

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:

Brdar, S., 2016. Projektiranje enodružinske stanovanjske hiše v Škofljici. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Saje, D., somentor Kante, P.): 90 str.
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5826/>

Datum arhiviranja: 30-09-2016

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Brdar, S., 2016. Projektiranje enodružinske stanovanjske hiše v Škofljici. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Saje, D., co-supervisor Kante, P.): 90 pp.
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5826/>

Archiving Date: 30-09-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**VISOKOŠOLSKI STROKOVNI
ŠTUDIJSKI PROGRAM PRVE
STOPNJE OPERATIVNO
GRADBENIŠTVO**

Kandidat:

SIMON BRDAR

**PROJEKTIRANJE ENODRUŽINSKE STANOVANJSKE
HIŠE V ŠKOFLJICI**

Diplomska naloga št.: 134/OG-MO

**DESIGN OF SINGLE-FAMILY RESIDENTIAL HOUSE
IN ŠKOFLJICA**

Graduation thesis No.: 134/OG-MO

Mentor:

doc. dr. Drago Saje

Somentor:

asist. dr. Peter Kante

Ljubljana, 15. 09. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Spodaj podpisani študent Simon Brdar, vpisna številka 26110721, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: Projektiranje enodružinske stanovanjske hiše v Škofljici

IZJAVLJAM

1. Obkrožite eno od variant a) ali b)

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

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

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

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

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

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

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

V/Na: _____

Podpis študenta: _____

Datum: _____

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.04:624.07(043.2)
Avtor:	Simon Brdar
Mentor:	doc. dr. Drago Saje
Somentor:	asist. dr. Peter Kante
Naslov:	Projektiranje enodružinske stanovanjske hiše v Škofljici
Tip dokumenta:	diplomska naloga – VSŠ
Obseg in oprema:	90 str., 88 pregl., 65 sl., 174 en., 1 pril.
Ključne besede:	Evrokod, projektiranje, lesene konstrukcije, jeklene konstrukcije, betonske konstrukcije, zidane konstrukcije

Izvleček

V diplomski nalogi je v skladu s standardi Evrokod izvedena ter prikazana statična analiza enodružinskega stanovanjskega objekta, ki se nahaja v Škofljici. V ta namen so najprej določene obtežbe, ki na objekt delujejo. Glede na konstrukcijo, namembnost in lokacijo objekta so tako določeni vplivi lastne in stalne obtežbe, koristne obtežbe, snega in vetra. Zaradi neugodne potresne lokacije objekta je upoštevan še vpliv potresa, a le v primeru zidanih sten. Pri računu ostalih konstrukcijskih elementov potresna obtežba ni obravnavana. Modeliranje konstrukcije je opravljeno z računalniškim programom SAP2000, ki temelji na metodi končnih elementov. Pri lesenih in jeklenih elementih so uporabljeni predvsem linijski računski modeli, pri armiranobetonskih elementih je bilo potrebno izdelati ploskovni računski model (plošča), na istem modelu pa so dodani še nosilci. Zidano steno smo modelirali le za potrebe izrednotenja upogibnih momentov, ki se pojavijo v zidu. V fazi dimenzioniranja so uporabljeni standardi Evrokod, s pomočjo programa MS Excel pa so izračunane projektne odpornosti elementov. Nekatere enačbe za izračun teh odpornosti so zbrane v diplomskem delu, za nekatere pa so navedeni le viri, kjer se te enačbe nahajajo. V zaključku dela so zbrane še nekatere ugotovitve in rešitve določenih problemov, ki smo jim bili priča tekom izdelave diplomske naloge.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.04:624.07(043.2)
Author: Simon Brdar
Supervisor: Assist. Prof. Drago Saje, Ph.D.
Cosupervisor: Assist. Peter Kante, Ph.D.
Title: Design of single family residential house in Škofljica
Document type: Graduation Thesis – Higher professional studies
Scope and tools: 90 p., 88 tab., 65 fig., 174 eq., 1 ann.
Keywords: Eurocode, design, timber structures, steel structures, concrete structures, masonry structures

Abstract

A static analysis of a single-family residential building, located in Škofljica, in accordance with standards of Eurocode, is made and shown in the thesis. For this purpose, firstly a specification of loads that effect the building is made. Effects of self-weight and permanent loads, variable loads, snow and wind are determined depending on the structure, intended purpose and the location of the building. Due to the unfavorable seismic location of the building, influence of an earthquake is taken into account, but only in the case of masonry walls. In the calculation of other structural elements, seismic load is not observed. Modelling of the structure is done by a computer program SAP2000, which is based on the finite element method. In the case of wooden and steel elements, mainly linear calculation model is used, while planar mathematical model (plate) was necessary to be created for reinforced concrete elements, and beams were added to the same. Masonry wall was modelled only for the needs of the evaluation of bending moments that occur in the wall. In the phase of dimensioning, standards of Eurocode are used, while design resistance of elements is calculated with the help of MS Excel. Some of the formulas for calculating these resistances are gathered in the thesis, while for some, only their source is provided. In the conclusion of the thesis, some findings and solutions to specific problems are provided, which we have witnessed during the production of the thesis.

ZAHVALA

Za usmerjanje in pomoč pri izdelavi diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Dragu Sajetu in somentorju asist. dr. Petru Kantetu.

Vsem profesorjem in asistentom, zaposlenim na FGG, se zahvaljujem za vso predano znanje in praktične izkušnje, ki so jih bili pripravljene deliti z nami.

Gospodu Jožetu Slaku iz podjetja Struktura d.o.o. se zahvaljujem za izkazano zaupanje in dovoljenje za uporabo arhitekturnih načrtov, ki sem jih v času poletne prakse izdelal v njegovem podjetju.

Za vse zabavne in nasmejane trenutke izven študijskih dejavnosti se zahvaljujem vsem prijateljem (starim in novim), saj so se mi ob njih tri leta študija še hitreje odvila.

Družini in bližnjim sorodnikom: »Najlepša hvala! Za vso podporo in spodbudne besede ob nastajanju te diplomske naloge in izobraževanja v Ljubljani.«

Na koncu, a zato nič manj pomembno, pa se iskreno zahvaljujem še svojemu dekletu Aniti za vso pomoč in podporo v času študija in te diplomske naloge. Še bolj pomembno pa za vse čudovite trenutke, ki sva jih doživela v treh letih skupnega življenja.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT.....	IV
ZAHVALA	V
1 UVOD	1
1.1 Namen in vsebina diplomske naloge	1
1.2 Arhitekturne podloge.....	2
2 OPIS OBRAVNAVANEGA OBJEKTA IN MATERIALOV	5
2.1 Splošno o objektu	5
2.2 Zasnova konstrukcije.....	5
2.3 Uporabljeni materiali.....	5
2.3.1 Les	5
2.3.2 Jeklo.....	6
2.3.3 Beton.....	7
2.3.4 Zidovje.....	7
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	10
3.1 Lastna in stalna obtežba.....	10
3.1.1 Strešna konstrukcija.....	10
3.1.2 Stropna konstrukcija	11
3.1.3 Stopnice	12
3.1.4 Stene	13
3.2 Koristna obtežba	15
3.3 Obtežba snega.....	16
3.3.1 Obtežba snega na tleh.....	16
3.3.2 Obtežba snega na strehi	17
3.4 Obtežba vetra.....	18
3.4.1 Osnovna hitrost vetra.....	18
3.4.2 Srednja hitrost vetra.....	19
3.4.3 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra	20
3.4.4 Tlak vetra na ploskve.....	21

4 MODELIRANJE KONSTRUKCIJE	29
4.1 Leseni elementi	29
4.1.1 POZ 1 (dvokapnica 1)	29
4.1.2 POZ 2 (dvokapnica 2)	30
4.1.3 POZ 3 (slemenska lega pri dvokapnici 2)	31
4.1.4 POZ 4 (sistem podpor pri dvokapnici 1)	31
4.1.5 POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)	32
4.2 Jekleni elementi	33
4.2.1 POZ 6 (jekleni nosilec)	33
4.3 Armiranobetonski elementi	34
4.3.1 POZ 7 (AB stopniščna rama)	34
4.3.2 POZ 8 in POZ 9 (AB plošča in nosilci)	35
4.3.3 POZ 10 (AB steber)	37
5 DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJE	38
5.1 Leseni elementi	40
5.1.1 POZ 1 (dvokapnica 1)	47
5.1.2 POZ 3 (slemenska lega pri dvokapnici 2)	53
5.1.3 POZ 4 (sistem podpor pri dvokapnici 1)	54
5.1.4 POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)	59
5.2 Jekleni elementi	60
5.2.1 POZ 6 (jekleni nosilec)	62
5.3 Armiranobetonski elementi	64
5.3.1 POZ 8 (AB plošča)	69
5.3.2 POZ 9.1 (AB nosilec)	73
5.3.3 POZ 10 (AB steber)	77
5.4 Zidani elementi	79
5.4.1 Zidana stena Y2	84
6 ZAKLJUČEK	88
VIRI	89

KAZALO PREGLEDNIC

<i>Preglednica 1: Materialne karakteristike za lesene elemente</i>	6
<i>Preglednica 2: Materialne karakteristike za jekleni nosilec</i>	6
<i>Preglednica 3: Materialne karakteristike za vijake</i>	6
<i>Preglednica 4: Materialne karakteristike za armaturo</i>	7
<i>Preglednica 5: Materialne karakteristike za betonske elemente</i>	7
<i>Preglednica 6: Stalna obtežba strešne konstrukcije</i>	10
<i>Preglednica 7: Stalna obtežba stropne konstrukcije v mansardi</i>	11
<i>Preglednica 8: Stalna obtežba stropne konstrukcije v pritličju</i>	11
<i>Preglednica 9: Stalna obtežba stropne konstrukcije v pritličju (balkon)</i>	12
<i>Preglednica 10: Stalna obtežba stopnic</i>	12
<i>Preglednica 11: Lastna in stalna obtežba zunanje nosilne stene</i>	13
<i>Preglednica 12: Lastna in stalna obtežba notranje nosilne stene</i>	14
<i>Preglednica 13: Lastna in stalna obtežba zunanje predelne stene</i>	14
<i>Preglednica 14: Lastna in stalna obtežba notranje predelne stene</i>	15
<i>Preglednica 15: Koristna obtežba</i>	15
<i>Preglednica 16: Enačbe za izračun obtežbe snega na tleh (nacionalni dodatek [6]: str. 4)</i>	16
<i>Preglednica 17: Temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (nacionalni dodatek [8]: str. 5)</i>	19
<i>Preglednica 18: Kategorije terena in terenski parametri (standard [7]: str. 18)</i>	20
<i>Preglednica 19: Zunanji tlaki na dvokapnico 1 za severni veter</i>	22
<i>Preglednica 20: Zunanji tlaki na dvokapnico 1 za južni veter</i>	23
<i>Preglednica 21: Zunanji tlaki na dvokapnico 1 za vzhodni veter</i>	24
<i>Preglednica 22: Zunanji tlaki na dvokapnico 1 za zahodni veter</i>	24
<i>Preglednica 23: Zunanji tlaki na dvokapnico 2 za vzhodni veter</i>	25
<i>Preglednica 24: Zunanji tlaki na dvokapnico 2 za zahodni veter</i>	26
<i>Preglednica 25: Zunanji tlaki na dvokapnico 2 za severni veter</i>	27
<i>Preglednica 26: Zunanji tlaki na dvokapnico 2 za južni veter</i>	27
<i>Preglednica 27: Velikosti reakcij v podporah pri POZ 1 (dvokapnica 1)</i>	30
<i>Preglednica 28: Velikosti reakcij v zgornji podpori pri POZ 2 (dvokapnica 2)</i>	31
<i>Preglednica 29: Velikosti reakcij v desni podpori pri POZ 3 (slemenska lega)</i>	31
<i>Preglednica 30: Velikosti reakcij v drugi podpori z leve pri POZ 4 (sistem podpor pri dvokapnici 1)</i>	32
<i>Preglednica 31: Velikosti reakcij v podpori pri POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)</i>	33
<i>Preglednica 32: Obtežbe na POZ 7 (AB stopniščna rama)</i>	34
<i>Preglednica 33: Reakcije v zgornji podpori pri POZ 7 (AB stopniščna rama)</i>	35
<i>Preglednica 34: Obtežbe na POZ 8 (AB plošča)</i>	35
<i>Preglednica 35: Dimenzije POZ 9 (AB nosilci)</i>	36
<i>Preglednica 36: Obtežbe na POZ 9 (AB nosilci)</i>	36
<i>Preglednica 37: Reakcije v podpori pri POZ 10 (AB steber)</i>	37
<i>Preglednica 38: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe (standard [1]: str. 39)</i>	38
<i>Preglednica 39: Projektne vrednosti vplivov (STR) (standard [1]: str. 41)</i>	38
<i>Preglednica 40: Omejitve navpičnih premikov konstrukcij (nacionalni dodatek [2]: str. 4)</i>	39
<i>Preglednica 41: Vrednosti modifikacijskega faktorja k_{mod} (standard [14]: str. 29)</i>	41
<i>Preglednica 42: Razvrstitev gradbenih obtežb po času delovanja (standard [14]: str. 23)</i>	41
<i>Preglednica 43: Primeri mejnih vrednosti upogibkov nosilcev (standard [14]: str. 58)</i>	47
<i>Preglednica 44: Obremenitve za POZ 1.1 (špirovec)</i>	48
<i>Preglednica 45: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 1.1 (špirovec)</i>	49
<i>Preglednica 46: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 1.1 (špirovec)</i>	49
<i>Preglednica 47: Pomiki POZ 1.1 (špirovec)</i>	49
<i>Preglednica 48: Obremenitve za POZ 1.2 (spodnje škarje)</i>	50
<i>Preglednica 49: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 1.2 (spodnje škarje)</i>	50
<i>Preglednica 50: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 1.2 (spodnje škarje)</i>	50
<i>Preglednica 51: Pomiki POZ 1.2 (spodnje škarje)</i>	50
<i>Preglednica 52: Obremenitve za POZ 1.3 (zgornje škarje)</i>	51

<i>Preglednica 53: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 1.3 (zgornje škarje).....</i>	<i>51</i>
<i>Preglednica 54: Pomiki POZ 1.3 (zgornje škarje).....</i>	<i>51</i>
<i>Preglednica 55: Obremenitve za stik POZ 1.1 – POZ 4.1 (špirovec – vmesna lega)</i>	<i>52</i>
<i>Preglednica 56: Kontrola kontaktnih napetosti za stik POZ 1.1 – POZ 4.1 (špirovec – vmesna lega) 52</i>	
<i>Preglednica 57: Obremenitve za stik POZ 1.1 – POZ 1.2 (špirovec – spodnje škarje)</i>	<i>52</i>
<i>Preglednica 58: Kontrola dvostržne zveze za stik POZ 1.1 – POZ 1.2 (špirovec – spodnje škarje) ...</i>	<i>52</i>
<i>Preglednica 59: Obremenitve za POZ 3 (slemenska lega)</i>	<i>53</i>
<i>Preglednica 60: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 3 (slemenska lega)</i>	<i>53</i>
<i>Preglednica 61: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 3 (slemenska lega).....</i>	<i>54</i>
<i>Preglednica 62: Pomiki POZ 3 (slemenska lega)</i>	<i>54</i>
<i>Preglednica 63: Obremenitve za POZ 4.1 (vmesna lega).....</i>	<i>56</i>
<i>Preglednica 64: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 4.1 (vmesna lega), 1. del.....</i>	<i>56</i>
<i>Preglednica 65: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 4.1 (vmesna lega), 2. del.....</i>	<i>57</i>
<i>Preglednica 66: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 4.1 (vmesna lega)</i>	<i>57</i>
<i>Preglednica 67: Pomiki za POZ 4.1 (vmesna lega)</i>	<i>57</i>
<i>Preglednica 68: Obremenitve za POZ 4.2 (soha)</i>	<i>58</i>
<i>Preglednica 69: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 4.2 (soha).....</i>	<i>58</i>
<i>Preglednica 70: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 4.2 (soha)</i>	<i>58</i>
<i>Preglednica 71: Pomiki POZ 4.2 (soha).....</i>	<i>58</i>
<i>Preglednica 72: Obremenitve za POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)</i>	<i>59</i>
<i>Preglednica 73: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1).....</i>	<i>60</i>
<i>Preglednica 74: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)</i>	<i>60</i>
<i>Preglednica 75: Pomiki za POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)</i>	<i>60</i>
<i>Preglednica 76: Obremenitve za POZ 6 (jekleni nosilec).....</i>	<i>63</i>
<i>Preglednica 77: Geometrijske karakteristike prereza HEB200</i>	<i>63</i>
<i>Preglednica 78: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 6 (jekleni nosilec)</i>	<i>63</i>
<i>Preglednica 79: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 6 (jekleni nosilec)</i>	<i>63</i>
<i>Preglednica 80: Potrebni prerezi pozitivne in negativne armature za POZ 8 (AB plošča).....</i>	<i>71</i>
<i>Preglednica 81: Obremenitve za POZ 9.1 (AB nosilec)</i>	<i>74</i>
<i>Preglednica 82: Potrebni prerezi vzdolžne armature za POZ 9.1 (AB nosilec)</i>	<i>74</i>
<i>Preglednica 83: Potrebni prerezi prečne armature za POZ 9.1 (AB nosilec)</i>	<i>74</i>
<i>Preglednica 84: Karakteristične vrednosti teže stavbe po posameznih sklopih.....</i>	<i>82</i>
<i>Preglednica 85: Geometrijski podatki zidu Y2.....</i>	<i>84</i>
<i>Preglednica 86: Kontrola KMS na navpično obtežbo za stalno/začasno projektno stanje.....</i>	<i>85</i>
<i>Preglednica 87: Izračun potresnih sil za posamezne zidove v Y smeri</i>	<i>86</i>
<i>Preglednica 88: Kontrole KMS na strižno obtežbo za potresno projektno stanje</i>	<i>86</i>

KAZALO SLIK

<i>Slika 1: Tloris pritličja</i>	2
<i>Slika 2: Tloris mansarde</i>	2
<i>Slika 3: Tloris ostrešja</i>	3
<i>Slika 4: Prerez X-X</i>	3
<i>Slika 5: Prerez Y-Y</i>	4
<i>Slika 6: Fasade</i>	4
<i>Slika 7: Strešna konstrukcija</i>	10
<i>Slika 8: Stropna konstrukcija (mansarda)</i>	11
<i>Slika 9: Stropna konstrukcija (pritličje)</i>	11
<i>Slika 10: Stropna konstrukcija (pritličje – balkon)</i>	11
<i>Slika 11: Stopnice</i>	12
<i>Slika 12: Zunanja nosilna stena</i>	13
<i>Slika 13: Notranja nosilna stena</i>	13
<i>Slika 14: Zunanja predelna stena</i>	14
<i>Slika 15: Notranja predelna stena</i>	15
<i>Slika 16: Območja z enakim porastom snežne obtežbe z višino</i>	16
<i>Slika 17: Oblikovna koeficienta obtežbe snega (standard [5]: str. 15)</i>	17
<i>Slika 18: Razpored obtežbe snega pri dvokapnici (standard [5]: str. 16)</i>	18
<i>Slika 19: Cone z enakimi vrednostmi osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$</i>	18
<i>Slika 20: Priporočeni postopek za določitev koeficienta zunanjega tlaka c_{pe}</i>	21
<i>Slika 21: Področja dvokapnice 1 za severni veter</i>	22
<i>Slika 22: Področja dvokapnice 1 za južni veter</i>	23
<i>Slika 23: Področja dvokapnice 1 za vzhodni veter</i>	24
<i>Slika 24: Področja dvokapnice 1 za zahodni veter</i>	25
<i>Slika 25: Področja dvokapnice 2 za vzhodni veter</i>	26
<i>Slika 26: Področja dvokapnice 2 za zahodni veter</i>	26
<i>Slika 27: Področja dvokapnice 2 za severni veter</i>	27
<i>Slika 28: Področja dvokapnice 2 za južni veter</i>	28
<i>Slika 29: Obravnavani del škarjastega ostrešja (POZ 1)</i>	29
<i>Slika 30: Računski model POZ 1 (dvokapnica 1)</i>	29
<i>Slika 31: Obravnavani del škarjastega ostrešja (POZ 2)</i>	30
<i>Slika 32: Računski model POZ 2 (dvokapnica 2)</i>	30
<i>Slika 33: Računski model POZ 3 (slemenska lega)</i>	31
<i>Slika 34: Ekscentrično naleganje špirovca na lego</i>	32
<i>Slika 35: Računski model POZ 4 (sistem podpor pri dvokapnici 1)</i>	32
<i>Slika 36: Računski model POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)</i>	33
<i>Slika 37: Računski model POZ 6 (jekleni nosilec)</i>	33
<i>Slika 38: Pozicije obravnavanih AB elementov</i>	34
<i>Slika 39: Računski model POZ 7 (AB stopniščna rama)</i>	35
<i>Slika 40: Računski model POZ 8 (AB plošča) in POZ 9 (AB nosilci)</i>	36
<i>Slika 41: Računski model POZ 10 (AB steber)</i>	37
<i>Slika 42: Shematični prikaz navpičnih upogibkov (standard [1]: str. 43)</i>	40
<i>Slika 43: Shematični prikaz navpičnih pomikov pri lesenih elementih (standard [14]: str. 58)</i>	46
<i>Slika 44: Ovojnica obremenitev za POZ 1 (dvokapnica 1)</i>	48
<i>Slika 45: Pomiki POZ 1 (dvokapnica 1)</i>	48
<i>Slika 46: Ovojnica obremenitev za POZ 3 (slemenska lega)</i>	53
<i>Slika 47: Pomiki POZ 3 (slemenska lega)</i>	53
<i>Slika 48: Ovojnice obremenitev POZ 4 (sistem podpor pri dvokapnici 1)</i>	55
<i>Slika 49: Pomiki POZ 4 (sistem podpor pri dvokapnici 1)</i>	55
<i>Slika 50: Ovojnica obremenitev za POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)</i>	59
<i>Slika 51: Pomiki POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)</i>	59
<i>Slika 52: Geometrijske oznake jeklenega prečnega prereza oblike H</i>	62

<i>Slika 53: Ovojnica obremenitev za POZ 6 (jekleni nosilec).....</i>	<i>63</i>
<i>Slika 54: Pomiki POZ 6 (jekleni nosilec).....</i>	<i>63</i>
<i>Slika 55: Geometrijske oznake pri AB prerezu</i>	<i>65</i>
<i>Slika 56: Ovojnica maksimalnih momentov za POZ 8 (AB plošča)</i>	<i>70</i>
<i>Slika 57: Ovojnica minimalnih momentov za POZ 8 (AB plošča)</i>	<i>70</i>
<i>Slika 58: Kritični momenti v [kNm/m] za POZ 8 (AB plošča)</i>	<i>71</i>
<i>Slika 59: Potrebni prerezi armature v [cm²/m] za POZ 8 (AB plošča).....</i>	<i>72</i>
<i>Slika 60: Ovojnica obremenitev za POZ 9.1 (AB nosilec)</i>	<i>74</i>
<i>Slika 61: Skica potrebne armature za POZ 9.1 (AB nosilec).....</i>	<i>76</i>
<i>Slika 62: Tlačne osne sile pri POZ 10 (AB steber)</i>	<i>77</i>
<i>Slika 63: Skica potrebne armature za POZ 10 (AB steber)</i>	<i>79</i>
<i>Slika 64: Obravnavana zidana stena Y2</i>	<i>84</i>
<i>Slika 65: Računski model in upogibni momenti za zidano steno Y2</i>	<i>85</i>

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: ARHITEKTURNI NAČRTI	A1
--------------------------------------	----

1 UVOD

1.1 Namen in vsebina diplomske naloge

Z diplomsko nalogo sem želel združiti čim več konstrukcijskega znanja, ki sem ga pridobil v času študija na fakulteti. V ta namen sem uporabil skoraj vse standarde Evrokod, ki so namenjeni projektiranju konstrukcij, saj v diplomski nalogi nastopajo leseni, jekleni, armiranobetonski in zidani elementi. Izpuščen je le del, ki se nanaša na geotehnično projektiranje in sovprežne elemente. Za obravnavani objekt sem izbral dejansko stanovanjsko hišo, ki je trenutno v fazi izdelave projekta za izvedbo. V času poletne prakse leta 2015 sem v podjetju Struktura, d.o.o. s pomočjo sodelavcev izrisal arhitekturne načrte objekta, takrat še za fazo pridobitve gradbenega dovoljenja. Slednje sem uporabil tudi za namene diplomske naloge, zbrani pa so v prilogi A.

V drugem poglavju naloge so zbrani nekateri osnovni podatki o objektu in sami konstrukciji ter podatki o materialnih karakteristikah za posamezne uporabljene materiale. Za izvedenost te naloge je bilo potrebno uporabiti ustrezne Evrokode, trdnostne razrede materialov pa sem izbral sam, saj iz arhitekturnih načrtov niso razvidni.

Tretje poglavje se nanaša na izračun obtežb, ki delujejo na objekt. Prikazani so izračuni lastne in stalne obtežbe, koristne obtežbe ter obtežbe snega in vetra. Zopet je bilo potrebno uporabiti ustrezne Evrokode, geometrijske karakteristike objekta pa sem odčitaval iz arhitekturnih načrtov (priloga A).

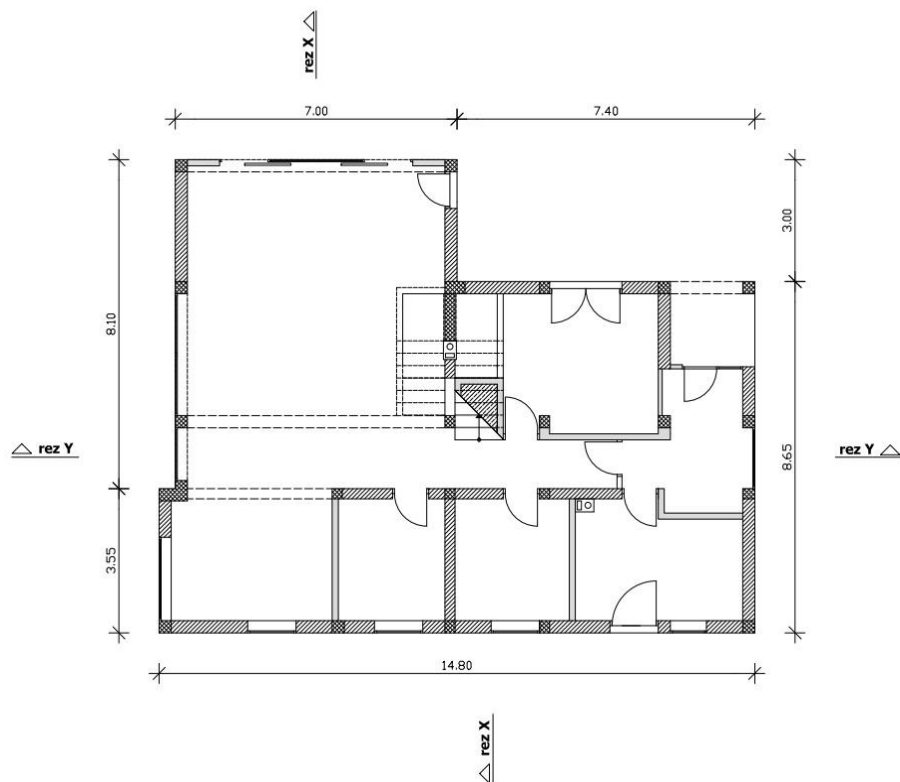
V četrtem poglavju se osredotočam na delo s programom SAP2000 [23]. Pri lesenem ostrešju gre v obravnavanem primeru za dokaj razgiban tloris, zato bi bilo primerno izdelati prostorski model ostrešja. Za namene diplomske naloge pa sem leseno ostrešje razdelil na posamezne okvirne konstrukcije in obravnaval le kritične dela ostrešja. Na ta način sem dobil nekoliko konservativne rezultate, saj sem pri prenosu obtežb upošteval večje vrednosti od dejanskih. So pa ti rezultati na varni strani. V primeru jeklenih elementov sem obravnaval jekleni nosilec, ki se pojavi kot del stropne konstrukcije za prenos obtežbe s strehe na stene. Računski model je tipični prostoležeči nosilec, s koncentrirano silo na sredini nosilca. Modeliranje armiranobetonskih elementov je bila najzahtevnejša naloga, saj v sklopu študija modeliranja ploskovnih elementov nismo obravnavali. Izdelal sem računski model plošče, ki je vseboval tudi nosilce. Tako sem lahko obremenitve v nosilcih odčitaval direktno, brez izdelovanja novih modelov. Zidanih sten za namene dimenzioniranja nisem posebej modeliral. Sem pa izdelal računski model obravnavane stene za izvedenost upogibnih momentov v steni, v fazi dimenzioniranja.

Zaključni del projektiranja se nanaša na dimenzioniranje in kontroliranje elementov, ki sta prikazana v petem poglavju naloge. Za obravnavane elemente je bilo potrebno uporabiti ustrezne Evrokode, sam izračun pa sem opravil tudi s pomočjo programa MS Excel [24]. Pri lesenem ostrešju sem dimenzioniral nekatere ključne elemente, kot so: špirovci, lege, sohe, itd. V primeru jeklenih elementov sem obravnaval jekleni nosilec, pri armiranobetonskih elementih pa ploščo, nosilec in steber. Izvedel sem kontrole, ki se nanašajo na mejno stanje nosilnosti in uporabnosti, pri armiranobetonskih elementih pa sem se dotaknil tudi konstruiranja armature. Če kateri od obravnavanih elementov ni zadostil kontrolam nosilnosti, sem spremenil njegove materialne oz. geometrijske karakteristike in še enkrat izvedel kontrole. Pri neizpolnitvi kontrol uporabnosti pa sem le predlagal možno rešitev, nisem pa spreminjal karakteristik elementov. Na koncu sem se lotil še kontroliranja ene izmed zidanih sten. Najprej sem kontroliral tlačno odpornost stene v stalnem/začasnem projektnejem stanju, nato pa še strižno odpornost v potresnem projektnejem stanju. Potresna obtežba zidanih sten je tako določena v sklopu tega poglavja.

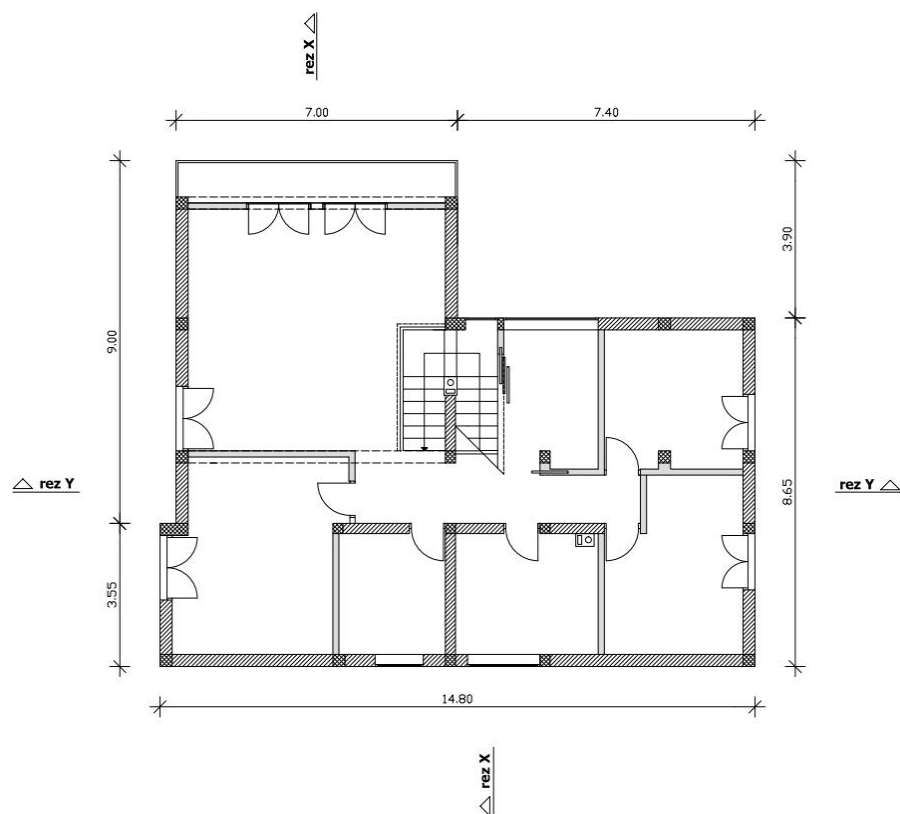
V zadnjem, šestem poglavju so zbrane še nekatere konstrukcijske težave pri obravnavanem objektu, ki sem jih odkril tekom pisanja diplomske naloge, in predlagane rešitve za njih.

1.2 Arhitekturne podloge

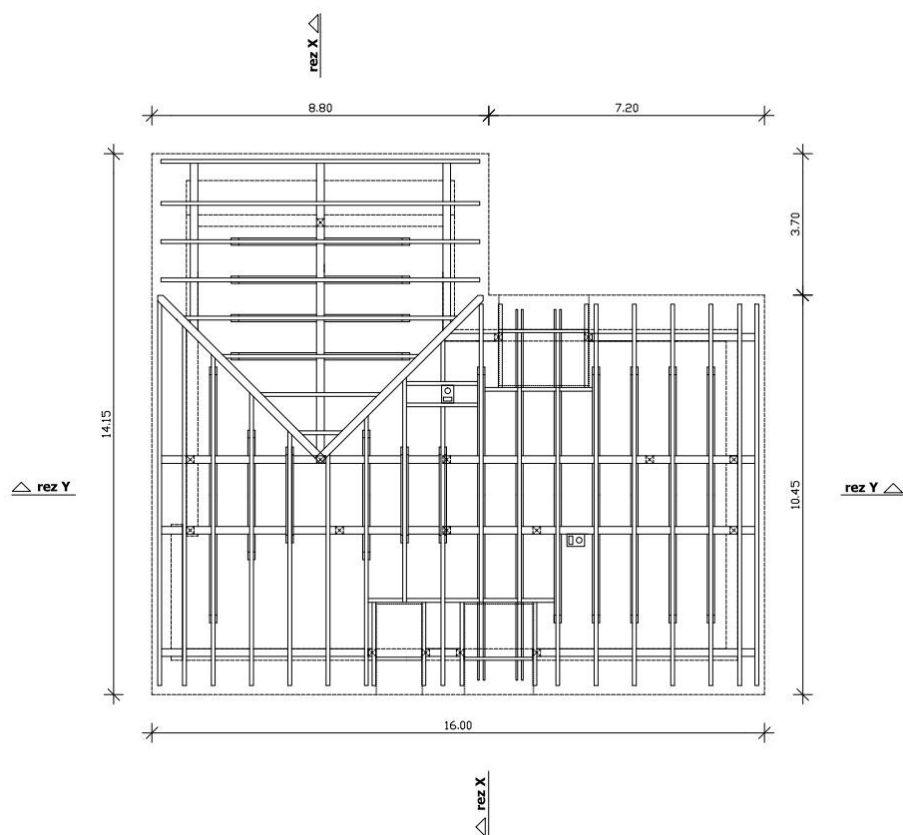
Arhitekturni načrti so v bolj podrobni obliki zbrani v prilogi A.



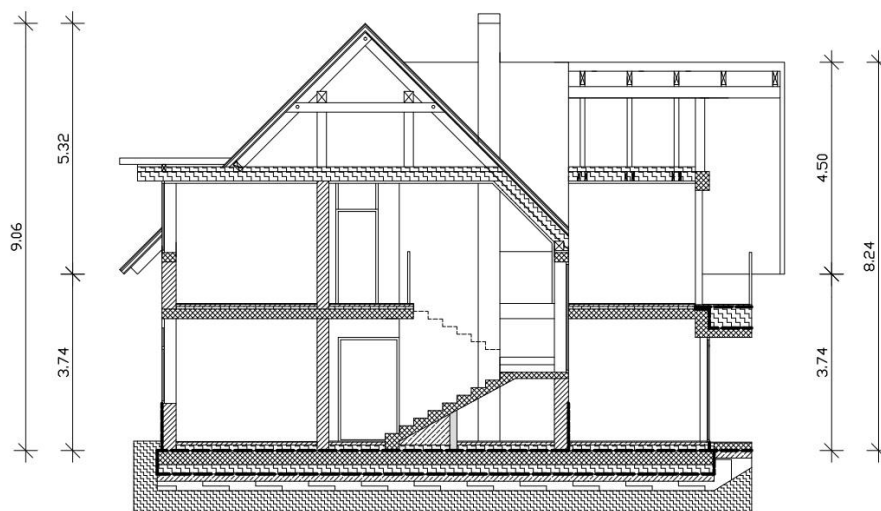
Slika 1: Tloris pritličja



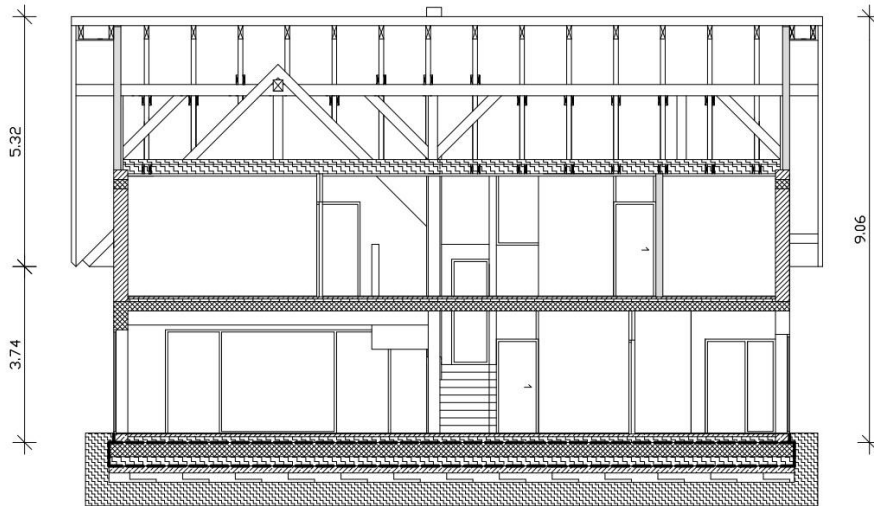
Slika 2: Tloris mansarde



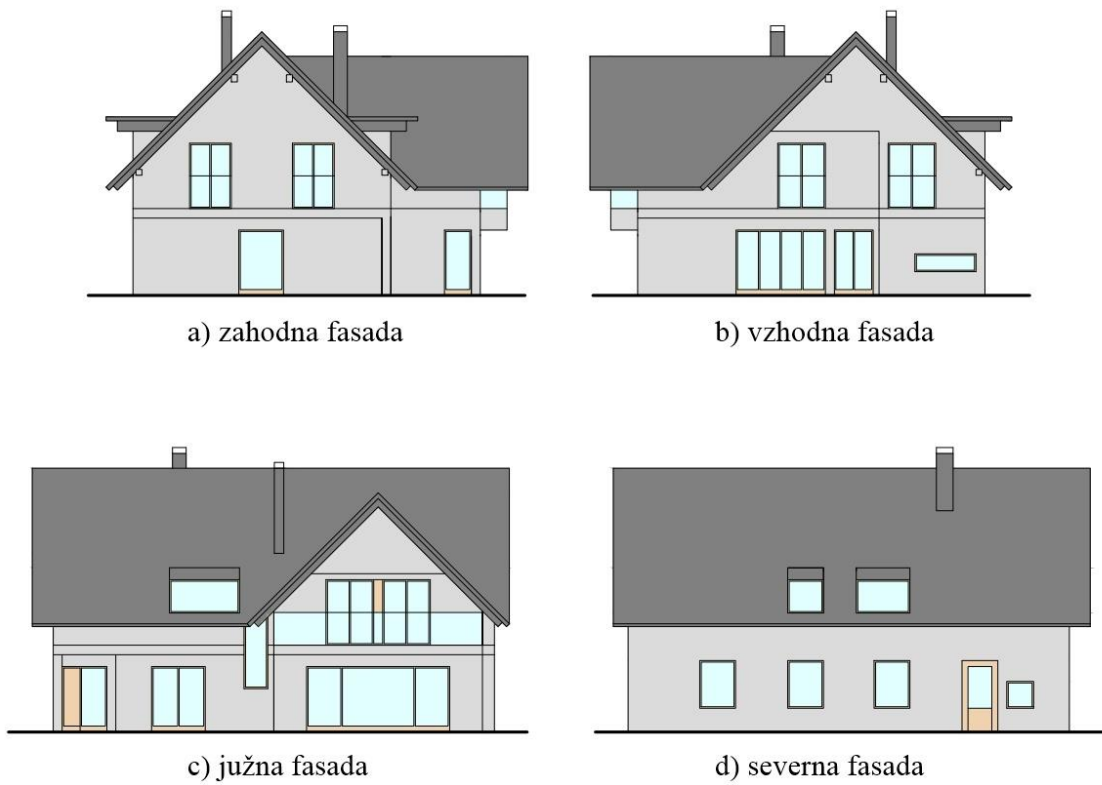
Slika 3: Floris ostrešja



Slika 4: Prerez X-X



Slika 5: Prerez Y-Y



Slika 6: Fasade

2 OPIS OBRAVNAVANEGA OBJEKTA IN MATERIALOV

2.1 Splošno o objektu

Diplomska naloga zajema statično analizo nosilne konstrukcije enodružinskega stanovanjskega objekta, ki se nahaja v Škofljici. Objekt je tlorisnih dimenzij $14,80 \times 11,65$ m in višine 9,06 m, merjeno od vrha temeljev. Poleg pritličja ga sestavljata še bivalna mansarda in nepohodno podstrešje. Pritličje in mansarda sta med seboj vertikalno povezana z armiranobetonskim dvoramnim stopniščem. Streha je dvokapnica v obliki črke L in z naklonom 45° .

