokacija:	Mestna občina Ljubljana Ljubljana BTC
Velikost objekta:	tri etaže garažnih prostorov; 77x52 m ² tri etaže trgovin; 77x52 m ² pet etaž poslovnih prostorov; 60x35 m ² trinajst etaž stanovanj; 25x25 m ²
Uporabljen material:	beton C35/45 armatura S 500C

2.1 Lokacija in zasnova konstrukcije

Armiranobetonski poslovno-trgovski stanovanjski objekt je predviden v Mestni občini Ljubljana, v katastrski občini 1790-Moste, natančneje v BTC Ljubljana.

Obravnavano večnamensko stavbo sestavljajo poleg treh vkopanih etaž garažnih prostorov še tri etaže trgovin, pet etaž za poslovne namene in trinajst etaž stanovanj. Po višini se obravnavani objekt dvakrat tlorisno spremeni. Na prehodu iz trgovskega v poslovni del se objekt skrči, prav tako na prehodu iz poslovnega dela v stanovanjskega. Kjer se objekt po višini tlorisno zmanjša, je pohodni del, medtem ko je streha stanovanjskega dela nepohodna. Streha je ravna.

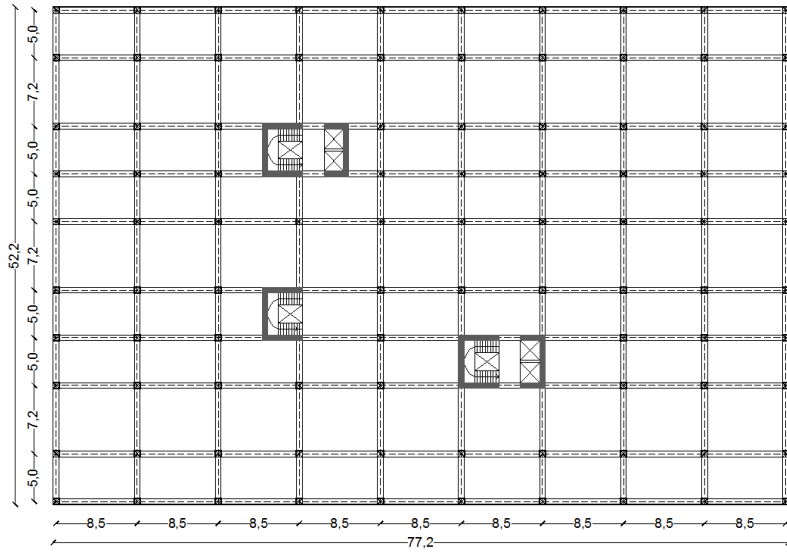
Nosilna konstrukcija objekta sestoji iz nosilnih armiranobetonskih (v nadaljevanju: AB) jeder, AB stebrov in povezovalnih AB gred. Medetažna stropna plošča je masivna AB plošča. Zaradi lokacije in spremembe tlorisa se enako število jeder ne ohrani skozi celotno višino objekta. Ovoj stavbe je steklen.

Dimenzije nosilnih elementov:

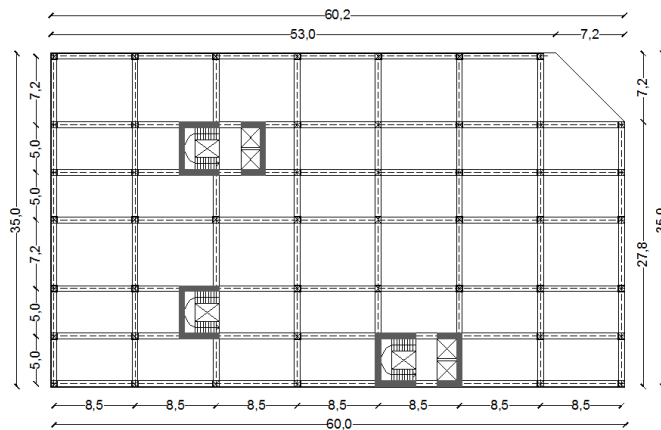
- plošča je debeline 20 cm
- prerezi stebrov so dimenzij 70/70 cm
- prerezi prečk so dimenzij 60/60 cm
- debelina stenastih jeder je 60 cm

2.1.1 Arhitekturne podloge

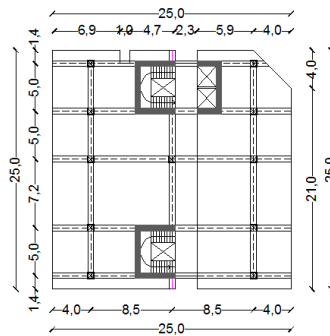
Osnova za projektiranje so podloge s strani arhitekta. Dimenzije nosilnih delov konstrukcije so se v sodelovanju z arhitektom glede na njegovo prvotno zasnovo nekoliko spremenile. Dimenzije prvotnih nosilnih konstrukcijskih elementov je bilo potrebno predvsem povečati. Tlorise posameznih etaž prikazujejo naslednje slike (Sl. 2 – Sl. 4).



Sl. 2: Tloris trgovske etaže



Sl. 3: Tloris poslovne etaže



Sl. 4: Tloris stanovanjske etaže

2.2 Material

Za obravnavani AB objekt je za vse nosilne elemente predvidena uporaba običajno trdnega betona C35/45, ki ima v skladu s standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005**) naslednje mehanske lastnosti:

- karakteristična tlačna trdnost betona na valju $f_{ck} = 35 \text{ Mpa}$
- karakteristična tlačna trdnost betona na kocki $f_{ck,cube} = 45 \text{ Mpa}$
- srednja vrednost nazivne natezne trdnosti betona $f_{ctm} = 3,2 \text{ Mpa}$
- srednja vrednost modula elastičnosti $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$

Za armiranje, rebraste armaturne palice in mrežna armatura, je predvidena uporaba jekla S 500C, ki ima v skladu s standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005**) naslednje mehanske lastnosti:

- karakteristična meja elastičnosti $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- elastični modul jekla $E_s = 200 \text{ Gpa}$

2.2.1 Delni varnostni faktorji za materiale

V skladu s standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005**) sta delna varnostna faktorja za omenjena materiala podana v spodnji preglednici (Pr. 1).

Pr. 1: Delni varnostni faktorji za materiale

Projektna stanja	beton - γ_c	jeklo - γ_s
Stalna in začasna	1,50	1,15

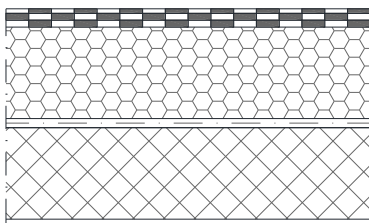
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Lastna in stalna obtežba:	stebri, prečke, jedra medetažni konstrukcijski sklopi streha stopnice fasada ostala oprema in napeljave
Koristna obtežba:	A bivalni prostor, stopnice B pisarne D trgovine H,I strehe
Obtežba snega:	cona A2 nadmorska višina A = 300 m
Potresna obtežba:	tip tal C DCM

3.1 Stalna obtežba

Stalno obtežbo se določi skladno s standardom (**SIST EN 1991-1-1:2004**). Težo se določi s pomočjo vrednosti prostorninske teže posameznega materiala (**Dodatek A**). Stalno obtežbo objekta predstavlja lastna teža konstrukcije (jedro, stebri ...) in nekonstrukcijski elementi s pritrjeno opremo (izolacija, obloge ...).

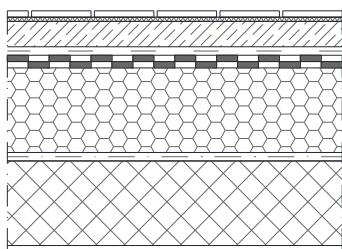
3.1.1 Strešna plošča – nepohodna



Sl. 5: Strešna plošča – nepohodna

Sestava	Debelina (m)	Prostorninska teža (kN/m ³)	Teža (kN/m ²)
hidroizolacija	0,01	14	0,14
toplotna izolacija	0,2	0,3	0,06
parna zapora	/	/	/
AB plošča	0,2	25	5
mavčna plošča	0,0125	15	0,19
Skupaj:			5,39 kN/m²

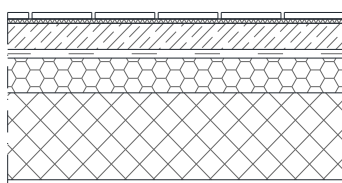
3.1.2 Strešna plošča – pohodna



Sl. 6: Strešna plošča – pohodna

Sestava	Debelina (m)	Prostorninska teža (kN/m ³)	Teža (kN/m ²)
keramične pl.	0,02	28	0,56
cementni estrih	0,05	24	1,2
ločilni sloj	/	/	/
hidroizolacija	/	/	/
toplotna izolacija	0,2	0,3	0,06
parna zapora	/	/	/
AB plošča	0,2	25	5
mavčne plošče	0,0125	15	0,19
Skupaj:			7,01 kN/m²

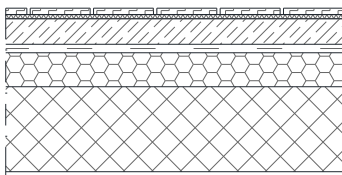
3.1.3 Medetažna plošča – trgovski in poslovni del



Sl. 7: Medetažna plošča – trgovski in poslovni del

Sestava	Debelina (m)	Prostorninska teža (kN/m ³)	Teža (kN/m ²)
keramične pl.	0,02	28	0,56
cementni estrih	0,05	24	1,2
ločilni sloj	/	/	/
zvočna izolacija	0,08	0,3	0,02
AB plošča	0,2	25	5
mavčne plošče	0,0125	15	0,19
Skupaj:			6,97 kN/m²

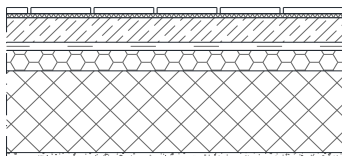
3.1.4 Medetažna plošča – stanovanjski del



Sl. 8: Medetažna plošča – stanovanjski del

Sestava	Debelina (m)	Prostorninska teža (kN/m ³)	Teža (kN/m ²)
parket	0,02	6	0,12
cementni estrih	0,05	24	1,2
ločilni sloj	/	/	/
zvočna izolacija	0,08	0,3	0,02
AB plošča	0,2	25	5
mavčne plošče	0,0125	15	0,19
Skupaj:			6,53 kN/m²

3.1.5 Podest

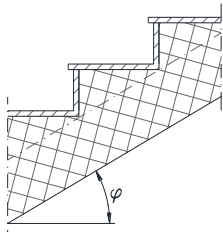


Sl. 9: Podest

Sestava	Debelina (m)	Prostorninska teža (kN/m ³)	Teža (kN/m ²)
naravni kamen	0,02	28	0,56
cementni estrih	0,05	24	1,2
ločilni sloj	/	/	/
zvočna izolacija	0,05	0,3	0,02
AB plošča	0,2	25	5
omet	0,02	18	0,36
Skupaj:			7,14 kN/m²

3.1.6 Stopniščna rama

($v = 19,44$ cm, $\bar{s} = 28$ cm, $\varphi = 35^\circ$)



Sl. 10: Stopniščna rama

Sestava	Debelina (m)	Prostorninska teža (kN/m ³)	Teža (kN/m ²)
naravni kamen	0,02	28	0,99
stopnice	/	25	2,43
AB plošča	0,2	25	6,10
omet	0,02	18	0,44
Skupaj (na tloris):			9,96 kN/m²

3.1.7 Steklena fasada

Sestava	Debelina (m)	Prostorninska teža (kN/m ³)	Teža (kN/m ²)
steklena plošča	0,008	25	0,2
žlahtni plin	0,016	/	/
steklena plošča	0,008	25	0,2
distančnik	/	/	/
tesnilo ...	/	/	0,2
Skupaj (na tloris):			0,6 kN/m²

3.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo se določi skladno s standardom (**SIST EN 1991-1-1:2004**). Koristno obtežbo se upošteva kot spremenljivi pomični vpliv (uporabniki, pohištvo, lahke premične stene ...). Koristna obtežba stavbe izvira iz namena uporabe (bivalni prostori, pisarne, trgovine, površine, kjer se zbirajo ljudje). Glede na kategorijo površin jo določimo s pomočjo karakterističnih vrednosti koristnih obtežb. Na površinah, kjer delujejo različne vrste obtežbe, je potrebno upoštevati kritični obtežni primer.

3.2.1 Kategorija uporabe objekta in pripadajoče karakteristične vrednosti

Obravnavani objekt se razdeli v tri kategorije uporabe:

- A – bivalni prostori
- B – pisarne
- D – trgovine

Pr. 2: Koristna obtežba glede na kategorijo površin

Kategorije površin		q_k (kN/m^2)
A	tla na splošno	2
A	stopnice	2
B	pisarne	3
D1	površine v trgovini na drobno	4

Pr. 3: Koristna obtežba glede na kategorijo streh

Kategorije površin		q_k (kN/m^2)
H	strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila	0,4
I	strehe, dostopne za uporabo v skladu s kategorijami A do D	Pr. 2

V skladu s standardom se ob pogoju, da tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe, lastna teža predelnih sten lahko upošteva kot enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba, ki se prišteje koristni obtežbi tal. Ta nadomestna obtežba je odvisna od lastne teže predelnih sten.

Za premične predelne stene z lastno težo $\leq 2,0$ kN/m dolžine stene se upošteva $q_k = 0,8$ kN/m².

3.3 Obtežba snega

Obtežbo snega se določi skladno s standardom (**SIST EN 1991-1-3:2004**) in nacionalnim dodatkom.

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

μ_i ... oblikovni koeficient obtežbe snega

C_e ... koeficient izpostavljenosti

C_t ... toplotni koeficient

s_k ... karakteristična obtežba snega na tleh

3.3.1 Ravna streha

Pri obravnavanem objektu do kopičenja snega ne pride. Za oblikovni koeficient obtežbe snega za vodoravno streho se upošteva:

$$\mu_1 = 0,8$$

Objekt se nahaja na običajnem terenu, kjer veter zaradi okolice, drugih objektov in dreves ne prenaša snega na obravnavani objekt:

$$C_e = 1,0$$

Pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo se zaradi topljenja snega upošteva zmanjšanje obtežbe snega. Za obravnavani objekt se vzame vrednost toplotnega koeficienta:

$$C_t = 1,0$$

Obravnavani objekt se v skladu z nacionalnim dodatkom uvršča v cono A2. Nadmorska višina za Ljubljano, kjer se obravnavani objekt nahaja, je $A = 300$ m. Karakteristična obtežba snega na tleh se za obravnavani objekt določi z naslednjo enačbo:

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

Obtežba snega obravnavanega objekta je:

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 = 1,21 \frac{kN}{m^2}$$

3.4 Potresna obtežba

Obtežbo potresa se določi skladno s standardom (**SIST EN 1998-1:2006**) in nacionalnim dodatkom. Konstrukcije v potresnih območjih se projektira in zgradi tako, da se izpolnita osnovni zahtevi, ki sta privzeti tudi za Slovenijo (Pr. 4).

Pr. 4: Zahtevan odziv konstrukcije na potresni vpliv in kriterija za izpolnitev zahtev

Zahteva	Referenčna povratna doba	Referenčna verjetnost prekoračitve
Zahteva po neporušitvi	$T_{NCR} = 475$ let	$P_{NCR} = 10\%$ (v 50 letih)
Zahteva po omejitvi poškodb	$T_{DLR} = 95$ let	$P_{DLR} = 10\%$ (v 10 letih)

Navedeni referenčni povratni dobi ustreza II. kategorija pomembnosti za stavbe, kjer je vrednost faktorja pomembnosti:

$$\gamma_I = 1$$

V omenjeno kategorijo sodijo običajne stavbe, v katere se uvrsti tudi obravnavani objekt (**SIST EN 1998-1:2006, člen 4.2.5**).

3.4.1 Značilnost tal in potresni vpilv

Obravnavani objekt se nahaja v Ljubljani. Posebnih raziskav vpliva tal ni potrebno izvajati, saj se obravnavani objekt nahaja v II. kategoriji pomembnosti (**nacionalni dodatek**).

- **Tip tal C**

Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov (karta Potresne mikrorajonizacije Mestne občine Ljubljana)

- **Projektni pospešek – vodoravna komponenta**

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,25 g$$

$a_{gR} = 0,25 g$... referenčna vrednost maksimalnega pospeška na tleh tipa A (karta Potresne nevarnosti Slovenije)

3.4.2 Faktor obnašanja

Faktor obnašanja se določi glede na vrsto konstrukcije, na osnovi osnovne vrednosti faktorja obnašanja za sisteme, ki so pravilni po višini (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.2.2.2**). Ob upoštevanju določil za pravilnost konstrukcije po tlorisu in višini (**SIST EN 1998-1:2006, člen 4.2.3.2 in 4.2.3.3**) se dobi končno vrednost faktorja obnašanja za obravnavani objekt.

- **Osnovna vrednost faktorja obnašanja za sisteme, ki so pravilni po višini**

Mešani sistem, DCM:

$$q_o = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$... faktor dodatne nosilnosti za mešani sistem, ekvivalenten stenastemu

- **Stavbe, ki niso pravilne po višini in tlorisu**

$q_o \cdot 0,8$... 20% zmanjšanje za nepravilnost po višini

$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = \frac{1+1,2}{2} = 1,1$... zmanjšanje za nepravilnost po tlorisu

- **Faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami**

$$k_w = \left\{ 0,5 \leq \frac{(1+\alpha_0)}{3} \leq 1 \right.$$

$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$... prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskemu sistemu

Stene so visoke, zato se pričakuje upogibno obnašanje $\rightarrow k_w = 1,0$

- **Faktor obnašanja obravnavanega objekta**

$$q = q_o \cdot k_w = 3 \cdot 1,1 \cdot 0,8 \cdot 1 = 2,64$$

Vrednost faktorja obnašanja se vzame za obe smeri enako.

3.4.3 Projektni spekter

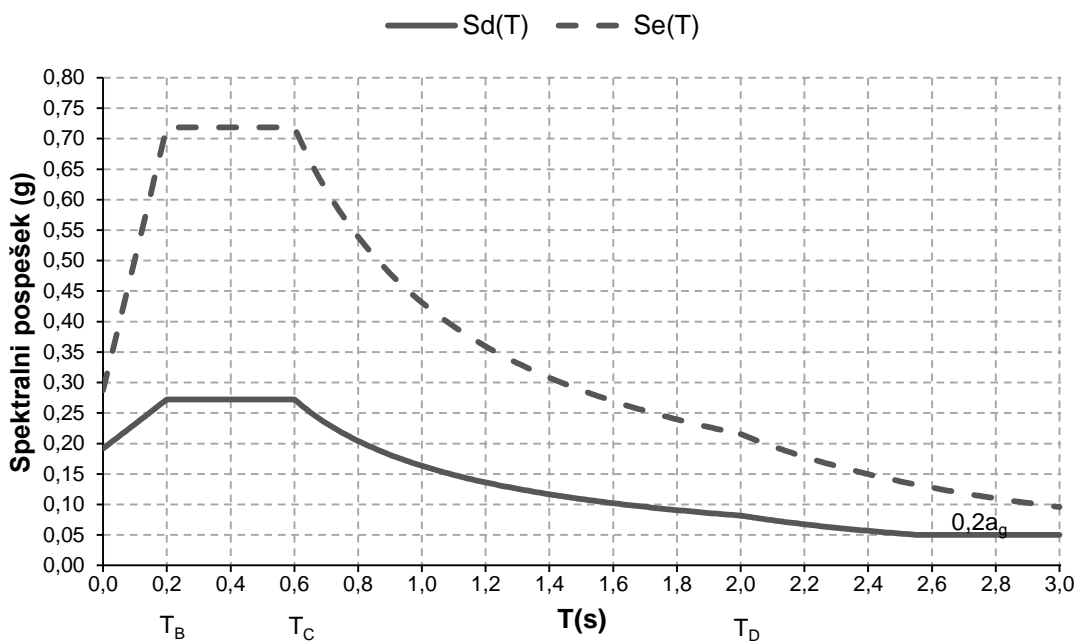
Projektni spekter, kjer je upoštevana redukcija potresnih sil zaradi sposobnosti konstrukcije za sipanje energije in dodatne nosilnosti, izhaja iz elastičnega spektra pospeškov.

Upošteva se vodoravni elastični spekter odziva tipa 1. Upoštevajo se priporočene vrednosti za tip tal C (**nacionalni dodatek**). Vrednosti parametrov za tip tal C prikazuje spodnja preglednica (Pr. 5).

Pr. 5: Vrednost parametrov za tip tal C

Tip tal	Faktor tal S(s)	Karakteristični nihajni časi spektra		
		T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
C	1,15	0,2	0,6	2,0

Spodnji diagram (Sl. 11) prikazuje elastični – $S_e(T)$ in projektni spekter – $S_d(T)$. Elastični spekter je določen pri 5 % viskoznega dušenja. Projektni spekter je reduciran z določenim faktorjem obnašanja in omejen navzdol z $0,2a_g$ (**SIST EN 1998-1:2006, člen 3.2.2.2 in 3.2.2.5**).



Sl. 11: Elastični in projektni spekter pospeškov za $q = 2,64$

3.4.4 Kombinacija vplivov pri potresni obtežbi

Pri določanju projektnega potresnega vpliva je treba upoštevati mase povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov (**SIST EN 1998-1:2006, člen 3.2.4 in 4.2.4, SIST EN 1990:2004, člen A.1.2.2**):

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$... koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i

Mase posameznih etaž zaradi lastne in stalne obtežbe se izračuna na podlagi določene teže in pripadajoče površine. Upošteva se skupna masa vseh elementov, ki pripadajo posamezni etaži (Pr. 6).

Pr. 6: Masa posameznih etaž zaradi lastne in stalne teže pripadajočih elementov

Etaža	Plošča (kN)	Fasada (kN)	Jedra (kN)	Prečke (kN)	Stebri (kN)	Stopnice (kN)	$\Sigma G_{k,j}$ (tona)
Stanovanje – streha	3083	102	924	1343	236	110	591
Stanovanje – etaža	3735	204	1848	1343	472	220	797
Poslovni pr. – streha	14151	293	2436	5350	1243	275	2421
Poslovni pr. – etaža	14093	382	3024	5350	2015	330	2568
Trgovina – streha	27766	463	3024	10597	2980	330	4603
Trgovina – etaža	27688	544	3024	10597	3945	330	4702

Mase posameznih etaž zaradi spremenljivih vplivov se določi na podlagi pripadajočih koeficientov in vrednosti spremenljive obtežbe glede na namembnost pripadajoče površine (Pr. 7).

Pr. 7: Masa posameznih etaž zaradi spremenljive obtežbe

Etaža	Plošča (m ²)	$q_{k,P}$ (kN/m ²)	$Q_{k,P}$ (kN)	Stopnice (m ²)	$q_{k,S}$ (kN/m ²)	$Q_{k,S}$ (kN)	$\psi_{2,i}$	Φ	$\Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$ (tona)
Stanovanje – streha	572	0,4	229	11	2	22	0,0	1,0	0
Stanovanje – etaža	572	2,8	1602	22	2	44	0,3	0,5	25
Poslovni pr. – streha	2022	3,8	7684	28	2	55	0,3	1,0	237
Poslovni pr. – etaža	2022	3,8	7684	33	2	66	0,3	0,5	118
Trgovina – streha	3972	4,8	19068	33	2	66	0,6	1,0	1170
Trgovina – etaža	3972	4,8	19068	33	2	66	0,6	0,5	585

Celotna masa, ki deluje na posamezno etažo, je skupna vrednost stalne in spremenljive obtežbe (Pr. 8).

Pr. 8: Skupna masa posameznih etaž

Etaža	$\Sigma G_{k,j}$ (tona)	$\Sigma \psi_{E,i} * Q_{k,i}$ (tona)	$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} * Q_{k,i}$ (tona)
Stanovanje – streha	591	0	591
Stanovanje – etaža	797	25	822
Poslovni pr. – streha	2421	237	2657
Poslovni pr. – etaža	2568	118	2687
Trgovina – streha	4603	1170	5774
Trgovina – etaža	4702	585	5287

3.4.5 Masni vztrajnostni moment

Za potrebo potresne analize se določi še masne vztrajnostne momente posameznih etaž (Pr. 9). Masni vztrajnostni moment se izračuna ob predpostavki enakomerno zvezno porazdeljene mase po tlorisu.

$$m_{\phi e} = m_e \cdot r^2$$

m_e ... masa etaže

r^2 ... polmer posamezne etaže

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A}$$

I_x, I_y ... vztrajnostni moment ploskve (etaže) v smeri i

A ... ploščina etaže

Pr. 9: Masni vztrajnostni moment za posamezno etažo

Etaža	A (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	r ² (m ²)	m _e (t)	m _{φe} (tm ²)
Stanovanje – streha	625	32552	32552	104	591	61564
Stanovanje – etaža	625	32552	32552	104	822	85676
Poslovni pr. – streha	2113	216938	638139	405	2657	1075403
Poslovni pr. – etaža	2113	216938	638139	405	2687	1087224
Trgovina – streha	4038	920325	2005268	725	5774	4183577
Trgovina – etaža	4038	920325	2005268	725	5287	3831068

4 IZBIRA MODELA – RAČUNSKI MODEL NOSILNE KONSTRUKCIJE

Model nosilne konstrukcije:	splošno o izbiri modela
Potresni model:	izbira modela – modalna analiza linijski prostorski model – potresna analiza
Statični model:	ploskovni prostorski model – analiza plošče linijski prostorski model – analiza okvira linijski prostorski model – analiza jedra

4.1 Model nosilne konstrukcije

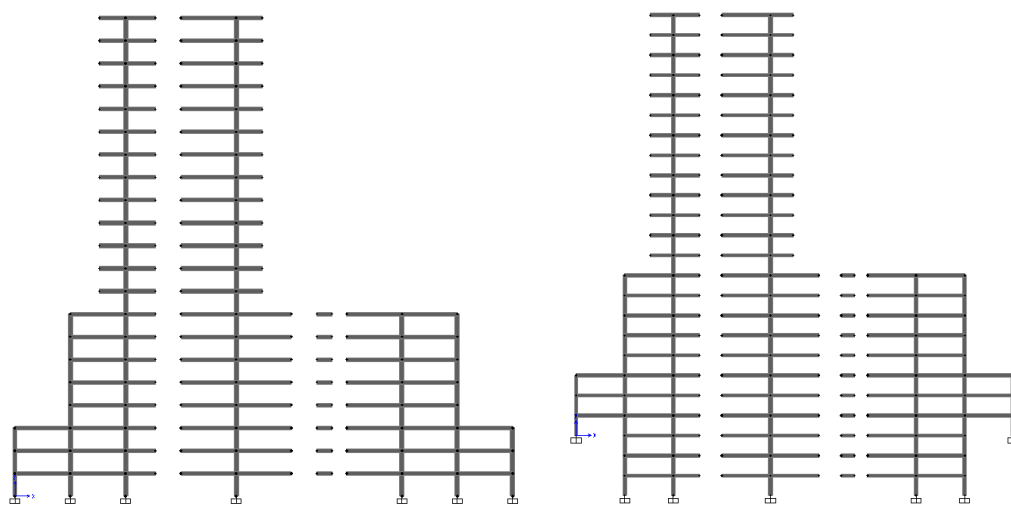
Za analizo konstrukcije in obnašanje konstrukcije pod vplivom različne obtežbe je možno izdelati različne modele. Najbolj ustrezeni računski model je tisti, ki se dovolj natančno približa dejanskemu stanju.

