

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni študij gradbeništva,
Konstrukcijska smer

Kandidatka:

Liliana Poropath

**PRIMERJAVA ANALIZE IN
DIMENZIONIRANJA OBSTOJEČEGA
POSLOVNEGA OBJEKTA PO STANDARDIH
JUS IN EVROCODE**

Diplomska naloga št.: 3121

Mentor:
izr. prof. dr. Franc Saje

Ljubljana, 2010

NASLOVNA STRAN

Primerjva analize in dimenzioniranja obstoječega poslovnega objekta po standardih JUS
in EVROCODE

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana **LILIANA POROPATH** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

"PRIMERJVA ANALIZE IN DIMENZIONIRANJA OBSTOJEČEGA
POSLOVNEGA OBJEKTA PO STANDARDIH **JUS** IN **EVROCODE**"

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske separatorke FGG.

Ljubljana, 11.6.2010

(podpis)

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	006(4):624.012.45(043.2)
Avtor:	Liliana Poropath
Mentor:	izr. prof. dr. Franc Saje, univ.dipl.inž.grad.
Naslov:	Primerjava analize in dimenzioniranja obstoječega poslovnega objekta po standardih JUS in EVROCODE
Obseg in oprema:	164 str., 69 slik, 43 pregl., 108 en.
Ključne besede:	standard Evrokod 2, standard Evrokod 8, plošče, stene, okviri, prostorski model, , protipotresno projektiranje, armirani beton

Izvleček

V diplomski nalogi obravnavamo projektiranje objekta Ljubljanskih mlekaren- KID po trenutno veljavnih standardih za projektiranje gradbenih konstrukcij EVROKODE. Armiranobetonska konstrukcija je sestavljena iz treh delov, ki so medsebojno povezani v celoto. V diplomski nalogi analiziramo medetažno stropno AB konstrukcijo, ki je izvedena kot monolitna plošča s kartonskimi cevmi. Navpične nosilne elemente konstrukcije pa predstavljajo stene jeder ter stebri, ki skupaj z nosilci tvorijo prostorske okvire. Izmed vplivov, ki delujejo na konstrukcijo, smo v analizi upoštevali stalne vplive, vplive koristne obtežbe, vplive obtežbe snega in vetra ter potresne vplive. V diplomski nalogi smo prikazali projektiranje značilne medetažne stropne konstrukcije obravnavanega objekta. Analizo smo v celoti izdelali s programom SAFE. Zaradi zahtevnosti določb Evrocode standardov smo pri projektiranju navpičnih nosilnih elementov, ki se nahajajo na potresnih območjih, analizo omejili le na eno izmed armiranobetonskih sten, analizo AB okvira pa nisem zajela v podrobno tematiko. Obravnavani del nosilne konstrukcije smo projektirali po metodi načrtovanja nosilnosti (capacity design), obremenitve konstrukcije pa smo določili na prostorskem računskem modelu, izdelanem v programu ETABS. Poglavitni cilj diplomske naloge je primerjava med vgrajeno armaturo objekta določeno še po Jus predpisih in računsko potrebno, ki jo zahtevajo sedanji standardi Evrokode. Primerjava je pokazala, da je količina vgrajene armature manjša v medetažni stropni konstrukciji v primerjavi z zahtevami standarda Evrokod. Analiza konstrukcije sten je pokazala, da že obstoječe dimenzije stene ne zadoščajo zelo strogim zahtevam Evrokode standardov. Pri okvirih smo ugotovili, da obstoječa vertikalna armatura v stebrih zadošča, ne zadošča pa stremenska armatura; ravno tako pri gredah vzdolžna in stremenska armatura ne zadošča zahtevam Evrokode standardov.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDK: 006(4):624.012.45(043.2)
Author: Liliana Poropath
Supervisor: izr. prof. dr. Franc Saje, univ.dipl.inž.grad.
Title: Compering analysis and calculation of existing structure by JUS-standards and EUROCODES
Notes: 164 p., 69 fig., 43 tab., 108 eq.
Key words: standard EC8, standard EC 2, plates, walls, frames, 3D model, seismic loading, reinforced concrete