2.2 Zasnova konstrukcije

Konstrukcija ostrešja je enostavno leseno škarjasto povezje, sestavljeno iz špirovcev in škarij. Špirovci so dimenzij $10/20$ cm, škarje pa so dvojne in dimenzij $4,5/20$ cm. Obtežba iz strehe se prek špirovcev prenaša na vmesni legi, slemensko lego in kapne lege. Slemenska ter vmesni legi so dimenzij $20/24$ cm, kapne lege pa $20/20$ cm. Lege so podprte s stenami (kapne) in sohami (slemenska in vmesni). Sohe (leseni stebri) so dimenzij $20/20$ cm. Prehod obtežbe prek lesenih elementov se tako zaključi s kapnimi legami in sohami, od koder se naprej prenese na armiranobetonske (AB) nosilce, jekleni nosilec in zidane stene. Ker gre za ostrešje v obliki črke L, sta potrebni tudi žlotni legi, ki sta dimenzij $20/20$ cm. Tako je ostrešje razdeljeno na 2 dvokapnici, ki se razlikujeta predvsem v velikosti in številu škarij.

Stropna konstrukcija v mansardi sestoji iz že omenjenih lesenih škarij in jeklenega nosilca HEB 200. Največji razpon, ki ga stropna konstrukcija premošča, znaša 6,50 m. Medetažna stropna konstrukcija v pritličju pa sestoji iz AB plošče debeline 20 cm, ki je na kritičnih mestih podprta z AB nosilci in stebri. Nosilci so različnih dimenzij in so zbrani v preglednici 35. Največji razpon, ki ga stropna konstrukcija v pritličju premošča, znaša 6,70 m.

Vertikalno nosilno konstrukcijo predstavljajo zidane stene debeline 30 cm (zunanje) in 25 cm (notranje), povezane s protipotresnimi vezmi (povezano zidovje) ter AB stebri dimenzij $30/30$ cm, ki na kritičnih mestih podpirajo AB ploščo. Stene in stebri tako prevzamejo celotno obtežbo ostrešja, stropnih konstrukcij in svojo lastno težo ter jo prenesejo na temelje. Etažna višina pritličja znaša 2,93 m, etažna višina mansarde pa 2,90 m.

Obravnavani objekt se nahaja na območju z neugodnimi geološkimi pogoji. Gre za območje, ki ga gradijo aluvialni nanosi iz pretežno glinenih meljev ter meljna glina. Zato je za vrsto temeljenja izbrana temeljna plošča. Ta je armiranobetonska, debeline 30 cm in tlorisnih dimenzij $15 \times 11,85$ m.

2.3 Uporabljeni materiali

2.3.1 Les

Les je naravni material, izpostavljen biološkimi škodljivcem. Zato je ob izmeničnem vplivu vlage in zraka neobstoje. Zelo pomembno je, da je les pri vgradnji ustrezno izsušen na predvideno vlažnost. Po standardu [14] razvrstimo les glede vlažnosti v tri razrede uporabnosti. Za vse lesene elemente v obravnavanem primeru izberem drugi razred uporabnosti, kjer potrebno vlažnost dosegamo že z naravnim sušenjem.

Pri vseh lesenih elementih v obravnavanem primeru gre za masivni les. Standard [19] omogoča razvrstitev masivnega lesa iglavcev (oznaka C) v 12 različnih trdnostnih razredov in lesa listavcev (oznaka D) v 6 različnih trdnostnih razredov. Za vse lesene elemente privzamem razred C24, ki se v praksi najpogosteje uporablja. Pri kritičnih elementih pa trdnostni razred povečam na D70.

Preglednica 1: Materialne karakteristike za lesene elemente

Materialne karakteristike	Trdnostni razred lesa		Enote	
	C24	D70		
$f_{m,k}$	2,4	7,0	$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$	
$f_{t,0,k}$	1,4	4,2		
$f_{t,90,k}$	0,05	0,06		
$f_{c,0,k}$	2,1	3,4		
$f_{c,90,k}$	0,25	1,35		
$f_{v,k}$	0,25	0,6		
$E_{0,mean}$	1100	2000		
$E_{0,05}$	740	1680		
$E_{90,mean}$	37	133		
G_{mean}	69	125		
$G_{0,05}$	46,3	105		
ρ_k	350	900		$\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
ρ_{mean}	420	1080		

2.3.2 Jeklo

Za gradbene namene se uporabljajo predvsem konstrukcijska jekla. Teh je več vrst, za obravnavani primer pa izberem običajno (mehko) nelegirano konstrukcijsko jeklo, ki trdnost dosega na račun večje vsebnosti ogljika in izkazuje zmerno lomno žilavost. Pri jeklu je poleg trdnosti materiala zelo pomembna tudi meja plastičnosti f_y . Za obravnavani jekleni nosilec privzamem kvaliteto jekla S 450. Materialne karakteristike so določene v standardu [11].

Preglednica 2: Materialne karakteristike za jekleni nosilec

Materialne karakteristike	Kvaliteta jekla	Enote
	S 450	
f_y	44	$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
f_u	55	
E	21000	
G	8100	
ν	0,3	/
γ	78	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Za vijake, uporabljene pri lesenih spojih, privzamem trdnostni razred 4.6. Materialne karakteristike so določene v standardu [13].

Preglednica 3: Materialne karakteristike za vijake

Materialne karakteristike	Trdnostni razred	Enote
	4.6	
$f_{y,b}$	24	$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
$f_{u,b}$	40	

Jeklo za armiranje obravnava standard [9], ki upošteva rebrasto in varivo armaturo, vključno z mrežami. V praksi se najpogosteje uporablja jeklo kvalitete S 500, zato ga privzamem tudi za obravnavani primer. Pomemben je še razred duktilnosti armature, kjer izberem razred B.

Preglednica 4: Materialne karakteristike za armaturo

Materialne karakteristike	Kvaliteta jekla	Enote
	S 500-B	
f_{yk}	50	$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
E_s	20000	
σ_s	46,6	
ε_{ud}	45	‰

2.3.3 Beton

Beton je časovno spremenljiv kompoziten material, ki sestoji iz zrn kamenega agregata, cementnega kamna, hidratiziranega cementa, por in kemijsko nevezane vode. Zaradi dolgotrajnega procesa hidratacije se s staranjem betona povečujeta njegova trdnost in elastični modul.

Standard [9] deli beton na 14 različnih trdnostnih razredov. Za vse betonske elemente v obravnavanem primeru privzamem trdnostni razred C25/30.

Preglednica 5: Materialne karakteristike za betonske elemente

Materialne karakteristike	Trdnostni razred	Enote
	C25/30	
f_{ck}	2,5	$\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
$f_{ck,cube}$	3,0	
f_{cm}	3,3	
f_{ctm}	0,26	
$f_{ctk,0,05}$	0,18	
$f_{ctk,0,95}$	0,33	
E_{cm}	3100	
ε_{c1}	2,1	‰
ε_{cu1}	3,5	
ε_{c2}	2,0	
ε_{cu2}	3,5	
ε_{c3}	1,75	
ε_{cu3}	3,5	
n	2,0	

2.3.4 Zidovje

Zidovje predstavlja povezano celoto materialov za zidanje: zidake, malto, zalivni beton in armaturo. V obravnavanem primeru gre za povezano zidovje, kjer so konstrukcijski zidovi na vseh straneh obdani z AB navpičnimi in vodoravnimi povezovalnimi elementi, katerih vloga ni prenašanje niti navpične niti vodoravne obtežbe in zaradi tega tudi niso zasnovani in dimenzionirani kot okvirna konstrukcija.

Zidake, ki se uporabljajo za zidanje, standard [16] razdeli po materialih, iz katerih so izdelani. V obravnavanem primeru so uporabljeni opečni zidaki skupine 2, katerih tlačna trdnost znaša 10 MPa.

Malta je mešanica anorganskih veziv, agregatov in vode, ki povezuje posamezne zidake med seboj v zidovje. Standard [16] razlikuje malte za zidanje glede na sestavine, glede na metodo, kako se določijo njihove sestavine, in glede na metodo oz. mesto izdelave. Za obravnavani primer privzamem tip malte M5, katere tlačna trdnost znaša 5 MPa.

Zalivni beton je betonska mešanica, ki se uporablja za zapolnitev lukenj v zidakih, v katere so vložene palice armature, lahko pa tudi za zapolnitev predhodno oblikovanih vmesnih prostorov ali votlin v zidovju. Karakteristična tlačna trdnost zalivnega betona mora ustrezati vsaj trdnostnemu razredu C12/15.

Za armirano ali povezano zidovje se lahko uporablja enako jeklo kot za armirani beton. Njegove lastnosti tako določa standard [9].

Pri preverjanju nosilnosti zidov in zidanih konstrukcij na navpično in vodoravno obtežbo ne upoštevamo mehanskih lastnosti posameznih sestavnih materialov, ampak uporabljamo mehanske lastnosti zidovja, ki ga upoštevamo kot sestavljen homogen konstrukcijski material.

Tlačna trdnost zidovja:

Po standardu [16] se lahko karakteristična tlačna trdnost zidovja oceni z empirično enačbo oblike:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta = 0,45 \cdot 10^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 3,66 \text{ MPa} , \quad (1)$$

kjer je:

- f_k karakteristična tlačna trdnost zidovja,
- f_b tlačna trdnost zidaka,
- f_m tlačna trdnost malte,
- K konstanta, ki je odvisna od oblike in materiala zidaka ter tipa malte,
- α, β konstanti.

Vrednosti konstante K so določene v standardu [16] na strani 30. Za opečne zidake skupine 2 in malte za splošno uporabo znaša $K = 0,45$. Konstanti α in β pa za malto splošne uporabe znašata $\alpha = 0,7$ in $\beta = 0,3$.

Strižna trdnost zidovja:

Karakteristična strižna trdnost zidovja, sezidanega s katerokoli malto, se pri pogoju, da so vse rege (naležne in navpične) v celoti zapolnjene z malto, izračuna z enačbo:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b , \quad (2)$$

kjer je:

- f_{vk} karakteristična strižna trdnost zidovja,
- f_{vk0} začetna strižna trdnost zidovja pri ničelni tlačni napetosti,
- σ_d projektna tlačna napetost v prerezu, v smeri pravokotno na strižno silo.

Začetna strižna trdnost zidovja je določena v standardu [16] na strani 32. Za opečne zidake in malto splošne uporabe, trdnostnega razreda M5, znaša $f_{vk0} = 0,20$ MPa. Projektne tlačne napetosti pa je potrebno izračunati za vsak zid posebej, kar naredim v fazi dimenzioniranja.

Upogibna trdnost zidovja:

Če preverjamo odpornost zidu na obtežbo, ki deluje pravokotno na njegovo ravnino, je merodajni parameter karakteristična upogibna trdnost zidovja. Po standardu [16] se upoštevata dve vrednosti upogibne trdnosti, ki za opečne zidake in malte splošne uporabe razreda M5 znašata:

- upogibna trdnost, pri kateri je porušna ravnina vzporedna z naležnimi legami:

$$f_{xk1} = 0,10 \text{ MPa} ,$$

- upogibna trdnost, pri kateri je porušna ravnina pravokotna na naležne lege:

$$f_{xk2} = 0,40 \text{ MPa} .$$

Natezna trdnost zidovja:

Natezne trdnosti zidovja standard [16] ne omenja. Iz analize večjega števila preiskav po knjigi [22] pa je razvidno, da se ta giblje med:

$$0,03 \cdot f_k \leq f_{tk} \leq 0,09 \cdot f_k , \quad (3)$$

kar omogoča vsaj približno oceno vrednosti karakteristične natezne trdnosti, če za obravnavani tip zidovja poznamo vrednost karakteristične tlačne trdnosti. Izberem vrednost $f_{tk} = 0,22$ MPa.

Deformacijske lastnosti zidovja:

Vrednost modula elastičnosti E , ki ga uporabimo za analizo konstrukcije, lahko ocenimo z empirično enačbo:

$$E = 1000 \cdot f_k = 1000 \cdot 3,66 = 3660 \text{ MPa} . \quad (4)$$

Medtem, ko način določanja modula elastičnosti zidovja E predpisuje standard, enotnega načina za določanje strižnega modula zidovja G ni. Tu si pomagam s knjigo [22], ki določa G z izrazom:

$$G = 2000 \cdot f_{tk} = 2000 \cdot 0,22 = 440 \text{ MPa} . \quad (5)$$

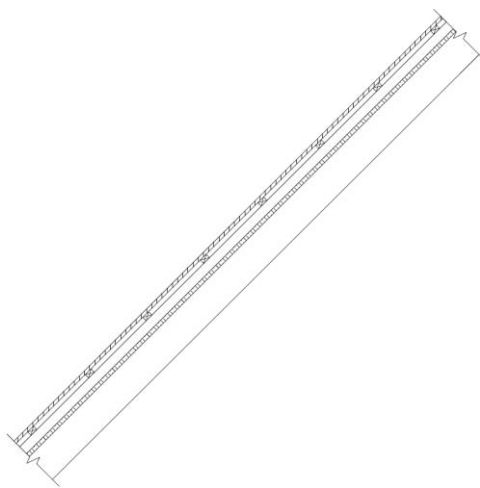
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

3.1 Lastna in stalna obtežba

Lastno in stalno obtežbo gradbenih objektov obravnavamo kot stalni nepomični vpliv, ki vključuje lastno težo konstrukcije in nekonstrukcijskih elementov s pritrjeno opremo ter težo zemljine in balasta. Za izračun te obtežbe je potrebno določiti vrednosti prostorninske teže obravnavanih gradbenih materialov, ki jih odčitam iz preglednic v standardu [3], dodatek A in priročniku [20]. Dimenzije odčitam iz arhitekturnih načrtov, ki so dodani v prilogi A.

Program SAP2000 [23], s katerim modeliram konstrukcije, sam izračuna lastno težo elementov, zato v nadaljevanju obravnavam samo stalno obtežbo. V primeru zidanih sten pa upoštevam tudi lastno obtežbo, saj le teh ne modeliram s programom SAP2000 [23].

3.1.1 Strešna konstrukcija



Slika 7: Strešna konstrukcija

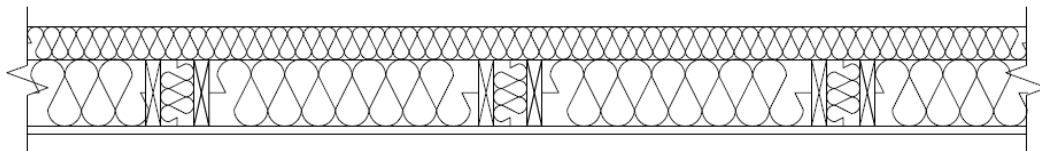
Preglednica 6: Stalna obtežba strešne konstrukcije

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Izračun	Obtežba g [kN/m ²]
	b [cm]	h [cm]			
Opečna kritina	/	/	/	/	0,45
Prečne letve ($e = 0,5$ m)	5	3	4,2	$b \cdot h \cdot \left(\frac{1}{e}\right) \cdot \left(\frac{1}{\cos\alpha}\right) \cdot \gamma$	0,02
Vzdolžne letve ($e = 1$ m)	6	6	4,2	$b \cdot h \cdot \left(\frac{1}{e}\right) \cdot \left(\frac{1}{\cos\alpha}\right) \cdot \gamma$	0,02
Slepi opaž	/	2,5	4,2	$h \cdot \left(\frac{1}{\cos\alpha}\right) \cdot \gamma$	0,15
Špirovec ($e = 1$ m)	10	20	4,2	SAP2000	/
Σ					0,64

α predstavlja naklon strešine in je enak 45°, e pa je medsebojni razmak med posameznimi elementi.

3.1.2 Stropna konstrukcija

3.1.2.1 Mansarda

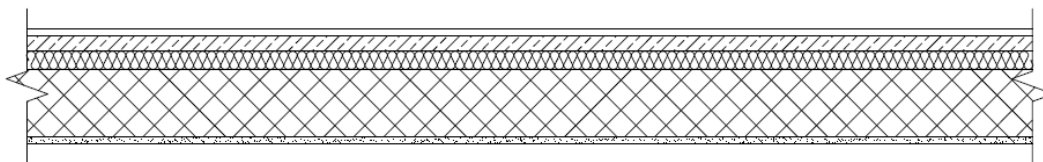


Slika 8: Stropna konstrukcija (mansarda)

Preglednica 7: Stalna obtežba stropne konstrukcije v mansardi

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Izračun	Obtežba g [kN/m ²]
	b [cm]	h [cm]			
Toplotna izolacija	/	30	1	$h \cdot \gamma$	0,30
Škarje ($e = 1$ m)	4,5	20	4,2	SAP2000	/
Mavčno-kartonske plošče	/	/	/	/	0,20
Σ					0,50

3.1.2.2 Pritličje

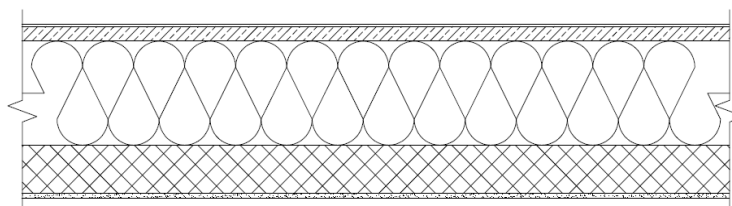


Slika 9: Stropna konstrukcija (pritličje)

Preglednica 8: Stalna obtežba stropne konstrukcije v pritličju

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Izračun	Obtežba g [kN/m ²]
	b [cm]	h [cm]			
Parket	/	2	7	$h \cdot \gamma$	0,14
Cementni estrih	/	4,5	24	$h \cdot \gamma$	1,08
Toplotna izolacija	/	5,5	1	$h \cdot \gamma$	0,06
AB plošča	/	20	25	SAP2000	/
Cementni omet	/	2	21	$h \cdot \gamma$	0,42
Σ					1,70

3.1.2.3 Pritličje (balkon)

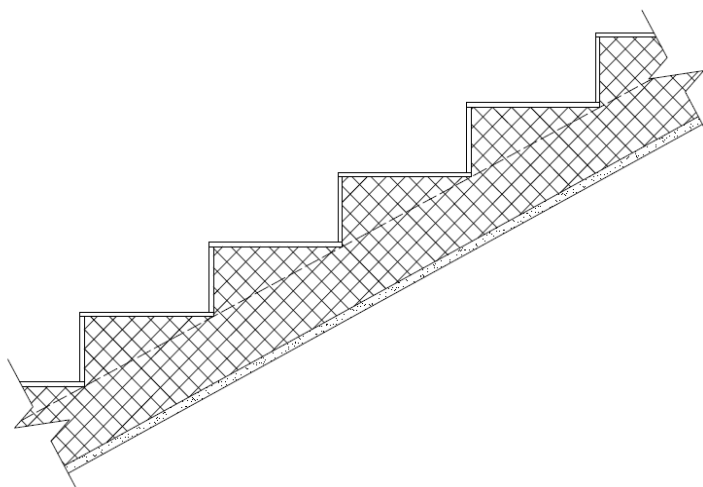


Slika 10: Stropna konstrukcija (pritličje – balkon)

Preglednica 9: Stalna obtežba stropne konstrukcije v pritličju (balkon)

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Izračun	Obtežba g [kN/m ²]
	b [cm]	h [cm]			
Keramika	/	1	24	$h \cdot \gamma$	0,24
Cementni estrih	/	6	24	$h \cdot \gamma$	1,44
Toplotna izolacija	/	43,5	1	$h \cdot \gamma$	0,44
AB plošča	/	20	25	SAP2000	/
Cementni omet	/	2	21	$h \cdot \gamma$	0,42
				Σ	2,54

3.1.3 Stopnice



Slika 11: Stopnice

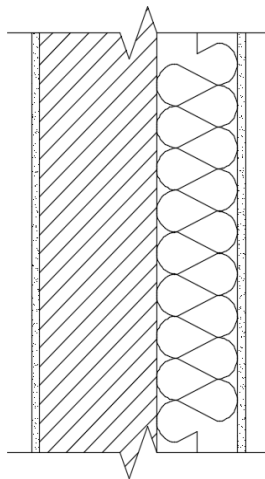
Preglednica 10: Stalna obtežba stopnic

Material	Dimenzije			Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Izračun	Obtežba g [kN/m ²]
	b [cm]	h [cm]	l [cm]			
Keramika	/	1	47	24	$l \cdot h \cdot \left(\frac{1}{b_{stopnic}}\right) \cdot \gamma$	0,37
AB stopnice	30,5	16	/	25	$\left(\frac{b \cdot h}{2}\right) \cdot \left(\frac{1}{b}\right) \cdot \gamma$	2,00
AB plošča	/	13	/	25	SAP2000	/
Cementni omet	/	2	/	21	$h \cdot \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \gamma$	0,48
					Σ	2,85

Kjer α predstavlja naklon stopnic in je enak 28°.

3.1.4 Stene

3.1.4.1 Zunanja nosilna stena



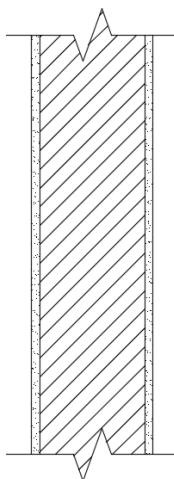
Slika 12: Zunanja nosilna stena

Preglednica 11: Lastna in stalna obtežba zunanje nosilne stene

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Izračun	Obtežba g [kN/m]
	b [cm]	h [cm]			
Cementni omet	2	280	21	$b \cdot h \cdot \gamma$	1,18
Opečni votlak	29	280	14	$b \cdot h \cdot \gamma$	11,37
Toplotna izolacija	20	280	1	$b \cdot h \cdot \gamma$	0,56
Zaključni sloj	2	280	17	$b \cdot h \cdot \gamma$	0,95
				Σ	14,06

Višina stene h je za posamezno steno lahko različna, zato se vrednost lastne in stalne obtežbe posamezne stene določi pri modeliranju ali dimenzioniranju.

3.1.4.2 Notranja nosilna stena



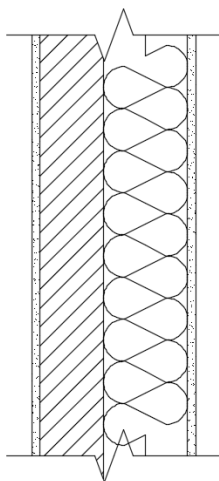
Slika 13: Notranja nosilna stena

Preglednica 12: Lastna in stalna obtežba notranje nosilne stene

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Izračun	Obtežba g [kN/m]
	b [cm]	h [cm]			
Cementni omet	2	280	21	$b \cdot h \cdot \gamma$	1,18
Opečni votlak	25	280	14	$b \cdot h \cdot \gamma$	9,80
Cementni omet	2	280	21	$b \cdot h \cdot \gamma$	1,18
Σ					12,16

Višina stene h je za posamezno steno različna, zato se vrednost lastne in stalne obtežbe posamezne stene določi pri modeliranju ali dimenzioniranju.

3.1.4.3 Zunanja predelna stena

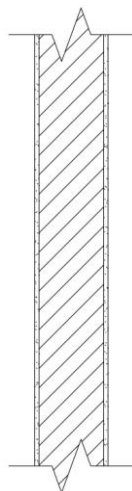


Slika 14: Zunanja predelna stena

Preglednica 13: Lastna in stalna obtežba zunanje predelne stene

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Izračun	Obtežba g [kN/m]
	b [cm]	h [cm]			
Cementni omet	2	240	21	$b \cdot h \cdot \gamma$	1,01
Porobeton	15	240	5	$b \cdot h \cdot \gamma$	1,80
Toplotna izolacija	20	240	1	$b \cdot h \cdot \gamma$	0,48
Zaključni sloj	2	240	17	$b \cdot h \cdot \gamma$	0,82
Σ					4,11

3.1.4.4 Notranja predelna stena



Slika 15: Notranja predelna stena

Preglednica 14: Lastna in stalna obtežba notranje predelne stene

Material	Dimenzije		Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Izračun	Obtežba g [kN/m]
	b [cm]	h [cm]			
Apneni omet	1	262	16	$b \cdot h \cdot \gamma$	0,42
Porobeton	15	262	5	$b \cdot h \cdot \gamma$	1,97
Apneni omet	1	262	16	$b \cdot h \cdot \gamma$	0,42
Σ					2,81

3.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo obravnavamo kot spremenljivi pomični vpliv. V stavbah ta obtežba izvira iz namena uporabe. Tako se pri določitvi koristne obtežbe talne in strešne površine stavbe razdelijo glede na njihov namen. Pri določevanju obtežbe uporabim standard [3], in sicer:

- za določitev kategorije prostora uporabim preglednico 6.1: Kategorije uporabe,
- za določitev koristne obtežbe v stavbi uporabim preglednico 6.2: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb.

Pomagam si tudi z nacionalnim dodatkom [4].

Preglednica 15: Koristna obtežba

Prostor	Kategorija prostora	Obtežba zaradi predelnih sten q_p [kN/m ²]	Obtežba q [kN/m ²]
Pritličje	A – tla na splošno	1,20	3,20
Stopnice	A – stopnice	/	2,00
Mansarda	A – tla na splošno	1,20	3,20
Balkon	A – balkoni	/	2,50

Ker tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe, se lastna teža predelnih sten lahko upošteva kot enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba, ki se prišteje koristni obtežbi tal. Ta nadomestna obtežba je odvisna od lastne teže predelnih sten, in sicer:

- za premične predelne stene z lastno težo $\leq 1,0$ kN/m dolžine stene: $q_p = 0,5$ kN/m²,
- za premične predelne stene z lastno težo $\leq 2,0$ kN/m dolžine stene: $q_p = 0,8$ kN/m²,
- za premične predelne stene z lastno težo $\leq 3,0$ kN/m dolžine stene: $q_p = 1,2$ kN/m².

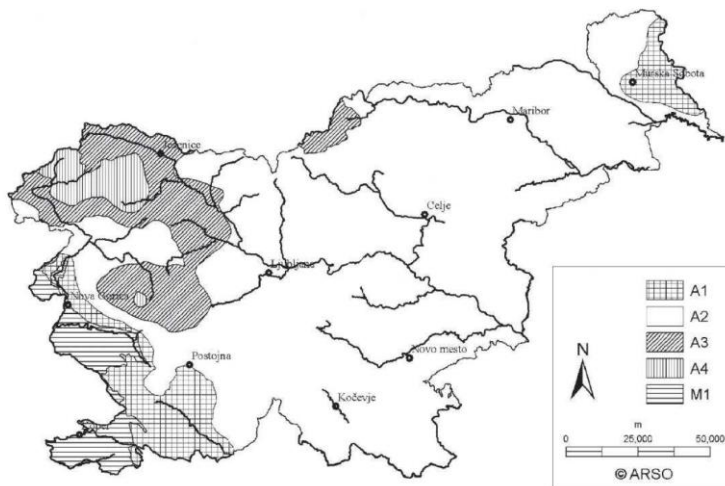
Za obravnavani primer, kjer lastna teža predelne stene znaša 2,81 kN/m, koristni obtežbi tal prištejem vrednost $q_p = 1,2$ kN/m².

3.3 Obtežba snega

Obtežbo snega se upošteva kot spremenljivo nepomično obtežbo. Pri določevanju obtežbe si pomagam s standardom [5] in njegovim nacionalnim dodatkom [6].

3.3.1 Obtežba snega na tleh

Najprej določim obtežbo snega na tleh, ki je odvisna od cone, v kateri se objekt nahaja in njegove nadmorske višine. Cono določim s pomočjo nacionalnega dodatka [6], ki območje Slovenije deli na 5 con (slika 16).



Slika 16: Območja z enakim porastom snežne obtežbe z višino (nacionalni dodatek [6]: str. 4)

Za vsako cono posebej so v preglednici 16 dane enačbe za izračun obtežbe snega na tleh. Objekt se nahaja na območju Škofljice z nadmorsko višino 300 m, zato ga uvrstim v cono A2.

Preglednica 16: Enačbe za izračun obtežbe snega na tleh (nacionalni dodatek [6]: str. 4)

Cona	s_k [kN/m ²]
A1	$0,651[1 + (A/728)^2]$
A2	$1,293[1 + (A/728)^2]$
A3	$1,935[1 + (A/728)^2]$
A4	$2,577[1 + (A/728)^2]$
M1	$0,289[1 + (A/452)^2]$

$$s_k = 1,293 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \left[1 + \left(\frac{300}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \text{ kN/m}^2, \quad (6)$$

kjer je:

- s_k karakteristična vrednost obtežbe snega na tleh,
 A nadmorska višina kraja.

Izjemna obtežba snega na tleh se v Sloveniji upošteva le v krajih z nadmorsko višino nad 1500 m, zato ta v obravnavanem primeru ne pride v poštev.

3.3.2 Obtežba snega na strehi

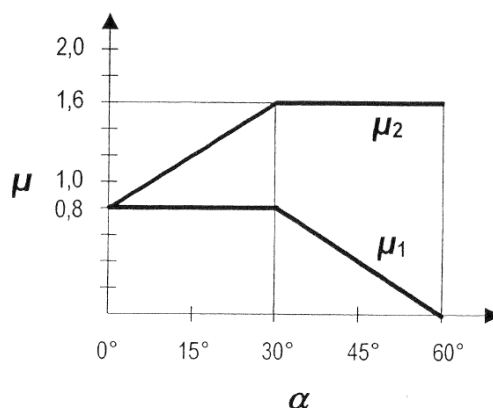
Obtežbo snega na strehi določim za trajno/začasno projektno stanje, saj se nezgodno projektno stanje obravnava le v krajih z nadmorsko višino nad 1500 m.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 = 1,21 \text{ kN/m}^2, \quad (7)$$

kjer je:

- s obtežba snega na strehi,
- μ_i oblikovni koeficient obtežbe snega,
- C_e koeficient izpostavljenosti,
- C_t toplotni koeficient.

V enačbi za določitev obtežbe snega na strehi nastopajo trije koeficienti. Koeficient izpostavljenosti C_e je odvisen od vrste terena. Ker objekt ni niti izpostavljen niti zaščiten pred vetrom, izberem običajno vrsto terena, kjer je $C_e = 1,0$. Toplotni koeficient C_t se upošteva za zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo (npr. steklene strehe). Za obravnavani primer velja $C_t = 1,0$. Na koncu je potrebno določiti še oblikovni koeficient obtežbe snega μ_i , ki je odvisen od vrste strehe in njenega naklona. V obravnavanem primeru gre za dvokapnico z naklonom $\alpha = 45^\circ$.

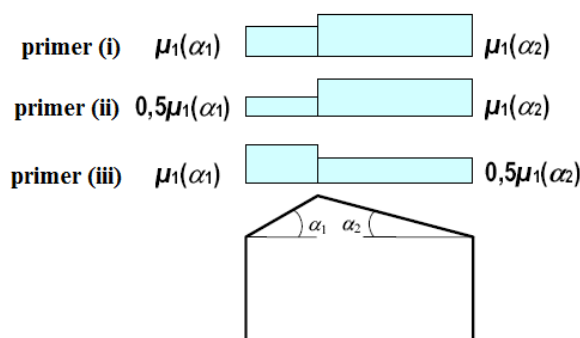


Slika 17: Oblikovna koeficienta obtežbe snega (standard [5]: str. 15)

Iz slike 17 je razvidno, da oblikovni koeficient μ_1 pri naklonu strehe $\alpha = 45^\circ$ znaša 0,4. Te vrednosti veljajo, če sneg lahko zdrsne s strehe. Kadar so na strehi snegobrani ali druge ovire, oblikovni koeficient ne sme biti manjši od 0,8. Ker so v obravnavanem primeru na strehi predvideni snegobrani, velja $\mu_1 = 0,8$. Kot je razvidno iz slike 18, oblikovni koeficient μ_2 v primeru dvokapnice ne nastopa.

Upoštevati je potrebno dve osnovni porazdelitvi obtežbe:

- obtežba nenakopičenega snega na strehi,
- obtežba nakopičenega snega na strehi.



Slika 18: Razpored obtežbe snega pri dvokapnici (standard [5]: str. 16)

Razpored obtežbe nenakopičenega snega predstavlja primer (i), razpored obtežbe nakopičenega snega pa primera (ii) ter (iii).

3.4 Obtežba vetra

Vplivi vetra so razvrščeni kot spremenljivi nepomični vplivi. Spreminjajo se s časom in delujejo neposredno kot tlak na zunanje površine ploskev konstrukcije. Zaradi prepustnosti ovoja delujejo posredno tudi na notranje površine. Tlak zaradi vetra deluje pravokotno na ploskve. Kadar veter piha preko velikih ploskev stavbe, je lahko pomembna tudi trenjska sila, ki pa deluje tangencialno na ploskev. Tu najprej izračunam obtežbo vetra na eno dvokapnico (dvokapnica 1) in nato še na drugo (dvokapnica 2). Za izračun si pomagam s standardom [7] in njegovim nacionalnim dodatkom [8].

3.4.1 Osnovna hitrost vetra

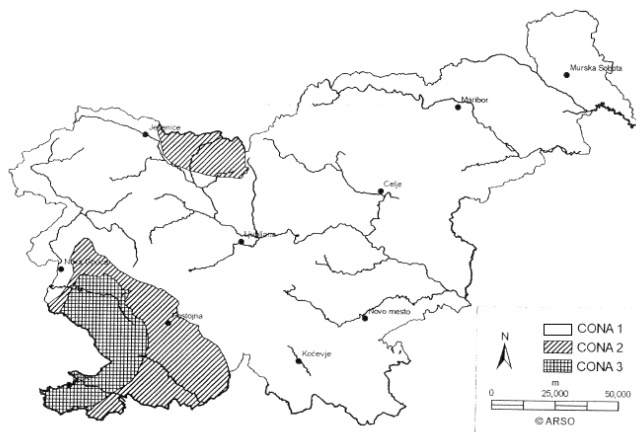
Osnovno hitrost vetra izračunamo po enačbi:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 = 20 \text{ m/s}, \quad (8)$$

kjer je:

- v_b osnovna hitrost vetra,
- $v_{b,0}$ temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra,
- c_{dir} smerni faktor (priporočena vrednost znaša 1,0),
- c_{season} faktor letnega časa (priporočena vrednost znaša 1,0).

Temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ odčitam iz nacionalnega dodatka [8]. Odvisna je od cone, v kateri se objekt nahaja in njegove nadmorske višine.



Slika 19: Cone z enakimi vrednostmi osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$
(nacionalni dodatek [8]: str. 5)

Preglednica 17: Temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (nacionalni dodatek [8]: str. 5)

Cona	Opis	Nadmorska višina [m]	$v_{b,0}$ [m/s]
1	Večina Slovenije	pod 800	20
		800–1600	25
		1600–2000	30
		nad 2000	40
2	Trnovski gozd, Notranjska, Karavanke	pod 1600	25
		1600–2000	30
		nad 2000	40
3	Primorje, Kras in del Vipavske doline	/	30

V obravnavanem primeru se objekt nahaja v coni 1 z nadmorsko višino 300 m. Od tu sledi izbrana vrednost $v_{b,0} = 20$ m/s.

3.4.2 Srednja hitrost vetra

Srednja hitrost vetra na višini z nad tlemi je odvisna od hrapavosti in hribovitosti terena ter osnovne hitrosti vetra in je določena z enačbo:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0,734 \cdot 1,0 \cdot 20 = 14,70 \text{ m/s}, \quad (9)$$

kjer je:

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

$c_r(z)$ faktor hrapavosti,

$c_o(z)$ faktor hribovitosti.

Faktor hrapavosti upošteva spremenljivost srednje hitrosti vetra na kraju konstrukcije zaradi višine nad tlemi in hrapavosti tal na privetni strani konstrukcije v smeri vetra. Priporočeni postopek za določitev faktorja hrapavosti v višini z temelji na logaritmičnem profilu hitrosti.

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{za} & \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}, \\ c_r(z) &= c_r(z_{min}) & \text{za} & \quad z \leq z_{min}, \end{aligned} \quad (10)$$

kjer je:

z_0 hrapavostna dolžina,

z_{min} najmanjša višina,

z_{max} največja višina,

k_r faktor terena, ki je odvisen od hrapavostne dolžine in se izračuna po izrazu:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,11}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215. \quad (11)$$

Višina z predstavlja višino nad tlemi in znaša 9,1 m, medtem ko največja višina z_{max} znaša 200 m. Višini z_0 in z_{min} pa sta odvisni od kategorije terena.

Preglednica 18: Kategorije terena in terenski parametri (standard [7]: str. 18)

Kategorija terena		z_0 [m]	z_{min} [m]
0	Morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju	0,003	1
I	Jezersko ali ravninsko področje z zanemarljivim rastlinjem in brez ovir	0,01	1
II	Področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20 višin ovir	0,05	2
III	Področja z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd)	0,3	5
IV	Področje, kjer je najmanj 15 % površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m	1,0	10

Glede na to, da se obravnavani objekt nahaja v okolici Škofljice, izberem kategorijo terena III, ki se navezuje na vasi in podeželsko okolje.

Ker velja $z_{min} \leq z \leq z_{max}$, uporabim prvo od enačb (10):

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{9,1}{0,3}\right) = 0,734 . \quad (12)$$

Faktor hribovitosti se upošteva tam, kjer hribovitost terena (npr. griči, strma pobočja) povečuje hitrost vetra za več kot 5 %. Ker gre v obravnavanem primeru za raven teren, faktor hribovitosti zanemarim in privzamem vrednost $c_o(z) = 1,0$.

