

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:

Štiherl, S. 2012. Projektiranje armirano-betonskega poslovno stanovanjskega objekta. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Lopatič, J.): 86 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Štiherl, S. 2012. Projektiranje armirano-betonskega poslovno stanovanjskega objekta. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Lopatič, J.): 86 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidatka:

SUZANA ŠTIHERL

**PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKEGA
POSLOVNO STANOVANJSKEGA OBJEKTA V
LJUBLJANI**

Diplomska naloga št.: 3244/KS

**DESIGN OF A REINFORCED CONCRETE
COMMERCIAL AND RESIDENTAL BUILDING IN
LJUBLJANA**

Graduation thesis No.: 3244/KS

Mentor:

izr. prof. dr. Jože Lopatič

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Član komisije:

doc. dr. Vlatko Bosiljkov

Ljubljana, 25. 09. 2012

STRAN ZA POPRAVKE:

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

IZJAVE

Podpisana ŠTIHERL SUZANA izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKEGA POSLOVNO STANOVANJSKEGA OBJEKTA
V LJUBLJANI«.

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

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

Ljubljana, september 2012

(podpis)

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	006:624.012.45(043.2)
Avtor:	Suzana Štiherl
Mentor:	izr. prof. dr. Jože Lopatič
Naslov:	Projektiranje armiranobetonskega poslovno stanovanjskega objekta v Ljubljani
Obseg in oprema:	86 str., 22 pregl., 71 sl., 90 en.
Ključne besede:	računalniško podprto projektiranje, protipotresno projektiranje, modalna analiza, dimenzioniranje, EC8, armaturni načrti, Sofistik

Izvleček:

Diplomsko delo je zasnovano v smislu statičnega računa armiranobetonskega objekta, s podrobnejšim dimenzioniranjem najbolj kritičnih in merodajnih elementov nosilne konstrukcije ter z izvedbenim delom, kjer se podrobno nariše in predstavi armaturni načrt merodajne plošče oziroma stene. Namen diplomske naloge je združiti pridobljeno teoretično znanje s praktičnim delom, se srečati z realnimi problemi in jih čim bolj rešiti.

Diplomska naloga je razdeljena na tri dele, v prvem zajamemo predstavitev in zahteve standardov in določimo vhodne podatke za izdelavo računskega modela. V drugem delu naloge s pomočjo programskega paketa Sofistik izdelamo modele konstrukcije, enega za običajna (osnovna) projektna stanja, drugega za potresno situacijo in tretjega za kontrolo postopnosti gradnje, ter dimenzioniramo izbrane kritične elemente. V procesu analize objekta upoštevamo vsa načela Evrokodov in skladno z njimi dimenzioniramo objekt. V zadnjem, tretjem delu se spoznamo z armaturnimi načrti in tri podrobno predstavimo. Za izdelavo armaturnih načrtov se uporabi program ArmCad, ki spada v skupino programov, ki omogočajo računalniško podprto projektiranje konstrukcij, katerega končni izdelek so pregledni armaturni načrti.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 006:624.012.45(043.2)
Author: Suzana Štiherl
Supervisor: Assoc. Prof. Jože Lopatič, Ph.D.
Title: Design of a reinforced concrete commercial and residential building in Ljubljana
Notes: 86 p., 22 tab., 71 fig., 90 eq.
Key words: computer design, seismic design, 3D model, EC8, reinforcement, Sofistik

Abstract:

The graduation thesis is conceived in terms of a static calculation of a reinforced concrete building, with a more detailed dimensioning of the most critical and characteristic elements of construction, and the execution part, where the reinforcement drawing of the essential slab, column and wall is drawn in detail and presented. The purpose of this work is to combine theoretical knowledge with practical work, to face the real problems and find the best possible solution.

The thesis is divided into three parts; the first includes the presentation of the standards and defines the input data to produce the computational model. In the second part using Sofistik software, we create structural models, one for the basic limit states, second for earthquake loads and the third to control the construction stages. At the end of the second part we design characteristic elements. In the process of analyzing the object we must consider all the principals of Eurocodes and appropriate design the building. In the last, third part, we get acquainted with the reinforcement plans and present three of them in detail. For the making of reinforcement plans we use the program ArmCad, which belongs to the group of programs that allow computer-aided design of structures.

ZAHVALA

Najlepša hvala mentorju izr. prof. dr. Jožetu Lopatiču za njegov čas, potrpežljivost in strokovno pomoč v času nastajanja diplomskega dela. Hvala študentu arhitekture za grafične podloge ter sodelovanje in usklajevanje arhitekturnih rešitev. Zahvaljujem se tudi vsem sodelavcem za koristne nasvete ter družini in fantu za podporo v času celotnega študija.

Hvala podjetju SOFiSTiK AG iz Nemčije, ki mi je omogočilo brezplačno uporabo programske opreme.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	SPLOŠNO O OBJEKTU	4
2.1	Arhitekturna zasnova in opis konstrukcije	4
2.2	Dimenzije nosilnih elementov – predvidene s strani arhitekta	7
2.3	Komentar k zasnovi	8
2.4	Materiali, uporabljeni v objektu	9
3	VPLIVI NA OBJEKT	10
3.1	Vertikalna stalna obtežba.....	10
3.1.1	Priprava stalne obtežbe za vnos v računski model	11
3.2	Pritiski zemljine.....	14
3.3	Koristna obtežba.....	15
3.4	Sneg	16
3.5	Veter	17
3.6	Potresna obtežba.....	21
3.6.1	Vodoravni elastični spekter odziva konstrukcije	23
3.6.2	Navpični elastični spekter odziva konstrukcije	24
3.6.3	Projektni spekter za elastično analizo.....	24
4	MODELIRANJE OBJEKTA V PROGRAMU SOFISTIK.....	26
4.1	Sistem modeliranja	26
4.2	Postopek modeliranja nosilne konstrukcije objekta.....	27
4.3	Obtežne kombinacije	27
4.3.1	Osnovne obtežne kombinacije.....	28
4.3.2	Izredne obtežne kombinacije – potresna kombinacija.....	28
4.3.3	Kombinacija odziva posameznih nihajnih oblik.....	29
4.3.4	Kombinacija učinkov komponent potresnega odziva.....	30
4.4	Razpokanost elementa	30
4.5	Slučajna ekscentričnost.....	31
4.6	Pregled nihajnih oblik.....	32
4.7	Omejitev etažnih pomikov.....	34

5	MODELIRANJE OBJEKTA Z UPOŠTEVANO POSTOPNOSTJO GRADNJE	38
5.1	Splošno o modeliranju	38
5.2	Komentar rezultatov in problemi	38
5.3	Opis rešitev	39
6	DIMENZIONIRANJE GLAVNIH ELEMENTOV	41
6.1	Stebri.....	42
6.2	Dimenzioniranje medetažne konstrukcije – plošča nad pritličjem.....	52
6.3	Stena.....	62
6.4	Prečka stene	71
6.5	Stopnice	77
7	ARMATURNI NAČRTI	81
8	ZAKLJUČEK.....	84
	VIRI.....	85

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Obtežba nad kletjo – poslovni del	11
Preglednica 2: Obtežba nad kletjo – stanovanjski del	11
Preglednica 3: Obtežba nad kletjo, pritličjem in 1. nadstropjem – komunikacijsko jedro.....	12
Preglednica 4: Obtežba nad pritličjem in 1. nadstropjem – stanovanjski del.....	12
Preglednica 5: Obtežba nad 2. nadstropjem – stanovanjski del	12
Preglednica 6: Obtežba nad 2. nadstropjem – komunikacijsko jedro	13
Preglednica 7: Obtežba nad 2. nadstropjem – streha nad balkoni.....	13
Preglednica 8: Obtežba balkoni/terase	13
Preglednica 9: Modul reakcije tal po Terzaghiju	15
Preglednica 10: Prikaz koristne obtežbe po posameznih namembnostih in faktorjev ψ_i	16
Preglednica 11: Prikaz računa vpliva vetra (smer vetra proti krajši stranici).....	18
Preglednica 12: Prikaz računa vpliva vetra (smer vetra proti daljši stranici).....	19
Preglednica 13: Priporočene vrednosti koeficientov zunanje tlaka za navpične stene stavb	19
Preglednica 14: Kategorija pomembnosti za stavbe.....	22
Preglednica 15: Vrednosti $\psi_{2,i}$, $\psi_{E,i}$, ϕ , ki se pojavijo na obravnavanem objektu.....	29
Preglednica 16: Lastna nihanja konstrukcije in vrednosti efektivnih modalnih mas	32
Preglednica 17: Kontrola etažnih pomikov pri potresnih kombinacijah.....	35
Preglednica 18: Pregled modelov konstrukcije in razlik med njimi.....	41
Preglednica 19: Tabelarni prikaz armature v steni	70
Preglednica 20: Prikaz vrednosti notranjih sil v prečkah (podane so absolutne vrednosti).....	72
Preglednica 21: Prikaz vrednosti notranjih sil v prečkah.....	76
Preglednica 22: Stalna obtežba na stopniščno ramo	77

KAZALO SLIK

Slika 1: Maketa celotnega objekta (več zornih kotov)	3
Slika 2: Lokacija in umestitev objekta v prostor	4
Slika 3: Prikaz obravnavanega dela (objekt A) in namembnosti prostorov	4
Slika 4: Tloris 2. nadstropja.....	5
Slika 5: Tloris 1. nadstropja.....	5
Slika 6: Tloris pritličja.....	6
Slika 7: Tloris kleti	6
Slika 8: Vzдолžni prerez objekta (Prerez A).....	6
Slika 9: Prečni prerez objekta (Prerez B)	7
Slika 10: Fasada objekta.....	7
Slika 11: Tloris kleti – usklajena arhitektura.....	8
Slika 12: Obtežba zemljine (qz) na objekt.....	14
Slika 13: Obtežba snega na tleh na nadmorski višini $A = 0$ m.....	16
Slika 14: Grafični prikaz kategorije terena IV.....	18
Slika 15: Delitev sten na področja.....	19
Slika 16: Projektni pospešek tal.....	20
Slika 17: Vrste tal po EC8 (Ljubljana).....	22
Slika 18: Elastični spekter odziva.....	24
Slika 19: Projektni spekter odziva, kot je vnesen v program Sofistik	25
Slika 20: Prikaz konstrukcije (Sofistik).....	26
Slika 21: 1. nihajna oblika konstrukcije (translacijska v smeri x – vzdolž objekta).....	33
Slika 22: 2. nihajna oblika konstrukcije (translacijska v smeri y – prečna smer objekta).....	33
Slika 23: 3. nihajna oblika konstrukcije (torzijska).....	33
Slika 24: Horizontalni pomiki strešne plošče v smeri x	35
Slika 25: Horizontalni pomiki plošče nad 1. nadstropjem v smeri x.....	35
Slika 26: Horizontalni pomiki plošče nad pritličjem v smeri x.....	36
Slika 27: Horizontalni pomiki plošče nad kletjo v smeri x	36
Slika 28: Horizontalni pomiki strešne plošče v smeri y	36
Slika 29: Horizontalni pomiki plošče nad 1. nadstropjem v smeri y.....	37
Slika 30: Horizontalni pomiki plošče nad pritličjem v smeri y	37
Slika 31: Horizontalni pomiki plošče nad kletjo v smeri y	37
Slika 32: Izhodiščne faze gradnje.....	38
Slika 33: Prikaz pomikov plošče nad pritličjem (izhodiščni model).....	39
Slika 34: Prikaz pomikov plošče nad pritličjem (model z dodatnimi podporami)	39
Slika 35: Prikaz deformiranega modela ob zaključku zadnje gradbene faze (izhodiščni)	40

Slika 36: Prikaz deformiranega modela ob zaključku zadnje gradbene faze (dodatne podpore).....	40
Slika 37: Prikaz armiranja stebra	44
Slika 38: Prikaz največjih notranjih statičnih količin (običajna projektna stanja)	45
Slika 39: Kontrola s programom DIAS (običajna projektna stanja)	45
Slika 40: Prikaz maksimalnih notranjih statičnih količin (potresna situacija)	46
Slika 41: Kontrola s programom DIAS (potresna situacija)	46
Slika 42: Skica armiranja stebra (izbrana armatura kritičnega območja).....	49
Slika 43: Primer armiranja, opaženja in delno izvedenega stebra (osebni arhiv).....	51
Slika 44: Ovojnica maksimalnih upogibnih momentov $M_{xx,max}$ v plošči nad pritličjem.....	52
Slika 45: Ovojnica minimalnih upogibnih momentov $M_{xx,min}$ v plošči nad pritličjem.....	53
Slika 46: Ovojnica maksimalnih upogibnih momentov $M_{yy,max}$ v plošči nad pritličjem.....	53
Slika 47: Ovojnica minimalnih upogibnih momentov $M_{yy,min}$ v plošči nad pritličjem.....	54
Slika 48: Prikaz povosov plošče nad pritličjem ob aktivaciji lastne teže	55
Slika 49: Ovojnica maksimalnih prečnih sil $V_{xx,max}$ v plošči nad pritličjem	56
Slika 50: Ovojnica minimalnih prečnih sil $V_{xx,min}$ v plošči nad pritličjem	56
Slika 51: Ovojnica maksimalnih prečnih sil $V_{yy,max}$ v plošči nad pritličjem	57
Slika 52: Ovojnica minimalnih prečnih sil $V_{yy,min}$ v plošči nad pritličjem	57
Slika 53: Prikaz največjih vrednosti izmed obeh negativnih armatur v posameznih smereh armiranja	58
Slika 54: Prikaz največjih vrednosti izmed obeh pozitivnih armatur v posameznih smereh armiranja	59
Slika 55: Prikaz rezultatov dimenzioniranja plošče na preboj	61
Slika 56: Prikaz največjih notranjih statičnih količin za potresno situacijo	63
Slika 57: Najmanjša debelina objetih robnih elementov	64
Slika 58: Primer armature v steni (osebni arhiv).....	66
Slika 59: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten	67
Slika 60: Ovojnica prečnih sil za projektiranje vitkih sten	67
Slika 61: Interakcijski diagram osno-upogibne obremenitve stene (Dias) – ob vpetju.....	68
Slika 62: Interakcijski diagram osno-upogibne obremenitve stene (Dias) – nad kletjo	70
Slika 63: Prikaz maksimalnih notranjih statičnih količin v prečkah za potresno situacijo	71
Slika 64: Interakcijski diagram osno-upogibne obremenitve prečk (Dias) – izhodiščna armatura	72
Slika 65: Interakcijski diagram osno-upogibne obremenitve prečk (Dias) – min. upogibna armatura.	73
Slika 66: Prikaz statičnega modela stopnic (Sofistik, AutoCad).....	77
Slika 67: Prikaz momentov (levo) in prečnih sil (desno) v nosilcu stopnic.....	78
Slika 68: Prikaz pomikov v lokalni Z smeri.....	78
Slika 69: Prikaz vrednosti potrebne armature	79
Slika 70: Armaturna preproga s pripadajočo kosovnico	82
Slika 71: Polaganje armaturne preproge	83

(ta stran je namenoma prazna)

1 UVOD

Ljubljana, slovenska prestolnica, je že precej pozidana. Zaradi vedno večjih potreb po stanovanjih in poslovnih prostorih se iščejo nove ideje in predlogi, kako naj se določena območja še bolj izkoristi. Študente arhitekture profesorji izzovejo, naj sodelujejo na natečajih ali pa samo za potrebe določenega učnega predmeta poiščejo arhitekturno rešitev in umestitev objekta v prostor. Ravno iz te naloge izhajata ideja in podloga za moje diplomsko delo, katerega namen je, s pomočjo programskega paketa Sofistik, preveriti elemente nosilne konstrukcije izbranega objekta. Pri iskanju rešitev smo uporabili različne vhodne podatke in analizirali njihov vpliv na končne rezultate (razpokanost elementa, vpliv potresa, slučajne ekscentričnosti, vetra, upoštevanje postopnosti gradnje objekta ...).

Za tako vrsto diplomskega dela sem se odločila predvsem zato, ker se mi je zdelo izredno pomembno združiti teoretično znanje s praktičnim delom, se srečati z realnimi problemi in jih poskušati na enostaven način in učinkovito rešiti ter s tem že v času študija pridobiti čim več znanja na vseh področjih statičnega računa objekta. Ob tej priložnosti sem želela razširiti območje poznavanja programske opreme za statično in dinamično analizo, in sicer se dodobra spoznati s programskim paketom Sofistik in nekaterimi njegovimi zahtevnejšimi moduli (seizmični račun, upoštevanje postopnosti gradnje). Ker gre v realnosti pri snovanju in računu objektov za sodelovanje arhitekta in gradbenika, je bila diplomska naloga zasnovana tudi v tem smislu. V kolikor so bile potrebne spremembe dimenzij oz. premiki nosilnih elementov konstrukcije, je svoje mnenje podal še arhitekt.

Diplomsko nalogo smo zasnovali v smislu celostnega statičnega računa s podrobnejšim dimenzioniranjem najbolj kritičnih in merodajnih elementov nosilne konstrukcije. Analizo smo izvedli s programskim paketom Sofistik in je usklajena s trenutno veljavnimi standardi v Republiki Sloveniji, Evrokodi. Komisija Evropskih skupnosti se je v letu 1975 na podlagi Rimske pogodbe odločila, da sprejme akcijski program na področju gradbeništva, predvsem zaradi odstranitve tehničnih ovir pri trgovanju in usklajevanju tehnične specifikacije. Z razvojem v naslednjih letih so tako tehnična pravila prerasla v Evrokode, ki so na koncu dobili status evropskih standardov (EN). Ker pa se države znotraj kroga držav članic (UE in EFTA) razlikujejo, Evrokodi priznavajo odgovornost in pristojnost oblasti v vsaki državi članici in jim dopuščajo pravico, da vrednosti parametrov povezanih z varnostjo, določajo na nacionalni ravni, od države do države različno.

V procesu analize objekta smo upoštevali vsa načela Evrokodev in skladno z njimi določili primerne stalne in spremenljive vplive na objekt, kjer smo pričakovali, da zaradi zaprte lege in nizke višine objekta veter ne bo merodajen in bo več prispevalo neugodno potresno območje. Ljubljana namreč po uradni karti potresne nevarnosti v Republiki Sloveniji [5] spada v potresno najbolj ogrožene predele

Slovenije. V povezavi s potresnim projektiranjem smo preverili, kako in koliko vplivata upoštevanje razpokanosti elementov in naključne torzije na obnašanje konstrukcije (pomiki konstrukcije, nihajni časi). Konstrukcija mora biti stabilna tudi ves čas gradnje, zato smo s pomočjo funkcije programa, ki omogoča račun objekta, glede na zaporedje in postopnost gradnje, preverili, če je potrebno kakšen element v času gradnje dodatno oz. dlje podpirati ali dimenzionirati na drug način.

Pri modeliranju objekta je bila potrebna velika pazljivost in skrbno vnašanje podatkov, saj bi lahko pri vnosu podatkov naredili napako, ki bi jo bilo potrebno hitro odkriti in odpraviti, zato smo rezultate programa obravnavali kritično in večkrat s hitrim računom preverili pravilnost. Poiskati smo želeli čim bolj točne rešitve in tako naredili kar tri različne računske modele, in sicer enega za potresno analizo, drugega za dimenzioniranje običajnih projektnih stanj ter tretjega za račun postopnosti gradnje. Glavni razliki med potresnim in ostalimi modeli sta, da smo pri modeliranju za potresna stanja spremenili vhodne karakteristike elementov (razpokanost elementov), ter skrčili število obtežnih primerov, ki so zajeli le lastne, stalne in koristne vplive na konstrukcijo. Veter in sneg ter različne možne postavitve koristne obtežbe smo analizirali z modelom za običajna projektna stanja, za tretji model je bilo potrebno prilagoditi obtežbe ter določiti postopnost gradnje.

Na koncu naloge, ko smo dimenzionirali že vse izbrane elemente, smo obravnavali še sestavo le-teh in sicer nekaj osnov o detajliranju armature in o armaturnih načrtih nosilnih elementov. Najpomembnejše smo tudi zrisali (steber, plošča, stena) in se nahajajo v prilogah.

Pričakovali smo, da se bodo med analizo konstrukcije pojavili določeni problemi in bo kakšen element potrebno prestaviti, zamenjati, povečati dimenzije ..., kar se je tekom analize izkazalo za upravičeno. V praksi gre vedno za usklajevanje idej arhitekta in statično dopustnih rešitev gradbenega konstruktorja; predvsem je zaželeno, da se sodelovanje začne v čim bolj zgodni fazi projektiranja, saj je tako najlažje uskladiti vse elemente, dimenzije in želje.

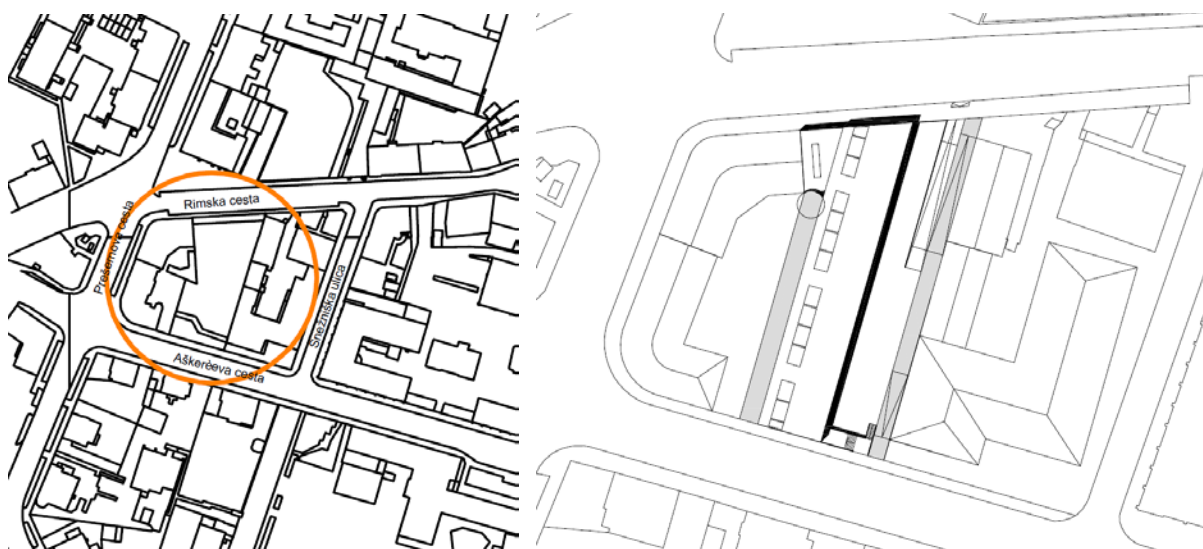


Slika 1: Maketa celotnega objekta (več zornih kotov)

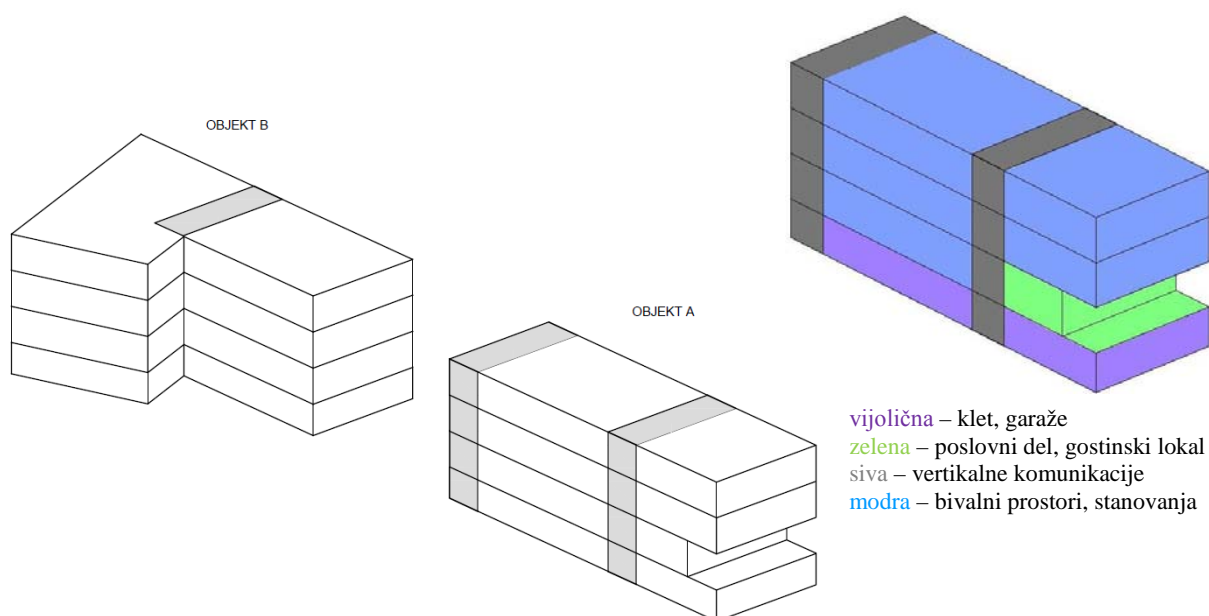
2 SPLOŠNO O OBJEKTU

2.1 Arhitekturna zasnova in opis konstrukcije

Na Aškerčevi ulici v Ljubljani je predviden nov poslovno stanovanjski objekt. Njegova lokacija je stisnjena med že obstoječe stavbe, ležal naj bi med Aškerčevo, Prešernovo in Rimsko cesto (Slika 2). Objekt je z dilatacijo razdeljen na dve ločeni konstrukciji, za namen diplomske naloge smo se odločili za prvi del (Slika 3, Objekt A), kjer smo pričakovali zahtevnejše probleme, in sicer so na tem delu večji razponi, velik konzolni del ter več različnih namembnosti prostorov.



Slika 2: Lokacija in umestitev objekta v prostor

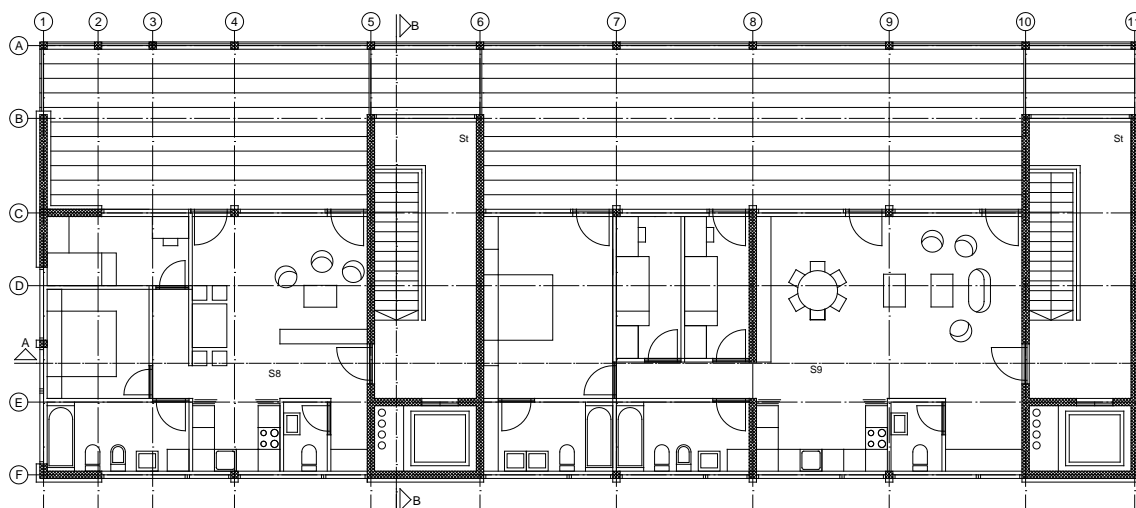


Slika 3: Prikaz obravnavanega dela (objekt A) in namembnosti prostorov

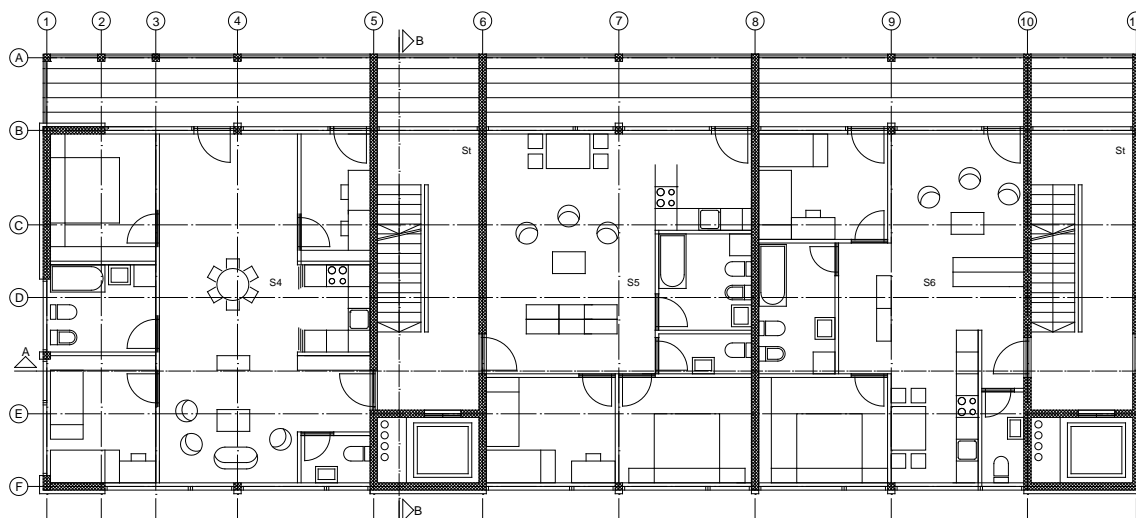
Zgradba je podkletena glede na trenutni teren, v končni fazi je zasuta le po krajši stranici objekta v kleti in deloma po eni daljši strani. Konstrukcija je štirietažna, in sicer K + P + 2N. Tlorisne dimenzije kleti so 30,30 m x 10,20 m, pritličja 30,10 m x 12,10 m. Tlorisne dimenzije 1. in 2. nadstropja so 30,10 m x 12,10 m. Na južni strani je po celotni dolžini objekta previsna konzola nad pritličjem, ki meri 3,00 m. Etažna višina vseh nadstropij je enaka in znaša natanko 3,00 m.

Objekt je v celoti monolitna armiranobetonska konstrukcija, kar pomeni, da so na mestu betonirani vsi elementi; od temeljev, sten, stebrov do medetažnih plošč, nosilcev in vertikalnih komunikacij. Streha je ravna, z minimalnim naklonom. Nosilna konstrukcija strehe je armiranobetonska plošča.

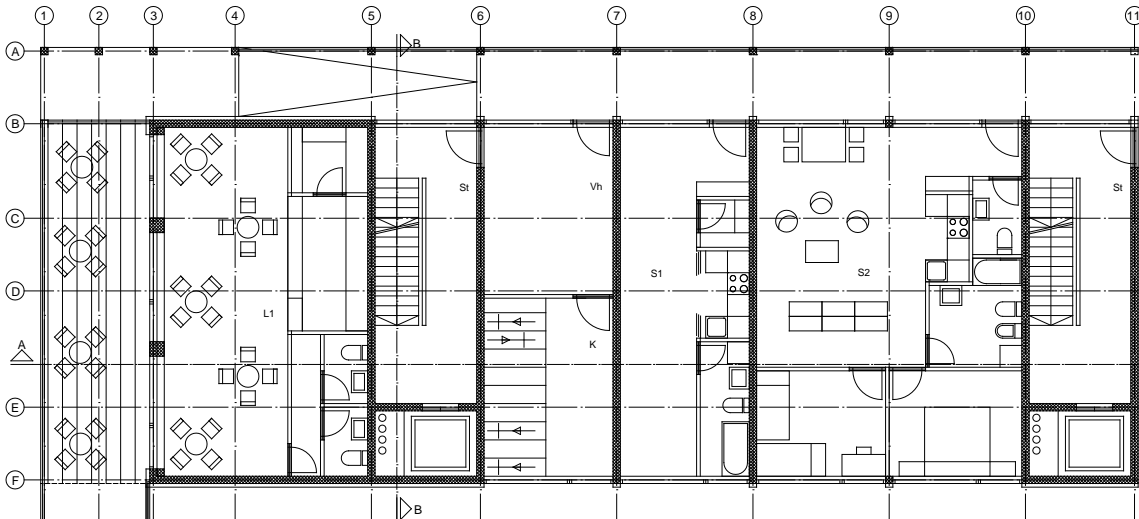
Konstrukcijsko je objekt mešanega tipa, ekvivalenten stenastemu konstrukcijskemu tipu. Notranje stopnice so enoramne in se opirajo na medetažne plošče. Stene objekta potekajo kontinuirno po višini.