Izdela se več modelov s pomočjo programa SAP2000 in izbere model, ki glede na dano idejno zasnovo in obseg podatkov najbolje opisuje realno stanje.

Glavno vodilo pri izdelavi modela je vpliv potresne obtežbe in zahteve pri modeliranju, ki jih narekuje standard (**SIST EN 1998-1:2006**).

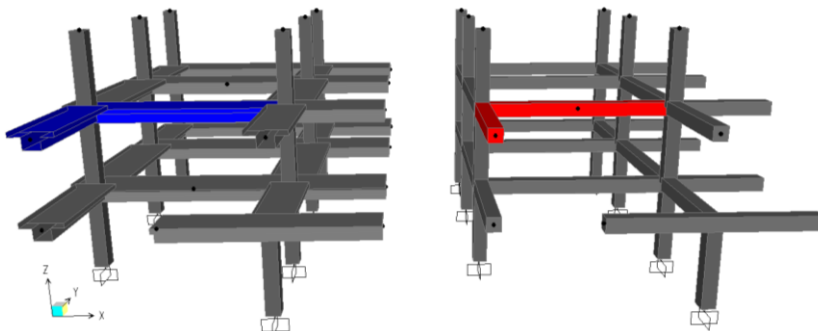
Obravnava objekt ima poleg nadzemnega dela tudi podzemni del (garažni prostori). Objekt se lahko modelira samo z upoštevanjem nadzemnega dela konstrukcije. Za model se upošteva vse etaže, ki so nad zemljo, lahko pa se upošteva tudi podzemni del, kjer se v modelu upošteva vse etaže, ki so pod zemljo, in etaže, ki so nad zemljo (Sl. 12).

Pogost pristop k modeliranju konstrukcij pod vplivom potresne obtežbe je ločen pristop, kjer se nadzemni del konstrukcije modelira ločeno od podzemnega (več podzemnih etaž). Bolj dovzetni deli konstrukcije za vibriranje so nadzemni in ne podzemni, zato se konstrukcijo s togimi kletmi analizira ločeno.



Sl. 12: Primer modela z nadzemnimi etažami (levo) in modela z upoštevanjem podzemnih etaž (desno)

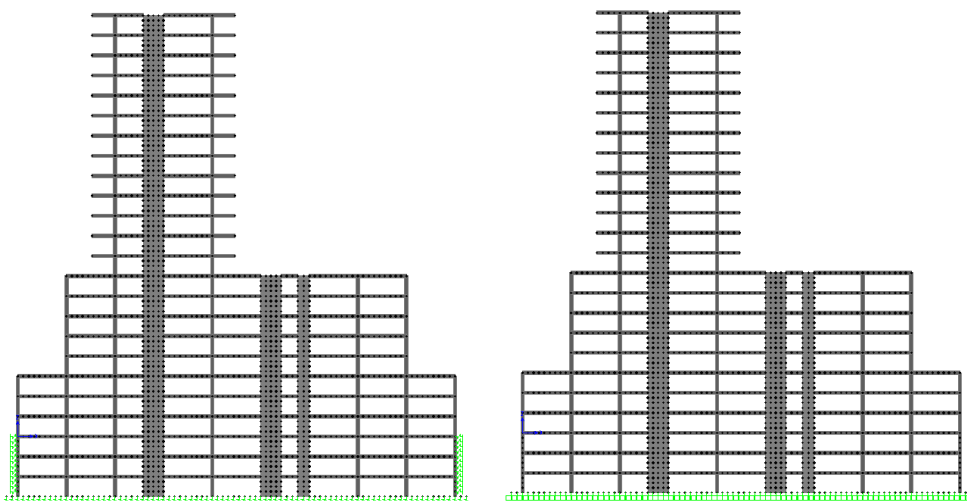
Modeliranje prispevka plošče k togosti grede v standardu ni jasno določeno. Možni so različni načini, vendar vsak od njih ustreza samo enemu stanju konstrukcije med potresom, saj se med potresom prispevek plošče k togosti grede spreminja. Sorazmerno velika sodelujoča širina pasnice poveča togost prečk, kar v večini primerov posledično pomeni večjo obremenitev gredi (Sl. 13).



Sl. 13: Primer modela grede z upoštevanjem (levo) in brez upoštevanja (desno) prispevka plošče k togosti grede.

Obravnavani objekt se lahko modelira z izbranim temeljenjem ali brez. V praksi se večina analiz in dimenzioniranje (ploskovnih) temeljev izvede ločeno.

V širši praksi se elastični vpliv zemljine na podzemne prostore med potresnim vplivom in modeliranjem zanemari. Potresni model je splošno modeliran s vpetimi podporami, fleksibilnost tal se torej zanemari (Sl. 14). Fleksibilnost tal na splošno povzroča zmanjšanje prečne togosti objekta in posledično povečanje nihajnih časov (zmanjšajo se sile in povečajo absolutni pomiki). Če se zanemari vpliv tal v obravnavanem modelu in se upošteva, da je konstrukcija togo vpeta, je njena togost večja in se posledično sile v konstrukciji večje (to je varna stran kar se tiče nosilnosti).



Sl. 14: Primer modela elastičnega vpliva zemljine na konstrukcijo (levo) in s fiksnimi podporami (desno)

V analizi se obravnava samo nadzemni del objekta, ki je togo vpet (brez temeljenja). Vpliva zemljine na objekt se ne upošteva.

Zaradi nepravilnosti zasnove konstrukcije, tako po tlorisu kot višini konstrukcije, je potrebno izdelati prostorski model in izvesti linearno elastično analizo (modalno analizo). Za samo primerjavo modelov in verodostojnost dobljenih rezultatov je pomembno, da imajo modeli iste robne pogoje.

4.2 Potresni model

Nosilna konstrukcija je mešana, sestavljena iz okvirov in stenastih jeder. Za izdelavo in izbiro pravega modela se najprej preveri obnašanje stenastih jeder in kasneje še vzajemno obnašanje stenastih jeder z okviri. Izdelata se linijski in lupinasti model.


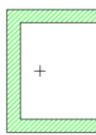

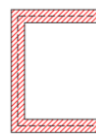
4.2.1 Modalna analiza

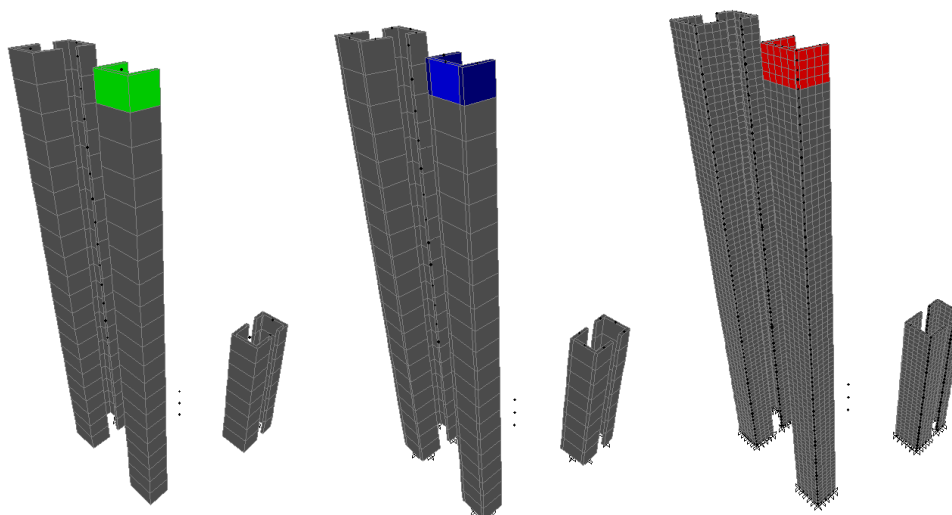
Za primerjavo modelov jeder se ne uporabi razpokanih prerezov, da ni dodatnih virov razlik v togosti elementov.

4.2.1.1 Analiza jeder

Izdela se štiri modele jeder, tri modele iz linijskih elementov in enega iz ploskovnih delov (Pr. 10 in Sl. 15).

Pr. 10: Modeli jeder – prečni prerezi

MODEL 1 – M1	MODEL 2 – M2	MODEL 3 – M3	MODEL 4 – M4
»section designer«	»channel section«	»rectangular section«	»shell«
			
linijski elementi	linijski elementi	linijski elementi	ploskovni elementi



Sl. 15: Modeli jeder

Vrednost dobljenih rezultatov modalne analize izdelanih modelov jeder prikazujeta spodnji preglednici (Pr. 11 in Pr. 12). Primerja se dobljene nihajne čase in pripadajoče nihajne oblike.

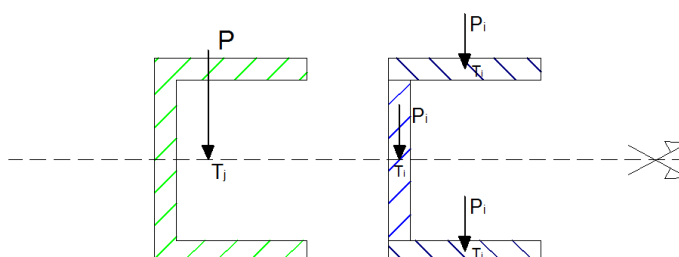
Pr. 11: Vrednost rezultatov modalne analize M1 in M2

Nihajna oblika	M1 "section designer"				M2 "channel section"			
	T (s)	$m_{\text{eff,UX}}$ (%)	$m_{\text{eff,UY}}$ (%)	$m_{\text{eff,Mz}}$ (%)	T (s)	$m_{\text{eff,UX}}$ (%)	$m_{\text{eff,UY}}$ (%)	$m_{\text{eff,Mz}}$ (%)
1	4,19	35,4	0,3	12,2	4,19	35,3	0,3	12,2
2	2,86	0,7	17,9	2,3	2,87	0,7	17,5	2,2
3	2,01	0,0	14,6	10,3	2,02	0,0	15,1	10,3
4	0,96	7,5	4,8	28,7	0,96	7,1	4,9	28,6
5	0,88	21,4	2,2	0,0	0,88	21,6	2,2	0,1
6	0,52	0,0	27,2	8,5	0,52	0,0	27,1	8,5
7	0,37	3,6	0,2	8,2	0,37	3,4	0,2	8,0
8	0,35	8,4	0,0	0,6	0,35	8,5	0,0	0,7
9	0,26	0,0	0,1	4,1	0,26	0,0	0,1	4,1
10	0,21	0,2	14,2	9,9	0,21	0,2	14,2	9,9
11	0,20	11,0	0,2	1,4	0,19	11,0	0,2	1,4
12	0,14	0,1	0,1	0,5	0,14	0,1	0,1	0,5
13	0,13	0,3	8,2	1,9	0,13	0,2	8,4	2,0
14	0,13	3,0	1,0	2,7	0,12	3,1	0,9	2,6
15	0,11	0,0	0,8	2,2	0,11	0,0	0,7	2,2

Pr. 12: Vrednost rezultatov modalne analize M3 in M4

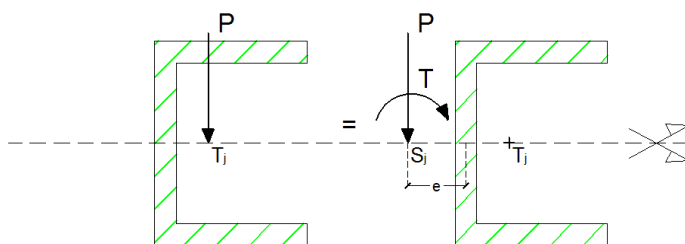
Nihajna oblika	M3 "rectangular section"				M4 "shell"			
	T (s)	$m_{eff,UX}$ (%)	$m_{eff,UY}$ (%)	$m_{eff,Mz}$ (%)	T (s)	$m_{eff,UX}$ (%)	$m_{eff,UY}$ (%)	$m_{eff,Mz}$ (%)
1	6,73	3,5	26,5	1,0	4,17	35,8	0,1	12,7
2	5,50	31,9	4,4	21,8	2,59	0,3	23,3	3,4
3	3,31	0,5	4,9	8,6	2,00	0,0	9,6	9,8
4	1,55	0,5	6,8	19,6	0,93	18,3	3,2	27,1
5	1,31	1,4	21,6	2,8	0,86	10,7	7,1	4,1
6	1,17	26,6	0,3	7,8	0,53	0,0	23,8	5,2
7	0,55	0,6	0,4	3,6	0,36	11,4	0,2	7,4
8	0,49	0,1	10,9	8,7	0,32	0,7	1,6	4,7
9	0,46	10,7	0,0	2,3	0,26	0,0	0,2	1,5
10	0,37	0,1	1,8	4,9	0,21	0,2	13,9	10,1
11	0,28	0,1	9,5	2,6	0,20	10,9	0,3	1,3
12	0,25	10,9	0,0	2,8	0,14	0,2	6,4	0,7
13	0,19	0,2	0,0	1,2	0,13	2,9	1,1	3,3
14	0,17	0,0	3,3	2,0	0,12	0,2	1,3	1,4
15	0,16	0,7	0,2	2,1	0,11	0,7	0,1	1,1

Iz rezultatov modalne analize je razvidno, da sta modela M1 in M2 podobna, kar je razumljivo, saj so jedra v obeh primerih modelirana s »C« prerezom. V modelu M1 se v programu izriše cel »C« prerez, za model M2 pa se »C« prerez modelira z vnosom dimenzij jeder v predhodno programsko podan »C« prerez. Model M3 se od ostalih modelov razlikuje preveč in v nadaljnje ni uporaben. V primeru obravnavanega objekta jedra modelirana kot model M3 ne pridejo v poštev, ker obtežba deluje v posameznih težiščih sten, ki sestavljajo jedra, medtem ko v modelu M1 (M2) obtežba deluje v težišču posameznega jedra »C« oblike (Sl. 16). Jedra se tako obnašajo drugače med samo obremenitvijo in so nastale razlike v obnašanju prevelike.



Sl. 16: Delovanje obtežbe v različnih modelih jeder

Ko obtežba deluje v smeri nesimetrije prereza, nastopijo razlike v delovanju jeder. V smeri obtežbe P, v primeru M1 (M2), nastopi poleg upogiba še zvijanje elementa. Zaradi omenjenih razlik v obnašanju jeder se ugotovi, da nastopijo tudi večje razlike od pričakovanih v primeru primerjave M1 (M2) in M4. Za doseg enakega obnašanja jeder in verodostojnejših rezultatov se v primeru M1 (M2) jedra premakne iz težišča v strižno središče. S tem ukrepom pride samo do upogiba brez zvijanja okrog vzdolžne osi, saj tako obtežba deluje v strižnem središču jedra (Sl. 17).



Sl. 17: Posledice delovanja obtežbe v težišču jedra »C« modela

Zaradi enakega obnašanja v primeru M1 in M2 se izbere model M1 in jedra premakne v strižno središče. Iz primerjave dobljenih rezultatov M1-Si in M4 je razvidno, da se dobljeni rezultati točnejši in se modela obnašata enako (Pr. 13).

Pr. 13: Vrednost rezultatov modalne analize M3 in M4

Nihajna oblika	M1-S _j "section designer"				M4 "shell"			
	T (s)	m _{eff,UX} (%)	m _{eff,UY} (%)	m _{eff,Mz} (%)	T (s)	m _{eff,UX} (%)	m _{eff,UY} (%)	m _{eff,Mz} (%)
1	4,17	35,7	0,1	12,7	4,17	35,8	0,1	12,7
2	2,59	0,3	23,0	3,3	2,59	0,3	23,3	3,4
3	2,00	0,0	9,7	9,7	2,00	0,0	9,6	9,8
4	0,93	18,9	3,0	26,4	0,93	18,3	3,2	27,1
5	0,86	9,9	7,5	4,6	0,86	10,7	7,1	4,1
6	0,51	0,0	23,1	5,0	0,53	0,0	23,8	5,2
7	0,36	11,6	0,2	6,8	0,36	11,4	0,2	7,4
8	0,32	0,4	1,7	4,8	0,32	0,7	1,6	4,7
9	0,25	0,0	0,1	2,4	0,26	0,0	0,2	1,5
10	0,21	0,3	14,0	10,3	0,21	0,2	13,9	10,1
11	0,20	10,8	0,5	1,0	0,20	10,9	0,3	1,3
12	0,13	0,4	5,5	0,3	0,14	0,2	6,4	0,7
13	0,12	3,0	1,2	2,6	0,13	2,9	1,1	3,3
14	0,12	0,0	2,4	2,4	0,12	0,2	1,3	1,4
15	0,10	0,0	0,3	1,5	0,11	0,7	0,1	1,1

4.2.1.2 Analiza jeder z okviri – analiza celega modela

Zaradi ugotovljenega se izdelata dva prostorska modela, kjer se vključi še okviri (stebri, prečke). Model z jedri, premaknjenimi v strižno središče, se izdelata samo z linijskimi elementi (za vsak stebel, grede in jedro se upošteva en končni element), kjer se vsa masa koncentrirata v težišču na nivoju plošče. Upošteva se, da so plošče v svoji ravnini neskončno toge. Jedra in okviri se poveže z togimi veznimi prečkami (M1_{TD}).

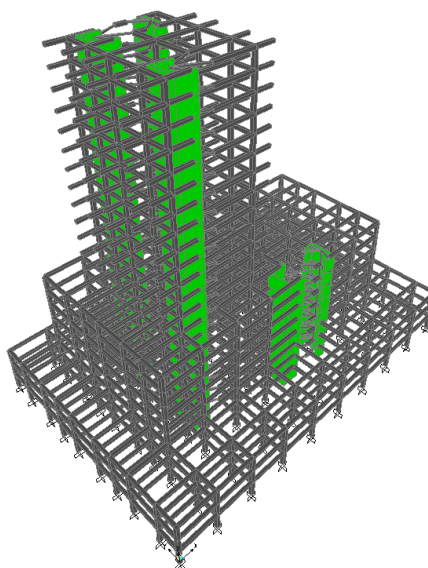
V modelu z lupinastimi jedri se izdelata ploščo s ploskovnimi končnimi elementi in okviri z linijskimi elementi. Pri tem modelu se masa ustrezno razdeli glede na število vozlišč plošče (M2_{PP}). Velikost končnih elementov in gostota mreže sta na nivoju vseh etaž približno enaki. Slednji model se izdelata tudi na način, kjer se navpične konstrukcijske elemente poveže s togo diafragmo (M2_{TD}). Omenjene modele opisuje naslednja preglednica (Pr. 14).

Pr. 14: Modeli celega objekta

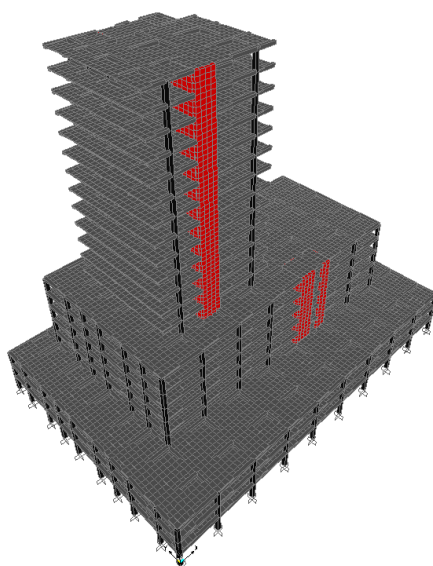
	MODEL 1 – M1 _{TD}	MODEL 2 – M2 _{PP}	MODEL 2 – M2 _{TD}
JEDRA	linijski elementi	lupinasti elementi	lupinasti elementi
OKVIRI	linijski elementi	linijski elementi	linijski elementi
PLOŠČA	toga diafragma	podajna plošča	toga diafragma

Modele celega objekta prikazuje spodnja slika (Sl. 18).

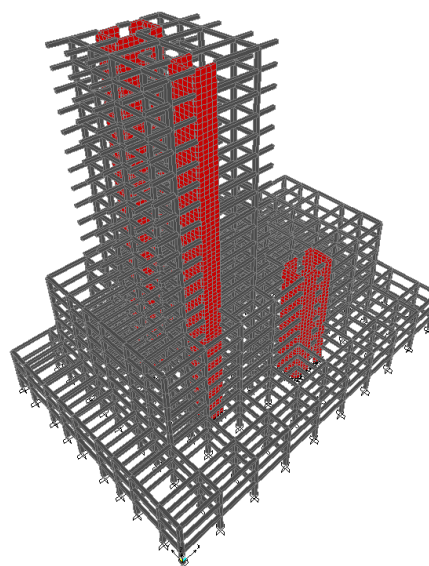
MODEL 1 – M1_{TD}



MODEL 2 – M2_{PP}



MODEL 2 – M2_{TD}



Sl. 18: Modeli jeder z okviri

Vrednost dobljenih rezultatov modalne analize izdelanih modelov celega objekta prikazujejo spodnje tabele. Primerja se dobljene nihajne čase in pripadajoče nihajne oblike (Pr. 15 in Pr. 16).

Pr. 15: Vrednost rezultatov modalne analize $M1_{TD}$

Nihajna oblika	$M1_{TD}$			
	T (s)	$m_{eff,UX}$ (%)	$m_{eff,UY}$ (%)	$m_{eff,Mz}$ (%)
1	1,93	36,9	0,1	13,0
2	1,74	0,3	30,2	4,0
3	1,24	0,9	3,9	9,5
4	0,65	28,3	0,1	11,8
5	0,58	0,4	11,3	21,3
6	0,45	0,0	22,3	4,8
7	0,30	10,5	0,0	2,9
8	0,27	0,1	0,9	5,2
9	0,21	0,0	1,6	0,7
10	0,19	0,1	12,1	12,3
11	0,18	10,7	0,2	1,3
12	0,12	0,1	8,1	1,7
13	0,12	3,0	0,1	1,2
14	0,11	0,1	0,7	1,5
15	0,09	0,1	0,1	1,4

Pr. 16: Vrednost rezultatov modalne analize $M2_{PP}$ in $M2_{TD}$

Nihajna oblika	$M2_{PP}$				$M2_{TD}$			
	T (s)	$m_{eff,UX}$ (%)	$m_{eff,UY}$ (%)	$m_{eff,Mz}$ (%)	T (s)	$m_{eff,UX}$ (%)	$m_{eff,UY}$ (%)	$m_{eff,Mz}$ (%)
1	1,60	35,9	0,3	8,9	1,68	35,7	0,9	14,3
2	1,54	0,2	33,1	9,3	1,66	1,7	31,0	2,9
3	0,99	3,8	1,3	11,7	1,09	2,5	3,1	12,5
4	0,56	25,8	3,0	0,4	0,58	28,6	0,5	4,6
5	0,54	3,6	14,7	34,9	0,56	0,3	11,4	27,3
6	0,43	0,0	16,4	1,9	0,45	0,0	21,7	4,6
7	0,28	7,9	0,3	0,7	0,28	9,0	0,1	1,4
8	0,24	1,4	2,1	11,4	0,25	0,8	0,6	7,3
9	0,22	0,6	2,9	0,0	0,21	0,3	4,1	0,2
10	0,19	0,5	10,5	6,5	0,19	0,0	9,6	10,0
11	0,17	9,9	0,0	2,7	0,17	10,1	0,0	2,1
12	0,14	0,0	7,1	1,7	0,13	0,0	8,3	2,3
13	0,12	2,1	0,0	0,4	0,12	2,5	0,0	0,6
14	0,12	0,4	1,1	2,4	0,11	0,3	0,4	1,6
15	0,10	0,1	0,0	0,1	0,09	0,0	0,0	0,6

Iz primerjave rezultatov nihajnih časov in nihajnih oblik modelov je razvidno, da je vpliv okvirov k togosti velik, saj se časi več kot razpolovijo v primerjavi z modeli samih jeder. Pričakovano so nihajni časi modela $M2_{PP}$ najkrajši, saj je upoštevana tudi upogibna togost plošče. Nastopijo pa večje razlike od pričakovanih v primeru primerjave $M1_{TD}$ in $M2_{TD}$.