3.4.3 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

Tu določim tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$ na višini z , ki vključuje srednjo hitrost in kratkotrajno spreminjanje hitrosti. Priporočeno pravilo za izračun je sledeče:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (13)$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,293] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 14,70^2 = 412 \text{ N/m}^2 = 0,412 \text{ kN/m}^2 ,$$

kjer je:

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

$I_v(z)$ intenziteta turbulence na višini z ,

ρ gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovanega med neurjem na obravnavanem območju (priporočena vrednost znaša $1,25 \text{ kg/m}^3$).

Intenziteta turbulence na višini z je določena kot standardna deviacija turbulence, deljena s srednjo hitrostjo vetra.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad \text{za} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} , \quad (14)$$

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

kjer je:

σ_v standardna deviacija turbulence, ki se določi po izrazu:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I = 0,215 \cdot 20 \cdot 1,0 = 4,30 , \quad (15)$$

kjer je:

k_I turbulenčni faktor (priporočena vrednost znaša 1,0).

Ker velja $z_{min} \leq z \leq z_{max}$, upoštevam prvo izmed enačb (14):

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{4,30}{14,70} = 0,293 . \quad (16)$$

3.4.4 Tlak vetra na ploskve

Tlak vetra na zunanje ploskve izračunamo z enačbo:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} , \quad (17)$$

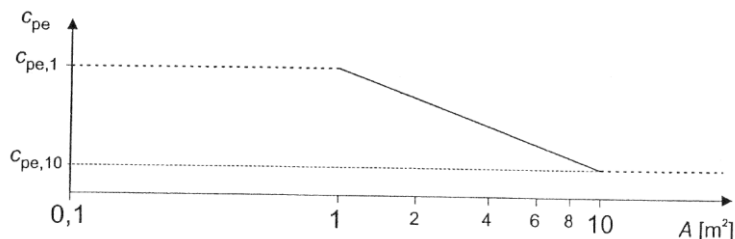
kjer je:

$q_p(z_e)$ največji tlak pri sunkih vetra,

z_e referenčna višina za zunanji tlak,

c_{pe} koeficient zunanjega tlaka.

Koeficienti zunanjega tlaka c_{pe} za stavbe in dele stavb so odvisni od velikosti obtežene površine A . Dani so za obtežene površine velike 1 m^2 ($c_{pe,1}$) in 10 m^2 ($c_{pe,10}$). Vrednosti $c_{pe,1}$ so namenjene projektiranju majhnih elementov in pritrditev, velikih 1 m^2 ali manj. Vrednosti $c_{pe,10}$ pa se lahko uporabijo za projektiranje konstrukcij, velikih 10 m^2 ali več. Za površine med 1 m^2 in 10 m^2 se za določitev koeficienta zunanjega tlaka c_{pe} uporabi priporočen postopek, ki ga prikazujeta slika 20 in enačba (18).



Slika 20: Priporočeni postopek za določitev koeficienta zunanjega tlaka c_{pe} za površine A med 1 m^2 in 10 m^2 (standard [7]: str. 27)

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A . \quad (18)$$

3.4.4.1 Dvokapnica 1

Streho, vključno s previsnimi deli, razdelim na področja po sliki 7.8 v standardu [7], koeficienti zunanjega tlaka pa so dani v preglednicah 7.4 a in b, prav tako v standardu [7]. Referenčna višina z_e predstavlja višino slemena nad tlemi in znaša 9,1 m. Obravnavati je potrebno veter v smeri $\theta = 0^\circ$ (pravokotno na slemo) in $\theta = 90^\circ$ (vzporedno s slemenom). Ker gre v danem primeru za nesimetrično dvokapnico, obravnavam veter iz vseh štirih smeri (sever, jug, vzhod, zahod). Poznati je potrebno še širino strehe prečno na smer vetra b in razdaljo do roba e , ki jo določimo po enačbi:

$$e = \min(b; 2 \cdot h) , \quad (19)$$

kjer je:

h višina slemena nad tlemi.

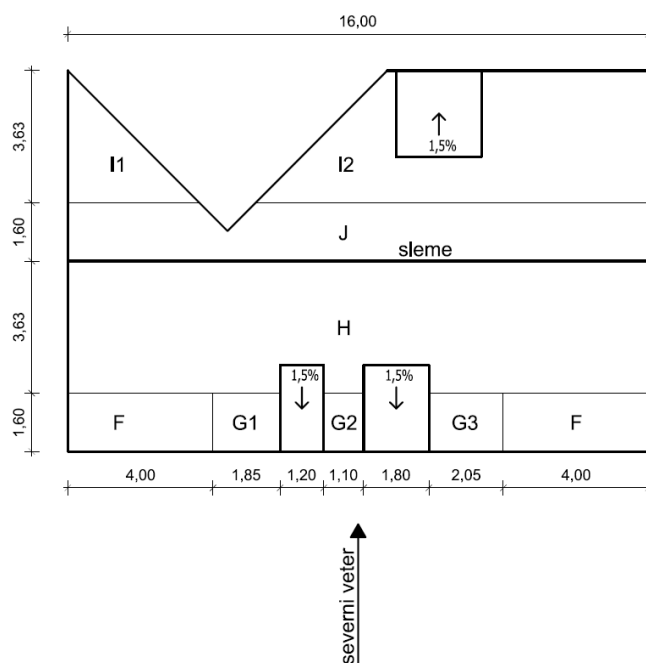
3.4.4.1.1 Veter v smeri $\theta = 0^\circ$

Širina strehe prečno na smer vetra b znaša 16 m, razdalja do roba e pa v tem primeru tudi 16 m.

3.4.4.1.1.1 Severni veter

Preglednica 19: Zunanji tlaki na dvokapnico 1 za severni veter

SEVERNI VETER					
Področje	Površina področja A [m ²]	Koefficienti zunanjega tlaka			Zunanji tlaki w_e [kN/m ²]
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	c_{pe}	
F	9,05	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,29
G1	4,19	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,29
G2	2,49	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,29
G3	4,64	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,29
H	78,77	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,6	/	+ 0,60	+ 0,25
I1	9,29	- 0,2	/	- 0,20	- 0,08
		+ 0,0	/	+ 0,00	+ 0,00
I2	38,34	- 0,2	/	- 0,20	- 0,08
		+ 0,0	/	+ 0,00	+ 0,00
J	35,36	- 0,3	/	- 0,30	- 0,12
		+ 0,0	/	+ 0,00	+ 0,00

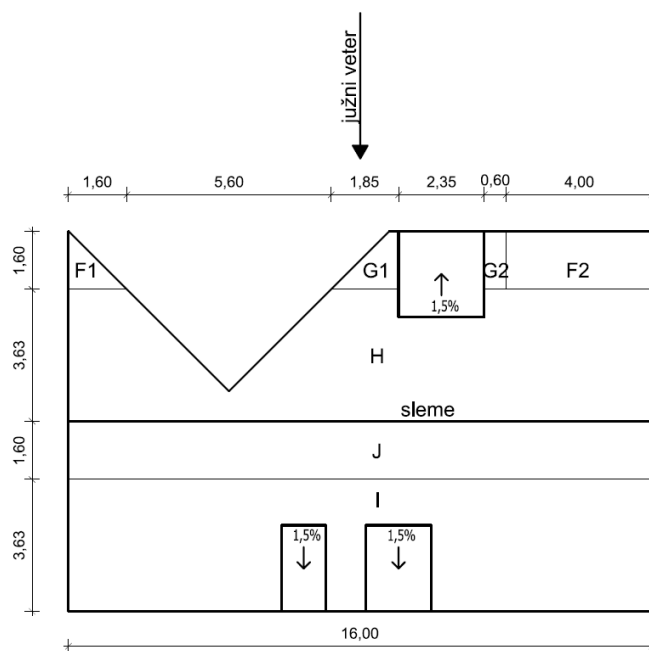


Slika 21: Področja dvokapnice 1 za severni veter

3.4.4.1.1.2 Južni veter

Preglednica 20: Zunanji tlaki na dvokapnico 1 za južni veter

JUŽNI VETER					
Področje	Površina področja A [m ²]	Koefficienti zunanjega tlaka			Zunanji tlaki w_e [kN/m ²]
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	c_{pe}	
F1	1,81	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,29
F2	9,05	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,29
G1	2,38	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,29
G2	1,36	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,29
H	68,39	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,6	/	+ 0,60	+ 0,25
I	71,98	- 0,2	/	- 0,20	- 0,08
		+ 0,0	/	+ 0,00	+ 0,00
J	36,20	- 0,3	/	- 0,30	- 0,12
		+ 0,0	/	+ 0,00	+ 0,00



Slika 22: Področja dvokapnice 1 za južni veter

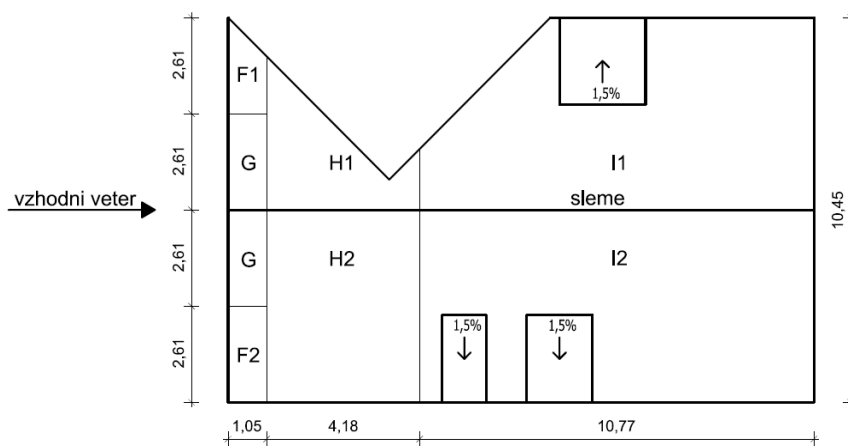
3.4.4.1.2 Veter v smeri $\theta = 90^\circ$

Širina strehe prečno na smer vetra b znaša 10,45 m, razdalja do roba e pa v tem primeru tudi 10,45 m.

3.4.4.1.2.1 Vzhodni veter

Preglednica 21: Zunanji tlaki na dvokapnico 1 za vzhodni veter

VZHODNI VETER					
Področje	Površina področja A [m ²]	Koefficienti zunanjega tlaka			Zunanji tlaki w_e [kN/m ²]
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	c_{pe}	
F1	3,10	- 1,1	- 1,5	- 1,30	- 0,54
F2	3,87	- 1,1	- 1,5	- 1,26	- 0,52
G	3,89	- 1,4	- 2,0	- 1,65	- 0,68
H1	13,29	- 0,9	- 1,2	- 0,90	- 0,37
H2	30,89	- 0,9	- 1,2	- 0,90	- 0,37
I1	62,71	- 0,5	/	- 0,50	- 0,21
I2	69,54	- 0,5	/	- 0,50	- 0,21

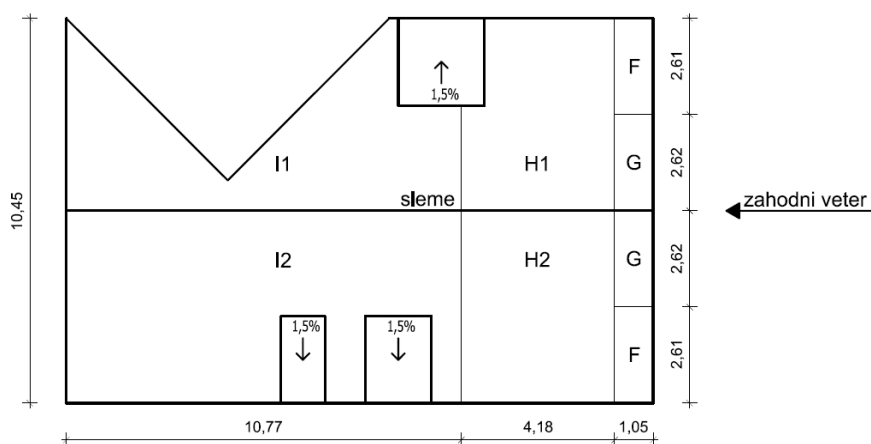


Slika 23: Področja dvokapnice 1 za vzhodni veter

3.4.4.1.2.2 Zahodni veter

Preglednica 22: Zunanji tlaki na dvokapnico 1 za zahodni veter

ZAHODNI VETER					
Področje	Površina področja A [m ²]	Koefficienti zunanjega tlaka			Zunanji tlaki w_e [kN/m ²]
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	c_{pe}	
F	3,87	- 1,1	- 1,5	- 1,26	- 0,52
G	3,89	- 1,4	- 2,0	- 1,65	- 0,68
H1	28,78	- 0,9	- 1,2	- 0,90	- 0,37
H2	30,89	- 0,9	- 1,2	- 0,90	- 0,37
I1	46,44	- 0,5	/	- 0,50	- 0,21
I2	69,54	- 0,5	/	- 0,50	- 0,21



Slika 24: Področja dvokapnice 1 za zahodni veter

3.4.4.2 Dvokapnica 2

Postopek določitve tlakov vetra na ploskve je identičen tistemu pri dvokapnici 1, le da je tu referenčna višina enaka $z_e = h = 8,25$ m. Tako dobim nekoliko manjši tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$, ki zdaj znaša $0,396$ kN/m².

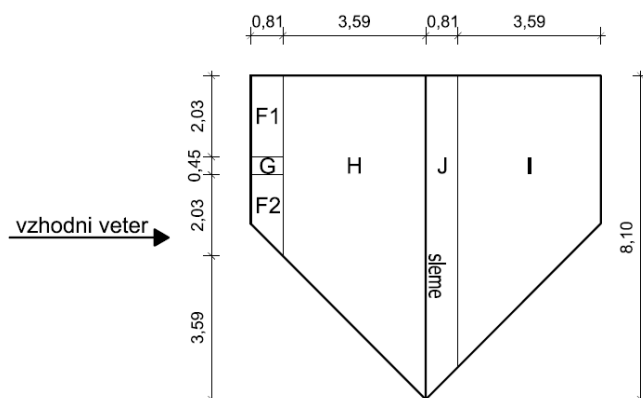
3.4.4.2.1 Veter v smeri $\theta = 0^\circ$

Širina strehe prečno na smer vetra b znaša $8,1$ m, razdalja do roba e pa v tem primeru tudi $8,1$ m.

3.4.4.2.1.1 Vzhodni veter

Preglednica 23: Zunanji tlaki na dvokapnico 2 za vzhodni veter

VZHODNI VETER					
Področje	Površina področja A [m ²]	Koeficienti zunanjega tlaka			Zunanji tlaki w_e [kN/m ²]
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	c_{pe}	
F1	2,32	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,28
F2	1,87	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,28
G	0,51	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,28
H	32,00	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,6	/	+ 0,60	+ 0,24
I	27,90	- 0,2	/	- 0,20	- 0,08
		+ 0,0	/	+ 0,00	+ 0,00
J	8,81	- 0,3	/	- 0,30	- 0,12
		+ 0,0	/	+ 0,00	+ 0,00

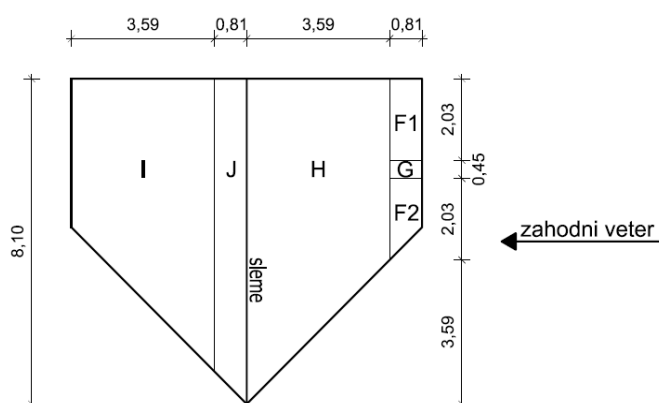


Slika 25: Področja dvokapnice 2 za vzhodni veter

3.4.4.2.1.2 Zahodni veter

Preglednica 24: Zunanji tlaki na dvokapnico 2 za zahodni veter

ZAHODNI VETER					
Področje	Površina področja A [m ²]	Koefficienti zunanjega tlaka			Zunanji tlaki w_e [kN/m ²]
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	c_{pe}	
F1	2,32	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,28
F2	1,87	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,28
G	0,51	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,7	/	+ 0,70	+ 0,28
H	32,00	- 0,0	/	- 0,00	- 0,00
		+ 0,6	/	+ 0,60	+ 0,24
I	27,90	- 0,2	/	- 0,20	- 0,08
		+ 0,0	/	+ 0,00	+ 0,00
J	8,81	- 0,3	/	- 0,30	- 0,12
		+ 0,0	/	+ 0,00	+ 0,00



Slika 26: Področja dvokapnice 2 za zahodni veter

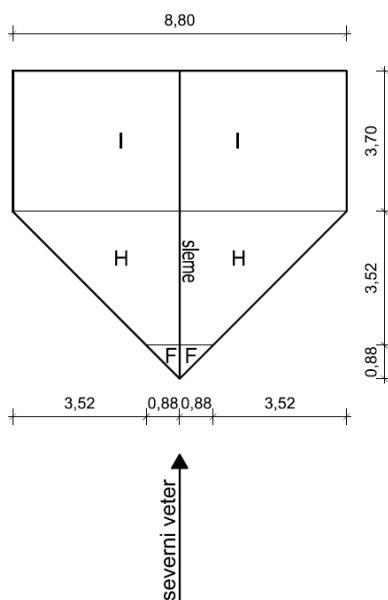
3.4.4.2.2 Veter v smeri $\theta = 90^\circ$

Širina strehe prečno na smer vetra b znaša 8,8 m, razdalja do roba e pa v tem primeru tudi 8,8 m.

3.4.4.2.2.1 Severni veter

Preglednica 25: Zunanji tlaki na dvokapnico 2 za severni veter

SEVERNI VETER					
Področje	Površina področja A [m ²]	Koefficienti zunanjega tlaka			Zunanji tlaki w_e [kN/m ²]
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	c_{pe}	
F	0,55	- 1,1	- 1,5	- 1,50	- 0,60
H	13,14	- 0,9	- 1,2	- 0,90	- 0,36
I	23,02	- 0,5	/	- 0,50	- 0,20

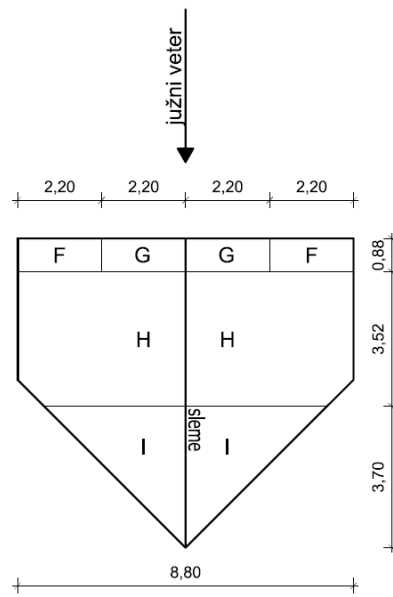


Slika 27: Področja dvokapnice 2 za severni veter

3.4.4.2.2.2 Južni veter

Preglednica 26: Zunanji tlaki na dvokapnico 2 za južni veter

JUŽNI VETER					
Področje	Površina področja A [m ²]	Koefficienti zunanjega tlaka			Zunanji tlaki w_e [kN/m ²]
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	c_{pe}	
F	2,74	- 1,1	- 1,5	- 1,32	- 0,53
G	2,74	- 1,4	- 2,0	- 1,74	- 0,69
H	21,55	- 0,9	- 1,2	- 0,90	- 0,36
I	9,69	- 0,5	/	- 0,50	- 0,20



Slika 28: Področja dvokapnice 2 za južni veter

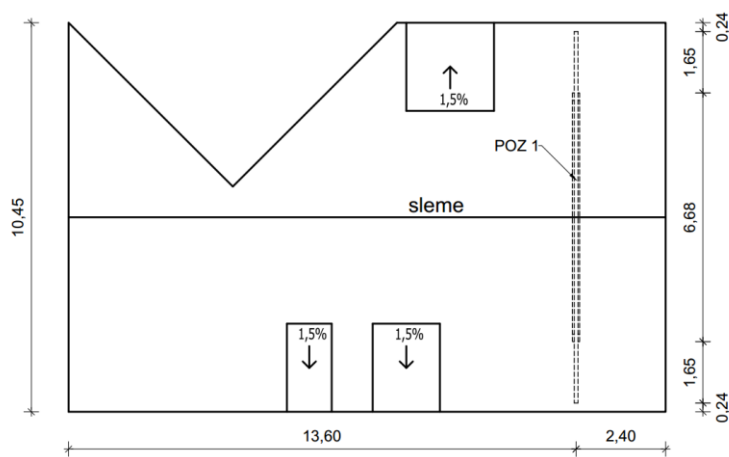
4 MODELIRANJE KONSTRUKCIJE

Modeliranje konstrukcije sem opravil z računalniškim programom SAP2000 [23]. Najprej je potrebno odčitati dimenzije konstrukcije iz načrtov in izbrati ustrezen računski model (vrste podpor, vezi, itd.). Nato se definirajo materiali, iz katerih je konstrukcija sestavljena, in posamezni prerezi elementov konstrukcije. Sledi določitev in postavitve obtežb, ki na konstrukcijo delujejo (lastna in stalna obtežba, koristna obtežba, sneg, itd.) Ko so vse obtežbe definirane in postavljene na konstrukcijo, opravimo analizo in odčitamo vrednosti reakcij, ki se pojavijo v podporah. Nato te reakcije prenesemo na naslednjo konstrukcijo, kjer celoten postopek ponovimo.

4.1 Leseni elementi

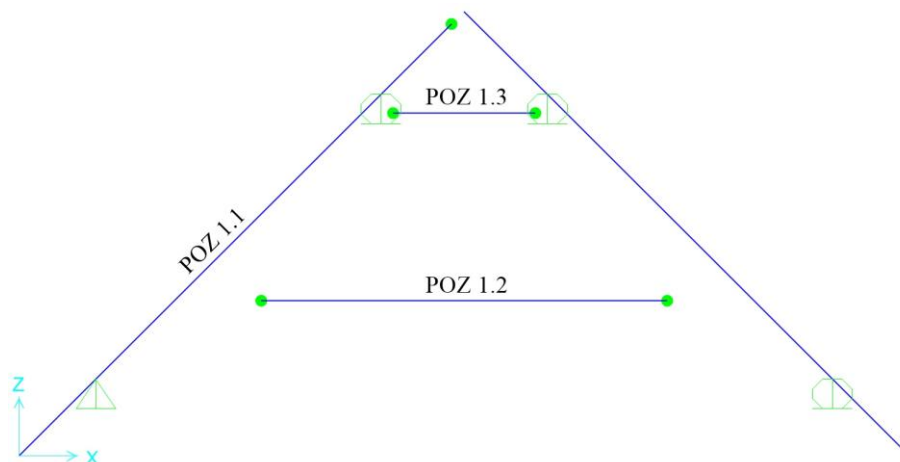
4.1.1 POZ 1 (dvokapnica 1)

Tu obravnavam ravninsko škarjasto ostrešje, katerega pozicija je označena na spodnji sliki.



Slika 29: Obravnavani del škarjastega ostrešja (POZ 1)

Špirovci (POZ 1.1) in škarje (POZ 1.2 ter POZ 1.3) spadajo v trdnostni razred lesa C24. Po načrtu ima špirovec dimenzije 10/20 cm, škarje pa so dvojne in so dimenzij 4,5/20 cm. Obtežba, ki deluje na POZ 1, je določena v 3. poglavju naloge.



Slika 30: Računski model POZ 1 (dvokapnica 1)

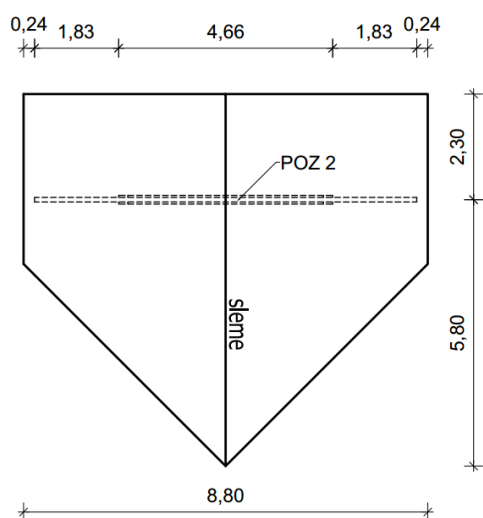
Za prenos obtežbe me zanima reakcija v zgornji podpori (kritični), ki se prenese na sistem podpor (POZ 4), in reakcija v spodnji podpori (kritični), ki se prenese na kapno lego (POZ 5). Obravnavam le vertikalne reakcije (v smeri Z), ki so za vsak vpliv posebej prikazane v preglednici 27.

Preglednica 27: Velikosti reakcij v podporah pri POZ 1 (dvokapnica 1)

Vpliv	Reakcija [kN]	
	Zgornja podpora	Spodnja podpora
Lastna in stalna obtežba	+ 5,44	+ 1,61
Sneg i	+ 4,22	+ 1,81
Sneg ii	+ 2,24	+ 0,67
Sneg iii	+ 4,11	+ 2,05
Vzhodni veter (dvokapnica 1)	- 0,44	- 0,61
Zahodni veter (dvokapnica 1)	- 0,77	- 1,07
Severni veter (dvokapnica 1)	+ 2,03	- 0,60
Južni veter (dvokapnica 1)	- 1,81	+ 1,23

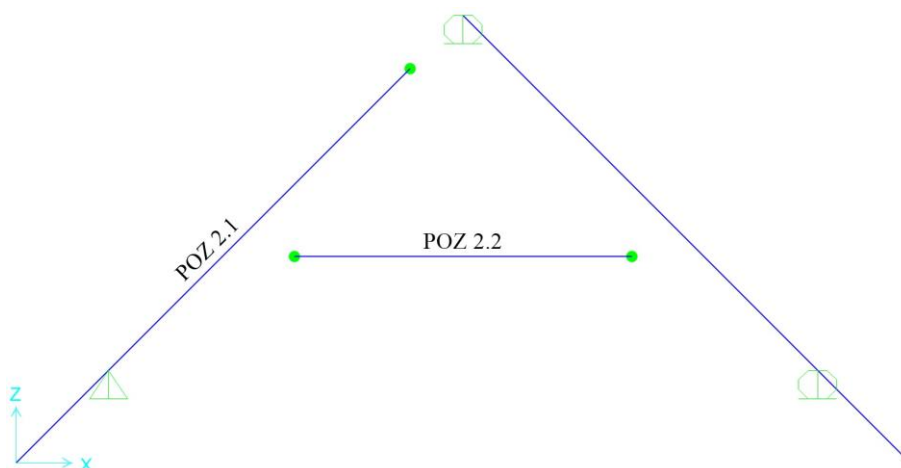
4.1.2 POZ 2 (dvokapnica 2)

Tu obravnavam ravninsko škarjasto ostrešje, katerega pozicija je označena na spodnji sliki.



Slika 31: Obravnavani del škarjastega ostrešja (POZ 2)

Špirovci (POZ 2.1) in škarje (POZ 2.2) spadajo v trdnostni razred lesa C24. Po načrtu ima špirovec dimenzije 10/20 cm, škarje pa so dvojne in so dimenzij 4,5/20 cm. Obtežba, ki deluje na POZ 2, je določena v 3. poglavju naloge.



Slika 32: Računski model POZ 2 (dvokapnica 2)

Za prenos obtežbe me v tem primeru zanima reakcija v zgornji podpori, ki se prenese na slemensko lego (POZ 3). Obravnavam vertikalne reakcije (v smeri Z), ki so za posamezen vpliv zbrane v spodnji preglednici.

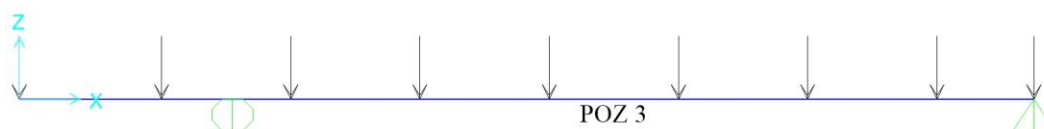
Preglednica 28: Velikosti reakcij v zgornji podpori pri POZ 2 (dvokapnica 2)

Vpliv	Reakcija [kN]
Lastna in stalna obtežba	+ 8,19
Sneg i	+ 6,69
Sneg ii	+ 5,03
Sneg iii	+ 5,03
Vzhodni veter (dvokapnica 2)	+ 1,50
Zahodni veter (dvokapnica 2)	- 1,25
Severni veter (dvokapnica 2)	- 0,57
Južni veter (dvokapnica 2)	- 1,02

4.1.3 POZ 3 (slemenska lega pri dvokapnici 2)

Slemenska lega (POZ 3) ima predviden trdnostni razred lesa C24 in ima po načrtu dimenzije 20/24 cm. Obtežba se na slemensko lego prenaša preko špirovcev iz dvokapnice 2 (POZ 2) in je določena v preglednici 28.

V fazi dimenzioniranja odkrijem, da z izbranimi karakteristikami ne zadostim vsem potrebnim kontrolam, zato trdnostni razred lesa spremenim v D70, prerez pa povečam na 20/26 cm.



Slika 33: Računski model POZ 3 (slemenska lega)

Za prenos obtežbe me zanima vertikalna reakcija v desni podpori (v smeri Z), ki se prenese na sistem podpor pri dvokapnici 1 (POZ 4). Reakcije so za posamezen vpliv zbrane v spodnji preglednici.

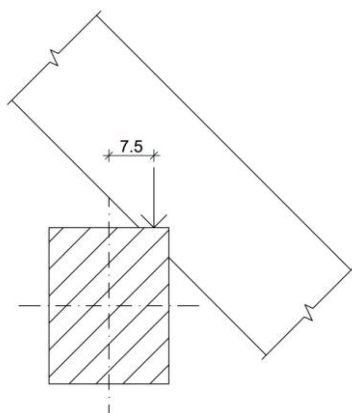
Preglednica 29: Velikosti reakcij v desni podpori pri POZ 3 (slemenska lega)

Vpliv	Reakcija [kN]
Lastna in stalna obtežba	+ 30,28
Sneg i	+ 23,42
Sneg ii	+ 17,61
Sneg iii	+ 17,61
Vzhodni veter (dvokapnica 2)	+ 5,25
Zahodni veter (dvokapnica 2)	- 4,38
Severni veter (dvokapnica 2)	- 2,00
Južni veter (dvokapnica 2)	- 3,57

4.1.4 POZ 4 (sistem podpor pri dvokapnici 1)

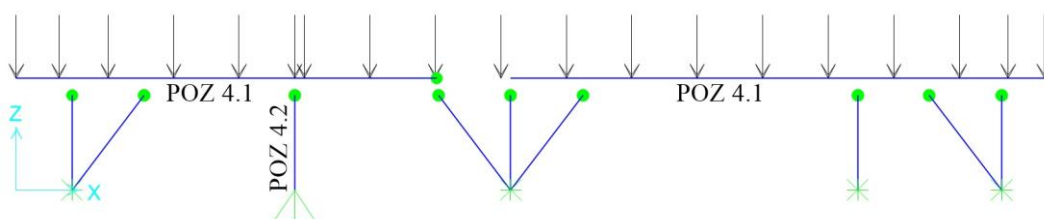
Vmesno lego (POZ 4.1), sohe (POZ 4.2) in diagonale uvrstim v trdnostni razred lesa C24. Vmesna lega ima dimenzije 20/24 cm, sohe in diagonale pa so dimenzij 20/20 cm. Obtežba se na vmesno lego prenese preko špirovcev iz dvokapnice 1 (POZ 1) in preko slemenske lege pri dvokapnici 2 (POZ 3). Določena je v preglednicah 27 (zgornja podpora) in 29.

Ker točkovne sile ekscentrično nalegajo na vmesno lego, upoštevam to ekscentričnost z dodatnim torzijskim momentom. Dobim ga tako, da točkovno silo pomnožim z ekscentričnostjo, ki znaša 7,5 cm.



Slika 34: Ekscentrično naleganje špirovca na lego

V fazi dimenzioniranja odkrijem, da omenjene karakteristike vmesne lege (POZ 4.1) ne zadostijo vsem potrebnim kontrolam (predvsem torziji v kombinaciji s strigom), zato trdnostni razred lesa spremenim v D70.



Slika 35: Računski model POZ 4 (sistem podpor pri dvokapnici 1)

Za prenos obtežbe me zanimajo reakcije v drugi podpori z leve, ki se prenesejo na jekleni nosilec (POZ 6). Zaradi vpliva torzije, ki je posledica ekscentričnega naleganja špirovcev na lege, dobim vertikalno (smer Z) in horizontalno reakcijo (smer Y). Slednja je napram vertikalni zelo majhna in jo v nadaljnjem izračunu zanemarim. Za posamezen vpliv so reakcije zbrane v spodnji preglednici.

Preglednica 30: Velikosti reakcij v drugi podpori z leve pri POZ 4 (sistem podpor pri dvokapnici 1)

Vpliv	Reakcija [kN]
Lastna in stalna obtežba	+ 43,24
Sneg i	+ 32,35
Vzhodni veter (dvokapnica 1)	- 0,99
Zahodni veter (dvokapnica 1 in 2)	- 6,01
Severni veter (dvokapnica 1)	+ 4,56
Južni veter (dvokapnica 1 in 2)	- 7,55
Vzhodni veter (dvokapnica 2)	+ 5,12
Severni veter (dvokapnica 2)	- 1,95

4.1.5 POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)

Kapna lega (POZ 5) ima predviden trdnostni razred lesa C24 in je dimenzij 20/20 cm. Obtežba se na kapno lego prenese preko špirovcev iz dvokapnice 1 (POZ 1) in je določena v preglednici 27 (spodnja podpora).



Slika 36: Računski model POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)

Za prenos obtežbe me v tem primeru zanima vertikalna reakcija v podpori (v smeri Z), ki se prenese na AB steber (POZ 10). Reakcije so za posamezen vpliv prikazane v spodnji preglednici.

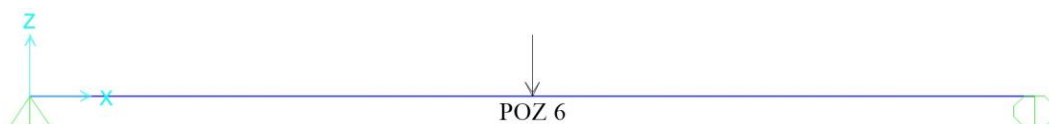
Preglednica 31: Velikosti reakcij v podpori pri POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)

Vpliv	Reakcija [kN]
Lastna in stalna obtežba	+ 3,34
Sneg ii	+ 4,10
Zahodni veter	- 2,14
Južni veter	+ 2,46

4.2 Jekleni elementi

4.2.1 POZ 6 (jekleni nosilec)

Jekleni nosilec (POZ 6) ima po načrtu prerez HEB 200 in predvideno kvaliteto jekla S 450. Obtežba se na jekleni nosilec prenese s stebra pri vmesni legi (POZ 4.2) in je določena v preglednici 30. V splošnem se na nosilec prenese vertikalna in horizontalna reakcija, v obravnavanem primeru pa vpliv horizontalne reakcije zanemarim, saj predstavlja zelo majhno obremenitev napram vertikalni reakciji.

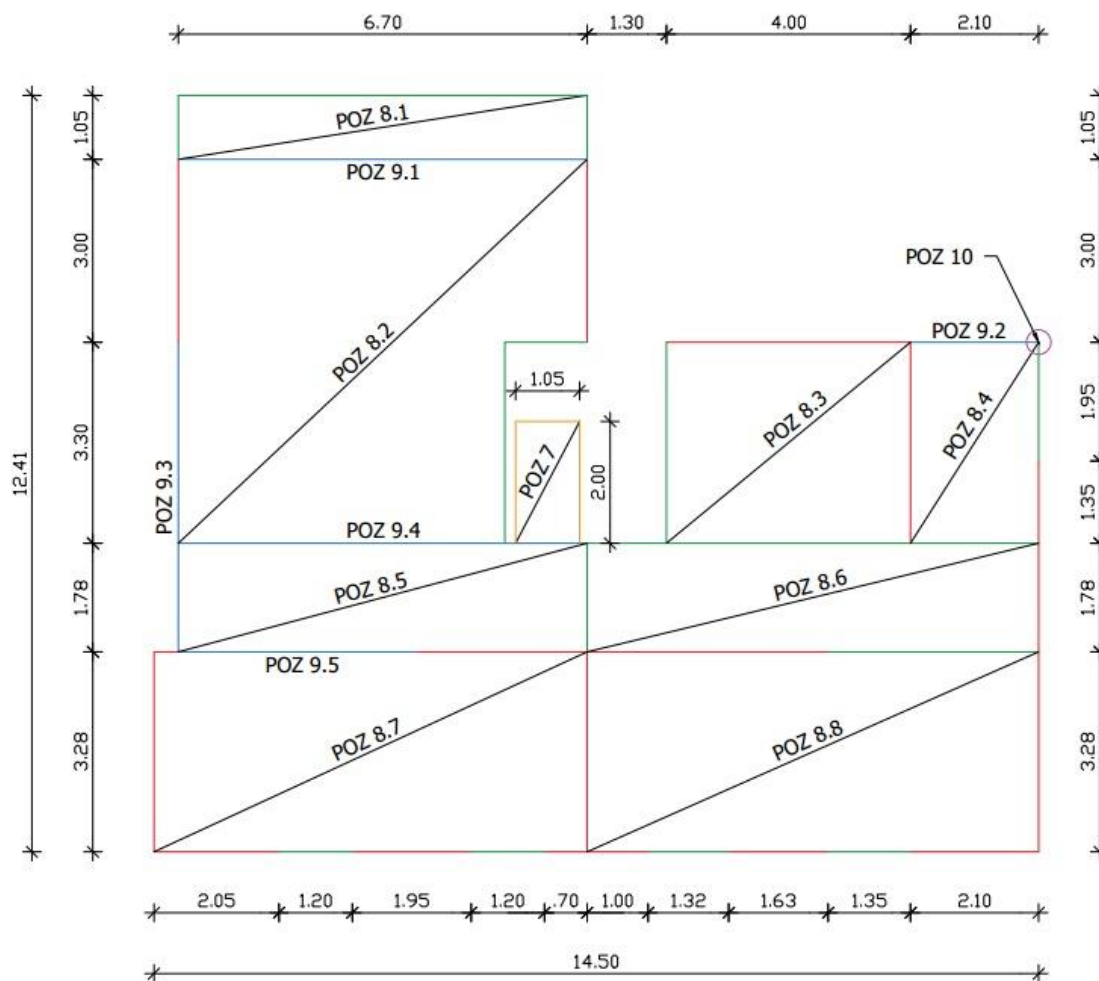


Slika 37: Računski model POZ 6 (jekleni nosilec)

Reakcije v podporah me v tem primeru ne zanimajo, saj se prenesejo direktno na AB vezi, ki pa jih v obravnavanem primeru ne kontroliram.

4.3 Armiranobetonski elementi

Vsi AB elementi, ki jih obravnavam, so zbrani na spodnji sliki.