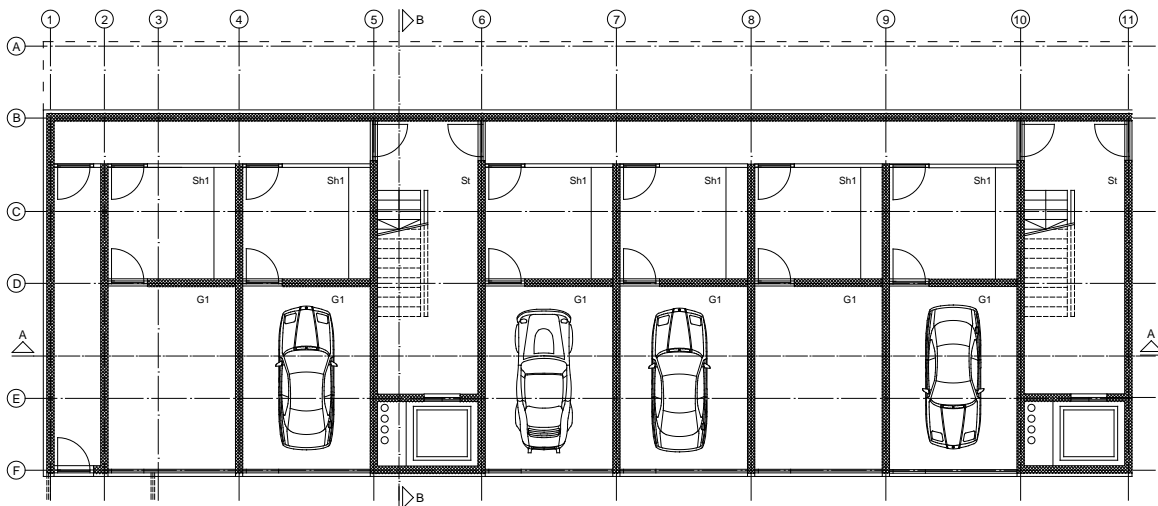
Slika 4: Tloris 2. nadstropja



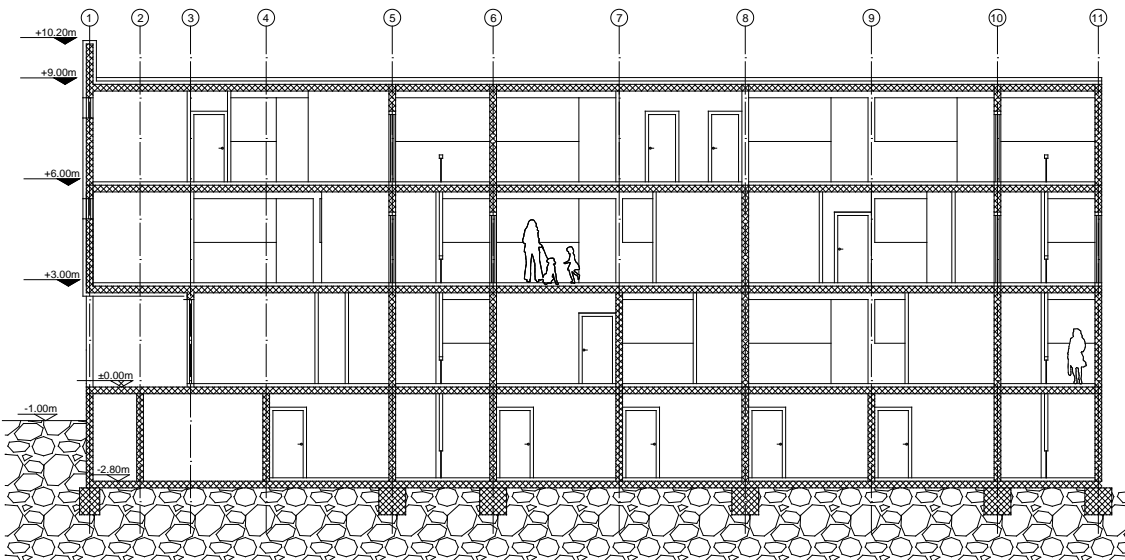
Slika 5: Tloris 1. nadstropja



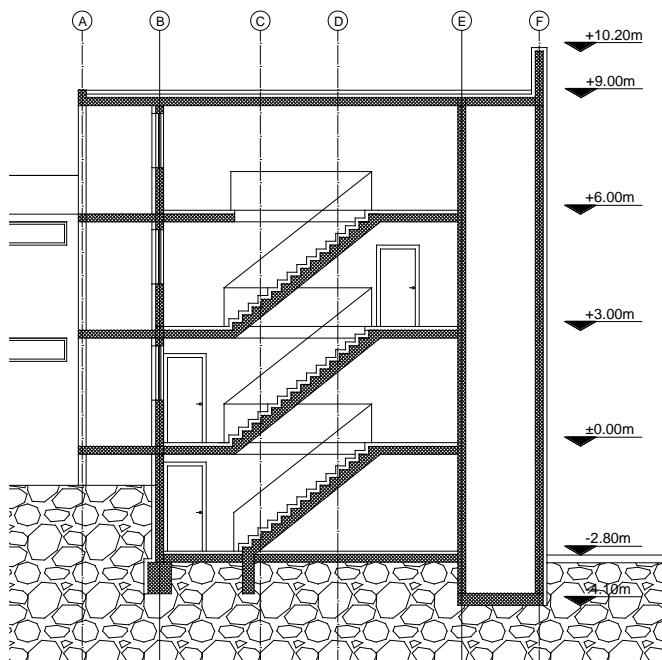
Slika 6: Tloris pritličja



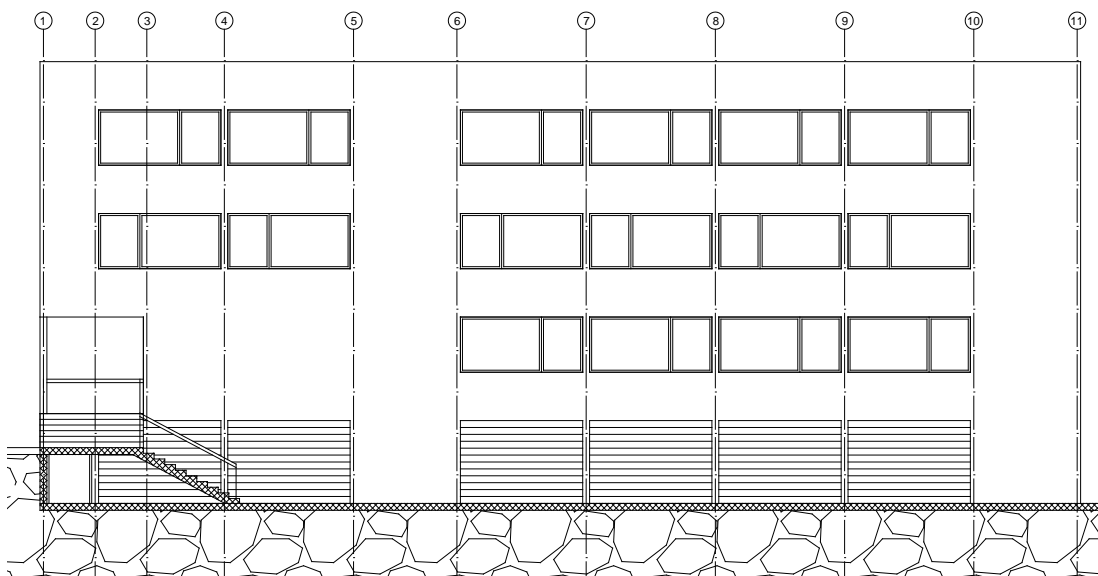
Slika 7: Tloris kleti



Slika 8: Vzdolžni prerez objekta (Prerez A)



Slika 9: Prečni prerez objekta (Prerez B)



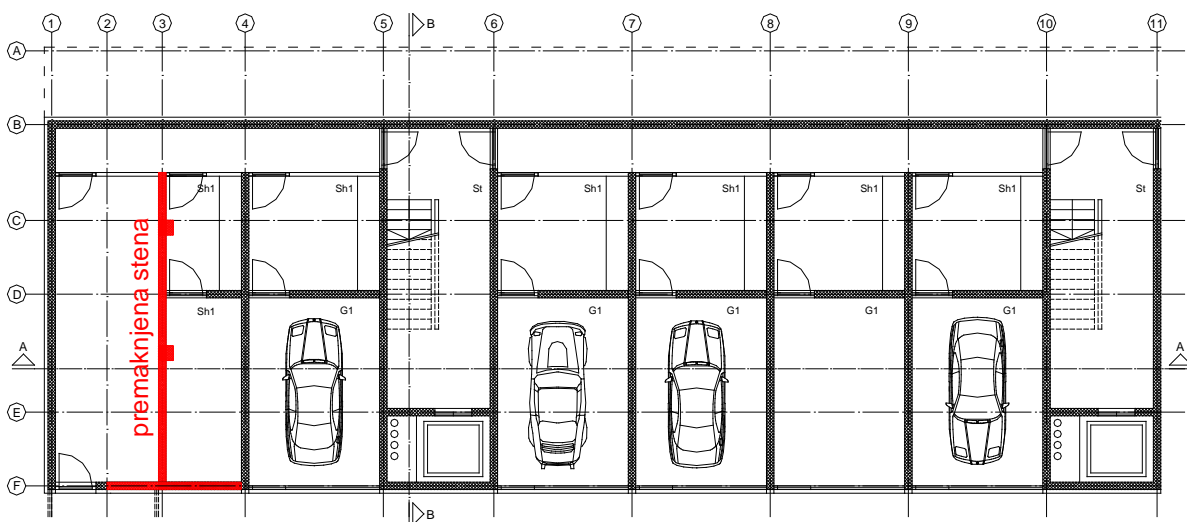
Slika 10: Fasada objekta

2.2 Dimenzije nosilnih elementov – predvidene s strani arhitekta

Predvideno je bilo temeljenje objekta na pasovnih temeljih, višine 80 cm in širine 60–80cm. Vse AB-stene (kletne stene, stene v zgornjih etažah, dvigalni jaški ...) so bile debele 20 cm, stebra v oseh 3/C–E za podpiranje konzolnega dela sta bila zasnovana 40/40 cm. Stebri ob hodniku v osi A so v zasnovi merili 20/20 cm. Medetažne plošče, vključno s strešno, so bile debele 20 cm.

2.3 Komentar k zasnovi

Ko smo pregledovali sistem nosilne konstrukcije, smo ugotovili, da določene stene (v oseh 2, 4, 7 in 9), niso bile temeljene na pasovnih temeljih, ampak so nalegale le na razmeroma tanko talno ploščo, zato smo predvideli dodatne pasovne temelje pod omenjenimi stenami ter debelejšo talno ploščo pod dvigalnim jaškom, s čimer se je arhitekt strinjal. Med kontrolo kontinuirnost konstrukcije v vertikalni smeri, sta nas zmotila stebra v poslovnem delu objekta (pritličje; os 3/C-E), ki sta v zasnovi nalegala le na medetažno ploščo, pod katero ni bilo drugih vertikalnih elementov. Zaradi pričakovanih večjih obremenitev smo se odločili za prestavitev stene v kleti (iz osi 2 v os 3) in podaljšanje stebrov do temeljev za lažji prenos obremenitev do temeljnih tal. Glede spremembe pozicije stene je bila potrebna malo daljša korespondenca z arhitektom, saj mu ni bilo po godu, da bi izgubil eno garažno mesto, vendar je predlagano rešitev sprejel, saj je ugotovil, da bi bilo v primeru ohranitve pozicije stene potrebno dodati nosilce, ki bi preko učinka brane raznesli obtežbo na obodne kletne stene. Nosilci bi lahko bistveno znižali višino garaže, s čimer bi se izgubila polna funkcionalnost oz. namembnost prostora, tako da je bil premik stene bolj smiseln. V ostalih ploščah ni bilo predvidenih nosilcev, kar se nam je sprva zdelo težko izvedljivo, skrbel nas je predvsem konzolni del (plošča nad pritličjem in nevarnost preboja plošče). V kolikor bi se izkazalo, da bi bili dodatni nosilci potrebni, bi jih v drugem koraku računa ustrezno vnesli v program in skladno s standardi dimenzionirali.



Slika 11: Tloris kleti – usklajena arhitektura

2.4 Materiali, uporabljeni v objektu

(SIST EN 1992-1-1)

Podložni betoni so iz C 12/15.

Vsi monolitni AB-elementi so betonirani iz C 25/30:

elastični modul:	$E_{cm} = 3,15 \cdot 10^3 \text{ kN/cm}^2$
karakteristična tlačna trdnost:	$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
specifična teža:	$\gamma_B = 25 \text{ kN/cm}^2$

Za armaturo je uporabljena armatura tipa S500:

elastični modul:	$E_s = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$
------------------	----------------------------------------

Karakteristična meja elastičnosti:

rebrasta armatura – S500	$f_{yk} = 50,0 \text{ kN/cm}^2$
armaturne mreže – S500	$f_{yk} = 50,0 \text{ kN/cm}^2$

3 VPLIVI NA OBJEKT

V analizi smo zajeli vse vertikalne (lastno težo, stalno in koristno obtežbo ter obtežbo snego) in horizontalne vplive (potres, veter na fasado objekta, zemljino), ki delujejo na objekt. Numerične vrednosti posameznih obtežb in njihov raspored smo prikazali v naslednjih točkah.

3.1 Vertikalna stalna obtežba

(SIST EN 1991-1-1)

Stalna obtežba konstrukcije ali stalni nepomični vpliv zajema vse konstrukcijske elemente ter ostale elemente, ki so na konstrukcijo pritrjeni ali so njen sestavni del. Pod stalno obtežbo lahko prištejemo tudi vpliv zemljine na objekt. Vse obtežbe, ki jih klasificiramo pod stalne vplive, lahko v kombinacijah obravnavamo kot en sam vpliv. Vendar moramo pozornost posvetiti tudi programu, s katerim želimo objekt preračunati; na primer Sofistik zahteva, da je lastna teža nosilnih elementov v ločenem obtežnem primeru od ostalih stalnih vplivov – balasta (zaradi posebnosti pri računu in določanju mas pri potresnem vplivu).

Večino lastnih vplivov zajame program avtomatsko, in sicer glede na gostoto materiala ter obliko elementa (geometrijo):

- betonsko vertikalno nosilno konstrukcijo (stene, stebre) in
- betonsko horizontalno nosilno konstrukcijo (nosilce, plošče, temelje).

Na tem mestu je potrebno poudariti, da smo za račun objekta uporabili program Sofistik, ki poleg tega, da sam avtomatsko upošteva lastno težo, ustrezno uskladi tudi dvakrat definirane dele plošč (npr. T-nosilec in plošča, kjer se del pasnice podvoji).

Nekonstrukcijske elemente (balast) je bilo potrebno dodatno podati v program. Kar smo storili z upoštevanjem ustrezne dodatne ploskovne, linijske oz točkovne obtežbe zaradi:

- stopniščnih ram, stopnic,
- sestave tlakov in stropov,
- obtežbe fasade,
- obtežbe zidanih nenosilnih sten in
- določene stalno nameščene opreme.

3.1.1 Priprava stalne obtežbe za vnos v računski model

V preglednicah smo prikazali celotne sestave tlakov in stropov ter skupno obtežbo na enoto površine za opisano sestavo. Program težo določenih elementov že upošteva, zato smo v zadnji vrstici zapisali vrednost obtežbe, ki jo je bilo potrebno vnesti v model konstrukcije.

Elemente, katerih lastno težo program upošteva avtomatsko, smo označili z zvezdico (*).

Ker nismo imeli podrobnih podatkov o željah naročnika, smo vrednosti vertikalne stalne obtežbe na konstruktivne elemente le grobo ocenili.

Preglednica 1: Obtežba nad kletjo – poslovni del

	Dimenzija (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. obt. (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Keramika + lepilo	2,0	25,0		0,50
Estrih	7,0	25,0		1,75
Toplotna izolacija	10,0	3,0		0,30
AB-plošča *	20,0	25,0		5,00
Inštalacije			0,15	0,15
skupna obtežba:			$g_{\text{skupaj}} =$	7,70
za vnos v program:			$g_{\text{model}} =$	2,70

Preglednica 2: Obtežba nad kletjo – stanovanjski del

	Dimenzija (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. obt. (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Finalni tlak			0,50	0,50
Estrih	7,0	25,0		1,75
Toplotna izolacija	10,0	3,0		0,30
AB-plošča *	20,0	25,0		5,00
Inštalacije			0,15	0,15
skupna obtežba:			$g_{\text{skupaj}} =$	7,70
za vnos v program:			$g_{\text{model}} =$	2,70

Preglednica 3: Obtežba nad kletjo, pritličjem in 1. nadstropjem – komunikacijsko jedro

	Dimenzija (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. obt. (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Keramika + lepilo	2,0	25,0		0,50
Estrih	6,0	25,0		1,50
Toplotna izolacija	5,0	3,0		0,15
AB-plošča *	20,0	25,0		5,00
skupna obtežba:			$g_{\text{skupaj}} =$	7,15
za vnos v program:			$g_{\text{model}} =$	2,15

Preglednica 4: Obtežba nad pritličjem in 1. nadstropjem – stanovanjski del

	Dimenzija (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. obt. (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Finalni tlak			0,50	0,50
Estrih	6,0	25,0		1,50
Toplotna izolacija	5,0	3,0		0,15
AB-plošča *	20,0	25,0		5,00
Spuščen strop			0,15	0,15
Inštalacije			0,15	0,15
skupna obtežba:			$g_{\text{skupaj}} =$	7,45
za vnos v program:			$g_{\text{model}} =$	2,45

Preglednica 5: Obtežba nad 2. nadstropjem – stanovanjski del

	Dimenzija (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. obt. (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Lahko nasutje (Misapor)	25,0	2,0		0,50
Hidroizolacija	0,05			0,35
Naklonski beton	6,0	25,0		1,50
Toplotna izolacija	10,0	3,0		0,30
AB-plošča *	20,0	25,0		5,00
Spuščen strop			0,15	0,15
Inštalacije			0,15	0,15
skupna obtežba:			$g_{\text{skupaj}} =$	7,95
za vnos v program:			$g_{\text{model}} =$	2,95

Preglednica 6: Obtežba nad 2. nadstropjem – komunikacijsko jedro

	Dimenzija (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. obt. (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Lahko nasutje (Misapor)	25,0	2,0		0,50
Hidroizolacija	0,05			0,35
Naklonski beton	6,0	25,0		1,50
Toplotna izolacija	10,0	3,0		0,30
AB-plošča *	20,0	25,0		5,00
Inštalacije			0,15	0,15
skupna obtežba:			g_{skupaj} =	7,80
za vnos v program:			g_{model} =	2,80

Preglednica 7: Obtežba nad 2. nadstropjem – streha nad balkoni

	Dimenzija (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. obt. (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Lahko nasutje (Misapor)	25,0	2,0		0,50
Hidroizolacija	0,05			0,35
Naklonski beton	6,0	25,0		1,50
Toplotna izolacija	10,0	3,0		0,30
AB-plošča *	20,0	25,0		5,00
skupna obtežba:			g_{skupaj} =	7,65
za vnos v program:			g_{model} =	2,65

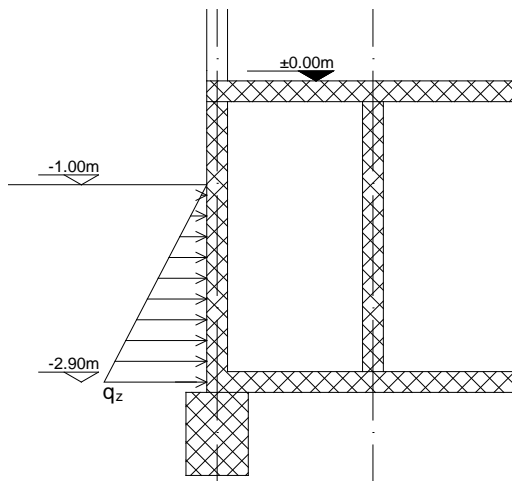
Preglednica 8: Obtežba balkoni/terase

	Dimenzija (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. obt. (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Finalni tlak			0,50	0,50
Naklonski estrih	4,0	25,0		1,00
Toplotna izolacija	10,0	3,0		0,30
AB-plošča *	20,0	25,0		5,00
skupna obtežba:			g_{skupaj} =	7,80
za vnos v program:			g_{model} =	1,80

3.2 Pritiski zemljine

(SIST EN 1991-1-1 in SIST EN 1997-1)

Vpliv zemljine na objekt se smatra kot stalni vpliv, vendar za razliko od ostalih stalnih vplivov lahko deluje v horizontalni ali vertikalni smeri, zato smo ga obravnavali ločeno.



Slika 12: Obtežba zemljine (q_z) na objekt

Geomehansko poročilo o pogojih in načinu temeljenja za ta objekt ni bilo na voljo, zato smo za nosilnost temeljnih tal privzeli neke izkustvene vrednost za srednje dobro nosilna temeljna tla brez podtalnice:

strižni kot zemljine:	$\phi = 30^\circ$	
prostorninska teža zemljine:	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$	
kota vrha zemljine:	-1,00	
kota dna objekta:	-2,90 $\rightarrow h = 2,90 - 1,00 = 1,90 \text{ m}$	(1)

Delovanje zemljine na objekt smo upoštevali z mirnim zemeljskim pritiskom:

$$k_0 = 1 - \sin\phi = 0,50 \quad (2)$$

Po enačbi 1 in z upoštevanjem k_0 (en. 2) smo dobili obtežbo mirnega zemeljskega pritiska na koti -2.90 m:

$$q_z = k_0 \cdot \gamma \cdot h = 19,95 \text{ kN/m}^2 \quad (3)$$

"Količnik "modul reakcije tal" je odvisen od vrste zemljine, njene konsistence in od velikosti vertikalne napetosti v vzorca oziroma obremenitve vzorca. Po drugi strani pa vemo, da je posedek nekega temelja pri enako veliko obtežbi, ki obremenjujejo enaka temeljna tla (debelina, prepustnost, deformabilnost in trdnost), odvisen tudi od njegovih tlorisnih dimenzij in oblike (pravokotna tlorisna oblika, krožna tlorisna oblika ...)" [4].

Iz navedenega sledi, da bi morali modul reakcije tal določiti za vsak temelj posebej glede:

- na vrsto temeljnih tal,
- na velikost obremenitve in
- na obliko in velikost bremenske ploskve.

V literaturi je možno najti izkustvene vrednosti za module reakcije tal za različne vrste zemljin. V spodnji preglednici so prikazani podatki Terzaghija, ki pa veljajo za bremensko ploskev kvadratne oblike, dimenzij 30 x 30 cm (K v kN/m^3) [4].

Preglednica 9: Modul reakcije tal po Terzaghiju [4]

PEŠČENE ZEMLJINE	Rahle	Srednje goste	Zelo goste
Suh ali vlažen pesek	13000	42000	160000
Pesek pod vodo	8000	26000	96000

Za nadaljnje projektiranje smo ocenili modul reakcije tal $K = 35000 \text{ kN/m}^3$, kar približno ustreza srednje gostim peščenim zemljinam, ki niso pod vodo.

3.3 Koristna obtežba

(SIST EN 1991-1-1)

V primerjavi s prej omenjenimi obtežbami zajema koristna obtežba predvsem nestalne/spremenljive oz. pomične vplive, katerih raztros vrednosti je večji in posledično v računih zahteva večji varnostni faktor. V stanovanjskih objektih koristna obtežba zajema predvsem pohištvo/opremo, možnost postavitve predelnih sten, možnost zbiranja ljudi ... Standard predvideva tudi horizontalne obtežbe na predelne stene in ograje, ki jih povzročajo ljudje, vendar so te obtežbe lokalnega pomena, zato jim nismo posvetili pozornosti, saj nas je zanimalo globalno obnašanje konstrukcije.

Okvirne vrednosti koristne obtežbe glede na namembnost prostorov podajajo standardi Evrokod, lahko pa se te zahteve na željo investitorja tudi povečajo; npr. v kolikor bi želeli postaviti poseben kos opreme (večji akvarij, vodno posteljo ...) v stanovanje za znanega končnega kupca.

V našem primeru glede koristnih obtežb ni bilo posebnih zahtev, torej smo privzeli tiste, ki jih določa standard za namembnosti prostorov (izhajali smo iz preglednice št. 6.1: Kategorije uporabe v EC1 [1-1]). EC1 podaja kategorije površin, za katere so podane vse karakteristične vrednosti za koristne obtežbe, in sicer za stanovanjske, javne, trgovske in upravne površine, skladiščne in industrijske površine ter garaže in strehe.

Streha objekta spada v kategorijo "H", kjer najdemo strehe, dostopne le za manjša vzdrževanja in popravila. V največji meri je objekt namenjen stanovanjem, ki jih klasificiramo pod kategorijo "A". Ker stavba nima posebnega požarnega izhoda, smo dimenzionirali stopnišča na možno večjo obtežbo; dodelili smo jim kategorijo "C3". Pod kategorijo "C1" pa spadajo stavbe oz. deli objekta, kjer se zbirajo ljudje – gostinski lokal.

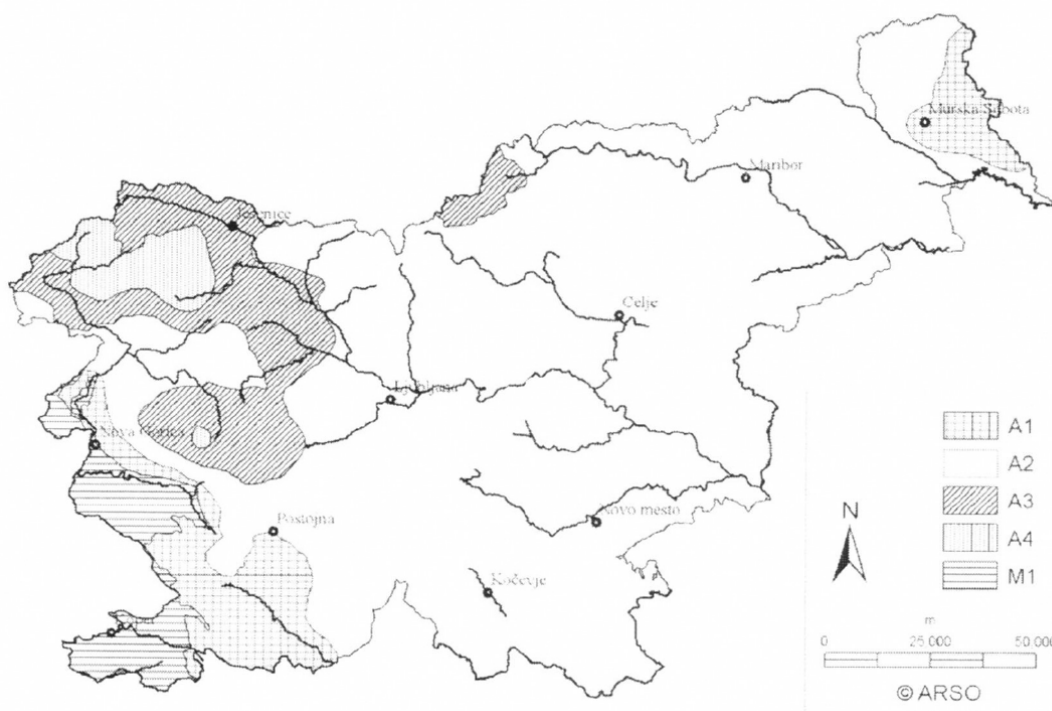
Preglednica 10: Prikaz koristne obtežbe po posameznih namembnostih in faktorjev ψ_1

	Kategorija	Obtežba (kN/m ²)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Streha	H	0,5	0	0	0
Stanovanje	A	2,0	0,7	0,5	0,3
Balkoni	A	2,5	0,7	0,5	0,3
Stopnišče	C3	5,0	0,7	0,5	0,6
Gostinski lokal	C1	3,0	0,7	0,7	0,6

3.4 Sneg

(SIST EN 1991-1-3)

Sneg je vertikalna spremenljiva obtežba in na konstrukciji deluje predvsem na streho objekta. Izračunali smo ga v skladu z zahtevami iz EC1. Objekt je na nadmorski višini $H = 300,00$ m, v coni A2. Upoštevali smo standard SIST EN 1991-1-3:2004 vključno z nacionalnim dodatkom.



Slika 13: Obtežba snega na tleh na nadmorski višini $A = 0$ m [SIST EN 1991-1-3:2004/A101]

$$s_{k,A2} = 1,293 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \left[1 + \left(\frac{300}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4)$$

Obtežba snega na streho ($\alpha < 30^\circ$):

koef. oblike strehe:	$\eta_1 = 0,8$
koef. izpostavljenosti:	$C_e = 1,0$
termični koeficient:	$C_t = 1,0$

$$s = \eta_1 C_e C_t s_{k,A2} = 0,8 \cdot 1,51 = 1,20 \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

V kolikor bi bilo zaradi snega in ledu na strehi možno zastajanje oz. onemogočen odtok vode s strehe, bi bilo potrebno obtežbo snega povečati za 50 %. V našem primeru smo odvodnjavanje vode s strehe ustrezno rešili in dodatne obtežbe ni bilo potrebno upoštevati.

3.5 Veter

(SIST EN 1991-1-4)

Objekt je predviden v gosto naseljenem delu Ljubljane, kjer se večjega vpliva vetra ne pričakuje. Slovenija je razdeljena na 3 glavne vetrovne cone, kjer con 1 ustreza večina Slovenskega ozemlja, cona 2 in 3 pa le na manjšem delu Gorenjske in Primorske z Notranjsko (prikazano na Sliki 1 v nacionalnem dodatku v [1-4]).

Obraunavan objekt se nahaja v vetrovni coni 1 (Ljubljana):

$$v_{\text{ref},0} = 20,0 \text{ m/s} \dots \text{ referenčna hitrost vetra (desetminutna povprečna hitrost vetra za povratno dobo 50 let)}$$

$$v_{\text{ref}} = v_{\text{ref},0} \cdot c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{tem}} \cdot c_{\text{alt}} \dots \text{ referenčna hitrost (} c_{\text{dir}}, c_{\text{te}}, c_{\text{alt}} \text{ so enaki vrednosti 1.0)}$$

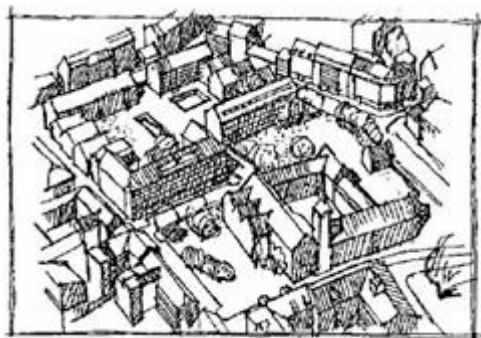
(6)

Faktor smeri vetra: $c_{\text{dir}} = 1,0$ (priporočena vrednost)

Faktor temperature: $c_{\text{tem}} = 1,0$ (priporočena vrednost)

Faktor višine: $c_{\text{alt}} = 1,0$ (priporočena vrednost)

$$q_{\text{ref}} = \rho / 2 \cdot v_{\text{ref}}^2 \dots \text{ referenčna obtežba, kjer je } \rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \text{ gostota zraka} \quad (7)$$
$$q_{\text{ref}} = 1,25 / 2 \cdot 20^2 = 250,0 \text{ N/m}^2$$



Slika 14: Grafični prikaz kategorije terena IV [1-4]

Kategorija terena IV pomeni, da gre za urbana območja, ki so vsaj 15% zazidana z vsaj 15 m visokimi stavbami.

Faktor izpostavljenosti: $c_{e(Z)} = 1,20$ (Slika 4.2 v [1-4]; kategorija terena 4; $H=10,5$ m)

$$w = q_{\text{ref}} \cdot c_{e(Z)} \cdot c_{pe} \dots \text{obtežba vetra} \quad (8)$$

$$w = 0,25 \cdot 1,20 \cdot c_{pe} = 0,30 \cdot c_{pe} \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Faktorji pritiska in srka za stene znašajo (glej Sliko 15 in Preglednico 13):

$$c_{pe} = + 0,80 \dots \text{pritisk na čelno steno}$$

$$c_{pe} = - 0,30 \dots \text{srk na zadnjo steno}$$

$$c_{pe} = - 1,20 \text{ oz. } - 0,80 \text{ oz. } - 0,50 \dots \text{srk na bočne stene}$$

V nadaljevanju smo prikazali kontrolni račun vpliva vetra proti vplivu potresa. V primeru, da je vpliv potresa merodajen, vpliva vetra ne bi bilo potrebno podajati v program za globalni račun konstrukcije.

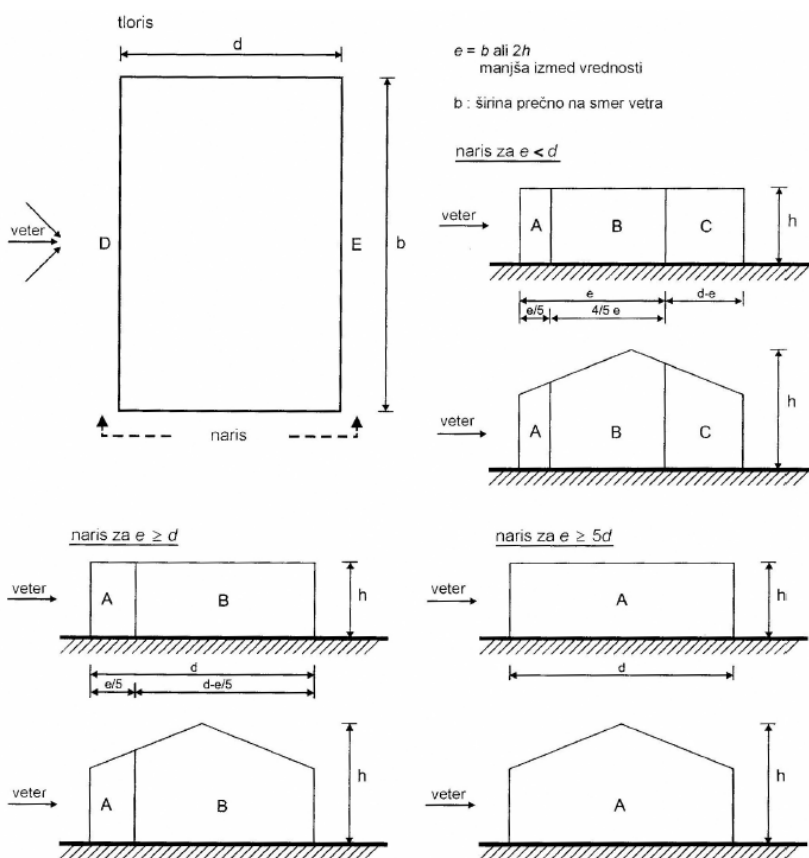
Skupno obtežbo na stranico objekta dobimo, ko obtežbo vetra izračunamo po enačbi (8) ter vse skupaj pomnožimo z vplivno površino.

Preglednica 11: Prikaz računa vpliva vetra (smer vetra proti krajši stranici)

	$q_{\text{ref}} \cdot c_{e(Z)}$	c_{pe}	w (kN/m ²)	A (m ²)	W (kN)
Čelna stena	0,30	0,80	0,24	10,0 · 10,5	25,2
Bočno A	0,30	- 1,20	- 0,36	2,0 · 10,5	7,6
Bočno B	0,30	- 0,80	- 0,24	8,0 · 10,5	20,2
Bočno C	0,30	- 0,50	- 0,15	20,2 · 10,5	31,2

Preglednica 12: Prikaz računa vpliva vetra (smer vetra proti daljši stranici)

	$q_{ref} \quad c_{e(Z)}$	c_{pe}	w (kN/m ²)	A (m ²)	W (kN)
Čelna stena	0,30	0,80	0,24	$30,2 \cdot 10,5$	76,1
Bočno A	0,30	- 1,20	- 0,36	$2,0 \cdot 10,5$	7,6
Bočno B	0,30	- 0,80	- 0,24	$8,0 \cdot 10,5$	20,2
Zadnja stran	0,30	- 0,50	- 0,15	$30,2 \cdot 10,5$	47,6



Slika 15: Delitev sten na področja [1-4]

Preglednica 13: Priporočene vrednosti koeficientov zunanje tlaka za navpične stene stavb [1-4]

Področje	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
$h/d = 5$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
$h/d = 1$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$h/d \leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Izračunali smo približek celotnega potresnega vpliva za globalno primerjavo:

$$S_{d(T1)} = a_g \cdot S \cdot 2,50 / q = 0,250 \text{ [g]} \cdot 1,15 \cdot 2,50 / 2,00 = 0,359 \text{ [g]} \quad (9)$$

$$P = S_{d(T1)} \cdot (\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \varphi \psi_{2,i} Q_{k,i}) \cdot B \cdot L \quad (\text{obtežba na objekt zaradi potresnih sil}) \quad (10)$$

Kjer sta: ψ_2 koef. navidezno stalnega dela obtežbe snega (izberemo 0,3) in
 φ faktor prisotnosti kor. ob. po celotni konst. v času potresa (izberemo 0,8) in sta
 B in L dimenziji tlorisnih stranic objekta ($B = 10,0 \text{ m}$, $L = 30,2 \text{ m}$).

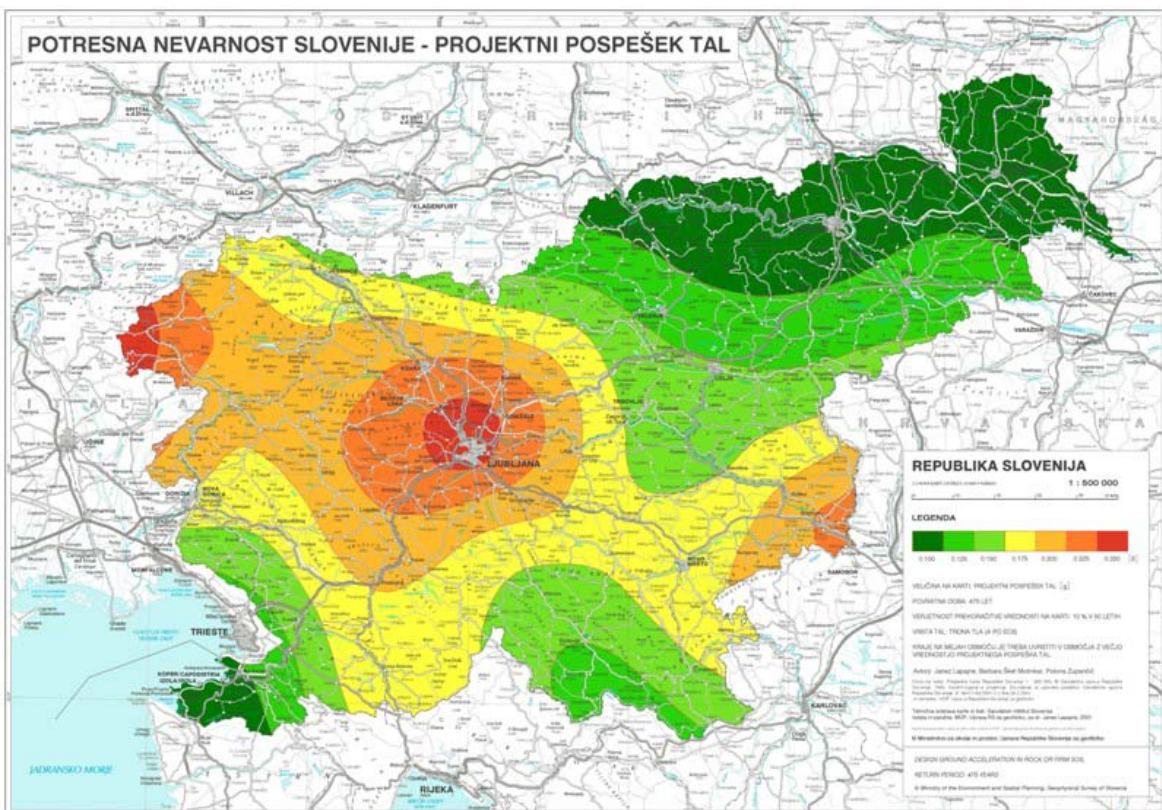
Za vpliv stalne obtežbe smo vzeli približno povprečno vrednost: $g = 7,00 \text{ kN/m}^2$

Za vpliv spremenljive obtežbe smo izbrali grobo povprečno vrednost: $q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

Vrednosti smo nato vstavili v enačbo (10) in dobili:

$$P = 0,359 \cdot (4 \cdot (7,0 + 0,8 \cdot 0,3 \cdot 2,5)) \cdot 10,0 \cdot 30,2 = 3295,9 \text{ kN}$$

Kljub temu, da v obtežbi potresa nismo upoštevali teže stebrov in AB-sten je razvidno, da je obtežba na objekt zaradi potresnih sil veliko večja od obtežbe vetra ($P = 3295,9 \text{ kN} > W = 76,1 + 47,6 = 123,7 \text{ kN}$), iz česar smo lahko sklepali, da je merodajna obtežba potresa, zato obtežbe vetra za globalno stabilnost objekta nebi bilo potrebno upoštevati. Obtežbo vetra na stranice objekta smo modelirali le zaradi analize lokalnega vpliva na elemente.