Ker so v primeru modela $M1_{TD}$ jedra z okviri povezana s togimi odseki, se preveri, koliko togost veznih prečk vpliva na togost okvirov in posledično na rezultat. Togost se določi tako, da se rezultat približa lupinastemu modelu $M2_{TD}$. Najbolj podobne rezultate se dobi pri togosti veznih prečk 200x običajna (Pr. 17).

Pr. 17: Vrednost rezultatov modalne analize $M2_{TD-T200}$ in $M2_{TD}$

Nihajna oblika	$M1_{TD-T200}$				$M2_{TD}$			
	T (s)	$m_{eff,UX}$ (%)	$m_{eff,UY}$ (%)	$m_{eff,Mz}$ (%)	T (s)	$m_{eff,UX}$ (%)	$m_{eff,UY}$ (%)	$m_{eff,Mz}$ (%)
1	1,77	31,9	3,3	15,6	1,68	35,7	0,9	14,3
2	1,70	5,4	27,7	0,9	1,66	1,7	31,0	2,9
3	1,18	2,3	3,5	11,8	1,09	2,5	3,1	12,5
4	0,61	28,0	0,0	9,2	0,58	28,6	0,5	4,6
5	0,57	0,1	11,5	23,0	0,56	0,3	11,4	27,3
6	0,45	0,0	21,9	4,6	0,45	0,0	21,7	4,6
7	0,29	9,6	0,0	1,8	0,28	9,0	0,1	1,4
8	0,26	0,6	0,9	6,5	0,25	0,8	0,6	7,3
9	0,21	0,1	2,0	0,3	0,21	0,3	4,1	0,2
10	0,19	0,0	11,7	11,5	0,19	0,0	9,6	10,0
11	0,17	10,5	0,1	1,7	0,17	10,1	0,0	2,1
12	0,12	0,0	8,2	1,8	0,13	0,0	8,3	2,3
13	0,12	2,8	0,0	0,8	0,12	2,5	0,0	0,6
14	0,11	0,3	0,7	1,7	0,11	0,3	0,4	1,6
15	0,09	0,0	0,1	1,3	0,09	0,0	0,0	0,6

Na podlagi ugotovljenega se za potresno analizo uporabi prostorski linijski model, kjer so jedra premaknjena v strižno središče in je togost veznih prečk 200x običajna.

4.2.2 Potresna analiza

Razpokane prereze se upošteva tako, da se za vse elemente vztrajnostne in strižne prereze zmanjša za 50 % (**SIST EN 1998-1:2006**). Vpliv slučajne torzije se upošteva s povečanjem masnega vztrajnostnega momenta v masnem središču, in sicer za 5 %.

Istočasno delovanje potresnih obremenitev v obeh vodoravnih smereh se upošteva, na način, da se istočasno upošteva celotna vrednost, ki izhaja iz obtežbe v eni smeri, in 30 % vrednosti, ki izhaja iz obtežbe v drugi smeri (**SIST EN 1998-1:2006, člen 4.3.3.5**).

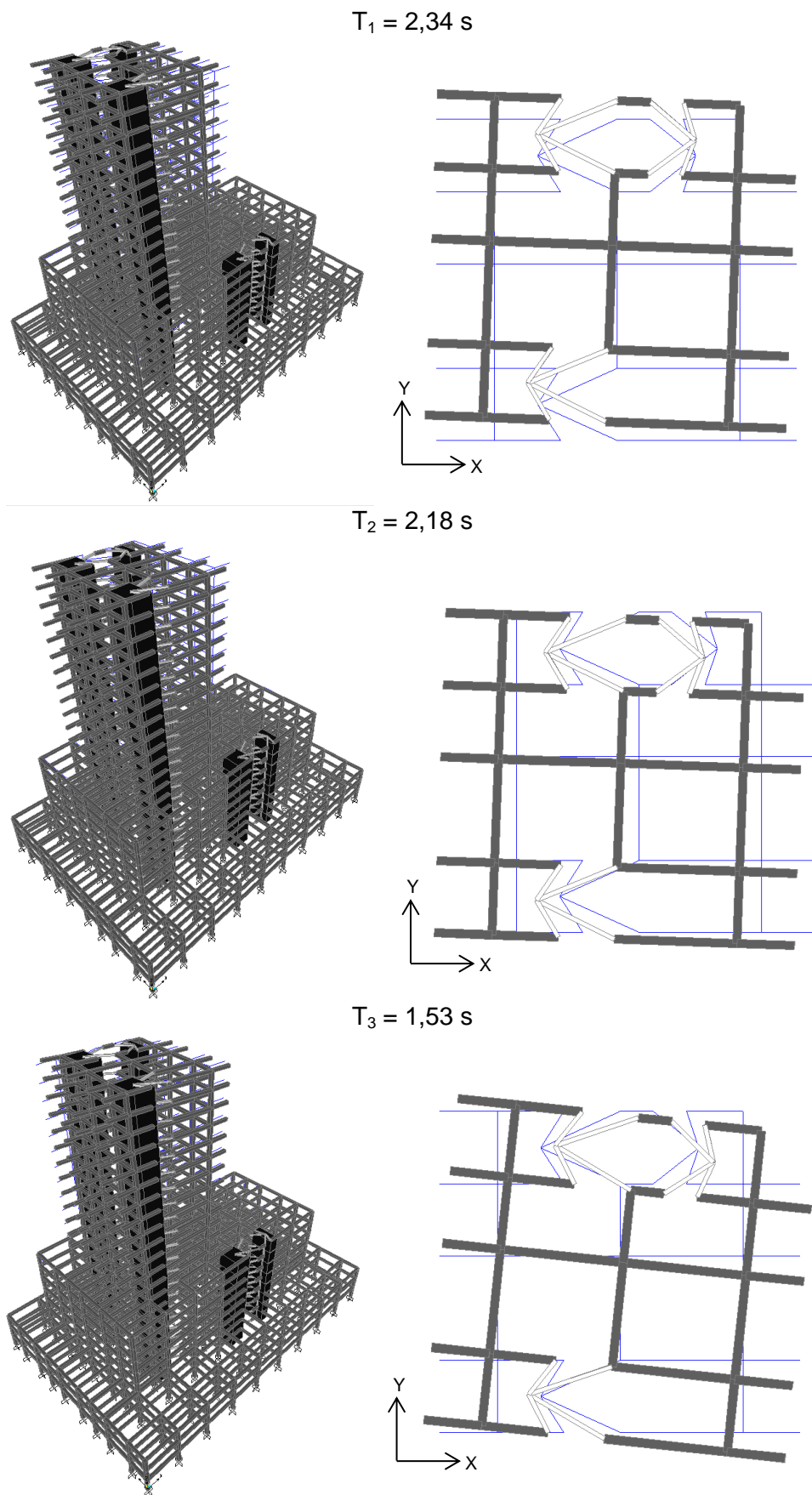
4.2.2.1 Nihajni časi, nihajne oblike

Pri modalni analizi s spektri odziva se upošteva vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu. V primeru obravnavane konstrukcije se slednje doseže z upoštevanjem vseh nihajnih oblik, katerih vsota efektivnih modalnih mas znaša vsaj 90 % celotne konstrukcije. Vpliv nihajnih oblik se upošteva s popolno kvadratno kombinacijo, tj. metodo CQC (**SIST EN 1998-1:2006, člen 4.3.3.3**). Nihajne čase in pripadajoče nihajne oblike se izračuna z analizo lastnega nihanja (Pr.16). Največji nihajni čas znaša 2,34 s, pripadajoča nihajna oblika ima največji vpliv na odziv konstrukcije pri vzbujanju v Y smer. Prva nihajna oblika je pretežno translacijska z nihanjem v Y smeri. Druga nihajna oblika je tudi pretežno translacijska, vendar pretežno z nihanjem v X smer. Tretja nihajna oblika je pretežno torzijska, kar pomeni, da je konstrukcija torzijsko toga. Pri obravnavani konstrukciji je vpliv višjih nihajnih oblik velik, upošteva se petnajst nihanjih oblik (Pr. 18).

Pr. 18: Nihajni časi in efektivne mase izbranega modela

Nihajna oblika	T (s)	$m_{\text{eff,UX}}$ (%)	$m_{\text{eff,UY}}$ (%)	$m_{\text{eff,Mz}}$ (%)
1	2,34	1,7	29,1	9,2
2	2,18	34,9	2,8	6,0
3	1,53	5,5	3,2	16,0
4	0,80	9,2	8,2	6,8
5	0,78	17,9	2,8	23,6
6	0,63	0,0	22,0	4,4
7	0,40	7,6	0,1	0,6
8	0,35	1,8	0,7	8,4
9	0,30	0,3	2,4	0,0
10	0,27	0,1	11,2	9,9
11	0,24	9,9	0,0	2,2
12	0,17	0,0	8,4	2,0
13	0,16	2,2	0,0	0,3
14	0,15	0,7	0,7	2,2
15	0,13	0,0	0,1	1,1
	Σ	91,8	91,7	92,7

Prve tri nihajne oblike modela in pripadajoč nihajni čas prikazuje naslednja slika (Sl. 19).



Sl. 19: Prve tri nihajne oblike izbranega modela

4.2.2.2 Omejitev poškodb

Omejitev etažnih pomikov se določi skladno s standardom (SIST EN 1998-1:2006, člen 4.4.3.2).

$$d_r \cdot v \leq \alpha \cdot h$$

d_r ... projektni etažni pomik

$v = 0,5$... redukcijski faktor; kategorija pomembnosti II

h ... etažna višina

$\alpha = 0,005$... za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov

Kontrolo etažnih pomikov se izvede za X in Y komponento etažnih pomikov za vse etaže. Izvede se jo v točki, kjer se pojavijo največji pomiki. Da se zadosti pogoju omejitve poškodb, se mora namesto neduktilnih nekonstrukcijskih elementov izbrati duktilne nekonstrukcijske elemente ($0,0075 h$). Iz spodnje preglednice je razvidno, da so mejni etažni pomiki v sedemnajsti in osemnajsti etaži (Pr. 19).

Pr. 19: Kontrola etažnih pomikov

»E + 0,3 E« kombinacija vpliva vodoravnih komponent potresa										
Etaža	u_x (cm)	u_y (cm)	$d_{s,x}$ (cm)	$d_{s,y}$ (cm)	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$d_{r,x} \checkmark$ (cm)	$d_{r,y} \checkmark$ (cm)	0,005h (cm)	0,0075h (cm)
21	19,8	15,7	52,3	41,5	3,4	2,7	1,7	1,4	1,8	2,6
20	18,5	14,7	48,9	38,8	3,5	2,7	1,7	1,3	1,8	2,6
19	17,2	13,7	45,5	36,1	3,5	2,7	1,7	1,3	1,8	2,6
18	15,9	12,7	42,0	33,4	3,5	2,6	1,8	1,3	1,8	2,6
17	14,6	11,7	38,5	30,8	3,5	2,6	1,8	1,3	1,8	2,6
16	13,2	10,7	34,9	28,2	3,5	2,5	1,7	1,2	1,8	2,6
15	11,9	9,7	31,4	25,7	3,4	2,4	1,7	1,2	1,8	2,6
14	10,6	8,8	28,0	23,3	3,3	2,3	1,6	1,2	1,8	2,6
13	9,4	8,0	24,7	21,0	3,1	2,2	1,6	1,1	1,8	2,6
12	8,2	7,1	21,6	18,8	2,9	2,1	1,5	1,1	1,8	2,6
11	7,1	6,3	18,7	16,7	2,6	2,0	1,3	1,0	1,8	2,6
10	6,1	5,6	16,1	14,7	2,3	1,9	1,2	1,0	1,8	2,6
9	5,2	4,9	13,7	12,8	2,0	1,8	1,0	0,9	1,8	2,6
8	4,4	4,2	11,7	11,0	1,6	1,8	0,8	0,9	1,8	2,6
7	3,8	3,5	10,0	9,2	1,7	1,7	0,9	0,9	1,8	2,6
6	3,2	2,8	8,3	7,5	1,8	1,7	0,9	0,9	1,8	2,6
5	2,5	2,2	6,6	5,8	1,8	1,6	0,9	0,8	1,8	2,6
4	1,8	1,6	4,8	4,2	1,7	1,5	0,8	0,7	1,8	2,6
3	1,2	1,0	3,2	2,7	1,4	1,2	0,7	0,6	1,8	2,6
2	0,6	0,6	1,7	1,5	1,1	1,0	0,6	0,5	1,8	2,6
1	0,2	0,2	0,6	0,5	0,6	0,5	0,3	0,3	1,8	2,6

4.2.2.3 Vpliv teorije drugega reda

Vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, če se v vseh etažah izpolni naslednji pogoj (**SIST EN 1998-1:2006, člen 4.4.2.2**):

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,1$$

P_{tot} ... celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri projektne
potresnem stanju

d_r ... projektni etažni pomik

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

h ... višina etaže

Izračunane koeficiente občutljivosti za etažne pomike prikazuje naslednja preglednica (Pr. 20). Ker se v vseh primerih zadosti zahtevanemu pogoju, teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.

Pr. 20: Koeficient občutljivosti za etažne pomike

Etaža	P_{tot} (kN)	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$V_{tot,x}$ (kN)	$V_{tot,y}$ (kN)	h (cm)	θ_x	θ_y
21	5873	2,2	2,6	4123	4971	350	0,01	0,01
20	13942	2,3	2,6	5521	6003	350	0,02	0,02
19	22010	2,3	2,6	7163	7622	350	0,02	0,02
18	30079	2,3	2,5	8134	8528	350	0,02	0,03
17	38148	4,1	2,8	8697	8892	350	0,05	0,03
16	46216	0,6	2,1	9079	8929	350	0,01	0,03
15	54285	2,3	2,3	9406	8868	350	0,04	0,04
14	62354	2,2	2,2	9696	8856	350	0,04	0,04
13	70422	2,1	2,1	9939	8932	350	0,04	0,05
12	78491	2,0	2,0	10143	9068	350	0,04	0,05
11	86560	1,9	1,8	10347	9229	350	0,04	0,05
10	94628	1,7	1,7	10614	9359	350	0,04	0,05
9	102697	1,4	1,4	11134	9378	350	0,04	0,04
8	128767	1,6	1,5	27987	25312	350	0,02	0,02
7	155123	1,7	1,5	16572	20099	350	0,04	0,03
6	181480	1,7	1,5	17980	22616	350	0,05	0,04
5	207836	1,7	1,5	20161	25555	350	0,05	0,03
4	234193	1,6	1,1	22203	27977	350	0,05	0,03
3	290832	1,5	1,2	26572	33373	350	0,05	0,03
2	342700	1,2	1,0	30385	38333	350	0,04	0,03
1	394567	0,6	0,6	32636	39471	350	0,02	0,02

4.3 Statični model

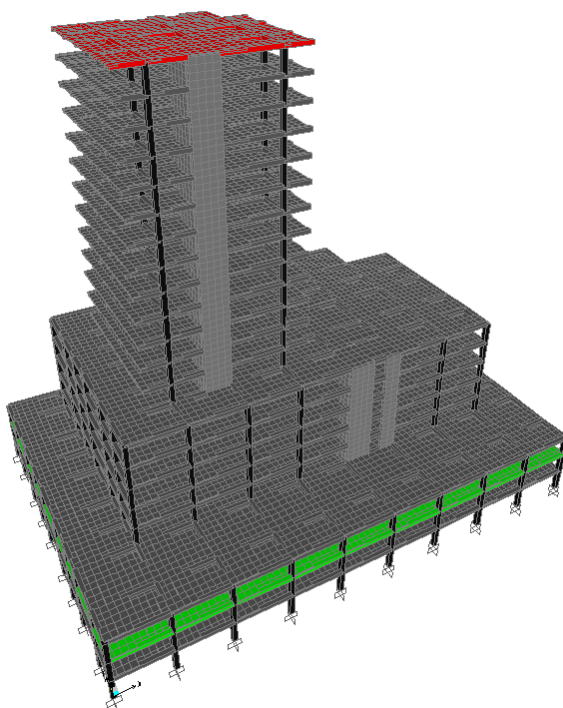
Za statično analizo se upošteva nerazpokane prereze, medtem ko se v potresnem modelu upošteva razpokane prereze. Ker v programu SAP2000 ni mogoče avtomatizirati kombinacije različnih obtežnih primerov in ne obstajajo neki korekcijskih faktorji, se izdelata statične modele ločeno. Osnova statičnega modela sta modela izdelana za potresno analizo. Za analizo vertikalnih nosilnih elementov se modificira linijski model, za analizo medetažne konstrukcije se modificira ploskovni model.

5 DIMENZIONIRANJE

Medetažni nosilni elementi:	medetažna AB plošča – trgovski del strešna AB plošča – stanovanjski del
Vertikalni nosilni elementi:	okvir – greda okvir – steber jedro – stena

5.1 Dimenzioniranje medetažne AB plošče

Analizo in dimenzioniranje medetažne AB plošče (strehe) se določi skladno s standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005**) in nacionalnim dodatkom. Dimenzije medetažnih plošč konstrukcije se spremenijo s spremembo namembnosti objekta. S spremembo namembnosti se plošče razlikujejo tudi po različni sestavi konstrukcijskih sklopov. Dimenzionira se medetažno ploščo trgovskega dela in streho stanovanjskega dela, ki je tudi streha celega objekta (Sl. 20).



Sl. 20: Prikaz pozicij dimenzioniranih plošč

5.1.1 Medetažna AB plošča trgovskega dela

Medetažna AB plošča trgovskega dela objekta je dimenzijsko največja plošča celega objekta. Plošča je dolga 77 m, široka 52 m in debela 20 cm. Plošča je podprta z AB okvirno konstrukcijo in jedri. Na mestu jeder ima plošča odprtine zaradi stopnišč in dvigal. Dimenzionirana plošča se nahaja v drugi etaži.

5.1.1.1 Krovni sloj betona – statična višina

Krovni sloj betona, tj. razdalja od površine armature, ki je najbližja betonski površini, se določi v skladu s standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005, člen 4.4.1**):

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

c_{min} ... najmanjši krovni sloj

Δc_{dev} ... dovoljeno projektno odstopanje

- **Najmanjši krovni sloj**

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

$c_{min,b} = \phi_{palice}$... najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprejemnosti

$c_{min,dur}$... najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja

$\Delta c_{dur,\gamma}$... dodatni varnostni sloj

$\Delta c_{dur,st}$... zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla

$\Delta c_{dur,add}$... zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite

Za premer palice se predpostavi maksimalni premer palice 10 mm. Pogoje okolja se upošteva v odvisnosti od razreda izpostavljenosti XC1 (beton znotraj stavb z nizko vlažnostjo zraka) in priporočenega razreda konstrukcije S4 (projektna življenjska doba 50), in sicer 15 mm (zaradi uporabe višje trdnosti betona bi se lahko razred izpostavljenosti priporočeno znižalo na XC0 in se tako dobi 10 mm). Za ostale vrednosti se vzame priporočene vrednosti, in sicer 0 mm.

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

- **Dovoljeno projektno odstopanje**

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$, priporočena vrednost

- **Krovni sloj betona**

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

- **Statična višina**

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

$$d = h - a = 200 - 30 = 170 \text{ mm}$$

h ... debelina plošče

a ... razdalja od težišča armature do najbližje površine betonskega prereza

5.1.1.2 Obtežba na obravnavano AB ploščo

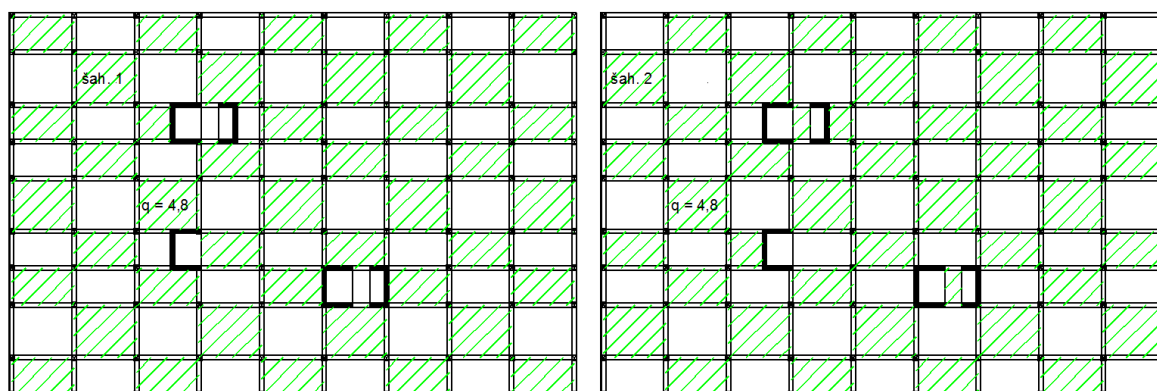
Upoštevano obtežbo na medetažno obravnavano ploščo se določi skladno s poglavjem 3 Vplivi na konstrukcijo. Ker je plošča vodoravni konstrukcijski element, ki je izpostavljen pretežno enakomerno razporejeni obtežbi, slednja pa deluje pravokotno na ravnino plošče, se zanemari horizontalne vplive potresa.

Vse obremenitve, ki delujejo na obravnavano ploščo trgovskega dela konstrukcije, so podane v spodnji preglednici (Pr. 21).

Pr. 21: Obremenitve, ki delujejo na ploščo trgovskega dela konstrukcije

Obtežba	Vrsta	Pozicija	Vrednost	Enota
Lastna in Stalna	Konstrukcijski el. plošče	Povsod	/	/
	Nekonstrukcijski el. plošče	Povsod	1,97	kN/m ²
	Fasada	Obod objekta	2,10	kN/m
	Stopnišče	Rob Stopniščne odprtine	13,94	kN/m
Koristna	Trgovina - kategorija D	Povsod	4,00	kN/m ²
	Predelne stene	Povsod	0,80	kN/m ²
	Stopnišče	Rob Stopniščne odprtine	2,80	kN/m
	Sneg	Nenakopičen	/	/

Koristno obtežbo je treba upoštevati kot spremenljivi pomični vpliv. Za doseg maksimalnih notranjih sil v plošči se spremenljivo razporedi obtežbo neenakomerno, v t.i. šahovsko razporeditev koristne obtežbe (Sl. 21).



Sl. 21: Prikaz šahovske razporeditve koristne obtežbe pri plošči

5.1.1.3 Obtežne kombinacije za AB ploščo

Osnovne kombinacije učinkov vplivov za mejno stanje nosilnosti se določi v skladu s standardom (SIST EN 1990:2004, člen 6.4.3.2):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

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

$Q_{k,1}$... karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva 1

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

Določi se tri obtežne kombinacijske primere, ki jih prikazuje spodnja preglednica (Pr. 22).

Pr. 22: Obremenitve, ki delujejo na obravnavano ploščo

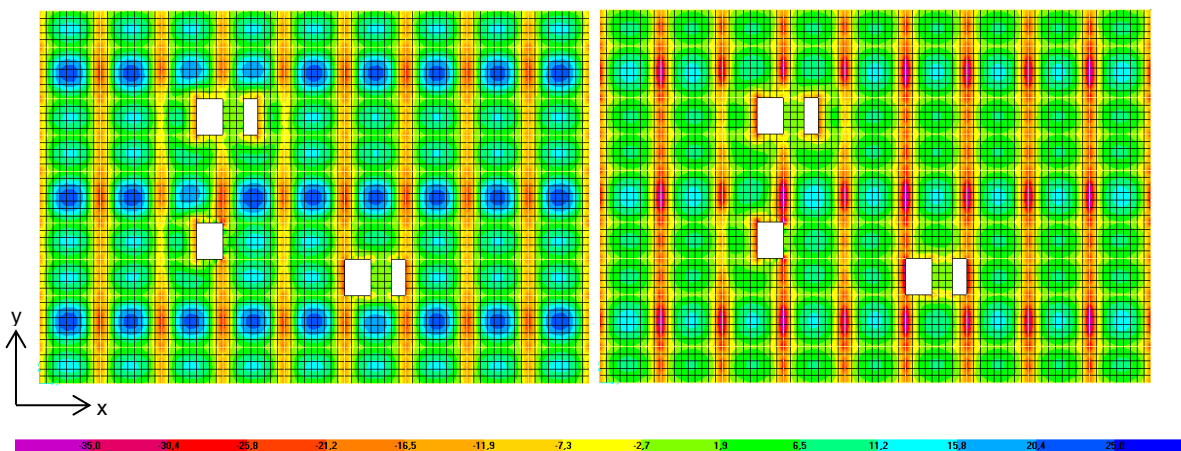
Obtežna kombinacija	Obtežni primer			
	Stalna	Koristna - pvsod	Koristna - šah1	Koristna - šah2
K_1	1,35	1,5		
K_2	1,35		1,5	
K_3	1,35			1,5

Na podlagi določenih kombinacijskih obtežnih primerov se nato s pomočjo ovojnice določi kritične obremenitve.