Slika 38: Pozicije obravnavanih AB elementov

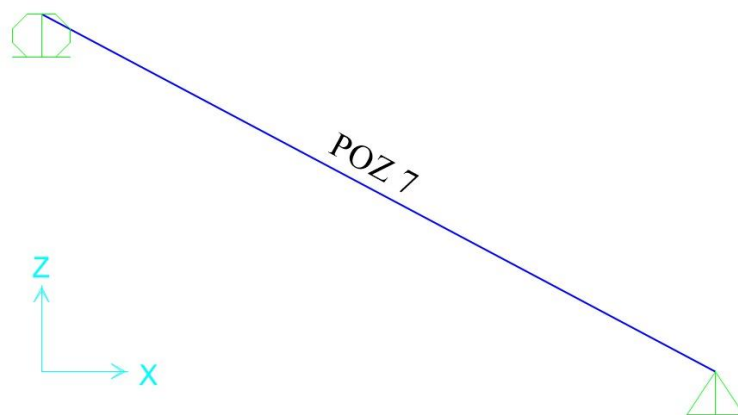
POZ 7 (oranžna) označuje stopniščno ramo, POZ 8 (rdeča) zidane stene, POZ 9 (modra) nosilce, POZ 10 (vijolična) pa označuje steber, ki podpira vogal plošče. Z zeleno barvo so označeni nepodprti deli plošče (prosti robovi).

4.3.1 POZ 7 (AB stopniščna rama)

AB stopniščna rama (POZ 7) je dimenzij 105/13 cm in ima predpostavljeni trdnostni razred betona C25/30. Obtežba na stopnicah je izračunana v 3. poglavju naloge, za boljšo preglednost pa je zbrana še v spodnji preglednici.

Preglednica 32: Obtežbe na POZ 7 (AB stopniščna rama)

Element	Obtežba	
	g [kN/m]	q [kN/m]
POZ 7	3	2,1



Slika 39: Računski model POZ 7 (AB stopniščna rama)

Za prenos obtežbe me zanima reakcija v zgornji podpori, ki se preko širine stopniščne rame (1,05 m) prenese na notranji nosilec (POZ 9.4). Iste reakcije uporabim tudi pri obtežbi prostega robu plošče (POZ 8.6), ki se nahaja med POZ 8.3 in POZ 8.5. Te reakcije so za posamezen vpliv zbrane v spodnji preglednici.

Preglednica 33: Reakcije v zgornji podpori pri POZ 7 (AB stopniščna rama)

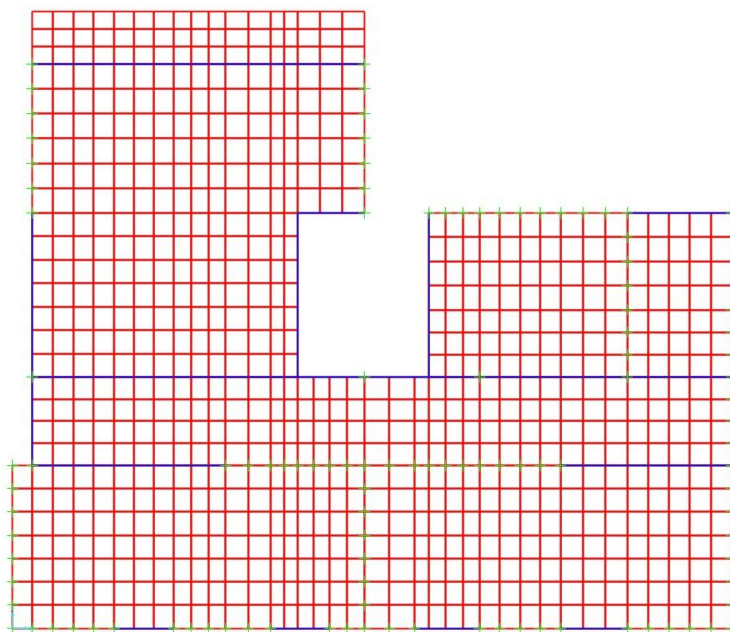
Vpliv	Reakcija [kN]
Lastna in stalna obtežba	+ 7,26
Koristna obtežba	+ 2,38

4.3.2 POZ 8 in POZ 9 (AB plošča in nosilci)

AB plošča (POZ 8) ima predpostavljen trdnostni razred betona C25/30, njena debelina pa znaša 20 cm. Lastno težo plošče upošteva program SAP2000 [23], ostale obtežbe pa so določene v 3. poglavju naloge. Koristno obtežbo po plošči razporedim v obliki šahovnice, saj je taka razporeditev v nekaterih primerih kritična. Zaradi boljše preglednosti so obtežbe zbrane še v spodnji preglednici.

Preglednica 34: Obtežbe na POZ 8 (AB plošča)

Element	Obtežba		
	g [kN/m ²]	q_1 [kN/m ²]	q_2 [kN/m ²]
POZ 8.1	2,54	/	2,50
POZ 8.2	1,70	3,20	/
POZ 8.3	1,70	/	3,20
POZ 8.4	1,70	3,20	/
POZ 8.5	1,70	3,20	/
POZ 8.6	1,70	/	3,20
POZ 8.7	1,70	/	3,20
POZ 8.8	1,70	3,20	/



Slika 40: Računski model POZ 8 (AB plošča) in POZ 9 (AB nosilci)

AB nosilci imajo predviden trdnostni razred betona C25/30, njihove dimenzije pa so zbrane v spodnji preglednici.

Preglednica 35: Dimenzije POZ 9 (AB nosilci)

Element	Dimenzije	
	b [cm]	h [cm]
POZ 9.1	30	60
POZ 9.2	30	30
POZ 9.3	30	60
POZ 9.4	30	50
POZ 9.5	25	50

Obtežbe, ki jih postavim na AB nosilce, so predvsem lastne teže sten, ki se nahajajo nad nosilci. Pri notranjem nosilcu (POZ 9.4) pa se pojavi tudi vpliv stopnic, ki nanj nalegajo v dolžini 1,05 m.

Preglednica 36: Obtežbe na POZ 9 (AB nosilci)

Element	Obtežba		
	g [kN/m]	g_{stop} [kN/m]	q_{stop} [kN/m]
POZ 9.1	4,10	/	/
POZ 9.2	6,03	/	/
POZ 9.3	14,06	/	/
POZ 9.4	/	6,90	2,30
POZ 9.5	/	/	/

Za prenos obtežbe me zanimajo le reakcije v podpori pri POZ 10, ki se prenesejo na AB steber (POZ 10). Te reakcije so za posamezen vpliv prikazane v preglednici 37.

Preglednica 37: Reakcije v podpori pri POZ 10 (AB steber)

Vpliv	Reakcija [kN]
Lastna in stalna obtežba	+ 20,8
Koristna obtežba 1	+ 2,66
Koristna obtežba 2	- 0,39

4.3.3 POZ 10 (AB steber)

AB steber (POZ 10) ima predviden trdnostni razred betona C25/30, njegove dimenzije pa znašajo 30/30 cm. Obtežba na steber, ki deluje s plošče (POZ 8), je določena v preglednici 37. Dodatno obtežbo predstavljajo še reakcije, ki se pojavijo v podpori pri POZ 5 (prikazane so v preglednici 31).



Slika 41: Računski model POZ 10 (AB steber)

Za prenos obtežbe me reakcije v podpori ne zanimajo, saj se te prenesejo na temeljno ploščo, ki pa je v obravnavani nalogi ne preverjam.

5 DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJE

Dimenzioniranje konstrukcije sem opravil predvsem s pomočjo standardov Evrokod in računalniškega programa Excel [24]. Najprej sem iz računskih modelov konstrukcij, izdelanih s pomočjo programa SAP2000 [23], odčital maksimalne obremenitve, ki nastanejo v posameznih elementih konstrukcije zaradi vplivov, določenih v 3. poglavju naloge. Nato sem, glede na obravnavani material, uporabil ustrezen Evrokod in kontroliral vse možne načine porušitve prereзов ter stabilnostne probleme elementov. V nekaterih primerih sem preveril tudi stikovanja elementov, čeprav le ta iz načrtov niso razvidna.

Ko so vse obtežbe definirane in postavljene na konstrukcijo, določimo še vse možne obtežne kombinacije v skladu s standardom [1]. Tu sem uporabil dodatek A1, ki vsebuje pravila in metode za določitev kombinacij vplivov za stavbe in tudi priporočene projektne vrednosti stalnih, spremenljivih in neugodnih vplivov ter faktorje ψ , ki jih je potrebno uporabljati pri projektiranju stavb. Skladno s tem dodatkom upoštevam tudi, da so kombinacije vplivov pri stavbah lahko sestavljene iz največ dveh spremenljivih vplivov.

Preglednica 38: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe (standard [1]: str. 39)

Vpliv	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Koristna obtežba v stavbah			
Kategorija A: bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Obtežba snega na stavbah			
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino pod 1000 m	0,5	0,2	0
Obtežba vetra na stavbah	0,6	0,2	0

Z uvedbo Evrokodov na področje projektiranja konstrukcij je v veljavi koncept dimenzioniranja po metodi mejnih stanj. Ta metoda poleg kontrole mejnega stanja nosilnosti (MSN) vsebuje še kontrolo mejnega stanja uporabnosti (MSU), s katero zadostimo tudi kriterijem uporabnosti in izgleda.

Zahteve mejnega stanja nosilnosti (MSN) konstrukcij v najbolj preprosti obliki zapišemo s splošno neenačbo, ki izraža zahtevo, da mora biti projektna (»design«) vrednost obremenitev (učinkov vplivov E_d) manjša ali enaka od nosilnosti (odpornosti R_d) konstrukcijske komponente (element, prereз, stik):

$$E_d \leq R_d . \quad (20)$$

Dimenzioniranje konstrukcijskih elementov (STR) brez upoštevanja geotehničnih vplivov se preveri z uporabo projektne vrednosti vplivov v spodnji preglednici.

Preglednica 39: Projektne vrednosti vplivov (STR) (standard [1]: str. 41)

Stalni vplivi		Prevladujoči spremenljivi vpliv	Spremljajoči spremenljivi vplivi
Neugodni	Ugodni		
$\gamma_{G,j,sup} \cdot G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} \cdot G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

Določitev projektne obremenitve (E_d) lahko torej zapišemo kot učinek kombinacije vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}'' + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}'' + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (21)$$

Priporočene vrednosti γ so:

$$- \gamma_{G,j,sup} = 1,35,$$

- $\gamma_{G,j,inf} = 1,00$,
- $\gamma_{Q,1} = 1,50$, če je neugodno, sicer 0,00,
- $\gamma_{Q,i} = 1,50$, če je neugodno, sicer 0,00.

Z mejnim stanjem STR tako preverimo notranje odpovedi ali pretirane deformacije konstrukcije oz. konstrukcijskega elementa, pri čemer je odločilna trdnost materiala.

Pri mejnih stanjih uporabnosti (MSU) je potrebno preveriti naslednjo neenačbo:

$$E_d \leq C_d, \quad (22)$$

kjer je:

E_d projektna vrednost učinkov vplivov, navedena v kriteriju uporabnosti in določena na podlagi ustrezne kombinacije,

C_d mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti.

Kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti lahko zapišemo v naslednjih oblikah:

- karakteristična kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}'' + Q_{k,1}'' + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (23)$$

- pogosta kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}'' + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}'' + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (24)$$

- navidezno stalna kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}'' + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (25)$$

V kriterijih uporabnosti se upoštevajo omejitve premikov, ki so določeni v nacionalnem dodatku [2]. Te omejitve so zbrane v spodnji preglednici.

Preglednica 40: Omejitve navpičnih premikov konstrukcij (nacionalni dodatek [2]: str. 4)

Del konstrukcije	Mejne vrednosti pri karakteristični kombinaciji vplivov	
	w_{max}	$w_2 + w_3$
Strehe nasploh	$L/200^*$	$L/250$
Pohodne strehe (ne le pri vzdrževanju)	$L/250$	$L/300$
Stropovi nasploh	$L/250$	$L/300$
Strehe in stropovi, ki nosijo krhke obloge (npr. mavec) in zelo toge predelne stene	$L/300$	$L/350$
Stropovi, ki podpirajo stebre, razen v primerih, če so ti upogibki izračunani pri celoviti analizi konstrukcije	$L/400$	$L/500$
*V primeru, da je w_{max} pomemben za videz konstrukcije	$L/250$	/
L je razpon med podporami ali dvojna dolžina konzole		

Pomen simbolov iz zgoraj preglednice je prikazan na sliki 42.



Slika 42: Shematični prikaz navpičnih upogibkov (standard [1]: str. 43)

Kjer je:

- w_c nadvišanje neobremenjenega konstrukcijskega elementa,
- w_1 začetni del upogibka zaradi stalnih vplivov v ustrezni kombinaciji skladno z enačbami (23) do (25),
- w_2 del upogibka zaradi dolgotrajnega delovanja stalne obtežbe,
- w_3 dodatni del upogibka zaradi spremenljivih vplivov v ustrezni kombinaciji skladno z enačbami (23) do (25),
- w_{tot} celotni upogibek kot vsota w_1 , w_2 in w_3 ,
- w_{max} končni upogibek z upoštevanjem nadvišanja.

Pri mejnih stanjih uporabnosti preverjamo tudi nihanja oz. vibracije, ki lahko povzročajo neugodno počutje uporabnikov in škodijo konstrukciji objektov. Za obravnavani primer kontrolo vibracij opustim in preverjam le pomike konstrukcij.

5.1 Leseni elementi

Projektiranju stavb in gradbenih inženirskih objektov v lesu sta namenjena standard [14] in njegov nacionalni dodatek [15]. V obravnavanem primeru, kjer so vsi leseni elementi iz masivnega lesa, uporabim še standard [19], ki prikazuje razvrstitev masivnega lesa iglavcev (oznaka C) v 12 različnih trdnostnih razredov in masivnega lesa listavcev (oznaka D) v 6 različnih trdnostnih razredov. Kljub širokemu spektru različnih vrst masivnega lesa, glede na trdnostne razrede, se pri stanovanjskih stavbah najpogosteje uporablja masivni les razreda C24 (smreka). Materialne karakteristike lesa, potrebne za izračun, so prikazane v preglednici 1.

Mejno stanje nosilnosti

Enačbo (20) lahko pri lesenih konstrukcijah poenostavimo in med sabo primerjamo maksimalne napetosti zaradi projektne obremenitve (σ_d) s projektnimi trdnostmi (f_d):

$$\sigma_d \leq f_d \quad \text{oziroma} \quad \frac{\sigma_d}{f_d} \leq 1. \quad (26)$$

Ta poenostavitev je posledica predpostavke linearne zveze med napetostmi in deformacijami.

Določitev projektne obremenitve je za vse Evrokode enaka in je opisana v poglavju 5. Projektna nosilnost pa je odvisna od projektnih vrednosti lastnosti materiala X_d (običajno trdnost f_d) in projektnih vrednosti geometrijskih karakteristik prereza oz. elementa a_d , ki so v splošnem kar enake nazivnim vrednostim. Projektno vrednost X_d (oziroma f_d) dobimo po standardu [14] iz karakteristične vrednosti (X_k oz. f_k) z izrazom:

$$X_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M} \quad \text{oziroma} \quad f_d = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}, \quad (27)$$

kjer je:

- γ_M delni faktor za lastnost materiala,
- k_{mod} modifikacijski faktor, s katerim se upoštevata vpliv trajanja obtežbe in vsebnost vlage.

Priporočljiva vrednost delnega faktorja γ_M za masivni les znaša 1,3. Vrednosti k_{mod} za masivni les pa so za posamezni razred uporabnosti in razred trajanja obtežbe prikazane v spodnji preglednici. Kot že omenjeno, je v obravnavanem primeru izbran 2. razred uporabnosti.

Preglednica 41: Vrednosti modifikacijskega faktorja k_{mod} (standard [14]: str. 29)

Material	Razred uporabnosti	Razred trajanja obtežbe				
		Stalni vpliv (P)	Dolgotrajni vpliv (L)	Srednjetrojni vpliv (M)	Kratkotrajni vpliv (S)	Trenutni vpliv (I)
Masivni les	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Kot je razvidno iz zgornje preglednice, imamo pet različnih razredov trajanja obtežb. V preglednici 42 sta za vsak razred trajanja obtežbe navedena red velikosti akumuliranega trajanja karakteristične obtežbe ter praktični primer gradbene obtežbe.

Preglednica 42: Razvrstitev gradbenih obtežb po času delovanja (standard [14]: str. 23)

Razred trajanja obtežbe	Čas delovanja	Primer gradbene obtežbe
Stalni vpliv (P)	Več kot 10 let	Lastna teža
Dolgotrajni vpliv (L)	6 mesecev do 10 let	Skladiščni material
Srednjetrojni vpliv (M)	1 teden do 6 mesecev	Koristna obtežba, sneg
Kratkotrajni vpliv (S)	Manj kot 1 teden	Sneg, veter
Trenutni vpliv (I)		Veter, neugodna obtežba

Če je obtežna kombinacija sestavljena iz vplivov, ki pripadajo različnim razredom trajanja obtežbe, je treba uporabiti vrednost k_{mod} za vpliv z najkrajšim trajanjem, saj bo obravnavana obtežna kombinacija na objektu delovala le tako dolgo, dokler bo na njem najkrajša delujoča obtežba. Izmed več možnih obtežnih kombinacij je merodajna tista, pri kateri je faktor φ največji.

$$\varphi = \frac{r_{d,i}}{k_{mod,i}}, \quad (28)$$

kjer je:

- φ faktor merodajnosti obtežne kombinacije,
- $r_{d,i}$ projektna vrednost posamezne obtežne kombinacije,
- $k_{mod,i}$ modifikacijski faktor, ki pripada posamezni obtežni kombinaciji.

Z ozirom na vrsto obremenitve moramo lesene elemente dimenzionirati na razne načine porušitve, ki so prikazane v nadaljevanju (zberem le načine porušitve, ki nastopijo v obravnavanem primeru).

Centrični nateg v smeri vlaken lesa:

Izpolnjen mora biti naslednji pogoj:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_0} \leq f_{t,0,d}, \quad (29)$$

kjer je:

- $\sigma_{t,0,d}$ projektna natezna napetost v smeri vlaken,
- N_d projektna natezna osna sila v smeri vlaken,
- A_0 oslavljeni prerez elementa,
- $f_{t,0,d}$ projektna natezna trdnost v smeri vlaken.

Centrični tlak v smeri vlaken lesa:

Izpolnjen mora biti naslednji pogoj:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} \leq f_{c,0,d} , \quad (30)$$

kjer je:

- $\sigma_{c,0,d}$ projektna tlačna napetost v smeri vlaken,
- N_d projektna tlačna osna sila v smeri vlaken,
- A prerez elementa,
- $f_{c,0,d}$ projektna tlačna trdnost v smeri vlaken.

Tlak pravokotno na vlakna lesa:

Izpolnjen mora biti naslednji pogoj:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} , \quad (31)$$

kjer je:

- $\sigma_{c,90,d}$ projektna tlačna napetost na kontaktni površini pravokotno na vlakna,
- $F_{c,90,d}$ projektna tlačna sila, ki deluje pravokotno na lesena vlakna,
- A_{ef} efektivna kontaktna površina,
- $k_{c,90}$ faktor, s katerim upoštevamo razporeditev obtežbe, možnost cepitve in stopnjo tlačne deformacije,
- $f_{c,90,d}$ projektna tlačna trdnost pravokotno na vlakna.

Za vrednost $k_{c,90}$ se praviloma vzame 1,0, razen pri razporeditvah elementov, prikazanih v standardu [14] na straneh od 39 do 42.

Upogib:

Izpolnjena morata biti naslednja pogoja (obravnavamo dvoosni upogib):

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 , \quad (32)$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 , \quad (33)$$

kjer sta:

- $\sigma_{m,y,d}$ in $\sigma_{m,z,d}$ projektni upogibni napetosti glede na glavne osi,
- $f_{m,y,d}$ in $f_{m,z,d}$ ustrezni projektni upogibni trdnosti,
- k_m redukcijski faktor, ki upošteva zmanjšanje napetosti zaradi njihove prerazporeditve in vpliva nehomogenosti materiala v prečnem prerezu.

Zaradi predpostavke o linearno - elastičnem obnašanju lesa v natezni in tlačni coni, lahko normalne napetosti zaradi upogibnega momenta okoli posamezne osi (y ali z) zapišemo kot:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} , \quad (34)$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z} , \quad (35)$$

kjer sta:

$M_{y,d}$ in $M_{z,d}$ projektna upogibna momenta okoli osi y in z,
 W_y in W_z odpornostna momenta okrog osi y in z.

Za masivni les s pravokotnim prečnim prerezom se za faktor k_m privzame vrednost 0,7.

Kombinacija upogiba in natega:

Izpolnjena morata biti naslednja pogoja:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (36)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1. \quad (37)$$

Kombinacija upogiba in tlaka:

Izpolnjena morata biti naslednja pogoja:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (38)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1. \quad (39)$$

Strig:

Izpolniti je potrebno naslednji pogoj:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \quad (40)$$

kjer je:

τ_d projektna strižna napetost,
 $f_{v,d}$ projektna strižna trdnost.

Za masivni les pravokotnega prereza se τ_d lahko določi kot:

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_d}{1,34 \cdot b \cdot h}, \quad (41)$$

kjer je:

V_d projektna prečna sila,
 b širina prečnega prereza,
 h višina prečnega prereza.

Torzija:

Izpolnjen mora biti naslednji pogoj:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{shape} \cdot f_{v,d}, \quad (42)$$

kjer je:

$\tau_{tor,d}$ projektna torzijska napetost,
 $f_{v,d}$ projektna strižna trdnost,
 k_{shape} faktor, odvisen od oblike prečnega prereza.

Matematična rešitev torzije pravokotnih prereзов v elastičnem področju je precej zapletena. V priročniku [21] so na strani 5-30 podani zaključeni izrazi v obliki vrste, ki se preko tabelaričnih vrednosti v odvisnosti od razmerja h/b uporabljajo v projektantski praksi.

Faktor k_{shape} za pravokotne prereze določimo z izrazom:

$$k_{shape} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,15 \cdot \frac{h}{b}, \\ 2,0 \end{array} \right. \quad (43)$$

kjer je:

h večja dimenzija prečnega prereza,
 b manjša dimenzija prečnega prereza.

Kombinacija striga in torzije:

Izpolnjen mora biti naslednji pogoj:

$$\frac{\tau_d(V_d)}{f_{v,d}} + \frac{\tau_{tor,d}(M_{tor,d})}{k_{shape} \cdot f_{v,d}} \leq 1. \quad (44)$$

Centrični tlak z upoštevanjem uklona:

Izpolnjen mora biti naslednji pogoj:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c \cdot f_{c,0,d}, \quad (45)$$

kjer je:

k_c uklonski koeficient.

Uklonski koeficient k_c določimo v odvisnosti od relativne vitkosti elementa (λ_{rel}) z izrazi, določenimi v standardu [14], poglavje 6.3.2. Večina podatkov, potrebnih za izračun, se navezuje na materialne karakteristike, spremenljiva podatka pa sta le uklonska dolžina (L_u) in prevez elementa. Uklonske dolžine tako določim naknadno, za vsak element posebej.

Nevarnost uklona v splošnem preverimo za vsako os posebej (y in z) in ga upoštevamo samo, če je $\lambda_{rel} \geq 0,3$.

Bočna zvrnitev:

Zadostiti je potrebno izrazu:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}, \quad (46)$$

kjer je:

k_{crit} faktor, s katerim se v računu upošteva zmanjšanje upogibne trdnosti zaradi bočne zvrnitve.

Faktor k_{crit} določimo v odvisnosti od relativne upogibne vitkosti ($\lambda_{rel,m}$), ki je določena v standardu [14], poglavje 6.3.3. Podobno kot pri relativni vitkosti (λ_{rel}), se večina podatkov potrebnih za izračun, navezuje na materialne karakteristike. Spremenljiva podatka sta tako le efektivna dolžina elementa (L_{ef}) in prevez elementa. Efektivne dolžine določim za vsak element posebej v fazi dimenzioniranja.

Tlačno-upogibna kombinacija:

Izpolnjena morata biti naslednja pogoja:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (47)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1. \quad (48)$$

Upogibno-tlačna kombinacija:

Zadostiti je potrebno izrazu:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1. \quad (49)$$

Pri kontroliranju stikov uporabljam kontrole bočne nosilnosti kovinskih paličastih veznih sredstev, in sicer za zvezo les – les z dvema priključnima ravninama (dvostrizna zveza). Potrebne kontrole so naslednje:

B1) Bočna porušitev lesa okoli veznega sredstva v zunanjem sestavnem elementu:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \leq F_{v,Rd}, \quad (50)$$

kjer je:

- $F_{v,Rd}$ projektna bočna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini,
- $F_{v,Rk}$ karakteristična bočna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini,
- $f_{h,1,k}$ bočna trdnost lesa v zunanjem sestavnem elementu,
- t_1 debelina zunanjega sestavnega elementa,
- d premer veznega sredstva.

B2) Bočna porušitev lesa okoli veznega sredstva v srednjem sestavnem elementu:

$$F_{v,Rk} = 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \leq F_{v,Rd}, \quad (51)$$

kjer je:

- $f_{h,2,k}$ bočna trdnost lesa v srednjem sestavnem elementu,
- t_2 debelina srednjega sestavnega elementa.

B3) Upogib veznega sredstva v srednjem sestavnem elementu:

$$F_{v,Rk} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \leq F_{v,Rd}, \quad (52)$$

kjer je:

- $M_{y,Rk}$ karakteristični moment popolne plastifikacije veznega sredstva,
- $F_{ax,Rk}$ karakteristična osna izvlečna nosilnost veznega sredstva (priporočena vrednost znaša 0),
- β razmerje med bočnimi trdnostmi elementov, določeno z izrazom:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}. \quad (53)$$

B4) Upogib veznega sredstva v vseh treh sestavnih elementih:

$$F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \leq F_{v,Rd} \quad (54)$$

Bočna trdnost lesa in moment popolne plastifikacije sta odvisna od vrste veznega sredstva. Za vijake v zvezi les – les ju določimo z naslednjima izrazoma:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}, \quad (55)$$

kjer je:

$f_{u,k}$ karakteristična natezna trdnost jekla, iz katerega je izdelan vijak.

Če obremenitve veznega sredstva potekajo pod nekim kotom α na lesena vlakna, se bočna trdnost določi z izrazom:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (56)$$

kjer je:

ρ_k karakteristična gostota lesa,

α kot med silo in smerjo vlaken,

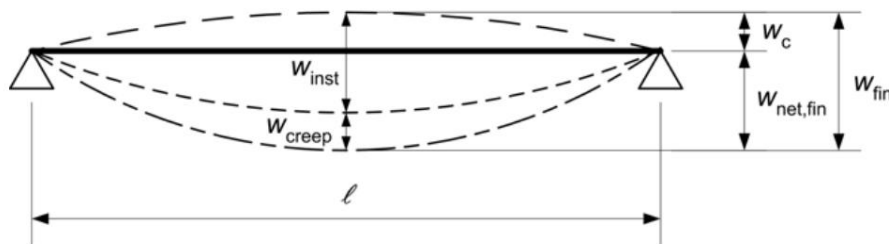
k_{90} koeficient, določen z izrazom:

$$\begin{aligned} k_{90} &= 1,35 + 0,015 \cdot d && \text{za mehek les,} \\ k_{90} &= 0,90 + 0,015 \cdot d && \text{za trd les.} \end{aligned} \quad (57)$$

Mejno stanje uporabnosti

Pri računskih pomikih ločimo:

- trenutne pomike, ki se razvijejo takoj po nanosu obtežbe (w_{inst}),
- pomike zaradi lezenja lesa (w_{creep}),
- končne pomike, ki nastopijo po končanem lezenju (w_{fin}).



Slika 43: Shematični prikaz navpičnih pomikov pri lesenih elementih (standard [14]: str. 58)

Vpliv lezenja na končne pomike lesenih konstrukcij zajamemo s pomočjo koeficienta lezenja k_{def} , ki za masivni les v 2. razredu uporabnosti znaša 0,80.

Za konstrukcije, sestavljene iz elementov z enakim lezenjem in pod predpostavko linearne zveze med vplivi in ustreznimi deformacijami, se za končno deformacijo lahko upošteva izraz:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q_1} + w_{fin,Q_i}, \quad (58)$$

kjer je:

$$\begin{aligned} w_{fin,G} &= w_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) && \text{za stalni vpliv } G, \\ w_{fin,Q_1} &= w_{inst,Q_1} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) && \text{za prevladujoči spremenljivi vpliv } Q_1, \\ w_{fin,Q_i} &= w_{inst,Q_i} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) && \text{za spremljajoče spremenljive vplive } Q_i \ (i > 1). \end{aligned} \quad (59)$$

Opazimo, da se pomiki v končnem času (w_{fin}) določijo za navidezno stalno kombinacijo vplivov po enačbi (25). Pomike v začetnem času (w_{inst}) pa nasprotno določimo za karakteristično kombinacijo vplivov po enačbi (23). Tako velja izraz:

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q_1} + \psi_{0,i} \cdot w_{inst,Q_i} \quad (60)$$

V splošnem morajo biti glede pomikov izpolnjeni naslednji pogoji:

$$\begin{aligned} w_{inst} &\leq w_{inst,lim} \\ w_{net,fin} &\leq w_{net,fin,lim} \\ w_{fin} &\leq w_{fin,lim} \end{aligned} \quad (61)$$

Ker v obravnavanem primeru noben element konstrukcije ni nadvišan ($w_c = 0$), preverjam le prvi dve zahtevi iz sistema neenačb (61). Pri omejitvah pomikov si pomagam s preglednico 40 in spodnjo preglednico, ki se navezuje na lesene elemente.

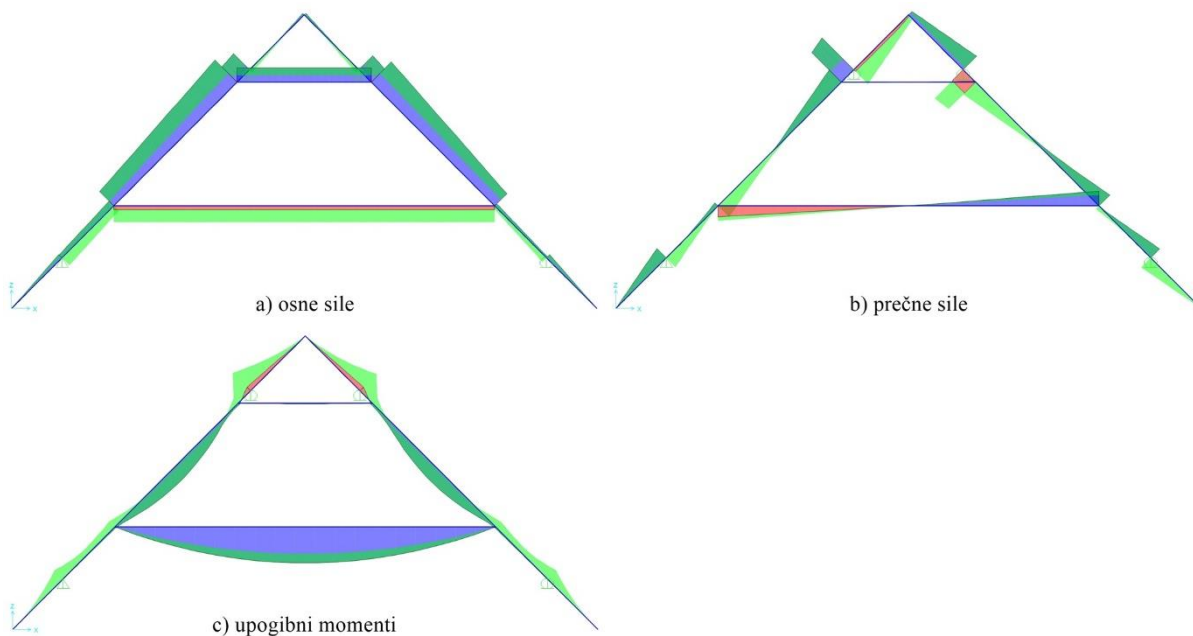
Preglednica 43: Primeri mejnih vrednosti upogibkov nosilcev (standard [14]: str. 58)

Računski model	$w_{inst,lim}$	$w_{net,fin,lim}$
Prostoležeči nosilec	$L/300$ do $L/500$	$L/250$ do $L/350$
Konzolni nosilec	$L/150$ do $L/250$	$L/125$ do $L/175$

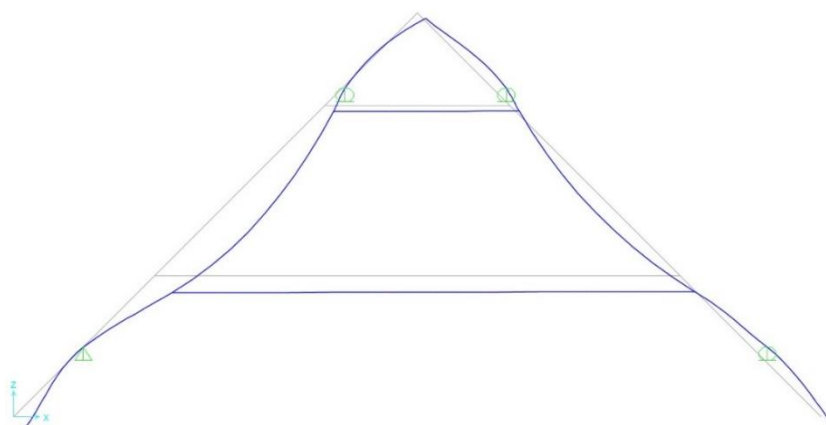
5.1.1 POZ 1 (dvokapnica 1)

Obtežne kombinacije:

MSN1:	$1,35 \cdot g$
MSN2:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_i$
MSN3:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_{ii}$
MSN4:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_{iii}$
MSN5:	$1,0 \cdot g + 1,5 \cdot w_{Z,1}$
MSN6:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_i + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_{S,1}$
MSN7:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_i + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_{J,1}$
MSN8:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_{ii} + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_{S,1}$
MSN9:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_{ii} + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_{J,1}$
MSN10:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_{iii} + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_{S,1}$
MSN11:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_{iii} + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_{J,1}$
MSN12:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{S,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_i$
MSN13:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{S,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_{ii}$
MSN14:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{S,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_{iii}$
MSN15:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{J,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_i$
MSN16:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{J,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_{ii}$
MSN17:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{J,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_{iii}$



Slika 44: Ovojnica obremenitev za POZ 1 (dvokapnica 1)



Slika 45: Pomiki POZ 1 (dvokapnica 1)

5.1.1.1 POZ 1.1 (špirovec)

Obremenitve:

Preglednica 44: Obremenitve za POZ 1.1 (špirovec)

Vrsta obremenitve	Trajanje obtežbe					
	P		M		S	
	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]
$N_{Ed,max,+}$	MSN1	7	MSN2	11,7	MSN6	13,3
$M_{Ed,prp}(N_{Ed,max,+})$	MSN1	0,15	MSN2	0,5	MSN6	0,6
$N_{Ed,max,-}$	MSN1	- 0,7	MSN4	- 1,8	MSN17	- 4,4
$M_{Ed,prp}(N_{Ed,max,-})$	MSN1	0,5	MSN4	1,2	MSN17	0,8
$M_{Ed,max}$	MSN1	1,3	MSN4	2,5	MSN10	2,9
$N_{Ed,prp}(M_{Ed,max})$	MSN1	4,8	MSN4	8	MSN10	9,3
$V_{Ed,max}$	MSN1	3,8	MSN2	6,8	MSN6	7,6

Kontrole MSN:

Kontrole mejnega stanja nosilnosti izvedem kar za oslabljeni prerez (stik špirovec – lega), ki znaša 10/16 cm. Tak pristop si lahko privoščim, saj kontroliram že izbrani prerez špirovca. Uklonska dolžina L_u znaša 125 cm (območje tlaka), efektivna dolžina L_{ef} pa 451 cm (razdalja med podporama).

Preglednica 45: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 1.1 (špirovec)

Kombinacija obremenitev	Kontrole nosilnosti prereza – izkoriščenost v [%]					
	Centrični nateg v smeri vlaken	Centrični tlak v smeri vlaken	Enoosni upogib	Strig	Enoosni upogib z natezno silo	Enoosni upogib s tlačno silo
$N_{Ed,max,+} + M_{Ed,prp}(N_{Ed,max,+})$	9	/	8	/	17	/
$N_{Ed,max,-} + M_{Ed,prp}(N_{Ed,max,-})$	/	2	11	/	/	11
$M_{Ed,max} + N_{Ed,prp}(M_{Ed,max})$	6	/	41	/	47	/
$V_{Ed,max}$	/	/	/	62	/	/

Preglednica 46: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 1.1 (špirovec)

Kombinacija obremenitev	Kontrole stabilnosti elementa – izkoriščenost v [%]				
	Uklon okoli y osi	Uklon okoli z osi	Bočna zvrnitev	Tlačno-upogibna kombinacija	Upogibno-tlačna kombinacija
$N_{Ed,max,+} + M_{Ed,prp}(N_{Ed,max,+})$	/	/	N.N.	/	/
$N_{Ed,max,-} + M_{Ed,prp}(N_{Ed,max,-})$	2	2	N.N.	13	/
$M_{Ed,max} + N_{Ed,prp}(M_{Ed,max})$	/	/	N.N.	/	/

Oznaka N.N. pomeni: »Ni nevarnosti«.

Kontrole MSU:

Pri kontrolah pomikov označim z u pomik v smeri X, z v pomik v smeri Y in z w pomik v smeri Z. Kontroliram le najbolj kritične pomike konstrukcije.

Preglednica 47: Pomiki POZ 1.1 (špirovec)

Vpliv	w_{inst} [mm]
Lastna in stalna obtežba	- 0,88
Sneg i	- 0,74
Sneg ii	- 0,10
Sneg iii	- 1,0
Vzhodni veter (dvokapnica 1)	+ 0,15
Zahodni veter (dvokapnica 1)	+ 0,27
Severni veter (dvokapnica 1)	- 0,68
Južni veter (dvokapnica 1)	+ 0,56

$$w_{inst} = 0,88 + 1,0 + 0,6 \cdot 0,68 = 2,3 \text{ mm} \leq \frac{4510}{300} = 15,0 \text{ mm} \checkmark \quad (62)$$

$$w_{net,fin} = 1,8 \cdot 0,88 + 1,0 + 0,6 \cdot 0,68 = 3,0 \text{ mm} \leq \frac{4510}{250} = 18,0 \text{ mm} \checkmark \quad (63)$$

5.1.1.2 POZ 1.2 (spodnje škarje)

Obremenitve:

Preglednica 48: Obremenitve za POZ 1.2 (spodnje škarje)

Vrsta obremenitve	Trajanje obtežbe					
	P		M		S	
	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]
$N_{Ed,max}$	MSN1	- 4,2	MSN2	- 6,6	MSN7	- 6,8
$M_{Ed,max}$	MSN1	4,1	MSN2	4,1	MSN7	4,1
$V_{Ed,max}$	MSN1	2,5	MSN2	2,5	MSN7	2,5

Kontrole MSN:

Uklonska dolžina L_u in efektivna dolžina L_{ef} znašata 648 cm (celotna dolžina).