LEGENDA



Slika 16: Projektni pospešek tal [5]

3.6 Potresna obtežba

(SIST EN 1998-1)

EC8 zahteva, da sta z ustrežno stopnjo zanesljivosti izpolnjena dva kriterija, in sicer:

- "zahteva po neporušitvi
- zahteva po omejitvi poškodb

Prvi kriterij zahteva, da je konstrukcija projektirana tako, da pri projektni obtežbi ne pride do lokalne ali globalne porušitve. Obdržati mora integriteto in (preostalo) nosilnost za prenašanje vertikalne obtežbe. Projektna obtežba je izbrana glede na izbrano sprejemljivo potresno tveganje. V EC8 je priporočeno, da se običajni objekti projektirajo na potres, za katerega obstaja samo 10 % verjetnosti, da bo dosežen ali prekoračen v obdobju 50 let.

Drugi kriterij, to je zahteva po omejitvi poškodb, se nanaša na potres, za katerega obstaja precejšnja verjetnost, da se bo pojavil v amortizacijski dobi objekta in zahteva, da pri takšnem potresu ostane konstrukcija brez večjih poškodb in z njimi povezanih omejitev uporabe" (Evrokodi [3], stran 8-7).

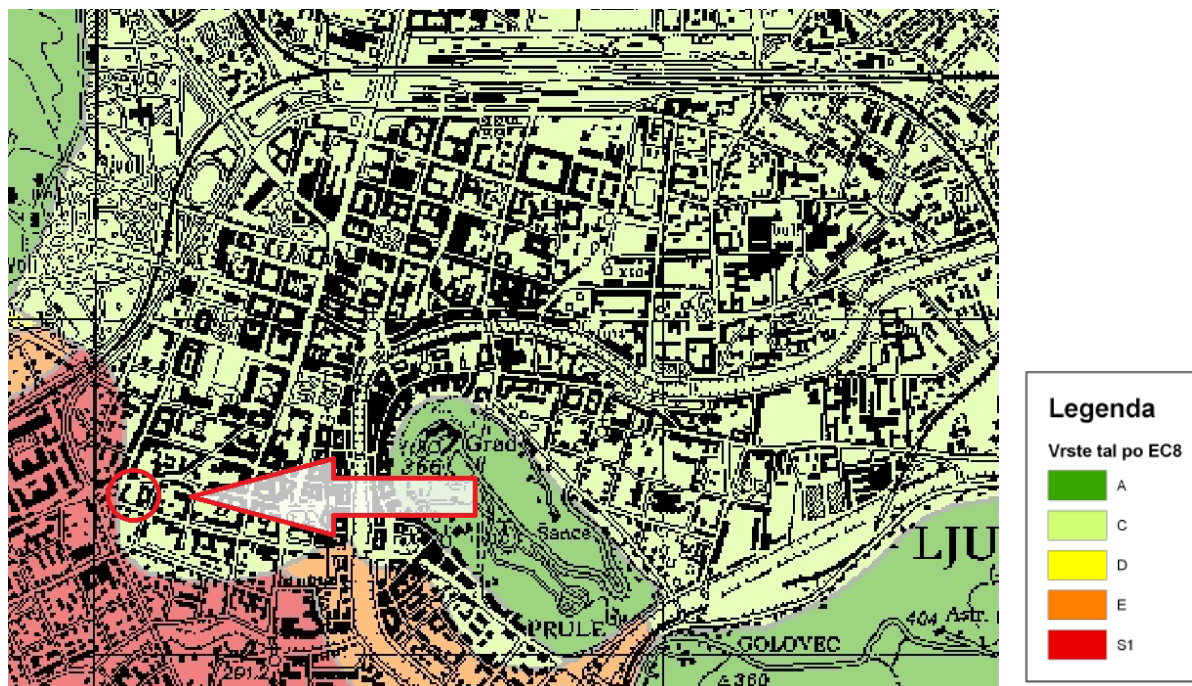
V kolikor bi želeli popolnoma upoštevati drugi kriterij, bi bilo potrebno konstrukcijo analizirati z elastično analizo in za potres, ki ima manjšo povratno dobo. Vendar EC8 tega izrecno ne zahteva, dovolj je, če se omejimo na kontrolo pomikov pri projektiranih potresnih omejitvah ter vpeljemo faktor pomembnosti γ , s katerim povečamo oz. zmanjšamo projektne potresne sile, kar je približno enako, kot bi računali na drugo povratno dobo potresa.

Objekt je v potresni coni, za katero znaša razmerje med projektnim pospeškom tal (a_g) in težnostnim pospeškom (g): $\alpha = a_g/g = 0,25$. Upoštevali smo standard SIST EN 1998-1:2004 z nacionalnim dodatkom SIST EN 1998-1:2005/A101.

Za določitev mase objekta za potresno situacijo, smo upoštevali mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v ustrezni kombinaciji vplivov (glej enačbi 29 in 30).

Pri določanju projektne spektra za linearno analizo smo privzeli temeljna tla vrste »C« (glej Sliko 17) in elastični spekter odziva tipa 1 po EN 1998-1:2004 [8].

Tla »C«: $S = 1,15$



Slika 17: Vrste tal po EC8 (Ljubljana) [6]

Faktor pomembnosti objekta je odvisen od nevarnosti posledic porušitve objekta ali dela objekta za življenje ljudi in civilno zaščito v obdobju med in neposredno po potresu, ter seveda od socialnih in ekonomskih posledic porušitve. Za povratne dobe potresa, ki se razlikujejo od referenčne (475 let), je projektni pospešek na tleh tipa "A" enak:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \quad (11)$$

Preglednica 14: Kategorija pomembnosti za stavbe [8]

Kategorija pomembnosti	Stavbe	γ_1
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno.	0,8
II	Običajne stavbe, ki ne pripadajo ostalim kategorijam.	1,0
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno.	1,2
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno.	1,4

Iz preglednice kategorij pomembnosti (pr. 14) sledi, da obravnavan objekt pripada običajnim stavbam po EN 1998-1:2004, za katere velja kategorija pomembnosti II ($\gamma_1 = 1,0$).

Odločili smo se za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) in izračunali faktor obnašanja stavbe. Faktor obnašanja objekta je faktor, ki se uporablja pri projektiranju. Z njim reduciramo sile, dobljene z linearno analizo in tako delno upoštevamo nelinearen odziv konstrukcij. Faktor je povezan z materialom, konstrukcijskim sistemom in postopki projektiranja.

$$\text{Faktor obnašanja: } q = 0,80 \cdot q_0 \cdot k_w = 0,80 \cdot 3,30 \cdot 0,73 = 1,93 \geq 1,50 \quad (12)$$

$$q_0 = 3,00 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 3,00 \cdot 1,10 = 3,30 \quad (13)$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1 \dots \text{stavbe, nepravilne po tlorisu in višini; mešani sistem; ekvivalenten stenastemu} \quad (14)$$

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1 = (1 + 1,18) / 3 = 0,73 \leq 1 \quad (15)$$

$$\alpha_0 = \sum H_i / \sum L_i = 66/56 = 1,18 \text{ (H višina stene i, L dolžina stene i)} \quad (16)$$

Faktor obnašanja znaša: **q = 2,00**

Največja možna potresna obtežba (glede na spekter):

$$S_{d(T_1)} = a_g \cdot S \cdot 2,50 / q = 0,250 \text{ [g]} \cdot 1,15 \cdot 2,50 / 2,00 = 0,359 \text{ [g]} \quad (17)$$

$$a_g = 0,250 \text{ [g]} \dots \text{projektni pospešek tal}$$

3.6.1 Vodoravni elastični spekter odziva konstrukcije (SIST EN 1998-1:3.2.2.2)

Za vodoravno komponento potresnega vpliva je elastični spekter odziva $S_e(T)$ opredeljen z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (18)$$

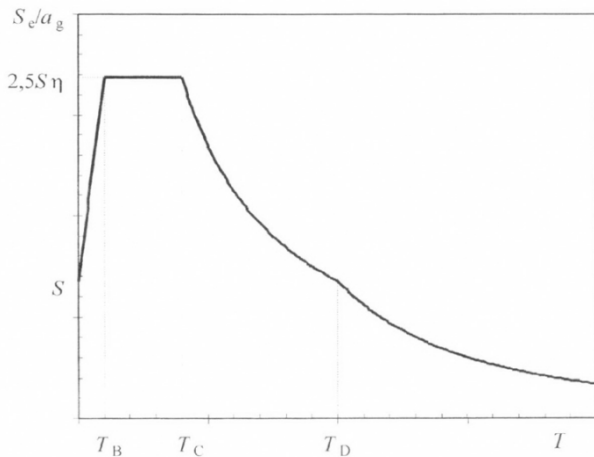
$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (19)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (20)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (21)$$

Kjer T predstavlja nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo, a_g je projektni pospešek tal, T_B , T_C , T_D so meje območij nihajnih časov, S je faktor tal, η pa zajame korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5 % viskoznega dušenja.

Vrednosti S , T_B , T_C , T_D za tip tal C in območje Slovenije so:



$$S = 1,15$$

$$T_B = 0,2$$

$$T_C = 0,6$$

$$T_D = 2,0$$

Slika 18: Elastični spekter odziva [8]

3.6.2 Navpični elastični spekter odziva konstrukcije

(SIST EN 1998-1:3.2.2.3)

Ob potresni obtežbi pride tudi do vertikalnega vzbujanja in se pojavijo vertikalni pospeški. Skladno z EC8 se jih določi po enačbi:

$$a_{vg}/a_g = 0,90 \text{ (spekter tipa 1)} \quad (22)$$

$$a_{vg} = 0,225 \text{ [g]}$$

Iz slednjega izhaja, da nam ob neobčutljivosti konstrukcije na vertikalna vzbujanja in a_{vg} , manjšemu od 0,25, ni potrebno upoštevati navpične komponente potresa. Vendar je pospešek blizu mejne vrednosti 0,25 [g], zato smo vseeno preverili posamezne elemente, ki so zahtevali večjo pozornost; ugotovili smo, da imamo horizontalne elemente z razponom precej manjšim od 20 m ter konzolni del, ki je tudi krajši od 5 m. V kolikor bi imeli večje razpone, bi lahko zaradi varnosti vseeno preverili tudi obnašanje konstrukcije ob vertikalnem potresnem vzbujanju.

3.6.3 Projektni spekter za elastično analizo

(SIST EN 1998-1:3.2.2.5)

Ker je konstrukcijski sistem v splošnem sposoben prenašati sile v nelinearnem območju, lahko pri projektiranju uporabimo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno elastičnemu odzivu. Eksplicitni nelinearni analizi konstrukcije se lahko izognemo z upoštevanjem duktilnega obnašanja, sposobnosti sipanja energije in analizo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva – projektni spekter. To zmanjšanje izvedemo z uvedbo faktorja obnašanja q .

Za vodoravni komponenti potresnega vpliva je projektni spekter $S_d(T)$ definiran z izrazi:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (23)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (24)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (25)$$

$$TD \leq T : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (26)$$

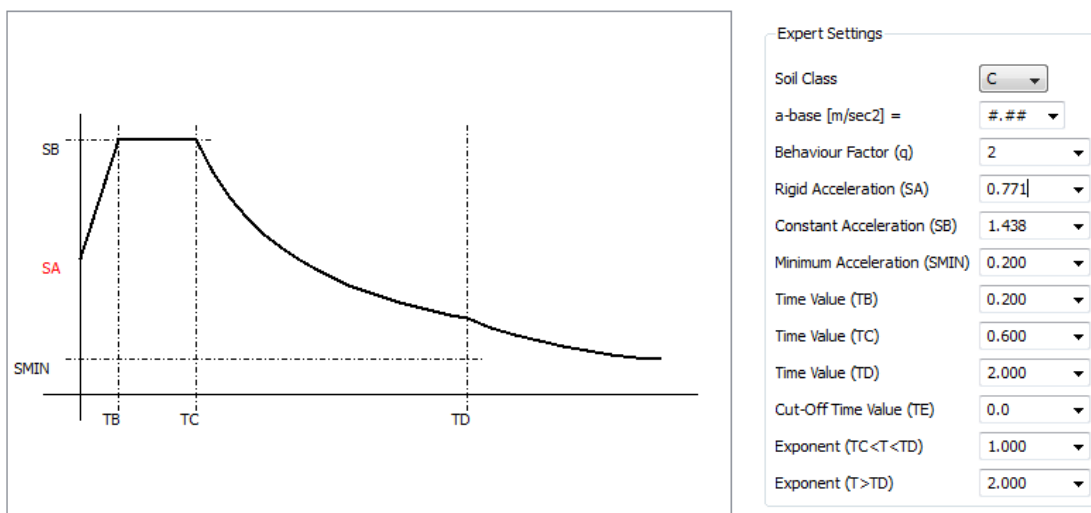
Kjer so: a_g , S , T_A , T_B , T_C , T_D že definirani v 3.6.1,
 $S_d(T)$ projektni spekter,
 q faktor obnašanja in
 β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru.

Response Spectra EC-1 Elastic Spectra Design Spectra EC 8 Type 1, Soil Class C

Acceleration [m/s²]

Factor horizontal [-] ! These factors represent a multiplier of the spectra value (e.g. importance factor).

Factor vertical [-]



Slika 19: Projektni spekter odziva, kot je vnesen v program Sofistik

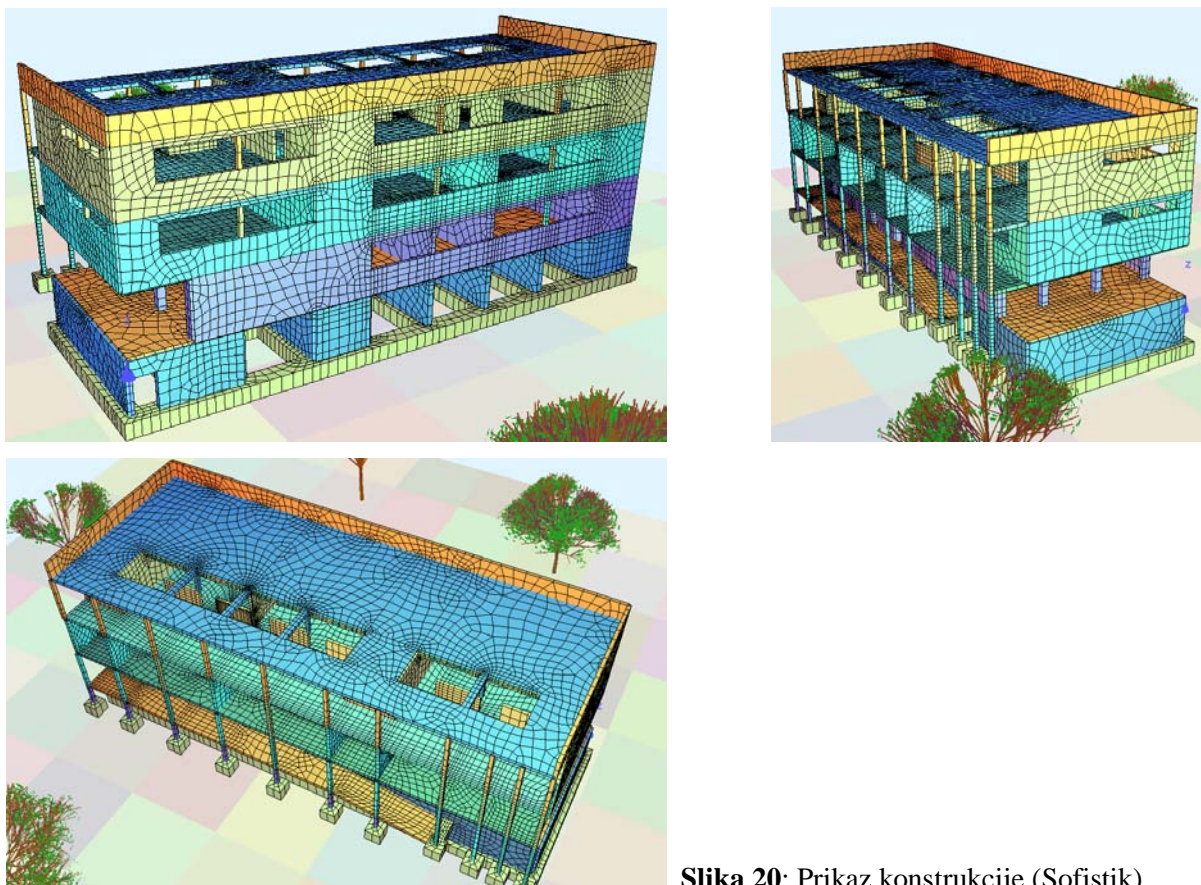
Nihajni časi prvih treh globalnih oblik so med 0,22 in 0,27 s, torej med T_b in T_c – na platoju.

4 MODELIRANJE OBJEKTA V PROGRAMU SOFISTIK

Objekt je kot 3D model analiziran s programom Sofistik in sestoji iz AB-monolitnih elementov, zato je prenos sil in momentov med elementi v večini možen in v model ni bilo podanih členkov. Objekt je temeljen na pasovnih temeljih, temeljna tla smo simulirali z modulom reakcije tal, ki smo ga določili skladno z predvideno dopustno obtežbo temeljnih tal (predpostavka za obravnavani del Ljubljane).

4.1 Sistem modeliranja

Pred začetkom modeliranja objekta v programu, smo morali dobro predvideti vse okoliščine in se odločiti za primeren sistem. Obravnavana zgradba je v globalnem smislu precej kompleksna, ima veliko elementov, različnih razponov in vpetij, poleg tega pa je predvidena lokacija na potresnem območju, kar že samo po sebi kliče po zahtevnem 3D sistemu modeliranja z dodatnimi 2D podrobnejšimi elementi (npr. stopniščne rame). V kolikor bi želeli modelirati celoten objekt z mnogo 2D modeli, bi uspeli zagotoviti mejno nosilnost na stalne oz. spremenljive linearne vplive. Potresni, dinamični vpliv pa zaradi nepravilnosti zgradbe po višini in tlorisu zahteva modalno analizo. Glede na vse te ugotovitve smo se odločili, da objekt modeliramo kot 3D model, kjer stopniščne rame nadomestimo z dodatno stalno in koristno linijsko obtežbo. Dodatno linijsko obtežbo smo podali tudi na mestih fasade, balkonskih ograj, ograj ob stopnišču ...



Slika 20: Prikaz konstrukcije (Sofistik)

Vsekakor se je ob modeliranju konstrukcij potrebno zavedati, da je potrebno model ohraniti čim bolj preprost in še vedno dobiti dovolj natančne rezultate, zato je vredno za dober razmislek porabiti nekaj dodatnega časa in tako priti do bolj učinkovitega in enostavnega modela. Poiskati smo želeli čim bolj točne rešitve, zato smo med izdelavo naloge naredili tri različne računske modele, in sicer enega za potresno analizo, drugega za dimenzioniranje običajnih projektnih stanj ter tretjega za račun postopnosti gradnje. Glavni razliki med potresnim in ostalimi modeli sta, da smo pri modeliranju za potresna stanja spremenili vhodne karakteristike elementov (razpokanost elementov), ter skrčili število obtežnih primerov, ki so zajeli le lastne, stalne in koristne vplive na konstrukcijo. Veter in sneg ter različne možne postavitev koristne obtežbe smo analizirali z modelom za običajna projektna stanja, za tretji model je bilo potrebno prilagoditi obtežbe ter določiti postopnost gradnje.

4.2 Postopek modeliranja nosilne konstrukcije objekta

Program od nas zahteva, da najprej določimo sistem (2D, 3D model), podamo geografsko lego objekta ter standard, po katerem se objekt dimenzionira ter določimo glavne merske enote itd. Nato lahko definiramo materiale, prereze in nadaljujemo z modeliranjem v GUI-sistemu; kjer gre za risanje 3D konstrukcije v programu AutoCad z uporabo ustreznih ukazov Sofistika, s čimer vsaki liniji/plošči določimo pripadajoče karakteristike (linijska podpora, nosilec, plošča, stena, obtežba ...). Skupke elementov ustrezno združimo v skupine za lažje kasnejše delo in pregled rezultatov. Sledi ukaz za izvoz geometrije v animacijski del programa, kjer definiramo ustrezne kombinacije obtežb ter zaženemo linearno analizo. V kolikor želimo preračun na dinamični vpliv (npr. potres), dodamo v izbor ukazov še zelenega, določimo karakteristike in preračunamo. V nadaljevanju podamo vhodne podatke superpozicije in parametre za avtomatsko dimenzioniranje ploskovnih in linijskih elementov. Na koncu ostane le še delo z dokumentacijo, da vse skupaj uredimo in pripravimo za tisk. Pomembno je, da pri vsakem koraku modeliranja na hitro preverimo, če smo na pravi poti, hiter "peš" račun oz. sprotno izvažanje geometrije v animacijski del programa vsekakor ni odveč.

4.3 Obtežne kombinacije

(SIST EN 1990:2004: 6.4.3.1)

Za vsako kritično obtežno kombinacijo je potrebno določiti projektne vrednosti učinkov vplivov E_d s kombiniranjem vrednosti vplivov, za katere se ocenjuje, da se bodo pojavili sočasno. Vsaka kombinacij vplivov vključuje en prevladujoč ali en nezgodni vpliv, ostale pa v ustreznih kombinacijskih vrednostih.

Program Sofistik ima že vgrajene module, ki povzamejo kombiniranje obtežb v skladu s predpisanimi postopki po standardih Evrokod.

4.3.1 Osnovne obtežne kombinacije

Osnovne kombinacije učinkov vplivov temeljijo na projektni vrednosti prevladujočega spremenljivega vpliva ter na projektnih kombinacijskih vrednostih spremljajočih vplivov.

$$E_d = E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (27)$$

Kjer so:	$G_{k,j}$	karakteristična vrednost stalnega vpliva,
	$\gamma_{G,j}$	delni faktor varnosti za stalni vpliv,
	P	odločilna reprezentativna vrednost vpliva prednapetja,
	γ_P	delni faktor varnosti za vplive prednapetja,
	$Q_{k,1}$	karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva 1,
	$\gamma_{Q,1}$	delni faktor varnosti za prevladujoč spremenljiv vpliv 1,
	$Q_{k,i}$	karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva i,
	$\gamma_{Q,i}$	delni faktor varnosti za spremljajoč spremenljiv vpliv i in
	$\psi_{0,i}$	kombinacijski faktor vrednosti spremenljivega vpliva i.

4.3.2 Izredne obtežne kombinacije – potresna kombinacija (SIST EN 1998-1)

Projektna vrednost E_d učinka vpliva (to je npr. projektna vrednost notranjih sil) pri upoštevanju potresne obtežbe je določena po EC0.

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (28)$$

Kjer so:	$G_{k,j}$	karakteristična vrednost stalnega vpliva,
	P	odločilna reprezentativna vrednost vpliva prednapetja,
	$Q_{k,i}$	karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva i in
	$\psi_{2,i}$	faktor za kombinacijo navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva i.

Pri določanju projektnega potresnega vpliva moramo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov EC8:

$$\sum G_{k,j} "+" \sum \psi_{E,i} Q_{k,i} ; \text{ kjer je } \psi_{E,i} \text{ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv } i \quad (29)$$

Koeficienti za kombinacijo $\psi_{E,i}$ upoštevajo verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Ti koeficienti lahko upoštevajo tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju konstrukcije zaradi podajne povezave med njimi.

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (30)$$

Vrednosti $\psi_{2,i}$ so podane v EC0, vrednosti $\psi_{E,i}$ za stavbe ali ostale tipe konstrukcij so podane v ustreznih delih EC8.

Preglednica 15: Vrednosti $\psi_{2,i}$, $\psi_{E,i}$, ϕ , ki se pojavijo na obravnavanem objektu

	Kategorija	$\psi_{2,i}$	ϕ	$\psi_{E,i}$
Streha	H	0	1,0	0
Stanovanje:				
Vrhnja etaža, streha	A	0,3	1,0	0,3
Ostale etaže	A	0,3	0,8	0,15
Stopnišče				
Vrhnja etaža, streha	C3	0,6	1,0	0,6
Ostale etaže	C3	0,6	0,5	0,3
Gostinski lokal	C1	0,6	1,0	0,6
Sneg		0		0
Veter		0		0

Za vrednost faktorja ϕ v območju stanovanj smo izbrali 0,8, saj smo predvideli, da nobeno stanovanje ni prazno in je zasedenost etaž povezana, za kar EC8 določa faktor ϕ enak 0,8. Vseeno pa smo za predel stopnišč izbrali neodvisno zasedenost in privzeli faktor $\phi = 0,5$.

4.3.3 Kombinacija odziva posameznih nihajnih oblik (SIST EN 1998-1: 4.3.3.3)

Sladno s standardi je potrebno upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu. Zahteva je izpolnjena, v kolikor je izpolnjen eden od naslednjih pogojev:

- vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki jih upoštevamo, znaša vsaj 90 % celotne mase konstrukcije;
- upoštevane so vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5 % celotne mase.

Za račun kombinacije posameznih nihajnih oblik imamo v programu možnost izbire metode CQC ("kompletna kvadratna kombinacija") računa učinka potresnega vpliva zaradi posameznih nihajnih oblik, za katero smo se tudi odločili, saj predstavlja natančnejši postopek od SRSS ("kvadratni koren iz vsote kvadratov").

4.3.4 Kombinacija učinkov komponent potresnega odziva (SIST EN 1998-1: 4.3.3.5)

Na splošno je treba upoštevati, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta istočasno. Obstaja varianta izračuna, konservativna, ki enostavno vzame maksimalno vrednost za vsak učinek potresnega vpliva in ju med seboj izračuna po pravilu SRSS (kvadratni koren iz vsote kvadratov odziva za obe vrednosti komponente).

Standard nam sicer dopušča, da učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva izračunamo na manj konservativen način, in sicer izračunamo naslednji kombinaciji (upoštevati je treba obe):

$$E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} \text{ in} \quad (31)$$

$$0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (32)$$

Kjer pomeni "+" "kombinirano z" in sta E_{Edx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri x konstrukcije in E_{Edy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja istega potresnega vpliva vzdolž pravokotne vodoravne smeri y konstrukcije.

V program je že vgrajena možnost, ki kombinira maksimalne učinke potresa in enostavno vzame največjo vrednost za vsak učinek potresnega vpliva in ju med seboj izračuna po pravilu SRSS, kar je glede na standard ustrezno, zato smo v nadaljnjem računu upoštevali tak način izračuna kombinacije učinkov.

4.4 Razpokanost elementa

(SIST EN 1998-1: 4.3.1)

Pri betonskih, sovprežnih (jeklo in beton) in zidanih stavbah je treba pri določanju togosti nosilnih elementov na splošno upoštevati vpliv razpokanosti presekov. Takšna togost mora ustrezati pričetku tečenja armature. Ker se togost konstrukcije zmanjša, se poveča njen nihajni čas.

V kolikor se odločimo, da želimo uporabiti analizo razpokanih elementov, lahko za elastično upogibno in strižno togost betonskih in zidanih elementov vzamemo polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov. Skladno s tem smo v program vnesli nov material (C25/30 – razpoke), po večini karakteristik enak osnovnemu (C25/30), le z zmanjšanim elastičnim in strižnim modulom na polovico, osno togost smo pustili nespremenjeno.

4.5 Slučajna ekscentričnost

(SIST EN 1998-1: 4.3.2)

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti je potrebno, zaradi negotovosti, povezanih s položajem mase in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži i iz nazivne lege v vsaki smeri za slučajno ekscentričnost.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (33)$$

kjer sta: e_{ai} slučajna ekscentričnost mase v etaži i glede na nazivni položaj (upoštevata se v isti smeri v vseh etažah) in

L_i tlorisna dimenzija etaže pravokotno na smer potresnega vpliva.

Če za analizo uporabljamo prostorski model, lahko določimo vplive slučajne torzije kot ovojnico rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti M_{ai} okrog navpične osi v vsaki etaži i.

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (34)$$

kjer so: M_{ai} torzijski moment okrog navpične osi v etaži i,
 e_{ai} slučajna ekscentričnost mase v etaži i po enačbi (33) za vse relevantne smeri,
 F_i vodoravna sila v etaži i za vse relevantne smeri.

Vplive obtežbe po odstavku je treba upoštevati s pozitivnim in negativnim predznakom (enak predznak za vse etaže).

Program Sofistik (2010) nima vgrajenega avtomatskega računa naključne ekscentričnosti za potresno analizo, ima pa možnost ročnega podajanja preko programa Teddy (ukazni sklop potres, spremenimo v uporabniški ukaz in določene programske vrstice spremenimo), vendar smo omejeni le na eno smer izmika v x in na eno v smeri y (torej le en predznak v vsaki smeri). Na podlagi EC8 se zahteva izmikanje mase v vseh etažah z enakim predznakom in v vseh možnih medsebojnih kombinacijah (različno predznačene). Naredili smo 4 različne modele, kjer smo za nadaljnjo analizo določili tistega, pri katerem je prišlo do največjih horizontalnih in vertikalnih pomikov (CQC), in sicer smo izbrali izmik v pozitivni x smeri in izmik v negativni smeri y.

4.6 Pregled nihajnih oblik

V računu je bila upoštevana modalna analiza s spektrom odziva ob uporabi prvih 10 nihajnih oblik. Vsota efektivnih modalnih mas za upoštewane načine nihanja je dosegla vsaj 90 % skupne mase objekta, za vsako smer posebej. Pri računu notranjih sil in pomikov smo upoštevali 50 % razpokan element vertikalnih elementov konstrukcije. Pri kombinaciji prispevkov posameznih načinov nihanja smo uporabili metodo CQC (kompletna kvadratna kombinacija), za račun kombinacij komponent potresnih vplivov v različnih smereh pa metodo SRSS (kvadratni koren vsote kvadratov).

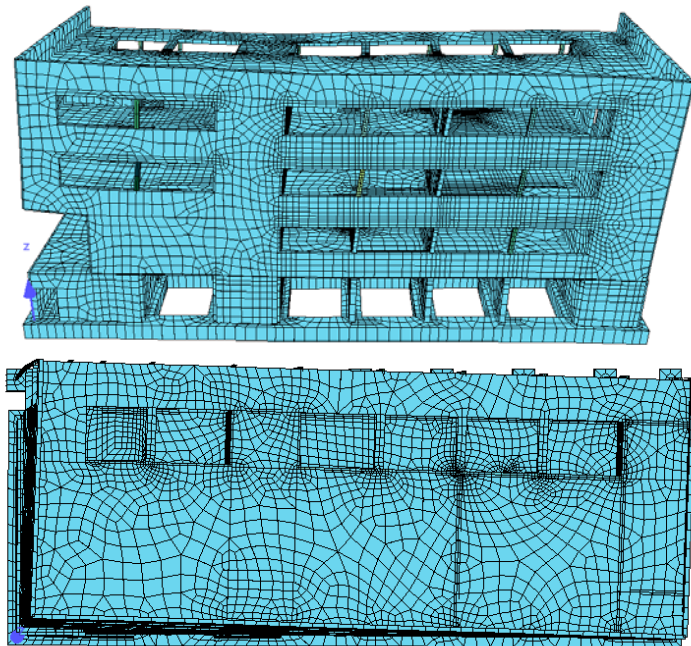
Vrednosti efektivnih modalnih mas za vsako nihajno obliko smo prikazali v preglednici spodaj, grafično ponazoritev pa na naslednji strani, in sicer s pogledom ter tlorisom.

Preglednica 16: Lastna nihanja konstrukcije in vrednosti efektivnih modalnih mas

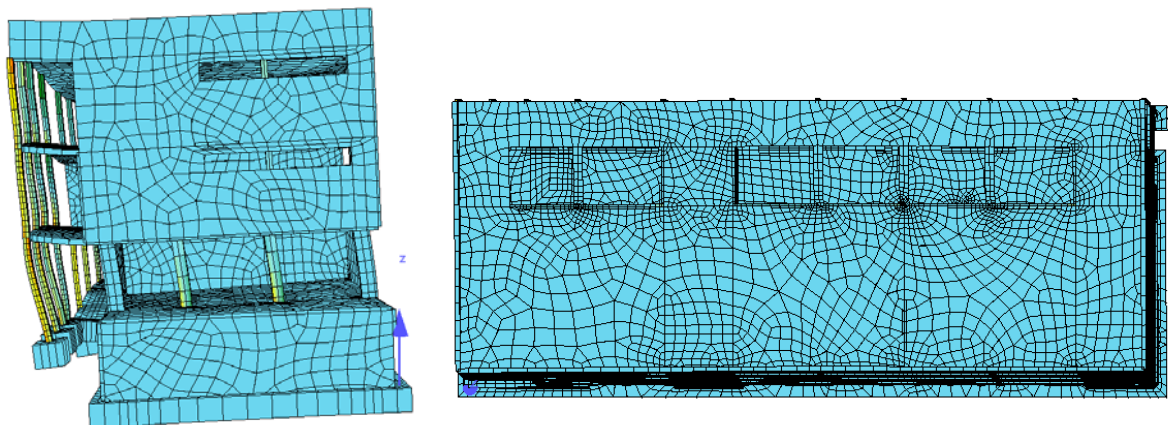
Eigenfrequencies										
No.	LC	Eigenvalue [1/sec ²]	relative Error	omega frequency [1/sec]	frequency [Hertz]	period [sec]	Damping D[%]	f-XX [%]	f-YY [%]	f-ZZ [%]
1	9001	1.0775E+02		10.380	1.652	0.605	5.000	0.0	0.0	0.0
2	9002	1.3342E+02		11.551	1.838	0.544	5.000	0.0	0.0	0.0
3	9003	1.5027E+02		12.258	1.951	0.513	5.000	0.0	0.0	0.0
4	9004	1.5037E+02		12.263	1.952	0.512	5.000	0.0	0.0	0.0
→5	9005	5.1281E+02		22.645	3.604	0.277	5.000	42.4	16.9	0.0
6	9006	5.4885E+02		23.428	3.729	0.268	5.000	16.7	55.2	0.1
7	9007	8.1793E+02		28.599	4.552	0.220	5.000	6.4	2.3	0.0
8	9008	3.4847E+03		59.031	9.395	0.106	5.000	29.0	0.0	0.2
9	9009	5.7129E+03		75.584	12.030	0.083	5.000	0.1	21.2	0.1
10	9010	6.7446E+03		82.125	13.071	0.077	5.000	0.4	3.2	0.1
								95.1	98.9	0.4

Iz Preglednice 16 je razvidno, da je prvih nekaj nihajnih oblik posledica lokalnih nihanj, aktivacije mase skoraj ni. Kot prvo realno nihajno obliko konstrukcije smo vzeli lastno nihanje, ki je v preglednici predstavljeno pod številko 5 (vrstica, označena s puščico).

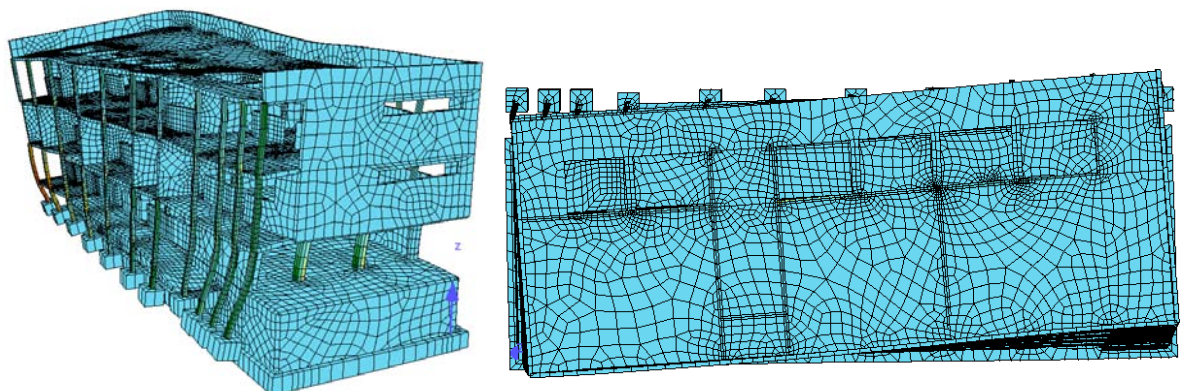
Preglednica nam pokaže, da stavba zadošča pogoju minimalne torzijske togosti. Za vsakdanjo inženirsko prakso je uporabno dejstvo, da je stavba torzijsko podajna, če je prva ali druga nihajna oblika torzijska. V našem primeru sta prvi dve nihajni obliki (5 in 6 v tabeli zgoraj) translacijski; prva v smeri X in druga v smeri Y, kar lahko sklepamo iz velikosti efektivnih mas v nihajnih oblikah, pri obeh sodeluje pri translacijskem gibanju zelo veliko mase (42 % oz. 55 % v obravnavani smeri).