Abstract

This thesis presents designing of the milk plant in Ljubljana, called "Ljubljanske mlekarne", according to the current standards for designing building structures by Eurocode. Reinforced-concrete construction is designed of tree parts that are joining together as a whole. Ceiling constructions are constructed as monolith plates with build in cardboard tubes. A vertical supporting element of construction represents wall cores and columns which form spatial frames together with beams. Among all the impacts, that affect the construction, we considered within the analysis permanent impacts, impacts of imposed loads, snow and wind loads and also seismic effects. In this thesis we presented designing of characteristic ceiling construction of the existing building. Complete analysis was made by SAFE software. Because of the pretentiousness of Eurocode standard's regulations for objects on the seismic zones we restricted the analysis at the designing of vertical load-bearing elements to one of reinforced-concrete walls and the part of reinforced-concrete frame we didn't take in context of analysis... Considered part of load-bearing constructions were designed by the method of load planning (capacity design), while load structure, we determined on the spatial computation model, made by ETABS software. The primary objective of the work is a comparison between the required reinforcement by current standards Eurocode, and the actual build in reinforcement, established in accordance with the requirements of the JUS regulations. The comparison indicated that the amount of built-in reinforcement in the analyzed ceiling construction is less than required reinforcement by Eurocode standards. Wall construction analysis indicated that the existing wall dimensions do not suffice the requirements of the very strict standards Eurocode. We determined that the existing longitudinal reinforcement in the columns is sufficient although shear reinforcement is not sufficient enough according to the requirements of current standards Eurocode, also beam longitudinal and shear reinforcement don't satisfy demands.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. F. Sajetu. Za koristne nasvete in razlage se zahvaljujem tudi doc. dr. M. Dolšku.

Zahvalila bi se tudi svoji mami in očetu, ki sta mi skozi vsa ta leta vedno stala ob strani in mi pomagala na poti skozi življenje. Hvala tudi vsem kolegom in zaposlenim, ki so mi pomagali in popestrili preživljanje študijskega časa na fakulteti.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD.....	1
1.1	Namen naloge	1
2	ARHITEKTURA	4
2.1	Osnovni podatki o objektu po novih predpisih	4
2.2	Tehnično poročilo	4
2.2.1	Upoštewane spremenljive obtežbe po Evrocodu	5
2.2.2	Karakteristike materiala po Evrocodu	5
2.3	Skice tlorisov in prerezov konstrukcije	6
3	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO PO EVROCODU.....	15
3.1	Lastna teža v skladu z SIST EN 1991-1-1: 2.1; 3.2; 5.....	15
3.2	Koristna obtežba v skladu z SIST EN 1991-1-1: 2.2, 3.3, 6.....	16
3.2.1	Primerjava koristne obtežbe JUS in EVROCODE predpisa	17
3.3	Obtežbe SNEGA v skladu z SIST EN 1991-2-3:2004	17
3.3.1	Primerjava obtežbe snega JUS in EVROCODE predpisa	19
3.4	Obtežbe VETRA v skladu z SIST EN 1991-2-4: 2004.....	20
3.4.1	Splošno o sili vetra F_w na objekt.....	20
3.4.2	Tlak vetra w_e na zunanje površine	20
3.4.3	Največji tlak $q_p(z_c)$ ob sunkih vetra	23
3.4.4	Tlak vetra na vertikalne zunanje površine – STENE.....	26
3.4.5	Razporeditev horizontalne sile vetra po etažah za x in y smer:	28
3.4.6	Tlak vetra na horizontalne zunanje površine – STREHE	29
3.4.7	Primerjava sile vetra na vertikalne površine med JUS in EVROCODE	31
3.5	Obtežba POTRESNA v skladu z SIST EN 1998-1:2004	32
3.5.1	Projektni pospešek tal - a_g	32
3.5.2	Horizontalni elastični spekter odziva.....	32
3.5.3	Vertikalni elastični spekter odziva.....	33