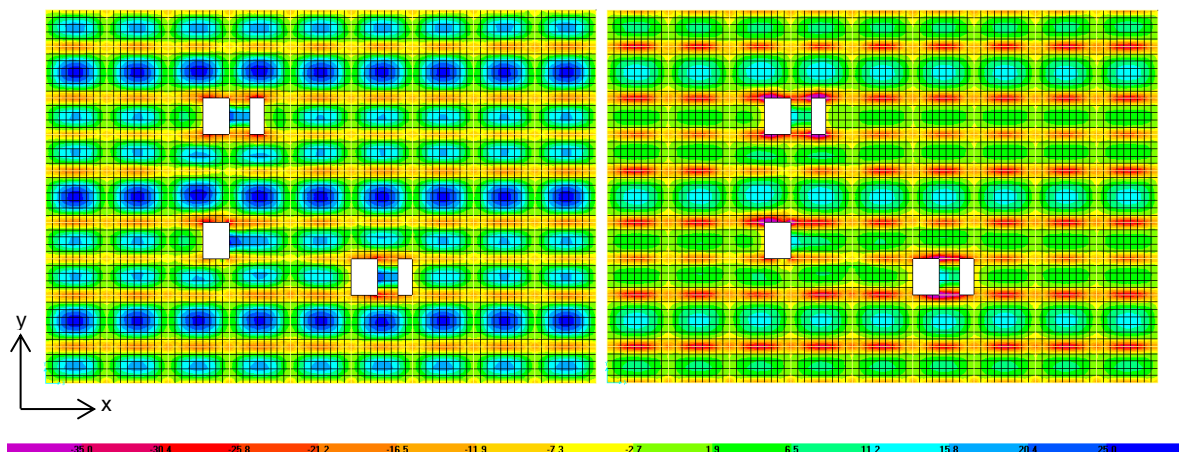
5.1.1.4 Analiza rezultatov

Konstruira se ovojnice projektnih obremenitev, na podlagi katerih se dimenzionira potrebno zgornjo in spodnjo armaturo v obravnavani plošči.

- Obremenitve v plošči

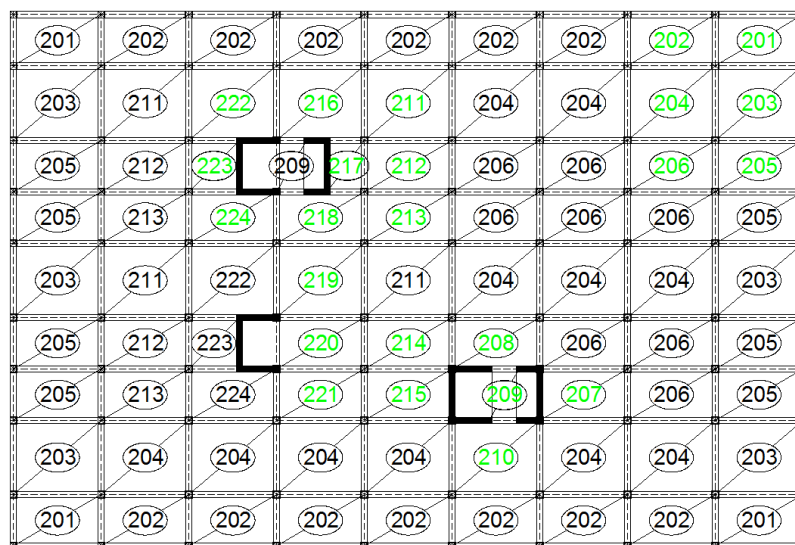


Sl. 22: Ovojnice maksimalnih (levo) in minimalnih (desno) upogibnih momentov m_{xx}



Sl. 23: Ovojnica maksimalnih (levo) in minimalnih (desno) upogibnih momentov m_{yy}

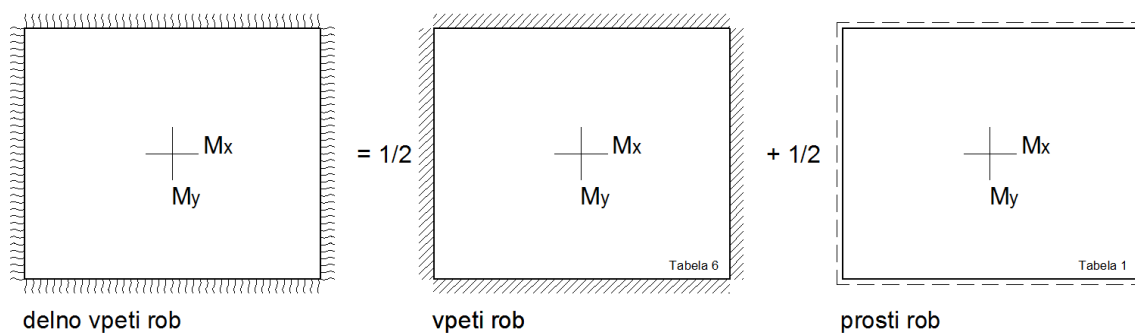
Ploščo se razdeli na posamezne pozicije. Pozicije plošče se določi na podlagi rezultatov analize in primerjave posameznih delov plošče. Enaka pozicija (enako število pozicije) označuje dele plošče, ki se med obremenitvijo obnašajo zelo podobno ali zrcalno. Vse različne pozicije se dimenzionira po nadaljnjem vzoru. V nadaljevanju se prikaže račun za pozicijo 204 (Sl. 24).



Sl. 24: Razdelitev plošče na smiselne pozicije

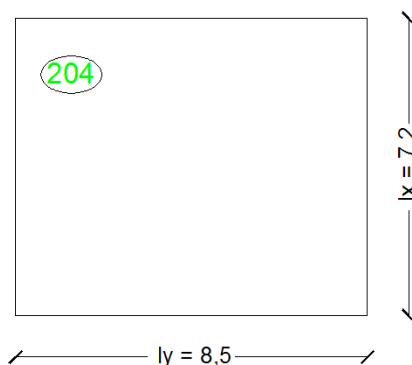
- **Kontrola obremenitev v plošči s pomočjo uporabe Hahnovih tabel**

Za primerjavo rezultatov se izračuna obremenitve v polju pozicije 204. Uporabi se t.i. Hahnove tabele (Dipl. Ing. J. Hahn; Durchlaufträger, Rahmen, Platten und Balken auf elastischer Bettung). Pri računu upogibnih momentov se na vseh robovih obravnavane plošče upošteva delna vpetost plošče (50 %). Delno vpetost plošče se upošteva po spodnjem vzoru (Sl. 25).



Sl. 25: Delno vpeti rob kot sestav vpetega in prostega roba

Delno vpetost plošče se obravnava kot sestav polovične vrednosti toge vpetosti in polovične vrednosti vrtljivo podprtega roba.



Sl. 26: Obravnavani del plošče – pozicija 204

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{8,5}{7,2} = 1,181$$

$$q_d = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 6,97 + 1,5 \cdot 4 = 15,41 \frac{kN}{m^2}$$

$$K_d = q_d \cdot l_x \cdot l_y = 15,41 \cdot 7,2 \cdot 8,5 = 943,09 \text{ kN}$$

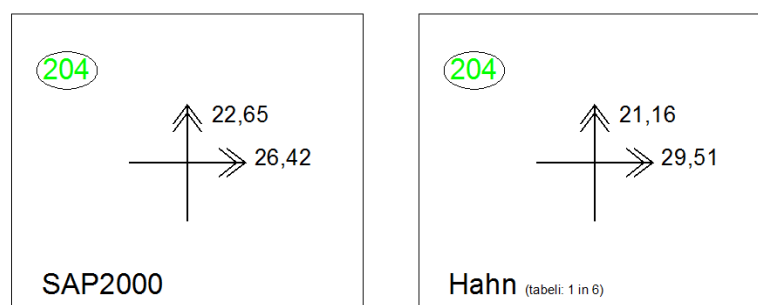
$$M_x = \frac{K_d}{2} \cdot \left(\frac{1}{m_x^6} + \frac{1}{m_x^1} \right) = \frac{943,09}{2} \cdot \left(\frac{1}{49,48} + \frac{1}{23,60} \right) = 29,51 \text{ kNm/m}$$

→ SAP2000: 26,42 kNm/m

$$M_y = \frac{K_d}{2} \cdot \left(\frac{1}{m_y^6} + \frac{1}{m_y^1} \right) = \frac{943,09}{2} \cdot \left(\frac{1}{68,99} + \frac{1}{32,92} \right) = 21,16 \text{ kNm/m}$$

→ SAP2000: 22,65 kNm/m

Iz primerjave dobljenih upogibnih momentov v obravnavani poziciji plošče je razvidno, da se vrednosti minimalno razlikujejo (Sl. 27).



Sl. 27: Primerjava upogibnih momentov v polju pozicije 204

5.1.1.5 Dimenzioniranje plošče – določitev potrebne armature

Vzdolžna armatura prereza plošče je omejena z najmanjšim in največjim prerezom armature. Mejni količini se določi v skladu s standardom (SIST EN 1992-1-1:2005, člen 9.2.1.1).

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,32}{50} \cdot 100 \cdot 17 = 2,8 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 17 = 2,2 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases} \rightarrow 2,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 20 = 80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

f_{ctm} ... natezna trdnost betona

f_{yk} ... karakteristična meja elastičnosti armature

b_t ... širina prereza (upošteva se 1m)

d ... statična višina prereza

A_c ... površina prečnega prereza plošče (upošteva se 1m)

- **Količina potrebne armature**

Količino potrebne armature se določi s pomočjo tabel za dimenzioniranje prerezov (R. Rogač, F. Saje, M. Lozej; Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj), in sicer na podlagi rezultatov dobljenih s pomočjo programa SAP2000.

Za obravnavano pozicijo 204 se določi potrebna spodnja in zgornja armatura.

- Potrebna spodnja armatura:

$$M_{Ed} = M_{yy} = 2642 \text{ kNcm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2642}{\frac{3,5}{1,5} \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,039$$

$$\varepsilon_s / \varepsilon_c = 10 / 1,25 \text{ ‰}$$

$$k_d \rightarrow k_s = 1,041$$

$$A_{s,sp} = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot f_{yd}} = 1,041 \cdot \frac{2642}{17 \cdot \frac{50}{1,15}} = 3,72 \text{ cm}^2/m$$

- Potrebna zgornja armatura v smeri koordinatne osi x:

$$M_{Ed} = (-)M_{xx} = 3652 \text{ kNcm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3652}{\frac{3,5}{1,5} \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,054$$

$$\varepsilon_s/\varepsilon_c = 10/1,5 \text{ ‰}$$

$$k_d \rightarrow k_s = 1,049$$

$$A_{s,x,zg} = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot f_{yd}} = 1,049 \cdot \frac{3652}{17 \cdot \frac{50}{1,15}} = 5,18 \text{ cm}^2/m$$

- Potrebna zgornja armatura v smeri koordinatne osi y:

$$M_{Ed} = (-)M_{yy} = 2748 \text{ kNcm/m}$$

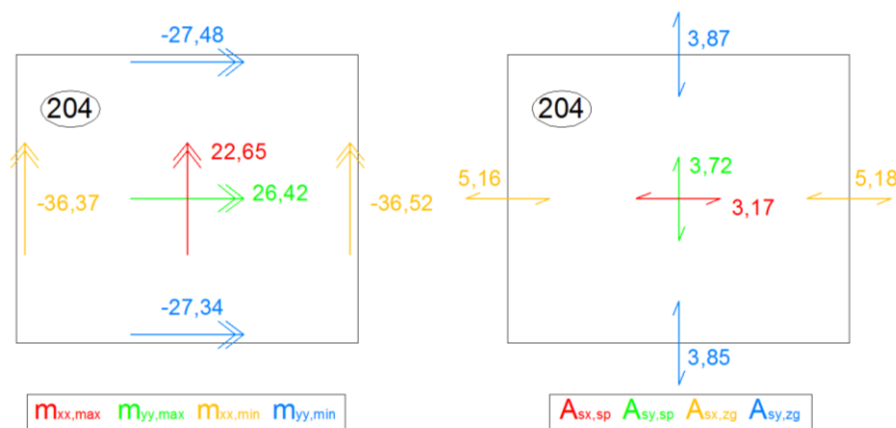
$$k_d = \frac{M_{Ed}}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2748}{\frac{3,5}{1,5} \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,041$$

$$\varepsilon_s/\varepsilon_c = 10/1,25 \text{ ‰}$$

$$k_d \rightarrow k_s = 1,041$$

$$A_{s,y,zg} = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot f_{yd}} = 1,041 \cdot \frac{2748}{17 \cdot \frac{50}{1,15}} = 3,87 \text{ cm}^2/m$$

Po enakem vzoru se za vse pozicije določi potrebno spodnjo in zgornjo armaturo. Na podlagi sestavljenih pozicij in zrcalnosti se izriše potrebno armaturo. Potrebno količino armature obravnavane pozicije prikazuje spodnja shema (Sl. 28).



Sl. 28: Upogibni momenti (kNm/m) in potrebna količina armature (cm²/m) v poziciji 204

5.1.1.6 Dimenzioniranje plošče – konstruiranje armature

Detajliranje mrežne armature je določeno predvsem s sidranjem mrež za varen prenos sil na beton in s stikovanjem mrežne armature s prekrivanjem za prenos sil iz ene palice na drugo. Z obema pravilnima ukrepoma se tudi prepreči pojavljanje velikih razpok in, cepljenja betona. Konstruiranje armature se določi v skladu s standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005**).

- **Projektna sidrna dolžina**

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}; \quad \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7$$

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max [0,6 (0,3) \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ mm}]$$

- l_{bd} ... projektna sidrna dolžina vzdolžne armature elementov betonskih konstrukcij
- α_i ... koeficienti odvisni od parametrov (oblika palice, krovni sloj betona, objetje z neprivarjeno ali s privarjeno prečno armaturo, objetje s prečnimi tlaki), načina sidranja in obremenitve palice (natezna, tlačna)
- $l_{b,rqd}$... osnovna sidrna dolžina za polno izkoriščene rebraste palice iz jekla S500 pri dobrih pogojih sidranja
- $l_{b,min}$... minimalna sidrna dolžina odvisna od cone sidranja palic (natezna ali tlačna)

Za premer palice se upošteva maksimalni premer palice 10 mm. Za vrednost vseh koeficientov se vzame 1. Za osnovno sidrno dolžino v odvisnosti od premera palice in trdnostnega razreda betona se odčita 33 cm. Upošteva se strožji kriterij za minimalno sidrno dolžino, in sicer za sidranje v natezni coni.

$$l_{bd} = 33 \text{ cm} \quad 1 \geq 0,7$$

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max [19,8 \text{ cm}; 10 \text{ cm}; 10 \text{ cm}]$$

- Dolžina prekrivanja palic**

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$$

$$l_0 \geq l_{0,min} = \max[0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot \phi; 200 \text{ mm}]$$

α_6 ... koeficient odvisen od deleža prekrivanja stikovanih palic glede na celoten prerez armature znotraj določenega območja $0,65 l_0$.

Za koeficient, kjer je delež prekrivanja nad 50 %, se upošteva 1,5. Stikovanje mreže se upošteva v isti ravnini.

$$l_0 = 1,5 \cdot 33 = 49,5 \text{ cm}$$

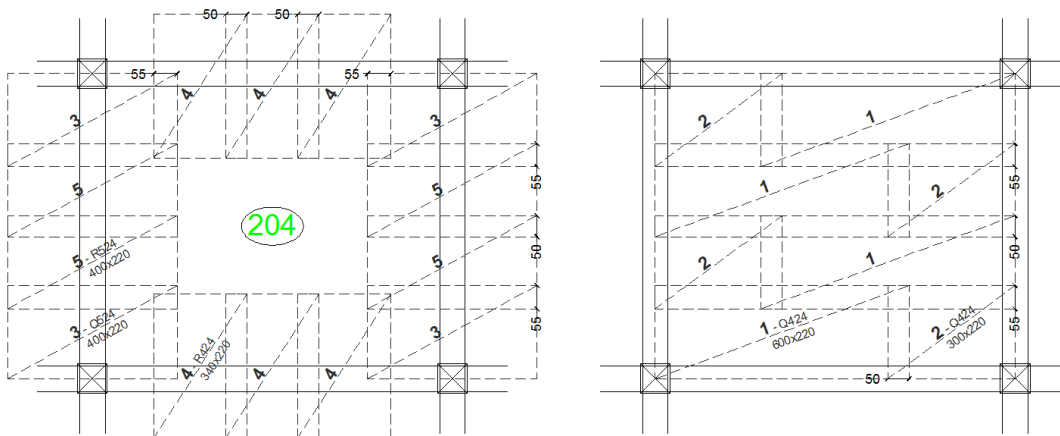
$$l_0 \geq l_{0,min} = \max[14,85 \text{ cm}; 15 \text{ cm}; 20 \text{ cm}]$$

Potrebno dolžino sidranja in prekrivanje palic v odvisnosti od premera palice prikazuje spodnja preglednica (Pr. 23).

Pr. 23: Dolžina sidranja in prekrivanja palic

ϕ (mm)	l_{bd} (cm)	$l_{b,min}$ (cm)	l_0 (cm)	$l_{0,min}$ (cm)
6	20	12	30	20
7	23	13,8	34,5	20
8	26	15,6	39	20
9	30	18	45	20
10	33	19,8	49,5	20

Potrebna in izbrana armatura v obravnavani plošči se izriše po vzoru pozicije 204 (Sl. 29) in izdelata armaturni načrt za celo ploščo.



Sl. 29: Konstruiranje zgornje (levo) in spodnje (desno) armature v poziciji 204

5.1.1.7 Kontrola povosov pozicije 204

V okviru mejnega stanja uporabnosti se izvaja tudi kontrolo povosov. Račun povosov pomikov plošč ni potreben, kadar se plošče dimenzionira tako, da se zadosti ustreznemu razmerju med razpetino in statično višino prereza plošče, kot narekuje standard (**SIST EN 1992-1-1:2005, člen 7.4.2**).

$$\max \frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right]; \quad \rho \leq \rho_0$$

$$\max \frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right]; \quad \rho > \rho_0$$

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

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

$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$... referenčno razmerje armiranja

ρ ... zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo

ρ' ... zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo

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

Pri obravnavani poziciji gre za notranje polje plošče, zato se vzame vrednost faktorja $K = 1,5$. Za ploščo, ki je nosilna v obeh smereh, se izvede kontrolo na podlagi manjše razpetine $l = 7,2$ m. Pri razpetinah, ki so večje od 7 m in nosijo predelne stene, ki se zaradi pretiranih povosov lahko poškodujejo, je potrebno vrednost $\max l/d$ pomnožiti z razmerjem $7/l_{\text{eff}}$ (v metrih).

$$\rho = \frac{A_{s,\text{potr}}}{A_c} = \frac{3,72}{100 \cdot 20} = 0,0019 = 0,19 \%$$

$$\rho_0 = \sqrt{35} \cdot 10^{-3} = 0,0059 = 0,59 \%$$

$$\rightarrow \rho \leq \rho_0$$

$$\max \frac{l}{d} = \frac{7}{7,2} \cdot 1,5 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{35} \cdot \frac{0,0059}{0,0019} + 3,2 \cdot \sqrt{35} \cdot \left(\frac{0,0059}{0,0019} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 140,56$$

$$\frac{l_{dej}}{d_{dej}} = \frac{7,2}{0,17} = 42,35$$

$$\rightarrow \frac{l_{dej}}{d_{dej}} \leq \max \frac{l}{d}$$

Dejansko razmerje med razpetino in statično višino prereza plošče je manjše od mejnega razmerja, zato ni potrebe po preverjanju računov povosov obravnavane pozicije 204.

5.1.2 Streha stanovanjskega dela (streha objekta)

Streha trgovskega dela objekta je tudi streha celega objekta. Plošča je dolga 25 m, široka 25 m in debela 20 cm. Plošča je podprta z AB okvirno konstrukcijo in jedri. Ploščo se dimenzionira kot polno, brez odprtih, čeprav bi morala imeti plošča zaradi samega vzdrževanja in dostopa do strehe vsaj neko malo odprtino. Dimenzionirana plošča se nahaja na višini 73,5 m.

5.1.2.1 Krovni sloj betona – statična višina

Vsebina za krovni sloj betona in statično višino površine prereza plošče se vzame enako vrednost kot za predhodno obravnavano medetažno ploščo trgovskega dela objekta.

- **Krovni sloj betona**

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

- **Statična višina**

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

$$d = h - a = 200 - 30 = 170 \text{ mm}$$

5.1.2.2 Obtežba na obravnavano AB ploščo

Upoštevano obtežbo na strešno ploščo se določi skladno s poglavjem 3 Vplivi na konstrukcijo. Ker je plošča vodoravni konstrukcijski element, ki je izpostavljen pretežno enakomerno razporejeni obtežbi, ta pa deluje pravokotno na ravnino plošče, se zanemari horizontalne vplive potresa.

Vse obremenitve, ki delujejo na obravnavano strešno ploščo stanovanjskega dela konstrukcije, so podane v spodnji preglednici (Pr. 24). Upošteva se tudi obtežbo snega, ker se obravnava strešno ploščo.

Pr. 24: Obremenitve, ki delujejo na obravnavano strešno ploščo

Obtežba	Vrsta	Pozicija	Vrednost	Enota
Lastna in Stalna	Konstrukcijski el. plošče	Povsod	/	/
	Nekonstrukcijski el. plošče	Povsod	0,39	kN/m ²
	Fasada	Obod objekta	1,05	kN/m
	Stopnišče	/	/	/
Koristna	Streha - kategorija H	Povsod	0,40	kN/m ²
	Predelne stene	/	/	/
	Stopnišče	/	/	/
Sneg	Nenakopičen	Povsod	1,21	kN/m ²

5.1.2.3 Obtežne kombinacije za AB ploščo

Osnovne kombinacije učinkov vplivov za mejno stanje nosilnosti se določi v skladu z že omenjenim standardom (**SIST EN 1990:2004, člen 6.4.3.2**). V primeru strešne plošče se določi še obtežni kombinaciji, ki upoštevata obtežbo snega (Pr. 25).

Pr. 25: Obtežne kombinacije za strešno ploščo

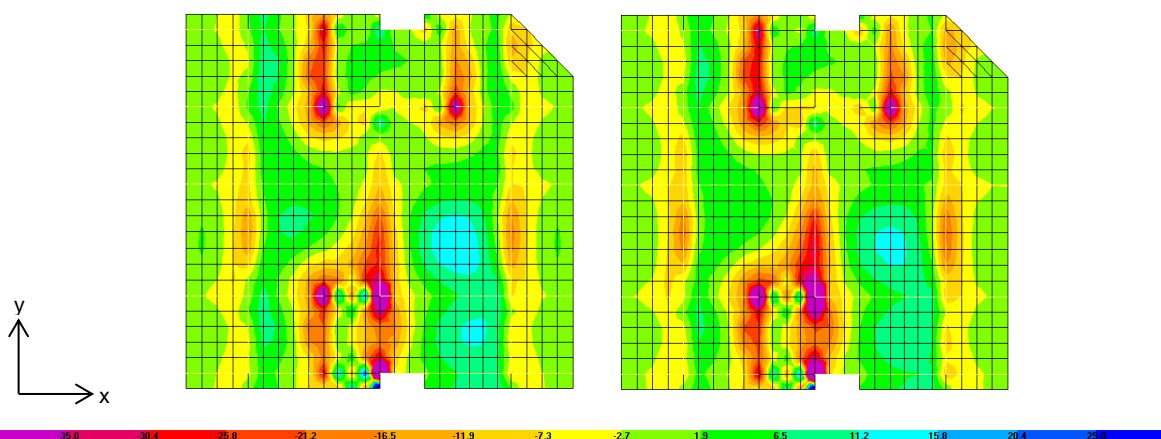
Obtežna kombinacija	Obtežni primer				
	Stalna	Koristna - povsod	Koristna - šah1	Koristna - šah2	Sneg
K_1	1,35	1,5			
K_2	1,35		1,5		
K_3	1,35			1,5	
K_4	1,35	1,5			1,5 ψ_0
K_5	1,35	1,5 ψ_0			1,5

Na podlagi določenih kombinacijskih obtežnih primerov se s pomočjo ovojnice določi kritične obremenitve.

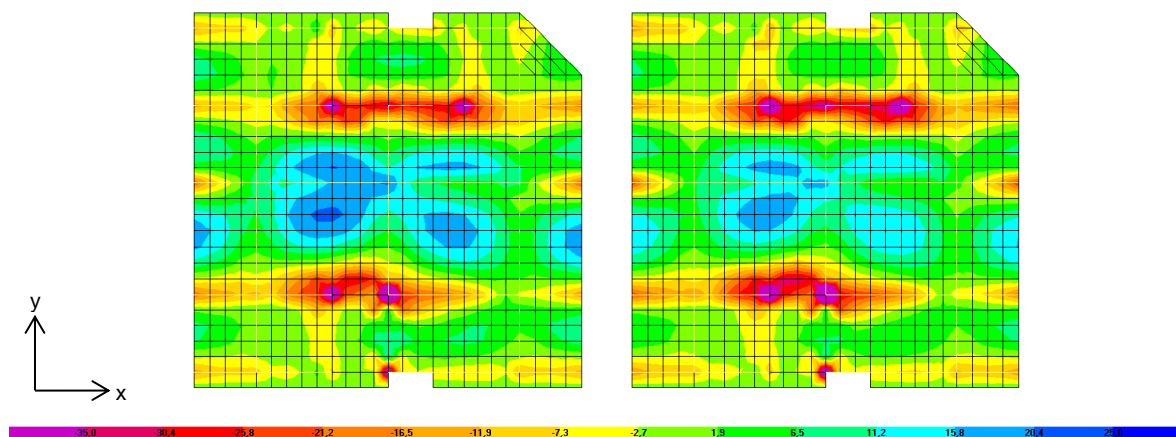
5.1.2.4 Analiza rezultatov

Konstruira se ovojnico projektnih obremenitev, na podlagi katerih se dimenzionira potrebno zgornjo in spodnjo armaturo v obravnavani plošči.