Slika 21: 1. nihajna oblika konstrukcije (translacijska v smeri x – vzdolž objekta)



Slika 22: 2. nihajna oblika konstrukcije (translacijska v smeri y – prečna smer objekta)



Slika 23: 3. nihajna oblika konstrukcije (torzijska)

4.7 Omejitev etažnih pomikov**(SIST EN 1998-1: 4.3.4 in 4.4.3.2)**

V kolikor je opravljena linearna analiza, lahko pomike, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, izračunamo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema ob uporabi izraza:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (35)$$

kjer so:

- d_s pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva,
- q_d faktor obnašanja konstrukcije (predpostavljeno je, da je enak q , če ni drugače določeno) in
- d_e pomik iste točke konstrukcijskega sistema (določen z uporabo projektnega potresnega spektra).

Potrebno pa je upoštevati naslednje mejne vrednosti:

a) za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov:

$$d_{rv} \leq 0,005 \cdot h \quad (36)$$

b) za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi:

$$d_{rv} \leq 0,0075 \cdot h \quad (37)$$

c) za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo:

$$d_{rv} \leq 0,010 \cdot h \quad (38)$$

kjer so:

- d_r projektni etažni pomik (relativna vrednost),
- h etažna višina in
- v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb (v našem primeru je stavba II. Kategorije, za katero se vzame vrednost $v = 0,5$).

Obravnavana stavba ima večje zastekljene površine, ki so občutljive na pomike in povese, zato smo se odločili za prvi najstrožji pogoj omejitve etažnih pomikov (en. 36), ki ga konstrukcija izpolnjuje v celoti – rezultate smo prikazali v Preglednici 17: Kontrola etažnih pomikov pri potresnih kombinacijah.

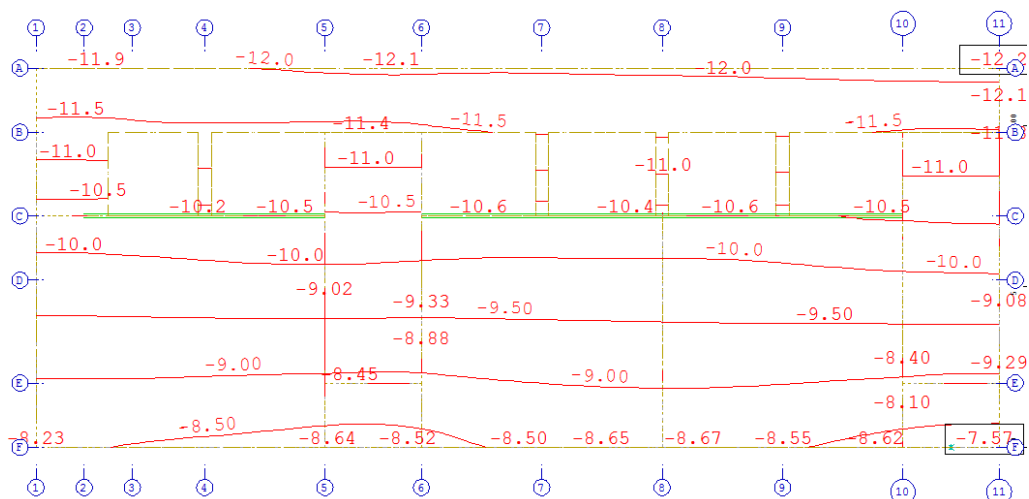
Pomike smo kontrolirani ob obtežni kombinaciji:

$$G "+" 0,3 \cdot Q "+" A_{ed} \quad (\text{CQC, naključna torzija})$$

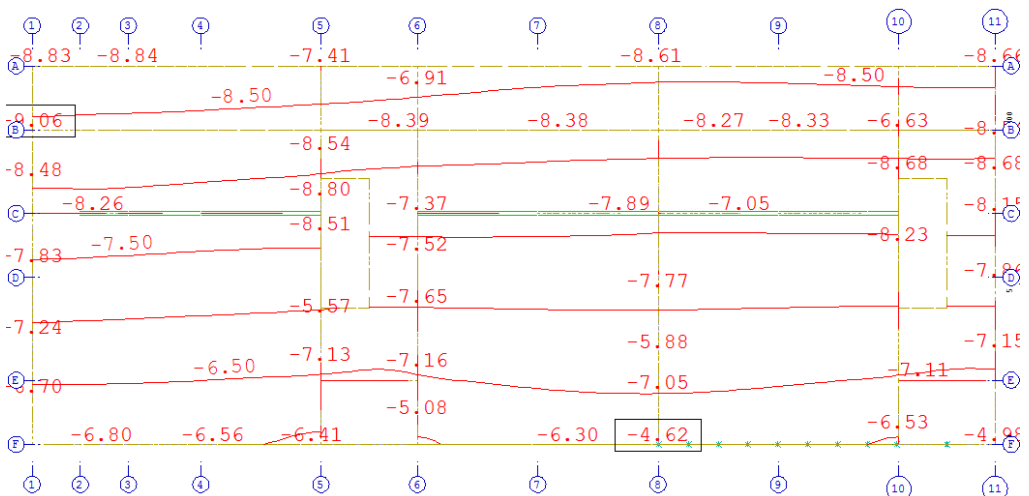
Preglednica 17: Kontrola etažnih pomikov pri potresnih kombinacijah

Etaža	z _i (m)	h _i (m)	d _{e,x} (mm)	d _{s,x} (mm)	d _{e,y} (mm)	d _{s,y} (mm)	max d _r (mm)	max d _r * v (mm)	omejitev (mm)	pogoj
Streha	9,0	3,0	10,2	12,2	11,7	12,0	3,5	1,8	15,0	IZP.
Nad 1. nads.	6,0	3,0	7,3	8,7	10,0	9,7	3,4	1,7	15,0	IZP.
Nad. pritličjem	3,0	3,0	4,9	5,3	7,7	7,6	5,0	2,5	15,0	IZP.
Nad kletjo	0,0	3,0	1,9	1,9	2,7	3,0	1,8	0,9	15,0	IZP.
Temelji	-3,0		1,6	0,1	2,2	2,1				

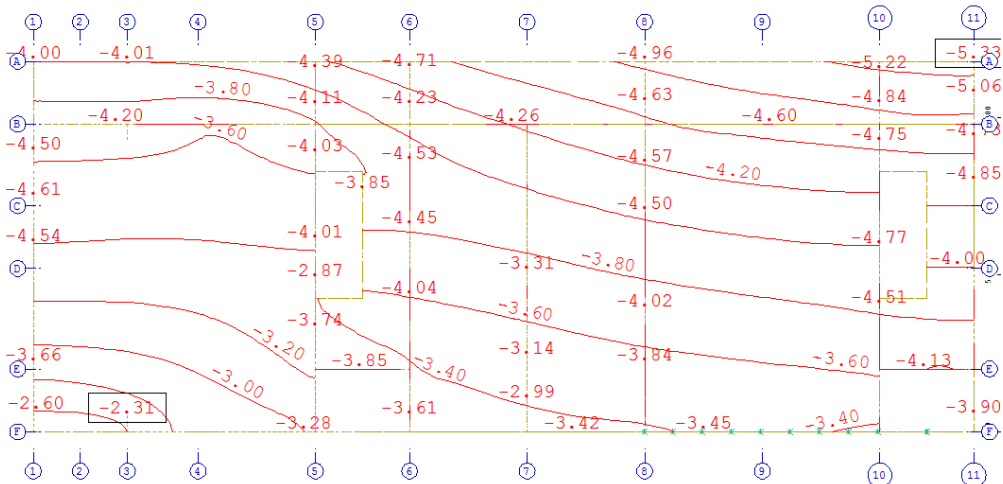
Za analizo horizontalnih pomikov v x smeri smo vzeli referenčno točko v osi A/11, medtem ko smo za pomike v y smeri gledali točko v osi A/1. V nadaljevanju smo prikazali rezultate le za največje pomike v smeri x (d_{s,x}) in za največje pomike v smeri y (d_{s,y}).



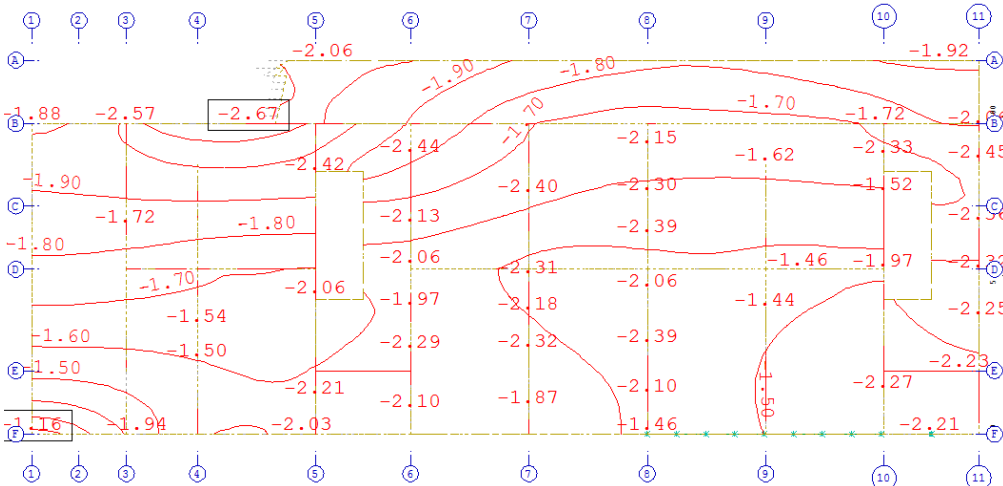
Slika 24: Horizontalni pomiki strešne plošče v smeri x



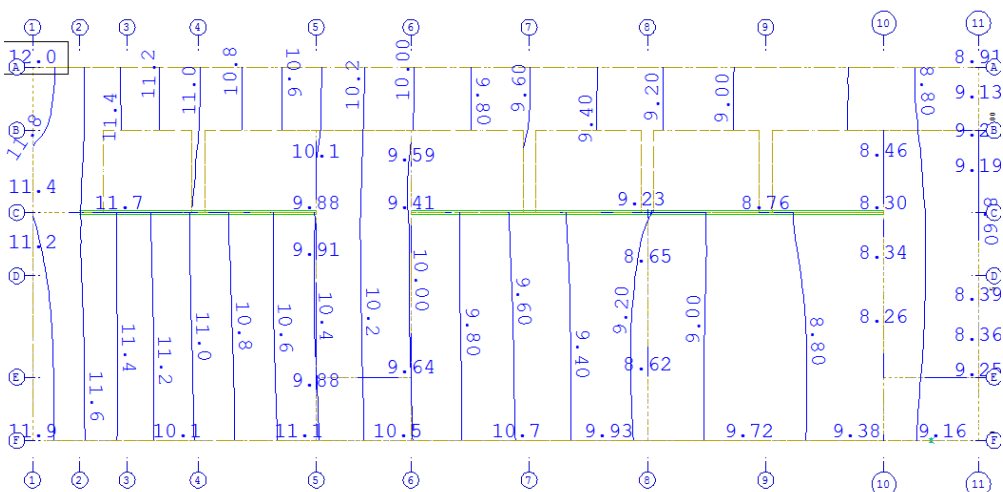
Slika 25: Horizontalni pomiki plošče nad 1. nadstropjem v smeri x



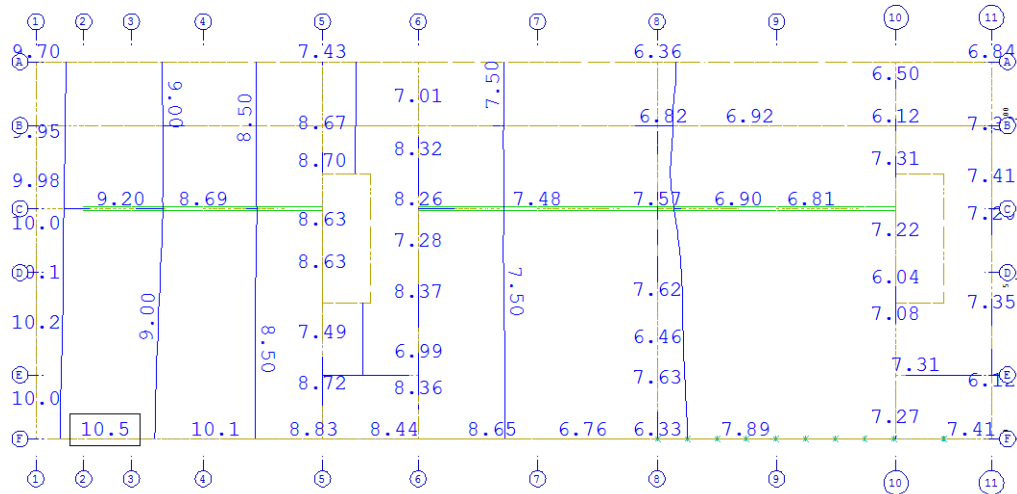
Slika 26: Horizontalni pomiki plošče nad pritližjem v smeri x



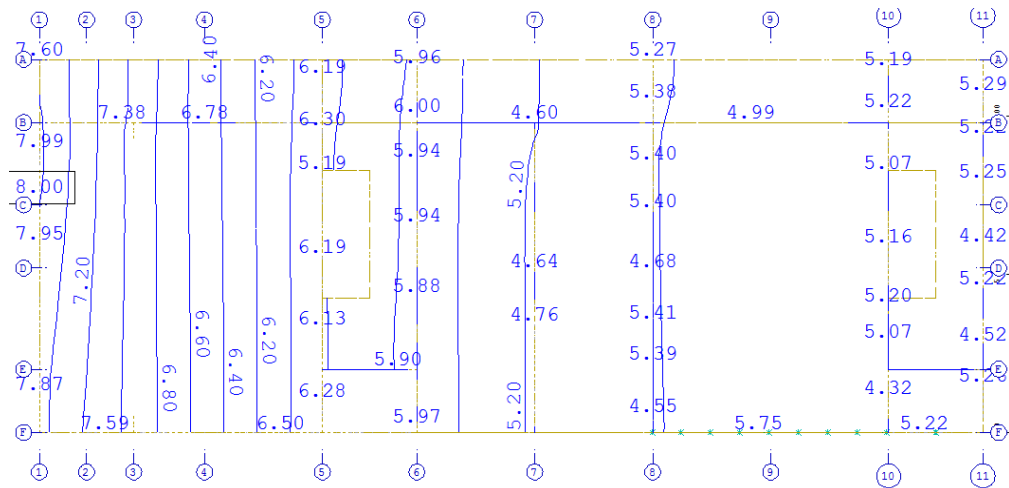
Slika 27: Horizontalni pomiki plošče nad kletjo v smeri x



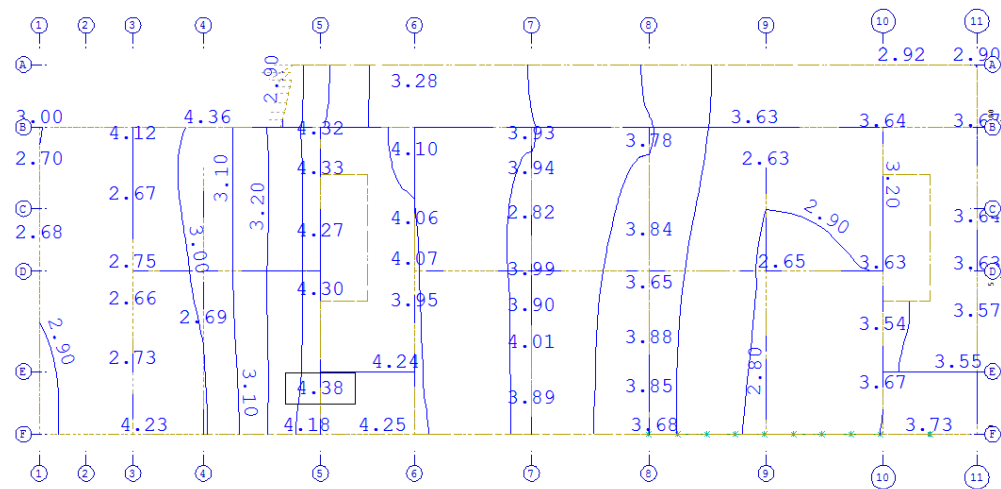
Slika 28: Horizontalni pomiki strešne plošče v smeri y



Slika 29: Horizontalni pomiki plošče nad 1. nadstropjem v smeri y



Slika 30: Horizontalni pomiki plošče nad pritličjem v smeri y

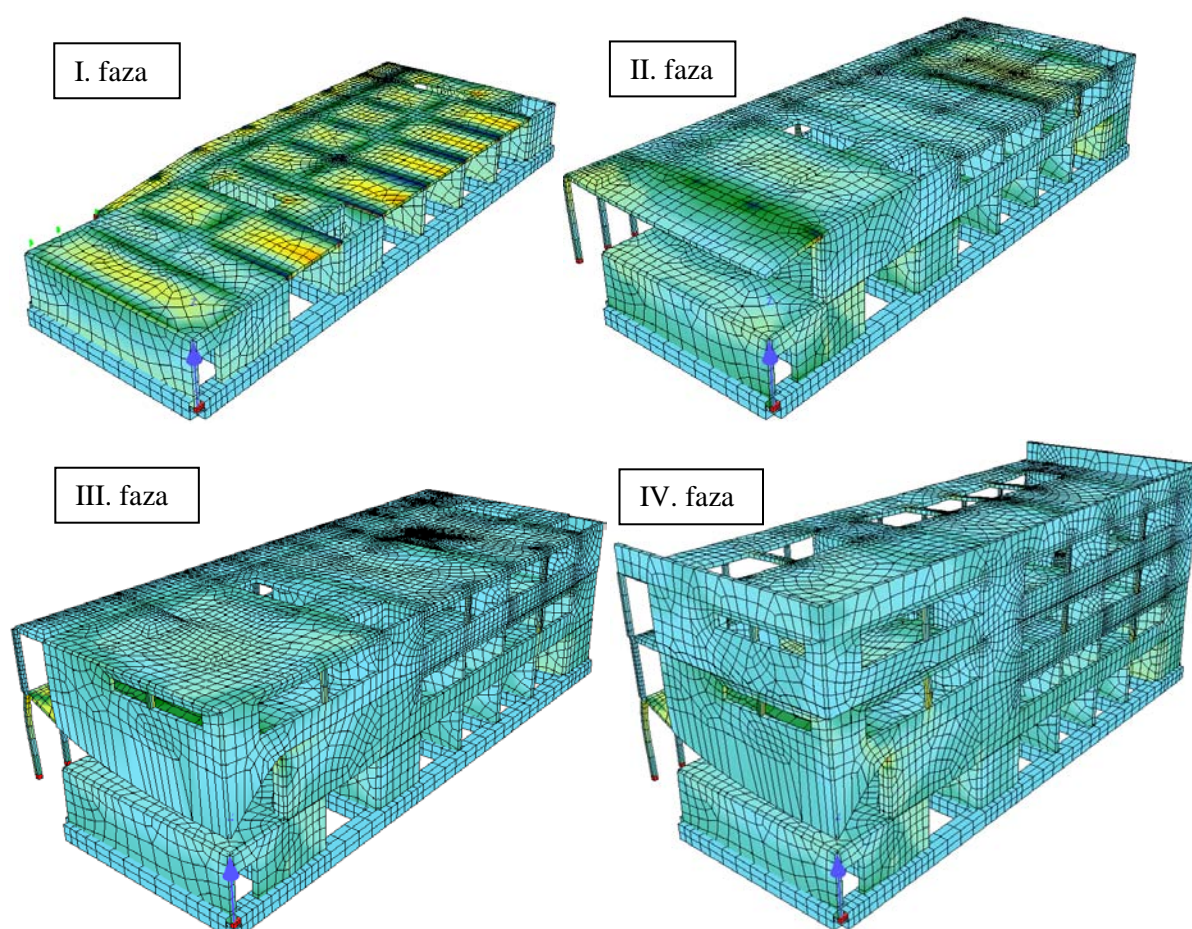


Slika 31: Horizontalni pomiki plošče nad kletjo v smeri y

5 MODELIRANJE OBJEKTA Z UPOŠTEVANO POSTOPNOSTJO GRADNJE

5.1 Splošno o modeliranju

Izhajali smo iz modela za vertikalno obtežbo (MSN in MSU model; običajna projektna stanja) in nekoliko spremenili stalne in koristne obtežbe (finalni tlaki še niso gotovi), upoštevali smo dodatno obtežbo zaradi kopičenja materiala za nadaljnjo gradnjo oz. obdelavo. V modelu smo podali še 3 kN/m² dodatne obtežbe. Za starost betona ob razopaženju smo določili 7 dni in nastop obtežbe po 28. dneh, v času do razopaženja smo upoštevali še krčenje zaradi sušenja ob 70% relativni vlažnosti ozračja in temperaturi 20 °C. Upoštevali smo tudi vpliv krčenja in lezenja v življenjski dobi konstrukcije.



Slika 32: Izhodiščne faze gradnje

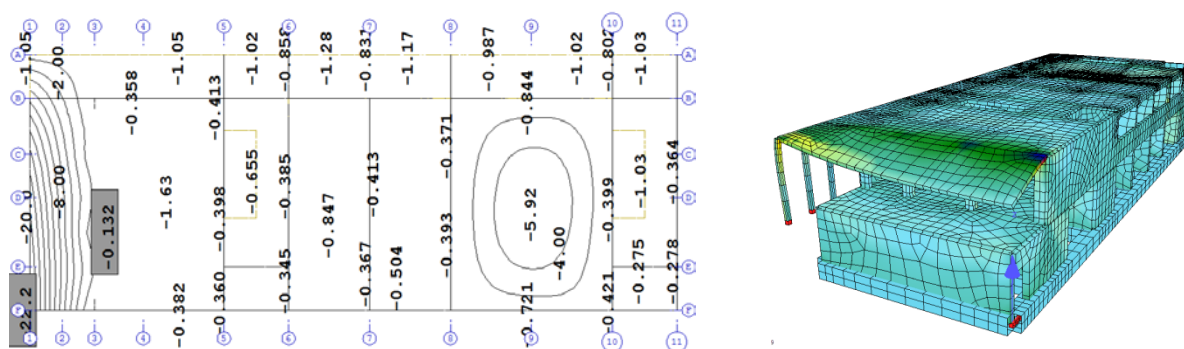
5.2 Komentar rezultatov in problemi

Objekt je bil v splošnem dobro zasnovan, med gradnjo se tako ne pričakuje večjih težav. Posebno pozornost bi bilo potrebno nameniti le konzolnemu delu objekta, kjer bi pri običajnem načinu gradnje in prehitrem razopaženju lahko prišlo do prevelikih povosov, ki bi povzročili nadaljnje težave ob gradnji, nezadovoljstvo uporabnikov ali celo porušitev konzole. Sama plošča je namreč v tem delu premalo toga za prenos vseh obtežb, ki nastanejo ob betoniranju sten prvega nadstropja.

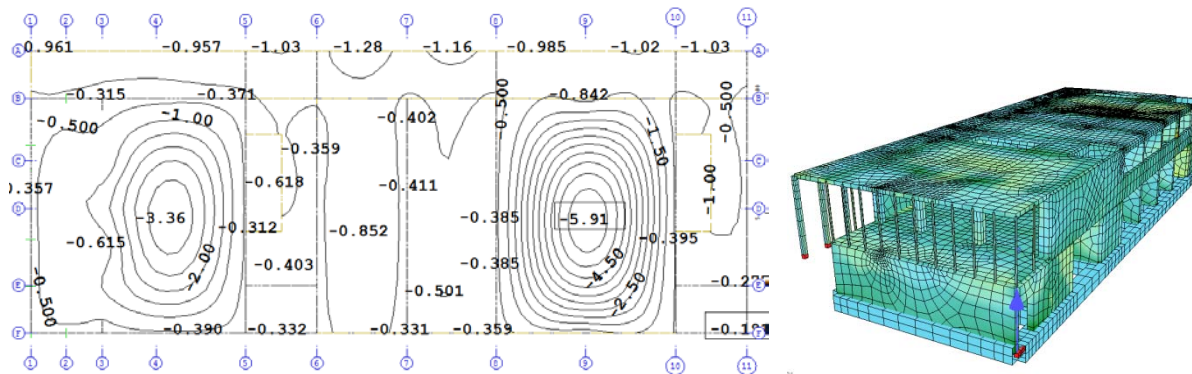
5.3 Opis rešitev

Kot rešitev premajhne togosti plošče v II. fazi gradnje smo se odločili za dodatno podpiranje konzolnega dela plošče nad pritličjem, vse dokler tudi beton plošče nad 1. nadstropjem ne doseže ustrezne trdnosti (minimalno 28 dni). Konzolni del se začasno podpira s stebrički, jeklenimi okroglimi cevmi, po obodu konzole, za katere se predhodno pripravi tudi ustrezne temelje za sidranje ter horizontalen profil nad stebrički za enakomerno podpiranje konzolne plošče. Detajlno dimenzioniranje začasnih podpornih elementov konzolnega dela ni predmet te diplomske naloge.

V nadaljevanju smo se osredotočili na spremembo modela konstrukcije, dodali smočasne podpore, s čimer smo rešili prevelike vertikalne povese in prekoračene notranje sile v plošči v času gradnje. Rezultati smo prikazali na spodnjih slikah, kjer je nazorna primerjava med izhodiščnim modelom, ki nima dodatnih podpor, in modelom z dodatnim podpiranjem. Prikazali smo pomike plošče nad pritličjem ter deformiran model na koncu II. faze. Deformacije smo prikazali pri enaki amplitudi in so primerljive.

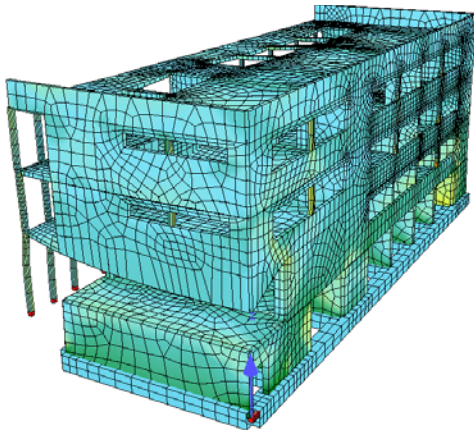


Slika 33: Prikaz pomikov plošče nad pritličjem ter deformiranega modela pri betoniranju stene v 1. nadstropju (izhodiščni model)

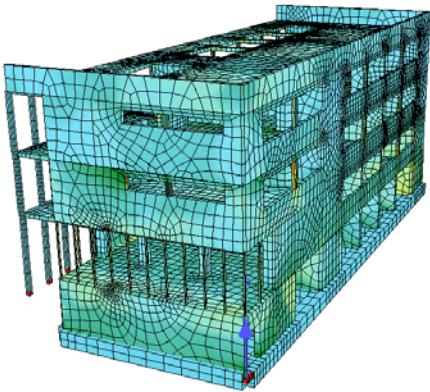


Slika 34: Prikaz pomikov plošče nad pritličjem ter deformiranega modela pri betoniranju stene v 1. nadstropju (model z dodatnimi podporami)

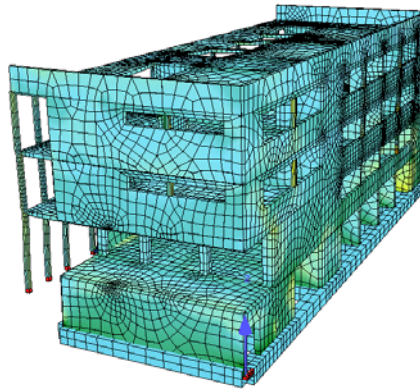
Kot je razvidno iz prejšnjih slik (Sliki 33 in 34), se pomiki ob dodatnem podpiranju konzolnega dela znatno zmanjšajo. Pri nepodprti konstrukciji v času gradnje (Slika 33) znašajo pomiki vogala konzole 2,2 cm, kar presega tudi dovoljene končne pomike, zato je bilo smotrno konstrukcijo podpreti, kar je narejeno v drugem modelu in prikazano na Sliki 34, kjer so pomiki konstrukcije ustrezni (0,3 cm). Spodnji sliki prikazujeta deformacije konstrukcije na koncu zadnje gradbene faze, kjer je jasno vidna razlika med povesi konzole, v kolikor model v času gradnje ni podprt oz. je podprt.



Slika 35: Prikaz deformiranega modela ob zaključku zadnje gradbene faze (izhodiščni)



Objekt tik pred odstranitvijo dodatnih podpor



Objekt po odstranitvi podpor in upoštevanem lezenju

Slika 36: Prikaz deformiranega modela ob zaključku zadnje gradbene faze (dodatne podpore)

6 DIMENZIONIRANJE GLAVNIH ELEMENTOV

Standardi za potresno območje zahtevajo projektiranje potresnoodpornih zgradb, ki so sposobne sipanja energije in globalnega duktilnega obnašanja. Globalno duktilno obnašanje pa je zagotovljeno, ko v konstrukcije prevladuje duktilni način porušitev (upogib) in ne krhki način (strig). Glede na stopnjo sposobnosti sipanja energije zgradbe uvrščamo v dva razreda duktilnosti, in sicer DCM (srednja duktilnost) in DCH (visoka duktilnost). Skladno z izbrano stopnjo se nato upošteva določila za potresnoodporno projektiranje. V osnovi morajo zgradbe zadostiti še vsem pogojem in zahtevam iz EC2 (projektiranje na mejna stanja).

Glede na zgoraj opisane zahteve EC, smo konstrukcijo modelirali na več načinov in nato za dimenzioniranje posameznih elementov upoštevali najprimernejši model. Za dimenzioniranje medetažnih plošč smo izdelali model imenovan "MSN in MSU", kjer smo podrobno upoštevali različne možne načine postavitve koristne obtežbe. Dodatno smo konstrukcijo analizirali še za možnostjo prekoračitve vplivov v času gradnje (model "CSM" z dodatnim podpiranjem). Vertikalne elemente konstrukcije smo dimenzionirali na potresne vplive, skladno z EC8 (model "Potres"), kjer smo še dodatno preverili možnost pojavljanja večjih vplivov zaradi vetra (model "MSN in MSU"; običajna projektna stanja). Nosilno konstrukcijo smo v vseh modelih modelirali enako, spreminjali smo le obtežbe in njihovo postavitve na nosilne elemente ter način podpiranja temeljev. Glavne razlike med posameznimi modeli konstrukcije smo nazorno prikazali v Preglednici 18. Stopniščne rame smo modelirali posebej in z linijskim modelom.

Preglednica 18: Pregled modelov konstrukcije in razlik med njimi

	Model "MSN in MSU" (za običajna proj. stanja)	Model "Potres" (za potresno analizo)	Model "CSM" (postopnost gradnje)
Temeljna tla	Upoštevana podajnost podpor.	Upoštevana podajnost podpor.	Togo podpiranje.
Stalna obtežba	Skladno z določenimi sestavami elementov (poglavje 3).	Skladno z določenimi sestavami elementov (poglavje 3).	Postavitev materiala za nadaljevanje gradnje. Obtežba zidov višjih etaž, ko so ti še sveži.
Koristna obtežba	Upoštevana v skladu z Evrokodi.	Upoštevana v skladu z Evrokodi.	Zajeta v sklopu stalne – kratkotrajno delovanje.
Šahovnica	Upoštevana – možni neugodni vplivi.	Obtežba podana čez celo polje enotno – za mase.	Ni upoštevana.
Sneg	Upoštevan v skladu z Evrokodi.	Po EC8 ne kombiniramo s potresom.	Gradnja se ne odvija pozimi.
Veter	Upoštevan v skladu z Evrokodi.	Po EC8 ne kombiniramo s potresom.	Veter zanemarimo.

V nadaljevanju smo dimenzionirali tipične elemente obravnavne armiranobetonske konstrukcije. Med horizontalnimi elementi smo obdelali najbolj kritično ploščo, ki leži nad pritličjem. Pri vertikalnih elementih smo za primere vzeli najvitkejšo steno dvigalnega jaška s pripadajočo prečko ter glavna podporna stebra konzolnega dela objekta.

6.1 Stebri

Na splošno se mora upoštevati načrtovanje nosilnosti vseh elementov, vendar lahko pri konstrukciji, kjer so dovolj močne in toge stene (stenam ekvivalentni mešani sistemi), le-te preprečijo nastanek porušnega mehanizma na nivoju ene etaže in načrtovanje nosilnosti stebrov potemtakem ni smiselno oz. potrebno. Upogibne momente in osne sile določimo z analizo konstrukcije za potresno projektno stanje (povzeto po [3], EC8; točka 5.5).

Steber je v Evrokodih definiran kot konstrukcijski element, ki prevzema gravitacijsko obtežbo z normalnimi napetostmi ali je obremenjen z normirano projektno osno silo $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$, ki je večja od 0,1, vendar ne preseže vrednosti 0,65. Upogibno in strižno armaturo je potrebno določiti skladno z EC2, pri čemer pa uporabimo vrednosti osne sile iz analize za potresno projektno stanje. Dovoljena je kontrola dvoosnega upogiba na poenostavljen način, kjer preverimo vsako smer ločeno in pri tem upoštevamo za 30 % zmanjšano enoosno upogibno nosilnost, vendar je ta postopek konservativen in pri današnji programski opremitvi nepotreben.

Kljub temu, da glede na zgornji opis, načrtovanje nosilnosti stebrov v mešanem sistemu, ekvivalentnem stenastemu, ni potrebno smo se odločili za zagotavljanje lokalne duktilnosti glavnih dveh stebrov v osi 3, ki podpirata konzolni del zgradbe. S tem smo želeli potrditi pravilnost izbire konstrukcijskega sistema. Upoštevali smo naslednje pogoje (pogoji po EC8 [8]):

- Skupni delež vzdolžne armature ρ_1 ne sme biti manjši od 1 % in ne večji od 4 %.
- V simetričnih prerezihi se uporabi simetrična armatura ($\rho = \rho'$).
- Vzdolž vsake stranice je potrebno med vogalne palice postaviti vsaj še eno za zagotavljanje integritete vozlišč z gredami, razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm.
- Stremenska armatura mora zagotoviti učinkovito objetje betonskega jedra, tako da zagotavlja tudi minimalno duktilnost in prepreči uklon tlačanih armaturnih palic, čemur je zadoščeno, ko je premer stremen najmanj 6 mm, razdalja med njimi pa ne preseže s_{max} :

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_{0,min} / 2 \\ 8 \cdot d_{bl,min} \\ 175 \end{array} \right\} \quad (41)$$

Kjer je b_0 (v milimetrih) minimalna dimenzija betonskega jedra (merjena do srednje črte stremen) in d_{bl} minimalni premer vzdolžnih armaturnih palic (v milimetrih).

- Območja primarnih potresnih stebrov na razdalji do l_{cr} od obeh krajišč stebra se morajo obravnavati kot kritična območja. V kolikor nimamo natančnejše informacije, se lahko dolžina kritičnega območja l_{cr} izračuna z naslednjim izrazom:

$$l_{cr} \leq \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ l_{cl}/6 \\ 0,45 \end{array} \right\} \quad (42)$$

kjer je l_{cl} svetla višina stebra, h_c pa večja dimenzija prereza stebra.