Preglednica 49: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 1.2 (spodnje škarje)

Kombinacija obremenitev	Kontrole nosilnosti prereza – izkoriščenost v [%]					
	Centrični nateg v smeri vlaken	Centrični tlak v smeri vlaken	Enoosni upogib	Strig	Enoosni upogib z natezno silo	Enoosni upogib s tlačno silo
$N_{Ed,max} + M_{Ed,max}$	/	3	46	/	/	46
$V_{Ed,max}$	/	/	/	20	/	/

Preglednica 50: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 1.2 (spodnje škarje)

Kombinacija obremenitev	Kontrole stabilnosti elementa – izkoriščenost v [%]				
	Uklon okoli y osi	Uklon okoli z osi	Bočna zvrnitev	Tlačno-upogibna kombinacija	Upogibno-tlačna kombinacija
$N_{Ed,max} + M_{Ed,max}$	11	53	52	85	80

Kontrole MSU:

Preglednica 51: Pomiki POZ 1.2 (spodnje škarje)

Vpliv	w_{inst} [mm]
Lastna in stalna obtežba	- 20
Sneg i	- 0,20
Sneg ii	- 0,14
Sneg iii	- 0,17
Vzhodni veter (dvokapnica 1)	+ 0,02
Zahodni veter (dvokapnica 1)	+ 0,04
Severni veter (dvokapnica 1)	- 0,07
Južni veter (dvokapnica 1)	+ 0,06

$$w_{inst} = 20 + 0,20 + 0,6 \cdot 0,07 = 20 \text{ mm} \leq \frac{6480}{300} = 22 \text{ mm} \checkmark \quad (64)$$

$$w_{net,fin} = 1,8 \cdot 20 + 0,20 + 0,6 \cdot 0,07 = 36 \text{ mm} \leq \frac{6480}{250} = 26 \text{ mm} \times \quad (65)$$

Za izpolnitev pogoja (65) bi bilo potrebno povečati prečni prerez škarij na 8/20 cm. V tem primeru bi $w_{net,fin}$ znašal 23 mm.

5.1.1.3 POZ 1.3 (zgornje škarje)

Obremenitve:

Preglednica 52: Obremenitve za POZ 1.3 (zgornje škarje)

Vrsta obremenitve	Trajanje obtežbe					
	P		M		S	
	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]
$N_{Ed,max}$	MSN1	3,5	MSN2	5,5	MSN6	6

Kontrole MSN:

Pri kontroli natega upoštevam oslabitev prereza zaradi vijaka v stiku špirovec – škarje. Izbrani vijak je M16, pri katerem premer odprtine znaša 17 mm. Oslabitev je tako velikosti 15,3 cm².

Preglednica 53: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 1.3 (zgornje škarje)

Kombinacija obremenitev	Kontrole nosilnosti prereza – izkoriščenost v [%]					
	Centrični nateg v smeri vlaken	Centrični tlak v smeri vlaken	Enoosni upogib	Strig	Enoosni upogib z natezno silo	Enoosni upogib s tlačno silo
$N_{Ed,max}$	4	/	/	/	/	/

Kontrole MSU:

Preglednica 54: Pomiki POZ 1.3 (zgornje škarje)

Vpliv	w_{inst} [mm]
Lastna in stalna obtežba	- 0,20
Sneg i	- 0,12
Sneg ii	- 0,09
Sneg iii	- 0,10
Vzhodni veter (dvokapnica 1)	+ 0,02
Zahodni veter (dvokapnica 1)	+ 0,03
Severni veter (dvokapnica 1)	- 0,03
Južni veter (dvokapnica 1)	+ 0,02

$$w_{inst} = 0,2 + 0,12 + 0,6 \cdot 0,03 = 0,34 \text{ mm} \leq \frac{2280}{300} = 7,6 \text{ mm} \checkmark \quad (66)$$

$$w_{net,fin} = 1,8 \cdot 0,2 + 0,12 + 0,6 \cdot 0,03 = 0,50 \text{ mm} \leq \frac{2280}{250} = 9,1 \text{ mm} \checkmark \quad (67)$$

5.1.1.4 Stik POZ 1.1 – POZ 4.1 (špirovec – vmesna lega)

Obremenitve:

Preglednica 55: Obremenitve za stik POZ 1.1 – POZ 4.1 (špirovec – vmesna lega)

Vrsta obremenitve	Trajanje obtežbe					
	P		M		S	
	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]
$F_{Ed,max}$	MSN1	7,3	MSN2	13,7	MSN6	15,5

Kontrole MSN:

V tem primeru kontroliram tlačne napetosti pravokotno na vlakna, zato me zanima faktor $k_{c,90}$. Za nosilce, ki segajo preko podpor, se faktor $k_{c,90}$ pri vmesnih podporah lahko izračuna z izrazom:

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250}\right) \cdot \left(1 + \frac{h}{6 \cdot l}\right) = \left(2,38 - \frac{100}{250}\right) \cdot \left(1 + \frac{240}{6 \cdot 100}\right) = 2,77, \quad (68)$$

kjer je:

l kontaktna dolžina ležišča (predstavlja širino špirovca 10 cm),

h višina elementa (predstavlja višino vmesne lege 24 cm).

Preglednica 56: Kontrola kontaktnih napetosti za stik POZ 1.1 – POZ 4.1 (špirovec – vmesna lega)

Kombinacija obremenitev	Kontrola kontaktnih napetosti – izkoriščenost v [%]	
	Tlačne napetosti pravokotno na vlakna	
$F_{Ed,max}$	65	

5.1.1.5 Stik POZ 1.1 – POZ 1.2 (špirovec – spodnje škarje)

Obremenitve:

Preglednica 57: Obremenitve za stik POZ 1.1 – POZ 1.2 (špirovec – spodnje škarje)

Vrsta obremenitve	Trajanje obtežbe					
	P		M		S	
	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]
$N_{Ed,max}$	MSN1	- 4,2	MSN2	- 6,6	MSN7	- 6,8
$V_{Ed,max}$	MSN1	2,5	MSN2	2,5	MSN7	2,5

Kontrola MSN:

Izberem vijak M16 s trdnostnim razredom 4.6.

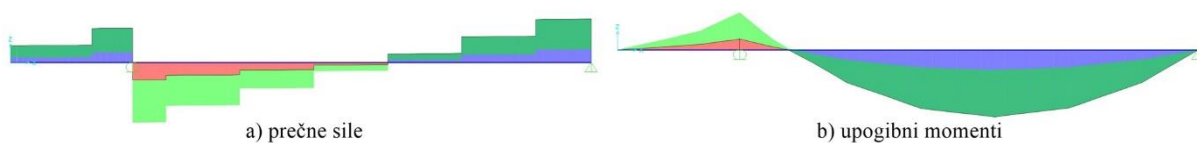
Preglednica 58: Kontrola dvostrizne zveze za stik POZ 1.1 – POZ 1.2 (špirovec – spodnje škarje)

Kombinacija obremenitev	Kontrola dvostrizne zveze – izkoriščenost v [%]			
	B1	B2	B3	B4
$N_{Ed,max} + V_{Ed,max}$	42	38	72	50

5.1.2 POZ 3 (slemenska lega pri dvokapnici 2)

Obtežne kombinacije:

$$\begin{aligned}
 \text{MSN1:} & & & 1,35 \cdot g \\
 \text{MSN2:} & & & 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_i \\
 \text{MSN3:} & & & 1,0 \cdot g + 1,5 \cdot w_{Z,2} \\
 \text{MSN4:} & & & 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_i + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_{V,2} \\
 \text{MSN5:} & & & 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{V,2} + 1,5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_i
 \end{aligned}$$



Slika 46: Ovojnica obremenitev za POZ 3 (slemenska lega)



Slika 47: Pomiki POZ 3 (slemenska lega)

Obremenitve:

Preglednica 59: Obremenitve za POZ 3 (slemenska lega)

Vrsta obremenitve	Trajanje obtežbe					
	P		M		S	
	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]
$M_{Ed,max}$	MSN1	46	MSN2	85	MSN4	90
$V_{Ed,max}$	MSN1	41	MSN2	76	MSN4	81

Kontrole MSN:

Efektivna dolžina L_{ef} znaša 785 cm (celotna dolžina).

Preglednica 60: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 3 (slemenska lega)

Kombinacija obremenitev	Kontrole nosilnosti prereza – izkoriščenost v [%]					
	Centrični nateg v smeri vlaken	Centrični tlak v smeri vlaken	Enoosni upogib	Strig	Enoosni upogib z natezno silo	Enoosni upogib s tlačno silo
$M_{Ed,max}$	/	/	88	/	/	/
$V_{Ed,max}$	/	/	/	89	/	/

Preglednica 61: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 3 (slemenska lega)

Kombinacija obremenitev	Kontrole stabilnosti elementa – izkoriščenost v [%]				
	Uklon okoli y osi	Uklon okoli z osi	Bočna zvrnitev	Tlačno-upogibna kombinacija	Upogibno-tlačna kombinacija
$M_{Ed,max}$	/	/	N.N.	/	/

Kontrole MSU:

Preglednica 62: Pomiki POZ 3 (slemenska lega)

Vpliv	w_{inst} [mm]
Lastna in stalna obtežba	- 21
Sneg i	- 16
Sneg ii	- 12
Sneg iii	- 12
Vzhodni veter (dvokapnica 2)	- 3,6
Zahodni veter (dvokapnica 2)	+ 3,0
Severni veter (dvokapnica 2)	+ 1,4
Južni veter (dvokapnica 2)	+ 2,5

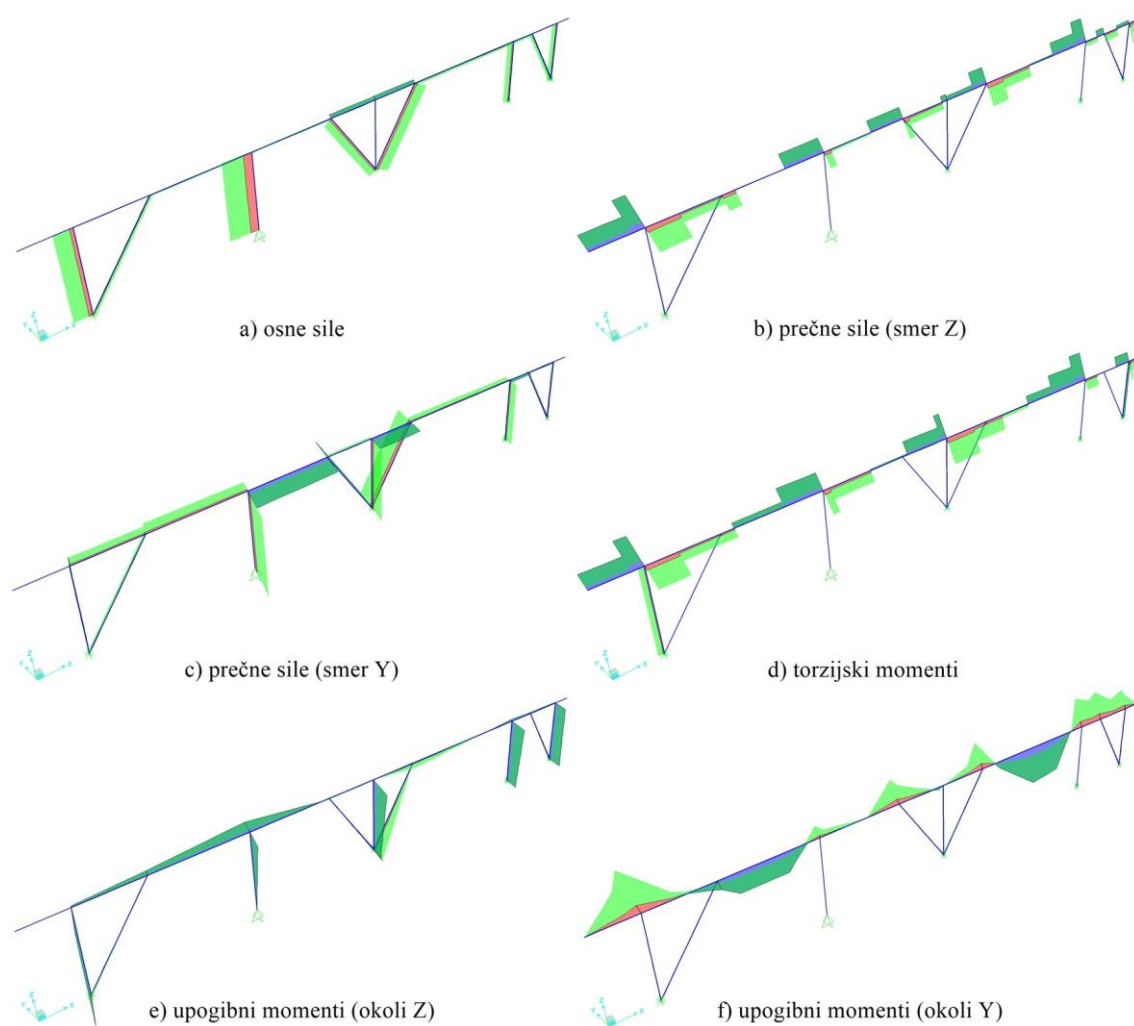
$$w_{inst} = 21 + 16 + 0,6 \cdot 3,6 = 39 \text{ mm} \leq \frac{6200}{300} = 21 \text{ mm} \times \quad (69)$$

$$w_{net,fin} = 1,8 \cdot 21 + 16 + 0,6 \cdot 3,6 = 56 \text{ mm} \leq \frac{6200}{250} = 25 \text{ mm} \times \quad (70)$$

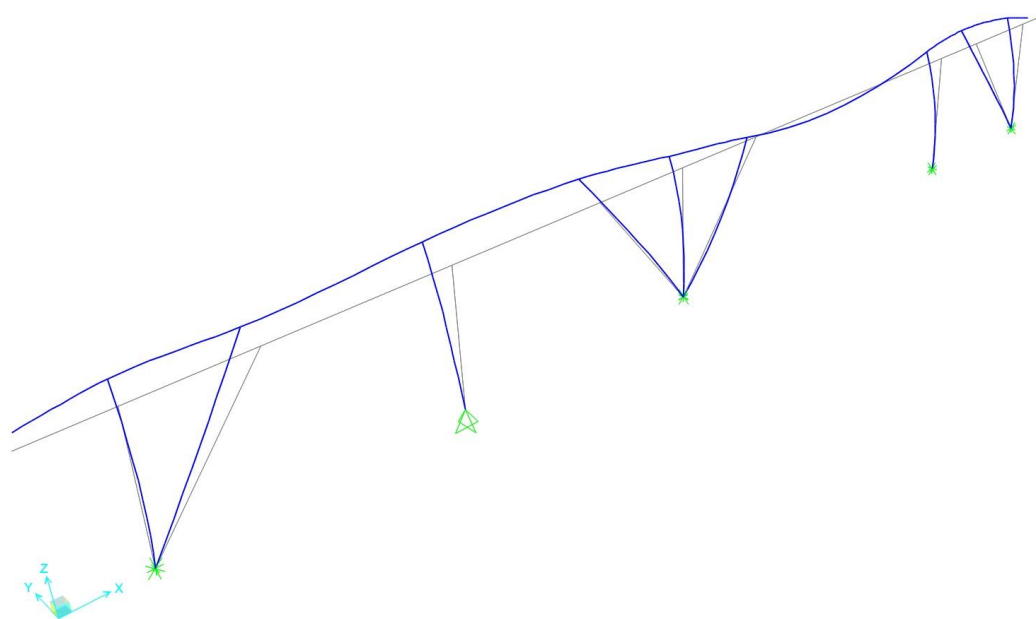
Za izpolnitev pogojev (69) in (70) bi bilo potrebno prerez slemenske lege povečati na 20/35 cm. V tem primeru bi w_{inst} znašal 16,4 mm, $w_{net,fin}$ pa 24 mm. Zavedam se, da je ta rešitev praktično neugodna, zato bi v tem primeru raje spremenil celoten statični sistem in med obstoječi podpori dodal še eno. Ali pa bi zamenjal lesen nosilec z jeklenim okvirjem, s katerim bi se rešil dodatne podpore na sredini.

5.1.3 POZ 4 (sistem podpor pri dvokapnici 1)**Obtežne kombinacije:**

MSN1:	$1,35 \cdot g$
MSN2:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_i$
MSN3:	$1,0 \cdot g + 1,5 \cdot (w_{Z,1} + w_{Z,2})$
MSN4:	$1,0 \cdot g + 1,5 \cdot (w_{J,1} + w_{J,2})$
MSN5:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_i + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_{V,2}$
MSN6:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_i + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_{S,1}$
MSN7:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{V,2} + 1,5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_i$
MSN8:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{S,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_i$



Slika 48: Ovojnice obremenitev POZ 4 (sistem podpor pri dvokapnici 1)



Slika 49: Pomiki POZ 4 (sistem podpor pri dvokapnici 1)

5.1.3.1 POZ 4.1 (vmesna lega)

Obremenitve:

Preglednica 63: Obremenitve za POZ 4.1 (vmesna lega)

Vrsta obremenitve	Trajanje obtežbe					
	P		M		S	
	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]
$N_{Ed,max}$	MSN1	11,6	MSN2	21	MSN6	24
$M_{z,Ed,príp}(N_{Ed,max})$	MSN1	0,7	MSN2	1,3	MSN6	1,5
$M_{y,Ed,príp}(N_{Ed,max})$	MSN1	6,8	MSN2	12,1	MSN6	13,7
$M_{y,Ed,max}$	MSN1	8,8	MSN2	15,8	MSN6	17,9
$M_{z,Ed,príp}(M_{y,Ed,max})$	MSN1	0,3	MSN2	0,6	MSN6	0,7
$N_{Ed,príp}(M_{y,Ed,max})$	MSN1	- 8,2	MSN2	- 14,4	MSN6	- 16
$M_{z,Ed,max}$	MSN1	1,3	MSN2	2,4	MSN6	2,7
$M_{y,Ed,príp}(M_{z,Ed,max})$	MSN1	2,6	MSN2	4,6	MSN6	5,3
$N_{Ed,príp}(M_{z,Ed,max})$	MSN1	- 3,3	MSN2	- 5,6	MSN6	- 6,1
$M_{x,Ed,max}$	MSN1	1,5	MSN2	2,8	MSN6	3,2
$V_{z,Ed,príp}(M_{x,Ed,max})$	MSN1	16,8	MSN2	30	MSN6	34
$V_{y,Ed,príp}(M_{x,Ed,max})$	MSN1	0,2	MSN2	0,5	MSN6	0,5
$V_{z,Ed,max}$	MSN1	16,8	MSN2	30	MSN6	34
$V_{y,Ed,príp}(V_{z,Ed,max})$	MSN1	0,2	MSN2	0,5	MSN6	0,5
$M_{x,Ed,príp}(V_{z,Ed,max})$	MSN1	1,5	MSN2	2,8	MSN6	3,2
$V_{y,Ed,max}$	MSN1	0,7	MSN2	1,3	MSN6	1,5
$V_{z,Ed,príp}(V_{y,Ed,max})$	MSN1	7,1	MSN2	12,5	MSN6	14
$M_{x,Ed,príp}(V_{y,Ed,max})$	MSN1	0,05	MSN2	0,1	MSN6	0,1

Kontrola MSN:

Uklonska dolžina L_u znaša 490 cm (območje tlaka), efektivna dolžina L_{ef} pa 815 cm (celoten element).

Preglednica 64: Kontrola nosilnosti prereza za POZ 4.1 (vmesna lega), 1. del

Kombinacija obremenitev	Kontrola nosilnosti prereza – izkoriščenost v [%]				
	Centrični nateg v smeri vlaken	Centrični tlak v smeri vlaken	Dvoosni upogib	Dvoosni upogib z natezno silo	Dvoosni upogib s tlačno silo
$N_{Ed,max} + M_{z,Ed,príp}(N_{Ed,max}) + M_{y,Ed,príp}(N_{Ed,max})$	2	/	16	18	/
$M_{y,Ed,max} + M_{z,Ed,príp}(M_{y,Ed,max}) + N_{Ed,príp}(M_{y,Ed,max})$	/	1	20	/	20
$M_{z,Ed,max} + M_{y,Ed,príp}(M_{z,Ed,max}) + N_{Ed,príp}(M_{z,Ed,max})$	/	1	8	/	8

Preglednica 65: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 4.1 (vmesna lega), 2. del

Kombinacija obremenitev	Kontrole nosilnosti prereza – izkoriščenost v [%]		
	Strig	Torzija	Strig v kombinaciji s torzijo
$M_{x,Ed,max} + V_{z,Ed,prp}(M_{x,Ed,max}) + V_{y,Ed,prp}(M_{x,Ed,max})$	38	31	69
$V_{z,Ed,max} + V_{y,Ed,prp}(V_{z,Ed,max}) + M_{x,Ed,prp}(V_{z,Ed,max})$	38	31	69
$V_{y,Ed,max} + V_{z,Ed,prp}(V_{y,Ed,max}) + M_{x,Ed,prp}(V_{y,Ed,max})$	16	1	17

Preglednica 66: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 4.1 (vmesna lega)

Kombinacija obremenitev	Kontrole stabilnosti elementa – izkoriščenost v [%]				
	Uklon okoli y osi	Uklon okoli z osi	Bočna zvrnitev	Tlačno-upogibna kombinacija	Upogibno-tlačna kombinacija
$N_{Ed,max} + M_{z,Ed,prp}(N_{Ed,max}) + M_{y,Ed,prp}(N_{Ed,max})$	/	/	N.N.	/	/
$M_{y,Ed,max} + M_{z,Ed,prp}(M_{y,Ed,max}) + N_{Ed,prp}(M_{y,Ed,max})$	2	3	N.N.	22	/
$M_{z,Ed,max} + M_{y,Ed,prp}(M_{z,Ed,max}) + N_{Ed,prp}(M_{z,Ed,max})$	1	1	N.N.	9	/

Kontrole MSU:

Preglednica 67: Pomiki za POZ 4.1 (vmesna lega)

Vpliv	w_{inst} [mm]	v_{inst} [mm]
Lastna in stalna obtežba	- 2,4	+ 2,4
Sneg i	- 1,7	+ 1,9
Vzhodni veter (dvokapnica 1)	+ 0,18	- 0,18
Zahodni veter (dvokapnica 1 in 2)	+ 0,31	- 0,35
Severni veter (dvokapnica 1)	- 0,85	+ 0,88
Južni veter (dvokapnica 1 in 2)	+ 0,74	- 0,83

$$w_{inst} = 2,4 + 1,7 + 0,6 \cdot 0,85 = 4,6 \text{ mm} \leq \frac{4000}{300} = 13 \text{ mm} \checkmark \quad (71)$$

$$w_{net,fin} = 1,8 \cdot 2,4 + 1,7 + 0,6 \cdot 0,85 = 6,5 \text{ mm} \leq \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm} \checkmark \quad (72)$$

$$v_{inst} = 2,4 + 1,9 + 0,6 \cdot 0,88 = 4,8 \text{ mm} \leq \frac{3400}{300} = 11 \text{ mm} \checkmark \quad (73)$$

$$v_{net,fin} = 1,8 \cdot 2,4 + 1,9 + 0,6 \cdot 0,88 = 6,8 \text{ mm} \leq \frac{3400}{250} = 14 \text{ mm} \checkmark \quad (74)$$

5.1.3.2 POZ 4.2 (soha)

Obremenitve:

Preglednica 68: Obremenitve za POZ 4.2 (soha)

Vrsta obremenitve	Trajanje obtežbe					
	P		M		S	
	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]
$N_{Ed,max}$	MSN1	- 58	MSN2	- 107	MSN6	- 111
$M_{Ed,max}$	MSN1	1,8	MSN2	3,4	MSN6	3,8
$V_{Ed,max}$	MSN1	1,1	MSN2	2,0	MSN6	2,2

Kontrole MSN:Uklonska dolžina L_u in efektivna dolžina L_{ef} znašata 170 cm (celotna dolžina).

Preglednica 69: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 4.2 (soha)

Kombinacija obremenitev	Kontrole nosilnosti prereza – izkoriščenost v [%]					
	Centrični nateg v smeri vlaken	Centrični tlak v smeri vlaken	Enoosni upogib	Strig	Enoosni upogib z natezno silo	Enoosni upogib s tlačno silo
$N_{Ed,max} + M_{Ed,max}$	/	21	17	/	/	22
$V_{Ed,max}$	/	/	/	7	/	/

Preglednica 70: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 4.2 (soha)

Kombinacija obremenitev	Kontrole stabilnosti elementa – izkoriščenost v [%]				
	Uklon okoli y osi	Uklon okoli z osi	Bočna zvrnitev	Tlačno-upogibna kombinacija	Upogibno-tlačna kombinacija
$N_{Ed,max} + M_{Ed,max}$	22	22	N.N.	39	/
$V_{Ed,max}$	/	/	/	/	/

Kontrole MSU:

Preglednica 71: Pomiki POZ 4.2 (soha)

Vpliv	u_{inst} [mm]	v_{inst} [mm]
Lastna in stalna obtežba	+ 0,83	+ 2,4
Sneg i	+ 0,59	+ 1,9
Vzhodni veter (dvokapnica 1)	- 0,06	- 0,18
Zahodni veter (dvokapnica 1 in 2)	- 0,11	- 0,35
Severni veter (dvokapnica 1)	+ 0,30	+ 0,87
Južni veter (dvokapnica 1 in 2)	- 0,25	- 0,82

$$u_{inst} = 0,83 + 0,59 + 0,6 \cdot 0,30 = 1,6 \text{ mm} \leq \frac{1700}{300} = 5,7 \text{ mm} \checkmark \quad (75)$$

$$u_{net,fin} = 1,8 \cdot 0,83 + 0,59 + 0,6 \cdot 0,30 = 2,3 \text{ mm} \leq \frac{1700}{250} = 6,8 \text{ mm} \checkmark \quad (76)$$

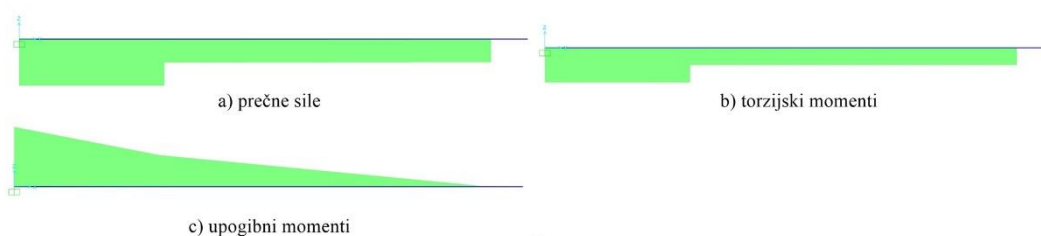
$$v_{inst} = 2,4 + 1,9 + 0,6 \cdot 0,87 = 4,8 \text{ mm} \leq \frac{1700}{300} = 5,7 \text{ mm} \checkmark \quad (77)$$

$$v_{net,fin} = 1,8 \cdot 2,4 + 1,9 + 0,6 \cdot 0,87 = 6,7 \text{ mm} \leq \frac{1700}{250} = 6,8 \text{ mm} \checkmark \quad (78)$$

5.1.4 POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)

Obtežne kombinacije:

MSN1:	$1,35 \cdot g$
MSN2:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_{iii}$
MSN3:	$1,0 \cdot g + 1,5 \cdot w_{Z,1}$
MSN4:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_{iii} + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_{J,1}$
MSN5:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{J,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_{iii}$



Slika 50: Ovojnica obremenitev za POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)



Slika 51: Pomiki POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)

Obremenitve:

Preglednica 72: Obremenitve za POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)

Vrsta obremenitve	Trajanje obtežbe					
	P		M		S	
	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]
$M_{y,Ed,max}$	MSN1	1,9	MSN2	4,5	MSN4	5,5
$V_{Ed,max}$	MSN1	4,5	MSN2	10,7	MSN4	12,9
$M_{x,Ed,max}$	MSN1	0,5	MSN2	1,3	MSN4	1,6

Kontrole MSN:

Efektivna dolžina L_{ef} znaša 70 cm (celotna dolžina).

Preglednica 73: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)

Kombinacija obremenitev	Kontrole nosilnosti prereza – izkoriščenost v [%]					
	Centrični nateg v smeri vlaken	Centrični tlak v smeri vlaken	Enoosni upogib	Strig	Torzija	Strig v kombinaciji s torzijo
$M_{Ed,max}$	/	/	25	/	/	/
$V_{Ed,max} + M_{x,Ed,max}$	/	/	/	42	48	90

Preglednica 74: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)

Kombinacija obremenitev	Kontrole stabilnosti elementa – izkoriščenost v [%]				
	Uklon okoli y osi	Uklon okoli z osi	Bočna zvrnitev	Tlačno-upogibna kombinacija	Upogibno-tlačna kombinacija
$M_{Ed,max}$	/	/	N.N.	/	/

Kontrole MSU:

Preglednica 75: Pomiki za POZ 5 (kapna lega pri dvokapnici 1)

Vpliv	w_{inst} [mm]
Lastna in stalna obtežba	- 0,19
Sneg iii	- 0,24
Zahodni veter (dvokapnica 1)	+ 0,12
Južni veter (dvokapnica 1)	- 0,14

$$w_{inst} = 0,19 + 0,24 + 0,6 \cdot 0,14 = 0,51 \text{ mm} \leq \frac{700}{150} = 4,7 \text{ mm} \checkmark \quad (79)$$

$$w_{net,fin} = 1,8 \cdot 0,19 + 0,24 + 0,6 \cdot 0,14 = 0,67 \text{ mm} \leq \frac{700}{125} = 5,6 \text{ mm} \checkmark \quad (80)$$

5.2 Jekleni elementi

Projektiranju jeklenih konstrukcij sta namenjena standard [11] in njegov nacionalni dodatek [12]. Pri jeklu je poleg trdnosti materiala zelo pomembna tudi meja plastičnosti f_y . Glede na uporabo in vrsto obtežbe pa morajo jekla za konstrukcije imeti še druge lastnosti in to pri različnih temperaturah: odpornost proti krhkemu lomu, odpornost proti staranju, korozijsko odpornost, itd. Materialne karakteristike jekla, potrebne za izračun, so prikazane v preglednici 2.

Mejno stanje nosilnosti

Prečni prerezi elementov jeklenih konstrukcij so običajno sestavljeni iz razmeroma vitkih pločevin, zato je ena od njihovih glavnih značilnosti odpornost proti lokalnemu izbočenju oz. kompaktnost. Jekleni prečni prerezi so tako razvrščeni v štiri razrede kompaktnosti, ki so definirani glede na razmerje širine proti debelini tlačnih delov prečnih prerezov. Na splošno se različni tlačno obremenjeni deli prečnega prereza (npr. stojina ali pasnica) lahko razvrščajo v različne razrede, prečni prerez pa je razvrščen glede na najvišji (najneugodnejši) razred kompaktnosti. V standardu [11] so v preglednici 5.2 in 5.3. zbrani izrazi za določitev razreda kompaktnosti stojine in pasnic. Za izračun potrebujemo le geometrijske podatke prečnega prereza ter podatek o deformaciji ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}. \quad (81)$$

Pri določanju projektne nosilnosti prečnih prereзов se uporablja delni faktor odpornosti $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,0$, pomemben podatek pa je tudi razred kompaktnosti prečnega prereза. V nadaljevanju zapišem potrebne kontrole MSN, ki jih upoštevam v obravnavanem primeru.

Upogib:

Izpolniti je potrebno naslednji pogoj:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} , \quad (82)$$

kjer je:

$M_{c,Rd}$ projektna upogibna nosilnost, določena s spodnjimi izrazi:

$$\begin{aligned} M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} &= \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} && \text{za 1. in 2. razred kompaktnosti,} \\ M_{c,Rd} = M_{el,Rd} &= \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} && \text{za 3. razred kompaktnosti,} \\ M_{c,Rd} &= \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} && \text{za 4. razred kompaktnosti,} \end{aligned} \quad (83)$$

kjer je:

W_{pl} plastični odpornostni moment prečnega prereза,
 W_{el} elastični odpornostni moment prečnega prereза,
 W_{eff} efektivni odpornostni moment prečnega prereза.

Strig:

Izpolniti je potrebno naslednji pogoj:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} , \quad (84)$$

kjer je:

$V_{c,Rd}$ projektna strižna nosilnost.

V primeru, ko gre za kompaktno stojino in torzija ni prisotna, se $V_{c,Rd}$ določi s spodnjim izrazom:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} , \quad (85)$$

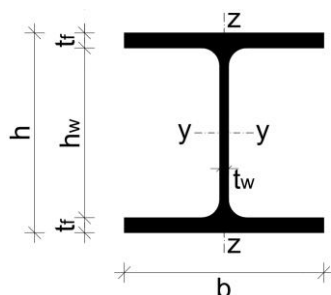
kjer je:

A_v površina strižnega prereза.

Za vroče valjane profile H prereза se A_v določi kot:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w . \quad (86)$$

Pomen geometrijskih oznak je prikazan na sliki 52, faktor η pa za jekla od S 235 do S 460 znaša 1,2.



Slika 52: Geometrijske oznake jeklenega prečnega prereza oblike H

Kompaktnost stojine preverimo z naslednjim izrazom:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (87)$$

Kombinacija upogiba in striga:

Vpliva prečnih sil na projektno upogibno nosilnost prereza ni potrebno upoštevati, če velja:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (88)$$

Bočna zvrnitev:

Izpolniti je potrebno naslednji pogoj:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (89)$$

kjer je:

χ_{LT} redukcijski faktor pri bočni zvrnitvi.

Postopek določitve faktorja χ_{LT} je opisan v standardu [11] pod točko 6.3.2 na strani 61 in v priložniku [21] na straneh od 3-48 do 3-56. Potrebno je poznati potek momentov (ta je razviden iz slike 53) in efektivno dolžino L_{ef} , ki predstavlja razmak med bočnimi podporami. Ostali podatki so odvisni predvsem od kvalitete jekla in prečnega prereza elementa.

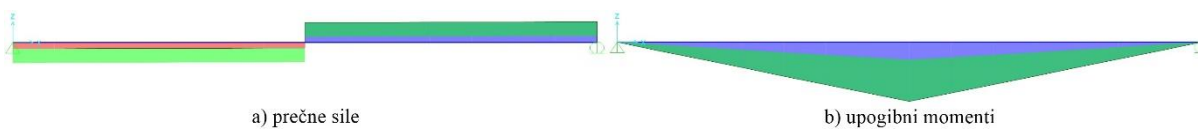
Mejno stanje uporabnosti

Ker upogibi predstavljajo reverzibilna stanja, se za račun pomikov uporabi pogosta obtežna kombinacija po enačbi (24). Kriterije za omejitev pomikov pa podaja preglednica 40.

5.2.1 POZ 6 (jekleni nosilec)

Obtežne kombinacije:

MSN1:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_i + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_{V,2}$
MSN2:	$1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w_{V,2} + 1,5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_i$
MSN3:	$1,0 \cdot g + 1,5 \cdot (w_{J,1} + w_{J,2})$
MSU1:	$1,0 \cdot g + \psi_{1,w} \cdot w_{V,2}$
MSU2:	$1,0 \cdot g + \psi_{1,s} \cdot s_i$



a) prečne sile
b) upogibni momenti
Slika 53: Ovojnica obremenitev za POZ 6 (jekleni nosilec)



Slika 54: Pomiki POZ 6 (jekleni nosilec)

Obremenitve:

Preglednica 76: Obremenitve za POZ 6 (jekleni nosilec)

Vrsta obremenitve	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]
$M_{Ed,max}$	MSN1	191
$V_{Ed,max}$	MSN1	58

Kontrole MSN:

Vsi deli prereza spadajo v 1. razred kompaktnosti, stojina pa je tudi strižno kompaktna. V spodnji preglednici so zbrani še geometrijski podatki prereza HEB200.

Preglednica 77: Geometrijske karakteristike prereza HEB200

Profil	Geometrijske karakteristike									
	h [mm]	b [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]	r [mm]	A [cm ²]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	I_z [cm ⁴]	I_t [cm ⁴]	I_ω [cm ⁶]
HEB200	200	200	15	9	18	78,1	643	2000	59,3	171100

Efektivna dolžina L_{ef} znaša 670 cm (celotna dolžina).

Preglednica 78: Kontrole nosilnosti prereza za POZ 6 (jekleni nosilec)

Kombinacija obremenitev	Kontrole nosilnosti prereza – izkoriščenost v [%]		
	Upogib	Strig	Kombinacija upogiba in striga
$M_{Ed,max} + V_{Ed,max}$	68	9	N.N.

Preglednica 79: Kontrole stabilnosti elementa za POZ 6 (jekleni nosilec)

Kombinacija obremenitev	Kontrole stabilnosti elementa – izkoriščenost v [%]
	Bočna zvrnitev
$M_{Ed,max} + V_{Ed,max}$	93

Kontrole MSU:

Kritični obtežni primer je MSU1.

$$w_{max} = 28 \text{ mm} \leq \frac{6700}{250} = 27 \text{ mm} \times \quad (90)$$

Za zadostitev pogoja (90) bi bilo potrebno izbrati prerez HEB 220. V tem primeru bi w_{max} znašal 20 mm.

5.3 Armiranobetonski elementi

Projektiranje betonskih konstrukcij obsega zasnovno in analizo ter dimenzioniranje in konstrukcijsko izvedbo. Pri tem je potrebno upoštevati standard [9] in njegov nacionalni dodatek [10]. V fazi dimenzioniranja pri AB elementih še ne poznamo prereza elementa (predvsem armature), zato je tu postopek izračuna nekoliko drugačen kot pri lesu oz. jeklu. Pri kontrolah nosilnosti tako ne preverjamo izkoriščenosti prereza, ampak določimo potreben prerez armature, ki prevzame projektne obremenitve. Materialne karakteristike armature in betona, potrebne za izračun, so prikazane v preglednicah 4 in 5.

Mejno stanje nosilnosti

Upogibno-osno mejno nosilnost elementov AB konstrukcij določamo ločeno od njihove strižne mejne nosilnosti. Pri tem upogibno-osno mejno nosilnost elementov konstrukcije določamo na podlagi privzetega upogibnega porušnega mehanizma na nivoju prečnega prereza. Mejno strižno nosilnost elementa konstrukcije pa določamo na podlagi porušnega mehanizma nadomestnega paličja na nivoju elementa konstrukcije. Pri tem v računu mejne nosilnosti upoštevamo projektne trdnosti betona in armature, ki jih dobimo iz njihovih karakterističnih vrednosti, če jih delimo s pripadajočima varnostnima faktorjema. Za trajno/začasno projektno stanje znaša varnostni faktor za beton $\gamma_c = 1,50$, varnostni faktor armature pa $\gamma_s = 1,15$.

Upogibno-osna mejna nosilnost AB prerezov:

Pri tej kontroli si pomagam s pripomočki za hitro dimenzioniranje AB prerezov na upogib z osno silo. Ker v obravnavanem primeru nastopajo le betoni običajne trdnosti (do C50/60), si pomagam s preglednico P1-3 na strani 2-102 v priločniku [21]. Rezultat kontrole je celotna površina natezne armature v betonskem prerezu, za njen izračun pa uporabim naslednje izraze:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s, \quad (91)$$

kjer je:

- M_{Eds} projektni moment k težišču armature (v absolutni vrednosti),
- N_{Ed} projektna osna sila (tlak ima predznak -),
- z_s razdalja od težišča betonskega prereza do težišča natezne armature.