- Obremenitve v plošči

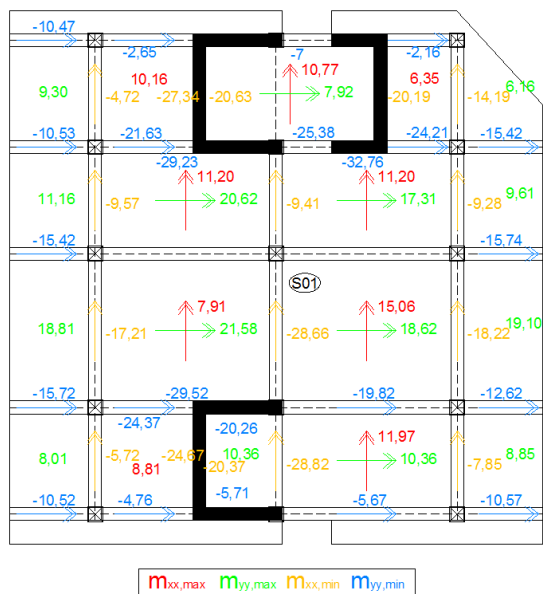


Sl. 30: Ovojnica strešne plošče maksimalnih (levo) in minimalnih (desno) upogibnih momentov m_{xx}



Sl. 31: Ovojnica strešne plošče maksimalnih (levo) in minimalnih (desno) upogibnih momentov m_{yy}

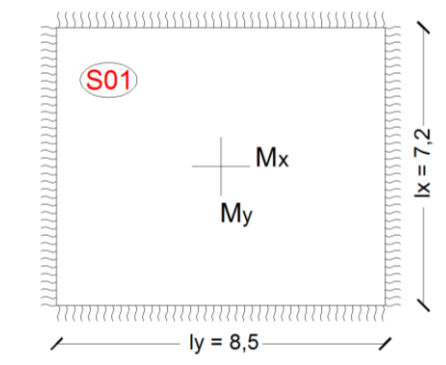
Projektne vrednosti upogibnih momentov, razbranih iz ovojnic obremenitev, na značilnih mestih obravnavane strešne plošče prikazuje naslednja slika (Sl. 32). V nadaljevanju se prikaže račun za pozicijo S01.



Sl. 32: Vrednost upogibnih momentov (kNm/m) na strešni plošči

- **Kontrola obremenitev v ploči s pomočjo uporabe Hahnovih tabel**

Pri računu upogibnih momentov s pomočjo omenjenih tabel se na vseh robovih obravnavane plošče upošteva delna vpetost plošče (50%). Delno vpetost plošče se obravnava kot sestav polovične vrednosti toge vpetosti in polovične vrednosti vrtljivo podprtega roba.



Sl. 33: Obravnavani del plošče – pozicija S01

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{8,5}{7,2} = 1,181$$

$$q_d = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 5,39 + 1,5 \cdot 1,2 = 9,08 \frac{kN}{m^2}$$

$$K_d = q_d \cdot l_x \cdot l_y = 9,08 \cdot 7,2 \cdot 8,5 = 555,70 \text{ kN}$$

$$M_x = \frac{K_d}{2} \cdot \left(\frac{1}{m_x^6} + \frac{1}{m_x^1} \right) = \frac{555,70}{2} \cdot \left(\frac{1}{49,48} + \frac{1}{23,60} \right) = 17,39 \text{ kNm/m}$$

→ SAP2000: 18,62 kNm/m

$$M_y = \frac{K_d}{2} \cdot \left(\frac{1}{m_y^6} + \frac{1}{m_y^1} \right) = \frac{555,70}{2} \cdot \left(\frac{1}{68,99} + \frac{1}{32,92} \right) = 12,47 \text{ kNm/m}$$

→ SAP2000: 15,06 kNm/m

Iz primerjave dobljenih upogibnih momentov v polju obravnavane plošče je razvidno, da se vrednosti minimalno razlikujejo.

5.1.2.5 Dimenzioniranje plošče – določitev potrebne armature

Vzdolžna armatura prereza plošče je omejena z najmanjšim in največjim prerezom armature. Mejni količini se določi v skladu z omenjenim standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005, člen 9.2.1.1**).

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,32}{50} \cdot 100 \cdot 17 = 2,8 \text{ cm}^2/m \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 17 = 2,2 \text{ cm}^2/m \end{array} \right. \rightarrow 2,8 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 20 = 80 \text{ cm}^2/m$$

- **Količina potrebne armature**

Količino potrebne armature se določi s pomočjo omenjenih tabel za dimenzioniranje prerezov, in sicer na podlagi rezultatov dobljenih s pomočjo programa SAP2000.

Za obravnavano pozicijo S01 se določi potrebna spodnja in zgornja armatura.

- Potrebna spodnja armatura:

$$M_{Ed} = M_{yy} = 1862 \text{ kNcm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1862}{\frac{3,5}{1,5} \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,028$$

$$\varepsilon_s / \varepsilon_c = 10/1 \text{ ‰}$$

$$k_d \rightarrow k_s = 1,033$$

$$A_{s,sp} = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot f_{yd}} = 1,033 \cdot \frac{1862}{17 \cdot \frac{50}{1,15}} = 2,60 \text{ cm}^2/m \rightarrow A_{s,min}$$

- Potrebna zgornja armatura v smeri koordinatne osi x:

$$M_{Ed} = (-)M_{xx} = 2866 \text{ kNcm/m}$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2866}{\frac{3,5}{1,5} \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,043$$

$$\varepsilon_s / \varepsilon_c = 10/1,25 \text{ ‰}$$

$$k_d \rightarrow k_s = 1,041$$

$$A_{sx,zg} = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot f_{yd}} = 1,041 \cdot \frac{2866}{17 \cdot \frac{50}{1,15}} = 4,04 \text{ cm}^2/m$$

- Potrebna zgornja armatura v smeri koordinatne osi y:

$$M_{Ed} = (-)M_{yy} = 1982 \text{ kNcm/m}$$

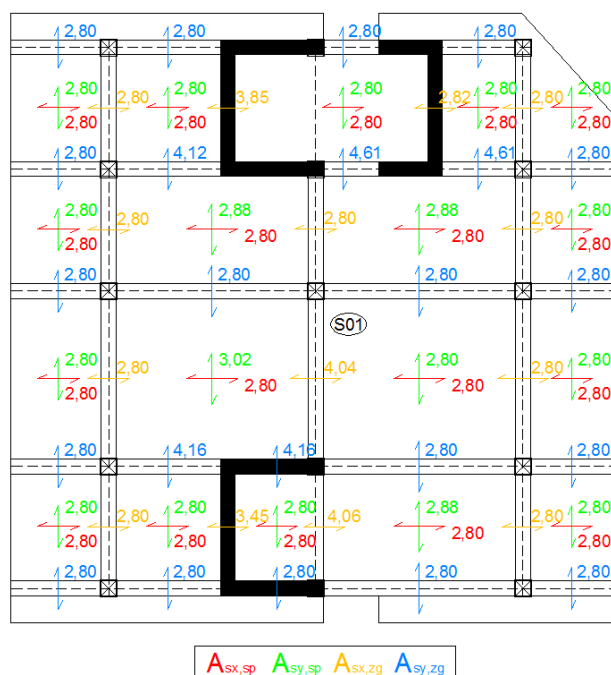
$$k_d = \frac{M_{Ed}}{\alpha f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1982}{\frac{3,5}{1,5} \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,029$$

$$\varepsilon_s/\varepsilon_c = 10/1 \text{ ‰}$$

$$k_d \rightarrow k_s = 1,033$$

$$A_{sy,zg} = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot f_{yd}} = 1,033 \cdot \frac{1982}{17 \cdot \frac{50}{1,15}} = 2,77 \text{ cm}^2/m \rightarrow A_{s,min}$$

Po enakem vzoru se za vse pozicije strešne plošče določi potrebno spodnjo in zgornjo armaturo. Potrebno količino armature obravnavane strešne plošče prikazuje spodnja shema (Sl. 34).



Sl. 34: Potrebna količina armature v strešni plošči (cm²/m)

5.1.2.6 Dimenzioniranje plošče – konstruiranje armature

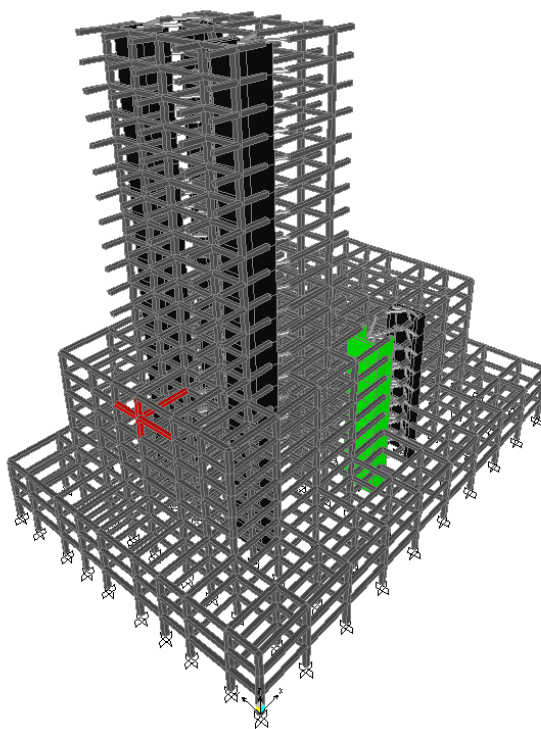
Detajliranje mrežne armature in izdelavo armaturnih načrtov za strešno ploščo se določi po vzoru obravnavane plošče trgovskega dela konstrukcije.

5.1.2.7 Kontrola povosov plošče

Obravnavana strešna plošča je manj obremenjena kot obravnavana plošča trgovskega dela konstrukcije. Ker se že v primeru plošče trgovskega dela ugotovi, da račun povosov plošče ni potreben, ni potreben račun povosov plošče tudi v primeru manj obremenjene strešne plošče.

5.2 Dimenzioniranje vertikalnih nosilnih elementov

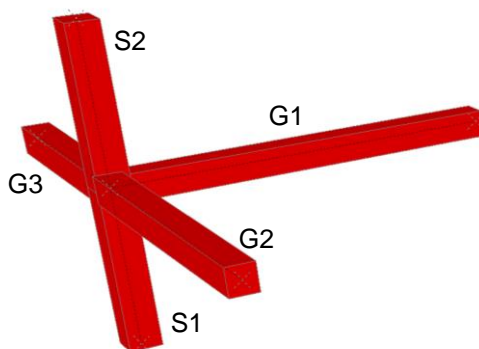
Analizo in dimenzioniranje vertikalnih nosilnih elementov se določi skladno s standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005 in SIST EN 1998-1:2006**) in nacionalnim dodatkom. Dimenzije prečnih prereзов okvirov in jeder se po višini konstrukcije ne spreminjajo. Dimenzionira se izbrani okvir, sestavljen iz treh prečk in dveh stebrov, in jedro večjih dimenzij, ki poteka po etažah trgovskega in poslovnega dela objekta (Sl. 35).



Sl. 35: Prikaz pozicij izbranih vertikalnih elementov

5.2.1 Okvir

Izbrani AB okvir je sestavljen iz treh prečk, dimenzij 8,5 m (G1), 7,2 m (G2) in 5,0 m (G3), ki se stikajo v spodnjem (S1) in zgornjem stebri (S2). Vsi prerezi obravnavanih prečk so višine in širine 60 cm. Obravnavana stebra sta dolžine 3,5 m in enakih prečnih dimenzij, višine in širine 70 cm (Sl. 36).



Sl. 36: Izbrani okvir

V okviru diplomske naloge se izvede podroben izračun in kontrolo določenih konstrukcijskih zahtev le za izbrani okvir, ki se nahaja v poslovnem delu konstrukcije.

Pri računu notranjih sil v okviru se upošteva pravokotne prereze prečk, pri računu nosilnosti pa se upošteva tudi sodelujočo širino plošče.

Količino potrebne armature se določi s pomočjo tabel za dimenzioniranje prerezov (R. Rogač, F. Saje, M. Lozej; Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj), in sicer na podlagi rezultatov dobljenih s pomočjo programa SAP2000.

Upogibno odpornost prečnih prerezov se preveri s pomočjo programa DIAS.

5.2.1.1 Geometrijske omejitve in material

Zahteva glede materiala je v skladu s standardom (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.1.1**). Izbrani materiali ustrezajo minimalnim zahtevam standarda. Razred betona C35/45 je večji od minimalnega predpisanega C16/20. Izbrano jeklo S500 razreda C ustreza zahtevam, kjer se dovoljuje le uporaba rebraste armature, uporaba jekla razredov B in C in uporaba le varjenih mrež, narejenih iz predpisanega jekla in rebrastih palic.

Geometrijske omejitve gred in stebrov so skladne s standardom (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.1.2**).

- **Geometrijske omejitve grede**

- Širina primarnih potresnih gred

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2 \cdot b_c\} \rightarrow 60 \text{ cm} \leq \min \{130 \text{ cm}; 140 \text{ cm}\}$$

$b_w = 60 \text{ cm}$... širina primarne potresne grede

$h_w = 60 \text{ cm}$... višina grede

$b_c = 70 \text{ cm}$... največja dimenzija prečnega prereza stebra (normalna na vzdolžno os grede)

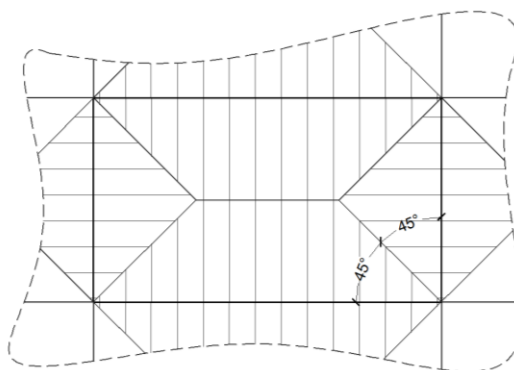
- Ekscentričnost osi grede glede na os stebra

$$e < \frac{b_c}{4} \rightarrow 0 \text{ cm} < 17,5 \text{ cm}$$

$b_c = 70 \text{ cm}$... največja dimenzija prečnega prereza stebra (normalna na vzdolžno os grede)

5.2.1.2 Obtežba na obravnavani okvir

Upoštevano obtežbo na okvire obravnavane konstrukcije se določi skladno s poglavjem 3 Vplivi na konstrukcijo. Upošteva se tako vertikalne kot horizontalne vplive na konstrukcijo. Obtežbo lastne in stalne teže plošče, pripadajočo koristno obtežbo in obtežbo snega se prenese na grede v obliki trapezne razporeditve obtežbe (Sl. 37).



Sl. 37: Prikaz trapezne razporeditve obtežbe na prečko (vsi robovi plošče enako podprti)

Kombinacijo vplivov za stalna projektna stanja (**SIST EN 1990:2004, člen 6.4.3.2**) in kombinacijo vplivov za potresno projektno stanje (**SIST EN 1990:2004, člen 6.4.3.4**) prikazuje naslednja preglednica (Pr. 26).

Pr. 26: Obtežne kombinacije, ki delujejo na obravnavani okvir

Obtežna kombinacija	Obtežni primer			
	Stalna	Koristna – povsod	Potres – smer X	Potres – smer Y
K_1	1,35	1,5		
K_2	1,0	ψ_2	1,0	0,3
K_3	1,0	ψ_2	0,3	1,0

Na podlagi določenih kombinacijskih obtežnih primerov se s pomočjo ovojnice določi kritične obremenitve.

5.2.1.3 Dimenzioniranje grede – upogibna armatura

Vzdolžna armatura prereza nosilca je omejena z najmanjšim in največjim prerezom armature. Mejni količini se določi v skladu s standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005, člen 9.2.1.1**).

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,32}{50} \cdot 60 \cdot 55 = 5,5 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 60 \cdot 55 = 4,3 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 5,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 60 \cdot 60 = 144 \text{ cm}^2$$

f_{ctm} ... natezna trdnost betona

f_{yk} ... karakteristična meja elastičnosti armature

b_t ... širina prereza

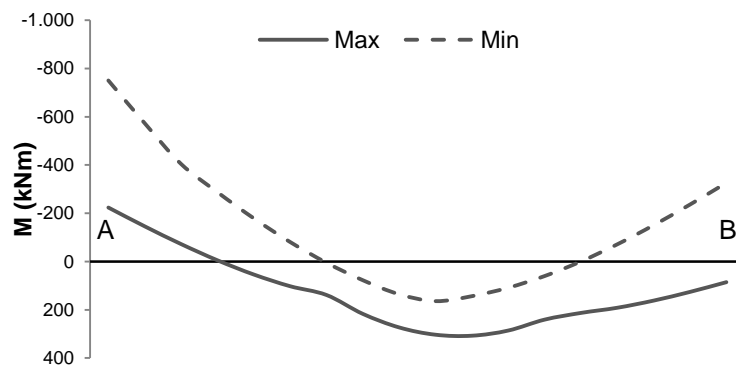
d ... statična višina prereza ($a = 5 \text{ cm}$)

A_c ... površina prečnega prereza nosilca

Za obravnavane nosilce se določi potrebno spodnjo in zgornjo armaturo. V skladu s standardom (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.3.1.1**) se upošteva v krajših nosilca sodelujočo širino pasnice. Za zagotovitev lokalne duktilnosti se v kritičnih območjih (območja, ki se lahko pri potresnem projektnem stanju plastificirajo) zadosti zahtevam skladno s standardom (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.3.1.2**).

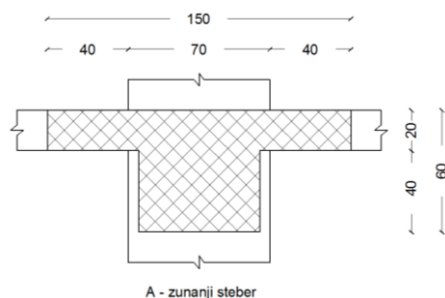
- **Količina potrebne vzdolžne armature – greda G1**

Ovojnico upogibnih momentov obravnavane grede prikazuje spodnja slika (Sl. 38).



Sl. 38: Ovojnica upogibnih momentov za gredo G1

- **Območje ob vozlišču A**



Sl. 39: Območje ob vozlišču A za gredo G1

Maksimalni upogibni moment: $M_{d,max} = -224 \text{ kNm} \rightarrow$

Minimalni upogibni moment: $M_{d,min} = -750 \text{ kNm} \rightarrow A_{zg,potr} = 35,8 \text{ cm}^2$

Armatura plošče (Q424): $A_{s,plošče} = 1,5 \cdot 4,24 = 6,4 \text{ cm}^2$

Prerez palic: $A_{s,palice} = A_{zg,potr} - A_{s,plošče} = 35,8 - 6,4 = 29,4 \text{ cm}^2$

Izbrana armatura zgoraj: $5\emptyset 28 + mreža 6,4 \text{ cm}^2$ ($A_{zg} = 37,2 \text{ cm}^2$)

Zagotovitev lokalne duktilnosti – kritično območje: $l_{cr} = 60 \text{ cm}$

→ Vrednost faktorja duktilnosti mora biti vsaj enaka:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,3 - 1 = 5,6; \quad T_1 \geq T_C$$

→ Zgornja zahteva je izpolnjena:

- I. V tlačeni coni se poleg morebitne armature, ki sledi iz preveritve mejnega stanja grede, položi še armaturo s prerezom vsaj polovice prereza dejanske natezne armature:

$$A'_s \geq \frac{A_s}{2} = \frac{37,2}{2} = 18,6 \text{ cm}^2$$

II. Delež armature v natezni coni mora zadostiti pogoju:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{37,2}{60 \cdot 54} = 1,15 \%$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = \frac{18,6}{60 \cdot 54} = 0,57 \%$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \\ &= 0,0057 + \frac{0,0018}{5,6 \cdot 0,00217} \cdot \frac{2,33}{43,48} = 1,36 \% \end{aligned}$$

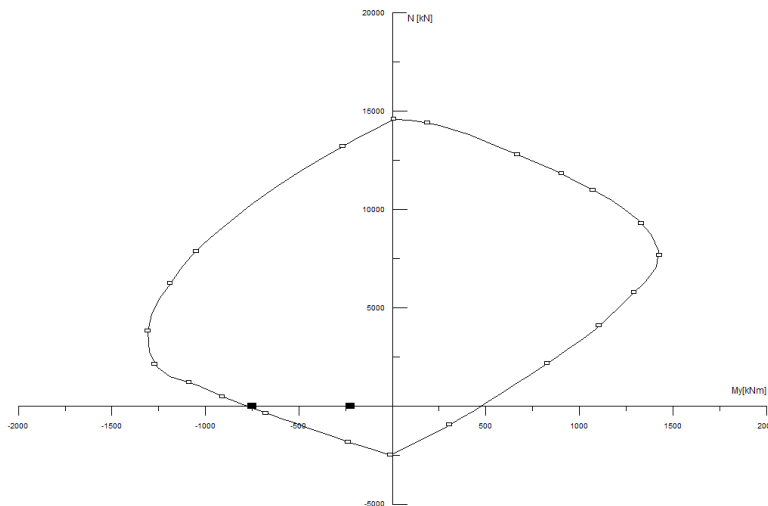
$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{0,32}{50} = 0,32 \%$$

$$\text{Kontrola: } \rho_{min} = 0,32 \% < \rho = 1,15 \% < \rho_{max} = 1,36\%$$

Izbrana končna armatura:

Izbrana armatura spodaj: 4Ø25 ($A_{sp} = 19,6 \text{ cm}^2$)

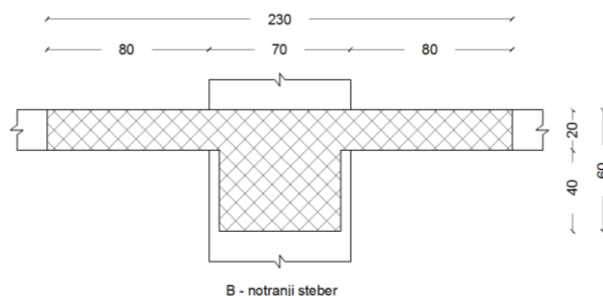
Izbrana armatura zgoraj: 5Ø28 + mreža 6,4 cm^2 ($A_{zg} = 37,2 \text{ cm}^2$)



Sl. 40: Kontrola nosilnosti prereza grede G1 – območje A

Upogibna nosilnost grede: $M_{Rb}^+ = 475 \text{ kNm}$
 $M_{Rb}^- = 774 \text{ kNm}$

- Območje ob vozlišču B



Sl. 41: Območje ob vozlišču B za gredo G1

Maksimalni upogibni moment: $M_{d,max} = 86 \text{ kNm} \rightarrow A_{sp,potr} = 3,8 \text{ cm}^2$
Izbrana armatura spodaj: $4\emptyset 12$ ($A_{sp} = 4,5 \text{ cm}^2$)

Minimalni upogibni moment: $M_{d,min} = -447 \text{ kNm} \rightarrow A_{zg,potr} = 20,5 \text{ cm}^2$
Armatura plošče (Q335): $A_{s,plošče} = 2,3 \cdot 3,35 = 7,7 \text{ cm}^2$
Prerez palic: $A_{s,palice} = A_{zg,potr} - A_{s,plošče} = 20,5 - 7,7 = 12,8 \text{ cm}^2$
Izbrana armatura zgoraj: $5\emptyset 19 + \text{mreža } 7,7 \text{ cm}^2$ ($A_{zg} = 21,9 \text{ cm}^2$)

Zagotovitev lokalne duktilnosti – kritično območje: $l_{cr} = 60 \text{ cm}$

→ Vrednost faktorja duktilnosti mora biti vsaj enaka:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,3 - 1 = 5,6; \quad T_1 \geq T_C$$

→ Zgornja zahteva je izpolnjena:

- I. V tlačeni coni se poleg morebitne armature, ki sledi iz preveritve mejnega stanja grede, položi še armaturo s prerezom vsaj polovice prereza dejanske natezne armature:

$$A'_s \geq \frac{A_s}{2} = \frac{21,9}{2} = 11,0 \text{ cm}^2 \geq A_{sp,potr} = 3,8 \text{ cm}^2$$

- II. Delež armature v natezni coni mora zadostiti pogoju:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{21,9}{60 \cdot 54} = 0,68 \%$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = \frac{11,0}{60 \cdot 54} = 0,34 \%$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \\ &= 0,0034 + \frac{0,0018}{5,6 \cdot 0,00217} \cdot \frac{2,33}{43,48} = 1,13 \%\end{aligned}$$

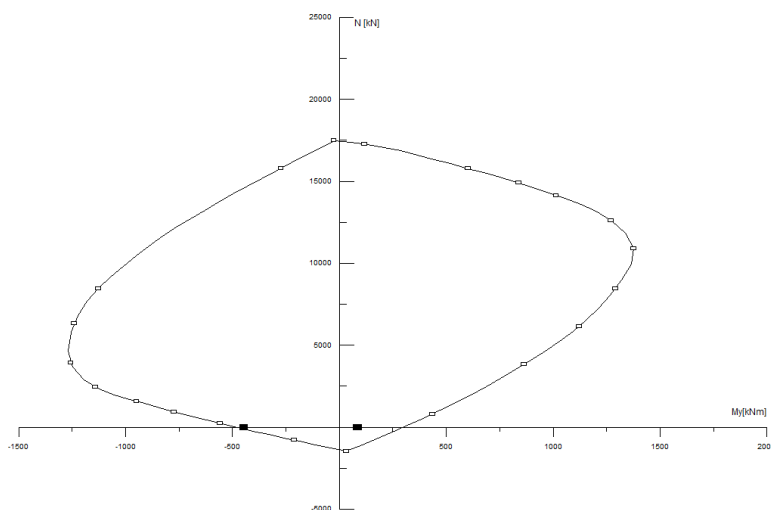
$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{0,32}{50} = 0,32 \%$$

$$\text{Kontrola: } \rho_{min} = 0,32 \% < \rho = 0,68 \% < \rho_{max} = 1,13 \%$$

Izbrana končna armatura:

Izbrana armatura spodaj: 4Ø19 ($A_{sp} = 11,3 \text{ cm}^2$)

Izbrana armatura zgoraj: 5Ø19 + mreža 7,7 cm^2 ($A_{zg} = 21,9 \text{ cm}^2$)



Sl. 42: Kontrola nosilnosti prereza grede G1 – območje B

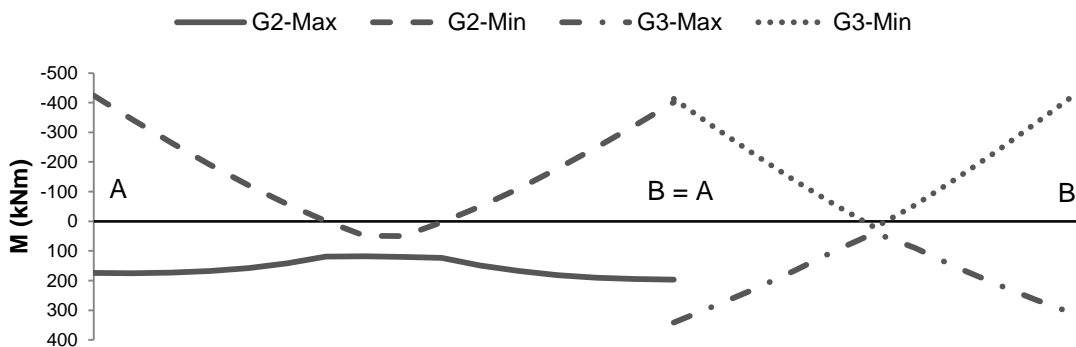
$$\begin{aligned}\text{Upogibna nosilnost grede: } M_{Rb}^+ &= 310 \text{ kNm} \\ M_{Rb}^- &= 478 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Pri konstruiranju armaturnih načrtov se uskladi armaturo v gredi (lažja izvedba).