- V kolikor imamo kratke stebre ($l_c/h_c < 3$), se mora primarni potresni steber po celi višini armirati kor kritično območje.
- Za zagotovitev ustrezne vrednosti faktorja za duktilno ukrivljenost, v primeru deformacij betona nad 0,0035, je potrebno izgubo nosilnosti zaradi odluččenja betona nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni. Zadoščeno je, ko v kritičnih območjih velja:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\theta \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (43)$$

Kjer so:

ω_{wd} – mehanski volumski delež stremen, ki objemajo betonsko jedro v kritičnem območju,

$$\omega_{wd} = \frac{V_{stremen}}{V_{betonskega \ jedra} \cdot S} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0,08 \quad (44)$$

μ_θ – zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost,

$$\mu_\theta = 2 \cdot q_0 - 1; \text{ če je } T_1 \geq T_c \quad (45)$$

v_d – normirana projektna osna sila,

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (46)$$

$\varepsilon_{sy,d}$ – projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo,

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{43,48}{21000} = 0,00207 \quad (47)$$

b_c – celotna širina prereza stebra,

b_0 – širina objetega jedra (glede na os stremen),

v_d – normirana projektna osna sila v potresnem projektnejem stanju,

α – faktor učinkovitosti objetja jedra $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$

$$\alpha_n = 1 - (\sum_n b_i^2) / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) \quad (48)$$

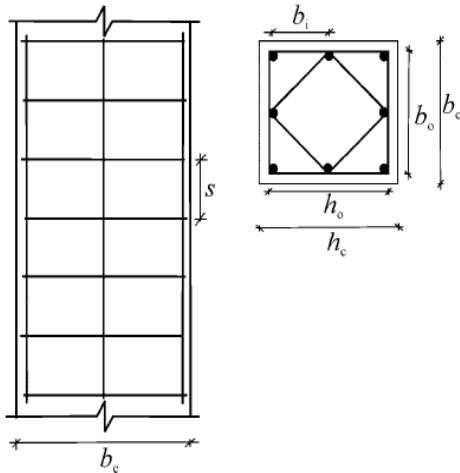
$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) \quad (49)$$

n – št. vzdolžnih palic, ki jih podpiramo s stremeni,

b_i – razdalja med sosednjimi vzdolžnimi palicami,

h_c – višina prereza stebra in

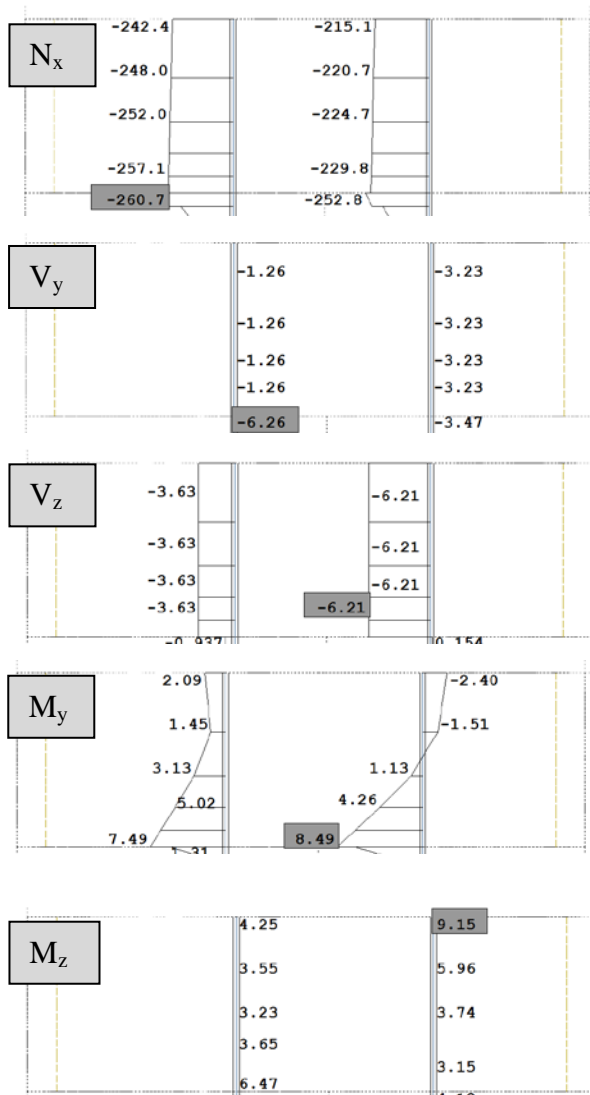
h_0 – višina objetega jedra (glede na os stremen).



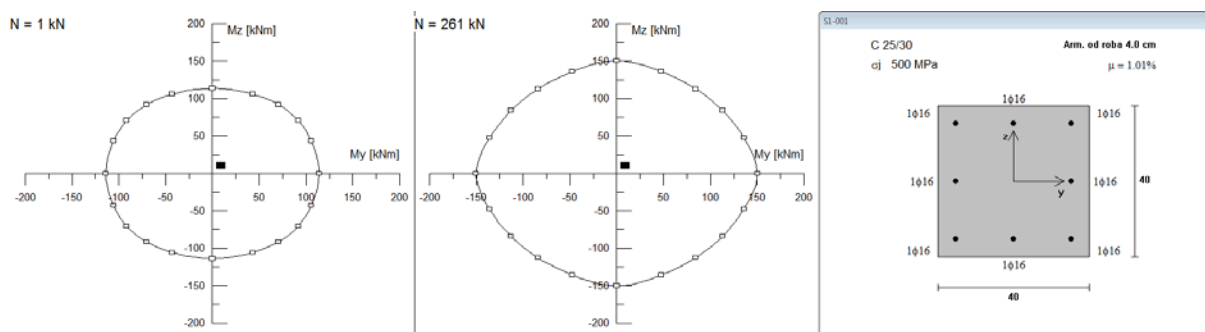
Slika 37: Prikaz armiranja stebra [8]

- V kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov mora znašati vrednost ω_{wd} vsaj 0,08 (enačba 44).
- Prečna armatura v kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov se lahko določi tudi po določilih EC2, s pogojem, da je v potresnem projektnejem stanju vrednost normirane osne sile manjša od 0,2 in da vrednost v projektu uporabljenega faktorja obnašanja q ne presega 2,0.

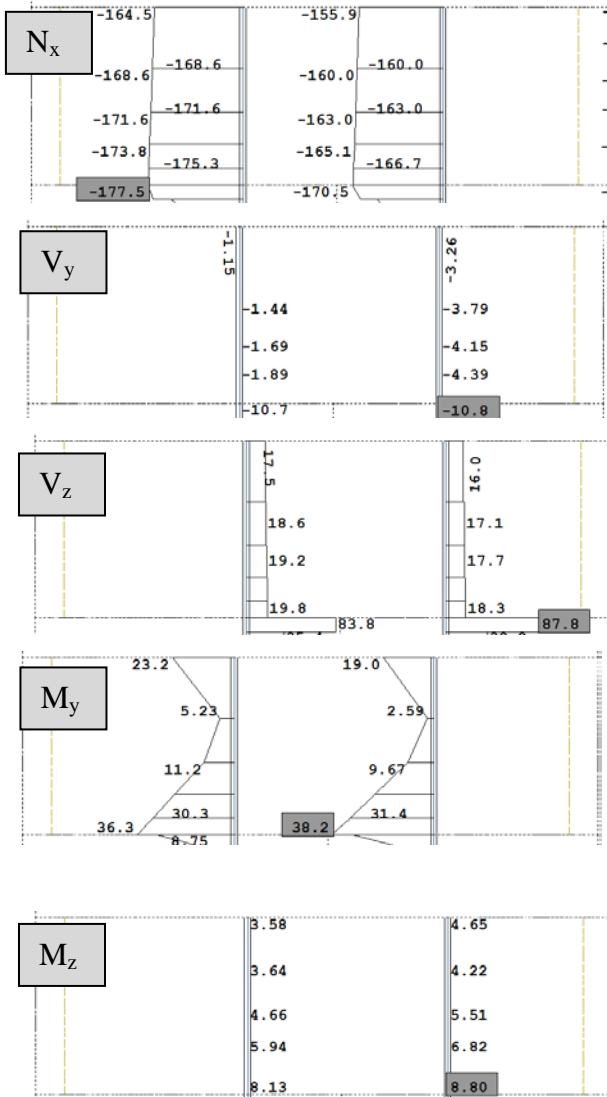
V nadaljevanju smo prikazali notranje statične količine v stebrih, ki smo jih dobili z računsko analizo s programom Sofistik ob ustreznih kombinacijah obtežb. Obtežbe, ki delujejo na model konstrukcije, smo podrobno opisali v Poglavju 3.



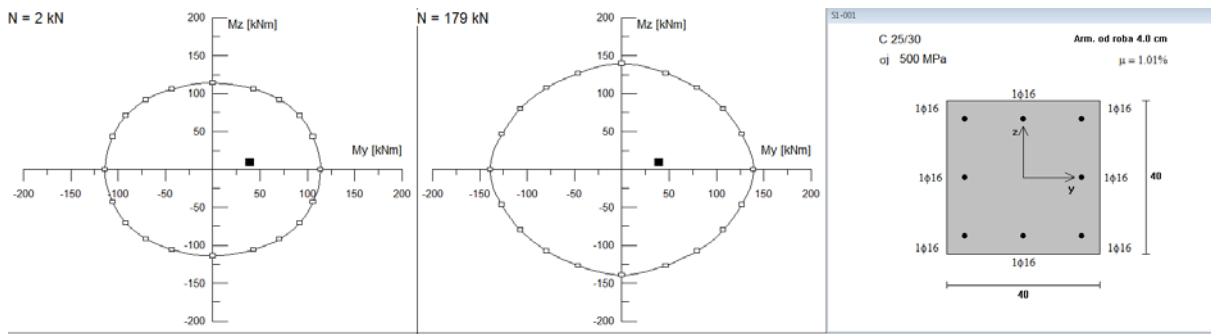
Slika 38: Prikaz največjih notranjih statičnih količin (običajna projektna stanja)



Slika 39: Kontrola s programom DIAS (običajna projektna stanja)



Slika 40: Prikaz maksimalnih notranjih statičnih količin (potresna situacija)



Slika 41: Kontrola s programom DIAS (potresna situacija)

$$b / h / d = 40 / 40 / 35 \text{ cm, C25 / 30} \rightarrow \alpha f_{cd} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

Osne sile in napetosti v elementu:

Povzetek notranjih sil v stebru in osnovna kontrola tlačnih napetosti v betonu:

$$N_{sd,max}^{potres} = 177,5 \text{ kN} \rightarrow \sigma = 0,111 \text{ kN/cm}^2 < 0,65 \alpha f_{cd} = 1,083 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{sd,max}^{MSU} = 260,7 \text{ kN} \rightarrow \sigma = 0,163 \text{ kN/cm}^2 < 0,60 f_{ck} = 1,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{sd,max} = 20,0 \text{ kN} \rightarrow N_{sd,pripadajo \text{ } \check{c}e} = 90 \text{ kN}$$

Kontrola strižne nosilnosti elementa:

Nosilnost smo preverili skladno z EC2:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (50)$$

$$V_{Rd,c,min} = [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (51)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (52)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (53)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1,76 \leq 2,0 \rightarrow k = 1,76 \quad (54)$$

$$k_1 = 0,15; \rho_L = \frac{A_{s,l}}{b_w d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_L = \frac{8,04}{40 \cdot 35} = 0,00574 \quad (55)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,76^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,407 \text{ MPa} \quad (56)$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{250}\right) = 0,54 \quad (57)$$

Kjer so: $V_{rd,c}$ projektna strižna odpornost elementa brez strižne armature,

$V_{rd,s}$ projektna vrednost prečne sile, ki jo element lahko prenese v primeru plastifikacije strižne armature,

$V_{rd,max}$ vrednost največje prečne sile, ki jo element lahko prenese in je omejena s poružitvijo tlačnih razpor,

$A_{s,l}$ ploščina prereza natezne armature,

b_w najmanjša širina obravnavanega prereza v območju natezne cone,

A_c ploščina prečnega prereza betona,

- v_1 redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona (izraz 57),
 α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (upoštevamo vrednost 1,0),
 θ kot med betonsko tlačno razporo in vzdolžno osjo elementa (upoštevamo $\theta = 45^\circ$),
 z ročica notranjih sil (upoštevamo približno vrednost $z = 0,9 \cdot d$) in
 α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem prerezu.

Izračunane vrednosti smo vstavili v enačbe 50–52 in dobili:

$$V_{Rd,c,min} = [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [0,407 + 0,15 \cdot 0,56] \cdot 0,4 \cdot 0,35 = 68,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,76 (100 \cdot 0,00574 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,56] \cdot 0,4 \cdot 0,35 = 83,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} = 1 \cdot 40 \cdot 0,9 \cdot 35 \cdot 0,54 \cdot 1,67 \cdot \frac{1}{2} = 568 \text{ kN}$$

Ugotovili smo, da je nosilnost tlačnih diagonal zadostna za prenos prečne sile ($V_{Rd,max} > V_{Ed}$) in je strižna sila v stebru manjša od strižne odpornosti strižno nearmiranega elementa ($V_{Ed} < V_{Rd,c}$), zato smo zagotovili le minimalno količino strižne armature (stremen) v stebru.

$$V_{Ed} = 20,0 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 83,6 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 568 \text{ kN}$$

Potrebna minimalna strižna armatura:

$$A_{st,min} = \rho_{w,min} \cdot s_s \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0,0008 \cdot 100 \cdot 40 \cdot 1 = 3,2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (58)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,0008$$

$$s_{max} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 300 \text{ mm} \\ b_w \\ 12 \cdot \phi_{sv,min} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 300 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \\ 12 \cdot 16 = 192 \text{ mm} \end{array} \right\} = 19,2 \text{ cm}$$

- Kjer so: b_w širina računanega prereza,
 s_s računamo količino stremenske armature na en meter,
 α naklon stremenske armature (upoštevamo $\theta = 90^\circ$) in
 $\phi_{sv,min}$ premer vzdolžne armature v stebru.

Glede na minimalno potrebno armaturo in konstrukcijsko zahtevo armiranja smo izbrali dvostrizna stremena $\phi 8/15\text{cm}$ ($A_{sdej} = 2 \cdot 3,35 = 6,7 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Dimenzioniranje kritičnega območja:

Za zagotovitev lokalne duktilnosti smo v kritičnem območju stebra dodatno preverili, ali stremena ustrezajo naslednjim zahtevam (enačbe 41–49).

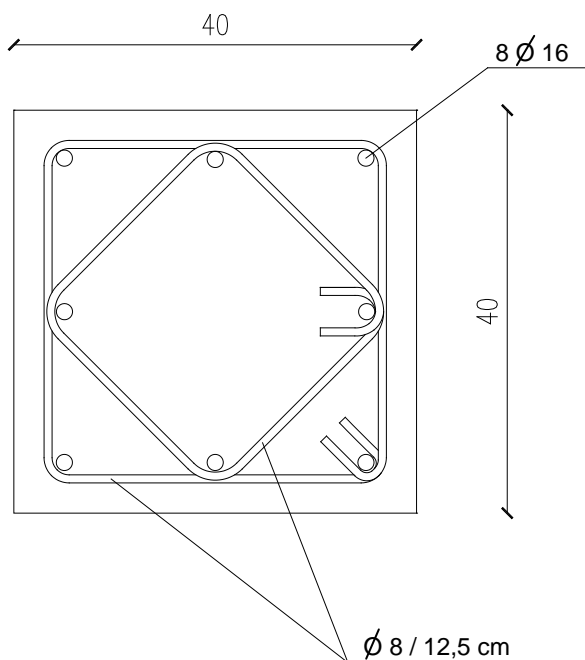
Dolžina kritičnega dela:

$$l_{cr} \leq \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ l_{cl}/6 \\ 0,45 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 40 \\ \frac{300}{6} = 50 \\ 45 \end{array} \right\} = 50 \text{ cm}$$

Razdalja med stremeni:

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_0/2 \\ 8 \cdot d_{bl,min} \\ 175 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{40 - 2 \cdot 3 - 0,8}{2} = 16,6 \text{ cm} \\ 8 \cdot 1,6 = 12,8 \text{ cm} \\ 17,5 \text{ cm} \end{array} \right\} = 12,8 \text{ cm}$$

Izbrana dvostrizna stremena $\phi 8$ smo v kritičnem območju zgostili na $\phi 8/12,5 \text{ cm}$ ($A_{sdej} = 2 \cdot 4,02 = 8,05 \text{ cm}^2/\text{m}$).



Slika 42: Skica armiranja stebra (izbrana armatura kritičnega območja)

$$\omega_{wd} = \frac{V_{stremen}}{V_{betonskega \text{ jedra}} \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0,08$$

$$V_{stremen} = 4 \cdot A_{sw} (b_0 + b_i \sqrt{2}) = 4 \cdot 0,5 (33 + 14\sqrt{2}) = 106 \text{ cm}^3$$

$$\omega_{wd} = \frac{106}{33 \cdot 33 \cdot 12,5} \cdot \frac{43,48}{1,67} = 0,202 \geq 0,12 \text{ (vpetje) oz } 0,08 \text{ (kritična cona)}$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{43,48}{21000} = 0,00207$$

$$\nu_d = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{177,5}{40 \cdot 40 \cdot 1,67} = 0,07$$

$$\mu_\varphi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,3 - 1 = 5,6; \text{ če je } T_1 \geq T_c$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_n b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \frac{8 \cdot 14^2}{6 \cdot 33 \cdot 33} = 1 - 0,213 = 0,760$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{12,5}{2 \cdot 33}\right) \cdot \left(1 - \frac{12,5}{2 \cdot 33}\right) = 0,657$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,499$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\theta \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$0,499 \cdot 0,202 = 0,101 \geq 30 \cdot 5,6 \cdot 0,07 \cdot 0,00207 \cdot \frac{40}{35} - 0,035 = -0,0072$$

Minimalna vzdolžna armatura stebra – 8 ϕ 16 (1% armiranja) ustreza vsem zahtevam, ter strižno armiranje s stremeni ϕ 8 / 15 cm, z izjemo kritičnega dela, kjer je armirano na 12,5 cm.

Da večje armature ne bomo potrebovali, smo sklepali že na začetku, saj gre za mešani sistem konstrukcije, ki je ekvivalenten stenastemu tipu. Na začetku poglavja smo zapisali, da v primeru takega sistema načrtovanje nosilnosti in lokalne duktilnosti za stebre ni nujno, saj stene preprečijo nastanek porušnega mehanizma na nivoju etaže. Rezultati računa potrdijo, da smo tip konstrukcije definirali pravilno.



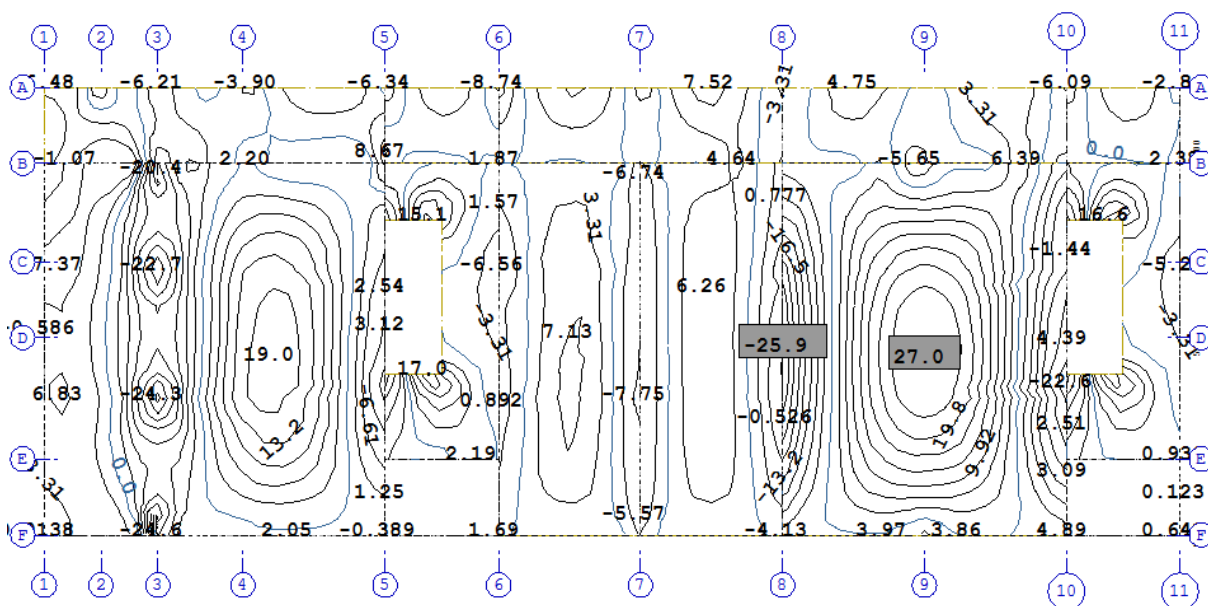
Slika 43: Primer armiranja, opaženja in delno izvedenega stebra (osebni arhiv)

6.2 Dimenzioniranje medetažne konstrukcije – plošča nad pritličjem

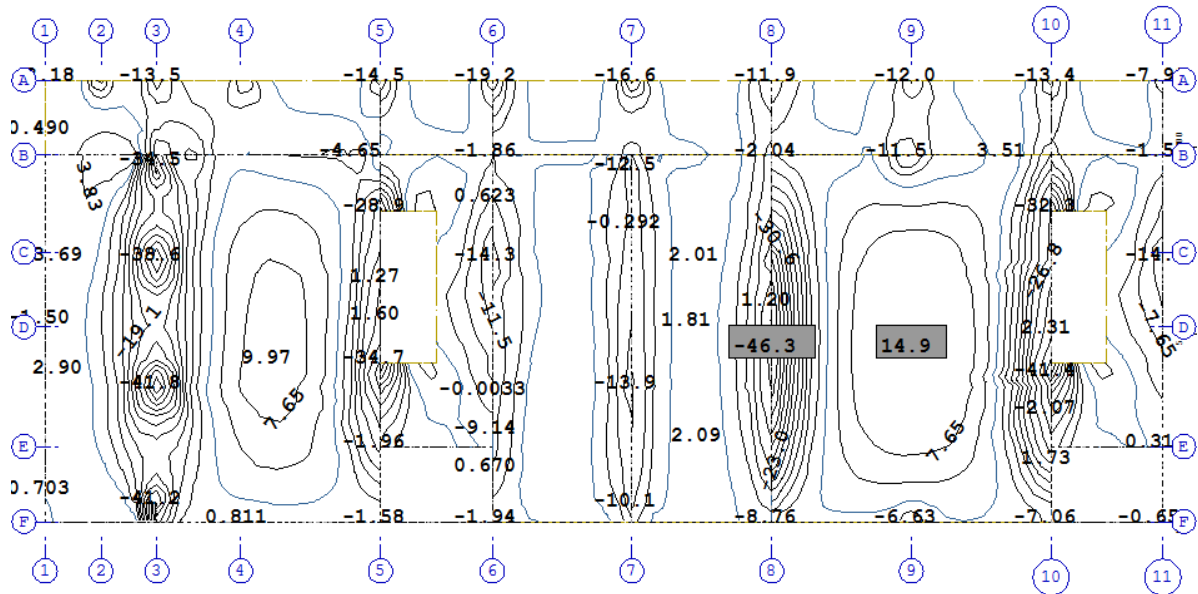
Kot podaja EC8, se lahko polna armiranobetonska plošča upošteva kot toga v svoji ravnini (kot »diafragma«), če ni tanjša od 7,0 cm in je armirana v obeh smereh z vsaj minimalno armaturo, določeno skladno z EC 2.

Plošča, ki smo jo izbrali za analizo je debela 20 cm ter minimalno križno armirana. Točno armaturo smo določili in prikazali v nadaljevanju. Za izračun smo uporabili program Sofistik ter dodatno preverili še s 'peš' postopkom. Obtežbe, ki delujejo na ploščo, smo podrobno opisali v Poglavju 3 – vplivi na objekt.

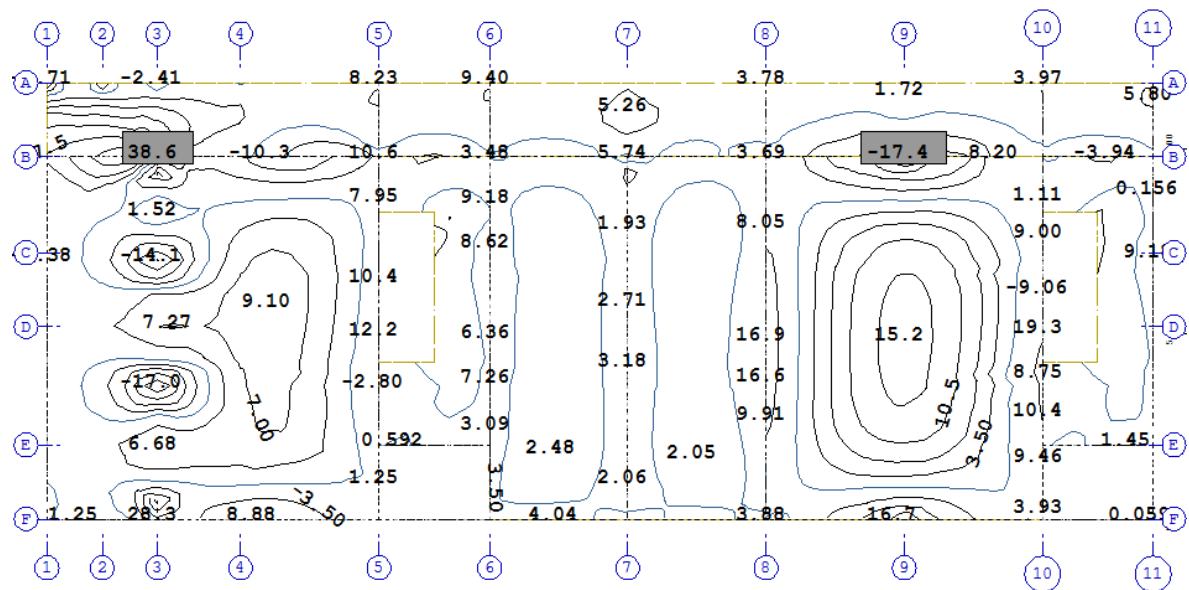
Na slikah 44–54 smo prikazali notranje statične količine v plošči ter rezultat dimenzioniranja armature s pomočjo programa Sofistik.



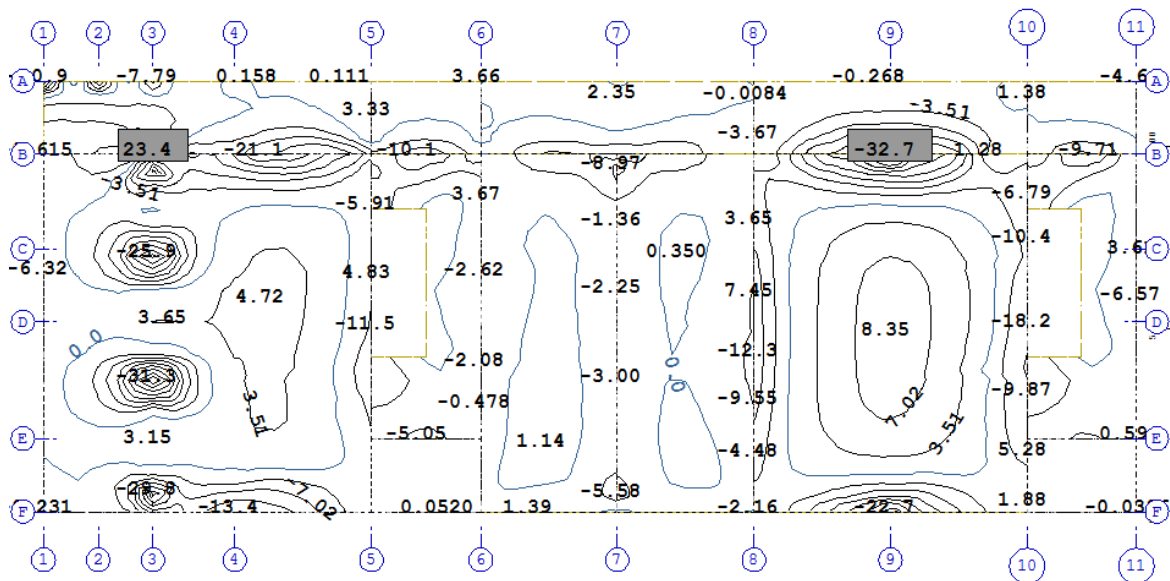
Slika 44: Ovojnica maksimalnih upogibnih momentov $M_{xx,max}$ v plošči nad pritličjem



Slika 45: Ovojnica minimalnih upogibnih momentov $M_{xx,min}$ v plošči nad pritličjem



Slika 46: Ovojnica maksimalnih upogibnih momentov $M_{yy,max}$ v plošči nad pritličjem



Slika 47: Ovojnica minimalnih upogibnih momentov $M_{yy,min}$ v plošči nad pritličjem

Največja potrebna pozitivna upogibna armatura (v polju); $M_{x,max} = 27,0$ kNm/m (Slika 44):

$$b/h/d = 100/20/17 \text{ cm}, C25/30 \rightarrow \alpha f_{cd} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$S500 \rightarrow f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_d = \frac{M_{sd}}{b d^2 \alpha f_{cd}} = \frac{27,0 \cdot 100}{100 \cdot 17^2 \cdot 1,67} = 0,056 \rightarrow k_s = 1,049 \quad (59)$$

$$A_s = k_s \frac{M_{sd}}{d f_{yd}} = 1,049 \cdot \frac{27,0 \cdot 100}{17 \cdot 43,48} = 3,83 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (60)$$

Količino potrebne armature zagotovimo z mrežami Q424 ($A_{s,dej} = 4,24 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Največja potrebna negativna upogibna armatura (nad podporo); $M_{x,min} = -46,3$ kNm (Slika 45):

$$k_d = \frac{M_{sd}}{b d^2 \alpha f_{cd}} = \frac{46,3 \cdot 100}{100 \cdot 17^2 \cdot 1,67} = 0,096 \rightarrow k_s = 1,067$$

$$A_s = k_s \frac{M_{sd}}{d f_{yd}} = 1,067 \cdot \frac{46,3 \cdot 100}{17 \cdot 43,48} = 6,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Količino potrebne armature zagotovimo z mrežami Q524 in dodatnimi palicami ϕ 8/15 cm v pravokotni smeri, glede na linijo podpore ($A_{s,dej} = 8,59 \text{ cm}^2/\text{m}$).

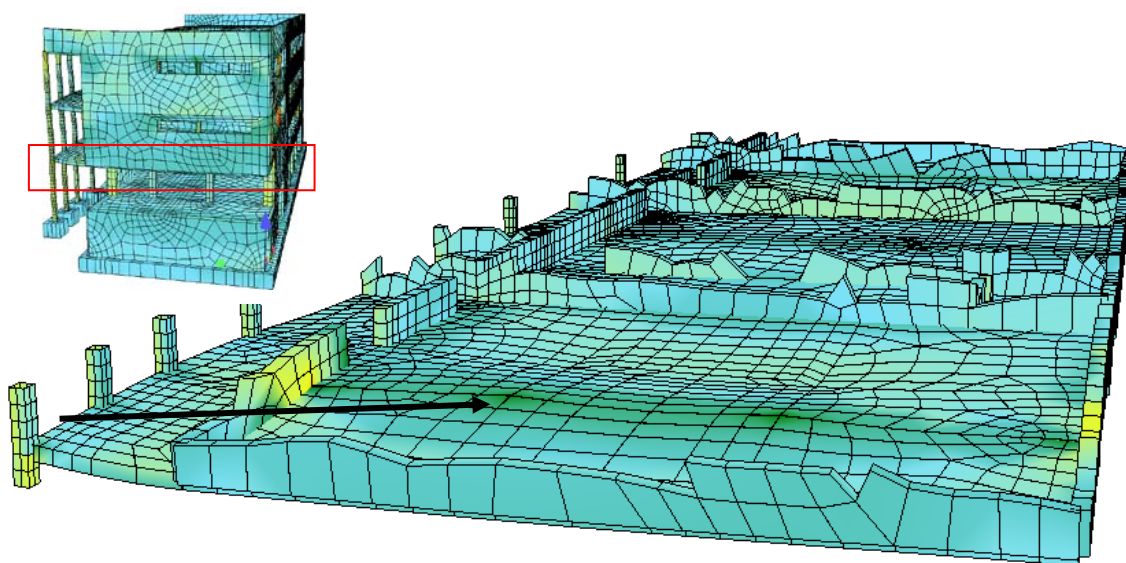
Zgornji račun smo naredili zaradi lažje predstave o velikosti izračunanih vrednosti upogibnih momentov. S "peš" računom smo potrdili ustreznost izbrane debeline plošče glede prenosa upogibnih momentov, saj je količina armature povsem normalna (k_d faktor ni prevelik). Odločili smo se za armiranje z mrežami tipa Q (enako nosilne v obeh pravokotnih smereh), ter za dodane armaturne palice na ustreznih mestih. Količino armature $6,68 \text{ cm}^2/\text{m}$ bi sicer lahko dosegli tudi v kombinaciji mreže Q524 in dodatnih palic ϕ 6/15 cm ($A_{s,dej} = 7,12 \text{ cm}^2/\text{m}$), vendar v marsikateri železokrivnici ne

izdajajo palic $\phi 6$, ki so daljše od enega metra, ker jih je težko primerno zravnati in nepoškodovane dostaviti na gradbišče. Za razmak palic, na 15 cm, pa smo se odločili iz enostavnega razloga, ker jih je tako enostavneje položiti, saj ima že mreža Q524 palice zvarjene na 15 cm in tako v vsako polje položimo le dodatno palico.

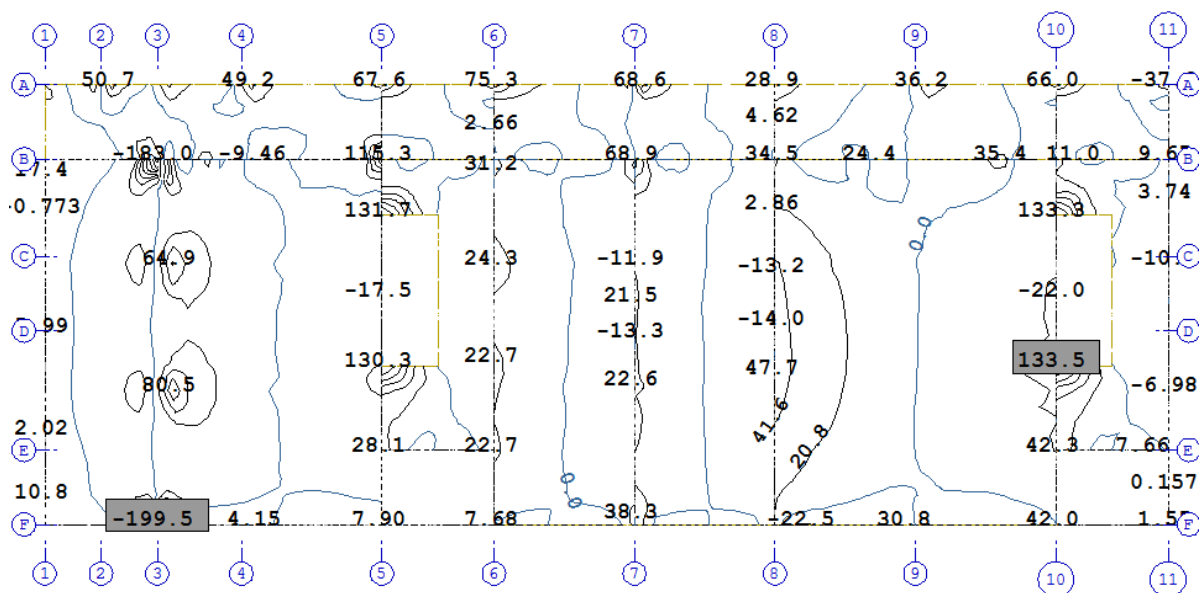
Ko smo pregledovali rezultate programa, sta nas presenetili vrednosti upogibnih momentov v smeri y (Sliki 46 in 47; osi B/3), ki sta bili pozitivni, namesto pričakovanih negativnih. Ta problem smo želeli rešiti.

Za takšne rezultate smo prvotno okrivili napako v modeliranju konstrukcije, zato smo model najprej podrobno pregledali ter za primerjavo izdelali še analognega (z drugim dobro poznanim programom za statični račun konstrukcij), ki pa je ponovno prikazal pozitivne vrednosti upogibnih momentov na istih mestih in v enaki smeri. Tako smo sum napake modela ovrgli. Analiza konstrukcije z dvema različnima programoma ni ravno inženirska praksa, vendar bi vzrok za napako lahko ležal ravno v pomanjkanju znanja in izkušenj z delom v okolju Sofistika.

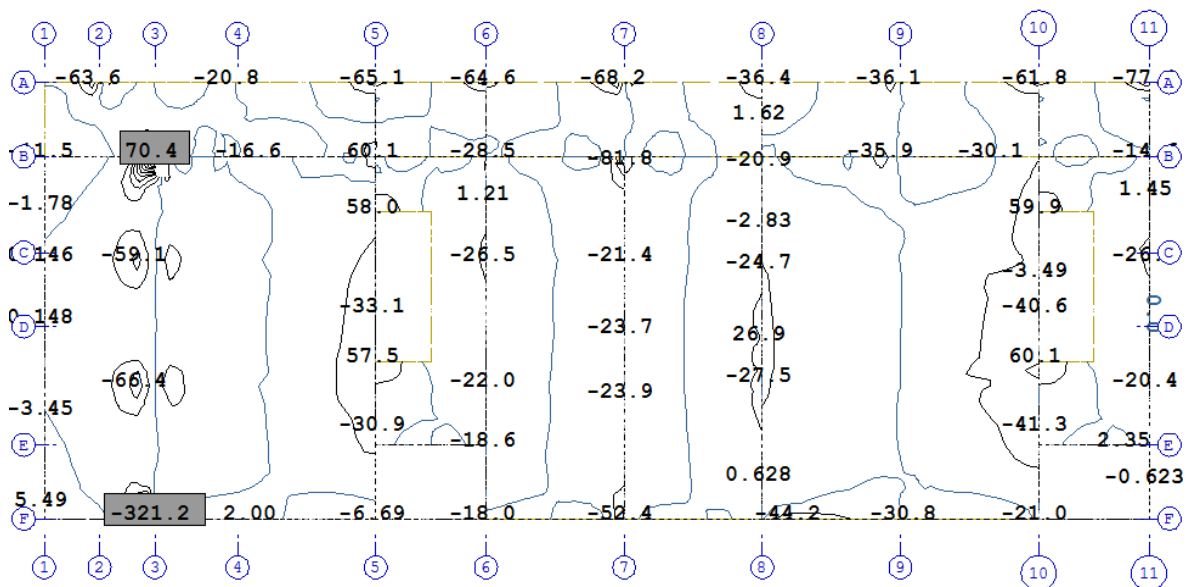
Razlog za takšne rezultate smo našli v različni togosti podpornih elementov in tako v posebnih povasih plošče med osmi 1-3. Plošča je namreč podprta s stebri v osi A in v osi 3, v oseh F in 1 pa se preko stenastih nosilcev opira na zgornje etaže. Na spodnji sliki smo grafično prikazali obnašanje plošče pri aktivirani lastni teži konstrukcije. Povesi plošče se v smeri puščice najprej povečujejo nato pa zmanjšujejo, kar nam nekje na polovici razdalje predstavlja največje vrednosti. Upogibni momenti v plošči so povezani z deformabilnim obnašanjem sistema in tako lahko na tem mestu dejansko pričakujemo pozitivne upogibne momente, kakršni so prikazani v rezultatih programa na Slikah 46 in 47.