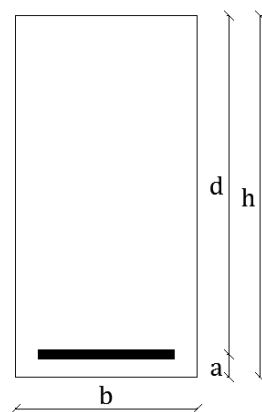
$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}, \quad (92)$$

kjer je:

- k_d koeficient izkoriščenosti betona,
- b širina betonskega prereza,
- d višina od tlačnega roba betonskega prereza do težišča natezne armature,
- f_{cd} projektna tlačna trdnost betona, določena z izrazom:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}. \quad (93)$$

Geometrijske oznake so za boljše predstavbo prikazane na sliki 55. Omeniti je potrebno še razdaljo od težišča natezne armature do nateznega roba betonskega prereza (a), ki je odvisna od betonskega kritja, stremen ter prereza in razporeditve armature. V začetku predpostavim $a = 5$ cm, na koncu (ko so določeni prerezi armature) pa preverim, če ta vrednost ustreza pogojem minimalnega betonskega kritja, ki so določeni v standardu [9] pod točko 4.4.1.



Slika 55: Geometrijske oznake pri AB prerezu

Ko imamo vse te podatke izračunane, iz preglednice P1-3 odčitamo koeficient armature k_s in s spodnjim izrazom določimo potreben prerez armature v betonu (A_s):

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_s}, \quad (94)$$

kjer je:

σ_s napetost v armaturi, ki za izbrano kvaliteto armature S 500, znaša:

$$\begin{aligned} \sigma_s = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} & \quad \text{za } \varepsilon_s \geq 2,17 \text{ ‰}, \\ \sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s & \quad \text{za } \varepsilon_s < 2,17 \text{ ‰}. \end{aligned} \quad (95)$$

Mejno stanje je določeno s tlačno deformacijo $\varepsilon_1 = 3,5 \text{ ‰}$ v betonu ali natezno deformacijo $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$ v armaturi. V preglednici P1-3 se zato pri iskanju k_s osredotočimo na stolpec in vrstico pri omenjenih deformacijah.

Če dobimo koeficient $k_d > 0,402$, pomeni, da je tlačna cona betona prešibka. V tem primeru je, poleg natezne, potrebno zagotoviti še tlačno armaturo.

Strižna mejna nosilnost AB elementov za prečno silo:

Mejna prečna sila $V_{Rd,c}$, do katere prečne armature elementa ni potrebno računati, je določena z izrazom:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \quad (96)$$

kjer je:

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

reducirana natezna trdnost betona,

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

koeficient višine prereza, kjer je d v [mm],

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

delež ustrezno zasidrane vzdolžne armature,

$$A_{sl}$$

prerez vzdolžne armature v natezni coni, ki je ustrezno sidrana,

$$b_w$$

najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone v [mm],

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

napetost zaradi tlačne osne sile v [MPa] (tlak ima tu predznak +),

$$A_c$$

ploščina prečnega prereza betona,

$$k_1 = 0,15$$

redukcijski koeficient napetosti zaradi tlačne osne sile,

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

vplivni koeficient trdnostnega razreda betona, kjer je f_{ck} v [MPa].

Če je projektna prečna sila V_{Ed} manjša od $V_{Rd,c}$, prečna armatura A_{sw} računsko ni potrebna in v skladu s točko 9.2.2 v standardu [9] namestimo le minimalno stremensko armaturo.

V primeru, da je prečna sila V_{Ed} večja od $V_{Rd,c}$ in manjša od $V_{Rd,max}$, pa je potrebno namestiti ustrezno prečno armaturo. Za izračun prečne armature v obravnavanem primeru privzamem naslednji vrednosti:

$$\begin{aligned} \text{kot med strižno armaturo in osjo elementa:} & \quad \alpha = 90^\circ, \\ \text{kot med betonsko tlačno razporo in osjo elementa:} & \quad \theta = 45^\circ. \end{aligned} \quad (97)$$

V tem primeru je potreben prerez strižne armature določen z izrazom:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd}}, \quad (98)$$

kjer je:

- A_{sw} ploščina prečnega prereza strižne armature,
- s medsebojna razdalja stremen,
- V_{Ed} projektna prečna sila (lahko uporabimo reducirano vrednost v skladu s točko 6.2.1(8) standarda [9]),
- z ročica notranjih sil, za katero se lahko privzame vrednost $z = 0,9 \cdot d$,
- f_{ywd} projektna meja elastičnosti strižne armature.

Prečna sila v vzdolžni armaturi povzroča dodatno natezno silo, zaradi katere se poveča prerez potrebne natezne armature. Z upoštevanjem vrednosti iz (97) se dodatni prerez armature (ΔA_{sl}) določi z izrazom:

$$\Delta A_{sl} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot f_{yd}}, \quad (99)$$

kjer je:

- V_{Ed} projektna prečna sila (lahko uporabimo reducirano vrednost v skladu s točko 6.2.1(8) standarda [9]),
- f_{yd} projektna meja elastičnosti vzdolžne armature.

Vrednost največje prečne sile, ki jo element sploh lahko prenese, pa z upoštevanjem vrednosti iz (97), določimo z enačbo:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{2}, \quad (100)$$

kjer je:

- α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (priporočena vrednost za konstrukcije brez prednapetja znaša 1,0),
- v redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona, ki je določena z izrazom:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad (101)$$

kjer je f_{ck} v [MPa].

Strižna mejna nosilnost AB elementov za torzijo:

Torzijaska odpornost prereza se lahko izračuna na podlagi odpornosti zaprtega tankostenskega škatlastega prereza, pri katerem je ravnotežje zagotovljeno z zaprtim strižnim tokom. Polne AB prereze lahko tako modeliramo z nadomestnimi tankostenskimi škatlastimi prerezi.

Mejni torzijski moment $M_{x,Rd,c}$, do katerega armature elementa ni potrebno računati, je določen z izrazom:

$$M_{x,Rd,c} = 2 \cdot A_k \cdot f_{ctd} \cdot t_{ef} , \quad (102)$$

kjer je:

$A_k = (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef})$ ploskev, ki jo obdajajo srednjice spojenih sten, vključno z notranjimi votlimi območji,

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$ projektna natezna trdnost betona,

$t_{ef} = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot a$ učinkovita debelina stene v tankostenskem prerezu,

$A = b \cdot h$ celotna površina prečnega prereza,

$u = 2 \cdot (b + h)$ zunanji obseg prečnega prereza.

Če je projektni torzijski moment $M_{x,Ed}$ manjši od $M_{x,Rd,c}$, se zahteva le minimalna armatura v skladu s točko 9.2.1.1 standarda [9].

V primeru, da je torzijski moment $M_{x,Ed}$ večji od $M_{x,Rd,c}$ in manjši od $M_{x,Rd,max}$, pa je potrebno zagotoviti ustrezno prečno in vzdolžno armaturo. Prečno armaturo ob upoštevanju vrednosti iz (97) določimo z izrazom:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{M_{x,Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd}} . \quad (103)$$

Potrebno vzdolžno armaturo pa ob upoštevanju vrednosti iz (97) določimo z enačbo:

$$A_{sl} = \frac{M_{x,Ed} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} , \quad (104)$$

kjer je:

$u_k = u - 4 \cdot t_{ef}$ obseg ploskve A_k .

Iz kriterija izkoriščenosti tlačnih diagonal in ob upoštevanju vrednosti iz (97) sledi še največji možni torzijski moment $M_{x,Rd,max}$, ki ga element ne glede na količino stremenske in vzdolžne armature sploh lahko prevzame:

$$M_{x,Rd,max} = v \cdot \alpha_{cw} \cdot A_k \cdot f_{cd} \cdot t_{ef} . \quad (105)$$

Strižna mejna nosilnost AB elementov za kombinacijo prečne sile in torzije:

Pri kombinaciji prečne sile in torzije potrebno stremensko in vzdolžno armaturo določimo ločeno za prečno silo in torzijo ter obe skupaj namestimo v element.

Potreba po zgolj minimalni armaturi se zahteva, če je izpolnjen pogoj:

$$\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1 . \quad (106)$$

Največja odpornost elementa, ki je izpostavljen torziji v kombinaciji s prečno silo, je omejena z odpornostjo betonskih razpor. Da ta odpornost ni presežena, pa mora biti izpolnjen pogoj:

$$\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 . \quad (107)$$

Konstruiranje armature

Pri konstruiranju se osredotočim predvsem na krovni sloj betona in razdaljo med posameznimi palicami, saj mi za obravnavani primer ni potrebno preverjati prednapetih kablov, palic v svežnju ali stikovanja s prekrivanjem palic. Izračun potrebne dolžine sidranja je opisan v točki 8.4 standarda [9], za obravnavani primer pa je ne računam. V istem standardu so pod točko 9 zbrana še posebna pravila za posamezno vrsto AB elementov, ki jih upoštevam pri vsakem elementu posebej.

Krovni sloj betona:

Krovni sloj betona je razdalja od površine armature, ki je najbližja betonski površini, do te betonske površine. Nazivni krovni sloj betona c_{nom} se določi z izrazom:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} , \quad (108)$$

kjer je:

c_{min} najmanjši krovni sloj,

Δc_{dev} dovoljeno projektno odstopanje krovnega sloja (priporočena vrednost znaša 10 mm).

Najmanjši krovni sloj je določen v točki 4.4.1.2 standarda [9], za obravnavani primer pa bom za vrednost c_{min} vedno izbral premer obravnavane palice armature.

Razdalja med posameznimi palicami:

Razdalja med palicami armature mora biti takšna, da omogoča vgraditev in zadovoljivo zgostitev betona za zagotovitev ustrezne sprijemnosti. Svetla medsebojna oddaljenost posameznih vzdolžnih palic (Δ) ne sme biti manjša od:

$$\Delta = \max \left\{ \begin{array}{l} \phi_{vzd} \\ d_g + 5 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right. , \quad (109)$$

kjer je:

d_g premer največjega zrna agregata.

Tako izračunamo največje število palic (n), ki se lahko nahaja v eni vrsti:

$$n \leq \frac{b + \Delta - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \phi_{str}}{\phi_{vzd} + \Delta} . \quad (110)$$

Mejno stanje uporabnosti

Pri AB elementih v okviru mejnega stanja uporabnosti izvajamo kontrolo napetosti, razpok in povosov. Za obravnavani primer bom izvedel le kontrolo povosov, kjer je v splošnem potreben izračun povosov. Lahko pa kontroli zadostimo tudi z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino prereza. V tem primeru račun povosov ni potreben.

Primeri, v katerih račun povosov ni potreben:

Če so AB nosilci ali plošče stavb dimenzionirane tako, da ustrezajo omejitvam razmerij med razpetino in statično višino, se lahko šteje, da povosi ne presegajo omejitev. Meja razmerja med razpetino in statično višino se lahko oceni z uporabo izrazov:

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

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{max} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{za } \rho > \rho_0,$$
(111)

kjer je:

$\frac{l}{d}$

razmerje med razpetino in statično višino prereza,

K

faktor, ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov,

$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$

referenčno razmerje armiranja, kjer je f_{ck} v [MPa],

$\rho = \frac{A_{s,req}}{b_w \cdot d}$

zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo,

$\rho' = \frac{A'_{s,req}}{b_w \cdot d}$

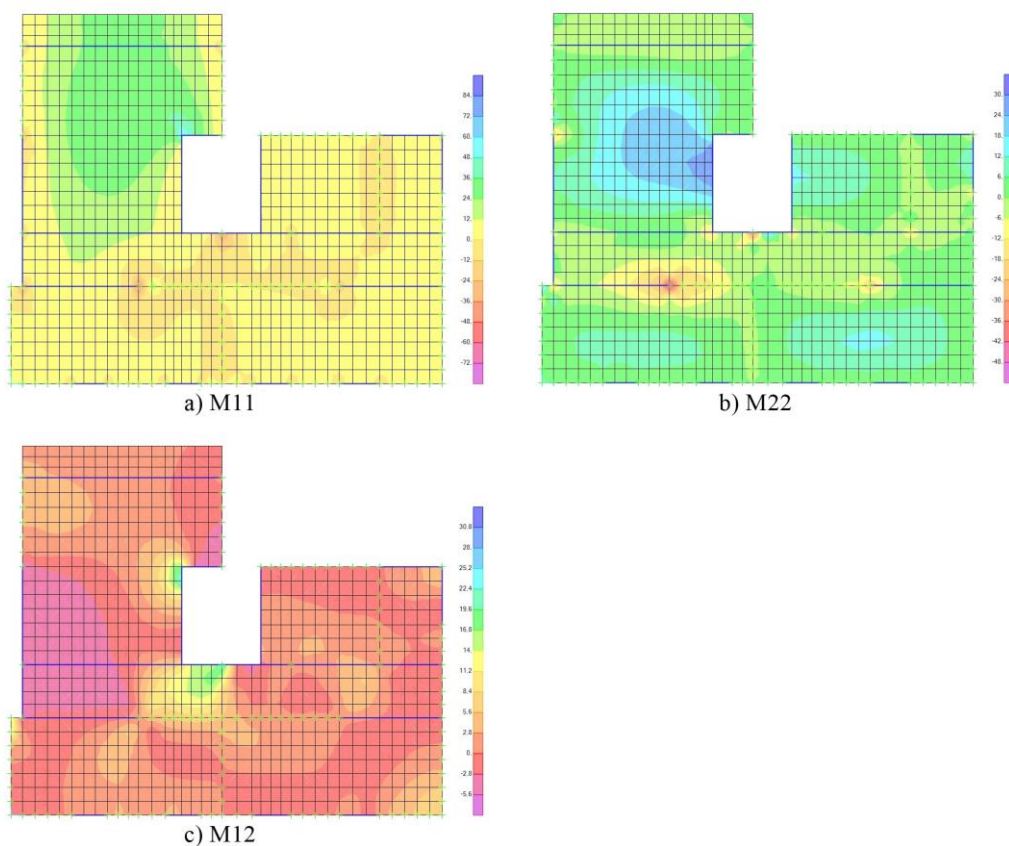
zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo.

Faktor K odčitam iz preglednice 7.4N v standardu [9] za posamezne elemente. Referenčno razmerje armiranja lahko določim že tu, saj poznam trdnostni razred betona (C25/30) in znaša $\rho_0 = 0,005$. Zahtevane stopnje armiranja pa izračunam za vsak element posebej.

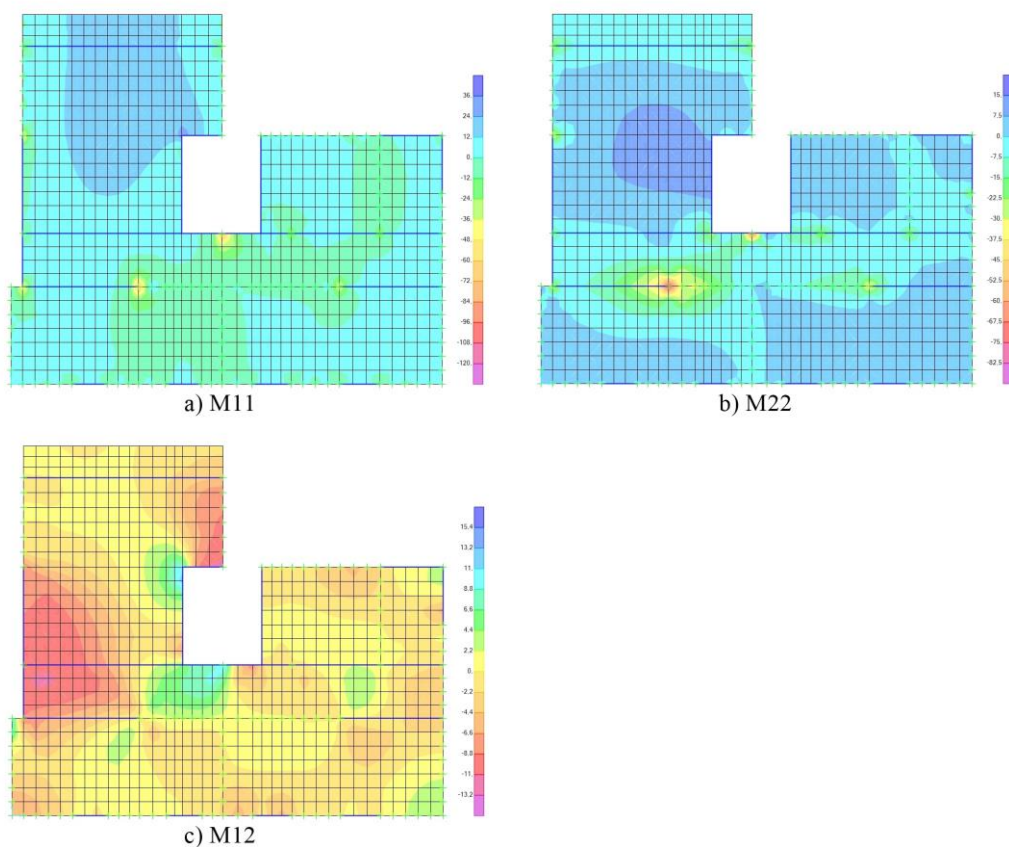
5.3.1 POZ 8 (AB plošča)

Obtežne kombinacije:

MSN1:	$1,35 \cdot (g + g_{stop}) + 1,5 \cdot q_1$
MSN2:	$1,35 \cdot (g + g_{stop}) + 1,5 \cdot (q_2 + q_{stop})$
MSN3:	$1,35 \cdot (g + g_{stop}) + 1,5 \cdot (q_1 + q_2 + q_{stop})$
MSN4:	$1,0 \cdot (g + g_{stop}) + 1,5 \cdot q_1$
MSN5:	$1,0 \cdot (g + g_{stop}) + 1,5 \cdot (q_2 + q_{stop})$
MSN6:	$1,0 \cdot (g + g_{stop}) + 1,5 \cdot (q_1 + q_2 + q_{stop})$



Slika 56: Ovojnica maksimalnih momentov za POZ 8 (AB plošča)



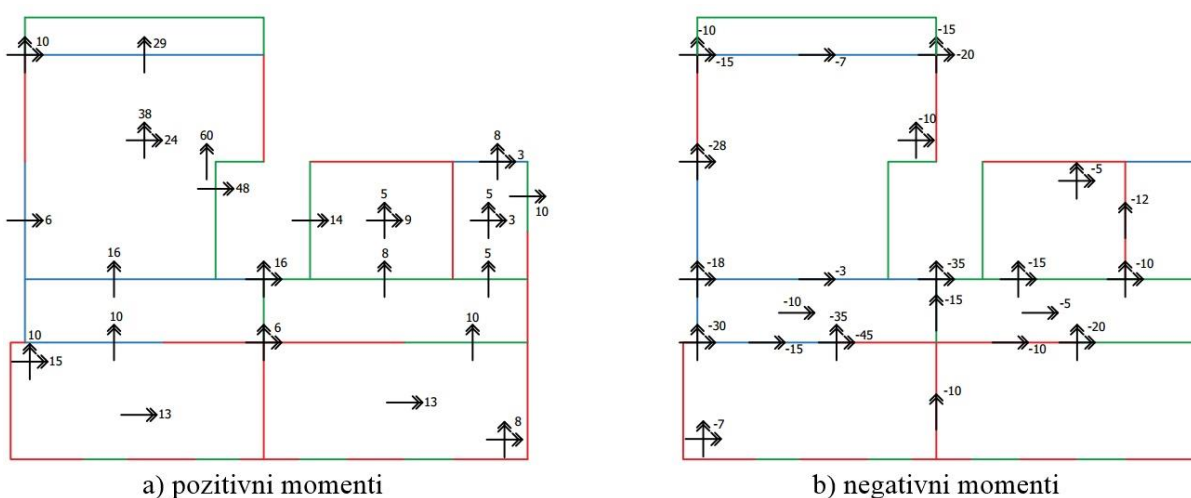
Slika 57: Ovojnica minimalnih momentov za POZ 8 (AB plošča)

Pri ploščah največjo obremenitev običajno povzročajo momenti. Osne sile tu ne nastopajo, prečne sile pa so v večini primerov zanemarljive. Tako pri dimenzioniranju armature upoštevam le momentno obremenitev, s prečnimi silami pa se ukvarjam pri konstruiranju armature.

M11 predstavlja upogibne momente v smeri osi Y (vertikalno), M22 pa upogibne momente v smeri osi X (horizontalno). M12 predstavlja torzijske momente.

Obremenitve:

Iz programa SAP2000 [23] (sliki 56 in 57) odčitam kritične momente za maksimalno obremenitev (pozitivni momenti) in minimalno obremenitev (negativni momenti). Kjer poleg upogibnih momentov nastopajo še torzijski, pa te prištejem k upogibnim. Vsi momenti, ki jih upoštevam pri izračunu potrebne armature, so prikazani na sliki 58.



Slika 58: Kritični momenti v [kNm/m] za POZ 8 (AB plošča)

Dimenzioniranje armature:

Tu zberem vse kritične momente in za njih izračunam potreben prerez armature na m² betonskega prereza. Obravnavam betonski prerez $b/h/d = 100/20/15$ cm.

Preglednica 80: Potrebni prerezi pozitivne in negativne armature za POZ 8 (AB plošča)

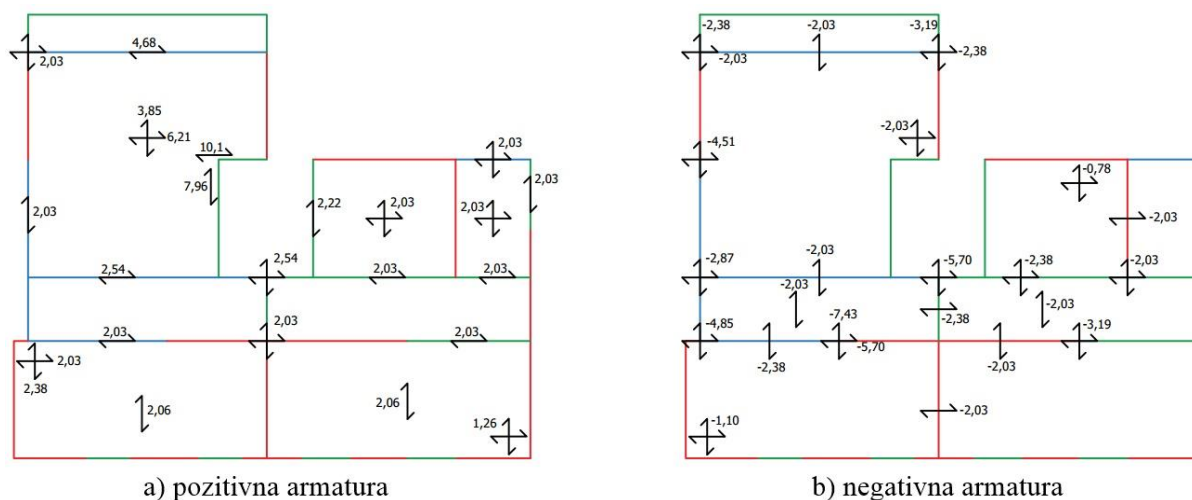
Pozitivna armatura				Negativna armatura			
M_{Ed} [kNm/m]	k_d	k_s	$A_{s,potr.}$ [cm ² /m]	M_{Ed} [kNm/m]	k_d	k_s	$A_{s,potr.}$ [cm ² /m]
60	0,160	1,101	10,1	- 45	0,120	1,076	- 7,43
48	0,128	1,081	7,96	- 35	0,093	1,061	- 5,70
38	0,101	1,066	6,21	- 30	0,080	1,054	- 4,85
29	0,077	1,053	4,68	- 28	0,075	1,051	- 4,51
24	0,064	1,046	3,85	- 20	0,053	1,041	- 3,19
16	0,043	1,036	2,54	- 18	0,048	1,038	- 2,87
15	0,040	1,034	2,38	- 15	0,040	1,034	- 2,38
14	0,037	1,033	2,22	- 12	0,032	1,030	- 1,90
13	0,035	1,032	2,06	- 10	0,027	1,027	- 1,57
10	0,027	1,027	1,57	- 7	0,019	1,022	- 1,10
9	0,024	1,025	1,41	- 5	0,013	1,018	- 0,78

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 80

8	0,021	1,023	1,26	- 3	0,008	1,017	- 0,47
6	0,016	1,020	0,94				
5	0,013	1,018	0,78				
3	0,008	1,017	0,47				

Na sliki 59 so zbrani še položaji in smeri potrebne armature v [cm²/m]. Kjer upogibna armatura ni zadostila pogojem minimalne armature, sem jo ustrezno povečal, skladno z izrazom (114). Minimalne armature nisem upošteval le v primeru čiste torzijske armature, saj v standardu [9] glede te ni posebnih omejitev.



Slika 59: Potrebni prerezi armature v [cm²/m] za POZ 8 (AB plošča)

Na vogalu dveh prostih robov, kjer potrebna armatura znaša več kot 7,85 cm²/m, nastopi težavna situacija, saj takih armaturnih mrež ni mogoče dobiti na trgu. Potrebno bi bilo armiranje s palicami. Tej težavi bi se lahko izognili s postavitvijo stebra na vogalu, saj bi tako zmanjšali vrednosti upogibnih momentov v tem območju, hkrati pa bi upogibne momente zmanjšali tudi v polju.

Konstruiranje armature:

Krovni sloj betona izračunam s pomočjo izraza (108). Pri armaturnih mrežah premer palic ϕ v nobenem primeru ne preseže 10 mm. Za krovni sloj betona lahko zato privzamem vrednost:

$$c_{nom} = 10 + 10 = 20 \text{ mm} . \quad (112)$$

Zdaj lahko preverim še ustreznost predpostavljene dolžine $a = 50$ mm:

$$a \geq c_{nom} + \phi_{palice} + \frac{\phi_{palice}}{2} = 20 + 10 + \frac{10}{2} = 35 \text{ mm} \checkmark \quad (113)$$

Opazim, da bi lahko a nekoliko zmanjšal (npr. $a = 4$ cm) in s tem pridobil na statični višini d . Sem pa s predpostavko, da a znaša 5 cm, na varni strani.

Armaturne mreže so običajno tipizirane, zato kontrolo medsebojnih razmakov palic v tem primeru izpustim.

Pri polnih ploščah je potrebno upoštevati še pravila iz točke 9.3 standarda [9]. Za določitev najmanjše in največje armature v glavni smeri veljajo isti izrazi kot pri nosilcih:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \rightarrow A_{s,min} = 2,03 \text{ cm}^2, \quad (114)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 80 \text{ cm}^2. \quad (115)$$

Pri ploščah, ki so nosilne v eni smeri, je treba v drugi (nenosilni) smeri namestiti prečno armaturo, ki ne sme biti manjša od 20 % glavne armature.

Glede strižne armature velja omejitev, da mora debelina plošče znašati najmanj 20 cm. Tej omejitvi v obravnavanem primeru ravno zadostim, zato predvidim nekaj potrebe po strižni armaturi. Če velja:

$$|V_{Ed}| \leq \frac{V_{Rd,max}}{3} = \frac{608}{3} = 203 \text{ kN}, \quad (116)$$

kjer $V_{Rd,max}$ določim s pomočjo izraza (100), je strižna armatura lahko v celoti sestavljena iz poševno krivljenih palic ali iz posebnih elementov za izvedbo prečne armature. V obravnavanem primeru prečna sila le redko preseže vrednost 203 kN, zato lahko za strižno armaturo predvidim poševno krivljene palice. Kritična so le mesta, kjer obtežba deluje na razmeroma majhni ploskvi plošče, zato je tam potrebna še kontrola preboja, ki pa je v obravnavanem primeru ne izvedem.

Kontrola MSU:

Kontrolo povosov izvedem le za POZ 8.2, saj se tam pojavijo največji povesi. Najprej je potrebno izračunati zahtevano stopnjo armiranja z natezno armaturo. Ta znaša:

$$\rho = \frac{3,85}{100 \cdot 15} = 0,0026. \quad (117)$$

Uporabim prvi izraz iz (111), ki se glasi:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{max} = 1,3 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,0050}{0,0026} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left(\frac{0,0050}{0,0026} - 1\right)^{\frac{3}{2}} \right] = 51,5, \quad (118)$$

kjer sem za K uporabil vrednost 1,3, ki se nanaša na končno polje plošč, nosilnih v dveh smereh.

Da se izognem računu povosov, je potrebno izpolniti naslednji pogoj:

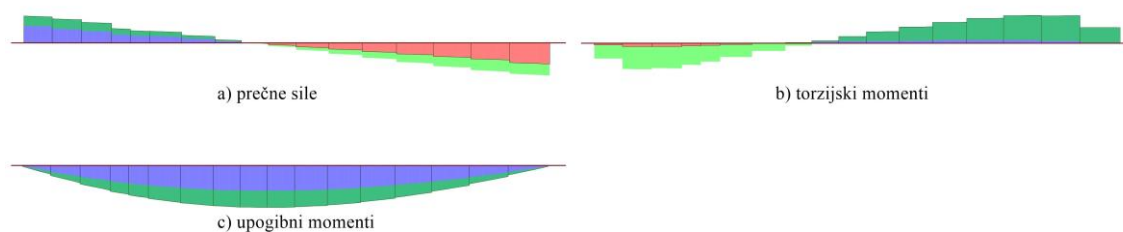
$$\left(\frac{l}{d}\right)_{dej} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_{max} \rightarrow 42,0 \leq 51,5 \checkmark \quad (119)$$

Zgornji pogoj izvedem na podlagi manjše razpetine ($l = 630 \text{ cm}$), skladno z opombo 2 iz preglednice 7.4N v standardu [9].

5.3.2 POZ 9.1 (AB nosilec)

Obtežne kombinacije:

Veljajo iste obtežbe kombinacije kot pri POZ 8 (AB plošča).



Slika 60: Ovojnica obremenitev za POZ 9.1 (AB nosilec)

Obremenitve:

Preglednica 81: Obremenitve za POZ 9.1 (AB nosilec)

Vrsta obremenitve	Obtežni primer	Obremenitev [kN] oz. [kNm]
$M_{y,Ed,max}$	MSN3	241
$M_{x,Ed,prp}(M_{y,Ed,max})$	MSN3	1,43
$V_{Ed,max}$	MSN3	118
$M_{x,Ed,prp}(V_{Ed,max})$	MSN3	4,10
$M_{x,Ed,max}$	MSN1	8,90
$V_{Ed,prp}(M_{x,Ed,max})$	MSN1	97
$M_{y,Ed,prp}(M_{x,Ed,max})$	MSN1	58

Dimenzioniranje armature:

Preglednica 82: Potrebni prerezi vzdolžne armature za POZ 9.1 (AB nosilec)

Kombinacija obremenitev	Potrebni prerezi vzdolžne armature v [cm ²]		
	Upogib (A_s)	Prečna sila (ΔA_{st})	Torzija (A_{st})
$M_{y,Ed,max} + M_{x,Ed,prp}(M_{y,Ed,max})$	11,09	/	0,23
$V_{Ed,max} + M_{x,Ed,prp}(V_{Ed,max})$	/	1,15	0,66
$M_{x,Ed,max} + V_{Ed,prp}(M_{x,Ed,max}) + M_{y,Ed,prp}(M_{x,Ed,max})$	2,51	1,12	1,43

Za potreben prerez vzdolžne armature vzamem vrednost 11,09 cm² in dodatnih 1,43 cm² za prevzem torzijskih obremenitev. Izberem 4 palice $\phi 20$ za prevzem upogiba ($A_{s,dej} = 12,57$ cm²) in 6 palic $\phi 6$ za prevzem torzije ($A_{st,dej} = 1,70$ cm²).

Preglednica 83: Potrebni prerezi prečne armature za POZ 9.1 (AB nosilec)

Kombinacija obremenitev	Potrebni prerezi prečne armature na enoto dolžine v [cm ² /cm]	
	Prečna sila (A_{sw}/s) _v	Torzija (A_{sw}/s) _T
$M_{y,Ed,max} + M_{x,Ed,prp}(M_{y,Ed,max})$	/	0,002
$V_{Ed,max} + M_{x,Ed,prp}(V_{Ed,max})$	0,023	0,005
$M_{x,Ed,max} + V_{Ed,prp}(M_{x,Ed,max}) + M_{y,Ed,prp}(M_{x,Ed,max})$	0,023	0,010

Potreben prerez prečne armature (stremen) na enoto dolžine izračunam kot kombinacijo prečne sile in torzije z izrazom:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_V + \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_T = 0,023 + 0,010 = 0,033 \text{ cm}^2/\text{cm} . \quad (120)$$

Za premer stremen izberem $\phi_{str} = 10 \text{ mm}$ ($A_{sw} = 0,785 \text{ cm}^2$) in izračunam še največjo razdaljo med stremenji, ki znaša:

$$s = \frac{A_{sw}}{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_V + \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_T} = \frac{0,785}{0,033} = 23,8 \text{ cm} . \quad (121)$$

Tako izberem dvostrizna stremena $\phi 10/20 \text{ cm}$ v kritičnem območju (pogoj (106) ni izpolnjen) in minimalno potrebna stremena v območju, kjer je pogoj (106) izpolnjen. Kritično območje odčitam iz rezultatov analize programa SAP2000 [23] in ugotovim, da v dolžino znaša 120 cm, od robov podpor. Vmes lahko zagotovim le minimalno potrebno strizno armaturo.

Konstruiranje armature:

Krovni sloj betona izračunam s pomočjo izraza (108). Za premer palic $\phi = 20 \text{ mm}$ znaša:

$$c_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ mm} . \quad (122)$$

Zdaj lahko preverim še ustreznost predpostavljene dolžine $a = 50 \text{ mm}$:

$$a \geq c_{nom} + \phi_{str} + \frac{\phi_{palice}}{2} = 30 + 10 + \frac{20}{2} = 50 \text{ mm} \checkmark \quad (123)$$

Svetla medsebojna oddaljenost posameznih vzporednih palic po izrazu (109) znaša $\Delta = 20 \text{ mm}$. Tako največje število dovoljenih palic v eni vrsti po izrazu (110) znaša $n = 6$. Pogoju je zadoščeno, saj dejansko število palic v eni vrsti znaša $n = 4$.

Za nosilce je potrebno upoštevati še pravila iz točke 9.2 standarda [9]. Podani so izrazi za izračun najmanjših in največjih vrednosti, ki se navezujejo na armaturo. Za vzdolžno armaturo velja:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \rightarrow A_{s,min} = 2,23 \text{ cm}^2 , \quad (124)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 72 \text{ cm}^2 . \quad (125)$$

Stopnja armiranja s stremensko armaturo ρ_w je določena z izrazom:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} , \quad (126)$$

najmanjša stopnja stremenske armature pa z izrazom:

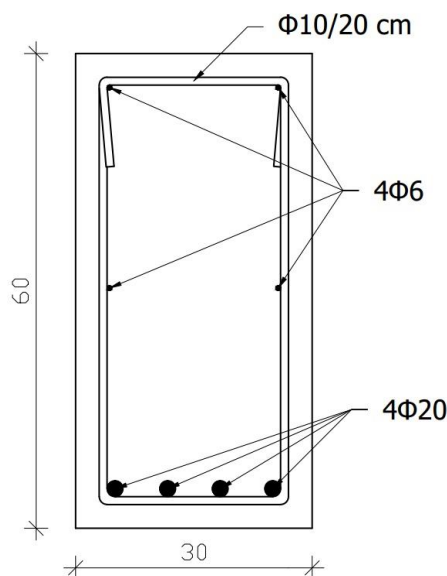
$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{500} = 0,0008 . \quad (127)$$

Določiti je potrebno še največjo medsebojno oddaljenost stremen. Ta ob upoštevanju vrednosti iz (97) in omejitev glede torzijske armature znaša:

$$s_{l,max} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot d \\ \frac{u}{8} \\ b \end{cases} = 22,5 \text{ cm}, \quad (128)$$

kjer je b manjša dimenzija prečnega prereza.

Zaradi torzije je treba vzdolžne palice razporediti tako, da je najmanj ena palica v vsakem vogalu prereza, ostale palice pa morajo biti enakomerno razporejene po notranjem obodu stremen v medsebojnih oddaljenostih, ki niso večje od 350 mm.



Slika 61: Skica potrebne armature za POZ 9.1 (AB nosilec)

Na zgornji sliki sta prikazani izbira in razporeditev potrebne armature v prerezu. Zahteva po minimalni armaturi je izpolnjena, maksimalne vrednosti armature pa ne dosežem. Razdalja med stremeni mora znašati 20 cm, v območju, kjer se lahko postavi minimalna stremenska armatura, pa bi lahko premer stremen iz 10 mm zmanjšal na 8 mm, a se temu izognem in zagotovim enaka stremena po celotni dolžini elementa.

Kontrole MSU:

Najprej je potrebno izračunati zahtevano stopnjo armiranja z natezno armaturo. Ta znaša:

$$\rho = \frac{11,32}{30 \cdot 55} = 0,007. \quad (129)$$

Potrebno je uporabiti drugi izraz iz (111), ki se glasi:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{max} = 1,0 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,007-0} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{25} \cdot \sqrt{\frac{0}{0,005}} \right] = 16,4, \quad (130)$$

kjer sem za K uporabil vrednost 1,0, ki se nanaša na prostoležeče nosilce, za ρ' pa vrednost 0, saj v prerezu ni potrebe po tlačni armaturi.

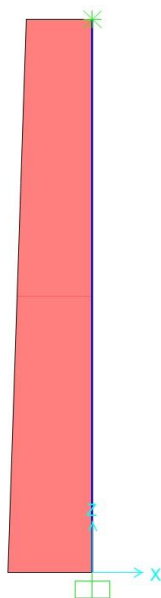
Da se izognem računu povesov, je potrebno izpolniti naslednji pogoj:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{dej} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_{max} \rightarrow 12,2 \leq 16,4 \checkmark \quad (131)$$

5.3.3 POZ 10 (AB steber)

Obtežne kombinacije:

$$\text{MSN1:} \quad 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot s_{ii} + 1,5 \cdot \psi_{0,q} \cdot q_1$$



Slika 62: Tlačne osne sile pri POZ 10 (AB steber)

Obremenitve:

Maksimalno obremenitev stebra predstavlja tlačna osna sila velikosti $N_{Ed,max} = 51$ kN, ki nastopi ob spodnjem vpetju.

Pri osno obremenjenih AB elementih je potrebno preveriti še porušitev zaradi nestabilnosti elementa pod vplivom čistega centričnega tlaka. To je potrebno storiti z upoštevanjem učinkov teorije drugega reda (zaradi ukrivljenosti stebra se v njem pojavijo še upogibni momenti). V skladu s točko 5.8.3 standarda [9] preverim poenostavljen kriterij potrebnosti upoštevanja učinkov teorije drugega reda, ki se lahko zanemarijo, če je vitkost λ manjša od vrednosti λ_{lim} .

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,034}} = 58,5, \quad (132)$$

kjer je:

- A faktor za izračun λ_{lim} (lahko se uporabi vrednost 0,7),
- B faktor za izračun λ_{lim} (lahko se uporabi vrednost 1,1),
- C faktor za izračun λ_{lim} (lahko se uporabi vrednost 0,7),
- n normirana osna sila, določena z izrazom:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{51}{900 \cdot 1,67} = 0,034. \quad (133)$$

Vitkost stebra pa je določena z izrazom:

$$\lambda = \frac{L_u}{i} = \frac{0,5 \cdot 300}{8,66} = 17,3, \quad (134)$$

kjer je:

L_u uklonska dolžina elementa (za obravnavani primer znaša $L_u = 0,5 \cdot L$),
 i vztrajnostni polmer, ki za obravnavani steber znaša:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{b}{\sqrt{12}} = 8,66 \text{ cm} . \quad (135)$$

Kot že omenjeno, se učinki teorije drugega reda in s tem dodatni upogibni momenti v elementu, lahko zanemarijo, če zadostimo pogoju:

$$\lambda < \lambda_{lim} \rightarrow 17,3 < 58,5 \checkmark \quad (136)$$

Dimenzioniranje armature:

V tem primeru gre za element, ki je v celoti obremenjen tlačno. Zato najprej preverim, če lahko tlak prevzame že sam betonski prerez.

$$\frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{51}{30 \cdot 30} \leq f_{cd} \rightarrow 0,06 \text{ kN/cm}^2 \leq 1,67 \text{ kN/cm}^2 \checkmark \quad (137)$$

Opazim, da izkoriščenost betona v tlaku znaša zgolj 4 %. Izračun armature tako ni potreben, ampak je potrebno zagotoviti le minimalno armaturo.