- **Količina potrebne vzdolžne armature – gredi G2 in G3**

Po enakem vzoru se določi potrebno spodnjo in zgornjo vzdolžno armaturo še za gredi G2 in G3. Pri izbiri armaturnih palic se upošteva določene konstrukcijske zahteve.

Ovojnico upogibnih momentov obravnavanih gredi prikazuje spodnja slika (Sl. 43).



Sl. 43: Ovojnica upogibnih momentov za gredi G2 in G3

Določitev vzdolžne armature za omenjeni gredi prikazuje zbrana preglednica (Pr. 27).

Pr. 27: Določitev vzdolžne armature za gredi G2 in G3

	Vozlišče	$M_{d,max}$ (kNm)	$A_{s,potr}$ (cm^2)	A_s (palice + mreža) (cm^2)	M_{Rb} (kNm)
G2	A	362 -424	16,1 19,4	6 ϕ 19 6 ϕ 19 + 5,0 (Q335)	392 532
	B	341 -414	15,1 19,0	6 ϕ 19 5 ϕ 19 + 6,4 (Q424)	396 431
G3	A	341 -414	15,1 19,0	6 ϕ 19 5 ϕ 19 + 6,4 (Q424)	396 431
	B	315 -447	14,0 20,5	6 ϕ 19 6 ϕ 19 + 5,0 (Q335)	392 532

5.2.1.4 Dimenzioniranje stebra – upogibna armatura

Ker je obravnavana konstrukcija stenam ekvivalentna mešana konstrukcija in ne okvirom ekvivalentna mešana konstrukcija, primarni potresni stebri ne rabijo izpolnjevati zahtev načrtovanja nosilnosti (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.2.3.3**).

Dvoosni upogib se upošteva na način kombinacije potresne obtežbe v dveh vodoravnih smereh. Upoštevat se tako »plus« in »minus« smer potresnega vpliva. V takšnem primeru se upošteva istočasno delovanje 100 % enega momenta in 30 % drugega momenta. Upošteva se merodajno kombinacijo.

$$\begin{aligned} E_x + 0,3 \cdot E_y &\rightarrow M_{x,x}, M_{y,x} \\ 0,3 \cdot E_x + E_y &\rightarrow M_{x,y}, M_{y,y} \end{aligned}$$

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

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

$M_{i,i}$... upogibni moment okrog ene osi, iz potresne obtežbe v eni smeri

$M_{j,i}$... upogibni moment okrog druge osi, iz potresne obtežbe v eni smeri

Upogibno nosilnost stebrov se določi v skladu s standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005**).

Vrednost normirane osne sile v primarnih potresnih stebrih ne sme presegati vrednosti 0,65 (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.3.2.1**). V primeru, da se pogoju ne zadosti, je potrebno povečati dimenzije prečnega prereza stebra.

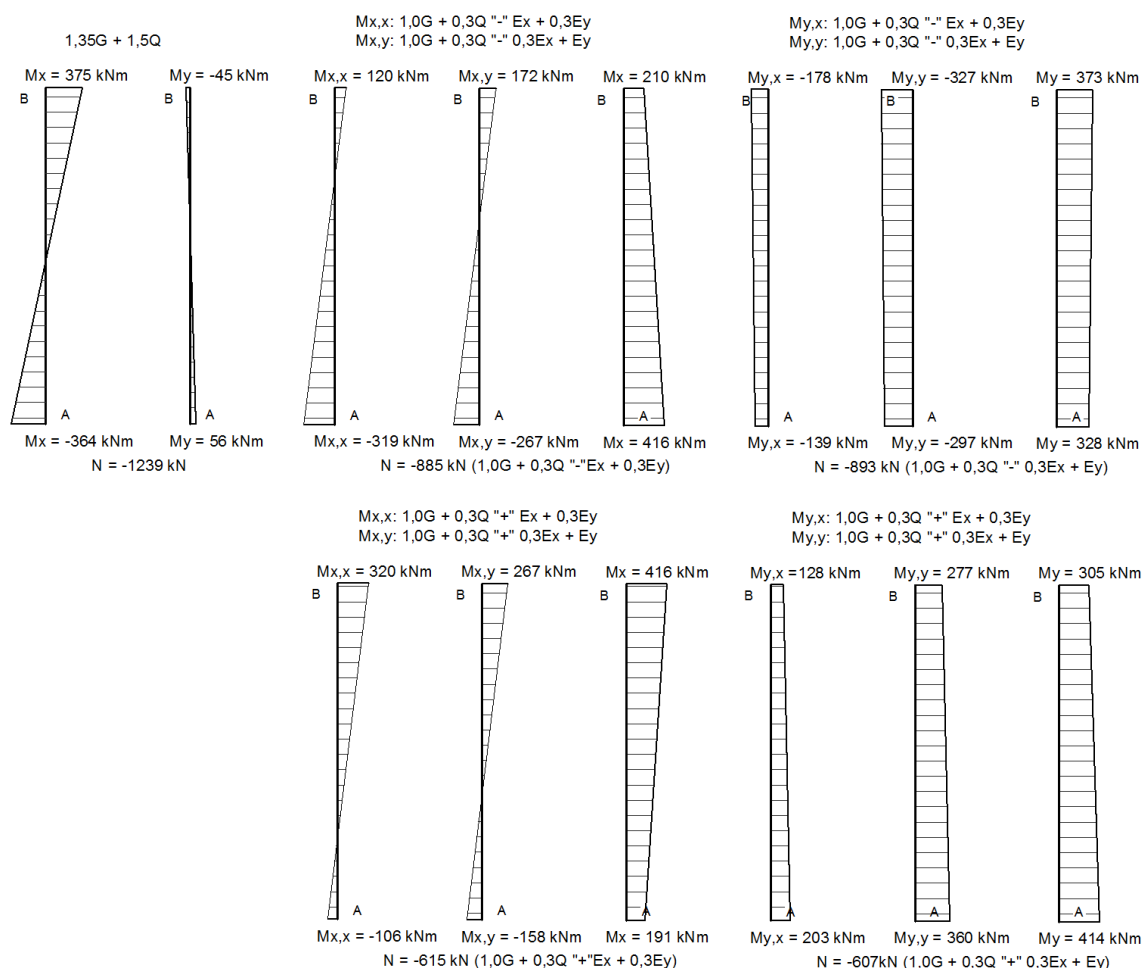
Za izhodiščno armaturo se vzame kar minimalno armaturo glede na zahteve standarda (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.3.2.2**). Celotni delež vzdolžne armature mora ustrezati naslednjim omejitvam:

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

Pri konstruiranju stebrov se v skladu z omenjenim standardom v simetričnih prerezih uporabi simetrično armaturo in se vzdolž vsake stranice stebra med vogalne armaturne palice postavi vsaj še eno vmesno palico, da se zagotovi integriteta vozlišč stebrov z gredami. Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo prečne vezi ali stremena, ne sme biti večja od 20 cm.

• **Količina potrebne vzdolžne armature – steber S1**

Upogibne momente in pripadajoče osne sile za obravnavane obtežne kombinacije prikazuje spodnja slika (Sl. 44).



Sl. 44: Upogibna momenta in pripadajoče osne sile za steber S1

Vrednost normirane osne sile:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{893}{70 \cdot 70 \cdot 2,33} = 0,08 < 0,65$$

Izhodiščna armatura: $A_{s,min} = 0,01 \cdot 70^2 = 49 \text{ cm}^2$

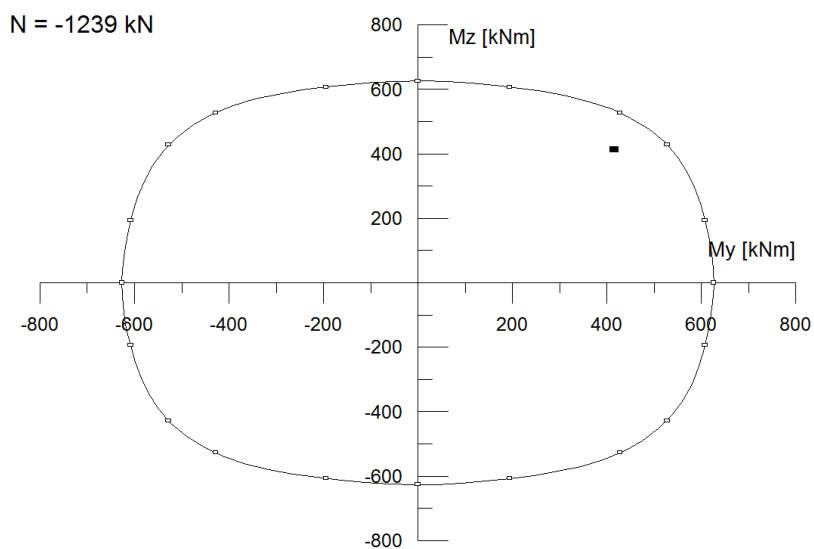
Izbrana armatura: $20\emptyset 19 (A_s = 56,8 \text{ cm}^2) \rightarrow \rho = 1,16 \%$

Minimalna armatura ne zadostuje za prevzem obremenitev.

Izbrana končna armatura:Izbrana armatura: $20\emptyset 22$ ($A_s = 76,0 \text{ cm}^2$) $\rightarrow \rho = 1,55 \%$

Pr. 28: Določitev vzdolžne armature za steber S1

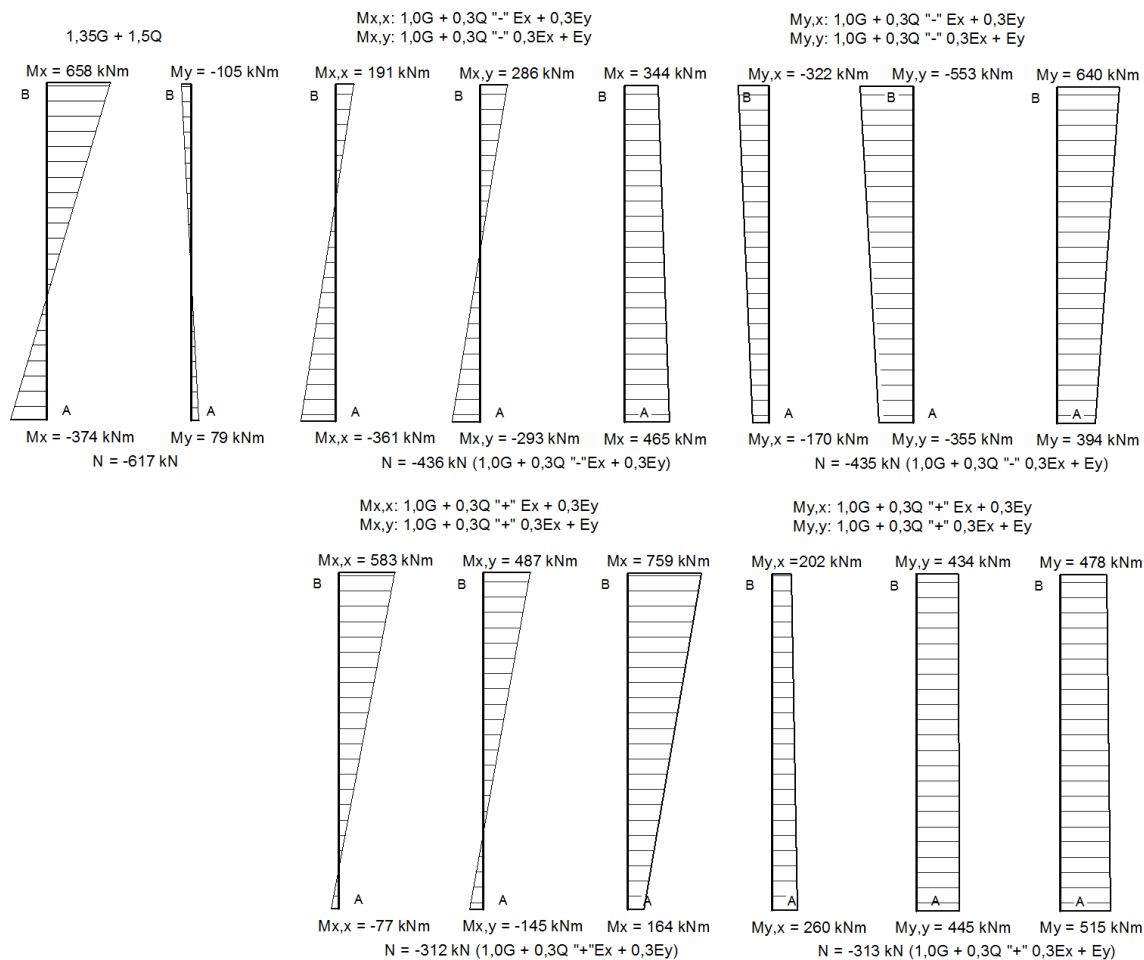
	Obtežna kombinacija	$M_{i,max}$ (kNm)	$M_{Ed,max}$ (kNm)	N_{Ed} (kN)	M_{Rd} (kNm)
S1	1,35G + 1,5Q	$M_x = 375$ $M_y = 56$	$M_x = 416$ $M_y = 414$	-1239	487
	1,0G + 0,3Q » - « E	$M_x = 416$ $M_y = 373$		-893	545
	1,0G + 0,3Q » + « E	$M_x = 416$ $M_y = 414$		-615	591



Sl. 45: Kontrola nosilnosti prereza stebra S1

• **Količina potrebne vzdolžne armature – steber S2**

Upogibne momente in pripadajoče osne sile za obravnavane obtežne kombinacije prikazuje spodnja slika (Sl. 46).



Sl. 46: Upogibna momenta in pripadajoče osne sile za steber S2

Vrednost normirane osne sile:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{436}{70 \cdot 70 \cdot 2,33} = 0,04 < 0,65$$

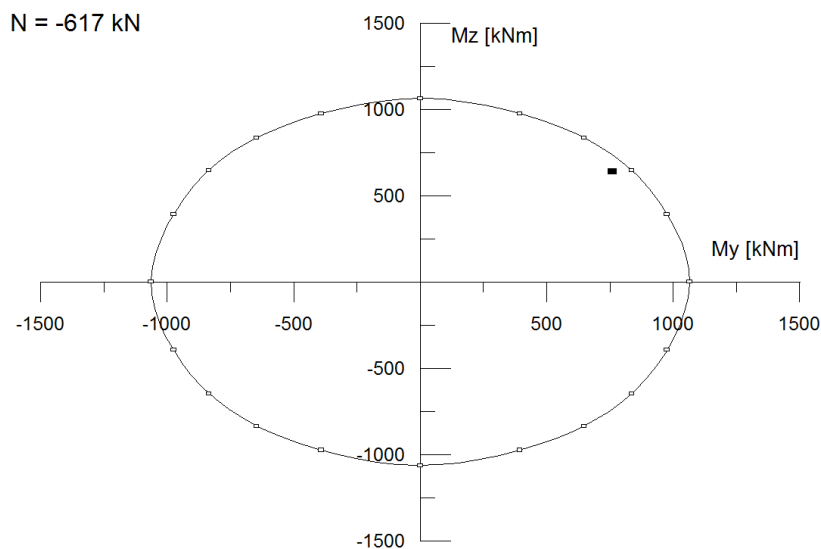
Izhodiščna armatura: $20\emptyset 22$ ($A_s = 76,0 \text{ cm}^2$) $\rightarrow \rho = 1,55 \%$

Izhodiščna armatura ne zadostuje za prevzem obremenitev.

Izbrana končna armatura:Izbrana armatura: $20\emptyset 25$ ($A_s = 98,2 \text{ cm}^2$) $\rightarrow \rho = 2,0 \%$

Pr. 29: Določitev vzdolžne armature za stebel S2

	Obtežna kombinacija	$M_{i,max}$ (kNm)	$M_{Ed,max}$ (kNm)	N_{Ed} (kN)	M_{Rd} (kNm)
S2	1,35G + 1,5Q	$M_x = 658$ $M_y = -105$	$M_x = 759$ $M_y = 640$	-617	805
	1,0G + 0,3Q » - « E	$M_x = 465$ $M_y = 640$		-436	835
	1,0G + 0,3Q » + « E	$M_x = 759$ $M_y = 515$		-313	850



Sl. 47: Kontrola nosilnosti prereza stebra S2

Pri konstruiranju armaturnih načrtov se uskladi armaturo v stebrih (lažja izvedba).

- **Vrednost normirane osne sile**

Kot je bilo uvodoma povedano, vrednost normirane osne sile v primarnih potresnih stebrih ne sme presegati vrednosti 0,65. V primeru, da se pogoju ne zadosti, je potrebno povečati dimenzije prečnega prereza stebra. V primeru obravnave stebrov spodnjih etaž obravnavane konstrukcije se temu pogoju ne zadosti. Ne zadosti se tudi nosilnosti z maksimalnim odstotkom armiranja. Za zadostitev pogoju in nosilnosti z maksimalnim odstotkom armiranja bi bilo potrebno povečati stebre vsaj na dimenzije prereza $110 \times 110 \text{ cm}$. Kritični so spodnji stebri, ki potekajo skozi celotno višino konstrukcije.

5.2.1.5 Dimenzioniranje nosilca – strižna armatura

V primarnih potresnih gredah je treba prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.2.2**). Plastični členki se morajo pri potresni obtežbi formirati na krajiščih gred ali v navpičnih elementih, ki se stikajo v istih vozliščih kot grede.

Po metodi načrtovanja nosilnosti se določi prečne sile v gredi upoštevajoč »plus« in »minus« smeri potresnega vpliva.

$$\text{smer +: } V_{Ed} = + \frac{|M_{A,d}| + |M_{B,d}|}{l_{cl}} + V_{G+0,3Q} = +V_{CD} + V_{G+0,3Q}$$

$$\text{smer -: } V_{Ed} = - \frac{|M_{A,d}| + |M_{B,d}|}{l_{cl}} + V_{G+0,3Q} = -V_{CD} + V_{G+0,3Q}$$

l_{cl} ... svetla dolžina grede

$V_{G+0,3Q}$... prečna sila v gredi, ki izhaja iz vertikalne obtežbe $1,0G + 0,3Q$

$M_{i,d}$... projektni moment na krajišču i

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

$\gamma_{Rd}^{DCM} = 1$... faktor, ki upošteva morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla

$M_{Rb,i}$... projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v krajišču i

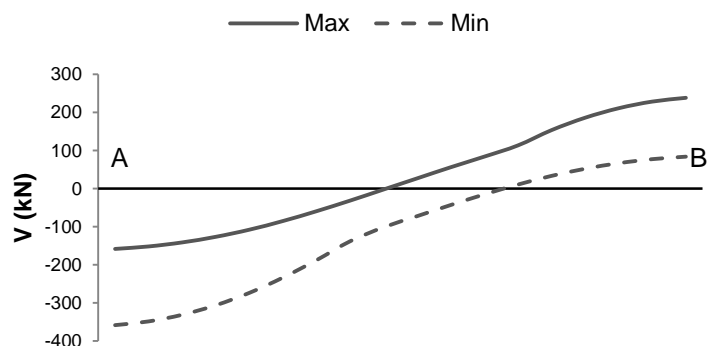
$\sum M_{Rc}$... vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču

$\sum M_{Rb}$... vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti gred, ki se stikajo v vozlišču

Potrebno količino strižne armature se nato na podlagi merodajne prečne sile določi v skladu s standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005**).

- **Količina potrebne strižne armature – greda G1**

Ovojnico prečnih sil obravnavane grede prikazuje spodnja slika (Sl. 48).



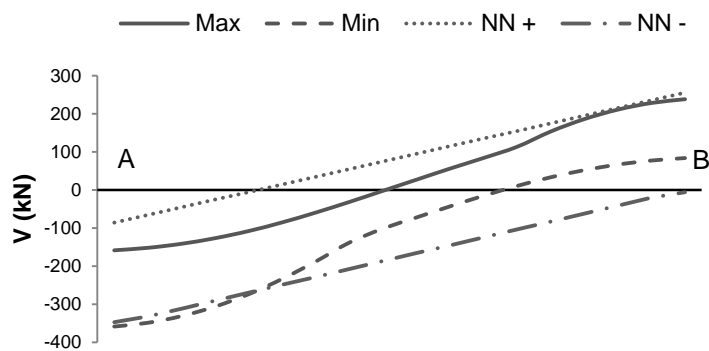
Sl. 48: Ovojnica prečnih sil za gredo G1

Določitev prečnih sil v obravnavani gredi po metodi načrtovanja nosilnosti za določeno smer potresa prikazuje naslednja preglednica (Pr. 30).

Pr. 30: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja za G1

	Vozlišče	$M_{i,d}$ (kNm)	V_{CD} (kN)	$V_{G+0,3Q}$ (kN)	V_{Ed} (kN)
Smer +	A	475	122	-208	-86
	B	478		133	255
Smer -	A	774	-139	-208	-347
	B	310		133	-6

Na podlagi ovojnice prečnih sil in prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti se določi merodajne prečne sile (Sl. 49).



Sl. 49: Merodajne prečne sile za gredo G1

Za obravnavani nosilec se določi potrebno strižno armaturo v skladu s standardom. Upošteva se prečno merodajno silo, ki je v absolutnem smislu največja izmed vseh vrednosti.