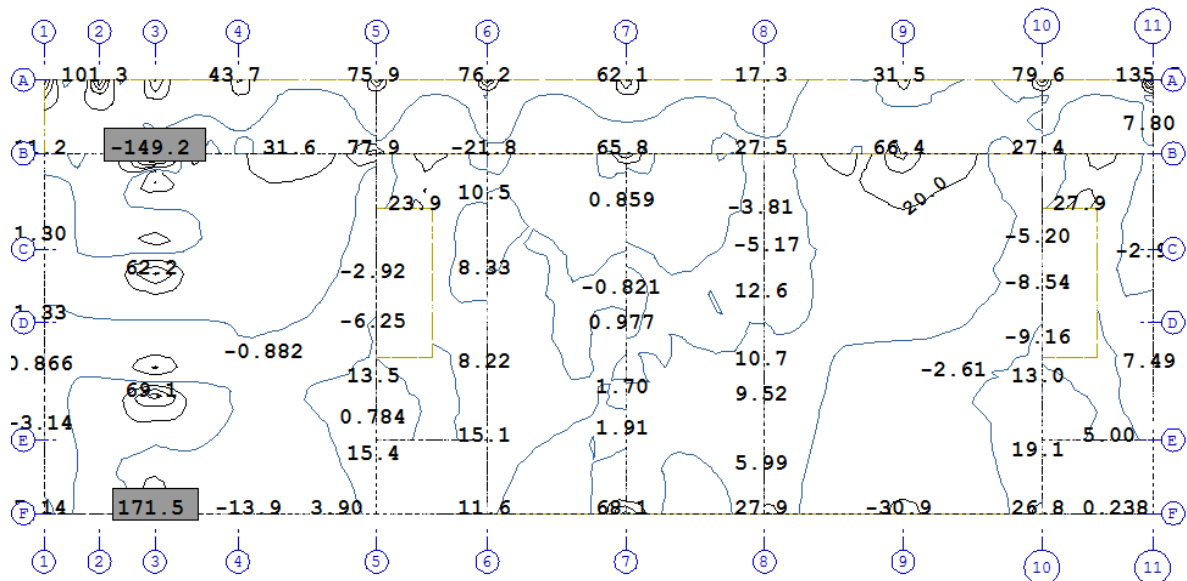
Slika 48: Prikaz povesov plošče nad pritličjem ob aktivaciji lastne teže



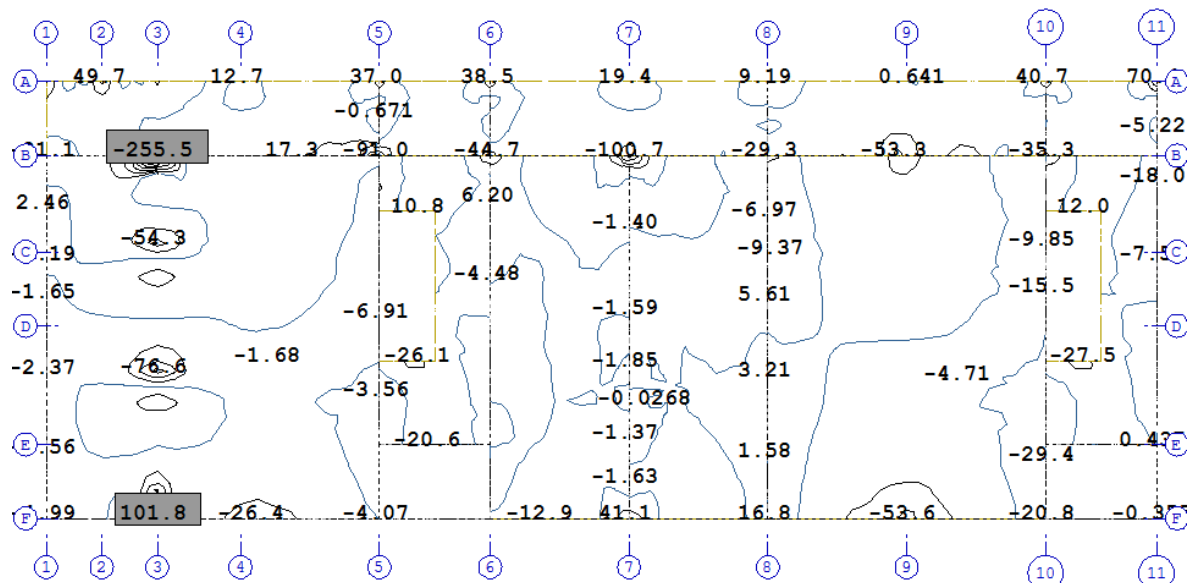
Slika 49: Ovojnica maksimalnih prečnih sil $V_{xx,max}$ v plošči nad pritličjem



Slika 50: Ovojnica minimalnih prečnih sil $V_{xx,min}$ v plošči nad pritličjem



Slika 51: Ovojnica maksimalnih prečnih sil $V_{yy,max}$ v plošči nad pritličjem



Slika 52: Ovojnica minimalnih prečnih sil $V_{yy,min}$ v plošči nad pritličjem

Velike vrednosti prečnih sil v osi 3 lahko pripišemo kreiranju končnih elementov ter podpiranju plošče s stebri, kjer gre predvsem za nevarnost preboja plošče.

Kontrola strižne nosilnosti plošče; $V_{\max} = 133,5 \text{ kN/m}'$; $A_{s,L} = 8,59 \text{ cm}^2/\text{m}'$:

Po zahtevah EC lahko elemente na strig dimenzioniramo glede na vrednosti prečne sile na oddaljenosti d od roba elementa $V_{Ed} = 105 \text{ kN/m}'$.

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

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2,08 \leq 2,0 \rightarrow k = 2,0$$

$$k_1 = 0,15; \rho_L = \frac{A_{s,L}}{b_w d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_L = \frac{8,60}{100 \cdot 17} = 0,0051$$

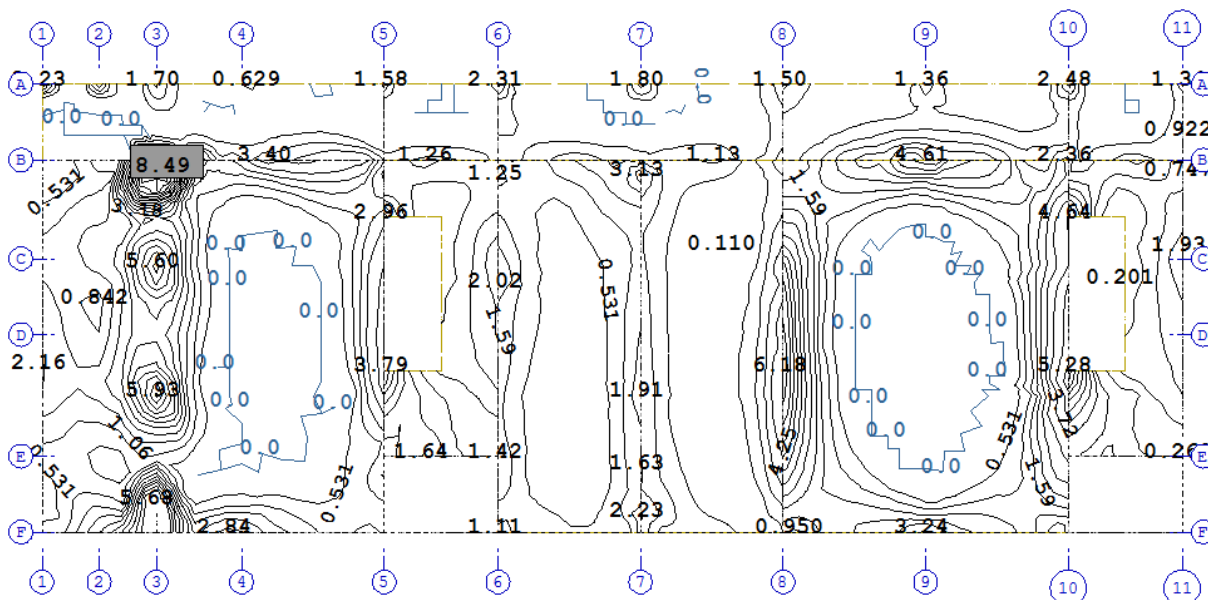
$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2,0^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,495 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,\min} = [v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [0,495 + 0,15 \cdot 0] \cdot 1,0 \cdot 0,17 = 84 \text{ kN/m}$$

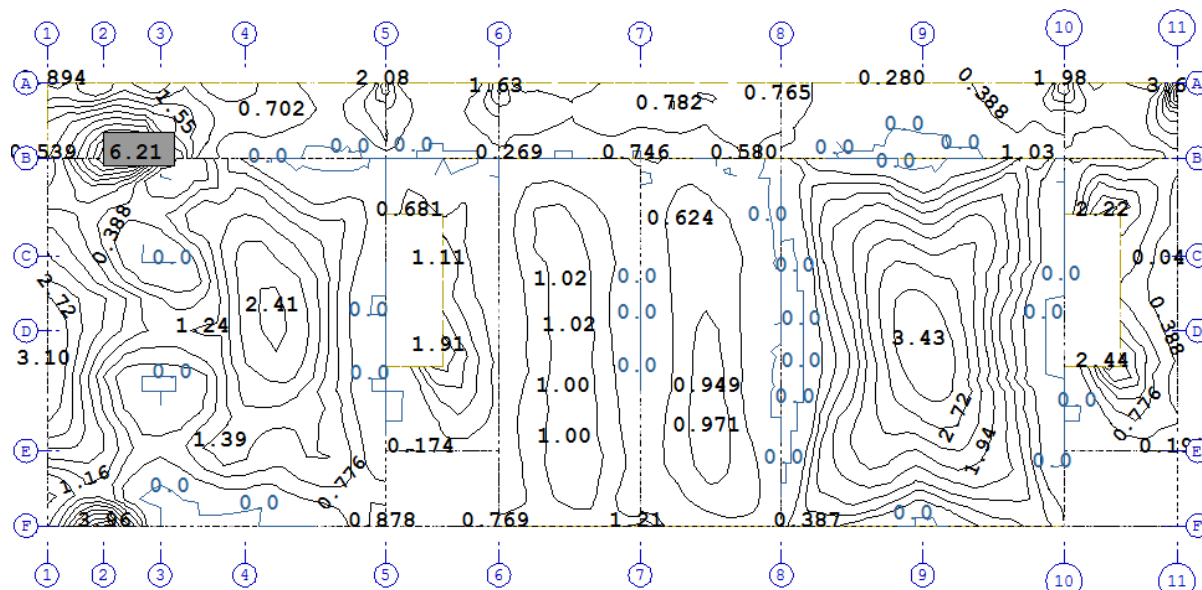
$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 2,0 (100 \cdot 0,0051 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 0] \cdot 1,0 \cdot 0,17 = 95 \text{ kN/m}$$

Podrobna razlaga
enačb in oznak je na
strani 47 (en. 50–58)!

$V_{Ed} = 105 \text{ kN/m}' > V_{Rd,c} = 95 \text{ kN/m}' \rightarrow$ potrebujemo dodatno strižno armaturo. Kar pa ob tako majhni razliki lahko zanemarimo, saj imamo dejansko na tem mestu še dodatne vzdolžne palice $\phi 12$, ki pokrivajo rob podesta.



Slika 53: Prikaz največjih vrednosti izmed obeh negativnih armatur v posameznih smereh armiranja



Slika 54: Prikaz največjih vrednosti izmed obeh pozitivnih armatur v posameznih smereh armiranja

Skladno z zgornjimi rezultati smo za spodnjo cono plošče izbrali minimalno armiranje z mrežami Q424 ter na mestih, kjer je potrebna večja armatura, dodali ustrezno količino dodatnih palic. V zgornjem delu plošče smo se odločili za armaturne mreže Q524 (nad podporami se sicer lahko polagajo R mreže, saj je armiranje večinoma potrebno le v pravokotni smeri glede na linijo podpore, vendar se zaradi enostavnosti razreza mrež in manjše možnosti napake pri polaganju na gradbišču običajno odločijo za uporabo Q mrež). Na bolj obremenjenih mestih plošče smo dodali ustrezne palice na primernem razmaku. Podrobneje smo armaturo prikazali na priloženem armaturnem načrtu plošče – glej Prilogo B.

Minimalna zahtevana upogibna armatura [3]:

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{yL}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 100 \cdot 20 \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 20 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,70 \\ 2,60 \end{array} \right. = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (61)$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 17,0 \text{ cm} = 68 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (62)$$

$$A_{s,dej,\min} = 4,24 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,\min} = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{zadošča}$$

Kontrola povosov plošče:

Poleg odpornosti konstrukcije proti porušitvi moramo med projektiranjem poskrbeti tudi za njeno obnašanje v času uporabe, torej, da niso deformacije ali vibracije konstrukcije prevelike in bi tako utegnile povzročati težave ob uporabi, nelagodje ljudi ali celo kako počeno zasteklitev oz. predelno steno.

Za dokazovanje povosov plošč in gred je dovoljenih več metod; lahko se odločimo, da bomo mejno stanje povosov dokazovali s primerjavo izračunanega povosa z mejno vrednostjo ali poenostavljeno uporabimo način dokazovanja z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino [2].

$$l/d = K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{če je } \rho \leq \rho_0 \quad (63)$$

$$l/d = K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{če je } \rho > \rho_0 \quad (64)$$

Kjer so: l/d meja razmerja med razpetino in statično višino,

K faktor, ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov,

ρ_0 referenčna stopnja armiranja,

ρ zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine (pri konzolah nad podporo), ki je potrebna za prevzem momenta zaradi projektnih obtežb in

ρ' zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo v sredini razpetine, ki je potrebna za prevzem momenta zaradi projektnih obtežb.

Faktor K lahko razberemo iz preglednice 7.4N v standardu SIST EN 1992-1-1: 2005. Za obravnavano ploščo med osmi 1–3 je tako faktor $K = 1,2$ in za del plošče med osmi 8–10 je $K = 1,5$.

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{25} \cdot 10^{-3} = 0,005 = 0,5 \% \quad (65)$$

Stopnja armiranja plošče med osmi 1–3:

$$\rho = \frac{A_{s,potr}}{b \cdot h} = \frac{5,24 \text{ cm}^2/\text{m}}{100 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 0,00262 = 0,262 \% \quad (66)$$

Dobljene vrednosti smo vstavili v enačbi 63 in 64 ter dobili:

$$l/d = 1,2 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \frac{0,5}{0,262} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \left(\frac{0,5}{0,262} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 47,0$$

$$l/d = \frac{300 \text{ cm}}{17 \text{ cm}} = 17,7 < 47,0$$

Stopnja armiranja plošče med osmi 8–10:

$$\rho = \frac{A_{s,\text{potr}}}{b \cdot h} = \frac{4,24 \text{ cm}^2/\text{m}}{100 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 0,00212 = 0,212 \%$$

Dobljene vrednosti smo vstavili v enačbi 63 in 64 ter dobili:

$$l/d = 1,5 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \frac{0,5}{0,212} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \left(\frac{0,5}{0,212} - 1 \right)^2 \right] = 81,0$$

$$l/d = \frac{750 \text{ cm}}{17 \text{ cm}} = 44,1 < 81,0$$

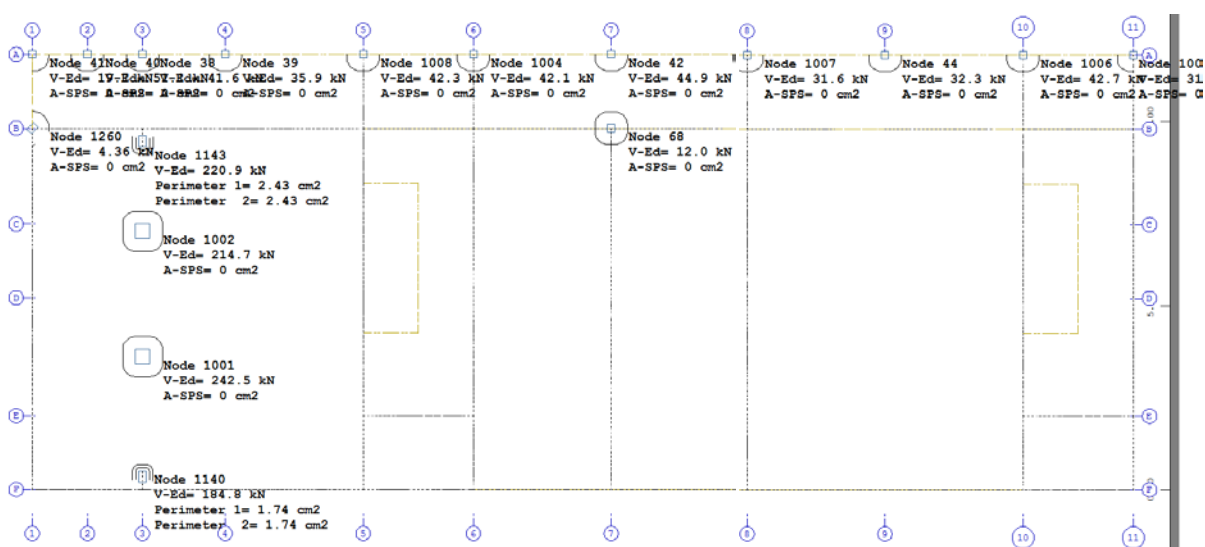
Z zgornjim računom smo dokazali, da mejno razmerje med razpetino in statično višino plošče ni prekoračeno – s tem smo mejno stanje povosov dokazali.

Kontrola širine razpok plošče:

Pri armiranih ploščah stavb, ki so obremenjene na upogib, brez pomembnejše osne sile, posebni ukrepi za omejitev razpok niso potrebni, kadar celotna debelina plošče ne presega 200 mm in so upoštevana določila iz Poglavja 9.3 standarda SIST EN 1992-1-1. Tem določilom obravnavana plošča zadosti.

Kontrola preboja plošče:

Preboj plošče na mestu stebrov v osi 3 smo preverili s pomočjo programa in vgrajene funkcije za kontrolo preboja plošče. Iz rezultatov na Sliki 55 je razvidno, da dodatna armatura zaradi preboja stebrov med osmi 3/C–E ni potrebna. Nekaj dodatne armature bi bilo potrebno položiti le ob naleganju plošče na robne stebričke v osi 3/B in 3/F.



Slika 55: Prikaz rezultatov dimenzioniranja plošče na preboj

6.3 Stena

Steno standard definira kot konstrukcijski element, ki podpira druge elemente in ima podolgovat prerez z razmerjem dolžine proti širini l_w/b_w , večjim od 4. V nadaljevanju smo predstavili različne tipe sten (povzeto po standardu EC8).

Kot **duktilno steno** lahko definiramo tisto, ki je vpeta tako, da je preprečena relativna rotacija med temeljem in ostalim konstrukcijskim sistemom, ter projektirana in konstruirana tako, da lahko sipa energijo v območju upogibnega plastičnega členka, kjer tik nad vpetjem ni odprtini ali večjih prebojev.

Kot **veliko, šibko armirano steno** se lahko definira steno s prerezom velikih dimenzij, to je z vodoravno dolžino l_w , ki je vsaj enaka manjši od vrednosti 4,0 m ali dveh tretjin višine stene h_w . Za takšne stene se pričakuje, da bodo pri potresnem projektnem stanju zmerno razpokale ter se omejeno plastificirale. Pričakuje se namreč, da bo takšna stena pretvorila potresno energijo v potencialno (s pomočjo začasnega dviga mase konstrukcije) in v energijo, ki se bo sipala v temeljnih tleh pri zibanju stene kot togega telesa itd. Zaradi njenih dimenzij, pomanjkanja vpetosti ali povezave z velikimi prečnimi stenami, ki preprečujejo rotacijo v plastičnem členku ob vpetju, se takšne stene ne da učinkovito projektirati z namenom, da bi sipala energijo v plastičnem členku ob vpetju.

Povezana stena (stena z odprtinami): standard jo definira kot konstrukcijski element iz dveh ali več posamičnih sten, ki so povezane s pravilno razporejenimi in ustrezno duktilnimi gredami (veznimi prečkami). Te prečke morajo biti sposobne reducirati vsaj 25 % vsote upogibnih momentov ob vpetju posameznih sten, če bi te prevzele obtežbo nepovezane.

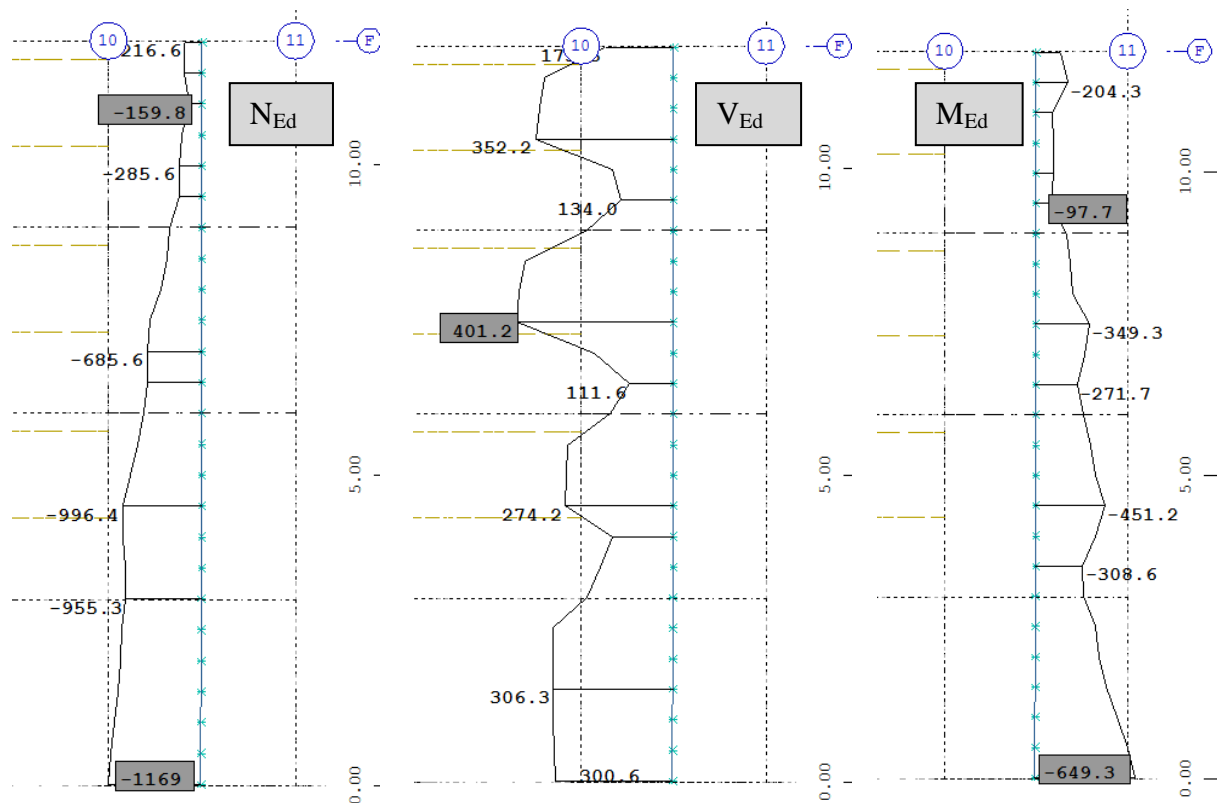
Obravnavana konstrukcija je po definiciji **stenasti sistem**, to je konstrukcijski sistem, ki tako navpično kot vodoravno obtežbo prenaša predvsem z navpičnimi konstrukcijskimi stenami z odprtinami ali brez njih.

Stene v splošnem dobro prenašajo tudi horizontalno obtežbo, saj sta njihova nosilnost in togost že po zasnovi precej veliki, večji problem je zagotovitev duktilnosti. Pri stenah je zlasti problematična kratka tlačna cona pri prenosu upogiba, zato je ta del potrebno ustrezno dimenzionirati in konstruirati armaturo, predvsem pri vpetju stene v temelj, kjer so sile največje.

Za analizo smo izbrali najbolj tipično obremenjena stena dvigalnega jaška, ki poteka od temeljev do vrha objekta. Njena višina je $h_w = 12,0$ m, dolžina $l_w = 3,20$ m ter debelina $b_w = 0,20$ m.

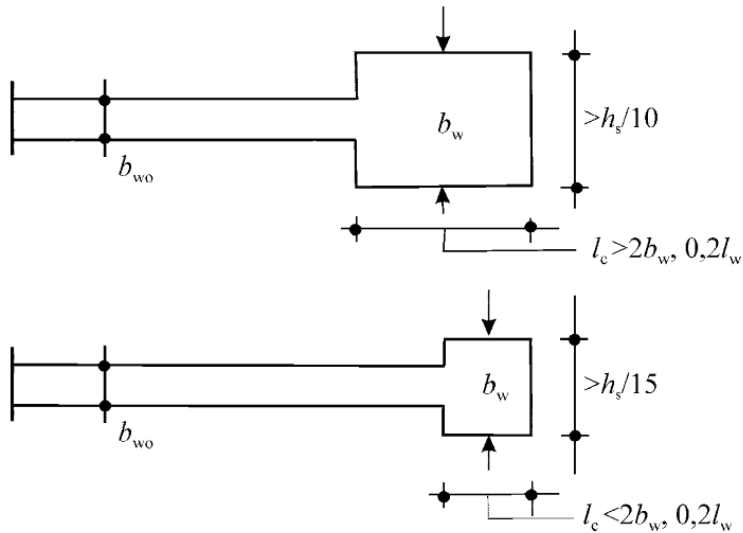
Računske obremenitve stene

Največje upogibne in tlačne obremenitve smo dobili ob vpetju v temelje, kar smo tudi pričakovali. Običajno iz analize modela za običajna projektna stanja (model MSN in MSU) izhajajo največje tlačne obremenitve, medtem ko iz potresne analize dobimo največje upogibne obremenitve. Vendar ta trditev ne drži vedno (vogalni elementi ...), v našem primeru so se vse merodajne vrednosti pojavile ob potresni situaciji. Rezultati so prikazani na spodnjih slikah:



Slika 56: Prikaz največjih notranjih statičnih količin za potresno situacijo

Pred dimenzioniranjem stene na računске obtežbe, je potrebno zadostiti geometrijskim pogojem in dimenzijskim zahtevam standardov EC8.

Izpolnjevanje geometrijskih omejitev**Slika 57:** Najmanjša debelina objetih robnih elementov [8]

Minimalna debelina stene:

$$b_{w0} \geq \max \left\{ 0,15; \frac{h_s}{20} \right\} = \max \left\{ 0,15; \frac{3}{20} \right\} = 15 \text{ cm}$$

→ debelina stene $b_{w0} = 20 \text{ cm}$ je ustrezna (67)

Kjer je h_s svetla etažna višina v metrih ($h_s = 3,0 \text{ m}$)

Debelina objetega robnega elementa ne sme biti manjša od:

$$b_w \geq \max \left\{ 0,20; \frac{h_s}{15} \right\} = \max \left\{ 0,20; \frac{3}{15} \right\} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{debelina robu } b_w = 20 \text{ cm} \text{ ustreza} \quad (68)$$

Stena debeline 20 cm z robnim elementom enake debeline je ustrezna le v primeru, če robni element ni daljši od:

$$l_c \leq \max \left\{ 0,2 \cdot l_w; 2 \cdot b_w \right\} = \max \left\{ 0,2 \cdot 3,20 = 0,65 \text{ m}; 2 \cdot 0,20 = 0,40 \text{ m} \right\} = 0,65 \text{ m} \quad (69)$$

V tej fazi dolžine robnega elementa še nismo poznali, zato smo predpostavili, da zadošča minimalna dolžina robnega elementa ($l_c = 0,50 \text{ m}$) in posledično tudi debelina celotne stene.

$$l_c \geq \max \left\{ 0,15 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w \right\} = \max \left\{ 0,15 \cdot 3,20 = 0,48 \text{ m}; 1,5 \cdot 0,20 = 0,30 \text{ m} \right\} = 0,50 \text{ m} \quad (70)$$

Izbira dimenzij stene je pogojena tudi z normiranimi osnimi silami, katerih največja vrednost lahko znaša 0,4 in s čimer se izognemo prevelikim tlačnim obremenitvam v steni.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{l_w \cdot b_w \cdot f_{cd}} = \frac{1170 \text{ kN}}{320 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2} = 0,11 < 0,4 \quad (71)$$

Izbrane dimenzije stene zadostijo tudi pogoju napetosti.

Določitev višine kritičnega območja

Kritično območje h_{cr} smo izračunali po enačbi:

$$h_c = \max \left\{ \frac{l_w}{6} \right\} = \max \left\{ \frac{3,20 \text{ m}}{6} = 2,00 \text{ m} \right\} = 3,20 \text{ m} \quad (72)$$

Z omejitvijo največje višine (stavbe do 6 etaž):

$$h_c \leq \min \left\{ \frac{h_s}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{3,00 \text{ m}}{2} = 1,50 \text{ m} \right\} = 1,50 \text{ m} \quad (73)$$

Iz zgornjih enačb sledi, da je kritična višina stene ravno enaka višini prve etaže nad vpetjem stene.

Minimalna armatura v kritičnem področju obsega 0,5 % ploščine robnega elementa in v našem primeru znaša:

$$0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 50 \cdot 20 = 5,0 \text{ cm}^2 \quad (74)$$

Upoštevati je bilo potrebno tudi konstrukcijska pravila (EC8), ki veljajo za stebre, in sicer je predpisano, da je maksimalna razdalja med dvema sosednjima navpičnima palicama 20 cm, v nacionalnem dodatku je dodatno predpisan tudi minimalni premer palic (12 mm). Standard postavlja minimalno strižno armaturo, kjer je najmanjši dovoljen premer stremen določen s 6 mm, največja razdalja med stremeni pa z naslednjo enačbo:

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_0/2 \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \cdot d_{bl} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 164/2 = 82 \text{ mm} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \cdot 12 = 96 \text{ mm} \end{array} \right\} = 82 \text{ mm} \quad (75)$$

Kjer sta: b_0 širina dela robnega elementa, ki je objekt s stremeni (merjeno med srednjima črtama stremen) in d_{bl} premer palic vzdolžne armature

Horizontalna armatura v stenah znaša najmanj 0,2 % prereza stene, kar tu pomeni $4 \text{ cm}^2/\text{m}'$, čemur smo zadostili z mrežo Q226 (po ena mreža na vsaki strani stene). Navpična armatura v steni mora znašati vsaj 0,3 % prereza stene, kar znese $6 \text{ cm}^2/\text{m}'$. Vendar smo v navpični smeri poleg mrež Q226 v sredini stene dodatno upoštevali še armaturo robnih elementov in tako izpolnili pogoj 0,3 %.

Na osnovi navedenih določil smo izbrali minimalno skupno armaturo robnega elementa $8 \phi 12$ ($9,05 \text{ cm}^2$). Torej po $4 \phi 12$ na vsaki strani stene v dolžini robnega elementa. Za stremena v robnem elementu smo izbrali $\phi 6 / 7,5 \text{ cm}$.



Slika 58: Primer armature v steni (osebni arhiv)

Izračun projektnih obremenitev

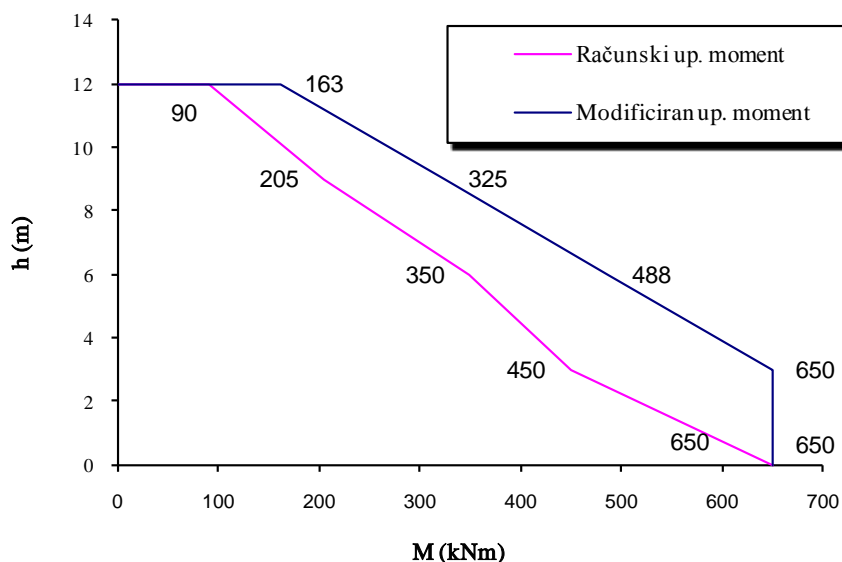
Za duktilne stene moramo upoštevati posebna določila za račun projektnih obremenitev, s katerimi zajamemo vpliv nezanesljivosti v analizi in pri neelastičnih dinamičnih učinkih. Če nimamo natančnejše metode, upoštevamo določila iz standarda SIST EN 1998-1:2004 pod točko 5.4.2.4 in 5.5.2.2.

Določili smo ali je stena vitka:

$$hw/l_w > 2 \rightarrow \frac{12,0}{3,20} = 3,75 > 2 \rightarrow \text{stena je vitka} \quad (76)$$

Diagram upogibnih projektne obremenitev vzdolž višine stene se poda z ovojnico upogibnih momentov iz analize, ki je premaknjena v navpični smeri. Predpostavi se lahko linearno ovojnico. Modificirane projektne obremenitve smo prikazali na Sliki 59.

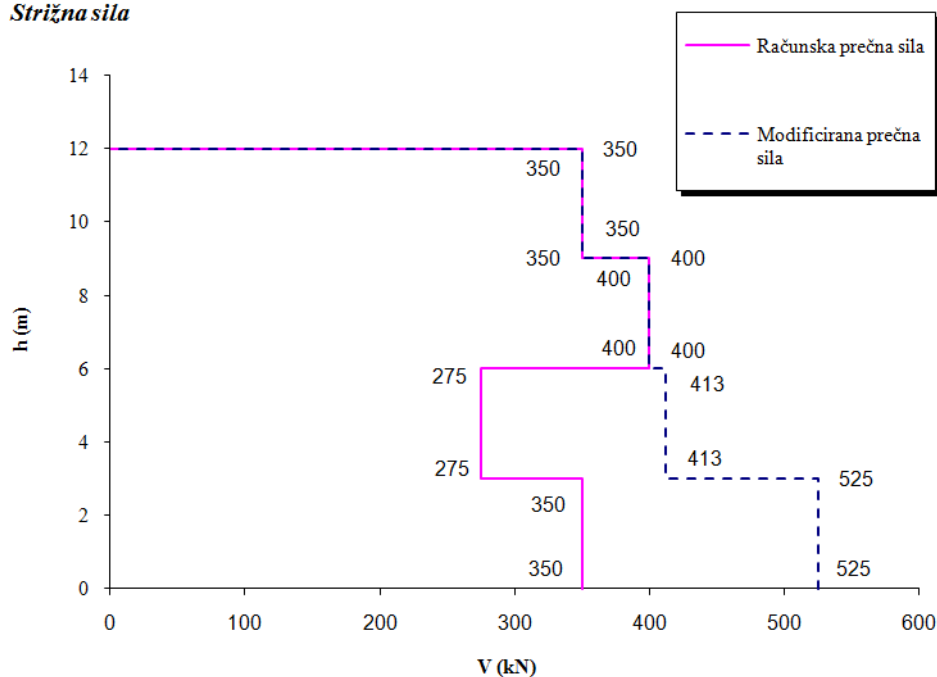
Upogibni moment



Slika 59: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten

Projektne prečne sile V_{Ed} smo izračunali tako, da smo računske prečne sile na prvi tretjini celotne višine stene ($h_w/3$) pomnožili s faktorjem 1,5. Projektna strižna sila na vrhu stene pa ni manjša od polovične projektne prečne sile ob vpetju. Projektne prečne sile smo prikazali na Sliki 60.