Konstruiranje armature:

Najprej upoštevam pravila iz točke 9.5 v standardu [9], ki se navezuje na stebre, hkrati pa upoštevam še morebitne spremembe iz nacionalnega dodatka [10]. Premer vzdolžnih palic tako ne sme biti manjši od 12 mm. Prerez vzdolžne armature je omejen z naslednjima izrazoma:

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,003 \cdot A_c \rightarrow A_{s,min} = 2,70 \text{ cm}^2 , \quad (138)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 36 \text{ cm}^2 . \quad (139)$$

Pri stebrih poligonalnega prečnega prereza mora biti v vsakem vogalu vsaj ena vzdolžna palica, medsebojna razdalja med njimi pa ne sme presežati 150 mm.

Minimalni premer prečne armature (stremen) je določen z izrazom:

$$\phi_{str} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\phi_{vzd,max}}{4} = 6 \text{ mm} , \\ 6 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (140)$$

kjer je:

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

Največja razdalja med stremenimi je določena z izrazom:

$$s_{cl,t,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \phi_{vzd,min} \\ b \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right. = 144 \text{ mm} , \quad (141)$$

kjer je:

$\phi_{vzd,min}$ najmanjši premer vzdolžnih palic,
 b manjša dimenzija prereza stebra.

Neposredno nad in pod ploščo, na oddaljenosti, ki je enaka večji dimenziji prereza, pa je potrebno $s_{cl,t,max}$ še zmanjšati s faktorjem 0,6.

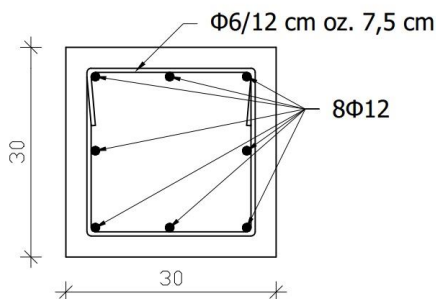
Zdaj lahko izračunam še krovni sloj betona. Ta za premer palic $\phi = 12$ mm, znaša:

$$c_{nom} = 12 + 10 = 22 \text{ mm} . \quad (142)$$

Potrebno je preveriti še ustreznost predpostavljene dolžine $a = 50$ mm:

$$a \geq c_{nom} + \phi_{str} + \frac{\phi_{palice}}{2} = 22 + 6 + \frac{12}{2} = 34 \text{ mm} \checkmark \quad (143)$$

Svetla medsebojna oddaljenost posameznih vzporednih palic po izrazu (109) znaša $\Delta = 20$ mm. Tako največje število dovoljenih palic v eni vrsti po izrazu (110) znaša $n = 8$. Pogoju je zadoščeno, saj dejansko število palic v eni vrsti znaša $n = 3$.



Slika 63: Skica potrebne armature za POZ 10 (AB steber)

Celotno armaturo v prerezu stebra določajo minimalne zahteve. V območju dolžine 30 cm na dnu in vrhu stebra mora razmak med stremeni znašati 7,5 cm. S tako razdaljo znaša število stremen ravno 4. V vmesnem območju dolžine 240 cm pa razdalja med stremeni znaša 12 cm, število stremen pa ravno 20.

5.4 Zidani elementi

S projektiranjem zidanih konstrukcij se ukvarja standard [16]. Gradnjo navadnih zidanih stavb na potresnih območjih, kot je Slovenija, pa močno omejujeta še standard [17] in njegov nacionalni dodatek [18]. Zaradi tega se v Sloveniji že družinske hiše gradijo samo v sistemu povezanega zidovja. Standard [17] sicer dopušča, da se pravilno zasnovane in po višini omejene stavbe (enostavne zidane stavbe) gradijo na območjih z omejeno seizmičnostjo brez posebnega računskega preverjanja potresne odpornosti. Zaradi zahtev v standardu [16] pa je treba v vsakem primeru preveriti vsaj odpornost zidov na navpično (gravitacijsko) obtežbo. Objekt lahko uvrstimo med enostavne zidane stavbe, če zadostimo pogojem v preglednici 9.3 standarda [17]. Ti pogoji so določeni glede na produkt $a_g \cdot S$, katerega maksimalna (še dopustna) vrednost znaša $0,20 \cdot g$. V obravnavanem primeru znaša produkt $a_g \cdot S = 0,394 \cdot g$, zato je potrebno potresno odpornost zidanih elementov preveriti računsko.

Končno mejno stanje za stalno/zčasno projektno stanje

Za razliko od prejšnjih primerov se standard [16] ne poslužuje izraza mejno stanje nosilnosti, ampak ga nadomesti s končnim mejnim stanjem (KMS). Princip ostaja isti, saj mora biti tudi v primeru KMS projektna vrednost obtežbe (E_d), ki deluje na zid, manjša oz. enaka projektni vrednosti odpornosti zidu (R_d). KMS najprej kontroliram za stalno/zčasno projektno stanje, kjer se osredotočim predvsem na navpično (gravitacijsko) obtežbo. V splošnem je tu potrebno izvesti še kontrolo vodoravne obtežbe (veter), a je v obravnavanem primeru ne izvedem. Projektno vrednost obtežbe določim z izrazom (21), podobno kot v prejšnjih primerih. Odpornost pa določa standard [16] za različne primere obtežb.

Navpična obtežba:

Pri navpični obtežbi mora na splošno veljati:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} , \quad (144)$$

kjer je:

N_{Ed} projektna vrednost navpične obtežbe,
 N_{Rd} projektna vrednost odpornosti zidu na navpično obtežbo.

V tem primeru se projektna odpornost običajno izračuna na enoto dolžine zidu, dobljena vrednost pa se reducira s faktorjem redukcije zaradi vitkosti in ekscentričnosti:

$$N_{Rd} = \phi \cdot t_w \cdot f_d , \quad (145)$$

kjer je:

ϕ faktor redukcije nosilnosti v obravnavanem prerezu,
 t_w debelina zidu,
 f_d projektna tlačna trdnost zidovja.

Projektno tlačno trdnost zidovja dobimo tako, da karakteristično vrednost f_k delimo z varnostnim faktorjem materiala γ_M . Pri zidovju nastopa več različnih vrednosti γ_M , ki so odvisne od vrste zidakov, malte ter od učinkovitosti nadzora na gradbišču. Za obravnavani primer privzamem vrednost $\gamma_M = 2,0$. Tako dobim $f_d = 1,83$ MPa. Faktor redukcije pa določamo posebej za zgornji in spodnji rob zidu ter sredinski del zidu. Za spodnji in zgornji rob zidu določimo ϕ kot:

$$\phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t_w} , \quad (146)$$

kjer je:

e_i ekscentričnost na zgornjem oz. spodnjem robu zidu, izračunana z enačbo:

$$e_i = \frac{M_{i,Ed}}{N_{i,Ed}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 \cdot t_w , \quad (147)$$

kjer je:

$M_{i,Ed}$ projektna vrednost upogibnega momenta na zgornjem oz. spodnjem robu zidu, ki je posledica ekscentričnosti obtežbe stropa na podpori,
 $N_{i,Ed}$ projektna vrednost navpične obtežbe na zgornjem oz. spodnjem robu,
 e_{he} ekscentričnost na zgornjem oz. spodnjem robu, ki je posledica vodoravne obtežbe,
 e_{init} začetna ekscentričnost.

$M_{i,Ed}$ izračunam v skladu z dodatkom C standarda [16]. Ekscentričnosti zaradi vodoravne obtežbe ne upoštevam, začetno ekscentričnost pa določimo z izrazom:

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} , \quad (148)$$

kjer je:

h_{ef} efektivna višina zidu, določena z izrazom:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h_w , \quad (149)$$

kjer je:

ρ_n faktor redukcije, odvisen od vpetosti na robu ali utrditve zidu,
 h_w svetla etažna višina zidu.

Za zidove, ki so zgoraj in spodaj vpeti v AB stropne plošče, se za ρ_n lahko privzame vrednost 0,75, dokler ekscentričnost obtežbe na zgornjem delu zidu ni večja od $0,25 \cdot t_w$. Če je večja, potem se za vrednost ρ_n vzame 1,0.

Za izračun ϕ na sredini višine zidu lahko enačbe najdemo pod točko 6.1.2.2 standarda [16] in v dodatku G istega standarda.

Končno mejno stanje za potresno projektno stanje

Za preverjanje končnega mejnega stanja v primeru potresa, potresno projektno stanje konstrukcije vključuje izjemne pogoje, ki nastanejo med pričakovanim potresom. Projektna vrednost vpliva kombinacije obtežb v potresni situaciji (E_d), na katero preverimo potresno odpornost zidane konstrukcije, se po standardu [1] določi z izrazom:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_I \cdot A_{E,d} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (150)$$

kjer je:

$A_{E,d}$ projektna vrednost vpliva pri potresu,

γ_I faktor pomembnosti.

Faktor pomembnosti γ_I je odvisen od razreda pomembnosti objekta. V obravnavanem primeru gre za II. razred pomembnosti (običajne stavbe) in velja: $\gamma_I = 1,0$.

Zidane konstrukcije so večinoma pravilne z razmeroma enakomerno porazdelitvijo nosilnih elementov v dveh pravokotnih smereh. Zato je pri zidanih konstrukcijah dovolj, da preverimo potresno odpornost za vsako smer posebej in pri tem potresno obtežbo izrazimo z ekvivalentnimi statičnimi vodoravnimi silami. Dinamično obnašanje konstrukcije ponazorimo z enostavnim ekvivalentnim sistemom z eno prostostno stopnjo, kar nam omogoča, da projektno potresno obtežbo predstavimo s projektno prečno silo v pritličju, ki se v skladu s standardom [17] izračuna z enačbo:

$$F_{b,d} = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 0,394 \cdot g \cdot \frac{2015}{g} \cdot 1,0 = 794 \text{ kN} , \quad (151)$$

kjer je:

$F_{b,d}$ projektna prečna sila v pritličju,

$S_d(T)$ ordinata projektne spektra odziva pospeškov pri nihajni dobi T_1 ,

λ korekcijski faktor za maso (za zidane konstrukcije znaša 1,0),

m celotna masa stavbe nad temelji oz. nad togo kletjo.

Ordinatio projektne spektra odziva določimo z enačbo:

$$S_d = \gamma_I \cdot \frac{S \cdot a_g \cdot 2,5}{q} = 1,0 \cdot \frac{1,4 \cdot 0,225 \cdot g \cdot 2,5}{2,0} = 0,394 \cdot g , \quad (152)$$

kjer je:

S faktor tal,

a_g projektni pospešek tal,

q faktor obnašanja (za povezane zidane konstrukcije po nacionalnem dodatku [18] znaša 2,0).

Faktor tal S je odvisen od tipa tal in je določen v preglednici 3.2 iz standarda [17]. Za obravnavani primer izberem tip tal E. Faktor tal S tako znaša 1,4. Projektni pospešek tal pa je odvisen od cone območja, v katerem se objekt nahaja. Njegovo vrednost lahko najdemo v knjigi [22] na strani 19. Glede na to, da objekt stoji na območju Škofljice, privzamem projektni pospešek tal $a_g = 0,225 \cdot g$.

Celotna masa stavbe nad temelji oz. nad togo kletjo se določi z izrazom:

$$m = \frac{W_E}{g}, \quad (153)$$

kjer je:

g pospešek prostega pada ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$),

W_E celotna teža stavbe nad temelji oz. nad togo kletjo za potresno projektno stanje.

Karakteristične vrednosti teže stavbe so po posameznih sklopih prikazane v spodnji preglednici.

Preglednica 84: Karakteristične vrednosti teže stavbe po posameznih sklopih

Del stavbe	G_k [kN]	Q_k [kN]
Streha	270	/
Zidovje	1250	/
AB elementi	380	480
Σ	1900	480

Po standardu [17] lahko celotno težo stavbe določimo z izrazom:

$$W_E = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} = 1900 + 0,24 \cdot 480 = 2015 \text{ kN} \quad (154)$$

kjer je:

$\psi_{E,i}$ kombinacijski koeficient, določen z izrazom:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} = 0,8 \cdot 0,3 = 0,24, \quad (155)$$

kjer je:

φ faktor, odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti etaže.

Faktor φ določa standard [17] v preglednici 4.2. Za obravnavani primer, kjer se koristna obtežba nahaja na območju etaže, privzamem vrednost $\varphi = 0,8$. Obtežbi snega in vetra za potresno projektno stanje ne prideta v poštev, saj koeficient ψ_2 v obeh primerih znaša 0.

Da bi preverili mejna stanja posameznih zidov v potresnem projektne stanju, moramo izračunano projektno potresno silo v pritličju porazdeliti po zidovih. To naredimo v razmerju s togostmi posameznih zidov. Pri zidanih konstrukcijah, zgrajenih v sistemu povezanega zidovja, je dovolj dobra poenostavitev obnašanja konstrukcije s predpostavko, da so zidovi spodaj in zgoraj vpeti. S to predpostavko togost zidu izračunamo z enačbo:

$$K_e = \frac{G \cdot A_w}{1,2 \cdot h_{ef}^* \left[1 + \frac{\alpha \cdot G}{1,2 \cdot E} \left(\frac{h_{ef}^*}{l_w} \right)^2 \right]}, \quad (156)$$

kjer je:

A_w površina vodoravnega prereza zidu,

h_{ef}^* efektivna višina zidu v primeru delovanja vodoravnega potresnega vpliva,

α koeficient robnih pogojev (za polnovpeti zid ima α vrednost 1,0).

Efektivno višino zidu h_{ef}^* , določimo tako, da med seboj povežemo vogale odprtin na vsaki strani zidu in določimo srednjo višino elementa.

Projektno potresno silo, ki jo posamezni zid prevzame, nato izračunamo z enačbo:

$$F_{b,d,i} = \frac{K_{e,i}}{\sum K_{e,i}} \cdot F_{b,d} . \quad (157)$$

Za izračun odpornosti zidane konstrukcije na potresno silo je potrebno kontrolirati predvsem obremenitve zaradi vodoravne obtežbe (strižna sila). Pri končnem mejnem stanju mora biti tako projektna vrednost strižne obtežbe, ki deluje na zid (V_{Ed}^*), manjša oz. enaka projektni vrednosti strižne odpornosti zidu (V_{Rd}^*), tako da velja:

$$V_{Ed}^* \leq V_{Rd}^* . \quad (158)$$

Projektna obtežba V_{Ed}^* v tem primeru predstavlja delež projektne sile, ki odpade na posamezni zid, $F_{b,d,i}$. Projektna odpornost V_{Rd}^* pa je odvisna od načina porušitve. Ker gre za potresno projektno stanje, označim z zvezdico količine, ki se razlikujejo od količin v stalnem/začasnem projektne stanju.

Strižna odpornost zidu, ki temelji na modelu prestriga:

Tu je projektna vrednost strižne odpornosti podana z izrazom:

$$V_{Rd}^* = f_{vd}^* \cdot t_w \cdot l_c^* , \quad (159)$$

kjer je:

f_{vd}^* projektna vrednost strižne trdnosti zidovja,
 l_c^* dolžina tlačnega dela zidu, pri čemer se zanemari ves del zidu, ki je v nategu.

Projektno vrednost f_{vd}^* določimo tako, da karakteristično vrednost f_{vk} delimo z varnostnim faktorjem materiala. Ta v primeru potresne obtežbe na znaša več $\gamma_M = 2,0$, ampak je reduciran na 2/3 vrednosti, s spodnjo omejitvijo 1,50. V obravnavanem primeru torej znaša $\gamma_M^* = 1,50$. Dolžina l_c^* pa se določi z izrazom:

$$l_c^* = 3 \cdot \left(\frac{l_w}{2} - e^* \right) = 3 \cdot \left(\frac{l_w}{2} - \frac{H_{Ed}^* \alpha^* h_{ef}^*}{N_{Ed}^*} \right) \leq l_w , \quad (160)$$

kjer je:

e^* ekscentričnost osne sile,
 H_{Ed}^* projektna potresna sila,
 N_{Ed}^* projektna osna sila za potresno projektno stanje (srednja vrednost),
 α koeficient robnih pogojev (za polnovpeti zid ima α vrednost 0,5).

Strižna odpornost zidu zaradi prekoračitve natezne trdnosti v diagonalni smeri zidu:

Tu je projektna vrednost strižne odpornosti podana z izrazom:

$$V_{Rd}^* = A_w \cdot \frac{f_{td}^*}{b^*} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_d^*}{f_{td}^*} + 1} , \quad (161)$$

kjer je:

f_{td}^* projektna vrednost natezne trdnosti zidovja,
 σ_d^* povprečna projektna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu za potresno projektno stanje,
 b^* faktor porazdelitve strižnih napetosti po prerezu, izračunan z izrazom:

$$\begin{aligned} b^* &= 1,5 && \text{če je} && \frac{h_{ef}^*}{l_w} \geq 1,5 , \\ b^* &= 1,1 && \text{če je} && \frac{h_{ef}^*}{l_w} \leq 0,7 . \end{aligned} \quad (162)$$

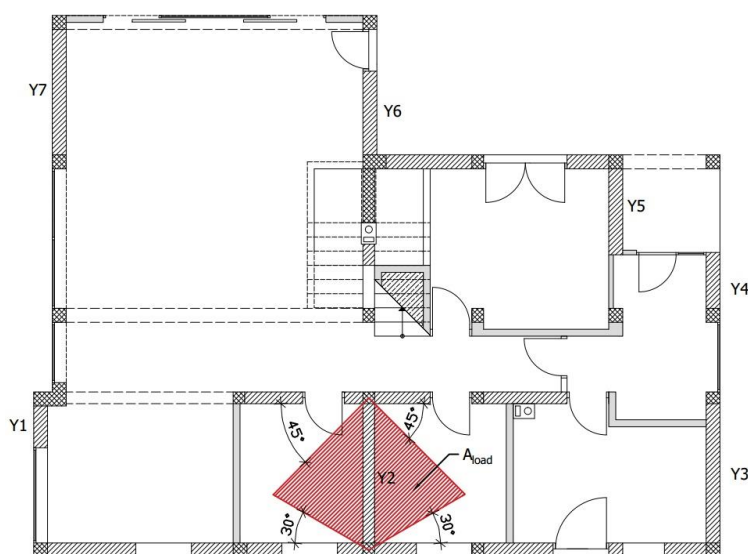
Za vmesne vrednosti se lahko uporabi linearna interpolacija. Tlačno napetost σ_d^* določimo z enačbo:

$$\sigma_d^* = \frac{N_{m,Ed}^*}{A_w}, \quad (163)$$

projektno vrednost natezne trdnosti f_{td}^* pa določimo po znanem postopku, in sicer tako, da karakteristično vrednost f_{tk} delimo z varnostnim faktorjem γ_M^* .

5.4.1 Zidana stena Y2

Obravnavam zidano steno Y2, ki poteka v smeri Y (vertikalno), in je prikazana na spodnji sliki. V preglednici 85 zberem še potrebne geometrijske podatke obravnavanega zidu.



Slika 64: Obravnavana zidana stena Y2

Preglednica 85: Geometrijski podatki zidu Y2

Zid	l_w [m]	t_w [m]	h_w [m]	A_w [m ²]	A_{load} [m ²]
Y2	3,30	0,25	2,80	0,825	6,80

Kontrole KMS za stalno/začasno projektno stanje

Obremenitve:

Potrebno je določiti projektne vrednosti navpične obtežbe, posebej za zgornji, spodnji in sredinski del zidu. Ob upoštevanju izraza (21) dobim:

$$N_{1,Ed} = 1,35 \cdot (g_{stene,mans.} \cdot l_w + g_{plošče} \cdot A_{load}) + 1,5 \cdot q_{plošče} \cdot A_{load} \quad (164)$$

$$N_{1,Ed} = 1,35 \cdot (11,81 \cdot 3,30 + 6,70 \cdot 6,80) + 1,5 \cdot 3,20 \cdot 6,80 = 147 \text{ kN},$$

$$N_{2,Ed} = N_{1,Ed} + (1,35 \cdot g_{stene,prtl.} \cdot l_w) = 147 + (1,35 \cdot 12,16 \cdot 3,30) = 201 \text{ kN}, \quad (165)$$

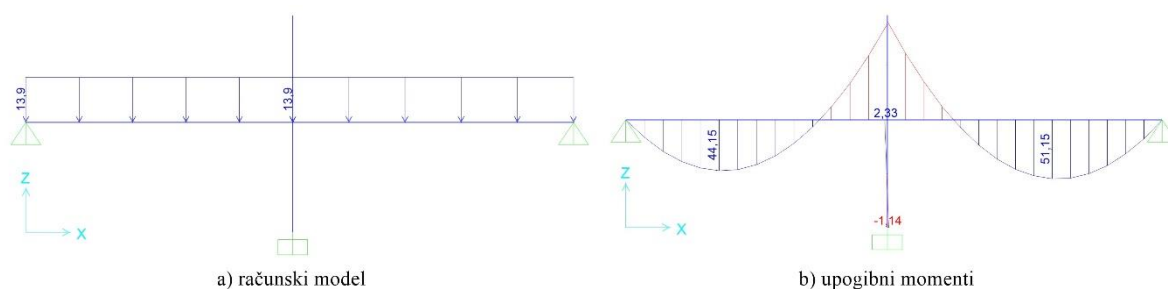
$$N_{m,Ed} = \frac{N_{1,Ed} + N_{2,Ed}}{2} = \frac{147 + 201}{2} = 174 \text{ kN}. \quad (166)$$

Lastno in stalno obtežbo stene dobim iz preglednice 12. Ta za steno višine 2,80 m (stena v pritličju) znaša 12,16 kN/m, za steno višine 2,72 m (stena v mansardi) pa 11,81 kN/m. Obtežba s plošče pa je določena v preglednici 34. Tam sicer brez upoštevanja lastne teže, ki jo je potrebno določiti naknadno:

$$g_{plošče,lastna} = \gamma_{AB} \cdot h = 25 \cdot 0,20 = 5 \text{ kN/m}^2 . \quad (167)$$

A_{load} predstavlja površino obtežbe, ki s plošče odpade na obravnavano steno, določim pa jo po strešnem pravilu.

Za izračun ekscentričnosti je potrebno poznati še upogibne momente, ki se pojavijo na zgornjem, spodnjem in sredinskem delu zidu. V ta namen sem z uporabo dodatka C standarda [16] in programa SAP2000 [23] ustvaril model obravnavane zidane stene ter odčital potrebna momenta.



Slika 65: Računski model in upogibni momenti za zidano steno Y2

Upogibni moment na zgornjem delu zidu znaša $M_{1d} = 2,33$ kNm/m, upogibni moment na spodnjem delu zidu pa $M_{2d} = -1,14$ kNm/m. Za upogibni moment na sredini zidu uporabim linearno interpolacijo momentov zgoraj in spodaj. Tako dobim $M_{md} = 0,60$ kNm/m. So pa rezultati takšnih izračunov navadno konservativni, saj se dejanske vpetosti stika med stropom in zidom ne da doseči. Zato se za uporabo pri projektiranju dopušča, da se dobljene momente pomnoži s faktorjem η , ki znaša:

$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4} = 1 - \frac{1,47}{4} = 0,633 , \quad (168)$$

kjer sem k_m določil po postopku določenem v dodatku C standarda [16].

Končni projektne momenti tako znašajo:

$$M_{1,Ed} = M_{1d} \cdot \eta \cdot l_w = 2,33 \cdot 0,633 \cdot 3,30 = 4,87 \text{ kNm} , \quad (169)$$

$$M_{2,Ed} = M_{2d} \cdot \eta \cdot l_w = 1,14 \cdot 0,633 \cdot 3,30 = 2,38 \text{ kNm} , \quad (170)$$

$$M_{m,Ed} = M_{md} \cdot \eta \cdot l_w = 0,60 \cdot 0,633 \cdot 3,30 = 1,25 \text{ kNm} . \quad (171)$$

Kontrola KMS na navpično obtežbo:

Preglednica 86: Kontrola KMS na navpično obtežbo za stalno/začasno projektno stanje

Del zidu	e_i [cm]	ϕ_i	$N_{i,Rd}$ [kN/m]	Izkoriščenost [%]
Zgornji del (1)	3,78	0,70	320	14
Spodnji del (2)	1,65	0,87	398	15
Sredinski del (m)	1,25	0,86	394	13

Kontrole KMS za potresno projektno stanje

Obremenitve:

Za potresno projektno stanje uporabim kombinacijo vplivov po izrazu (150):

$$N_{1,Ed}^* = (g_{stene,mans.} \cdot l_w + g_{plošče} \cdot A_{load}) + (\psi_{2,q} \cdot q_{plošče} \cdot A_{load}) \quad (172)$$

$$N_{1,Ed}^* = (11,81 \cdot 3,30 + 6,70 \cdot 6,80) + (0,3 \cdot 3,20 \cdot 6,80) = 91 \text{ kN} ,$$

$$N_{2,Ed}^* = N_{1,Ed}^* + (g_{stene,prtl.} \cdot l_w) = 91 + (12,16 \cdot 3,30) = 131 \text{ kN} , \quad (173)$$

$$N_{m,Ed}^* = \frac{N_{1,Ed}^* + N_{2,Ed}^*}{2} = \frac{91 + 131}{2} = 111 \text{ kN} . \quad (174)$$

Za izračun potresne sile v obravnavani steni Y2 je potrebno izračunati togosti posameznih zidov v Y smeri po enačbi (156). Nato z izrazom (157) izračunamo še potresne sile v posameznih zidovih.

Preglednica 87: Izračun potresnih sil za posamezne zidove v Y smeri

Zid	l_w [cm]	t_w [cm]	h_w [cm]	h_{ef}^* [cm]	A_w [cm ²]	K_e [kN/cm]	$F_{b,d}$ [kN]
Y1	90	30	280	170	2700	429	55
Y2	330	25	280	280	8250	1008	130
Y3	330	30	280	250	9900	1373	177
Y4	150	30	280	250	4500	516	67
Y5	215	30	280	280	6450	722	93
Y6	195	30	280	250	5850	737	95
Y7	330	30	280	250	9900	1373	177
Σ						6158	794

Iz zgornje preglednice lahko odčitam vrednost $F_{b,d}$, ki nastopi v obravnavanem zidu Y2. Ta znaša 130 kN in predstavlja projektno strižno obremenitev V_{Ed}^* .

Kontrola KMS na strižno obtežbo:

Najprej preverim strižno odpornost zidu, ki temelji na modelu prestriga. Za izračun dolžine l_c^* je v splošnem potreben iteracijski proces, kjer iščemo tako vrednost H_{Ed}^* , da bo enaka V_{Rd}^* . Za izračun f_{vd}^* pa potrebujem še vrednost projektne tlačne napetosti, ki jo določimo z izrazom (163) in znaša $\sigma_d^* = 0,014 \text{ kN/cm}^2$. Nato preverim še strižno odpornost zidu, kjer se pojavijo poševne razpoke.

Preglednica 88: Kontrole KMS na strižno obtežbo za potresno projektno stanje

Zid	Strižna odpornost - model prestriga					Strižna odpornost - poševne razpoke			
	f_{vd}^* [kN/cm ²]	H_{Ed}^* [kN]	l_c^* [cm]	V_{Rd}^* [kN]	Izkoriščenost [%]	f_{td}^* [kN/cm ²]	b^*	V_{Rd}^* [kN]	Izkoriščenost [%]
Y2	0,017	80,7	190	80,8	161	0,015	1,18	146	89

Opazimo, da je strižna odpornost, ki temelji na modelu prestriga, premajhna za prevzem potresne sile na zidu Y2. Precej poenostavljeno lahko sklepamo, da so ostali zidovi manj obremenjeni in se tako ta »zaloga odpornosti« prerazporedi na bolj obremenjene zidove, kot je npr. zid Y2. Tak pristop bi lahko uporabili, če bi izračunali izkoriščenosti vseh zidov. V splošnem pa imamo več možnosti za povečanje odpornosti. Najpogostejši sta povečanje debeline zidu ali pa izboljšanje materialnih karakteristik, kot je tlačna trdnost zidakov oz. malte.

Skladno s točko 6.9.2 (2) standarda [16], lahko pri povezanem zidovju namesto dolžine l_c^* upoštevamo kar celotno dolžino zidanega elementa l_w . V tem primeru bi strižna odpornost za model prestriga znašala $V_{Rd}^* = 140$ kN. Tako bi bila zagotovljena zadostna strižna odpornost, saj izkoriščenost v tem primeru znaša 93 %.

6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi je prikazana statična analiza obravnavane stanovanjske hiše. Kontroliral sem nekatere tipične konstrukcijske elemente, ki se pojavijo v običajnih stanovanjskih hišah. Ti so: leseno ostrešje (špirovci, lege, škarje, sohe), armiranobetonska plošča, nosilci in stebri, zidane stene ter v obravnavanem primeru še jekleni nosilec, ki se pojavi kot del stropne konstrukcije. Večino elementov sem preverjal v stalnem/začasnem projektnejem stanju, v primeru zidanih sten pa sem preveril še odpornost v potresnem projektnejem stanju.

V nadaljevanju sem izbral nekatere kritične elemente, ki nastopajo pri obravnavanem objektu. Pri lesenih elementih je tako kritična predvsem slemenska lega (POZ 3), ki z izbranimi karakteristikami ne zadosti niti pogojem MSN niti MSU. Za izpolnitev teh pogojev bi bilo potrebno povečati trdnostni razred lesa s C24 na D70, hkrati pa tudi prerez z 20/24 cm na 20/35 cm. Ta rešitev je praktično precej neugodna, zato kot nadomestno rešitev predlagam dodatno podporo na sredini razpona (s tem bi zmanjšali obremenitve) ali pa spremembo same zasnove iz lesenega nosilca v jekleno okvirno konstrukcijo. Posebno obravnavo zahteva tudi vmesna lega (POZ 4.1), saj je za zadostitev pogojev MSN potrebna sprememba trdnostnega razreda lesa s C24 na D70. Težavo v tem primeru predstavlja torzija zaradi ekscentričnega naleganja špirovcev na vmesno lego. Sama torzija sicer še ni tako kritična, ja pa njena kombinacija s strigom tista, zaradi katere kontrola MSN ni izpolnjena. Predvidevam, da je v tem primeru boljša rešitev izboljšanje materialnih karakteristik, kot pa spreminjanje same zasnove konstrukcije. Zavedam se tudi, da je upoštevana obtežba na konstrukciji večja od dejanske, saj v računu predpostavim enake (maksimalne) velikosti točkovnih obtežb po legi. Zato morda ne bi bilo potrebno izbrati razreda D70, ampak nekoliko manjši razred. Edini leseni element, ki še povzroča težave, so škarje pri dvokapnici 1 (POZ 1.2). Te premoščajo dokaj velik razpon (650 cm) in tako v sredini razpona omogočajo prevelike pomike za zadostitev kontrol MSU. Kot rešitev lahko v poštev pride povečanje prereza škarij s 4,5/20 cm na npr. 8/20 cm.

Pri jeklenem nosilcu ostane neizpolnjena le kontrola MSU, saj pomik za 1 mm presega dovoljene vrednosti. Ker je prekoračitev mejne vrednosti majhna in velikost obtežbe na nosilcu večja od dejanske (konservativno upoštevanje maksimalnih vrednosti), je smiselno natančneje določiti velikost obtežbe, ne pa spreminjati karakteristik elementa.

V primeru armiranobetonskih elementov ni bilo veliko težav. Edino omembe vredno kritično stanje se pojavi v plošči POZ 8.2, kjer se na vogalu dveh prostih robov pojavi potreba po armaturi, ki je ne moremo zagotoviti z armaturnimi mrežami (takih mrež namreč ne ponujajo na trgu). Potrebno bi bilo armiranje z armaturnimi palicami, se pa temu lahko izognemo s postavitvijo stebra na vogalu teh dveh robov. S tem bi ugodno vplivali tudi na upogibne momente v polju, saj bi jih zmanjšali, obenem pa bi zmanjšali tudi potrebo po armaturi.

Zadnji element, ki ga v sklopu diplomske naloge preverim, je zidana stena. Ta v stalnem/začasnem projektnejem stanju ne predstavlja težave. Drugačna zgodba pa je potresno projektno stanje. Ker se objekt nahaja na neugodni potresni lokaciji (projektnej pospešek tal znaša $a_g = 0,225 \cdot g$), hkrati pa tudi na neugodnih temeljnih tleh (privzeti tip tal je E), na zidane stene odpadejo precej velike potresne sile. Kontrolam KMS sicer zadostim, vendar je izkoriščenost strižne nosilnosti blizu mejne vrednosti. Tako je upravičeno potrebno preverjanje zidanih sten na potresni vpliv, za obravnavani primer pa bi bilo za jasnejšo sliko o odpornosti sten na potres potrebno preveriti vse stene.

VIRI

- [1] SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij.
- [2] SIST EN 1990:2004/A101:2005. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij – Nacionalni dodatek.
- [3] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
- [4] SIST EN 1991-1-1:2004/A101:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek.
- [5] SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.
- [6] SIST EN 1991-1-3:2004/oA101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.
- [7] SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.
- [8] SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra – Nacionalni dodatek.
- [9] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [10] SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.
- [11] SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [12] SIST EN 1993-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.
- [13] SIST EN 1993-1-8:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-8. del: Projektiranje spojev.
- [14] SIST EN 1995-1-1:2005. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [15] SIST EN 1995-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.
- [16] SIST EN 1996-1-1:2006. Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje.
- [17] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

-
- [18] SIST EN 1998-1:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.
- [19] SIST EN 338:2004. Konstrukcijski les – Trdnostni razredi.
- [20] Žitnik, J., Žitnik, D., Berdajs, A., et al. 2009. Gradbeniški priročnik, četrta dopolnjena in posodobljena izdaja. Ljubljana, Tehniška založba Slovenije, d.d.: 693 str.
- [21] Beg, D., et al. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1300 str.
- [22] Tomaževič, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis d.o.o.: 301 str.
- [23] Computers and Structures, Inc. 2016. SAP2000 v18.1.1. Berkeley, CSI.
- [24] Microsoft Corporation. 2013. Microsoft Office Excel. Redmond, Microsoft Corporation.