- Območje ob vozlišču A

Maksimalna strižna obremenitev: $V_{A,d} = 359 \text{ kN} \rightarrow$

Strižna nosilnost:

\rightarrow Strižna nosilnost betonskega dela prereza

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

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/540} = 1,61 < 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{37,2}{60 \cdot 54} = 0,011 < 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 < 0,2 \cdot f_{cd} = 4,67$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,61^{\frac{2}{3}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0,28$$

$$\rightarrow V_{Rd,c} = \left(0,12 \cdot 1,61 \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 35)^{\frac{1}{3}}\right) \cdot 600 \cdot 540 = 211 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Rd,c,min} = 0,28 \cdot 600 \cdot 540 = 91 \text{ kN}$$

→ Vso projektno strižno silo prevzame strižna armatura

$$\rightarrow V_{A,d} = 359 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 211 \text{ kN}$$

Strižna armatura:

Predpostavi se, da znaša naklon tlačne diagonale proti osi stebra 45° .
Izbrana strižna armatura: 2 – strižno streme $\phi 10$ na razdalji s

→ Strižna odpornost prečnega prereza (določi se razdaljo s)

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \\ V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \end{cases}$$

$$A_{sw} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 54 = 48,6 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

$$\rightarrow V_{Rd,max} = \frac{1,0 \cdot 60 \cdot 48,6 \cdot 0,516 \cdot 2,33}{(\cot 45 + \tan 45)} = 1753 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Rd,s} = \frac{1,57}{s} \cdot 48,6 \cdot 43,48 \cdot \cot 45 = \frac{3318}{s} \text{ kNcm} \geq V_{A,d} = 359 \text{ kN}$$

$$\rightarrow s \leq \frac{3318}{359} = 9,2 \text{ cm}$$

Kritično območje: $l_{cr} = 60 \text{ cm}$

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

I. Prvo streme ne sme biti dlje kot 50 mm od roba stebra.

II. Premer stremen mora ustrezati spodnjemu pogojem:

$$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$$

III. Razmik stremen ne sme biti večji od navedenega:

$$s \leq \min \begin{cases} \frac{h_w}{4} \\ 24 \cdot d_{bw} \\ 225 \text{ mm} \\ 8 \cdot d_{bl} \end{cases}$$

$$\frac{h_w}{4} = \frac{600}{4} = 150 \text{ mm}$$

$$24 \cdot d_{bw} = 24 \cdot 10 = 240 \text{ mm}$$

$$8 \cdot d_{bl} = 8 \cdot 25 = 200 \text{ mm}$$

$$\rightarrow s \leq 15 \text{ cm}$$

Izbrana končna armatura:

Izbrana strižna armatura: 2 – strižno streme $\emptyset 10/8 \text{ cm}$

- Območje ob vozlišču B

Maksimalna strižna obremenitev: $V_{B,d} = 255 \text{ kN} \rightarrow$

Strižna nosilnost:

\rightarrow Strižna nosilnost betonskega dela prereza

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

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/540} = 1,61 < 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{21,9}{60 \cdot 54} = 0,007 < 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 < 0,2 \cdot f_{cd} = 4,67$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,61^{\frac{2}{3}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0,28$$

$$\rightarrow V_{Rd,c} = \left(0,12 \cdot 1,61 \cdot (100 \cdot 0,007 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} \right) \cdot 600 \cdot 540 = 182 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Rd,c,min} = 0,28 \cdot 600 \cdot 540 = 91 \text{ kN}$$

\rightarrow Vso projektno strižno silo prevzame strižna armatura

$$\rightarrow V_{B,d} = 255 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 182 \text{ kN}$$

Strižna armatura:

Predpostavi se, da znaša naklon tlačne diagonale proti osi stebra 45° .
Izbrana strižna armatura: 2 – strižno streme $\phi 10$ na razdalji s

→ Strižna odpornost prečnega prereza (določi se razdaljo s)

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \\ V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \end{cases}$$

$$A_{sw} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 54 = 48,6 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

$$\rightarrow V_{Rd,max} = \frac{1,0 \cdot 60 \cdot 48,6 \cdot 0,516 \cdot 2,33}{(\cot 45 + \tan 45)} = 1753 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Rd,s} = \frac{1,57}{s} \cdot 48,6 \cdot 43,48 \cdot \cot 45 = \frac{3318}{s} \text{ kNcm} \geq V_{B,d} = 255 \text{ kN}$$

$$\rightarrow s \leq \frac{3318}{255} = 13,0 \text{ cm}$$

Kritično območje: $l_{cr} = 60 \text{ cm}$

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

I. Prvo streme ne sme biti dlje kot 50 mm od roba stebra.

II. Premer stremen mora ustrezati spodnjemu pogoj:

$$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$$

III. Razmik stremen ne sme biti večji od navedenega:

$$s \leq \min \begin{cases} \frac{h_w}{4} \\ 24 \cdot d_{bw} \\ 225 \text{ mm} \\ 8 \cdot d_{bl} \end{cases}$$

$$\frac{h_w}{4} = \frac{600}{4} = 150 \text{ mm}$$

$$24 \cdot d_{bw} = 24 \cdot 10 = 240 \text{ mm}$$

$$8 \cdot d_{bl} = 8 \cdot 19 = 152 \text{ mm}$$

$$\rightarrow s \leq 15 \text{ cm}$$

Izbrana končna armatura:

Izbrana strižna armatura: 2 – strižno streme $\phi 10/10 \text{ cm}$

- Količina potrebne strižne armature – gredi G2 in G3**

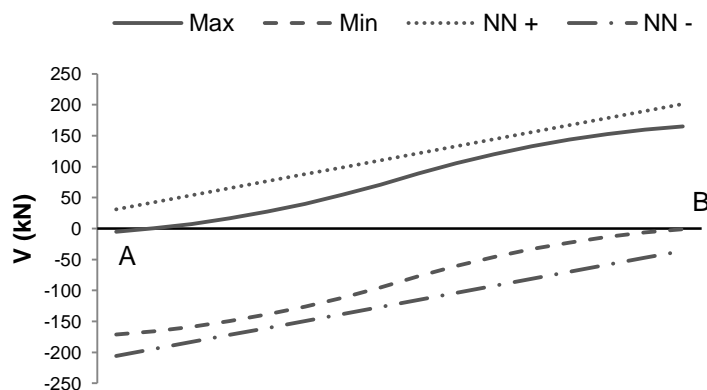
Po enakem vzoru se določi potrebno strižno armaturo še za gredi G2 in G3. Pri izbiri stremen se upošteva določene konstrukcijske zahteve.

Določitev prečnih sil v gredi G2 po metodi načrtovanja nosilnosti za določeno smer potresa prikazuje spodnja preglednica (Pr. 31).

Pr. 31: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja za G2

	Vozlišče	$M_{i,d}$ (kNm)	V_{CD} (kN)	$V_{G+0,3Q}$ (kN)	V_{Ed} (kN)
Smer +	A	362	119	-88	31
	B	414		82	201
Smer -	A	424	-118	-88	-206
	B	341		82	-36

Na podlagi ovojnice prečnih sil in prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti se določi merodajne prečne sile (Sl. 50).



Sl. 50: Merodajne prečne sile za gredo G2

Določitev strižne armature za gredo prikazuje spodnja preglednica (Pr. 32).

Pr. 32: Določitev strižne armature za gredo G2

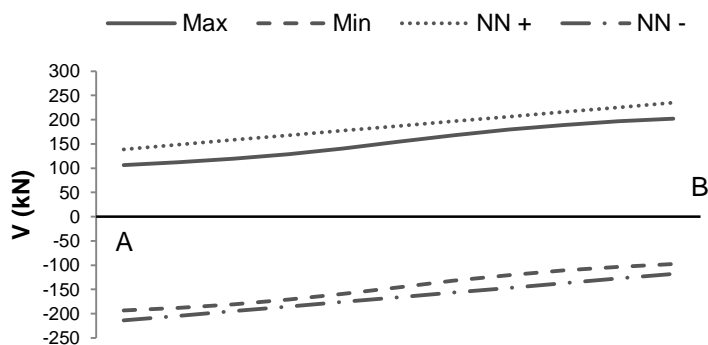
	Vozlišče	$V_{i,d}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	A_{sw} (računsko)	A_{sw} (izbrana)
G2	A	206	182	2 – strižno $\phi 10$ $s_{pot,rač} = 16,1$ cm $s_{ko} = 15,0$ cm	$\phi 10/15$ 2 – strižno
	B	201	173	2 – strižno $\phi 10$ $s_{pot,rač} = 16,5$ cm $s_{ko} = 15,0$ cm	$\phi 10/15$ 2 – strižno

Določitev prečnih sil v gredi G3 po metodi načrtovanja nosilnosti za določeno smer potresa prikazuje naslednja preglednica (Pr. 33).

Pr. 33: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja za G3

	Vozlišče	$M_{i,d}$ (kNm)	V_{CD} (kN)	$V_{G+0,3Q}$ (kN)	V_{Ed} (kN)
Smer +	A	341	183	-44	139
	B	447		52	235
Smer -	A	414	-170	-44	-214
	B	315		52	-118

Na podlagi ovojnice prečnih sil in prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti se določi merodajne prečne sile (Sl. 51).



Sl. 51: Merodajne prečne sile za gredo G3

Določitev strižne armature za gredo prikazuje sledeča preglednica (Pr. 34).

Pr. 34: Določitev strižne armature za gredo G3

	Vozlišče	$V_{i,d}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	A_{sw} (računsko)	A_{sw} (izbrana)
G3	A	214	173	2 – strižno $\phi 10$ $s_{pot,rač} = 15,5\text{cm}$ $s_{ko} = 15,0\text{cm}$	$\phi 10/15$ 2 – strižno
	B	235	182	2 – strižno $\phi 10$ $s_{pot,rač} = 14,1\text{cm}$ $s_{ko} = 15,0\text{cm}$	$\phi 10/10$ 2 – strižno

5.2.1.6 Dimenzioniranje stebra – strižna armatura

V primarnih potresnih stebrih je treba prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.2.3**). Plastični členki se morajo pri potresni obtežbi formirati na krajiščih grede ali v krajiščih stebra. Po metodi načrtovanja nosilnosti se določi prečne sile v stebri po upoštevanju »plus« in »minus« smeri potresnega vpliva.

$$\text{smer } +/-: V_{CD} = + \frac{|M_{A,d}| + |M_{B,d}|}{l_{cl}}$$

l_{cl} ... svetla dolžina stebra

$M_{i,d}$... projektni moment na krajišču i

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

$\gamma_{Rd} = 1,1$... faktor, ki upošteva večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona

$M_{RC,i}$... projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču i

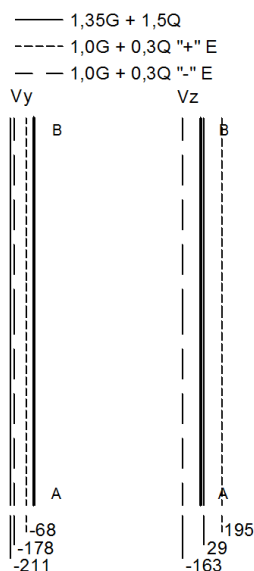
$\sum M_{RC}$... vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču

$\sum M_{RC}$... vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti gred, ki se stikajo v vozlišču

Potrebno količino strižne armature se nato na podlagi merodajne prečne sile določi v skladu s standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005**).

- **Količina potrebne strižne armature – steber S1**

Ovojnico prečnih sil obravnavanega stebra prikazuje spodnja slika (Sl. 52).



Sl. 52: Ovojnica prečnih sil za steber S1

Določitev prečnih sil v obravnavanem stebru po metodi načrtovanja nosilnosti za določeno smer potresa prikazuje naslednja preglednica (Pr. 35).

Pr. 35: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja za S1

		Vozlišče	$M_{Rc,i}$ (kNm)	ΣM_{Rc} (kNm)	ΣM_{Rb} (kNm)	$\min(1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}})$	$M_{i,d}$ (kNm)	V_{CD} (kN)	$V_{CD,max}$ (kN)
My	Smer +	A	591	1286	860	0,67	436	285	285
		B	591	1441	862	0,60	390		
	Smer -	A	545	1156	672	0,58	348	235	
		B	545	1380	792	0,57	342		
Mz	Smer +	A	591	1286	755	0,59	384	253	253
		B	591	1441	774	0,54	351		
	Smer -	A	545	1156	453	0,39	234	151	
		B	545	1380	475	0,34	204		

Na podlagi ovojnice prečnih sil in prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti se določi merodajno prečno silo. Preveri se tudi, ali je morda elastična prečna sila v stebru, ki izhaja iz kombinacije z nereduciranimi potresnimi silami, manjša od maksimalne vrednosti prečne sile. V primeru, da je elastična prečna sila res manjša, se jo vzame za merodajno.

$$V_{1G+0,3Q\pm qE} = \max(|V_{1G+0,3Q} + q \cdot V_E|, |V_{1G+0,3Q} - q \cdot V_E|)$$

$$V_{1G+0,3Q} = 16 \text{ kN}$$

$$q = 2,64$$

$$V_E = 179 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{1G+0,3Q\pm qE} = \max(489, 457)$$

Elastična prečna sila je večja od prečne sile, dobljene po metodi načrtovanja nosilnosti, zato se vzame za končno merodajno vrednost maksimalno prečno silo, dobljeno po metodi načrtovanja nosilnosti.

Za obravnavani steber se določi potrebno strižno armaturo v skladu s standardom.

- Območje ob vozlišču A in B

Maksimalna strižna obremenitev: $V_d = 285 \text{ kN}$

Strižna nosilnost:

→ Strižna nosilnost betonskega dela prereza

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

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/650} = 1,55 < 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{38,0}{70 \cdot 65} = 0,008 < 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{615}{70 \cdot 70} = 1,26 < 0,2 \cdot f_{cd} = 4,67$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,55^{\frac{2}{3}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0,28$$

$$\rightarrow V_{Rd,c} = \left(0,12 \cdot 1,55 \cdot (100 \cdot 0,008 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,26 \right) \cdot 700 \cdot 650 =$$

$$= 343 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Rd,c,min} = (0,28 + 0,15 \cdot 1,26) \cdot 700 \cdot 650 = 213 \text{ kN}$$

→ Za prevzem strižnih obremenitev zadostuje sama nosilnost betona brez strižne armature.

$$\rightarrow V_d = 285 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 343 \text{ kN}$$

Strižna armatura:

Zadostuje že minimalna strižna armatura, ki je določena z najmanjšim premerom prečne armature, in sicer 6 mm.

→ Razdalja med palicami prečne armature vzdolž stebra ne sme prekoračiti maksimalne vrednosti:

$$s_{cl,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \text{premer vzdolžnih palic} \\ \text{manjša dimenzija stebra} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$12 \cdot \text{premer vzdolžnih palic: } 12 \cdot 22 = 264 \text{ mm}$$

$$\text{manjša dimenzija stebra: } 700 \text{ mm}$$

$$\rightarrow s_{cl,max} = 26,4 \text{ cm}$$

Izbrana strižna armatura: 2 – strižno streme $\phi 6/25 \text{ cm}$

Kritično območje: $l_{cr} = \max(70; 48,3; 45) = 70 \text{ cm}$

→ V kritičnih območjih morajo biti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm na takšni medsebojni razdalji, da je zagotovljena najmanjša duktilnost in se prepreči lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Stremena morajo biti oblikovana tako, da ustvarjajo ugodno triosno napetostno stanje v objetem jedru.

→ Zgornjemu pogoju se zadosti, če so izpolnjeni naslednji pogoji:

I. Razmik stremen s ne presega:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_0}{2} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \cdot d_{bL} \end{array} \right.$$

$$\frac{b_0}{2} = \frac{634}{2} = 317 \text{ mm}$$
$$8 \cdot d_{bL} = 8 \cdot 22 = 176 \text{ mm}$$

$$\rightarrow s = 17,5 \text{ cm}$$

- II. Razdalja med dvema vzdolžnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm

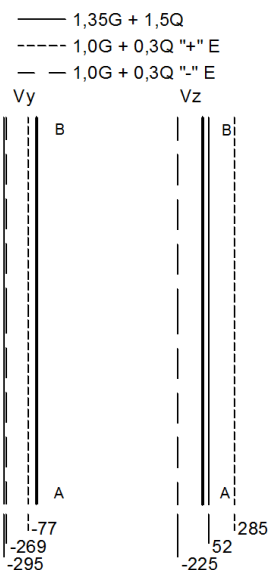
$$12 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

Izbrana končna armatura:

Izbrana strižna armatura: 2 – strižno streme $\emptyset 6/15 \text{ cm}$

• **Količina potrebne strižne armature – steber S2**

Ovojnico prečnih sil obravnavanega stebra prikazuje spodnja slika (Sl. 53).



Sl. 53: Ovojnica prečnih sil za steber S2

Določitev prečnih sil v obravnavanem stebru po metodi načrtovanja nosilnosti za določeno smer potresa prikazuje naslednja preglednica (Pr. 36).

Pr. 36: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja za S2

		Vozlišče	$M_{Rc,i}$ (kNm)	ΣM_{Rc} (kNm)	ΣM_{Rb} (kNm)	$\min(1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}})$	$M_{i,d}$ (kNm)	V_{CD} (kN)	$V_{CD,max}$ (kN)
My	Smer +	A	850	1441	862	0,60	561	474	474
		B	850	850	740	0,87	813		
	Smer -	A	835	1380	792	0,57	524	377	
		B	835	835	514	0,62	569		
Mz	Smer +	A	850	1441	774	0,54	505	461	461
		B	850	850	755	0,89	832		
	Smer -	A	835	1380	475	0,34	312	279	
		B	835	835	453	0,54	496		

Na podlagi ovojnice prečnih sil in prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti se določi merodajno prečno silo. Preveri se tudi, ali je morda elastična prečna sila v stebru, ki izhaja iz kombinacije z nereduciranimi potresnimi silami, manjša od maksimalne vrednosti prečne sile.

$$V_{1G+0,3Q\pm qE} = \max(|V_{1G+0,3Q} + q \cdot V_E|, |V_{1G+0,3Q} - q \cdot V_E|)$$

$$V_{1G+0,3Q} = 173 \text{ kN}$$

$$q = 2,64$$

$$V_E = 96 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{1G+0,3Q\pm qE} = \max(426, 80) \rightarrow V_{1G+0,3Q\pm qE} = 426 \text{ kN} < V_{CD,max}^{My} = 474 \text{ kN}$$

Elastična prečna sila je manjša od prečne sile, dobljene po metodi načrtovanja nosilnosti. Ker gre za dvoosni upogib, se preveri elastično prečno silo še za primer Mz in Vy.

$$V_{1G+0,3Q} = 30 \text{ kN}$$

$$q = 2,64$$

$$V_E = 255 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{1G+0,3Q\pm qE} = \max(703, 643) \rightarrow V_{1G+0,3Q\pm qE} = 703 \text{ kN} > V_{CD,max}^{Mz} = 461 \text{ kN}$$

Za primer My in Vz je elastična sila res manjša od prečne sile dobljene po metodi načrtovanja, ni pa manjša za primer Mz in Vy, zato se vzame za končno merodajno vrednost maksimalno prečno silo, dobljeno po metodi načrtovanja nosilnosti za primer Mz in Vy.

Za obravnavani steber se določi potrebno strižno armaturo v skladu s standardom.

- Območje ob vozlišču A in B

Maksimalna strižna obremenitev: $V_d = 461 \text{ kN} \rightarrow$

Strižna nosilnost:

\rightarrow Strižna nosilnost betonskega dela prereza

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

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/650} = 1,55 < 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{49,1}{70 \cdot 65} = 0,011 < 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{313}{70 \cdot 70} = 0,64 < 0,2 \cdot f_{cd} = 4,67$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,55^{\frac{2}{3}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0,28$$

$$\rightarrow V_{Rd,c} = \left(0,12 \cdot 1,55 \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,64 \right) \cdot 700 \cdot 650 = 329 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Rd,c,min} = (0,28 + 0,15 \cdot 0,64) \cdot 700 \cdot 650 = 171 \text{ kN}$$

\rightarrow Vso projektno strižno silo prevzame strižna armatura

$$\rightarrow V_d = 461 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 329 \text{ kN}$$

Strižna armatura:

Predpostavi se, da znaša naklon tlačne diagonale proti osi stebra 45° .

Premer prečne armature ne sme biti manjši od 6 mm.

Izbrana strižna armatura: 2 – strižno streme $\phi 12$ na razdalji s

\rightarrow Strižna odpornost prečnega prereza (določi se razdaljo s)

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \\ V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \end{array} \right.$$

$$A_{sw} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 65 = 58,5 \text{ cm}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250} \right) = 0,516$$

$$\begin{aligned} \rightarrow V_{Rd,max} &= \frac{1,0 \cdot 70 \cdot 48,6 \cdot 0,516 \cdot 2,33}{(\cot 45 + \tan 45)} = 2045 \text{ kN} \\ \rightarrow V_{Rd,s} &= \frac{2,26}{s} \cdot 58,5 \cdot 43,48 \cdot \cot 45 = \frac{5748}{s} \text{ kNcm} \geq V_d = 461 \text{ kN} \\ &\rightarrow s \leq \frac{5748}{461} = 12,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

→ Razdalja med palicami prečne armature vzdolž stebra ne sme prekoračiti maksimalne vrednosti:

$$s_{cl,max} = \min \begin{cases} 12 \cdot \text{premer vzdolžnih palic} \\ \text{manjša dimenzija stebra} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

12 · premer vzdolžnih palic: 12 · 25 = 300 mm
manjša dimenzija stebra: 700 mm

$$\rightarrow s_{cl,max} = 30,0 \text{ cm}$$

Kritično območje: $l_{cr} = \max(70; 48,3; 45) = 70 \text{ cm}$

→ V kritičnih območjih morajo biti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm na takšni medsebojni razdalji, da je zagotovljena najmanjša duktilnost in se prepreči lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Stremena morajo biti oblikovana tako, da ustvarjajo ugodno triosno napetostno stanje v objetem jedru.

→ Zgornjemu pogoju se zadosti, če so izpolnjeni naslednji pogoji:

I. Razmik stremen s ne presega:

$$s = \min \begin{cases} \frac{b_0}{2} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \cdot d_{bL} \end{cases}$$

$$\frac{b_0}{2} = \frac{637}{2} = 319 \text{ mm}$$

$$8 \cdot d_{bL} = 8 \cdot 22 = 176 \text{ mm}$$

$$\rightarrow s = 17,5 \text{ cm}$$

II. Razdalja med dvema vzdolžnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm

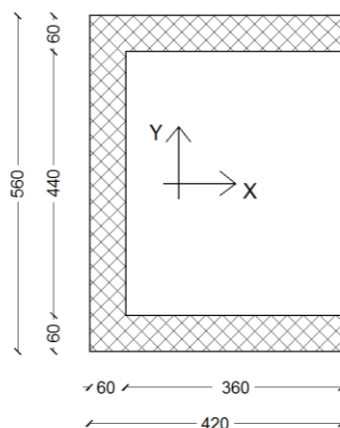
$$12 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

Izbrana končna armatura:

Izbrana strižna armatura: 2 – strižno streme $\emptyset 12/10 \text{ cm}$

5.2.2 Jedro

Izbrano AB jedro je oblike »C«, sestavljeno iz dveh pasnic in stojine, ki so enakih debelin. Dimenzije se po višini ne spreminjajo, jedro poteka po vseh etažah trgovskega in poslovnega dela objekta (Sl. 54).



Sl. 54: Dimenzije prereza obravnavanega jedra

V okviru diplomske naloge se izvede podroben izračun in kontrolo določenih konstrukcijskih zahtev le za izbrano jedro.

Upogibno odpornost prečnega prereza se določi s pomočjo programa DIAS.

5.2.2.1 Geometrijske omejitve in material

Zahteva glede materiala je v skladu z že omenjenim s standardom (SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.1.1).

Geometrijske omejitve jedra so skladne s standardom (SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.1.2 in 5.4.3.4).

- Minimalna debelina stojine stene

$$b_{wo} \geq \max \left\{ 0,15; \frac{h_s}{20} \right\} \rightarrow 60 \text{ cm} \geq \max \{ 15 \text{ cm}; 17,5 \text{ cm} \}$$

$$h_s = 3,5 \text{ m} \dots \text{svetla etažna višina}$$

- Debelina objetih robnih elementov – pasnica

$$b_{w,min} \geq \max \left\{ 20; \frac{h_s}{15} \right\} \rightarrow 60 \text{ cm} \geq \max \{ 20 \text{ cm}; 23,3 \text{ cm} \}$$

$$\rightarrow l_c \leq \max \{ 2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w \} \rightarrow l_c \leq \max \{ 120 \text{ cm}; 84 \text{ cm} \}$$

$$b_{w,min} \geq \max \left\{ 20; \frac{h_s}{10} \right\} \rightarrow 60 \text{ cm} \geq \max \{ 20 \text{ cm}; 35 \text{ cm} \}$$

$$\rightarrow l_c \geq \max \{ 2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w \} \rightarrow l_c \geq \max \{ 120 \text{ cm}; 84 \text{ cm} \}$$

$b_w = 60 \text{ cm}$... debelina pasnice

$l_w = 420 \text{ cm}$... dolžina pasnice

l_c ... dolžina robnega elementa

Debelina pasnice ustreza ne glede na dolžino robnega elementa.