Strižna sila



Slika 60: Ovojnica prečnih sil za projektiranje vitkih sten

Dimenzioniranje armature kritičnega dela stene

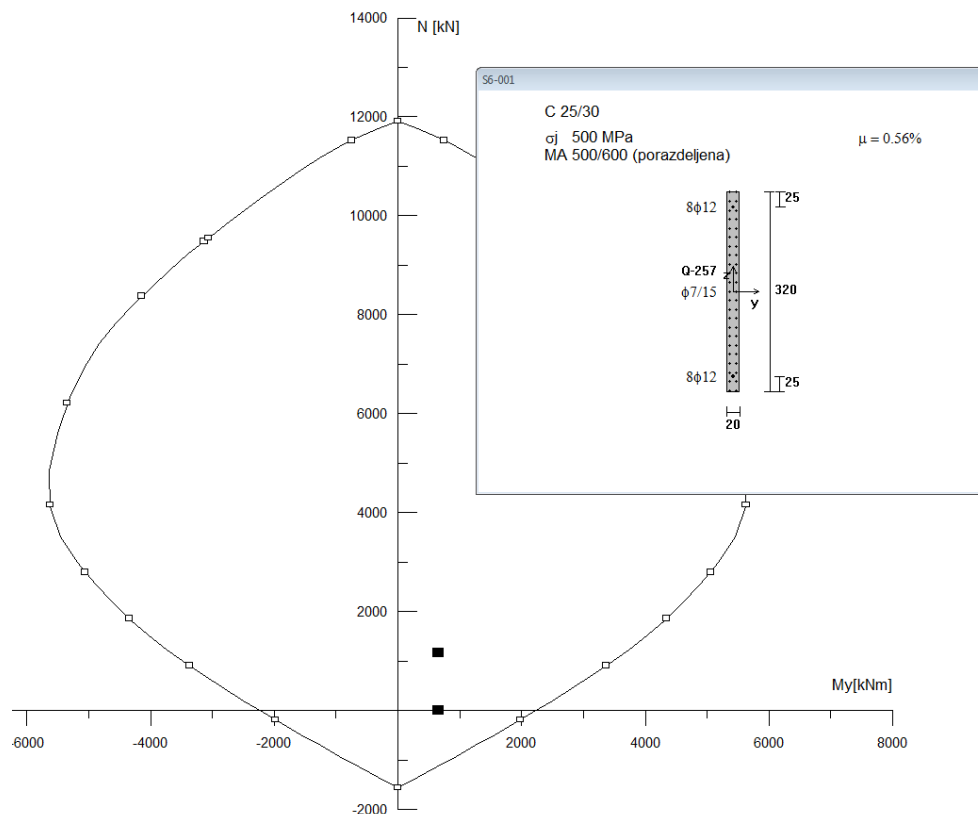
Ker so stene običajno šibko vzdolžno armirane, se lahko v predpostavi, da je strižna nosilnost betonskega elementa brez dodatne strižne armature manjša od projektne strižne sile v steni. V celotnem kritičnem območju zato prečne sile prevzamemo s horizontalno armaturo.

$$A_{sw}/s \geq \frac{V_{Ed}}{0,80 \cdot l_w \cdot f_{yd}} = \frac{525}{0,80 \cdot 320 \cdot 43,5} = 0,05 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (77)$$

Kjer so: A_{sw} ploščina strižne armature,
 s razdalja med stremeni (vzdolžnimi palicami) in
 f_{yd} projektna vrednost za mejo tečenja strižne (horizontalne) armature.

Ob upoštevanju $s = 15 \text{ cm}$, znaša $A_{sw} = 0,75 \text{ cm}^2$.

Minimalna mrežna armatura $2 \cdot Q226$ ($0,045 \text{ cm}^2/\text{cm}$) ne zadošča, zato smo armaturne mreže spremenili na $2 \cdot Q257$ ($0,051 \text{ cm}^2/\text{cm}$) ter ob upoštevanju robni armaturi $8 \phi 12$ ($9,05 \text{ cm}^2$) preverili nosilnost stene na upogibno obremenitev. Izračunali smo s programom DIAS, kjer se je izkazalo, da izbrana armatura zadošča.



Slika 61: Interakcijski diagram osno-upogibne obremenitve stene (Dias) – ob vpetju

Na kritičnih področjih moramo zagotoviti ustrezno duktilnost stene. V kolikor je normirana osna sila v manjša od vrednosti 0,15 (v skladu s točko 5.4.3.4.2 (12a) v EN 1998-1:2004), se lahko robne elemente sten armira s horizontalno armaturo, ki je določena skladno z EC2 (SIST EN 1992-1-1:2005; 6.4.4). V obravnavnem primeru je normirana osna sila manjša od 0,15, zato smo se odločili za poenostavljeno metodo in zahteve EC2.

Premer posamezne armaturne palice v prečni smeri ne sme biti manjši od:

$$\phi_{sw} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ 0,25 \cdot \phi_{sv,max} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ 0,25 \cdot 12 = 3 \text{ mm} \end{array} \right\} = 6 \text{ mm} \quad (78)$$

Največja dovoljena razdalja med stremeni:

$$s_{max} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 300 \text{ mm} \\ b_w \\ 12 \cdot \phi_{sv,min} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 300 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \\ 12 \cdot 12 = 144 \text{ mm} \end{array} \right\} = 14,4 \text{ cm} \cong 12,5 \text{ cm} \quad (79)$$

Minimalne zahteve so precej mile, zato smo določili močnejšo strižno armaturo od minimalne potrebne strižne armature v steni, kar znaša $\phi 7 / 15 \text{ cm}$, vendar $\phi 7$ armaturne palice niso tipične in smo raje izbrali $\phi 8$, torej $\phi 8 / 12,5 \text{ cm}$.

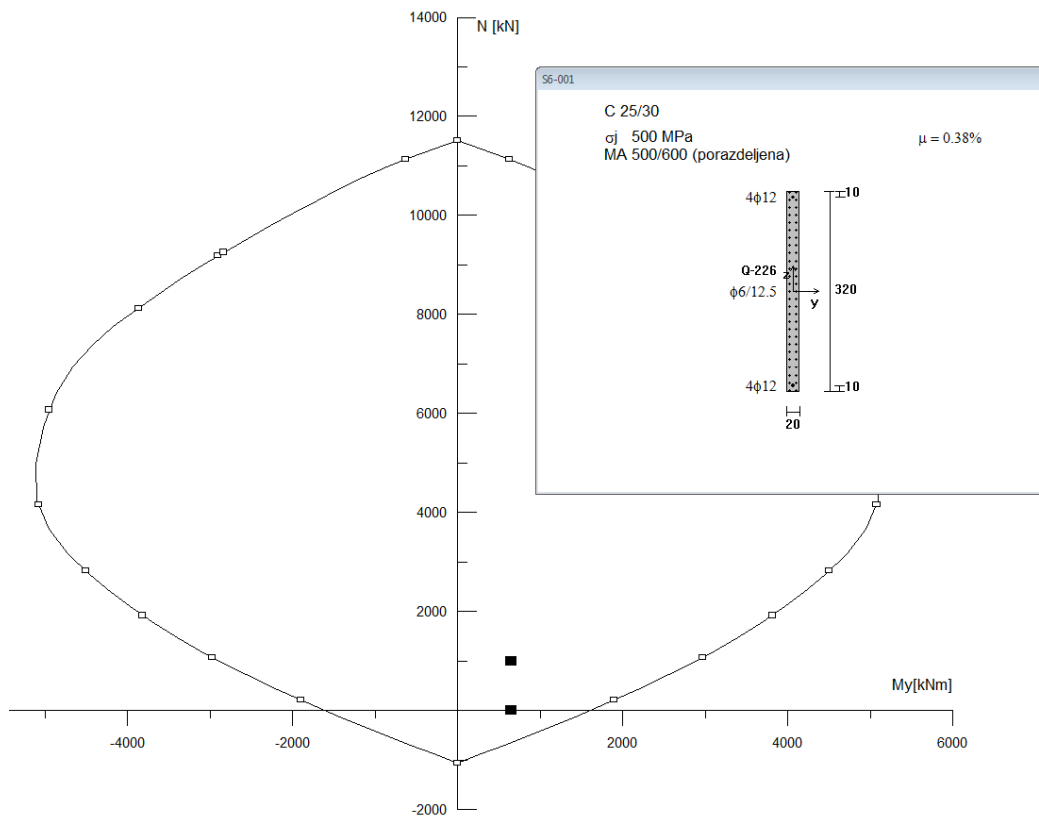
Dimenzioniranje armature izven kritičnega dela stene

V običajnem primeru bi lahko nad kritičnim delom izbrali minimalno mrežno armaturo ($2 \cdot Q226$) in robne palice $4 \phi 12$, kar bi skupno predstavljalo 0,38 % prereza betona in zadostilo potrebni upogibni nosilnosti (izračunano s programom Dias, Slika 62). Robno armaturo, iz maksimalne v kleti $8 \phi 12$, smo postopoma zmanjšali na $4 \phi 12$; torej v pritličju in prvem nadstropju $6 \phi 12$ in v 2. nadstropju $4 \phi 12$. Polaganje armature smo zrisali v Prilogi C, Armaturni načrt stene.

Obravnavan objekt ima v vzdolžni smeri dolge odprtine, ki prispevajo k bolj raznolikemu diagramu strižnih sil. V pritličju smo sicer že izven kritičnega območja, vendar smo še v območju večjih strižnih obremenitev, kar pomeni, da moramo strižno nosilnost dodatno preveriti.

$$A_{sw}/s \geq \frac{V_{Ed}}{0,80 \cdot l_w \cdot f_{yd}} = \frac{413}{0,80 \cdot 320 \cdot 43,5} = 0,04 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad (80)$$

Minimalna mrežna armatura $2 \cdot Q226$ ($0,045 \text{ cm}^2/\text{cm}$) zadošča.



Slika 62: Interakcijski diagram osno-upogibne obremenitve stene (Dias) – nad kletjo

Povzetek armature stene

Preglednica 19: Tabela prikaz armature v steni

	Armatura mreža (tip)	Armatura robnega elementa	Objetje robnega elementa
Klet	<i>Q 257</i>	<i>8 φ 12</i>	<i>φ 8 / 12,5 cm</i>
Pritličje	<i>Q 257</i>	<i>8 φ 12</i>	<i>φ 8 / 12,5 cm</i>
1. Nadstropje	<i>Q 226</i>	<i>6 φ 12</i>	<i>φ 8 / 12,5 cm</i>
2. Nadstropje	<i>Q 226</i>	<i>4 φ 12</i>	<i>φ 8 / 12,5 cm</i>

6.4 Prečka stene

V prejšnji točki smo dimenzionirali steno/slop. Slopi so medsebojno povezani s horizontalnimi prečkami, najbolj obremenjeno smo dimenzionirali v nadaljevanju. V kolikor ustrezno definiramo elemente, so lahko prečke idealne za varovanje slopov sten, paziti moramo le, da jih ne projektiramo pretogih. Evrokodi nam za srednjo stopnjo duktilnosti dovoljujejo klasično armiranje prečk (vzdolžna armatura in stremena), dimenzionirano skladno z EC8.

Določitev upogibne nosilnosti prečke

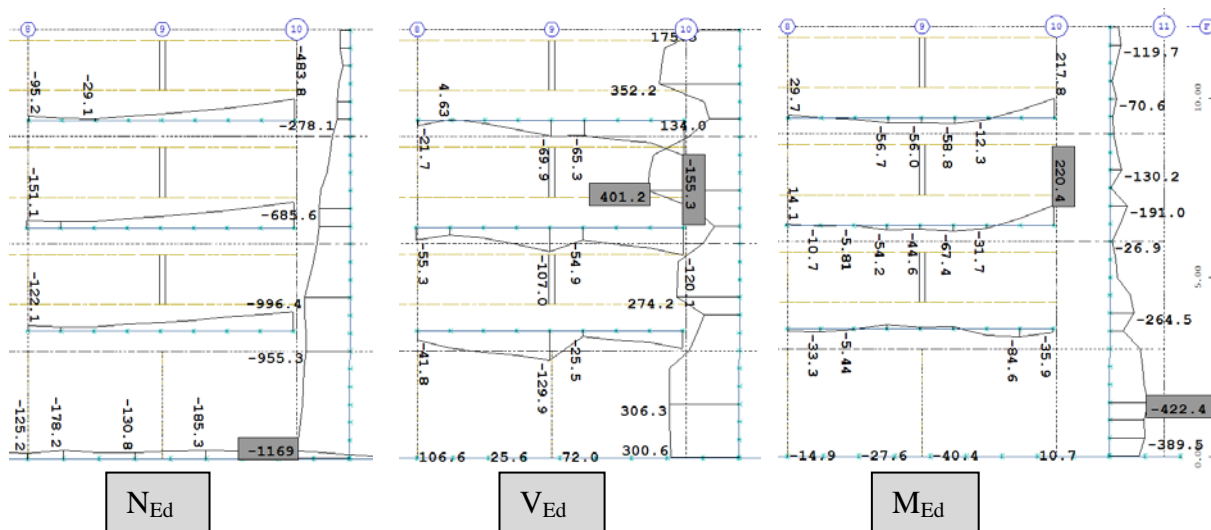
Najprej smo določili minimalno potrebno armaturo v prečki.

$$b/h/d = 20/160/155 \text{ cm, C25/30} \rightarrow \alpha f_{cd} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yL}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 160 \cdot 20 \\ 0,0013 \cdot 160 \cdot 20 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 4,33 \\ 4,16 \end{array} \right. = 4,33 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (81)$$

$$A_{s,dej} = 4\phi 14 = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 4,33 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zadošča}$$

Nato smo preverili ali minimalna armatura že zadošča za ustrezno nosilnost elementa; v nadaljevanju smo podali vrednosti notranjih sil v prečkah za primer potresne/dinamične obtežbe, notranjih sil, ki izhajajo iz običajnih projektnih stanj tu nismo prikazali, saj so znatno manjše.

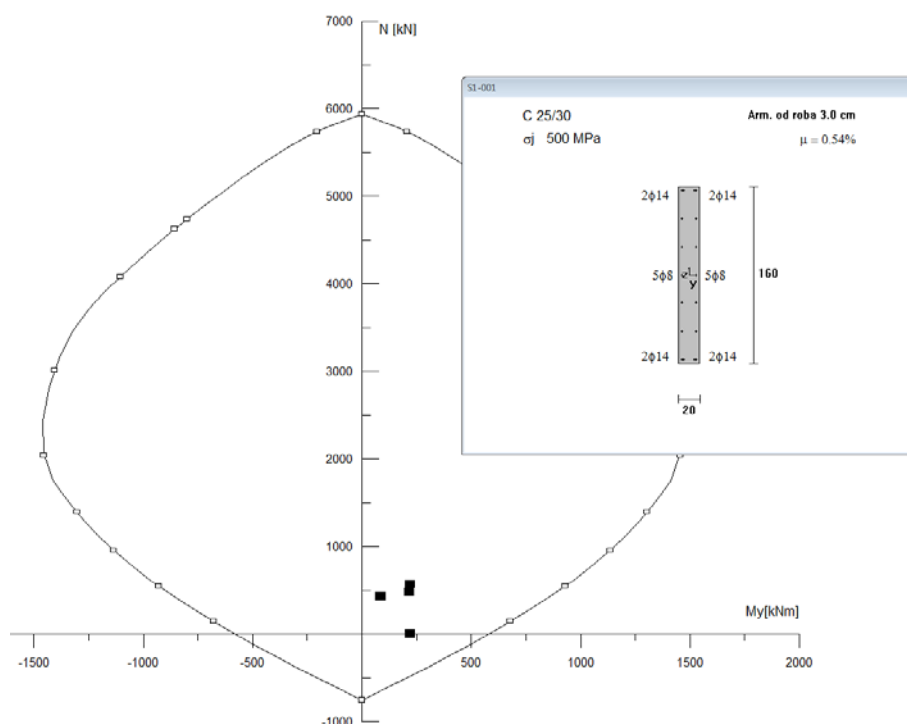


Slika 63: Prikaz maksimalnih notranjih statičnih količin v prečkah za potresno situacijo

Največje vrednosti notranjih statičnih količin se v prečkah običajno pojavljajo na desnem oz. levem robu. V našem primeru so se pojavile vse maksimalne vrednosti na desnem robu, zato smo za projektiranje privzeli le-te. V spodnji preglednici smo notranje sile nazorno predstavili.

Preglednica 20: Prikaz vrednosti notranjih sil v prečkah (podane so absolutne vrednosti)

	Osne sile (kN)	Prečne sile (kN)	Momenti (kNm)
Zgornja prečka	483,8	155,3	217,8
Srednja prečka	569,4	120,1	220,4
Spodnja prečka	435,1	80,1	85,6



Slika 64: Interakcijski diagram osno-upogibne obremenitve prečk (Dias) – izhodiščna armatura

Skladno z zahtevami za potresno varno projektiranje, moramo v prečki predvideti mesta, kjer se lahko pojavijo plastični členki, in jih ustrezno projektirati na zadostno duktilnost. Dolžina kritičnega mesta je enaka višini prečke, torej $l_{cr} = h_w = 1,60$ m, kjer je z oznako h_w podana višina prečke.

Za kritični del prečke so predpisane še nadaljnje omejitve:

V tlačni coni je poleg morebitne armature, ki sledi iz kontrole mejnega stanja grede, položena še armatura s prerezom vsaj polovice prereza dejanske natezne armature.

Delež armature v natezni coni (ρ) mora biti v intervalu ρ_{\min} in ρ_{\max} , ki sta definirana z enačbama 86 in 84.

Najprej smo določili faktor duktilnosti μ_{ϕ} :

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,3 - 1 = 5,6; \text{ če je } T_1 \geq T_c \quad (82)$$

In preverili delež armiranja:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6,16}{20 \cdot 155} = 0,002 = 0,2 \% = \rho' \quad (83)$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2\% + \frac{0,0018}{5,6 \cdot 0,00207} \cdot \frac{2}{43,48} = 0,2 + 0,71 = 0,91 \% \quad (84)$$

$$\epsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{43,48}{21000} = 0,00207 \quad (85)$$

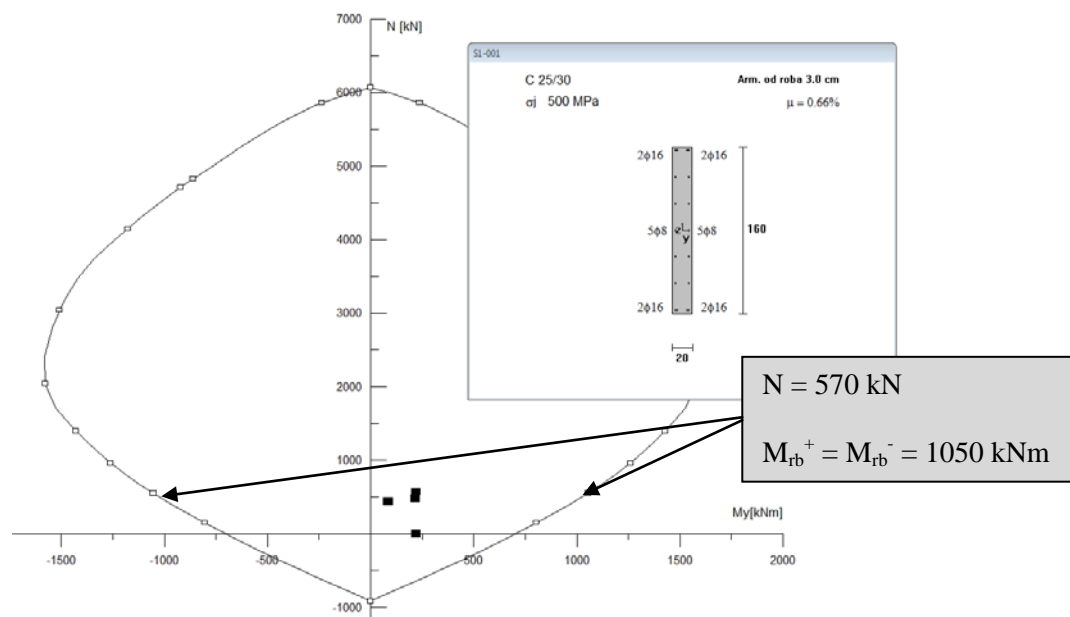
$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left(\frac{0,26}{50} \right) = 0,26 \% \quad (86)$$

Ugotovili smo, da smo v začetku določili premalo armature, saj je izračunan vrednost ρ manjša od vrednosti ρ_{\min} . Zaradi slednjega smo armaturo povečali na $\phi 16$ ($4 \cdot \phi 16 = 8,04 \text{ cm}^2$) in ponovno preverili vrednost ρ .

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{8,04}{20 \cdot 155} = 0,0026 = 0,26 \% = \rho'$$

Izbrana armatura $\pm 4 \phi 16$ z dodatnimi stranskimi konstruktivnimi palicami $\phi 8/15 \text{ cm}$ ustreza za upogibno nosilnost prečke.

Upogibno nosilnost smo določili skladno z EN 1992 in s programom DIAS:



Slika 65: Interakcijski diagram osno-upogibne obremenitve prečk (Dias) – min. upogibna armatura

Kontrola strižne nosilnosti prečke

Določili smo strižno nosilnost najbolj obremenjene srednje prečke. Prečne sile smo določiti skladno s pravili načrtovanja nosilnosti. Za določitev strižne nosilnosti se v splošnem upošteva ravnotežje grede pri prečni obtežbi, ki deluje na gredo v potresnem projektnem stanju in momentih v krajiščih grede, ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki (za pozitivno in negativno smer potresa). V krajišču grede i izračunamo dve vrednosti prečne sile, to je maksimalno V_{Ed}^+ in minimalno V_{Ed}^- , ki ustrezata maksimalnim pozitivnim in maksimalnim negativnim momentom $M_{i,d}$, ki se lahko pojavijo v krajiščih grede.

Prečko smo obravnavali kot samostojen in statično določen prostoležeči element in ker je stena na katero se prečka priključuje razmeroma toga (dolga 3,20 m in debela 20 cm), smo za moment $M_{i,d}$ v tem krajišču vzeli moment, ki smo ga določili pri potresnem projektnem stanju:

$$M_{i,d} = 1050 \text{ kNm} \quad (\text{Slika 65})$$

Iz česar sledi, da je prečna sila:

$$V_{Ed}' = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_b} = \frac{1050 + 1050}{7,50} = 280,0 \text{ kN} \quad (87)$$

Zaradi navidezno stalne obtežbe pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja je prečna sila v desnem krajišču $V_{G+0,3Q}^D = 8,25 \text{ kN}$.

Skladno z metodo načrtovanja nosilnosti za maksimalne in minimalne vrednosti prečne sile v krajiščih obravnavane prečke smo dobili:

$$V_{Ed}^{\pm} = V_{Ed}' \pm V_{G\pm 0,3Q}^D \quad (88)$$

Desni rob (potres +): $V_{Ed}^+ = 280,0 + 8,25 = 288,25 \text{ kN}$

Desni rob (potres -): $V_{Ed}^- = 280,0 + (-8,25) = 271,75 \text{ kN}$

Izračunane vrednosti prečnih sil smo primerjali z vrednostmi iz računske analize za potresna projektna mejna stanja (Preglednica 20) in ugotovili, da merodajna prečna sila izhaja iz računa načrtovanja nosilnosti $V_{Ed}^+ = 288,25 \text{ kN}$.

Skladno z EC2 smo preverili strižno nosilnost elementa, brez dodatne strižne armature:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$
$$V_{Rd,c,min} = [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$
$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Podrobna razlaga
enačb in oznak je na
strani 47 (en. 50–58)!

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{1550}} = 0,36 \leq 2,0 \rightarrow k = 1,36$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\rho_L = \frac{A_{s,L}}{b_w d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_L = \frac{8,04}{155 \cdot 20} = 0,0026$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,36^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,278 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,min} = [0,278 + 0,15 \cdot 0] \cdot 1,55 \cdot 0,20 = 0,242 \text{ MN} = 242 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,36 (100 \cdot 0,0026 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 0] \cdot 1,55 \cdot 0,20 = 0,203 \text{ MN} = 203 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 288 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 242 \text{ kN} \rightarrow \text{potrebujem dodatno strižno armaturo}$$

Izračunali smo še največjo prečno silo, ki jo lahko prenese element in je omejena z drobljenjem tlačne diagonale formiranega strižnega mehanizma:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} = 1 \cdot 20 \cdot 0,9 \cdot 155 \cdot 0,54 \cdot 1,67 \cdot \frac{1}{2} = 1258 \text{ kN}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{250}\right) = 0,54$$

Nosilnost tlačnih diagonal je zadostna za prenos prečne sile, vendar je strižna sila v prečki večja od strižne odpornosti elementa brez strižne armature, zato smo zagotovili ustrezno količino strižne armature (stremen) v prečki – skladno z EC2.

$$V_{Rd,c} = 242 \text{ kN} < V_{Ed} = 288 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 1258 \text{ kN}$$

$$A_{sw}/s \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} = \frac{288}{0,9 \cdot 155 \cdot 43,5} = 0,0475 \text{ cm}^2/\text{cm} = 4,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Skladno s standardom premer stremen ne sme biti manjši od 6 mm, vendar so stremena ϕ 6, ki so daljša od enega metra, konstrukcijsko težko izvedljiva, zato smo izbrali dvostrizna stremena ϕ 8/20cm ($A_{sdej} = 2 \cdot 2,51 = 5,02 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Preverili smo še zahteve za zagotavljanje lokalne duktilnosti v kritičnem območju prečke:

$$s \leq \min\{h_b/4; 24 \cdot d_{bw}; 225; 8 \cdot d_{bl}\} = \{387,5; 192; 225; 128\} = 12,8\text{cm} \rightarrow$$

stremena ustrezno zgostimo na $\emptyset 8/12,5$ cm (89)

Kjer so: d_{bw} premer najtanjšega stremena,
 d_{bl} premer najtanjše vzdolžne armaturne palice,
 h_b višina prečke (vse enote so v mm).

Primerjava potresnega vpliva in vpliva vetra na prečke - lokalno

Glede globalnega vpliva vetra na objekt smo že v prvem delu diplomske naloge dokazali, da ni merodajen, vendar smo podali opombo, da bi bilo potrebno vseeno preveriti lokalne vplive. Največje upogibne momente in prečne sile, ki se pojavijo v prečki smo zbrali v spodnji preglednici. Obtežbo vetra smo obravnavali v sklopu analize običajnih projektnih stanj.

Preglednica 21: Prikaz vrednosti notranjih sil v prečkah

	Momenti (kNm)	Prečne sile (kN)
Potresno proj. stanje	13,1	22,5
Običajno proj. stanje	1,95	6,12

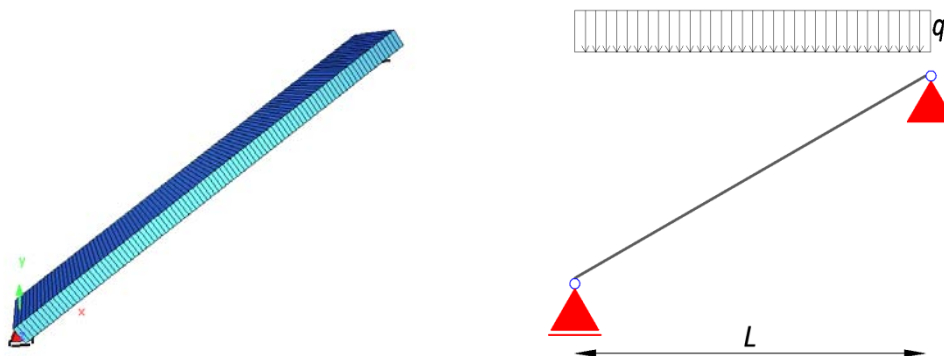
Glede na zgornjo preglednico je jasno, da obtežba vetra lokalno ni merodajna, saj so vrednosti notranjih statičnih količin, ki izhajajo iz običajnih projektnih stanj precej manjše od tistih, ki se pojavijo v isti prečki pri potresni situaciji.

6.5 Stopnice

Stopnice se naslanjajo na medetažne plošče in se obnašajo kot nosilec.

$d = 20 \text{ cm}$; $L = 4,05 \text{ m}$; $\alpha = 36,5^\circ$; beton C25/30, XC1

Statični model



Slika 66: Prikaz statičnega modela stopnic (Sofistik, AutoCad)

Obtežba

Elemente, katerih lastno težo program upošteva avtomatsko, smo označili z zvezdico (*).

Izračunali smo obtežbo stopnic (4 stopnice) na tekoči meter; dimenzije 25/20 cm

$$\text{Obtežba} = (4/\text{m} \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} / 2) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Preglednica 22: Stalna obtežba na stopniščno ramo

	Dimenzija (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. obt. (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Finalni tlak	1,0	20,0		0,20
Izravnalni kit	3,0	22,0		0,66
Stopnice	4 · 20 · 25 / 2m	25,0		2,50
AB-rama*	20,0	25,0		5,00
skupna obtežba:			$g_{\text{skupaj}} =$	8,36
za vnos v program:			$g_{\text{model}} =$	3,36
upoštevan naklon α :			$g_{\text{model}} \cos \alpha =$	2,70

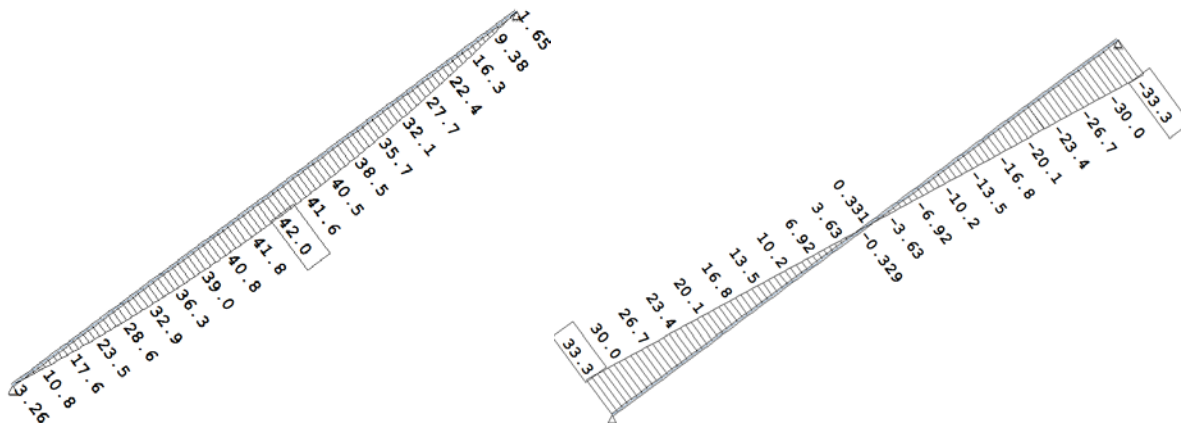
Koristna obtežba na stopniščno ramo $q = 5 \text{ kN/m}^2$. Z upoštevanim naklonom stopnic $\alpha = 36,5^\circ$ je tako vrednost koristne obtežbe q za vnos v program enaka $4,02 \text{ kN/m}^2$.

$$q_{sd} = 1,35 g + 1,5 q \quad (90)$$

Notranje statične količine smo določili s programom:

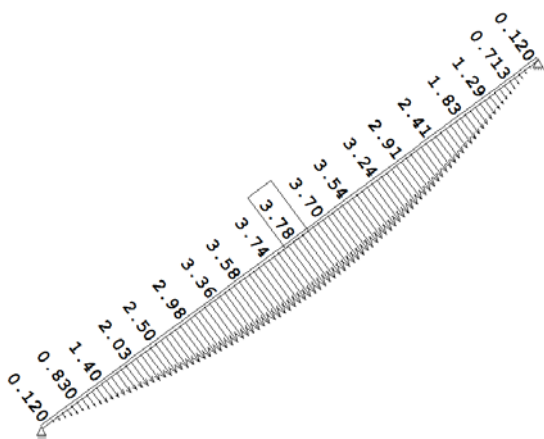
$$M_{sd} = 42 \text{ kNm/m'}$$

$$Q_{sd} = 33 \text{ kNm/m'}$$



Slika 67: Prikaz momentov (levo) in prečnih sil (desno) v nosilcu stopnic

Povese konstrukcije smo pridobili s pomočjo programa in znašajo 3,78 mm v lokalni Z smeri. Vendar so ti pomiki določeni na homogenih prerezih po linearni teoriji elastičnosti; ni upoštevane reologije in možne razpokanosti elementa. Faktor reologije in razpokanosti smo ocenili na petkratnik izračunanih vrednosti. Računske pomike smo tako pomnožili in dobili $3,78 \cdot 5 = 18,9 \text{ mm}$, kar je manjše od dvestopetdesetine razpona ($5040 \text{ mm} / 250 = 20,2 \text{ mm}$), na podlagi česar smo lahko potrdili, da stopniščna rama zadosti pogoju povesa v mejnem stanju uporabnosti.



Slika 68: Prikaz pomikov v lokalni Z smeri

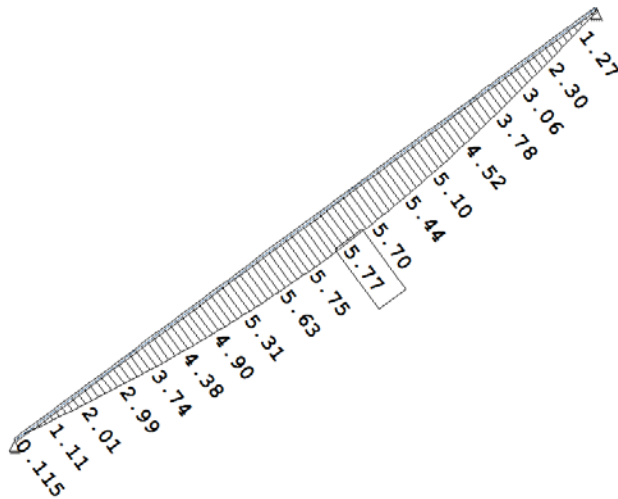
Potrebna upogibna armatura:

$$b/h/d = 100/20/17 \text{ cm}, C25/30 \rightarrow \alpha f_{cd} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$S500 \rightarrow f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_d = \frac{M_{sd}}{bd^2 \alpha f_{cd}} = \frac{42 \cdot 100}{100 \cdot 17^2 \cdot 1,67} = 0,087 \rightarrow k_s = 1,058$$

$$A_s = k_s \frac{M_{sd}}{d f_{yd}} = 1,058 \cdot \frac{42 \cdot 100}{17 \cdot 43,48} = 6,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$



Slika 69: Prikaz vrednosti potrebne armature, ki izhajajo iz avtomatskega dimenzioniranja s programom

Izbrana armatura: spodaj vzdolžno: ϕ 12/15 cm ($A_{s,dej}=7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 razdelilna arm.: ϕ 10/15 cm

Minimalna zahtevana upogibna armatura [3]:

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yL}} \cdot b_l \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_l \cdot d \end{cases} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 100 \cdot 20 \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 20 \end{cases} = \max \begin{cases} 2,70 \\ 2,60 \end{cases} = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,dej} = 7,54 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,min} = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{zadošča}$$

Strižna odpornost rame stopnic:

$V_{Ed} = 33,3 \text{ kN/m}$... projektna prečna sila

Strižna nosilnost strižno nearmiranega elementa:

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

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

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2,08 \leq 2,0 \rightarrow k = 2,0$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\rho_L = \frac{A_{s,L}}{b_w d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_L = \frac{7,54}{100 \cdot 17} = 0,0044$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2,0^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,495 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,min} = [0,495 + 0,15 \cdot 0] \cdot 1,0 \cdot 0,17 = 0,084 \text{ MN/m} = 84 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 2,0 (100 \cdot 0,0044 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 0] \cdot 1,0 \cdot 0,17 = 0,0907 \text{ MN/m} \\ = 91 \text{ kN/m}$$

$V_{Ed} = 33,3 \text{ kN/m} < V_{Rd,c} = 91 \text{ kN/m} \rightarrow$ ne potrebujemo dodatne strižne armature

Podrobna razlaga
enačb in oznak je na
strani 47 (en. 50–58)!