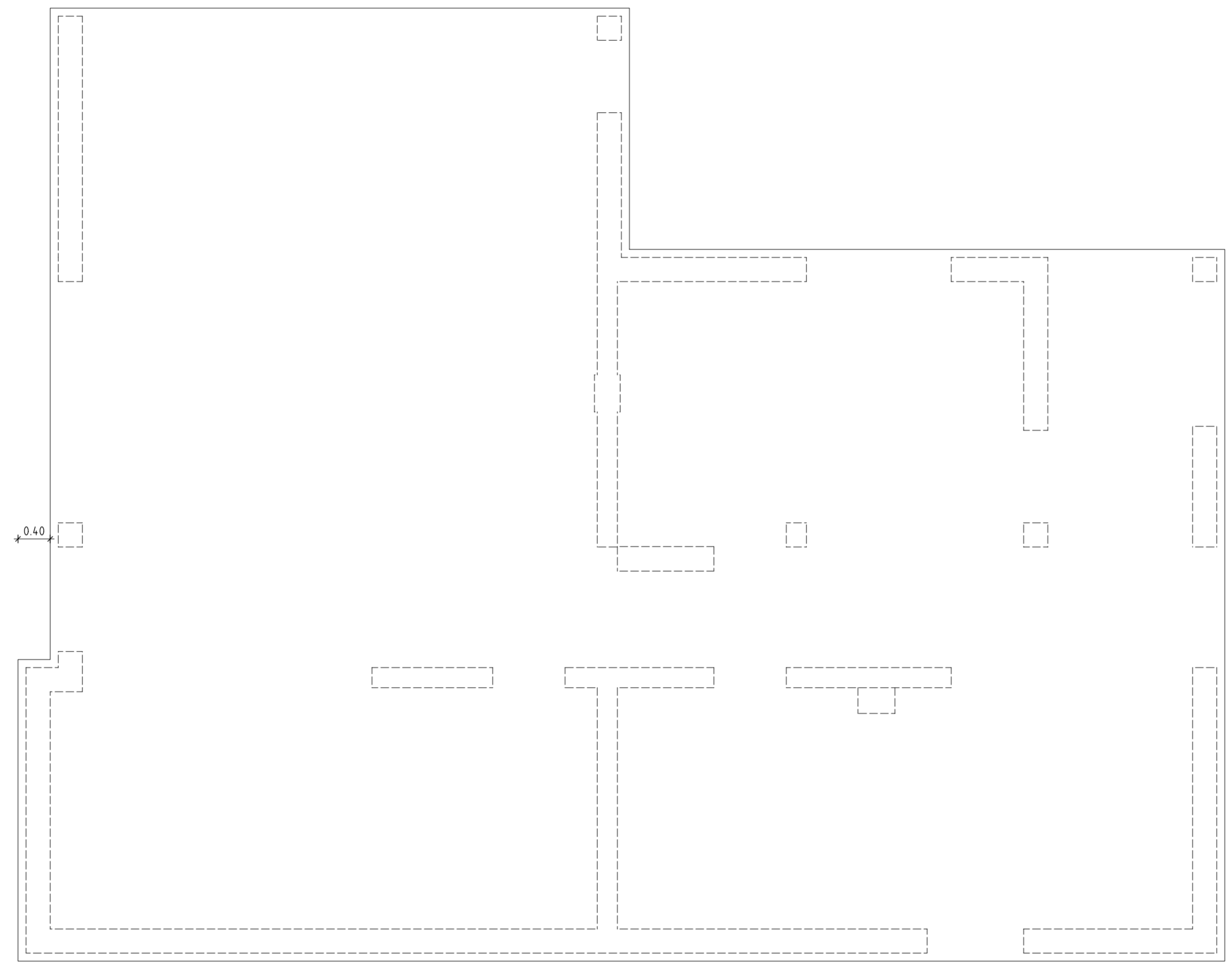
PRILOGA A: ARHITEKTURNI NAČRTI

0.10 0.30 0.20 0.30 2.95 3.75 8.10 7.90 0.10

rez Y

0.10 0.30 7.20 6.40 0.30 0.10 14.60 7.40 7.00 0.30 0.10

rez X

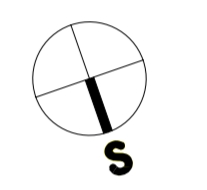


0.10 0.30 3.00 11.85 8.85 0.25 1.50 0.30 3.00 0.10 0.30 2.60 3.00 0.10

rez Y

0.10 0.30 6.80 0.25 15.00 7.15 0.30 0.10

rez X

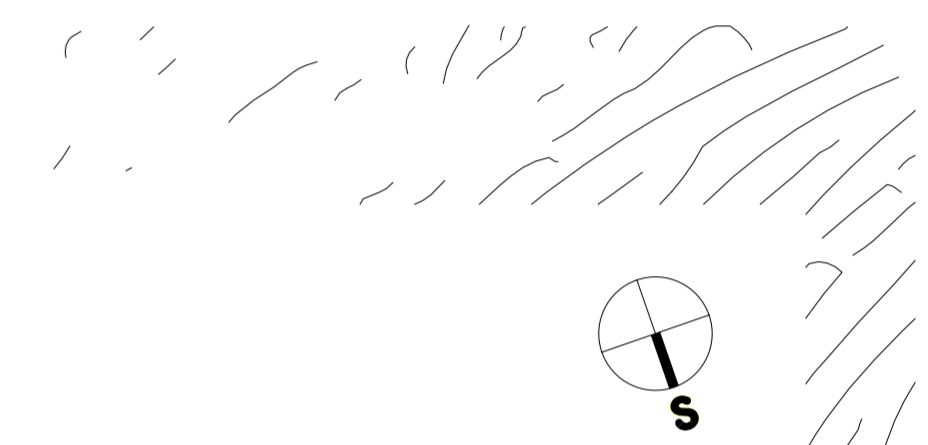
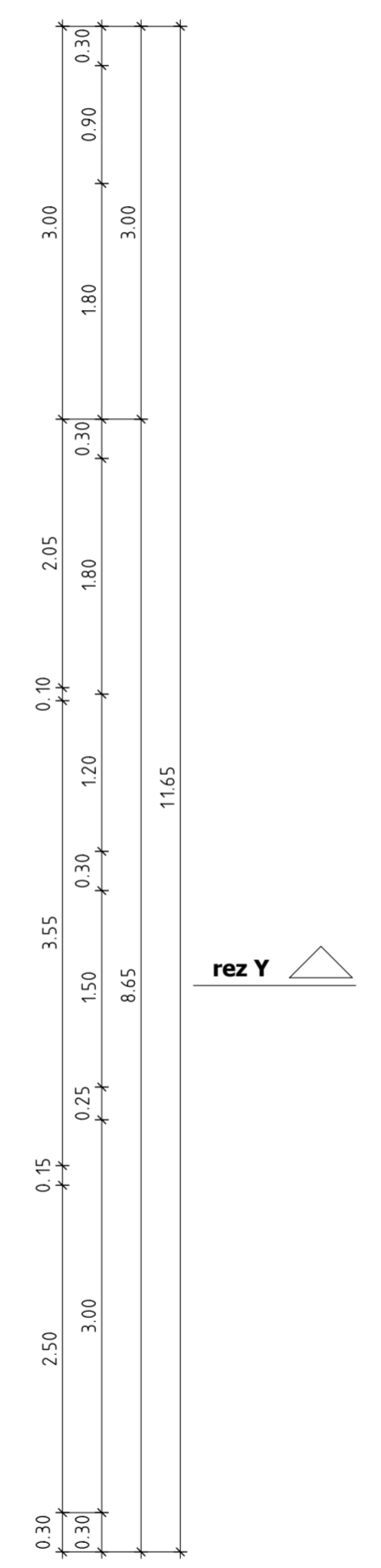
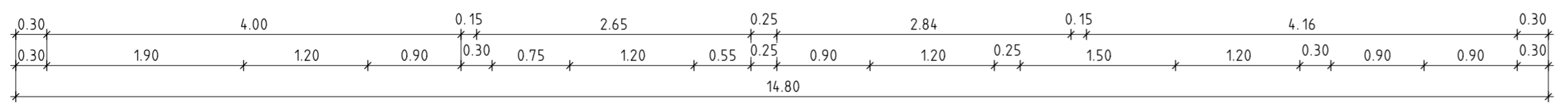
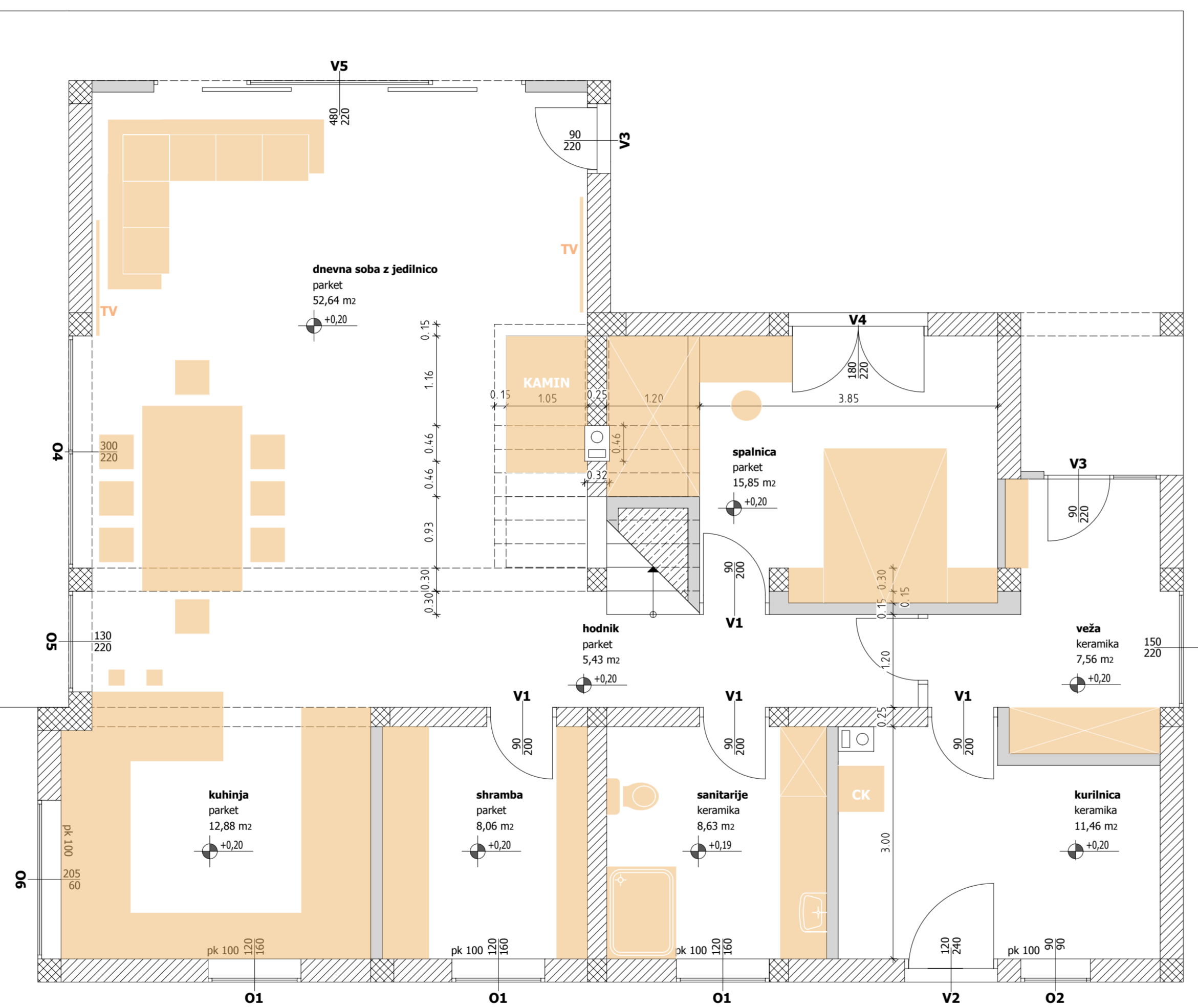
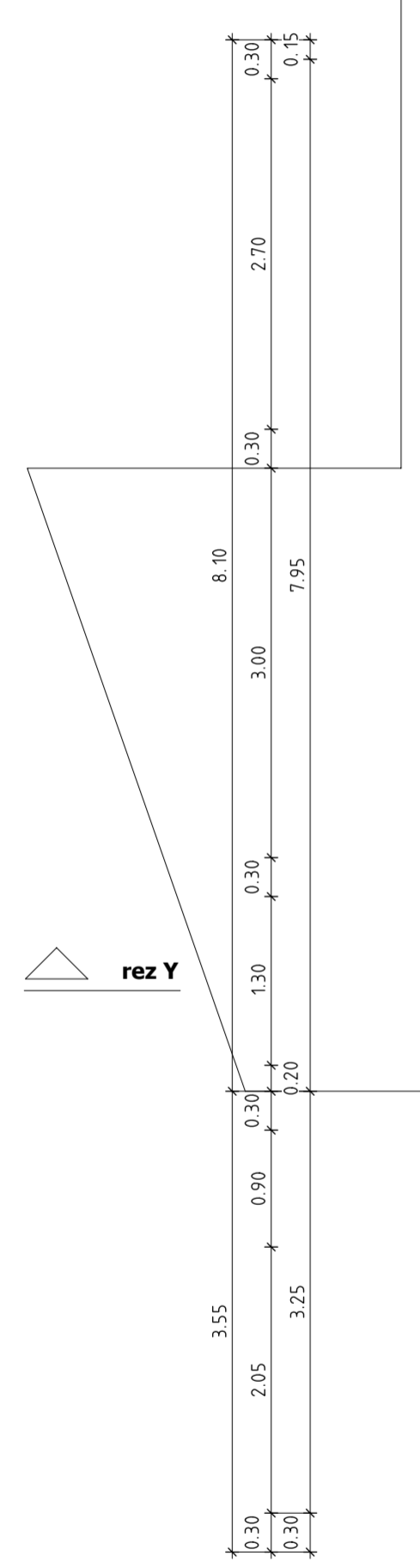
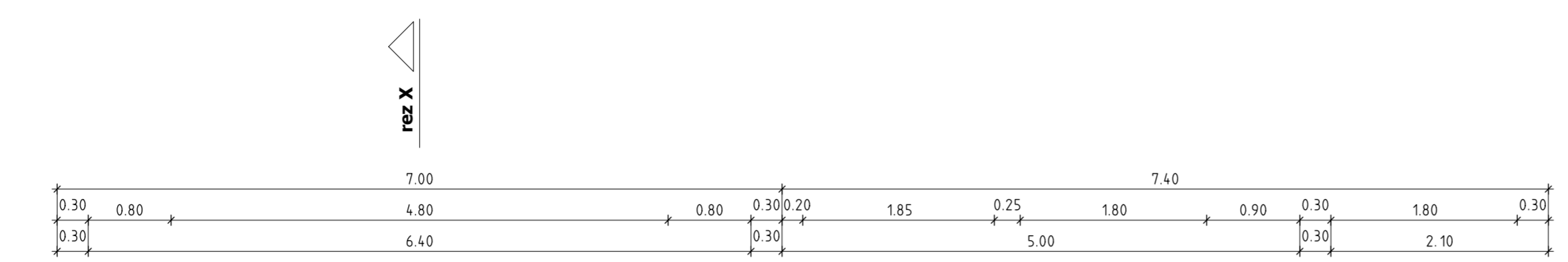


S T R U K T U R A

INVESTITOR	OBJEKT/LOKACIJA		
	Stanovanjska hiša Martinc, Lavrica		
ODGOVORNI VODJA PROJEKTA, I.Š. ZAPS-0331 Jože Slak, univ.dipl.inž.arh.	SODELAVCA Igor Skok, inž. geod. Simon Brdar, gr. tehnik		
OZNAKA DIGITALNEGA DOKUMENTA 120, 133	ŠT. PROJEKTA A1525-PGD	NAČRT 1-Načrt arhitekture	DATUM september 2015
			ŠT. LISTA 1.5.1

1:50

Tloris temeljev



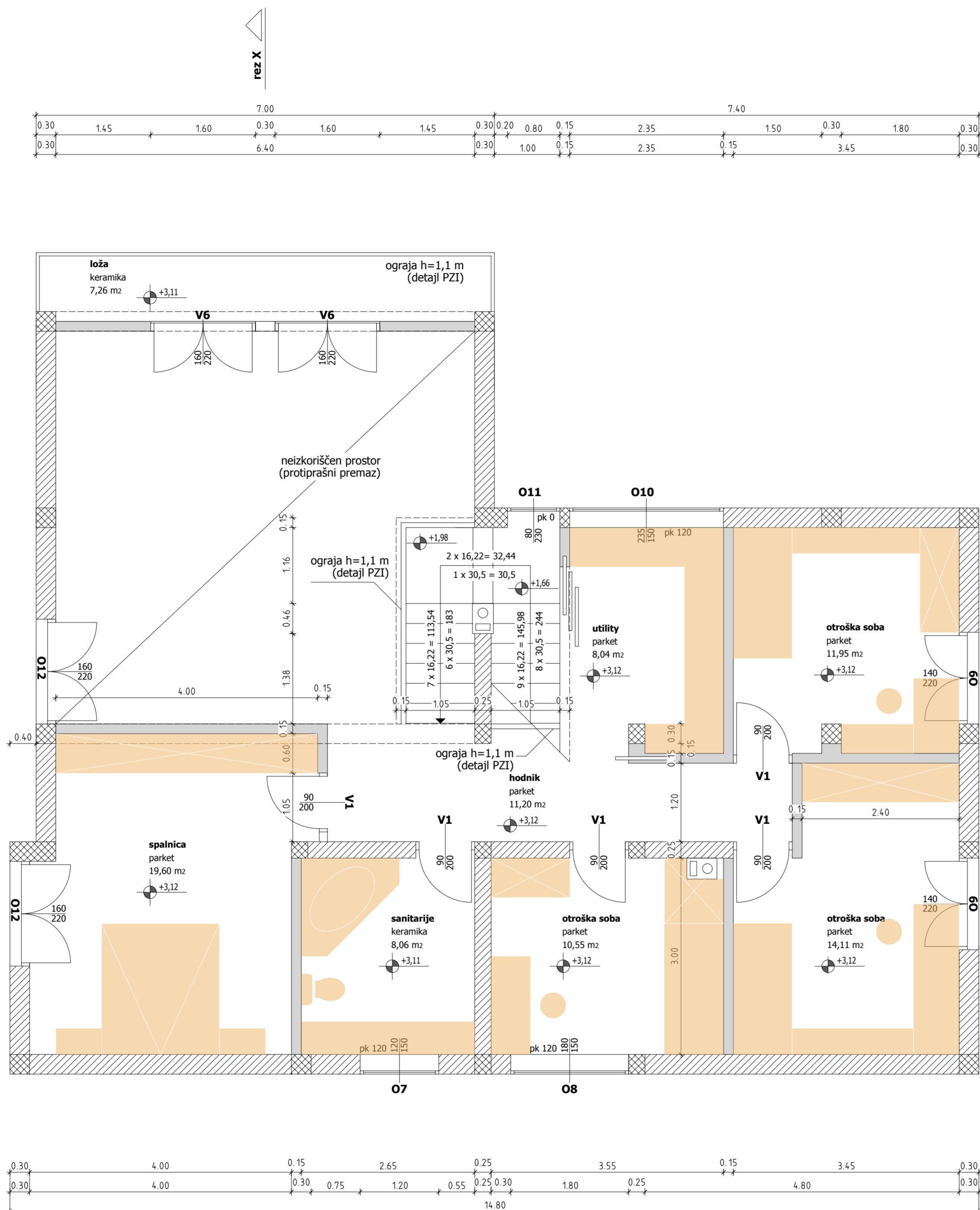
Legenda

- termo opečni votlak š=24, 29 cm
- armirani beton
- predelna stena - mavčno kartonske plošče na pocinkani kovinski podkonstrukciji

INVESTITOR		S T R U K T U R A		OBJEKT/LOKACIJA	
				Stanovanjska hiša Martinc, Lavrica	
ODGOVORNI VODJA PROJEKTA, I.Š. ZAPS-0331 Jože Slak, univ.dipl.inž.arh.				SODELAVCA Igor Skok, inž. geod. Simon Brdar, gr. tehnik	
OZNAKA DIGITALNEGA DOKUMENTA 122, 134, 137, 140	ŠT. PROJEKTA A1525-PGD	NAČRT 1-Načrt arhitekture	DATUM september 2015	ŠT. LISTA 1.5.2	

1:50

Tloris pritličja



rez X

rez Y

rez Y

rez X

Legenda

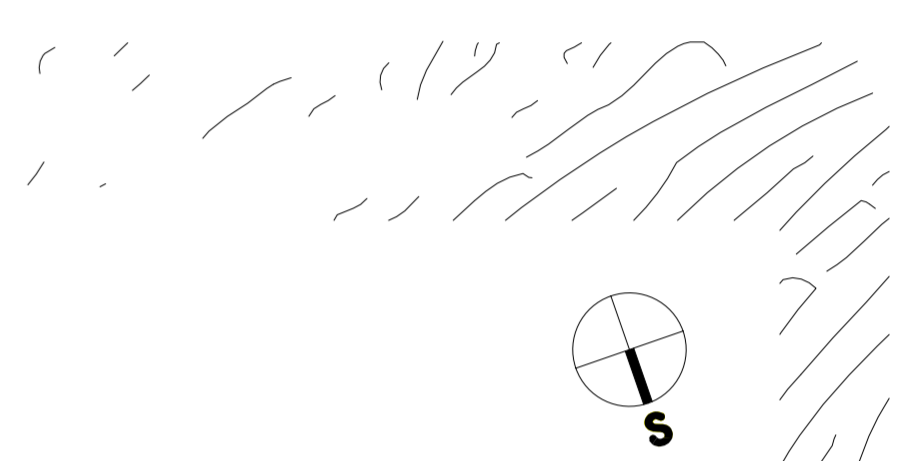
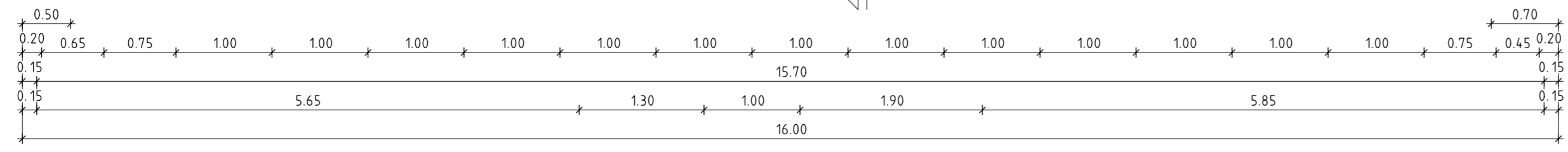
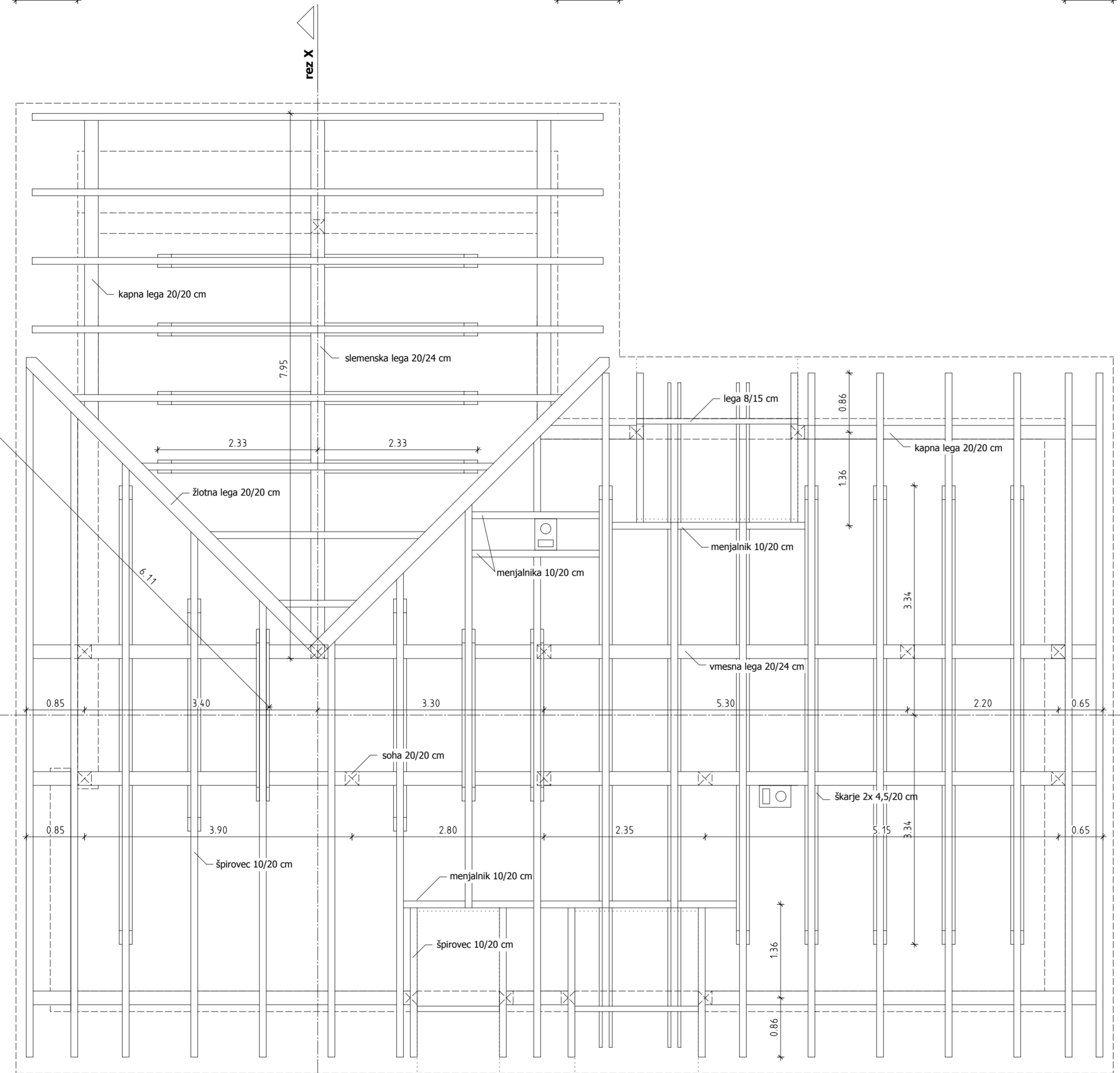
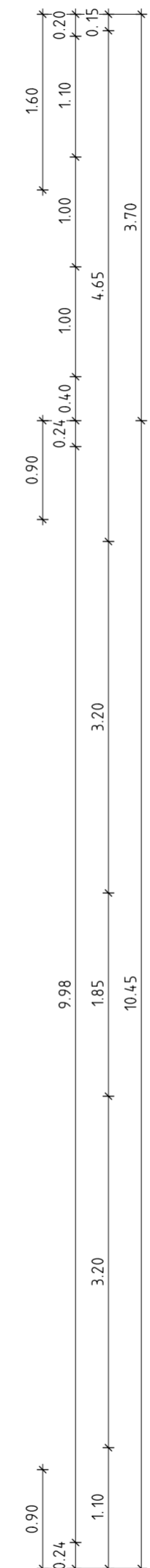
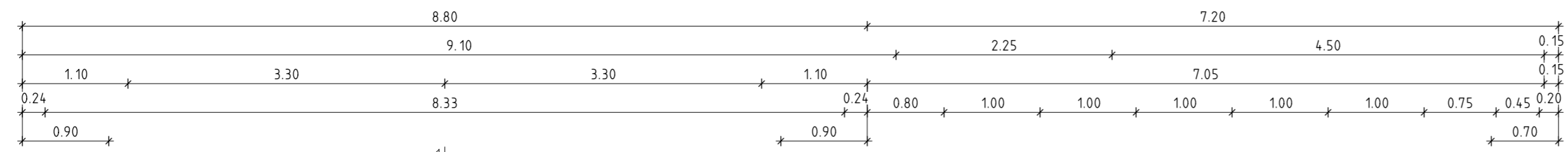
- termo opečni votlak š=24, 29 cm
- armirani beton
- predelna stena - mavčno kartonske plošče na pocinkani kovinski podkonstrukciji

S T R U K T U R A

INVESTITOR ODGOVORNI VODJA PROJEKTA, I.Š. ZAPS-0331 Jože Slak, univ.dipl.inž.arh.	OBJEKT/LOKACIJA Stanovanjska hiša Martinc, Lavrica SODELAVCA Igor Skok, inž. geod. Simon Brdar, gr. tehnik			
OZNAKA DIGITALNEGA DOKUMENTA 125, 135, 138, 141	ŠT. PROJEKTA A1525-PGD	NAČRT 1-Načrt arhitekture	DATUM september 2015	ŠT. LISTA 1.5.3

1:50

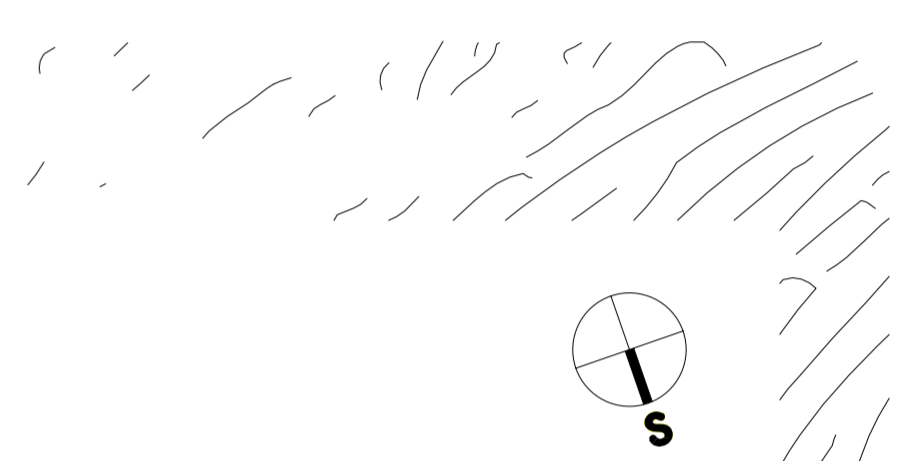
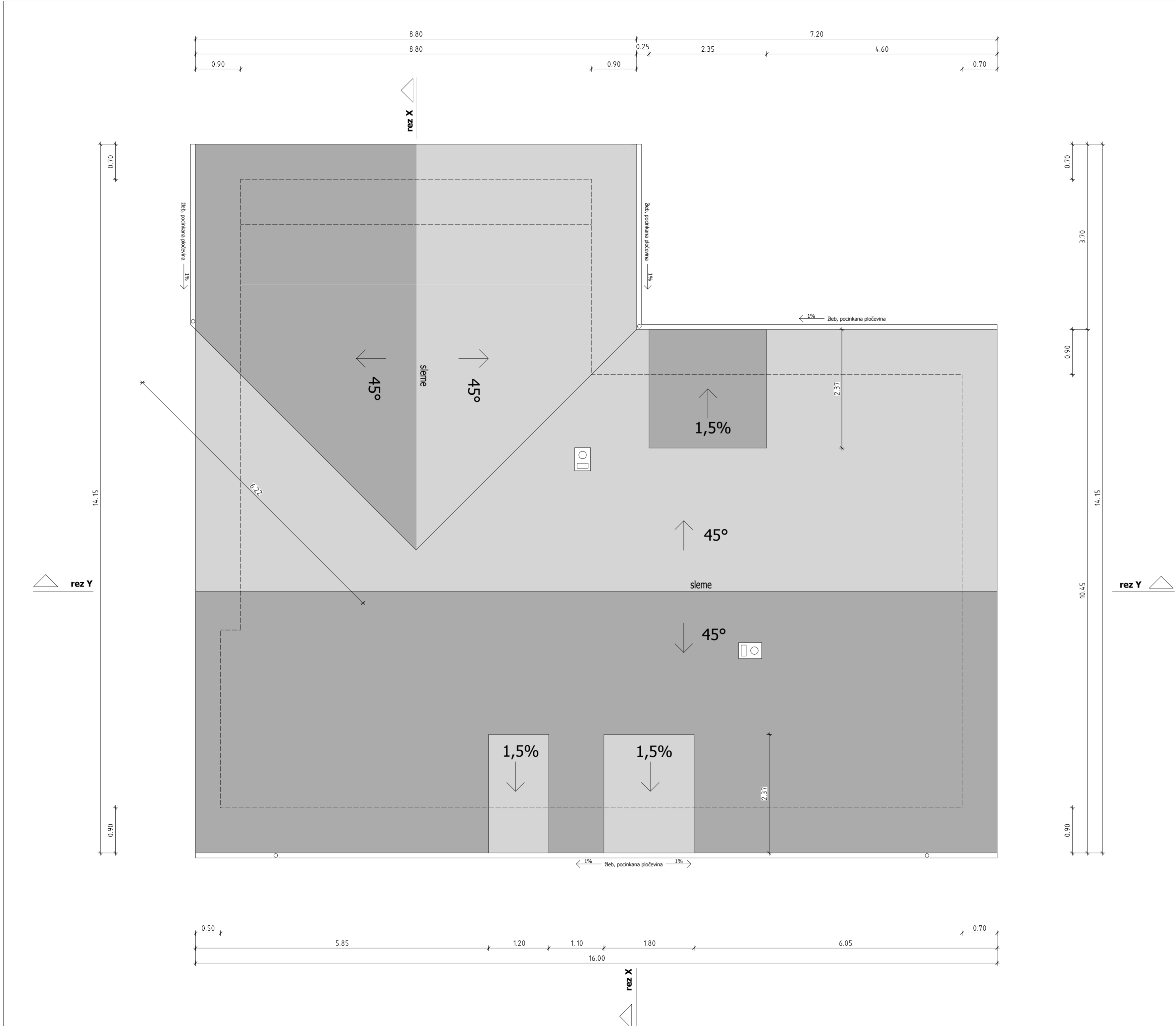
Tloris mansarde



INVESTITOR		OBJEKTI/LOKACIJA	
		Stanovanjska hiša Martinc, Lavrica	
ODGOVORNI VODJA PROJEKTA, I.Š. ZAPS-0331 Jože Slak, univ.dipl.inž.arh.		SODELAVCA Igor Skok, inž. geod. Simon Brdar, gr. tehnik	
OZNAKA DIGITALNEGA DOKUMENTA 126	ŠT. PROJEKTA A1525-PGD	NAČRT 1-Načrt arhitekture	DATUM september 2015
			ŠT. LISTA 1.5.4

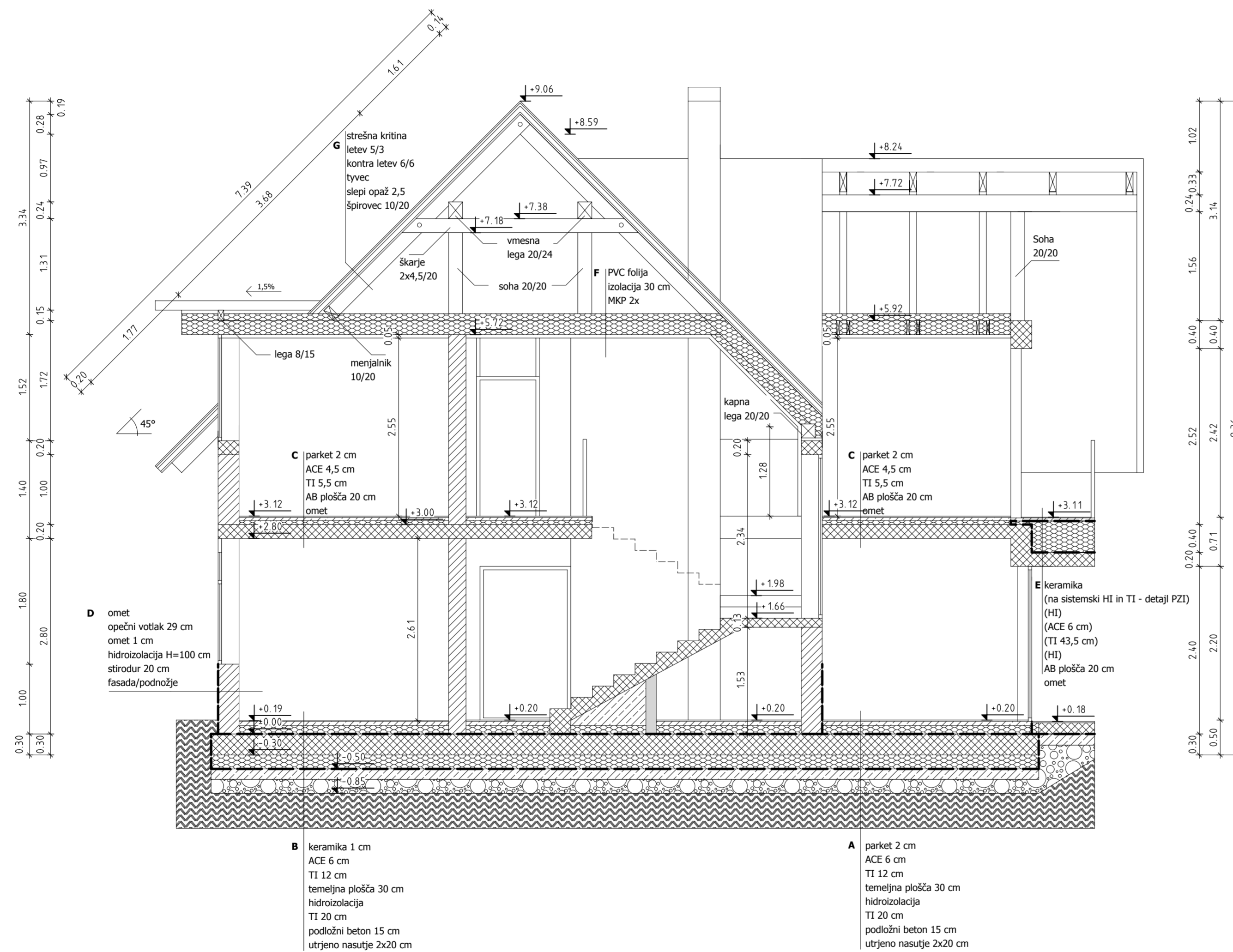
1:50

Tloris ostrešja



INVESTITOR		OBJEKT/LOKACIJA	
		Stanovanjska hiša Martinc, Lavrica	
ODGOVORNI VODJA PROJEKTA, I.Š. ZAPS-0331 Jože Slak, univ.dipl.inž.arh.		SODELAVCA Igor Skok, inž. geod. Simon Brdar, gr. tehnik	
OZNAKA DIGITALNEGA DOKUMENTA	ŠT. PROJEKTA	NAČRT	DATUM
124	A1525-PGD	1-Načrt arhitekture	september 2015
			ŠT. LISTA
			1.5.5

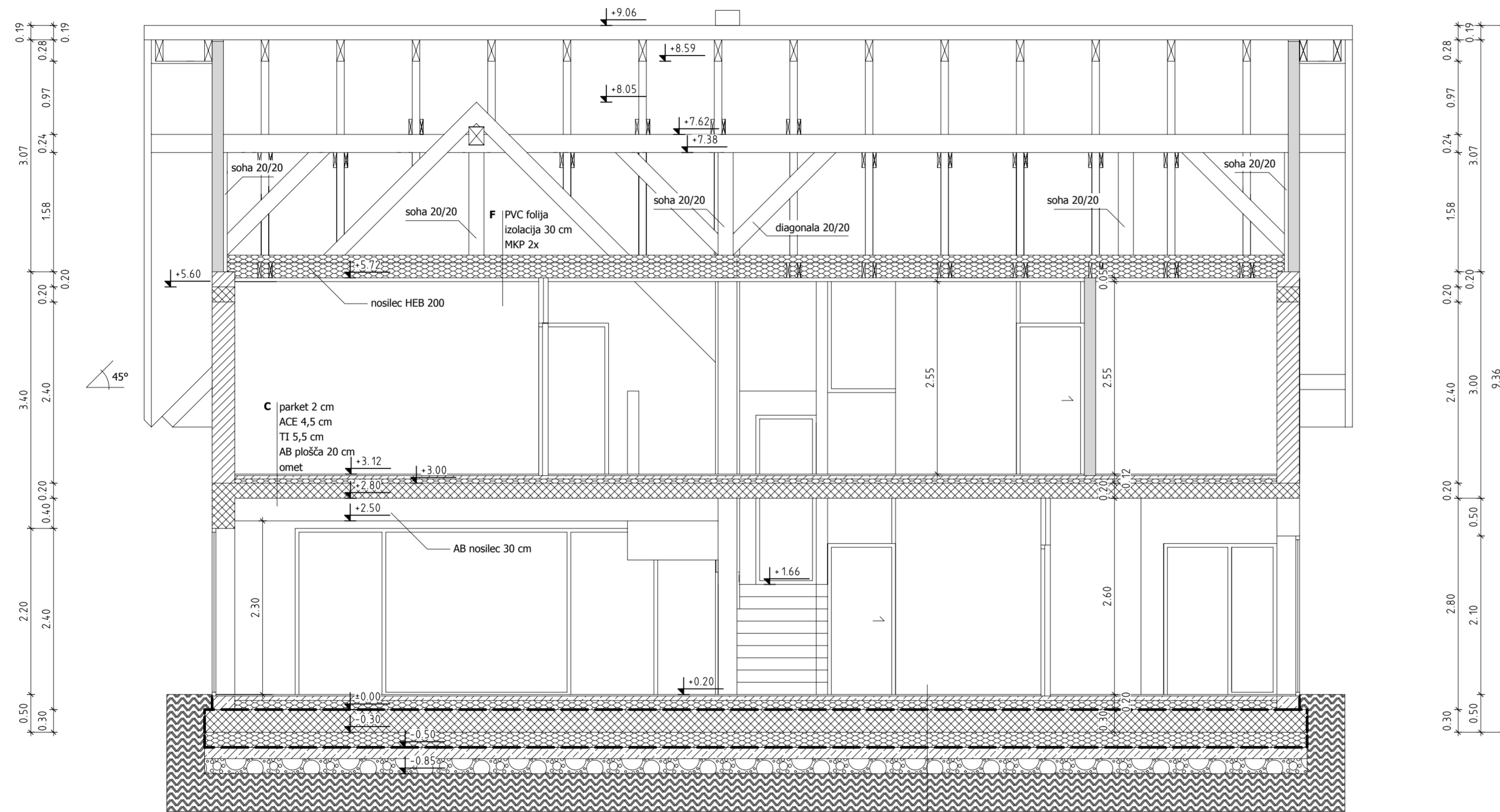
1:50 **Tloris strehe**




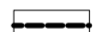

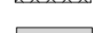



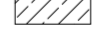
INVESTITOR		S T R U K T U R A		OBJEKT/LOKACIJA	
				Stanovanjska hiša Martinc, Lavrica	
ODGOVORNI VODJA PROJEKTA, I.Š. ZAPS-0331 Jože Slak, univ.dipl.inž.arh.				SODELAVCA Igor Skok, inž. geod. Simon Brdar, gr. tehnik	
OZNAKA DIGITALNEGA DOKUMENTA 129	ŠT. PROJEKTA A1525-PGD	NAČRT 1-Načrt arhitekture	DATUM september 2015	ŠT. LISTA 1.5.6	

1:50

Prerez X-X



Legenda

-  termo opečni votlak š=24, 29 cm
-  hidroizolacija
-  armirani beton
-  predelna stena - mavčno kartonske plošče na pocinkani kovinski podkonstrukciji
-  toplotna izolacija
-  armirano cementni estrih
-  utrjen gramozni tampon
-  zemljina

A parket 2 cm
ACE 6 cm
TI 12 cm
temeljna plošča 30 cm
hidroizolacija
TI 20 cm
podložni beton 15 cm
utrjeno nasutje 2x20 cm

C parket 2 cm
ACE 4,5 cm
TI 5,5 cm
AB plošča 20 cm
omet

F PVC folija
izolacija 30 cm
MKP 2x

S T R U K T U R A

INVESTITOR				OBJEKT/LOKACIJA
				Stanovanjska hiša Martinc, Lavrica
ODGOVORNI VODJA PROJEKTA, I.Š. ZAPS-0331 Jože Slak, univ.dipl.inž.arh.	SODELAVCA Igor Skok, inž. geod. Simon Brdar, gr. tehnik			
OZNAKA DIGITALNEGA DOKUMENTA 130	ŠT. PROJEKTA A1525-PGD	NAČRT 1-Načrt arhitekture	DATUM september 2015	ŠT. LISTA 1.5.7

1:50

Prerez Y-Y