- Dolžina robnega elementa – pasnice

Potrebne dolžine robnega elementa se na začetku ne pozna, zato se predpostavi, da zadošča minimalna dolžina.

$$l_{c,min} \geq \max \{ 0,15 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w \} \rightarrow l_c \geq \max \{ 63 \text{ cm}; 90 \text{ cm} \}$$

$$\rightarrow \text{Izbrana vrednost } l_c = 90 \text{ cm}$$

- Robni element – stojina

Na stiku pasnice in stojine robni element ni potreben, saj dimenzije zadostujejo omejitvam.

$$b_t \geq \frac{h_s}{15} \rightarrow 60 \text{ cm} \geq 23,3 \text{ cm}$$

$$l_t \geq \frac{h_s}{5} \rightarrow 420 \text{ cm} \geq 70 \text{ cm}$$

b_t ... širina prirobnice

l_t ... dolžina prirobnice

- Normirana osna sila v primarnih potresnih stenah

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{l_w \cdot b_w \cdot f_{cd}} \leq 0,4 \rightarrow \frac{20756}{76800 \cdot 2,33} = 0,12 \leq 0,4$$

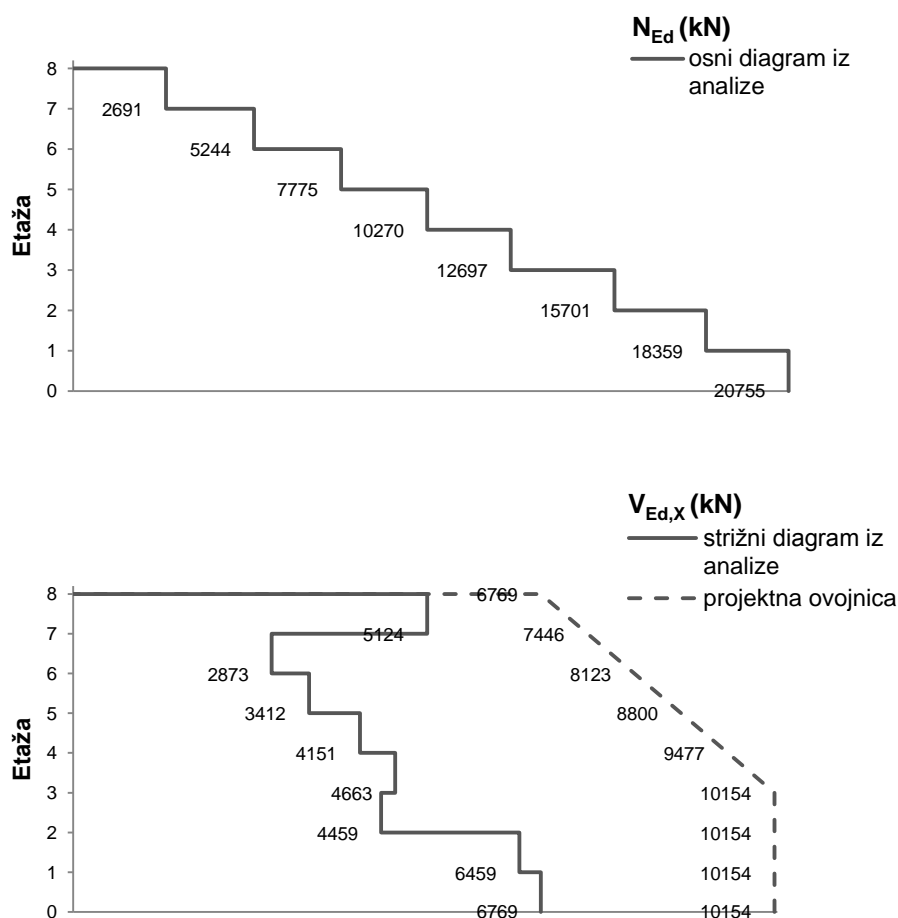
5.2.2.2 Obtežba na obravnavano jedro

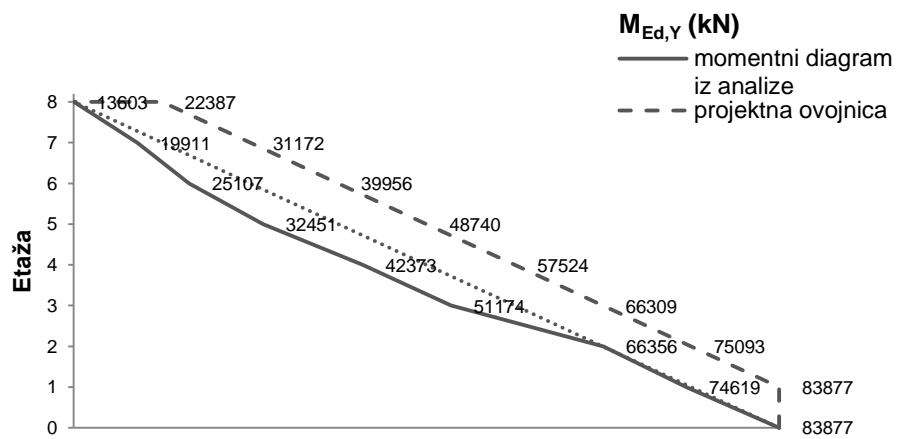
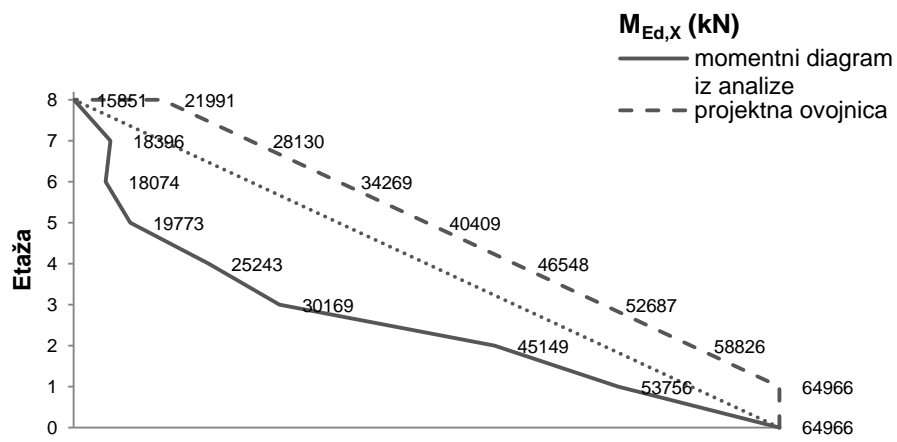
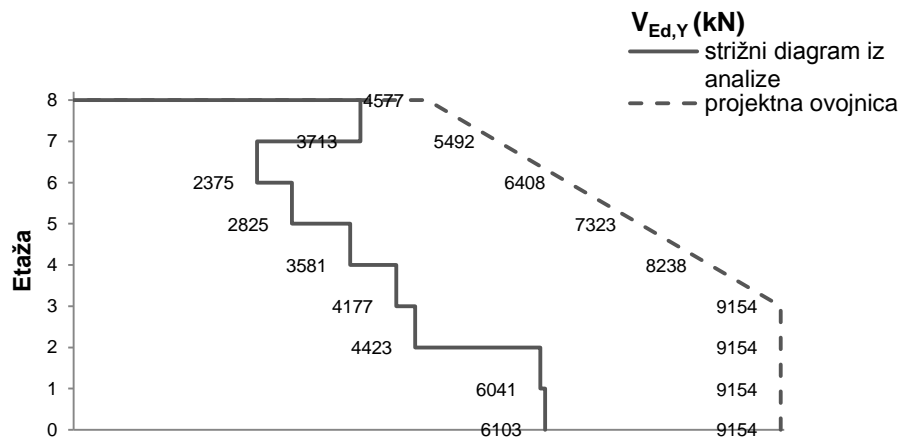
Upoštevana obtežba na jedra obravnavane konstrukcije se določi skladno s poglavjem 3 Vplivi na konstrukcijo. Upošteva se tako vertikalne kot horizontalne vplive na konstrukcijo.

Vzame se enake kombinacije vplivov za stalno projektno stanje in potresno projektno stanje kot za analizo okvirov.

Projektne vrednosti upogibnih momentov in prečnih sil se določi skladno s standardom (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.2.4**). Potrebno je namreč upoštevati nezanesljivost v analizi in pri neelastičnih dinamičnih učinkih. Upoštevati je treba nezanesljivost pri razporeditvi momenta vzdolž višine vitkih primarnih potresnih sten. Slednje se upošteva s premikom momentne črte v navpični smeri, ki je enak polovici ročice notranjih sil. Za vrednost premika se vzame višino ene etaže. Upoštevati je treba tudi močno povečanje prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten. Slednji zahtevi se zadosti z upoštevanjem projektnih prečnih sil, ki so za 50 % večje od tistih določenih z analizo. V mešanih sistemih z vitkimi stenami pa se upošteva nezanesljivost zaradi višjih nihajnih oblik.

Vrednosti notranjih sil iz analize in projektne vrednosti notranjih sil prikazujejo naslednji diagrami (Sl. 55).





Sl. 55: Računske in projektne vrednosti notranjih sil v obravnavanem jedru

5.2.2.3 Višina kritičnega področja (dolžina plastičnega členka)

Višino kritičnega področja se določi v skladu s standardom (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.3.4.2**).

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w; \frac{h_w}{6} \right\} \rightarrow h_{cr} = \max \{420 \text{ cm}; 467 \text{ cm}\}$$
$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ 2 \cdot h_s; n \geq 7 \end{cases} \rightarrow h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot 420 = 840 \text{ cm} \\ 2 \cdot 350 = 700 \text{ cm} \end{cases}$$

l_w ... dolžina stene

h_w ... višina stene

n ... število etaž

h_s ... etažna višina

$$\rightarrow h_{cr} = 700 \text{ cm}$$

V obravnavanem primeru se za višino kritičnega območja vzame dve etaži od vpetja stene naprej.

5.2.2.4 Dimenzioniranje jedra

Potrebno količino vzdolžne in strižne armature se določi ob upoštevanju standarda (**SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.3.4.2**) in v skladu s standardom (**SIST EN 1992-1-1:2005**).

- **Količina potrebne vzdolžne armature – robni element**

Določi se minimalno vzdolžno armaturo, in sicer kot 0,5 % ploščine robnega elementa.

$$0,005 \cdot l_w \cdot b_w$$

V robnih elementih se upošteva konstrukcijska pravila, ki veljajo za stebre. Minimalni premer vzdolžnih palic mora biti 12 mm, razdalja med palicami pa ne sme biti večja od 20 cm.

Izhodiščna armatura: $A_{s,min} = 0,005 \cdot 90 \cdot 60 = 27 \text{ cm}^2$

Izbrana armatura: $16\phi 16 (A_s = 32,2 \text{ cm}^2) \rightarrow \mu = 0,006$

- **Količina potrebne vzdolžne armature – preostali del stene**

Horizontalna armatura v stenah mora znašati vsaj 0,2 % prereza stene

Izhodiščna armatura: $A_{s,min} = 0,002 \cdot 100 \cdot 60 = 12 \text{ cm}^2/m$

Izbrana armatura: 2 mreži Q636

Navpična armatura v stenah mora znašati vsaj 0,3 % ploščine stene. Za horizontalno armaturo je izbrana Q mreža. Preveri se, ali izbrana armatura zadošča tudi za navpično armaturo.

$$\text{Izhodiščna armatura: } A_s = 2 \cdot (32,2 + 3,3 \cdot 2 \cdot 6,36) + 4,4 \cdot 2 \cdot 6,36 = 204,32 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow 0,27 \% \text{ ploščine stene}$$

$$\text{Izbrana druga armatura: } 2 \text{ mreži } Q785 \\ \rightarrow 0,31 \% \text{ ploščine stene}$$

- **Količina potrebne strižne armature – robni element**

Ker velikost normirane projektne osne sile ni večje od 0,15, se prečno armaturo v robnih elementih določi samo v skladu s pravili za projektiranje betonskih konstrukcij.

Najmanjši premer stremen znaša 6 mm, največja medsebojna oddaljenost stremen pa ne sme prekoračiti spodnje vrednosti.

$$s_{cl,max} = \min \begin{cases} 12 \cdot \text{premer vzdolžnih palic} \\ \text{manjša dimenzija stebra} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

$$12 \cdot \text{premer vzdolžnih palic: } 12 \cdot 16 = 192 \text{ mm} \\ \text{manjša dimenzija robnega elementa: } 600 \text{ mm}$$

$$\rightarrow s_{cl,max} = 19,2 \text{ cm}$$

5.2.2.5 Nosilnost jedra

- **Strižna nosilnost v kritičnem območju**

Predpostavi se, da je strižna nosilnost betonskega prereza brez strižne armature manjša od projektne vrednosti strižne sile v steni. V celotnem kritičnem območju se prečne sile prevzame samo s horizontalno armaturo.

- Smer x – pasnici

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{ED,x}}{0,8 \cdot l_w \cdot f_{yd}} = \frac{10154}{0,8 \cdot 2 \cdot 420 \cdot 43,48} = 0,348 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Če se za razdaljo med stremeni vzame: } s = 10 \text{ cm} &\rightarrow A_{sw} = 3,48 \text{ cm}^2 \\ \text{Izbrana mreža prispeva: } 2 \text{ mreži } Q785 &\rightarrow 15,7 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,157 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ \text{Dodana armatura: } 2 \text{ palici } \phi 12/10 \text{ cm} &\rightarrow 22,6 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,226 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ \text{Končna armatura: } &\rightarrow 0,383 \text{ cm}^2/\text{cm} \geq 0,348 \text{ cm}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

$$\text{Robni element: } 2 - \text{strižno streme } \phi 14/8,5 \text{ cm} \rightarrow 0,362 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

- Smer y – stojina

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{ED,x}}{0,8 \cdot l_w \cdot f_{yd}} = \frac{9154}{0,8 \cdot 500 \cdot 43,48} = 0,526 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Če se za razdaljo med stremeni vzame: $s = 10 \text{ cm} \rightarrow A_{sw} = 5,26 \text{ cm}^2$
Izbrana mreža prispeva: 2 mreži Q785 $\rightarrow 15,7 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,157 \text{ cm}^2/\text{cm}$
Dodana armatura: 2 palici $\phi 16/10 \text{ cm} \rightarrow 40,2 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,402 \text{ cm}^2/\text{cm}$
Končna armatura: $\rightarrow 0,559 \text{ cm}^2/\text{cm} \geq 0,526 \text{ cm}^2/\text{cm}$

- **Upogibna nosilnost v kritičnem območju**

Preveri se predlagano količino armature ali zagotavlja zadostno upogibno nosilnost obravnavanega prereza jedra. Kritičen je prerez z najmanjšo osno silo, zato se preveri prerez na stiku druge in tretje etaže.

Upošteva se sodelujočo širino pasnice, ki na vsaki strani stojine znaša:

$$\check{s}_{pasnice} = \min \begin{cases} \text{dejanska širina pasnice} \\ \text{polovična razdalja med sosednjima stojinama stene} \\ 25 \% \text{ celotne višine stene nad obravnavanim nivojem} \end{cases}$$

dejanska širina pasnice: 4,2 m

polovična razdalja med sosednjima stojinama stene: $l > 4,2 \text{ m}$

25 % celotne višine stene nad obravnavanim nivojem: $0,25 \cdot 6 \cdot 3,5 = 5,25 \text{ m}$

$\rightarrow \check{s}_{pasnice} = 4,2 \text{ m}$

- Smer x - pasnici

Nosilnost na višini 2. etaže: $v = 7 \text{ m}$

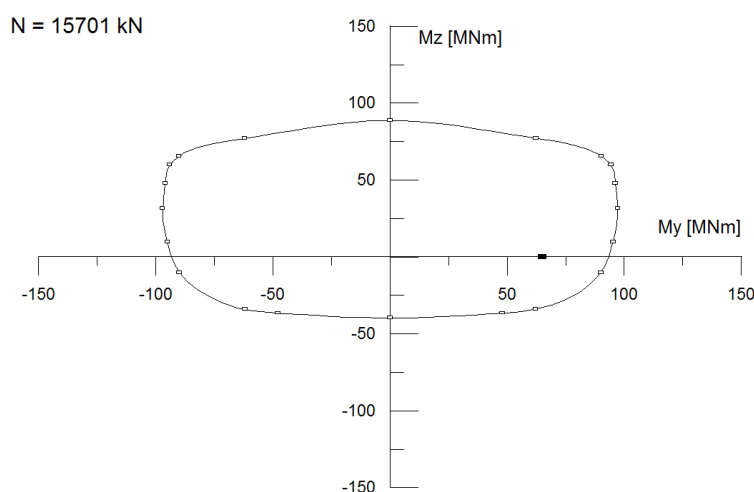
Oсна sila: $N_{Ed} = 15701 \text{ kN}$

Upogibni moment: $M_{Ed,x} = 64966 \text{ kNm}$

Predlagana količina armature – robni element: 16 ϕ 16 palic \rightarrow zadostuje

Predlagana količina armature – preostali del: 2 mreži Q785 \rightarrow zadostuje

Nosilnost: $M_{Rd,x} = 92901 \text{ kNm}$



Sl. 56: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza jedra okoli osi X

- Smer y – stojina

Nosilnost na višini 2. etaže: $v = 7 \text{ m}$

Oсна sila: $N_{Ed} = 15701 \text{ kN}$

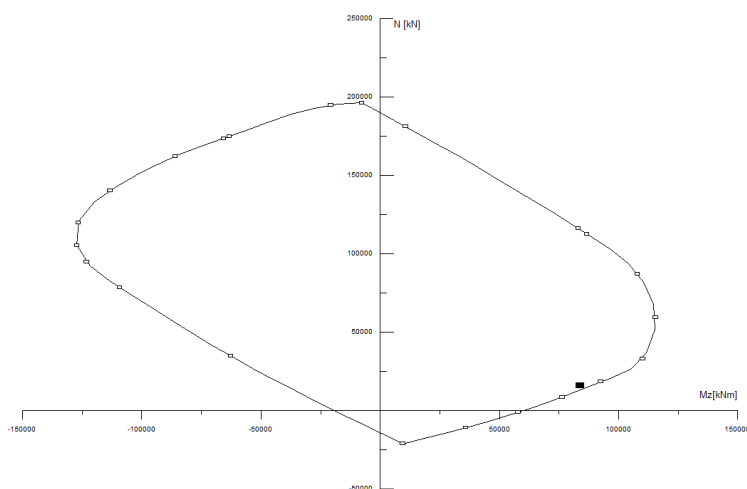
Upogibni moment: $M_{Ed,y} = 83877 \text{ kNm}$

Predlagana količina armature: 2 mreži Q785 → *ne zadostuje*

Dodana količina armature v vogal stojine: 12 ϕ 19 palic

Dodana količina armature v preostali del stojine: 2 palici ϕ 16/10 cm (dolžina 4 m)

Nosilnost: $M_{Rd,y} = 86393 \text{ kNm}$



Sl. 57: Interakcijski diagram nosilnosti prečnega prereza jedra okoli osi y

- **Zagotovitev potrebne lokalne duktilnosti v kritičnem območju**

Posebni zahtev glede zagotovitve potrebne lokalne duktilnosti z armaturo objetja robnih elementov sten ni potrebno upoštevati, saj obravnavano jedro ne presega normirane osne sile, in sicer vrednosti 0,15.

- **Armatura izven kritičnega območja**

V steni izven kritičnega območja veljajo glede navpične, vodoravne in prečne armature samo pravila, ki veljajo za projektiranje betonskih konstrukcij (**SIST EN 1992-1-1:2005**). Vendar pa je na tistih delih prereza, kjer je v potresnem projektne stanju tlačna deformacija večja od 0,002, potrebno upoštevati najmanjši delež vzdolžne armature 0,005.

Armaturo se z zmanjševanjem notranjih sil po višini postopoma prilagodi oz. zmanjšuje. Izbrano armaturno mrežo se ohrani skozi vso višino, saj je potrebno zadostiti minimalnim zahtevam potrebne vodoravne in navpične armature. Se pa zmanjšuje število potrebnih vodoravnih in navpičnih palic, tako v robnem elementu kot preostalem delu jedra, tako da se ohrani zadostno strižno in upogibno nosilnost. Na mestih zmanjšanja armature se preveri nosilnost prevezov in vrednost tlačne deformacije s pomočjo programa DIAS.

- Nosilnost na višini 4. etaže: $v = 14 \text{ m}$

Osna sila: $N_{Ed} = 12697 \text{ kN}$

Upogibni moment: $M_{Ed,x} = 46548 \text{ kNm} \rightarrow M_{Rd,x} = 77735 \text{ kNm}$

$M_{Ed,y} = 57524 \text{ kNm} \rightarrow M_{Rd,y} = 71905 \text{ kNm}$

Tlačna deformacija: $\varepsilon_{c,x} = 0,0005 \rightarrow 0,0005 < 0,002$

$\varepsilon_{c,y} = 0,0012 \rightarrow 0,0012 < 0,002$

Količina armature – pasnici:

Robni element: $12\phi 16 \text{ palic}$, 2 – strižno streme $\phi 14/9 \text{ cm}$

Preostali del: 2 mreži Q785, 2 prečni palici $\phi 12/10 \text{ cm}$

Količina armature – stojina:

Vogal stojine: $8\phi 19 \text{ palic}$, 2 – strižno streme $\phi 16/9 \text{ cm}$

Stojina: 2 mreži Q785, 2 vzdolžni palici $\phi 16/20 \text{ cm}$ (dolžina 4 m)

2 prečni palici $\phi 16/10 \text{ cm}$

- Nosilnost na višini 6. etaže: $v = 21 \text{ m}$

Osna sila: $N_{Ed} = 7775 \text{ kN}$

Upogibni moment: $M_{Ed,x} = 34269 \text{ kNm} \rightarrow M_{Rd,x} = 55858 \text{ kNm}$

$M_{Ed,y} = 39956 \text{ kNm} \rightarrow M_{Rd,y} = 51543 \text{ kNm}$

Tlačna deformacija: $\varepsilon_{c,x} = 0,0004 \rightarrow 0,0004 < 0,002$

$\varepsilon_{c,y} = 0,0009 \rightarrow 0,0009 < 0,002$

Količina armature – pasnici:

Robni element: $8\phi 16 \text{ palic}$

Preostali del: 2 mreži Q785, 2 prečni palici $\phi 12/10 \text{ cm}$

Količina armature – stojina:

Vogal stojine: $8\phi 19 \text{ palic}$, 2 – strižno streme $\phi 16/9 \text{ cm}$

Stojina: 2 mreži Q785, 2 prečni palici $\phi 16/10 \text{ cm}$

6 ZAKLJUČEK

Projekt AB poslovno–trgovskega stanovanjskega objekta v skladu z Evrokod standardi je diplomsko delo narejeno na osnovi arhitektovega idejnega projekta. Arhitektova prvotna ideja in zasnova je bila uporaba gobastih plošč (plošče na stebrih), a teh Evrokod ne pokriva. Gobaste plošče zahtevajo posebne konstrukcijske detajle za primer potresne obtežbe in težko zagotovimo ustrezno obnašanje pri močni potresni obtežbi. Poleg gobastih plošč so bile dimenzije nosilnih konstrukcij prvotno preveč skromne za premostitev velike tlorisne in višinske dimenzije obravnavanega objekta.

Uskladitev z arhitektovim željami in omejitvami dimenzij osnovnih nosilnih elementov, ki jih narekujeta gravitacija in narava, sta izredno pomembni. V izogib naknadnemu spreminjanju projekta, uspešnemu dokazu varnosti konstrukcije je izbira smiselne konstrukcijske sistema še kako pomembna. Po medsebojni uskladitvi in prilagoditvi smo nadomestili gobaste plošče z masivnimi AB ploščami na okvirih in povečali osnovne dimenzije nosilnih elementov. Sledila je analiza konstrukcije in dimenzioniranje z upoštevanjem konstrukcijskih zahtev in pravil.

V okviru obravnavanega projekta smo posebno pozornost posvečali izbiri modela. Primerjali smo različne modele. Najprej smo preverili obnašanje samih jeder, nato pa smo jedrom dodali še okvire. Ker imajo jedra prečni prerez v obliki »C«, ugotovimo, da pride do pomembnih razlik v obnašanju med modelom narejenim iz linijskih končnih elementov in modelom narejenim iz ploskovnih končnih elementov.

Linijske elemente, s katerimi smo modelirali jedra, smo postavili v strižno središče.

Plošča je namreč toga v svoji ravnini in narekuje enake zasuke okoli navpične osi. V primeru jedra s prečnim prerezom »C« oblike se v smeri v kateri je prerez nesimetričen, zaradi strižnih napetosti vzdolž pasnic, v jedru teoretično pojavijo upogibni momenti. V naravi tega ni, zato moramo linijske elemente s katerim modeliramo jedra postaviti v strižno središče.

Ko smo jedrom dodali še okvire, smo ugotovili, da okviri pomembno vplivajo na togost konstrukcije. Pomembno je bilo tudi modeliranje togih povezav med AB jedri in okviri.

Po izbranem končnem modelu je sledilo še dimenzioniranje. Za dimenzioniranje izbranih navpičnih elementov, okvir in jedro, smo upoštevali rezultate analize z linijskimi elementi. Armaturo v ploščah pa smo določili na podlagi rezultatov analize z lupinastimi elementi, in sicer pri merodajni kombinaciji navpičnih obtežb.

Na koncu smo za izbrane konstrukcijske elemente izrisali še armaturne načrte.

VIRI

Computers and Structures, Inc. 2009. SAP2000 14.0.0: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov po metodi končnih elementov.

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1999. DIAS: programski sistem za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih stavb. Ljubljana, UL FGG.

Autodesk. Inc. 2012. AutoCAD: programski paket za računalniško podprto konstruiranje.

Beg, D.(ur.), Pogačnik, A.(ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska Zbornica Slovenije.

Vratuša, S.(ur.) 2012. Gradbeniški priročnik. Ljubljana, Tehniška založba Slovenije.

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.

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 1991-1-1:2004. 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.

Uredba o razvrščanju objektov glede na zahtevnost gradnje (PRILOGA 1). 2015.

<https://www.uradni-list.si/1/content?id=112171>

(Pridobljeno 10. 04. 2015.)

Agencija republike Slovenije za okolje (ARSO). 2001. Karta potresne nevarnosti.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne_pospesek_tal.html

(Pridobljeno 29. 04. 2015.)

FRAGMAT. 2015.

<http://www.fragmat.si/dokumentacija/tehnice%20aplikacije%20pdf%20slo/631app.pdf>

(Pridobljeno 14. 04. 2015.)

FRAGMAT. 2015.

<http://www.fragmat.si/dokumentacija/tehnice%20aplikacije%20pdf%20slo/636app.pdf>

(Pridobljeno 14. 04. 2015.)

FRAGMAT. 2015.

<http://www.fragmat.si/dokumentacija/tehnice%20aplikacije%20pdf%20slo/311.pdf>

(Pridobljeno 14. 04. 2015.)

REFLEX. 2015.

http://www.reflex.si/si/files/default/knjiga-gradimo-s-steklom/Gradimo_s_steklom_Book_SLO_web.pdf

(Pridobljeno 14. 04. 2015.)

KNAUF. 2015.

<http://www.knaufinsulation.si/sites/si.knaufinsulation.net/files/KI-PROSPEKT-predelne-stene-2013.pdf>

(Pridobljeno 14. 04. 2015.)

The constructor. 2016.

<http://theconstructor.org/structural-engg/analysis/shear-centre-with-examples/3677/>

(Pridobljeno 12. 02. 2016.)

PRILOGE

PRILOGA A ARMATURNI NAČRT PLOŠČE

A.1 Armaturni načrt medetažne plošče, Specifikacija armature

A.1.1 Spodnja armatura

A.1.2 Zgornja armatura

A.2 Armaturni načrt strešne plošče, Specifikacija armature

PRILOGA B ARMATURNI NAČRT JEDRA

B.1 Armaturni načrt jedra, Specifikacija armature

B.2 Armaturni načrt jedra, Detajli

PRILOGA C ARMATURNI NAČRT OKVIRA

C.1 Armaturni načrt okvira, Specifikacija armature