7 ARMATURNI NAČRTI

"Armaturni načrt je slikovna dvodimenzionalna predstavitev tridimenzionalnega armiranobetonskega elementa z vso potrebno armaturo. Uporabniku na dokaj preprost način nudi vse potrebne informacije za izdelavo konstrukcije na gradbišču. Načrti morajo biti natančni, korektni in točni. Vsebovati morajo vse pomembne informacije in podatke o potrebni armaturi, vendar pa morajo biti po drugi strani tudi preprosti, razumljivi in nezapleteni, saj mora biti njihova uporaba na gradbišču čim hitrejša.

Na načrtih je potrebno zapisati le tiste podatke, ki so uporabniku nujno potrebni in jih ne moremo predstaviti v simbolni obliki. Armaturne elemente predstavljajo vnaprej dogovorjeni simboli, ki jih označujemo na poseben način. Risbe so zaradi uporabljenih simbolov preglednejše, saj na njih ni nepotrebnih dodatnih opisov armature" (Teran [13], stran 3).

Konstruiranje in detajliranje armature je podrobno predstavljeno v standardih EC2 in EC8. Standard Evrokod 2 podaja splošna, osnovna pravila in zahteve za armiranje betonskih elementov, ki so glede na naravo standarda veljavna le za statične vrste obtežb. Nadgradnja oz. dopolnjena pravila in zahteve za potresna območja, med katera spada tudi Slovenija, so zapisana v standardu EC8, ki obravnava predvsem dinamično obliko vpliva – potresa.

Konstrukcijo projektiramo tako, da vnaprej predvidimo mesta možnosti nastanka plastičnih členkov, kjer običajno nastopajo najbolj neugodne kombinacije notranjih sil, ta mesta imenujemo kritična območja in zanje veljajo še posebej stroga pravila projektiranja (armature).

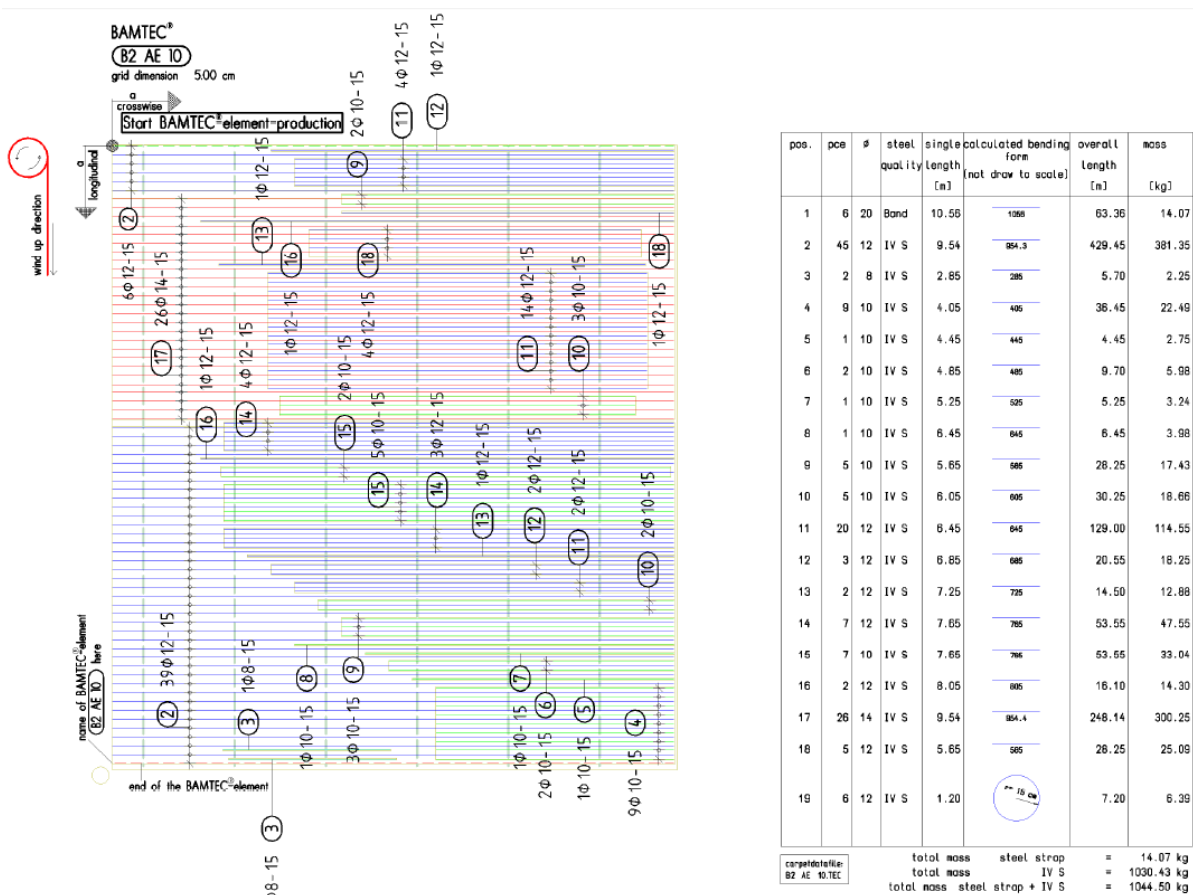
Standarda, kot je že bilo omenjeno v diplomski nalogi, omejujeta najmanjše in največje količine armature v betonskih elementih, razmerja med dimenzijami elementov, obliko palic, uporabljene materiale. V določenih elementih so navzdol omejeni tudi prerezi vzdolžnih armaturnih palic, stremen in gostota postavitve armature. Vse zahteve in omejitve se podajajo z namenom preprečitve krhkih porušitev in s tem omogočiti konstrukciji zadostno nosilnost, čim bolj duktilno in predvideno obnašanje med potresom in tudi v 'običajnih' razmerah.

Krovni sloj betona posameznih elementov se določa v skladu z zunanjimi vplivi, dodatki v betonu, požarno ogroženostjo in pripadajočimi notranjimi statičnimi količinami.

Armaturne palice moramo sidrati na način, ki zagotavlja varen vnos sidrskih sil v betonski element ter prepreči krušenje betona. S tem namenom so podane omejitve sidranja. Možnih načinov sidranja je več in so podrobno prikazani v standardu EC2 (SIST EN 1992-1-1:2005; točka 8.4).

Stikovanje s prekrivanjem mora biti med seboj zamaknjeno in se ne sme izvajati na območjih velikih upogibnih momentov oz. osnih sil. Preklopi armaturnih palic so potrebni pri večjih objektih, kjer imamo izjemno dolge nosilce in bi bila armaturo v enem kosu izjemno težko položiti oz. sploh nemogoče dostaviti na gradbišče. Stikovanje s preklapljanjem nam pride prav, kadar potrebujemo večjo armaturo le na določenih delih in tako prehod izvedemo na način preklopa. Možnih načinov preklapljanja je več in so podrobno prikazani v standardu EC2 (SIST EN 1992-1-1:2005; točka 8.7). Preklapljammo tudi armaturne mreže.

Armaturne mreže so v gradbeništvu priročne in prihranijo precej časa pri polaganju armature, saj imajo predhodno zvarjene armaturne palice določenega premera na določeni razdalji. Največkrat se uporabljajo v gradbeništvu kot vezni element betonskih plošč in sten. Poznamo dva glavna tipa mrež: R-mreže in Q-mreže, prve so nosilne v eni smeri, druge pa v obeh smereh. Kljub veliki raznolikosti pa ne zadovoljijo vedno vseh potrebnih zahtev statičnega računa, nemalokrat zaradi tipičnih dimenzij ostane veliko odpadka pri razrezu in problemov pri prevelikem številu preklapljenih mrež na določenem mestu. V izogib tem težavam se lahko projektant odloči za uporabo armaturnih preprog (sistem Bamtec), ki so izdelane po naročilu in enostavne za polaganje.



Slika 70: Armaturna preproga s pripadajočo kosovnico [16]



Slika 71: Polaganje armaturne preproge [14]

Po podatkih proizvajalca [15] se ob uporabi armaturnih preprog prihrani kar 40 % materiala z 80–90% prihrankom pri času polaganja. Tehnologija armaturnih preprog je vgrajena že v marsikateri program za risanje armature (npr. SofiCad in Allplan). Mi smo se odločili za uporabo drugega programa, zato smo v plošče položili kar klasične armaturne mreže tipa Q. Za tako vrsto armaturnih mrež smo se odločili predvsem zaradi manjše možnosti napake delavca na gradbišču, saj so Q-mreže enako nosilne v obeh smereh in se jih je nemogoče obrniti narobe, poleg tega je v splošnem potrebno rezati manj mrež, na manjše kose pa jih lahko režemo v obeh smereh. Manj problemov nam Q-mreža predstavlja tudi ob polaganju mrež, saj je potrebnih manj plasti in posledično manj preklapov, s tem pa ne zmanjšujemo statične višine plošče.

Armaturni načrti, ki se nahajajo v prilogah, so zrisani s pomočjo programa ArmCad 2005 (Radimpex Software, Beograd). Program deluje v okolju AutoCad in je namenjen za kreiranje visokokvalitetnih armaturnih načrtov. ArmCad 2005 za uporabnike opravi najnapornejše delo – razvrščanje, pozicioniranje, označevanje, štetje, oblikovanje, kontrolo sidranja, napak ... Vse to pri avtomatskem ažuriranju vseh naknadnih sprememb. V vsakem trenutku omogoča avtomatsko kreiranje kosovnice, ki natančno prikazuje geometrijo in količino vsake uporabljene pozicije palic v načrtu. Poleg kosovnice se kreira tudi izvleček armature, ki predstavlja seštevek armature. Pri mrežni armaturi se (ob kosovnici in izvlečku) kreira optimiziran načrt razreza, ki omogoča, da je neizkoriščenih delov mreže čim manj [12].

Pregledni armaturni načrti stebrov, stene in plošče nad pritličjem, natisnjeni v merilu, so priloženi v Prilogah A–C.

8 ZAKLJUČEK

Diplomsko delo smo pričeli s podrobnim ogledom konstrukcije in vertikalne skladnosti nosilnih elementov, nato je sledil premislek o izdelavi računskega modela, obtežbah in velikosti obtežb, ki se lahko pojavijo na objektu. Določiti je bilo potrebno vhodne karakteristike za račun potresa, vetra, zemljine in snega. Seveda nismo smeli spregledati namembnosti prostorov, od česar je odvisna velikost koristne obtežbe.

Modeliranje konstrukcije je zahtevalo precej časa. S program Sofistik sem se ob tej priložnosti namreč srečala prvič in sem potrebovala nekaj časa, da sem ga osvojila. Obvladovanje programa je bil tudi eden izmed ciljev diplomske naloge.

Ko smo izdelali osnovni model, smo začeli analizirati prve rezultate (nosilnost elementov, dimenzije, dovoljene pomike ...) ter postopoma dodajali nove obtežbe, zahteve, spremembe (slučajna torzija, razpokanost elementa, podajnost temeljnih tal, postopnost gradnje ...). Rezultate programa smo za ključne elemente prikazali in dimenzionirali tudi "peš".

V procesu analize objekta smo upoštevali vsa načela Evrokodov in skladno z njimi dimenzionirali objekt. V začetku smo pričakovali, da zaradi zaprte lege in nizke višine objekta veter ne bo merodajen, kar smo v diplomski nalogi potrdili. Pogledali smo, kako vpliva podatek o razpokanosti elementa na rezultate potresne analize in ugotovili, da se nihajni časi povečajo na račun manjše togosti, notranje sile pa se bistveno ne spremenijo, saj so vsi nihajni časi na platoju (razpokani ali nerazpokani elementi).

V času izdelave zaključnega dela smo se še veliko naučili, predvsem o vplivih potresa, dimenzioniranju ter detajliranju armature na dinamične vplive. Ugotovili smo, da je potrebno pozornost projektiranja usmeriti tudi na sam potek gradnje, saj konstrukcija ni povsem tipična.

Glede sodelovanja z arhitektom lahko rečem, da se je izkazalo za veliko pozitivno izkušnjo. Ko se je pokazal problem, sva hitro našla termin za pogovor in uskladila nepravilnosti, katerih ni bilo ravno veliko, saj je bil objekt že v začetku dobro zasnovan. Pokazalo se je le, da je zaradi potresa in velike teže konzole, potrebno zamakniti steno v kleti, ki pa ni povzročila večjih funkcionalnih sprememb.

VIRI

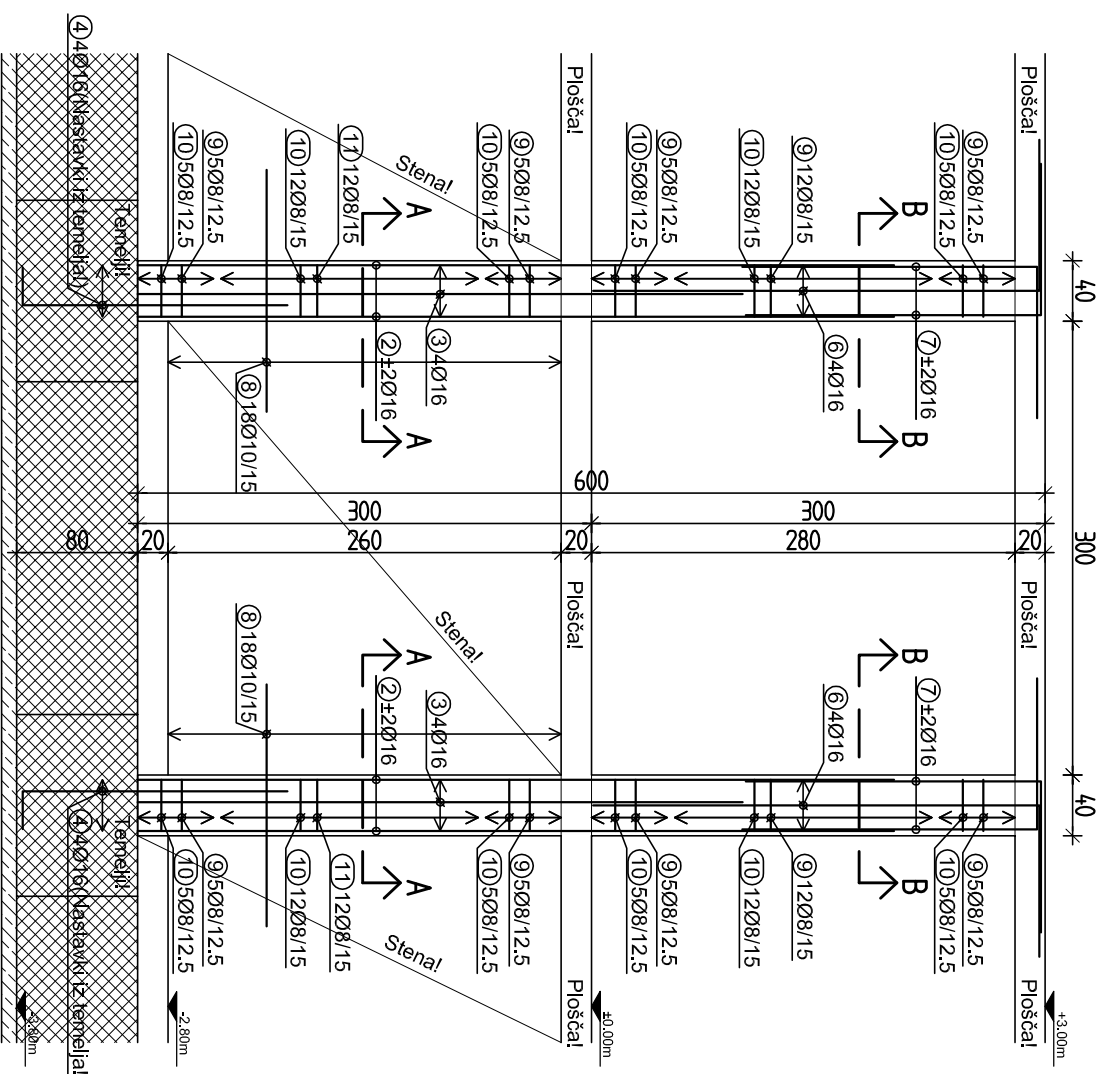
- [1-1] SIST EN 1991-1-1:2005. **Evrokod 1:** Vplivi na konstrukcije. 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb; z nacionalnim dodatkom SIST EN 1991-1-1:2004/A101.
- [1-3] SIST EN 1991-1-3:2004. **Evrokod 1:** Vplivi na konstrukcije. 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega; z nacionalnim dodatkom SIST EN 1991-1-3:2004/A101 (januar 2008).
- [1-4] SIST EN 1991-1-4:2004. **Evrokod 1:** Vplivi na konstrukcije. 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra; z nacionalnim dodatkom SIST EN 1991-1-4:2005/oA101 (oktober 2007).
- [2] SIST EN 1992-1-1:2005. **Evrokod 2:** Projektiranje betonskih konstrukcij. 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe; z nacionalnim dodatkom SIST EN 1992-1-1:2005/A101 (marec 2006).
- [3] Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po standardih Evrokod. Ljubljana, Inženirska Zbornica Slovenije: 1077 str.
- [4] Študijsko gradivo pri predmetu Fundiranje II. 2011. Plitvo temeljenje.
<http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/Gradiva%20za%20vec%20predmetov/Skripta%20Janko%20Logar/plitvo%20temeljenje.pdf> (Pridobljeno 25. 5. 2012.)
- [5] Karta potresne nevarnosti – projektni pospešek tal. 2001.
http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html
(Pridobljeno 25. 5. 2012.)
- [6] Karta potresne mikrorajonizacije mestne občine Ljubljana. 2003.
http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/karta_mikrorajonizacije_lj.html
(Pridobljeno 25. 5. 12.)
- [7] SIST EN 1997-1:2005. **Evrokod 7:** Geotehnično projektiranje. 1. del: Splošna pravila; z nacionalnim dodatkom SIST EN 1997-1:2005/A101 (marec 2006).
- [8] SIST EN 1998-1:2005. **Evrokod 8:** Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe; z nacionalnim dodatkom SIST EN 1998-1:2005/A101 (marec 2006).

-
- [9] Rogač R., Saje F. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, VTOZD Gradbeništvo in geodezija, Katedra za masivne in lesene konstrukcije: 361 strani.
- [10] SIST EN 1990:2004. **Evrokod 0**: Osnove projektiranja konstrukcij; z nacionalnim dodatkom SIST EN 1990:2004/A101 (december 2005).
- [11] Berdajs, A., Bertoncej, J., Gruden, T., Murn, Z., Musi, A., Paulik, B., Slokan, I., Štembalj – Capuder, M., Zorman, F., Žitnik D., Žitnik, J. 2001. Gradbeniški priročnik. Druga izdaja. Ljubljana. Tehniška založba Slovenije: 509 strani.
- [12] ArmCAD 2005 – Program za izdelavo armaturnih načrtov. 2012.
http://www.zeia.si/radimpex/armcad/armcad_2005.htm (Pridobljeno 13. 8. 2012.)
- [13] Teran, T. 2007. Izdelava armaturnih načrtov prostorskega okvira s programom Allplan. Diplomaska naloga. Ljubljana, (T. Teran): 110 str.
- [14] BAMTEC Bewehrungstechnologie. 2012.
<http://www.bamtec.com/index.htm> (Pridobljeno 13. 8. 2012.)
- [15] BAMTEC – the cost efficient procedure for reinforcement of reinforced concrete floors. 2012.
http://www.bamtec.com/Bamtec_en/Bamtec_System.htm (Pridobljeno 13. 8. 2012.)
- [16] BAMTEC Design Manual. 2005.
<http://www.bamtec.com/Downloads/BAMTEC%20Konstruktionshandbuch-engl.pdf>
(Pridobljeno 13. 8. 2012.)
- [17] SOFiSTiK AG - Finite Elemente & CAD Software für den Ingenieurbau: FEA & CAD Software for Civil- and Structural Engineering. 2012.
<http://www.sofistik.com/> (Pridobljeno 17. 1. 2012.)
- [18] SOFiSTiK Download HTTP Server. 2012.
<http://ftp.sofistik.de/> (Pridobljeno 17. 1. 2012.)
- [19] SOFiSTiK Forum. 2012.
<http://www.sofistik.de/forum/index.php> (Pridobljeno 17. 1. 2012.)

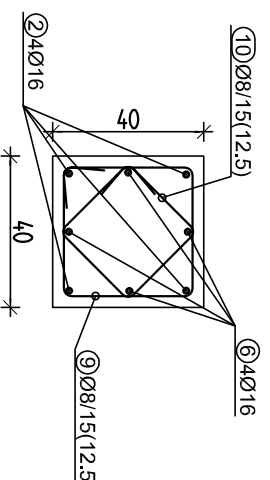
PRILOGE

- 8.1 ARMATURNI NAČRT STEBROV – Stebra v osi '3'**
- 8.2 ARMATURNI NAČRT PLOŠČE – Plošča nad pritličjem**
- 8.3 ARMATURNI NAČRT STENE – Stena v oseh F/10-11**

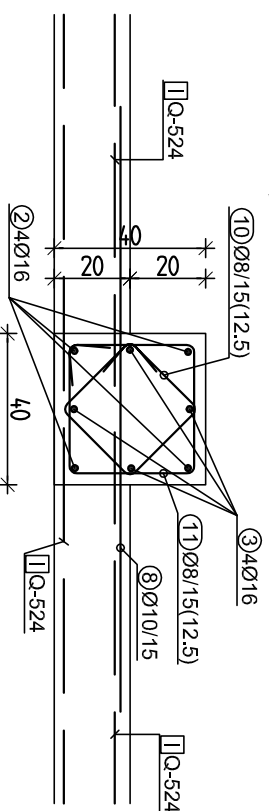
Pogled stebrov v osi '3'; M 1:50



Prerez B-B; M 1:25



Prerez A-A; M 1:25



SEZNAM ARMATURE S500			
Ø [mm]	L [m]	Teža enote [kg/m ³]	Teža [kg]
S500, Ø ≤ 12 mm			
8	238.9	0.41	97.70
10	57.6	0.64	36.75
Skupaj			134.45
S500, Ø > 12 mm			
16	143.2	1.62	232.13
Skupaj			232.13

Palice - specifikacija						
ozn	oblika in mere [cm]	Ø [mm]	L/kos [m]	šif. [kos]	L [m]	teža [kg]
stebri 40/40 (1 kos)						
2	500	16	5.00	8	40.00	64.84
3	400	16	4.00	8	32.00	51.87
4	175	16	2.00	8	16.00	25.94
6	295	16	3.95	8	31.60	51.22
7	195	16	2.95	8	23.60	38.26
8	160	10	1.60	36	57.60	36.75
9	34	8	1.54	64	98.56	40.31
10	25	8	1.18	88	103.84	42.47
11	34	8	1.52	24	36.48	14.92

MATERIALI:

BETON :	C25/30 (SIST EN 206-1, XC1)
REBRASTA ARMATURA :	S500
ARMATURNA MREŽA :	S500
Zaščitni sloj betona :	a = 3.0 cm

GRADBENA KONSTRUKCIJA

PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKEGA POSLOVNO STANOVANJSKEGA OBJEKTA
- ARMATURNI NAČRTI

STERPA V OSI '3'

SUZANA ŠTHERL

sprememba: opis spremembe: revision note:

podpis/datum: signature/date:

naslov risbe: drawing title:

merilo: scale:

1:50,25

študent: student:

SUZANA ŠTHERL

datum: date:

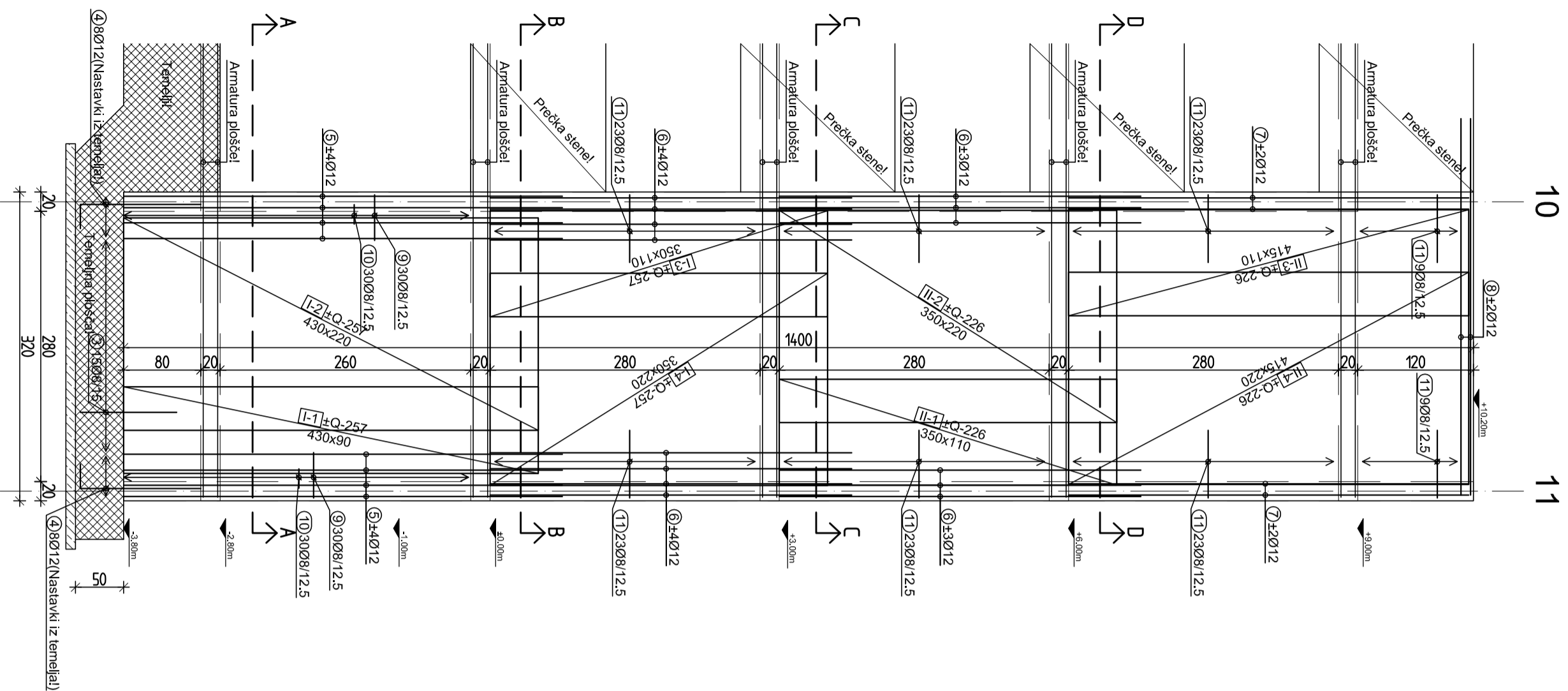
9/2012

št. risbe: drawing no.:

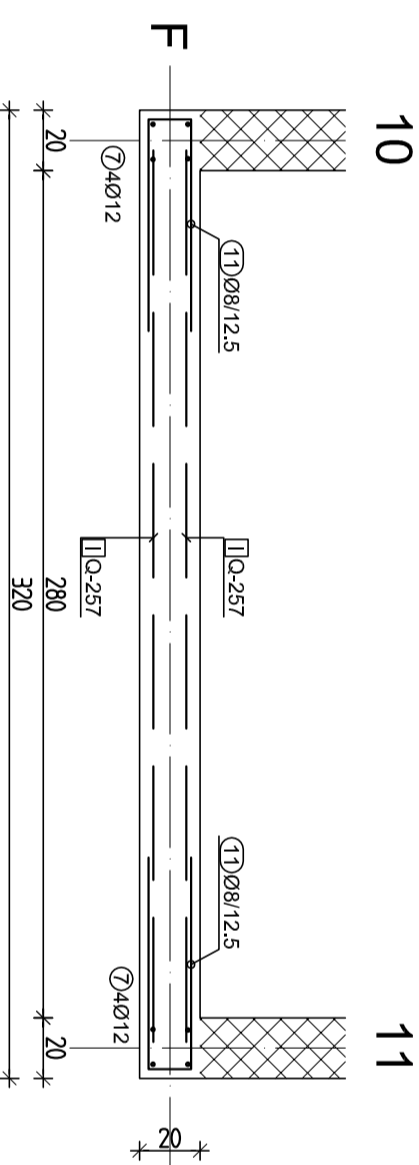
Priloga A

VELJAO IZKLUČNO IZPISANE KOTE - NE MERI PO NAČRTU I
SPREMEMBE IN DOPOLNITVE PROJEKTOV SO MOŽNE LE S PRISTANKOM PROJEKTANTOV I
VSE MERE KONTROLIRATI NA OBJEKTU SAMEM I

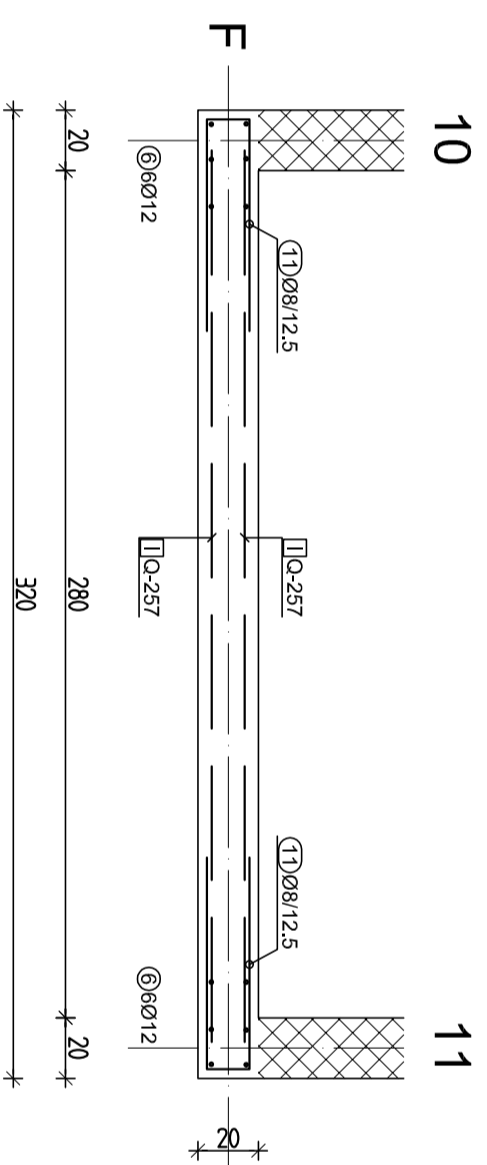
Stena v osi 'F/10-1'; M 1:50



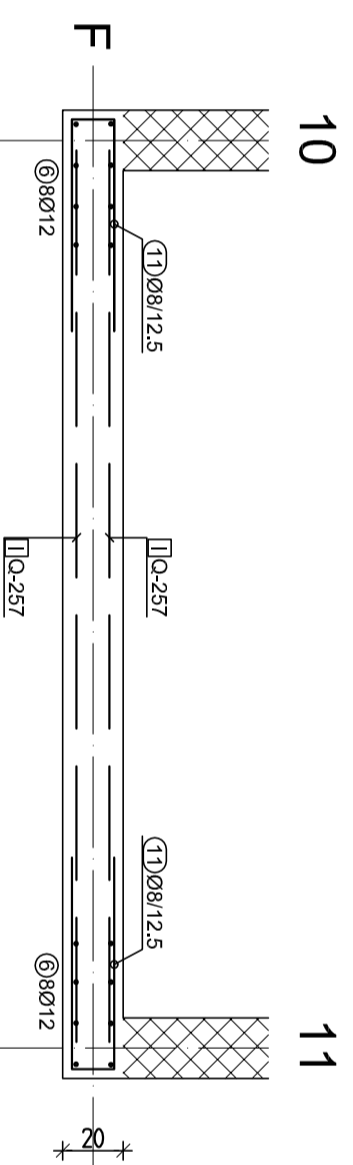
Prerez D-D; M 1:25



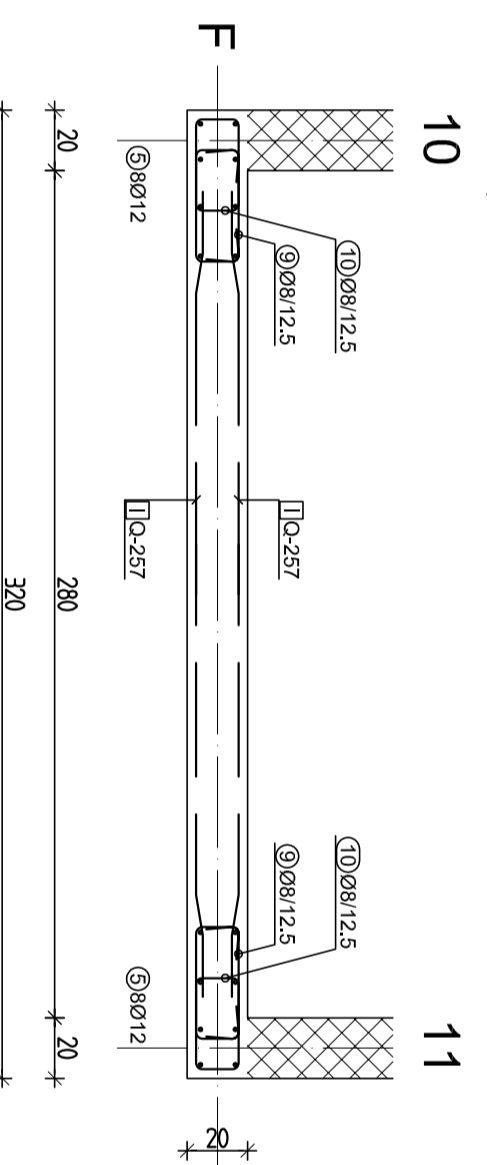
Prerez C-C; M 1:25



Prerez B-B; M 1:25



Prerez A-A; M 1:25



Mreža - načrt razreza			
stena v osi F			
2x	Q-257 (220 cm x 500 cm)	2x	I-4 220 x 350
1x	I-2 220 x 430	1x	I-1 90 x 430
1x	I-3 110 x 350	1x	I-1 110 x 350
1x	I-3 110 x 350	1x	I-1 110 x 350
2x	I-4 220 x 415	2x	I-2 220 x 350
Q-226 (220 cm x 500 cm)			
1x	I-1 110 x 415	1x	I-3 110 x 415
1x	I-1 110 x 350	1x	I-3 110 x 350
1x	I-3 110 x 350	1x	I-1 110 x 350

Palice - specifikacija					
ozn	oblika in mere [cm]	Ø [mm]	L [m]	št. [kosi]	teža [kg]
3	100	Ø	15	15	13.13
4	125	Ø	16	16	22.08
5	150	Ø	16	16	24.00
6	175	Ø	16	16	26.88
7	200	Ø	16	16	29.76
8	225	Ø	16	16	32.64
9	250	Ø	16	16	35.52
10	275	Ø	16	16	38.40
11	300	Ø	16	16	41.28

Mreža - izvedba					
Področja	Mreža	B [cm]	L [cm]	n	Teža enote [kg]
L-1	Q-257	90	430	2	31.70
L-2	Q-257	220	430	2	77.76
L-3	Q-257	110	350	2	31.55
L-4	Q-257	220	350	2	63.29
II-1	Q-226	110	350	2	27.64
II-2	Q-226	220	350	2	55.44
II-3	Q-226	110	415	2	32.77
II-4	Q-226	220	415	2	65.74
Skupaj					385.89

Mreža - izvedba					
Področja	Mreža	B [cm]	L [cm]	n	Teža enote [kg]
L-1	Q-257	90	430	2	31.70
L-2	Q-257	220	430	2	77.76
L-3	Q-257	110	350	2	31.55
L-4	Q-257	220	350	2	63.29
II-1	Q-226	110	350	2	27.64
II-2	Q-226	220	350	2	55.44
II-3	Q-226	110	415	2	32.77
II-4	Q-226	220	415	2	65.74
Skupaj					385.89

SEZNAM ARMATURE S500			
Ø [mm]	L [m]	Teža enote [kg/m]	Teža [kg]
Ø	L	Teža enote	Teža
S500, Ø ≤ 12 mm	407.9	0.41	168.85
	250.6	0.92	230.55
Skupaj			399.40

VSE MERE KONTROLIRATI NA OBJEKTU SAMEM!
VELJALO IZKljučNO IZPISANE KOTE - NE MERI PO NAČRTU!
SPREMEMBE IN DOPOLNITVE PROJEKTOV SO MOŽNE LE S PRISTANKOM PROJEKTANTOV!

GRABENA KONSTRUKCIJA | **MONOLITNA KONSTRUKCIJA**
- ARMATURNI NAČRTI

PROJEKTIRANJE ARMIRANBETONSKEGA POSLOVNO STANOVANJSKEGA OBJEKTA
V LJUBLJANI - DIPLOMSKA NALOGA

naslov risbe: **STENA V OSI F/10-11** | merilo: **1:50,25**

študent: **SUZANA ŠTHERL** | datum: **9/2012** | št. risbe: **Pilloga C**

prejeto: **9/2012** | datum: **9/2012** | št. risbe: **Pilloga C**