3.5.4	Tip tal	34
3.5.5	Faktor obnašanja q	35
3.5.6	Potresni spekter po SIST EN 1998-1:2004(3.2.2.5 (1),(2),(3)P in (4)P)	37
3.5.7	Metode analize potresnega vpliva.....	40
3.5.8	Metoda z vodoravnimi silami	40
3.5.9	Modalna analiza s programom ETABS	45
3.6	Obtežni primeri in kombinacije v skladu z SIST EN 1990:2004.....	47
3.6.1	Mejna stanja nosilnosti (MSN)	47
3.6.2	Mejna stanja uporabnosti (MSU).....	48
3.6.3	Prikaz obtežnih primerov za obstoječo konstrukcijo	49
3.6.4	Obtežne kombinacije za obstoječo konstrukcijo po EC predpisih.....	50
4	PREDSTAVITEV NUMERIČNEGA MODELA	51
4.1	Program ETABS za statično in potresno analizo konstrukcije.....	52
4.1.1	Izvečki iz predpisov EC8 pomenbnih za modeliranje konstrukcije.....	56
4.2	Programom SAFE za statično analizo plošč.....	61
4.2.1	Glavne značilnosti modeliranja plošč s programom SAFE so:	61
5	REZULTATI NUMERIČNE ANALIZE.....	63
5.1	Medetažna AB konstrukcija - SIST EN 1992-1-1: 2004.....	63
5.1.1	Splošno o AB ~ploščah.....	63
5.1.2	Dimenzioniranje na upogib EN 1992-1-1:2004: 6.1.....	64
5.1.3	Krovni sloj betona EN 1992-1-1:2004: 4.4.1.2.....	65
5.1.4	Minimalna in maksimalna vzdolžna armatura plošče.....	66
5.1.5	Pozicijske skice poslovnega objekta – KIT	68
5.1.6	Obtežbe po pozicijah karakterističnih etaž	70
5.1.7	Račun obremenitev je v Prilogi A in B v dodatku k diplomski nalogi	72
5.2	Račun pozicije P1000 s programom SAFE.....	72
5.2.1	Grafični prikaz momentne linije peš računa in iz programa SAFE.....	81
5.2.2	Tabelarična primerjava momentov in armature za tipično etažo.....	83
5.2.3	Preboj plošč po predpisu SIST EN 1992-1-1:2004:(6.4).....	84

5.2.4	Kontrola odpornosti proti preboju za stebra C1 in C2.....	90
5.2.5	Določitev strižne armature proti preboju pri stebrih C1 in C2	90
5.2.6	Ocena dimenzij za robne stebre C5, C6, C7 in C8	92
5.2.7	Izberemo stremena, $\alpha=90^\circ \rightarrow \sin \alpha = 1,0$	97
5.2.8	Primerjava preboja po JUS in EC2 predpisih	98
5.3	Stene	100
5.3.1	Splošno o stenah levega in desnega jedra	100
5.3.2	Izvečki iz predpisov EC8 upoštevanih pri računu sten	101
5.3.3	Izveček iz predpisov EC2 upoštevanih pri računu sten	109
5.3.4	Geometrijske omejitve za duktilne stene	110
5.4	AB stena desnega jedra, PD4, v y-smeri	118
5.4.1	Obremenitve stene PL1	119
5.4.2	Preverjanje mejnih stanj stene PD4	123
5.4.3	Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti	127
5.5	Okviri	136
5.6	Steber v okviru OK15.....	139
5.6.1	Notranjne statične količine za okvir OK15.....	139
5.6.2	Izvečka max. in min. notranjih statičnih količin za steber C1	141
5.6.3	Dimenzioniranje vzdolžne armature stebra C1 z programom ETABS.....	143
5.6.4	Vzdolžna min. in max. armatura za stebre po EC2 predpisih.....	144
5.6.5	Račun minimalne armature stebra C1 po EC2-predpisih:	144
5.6.6	Strižna armatura stebra C1 po EC2 predpisih.....	145
5.6.7	Primerjava vgrajenih stremen po JUS-u s stremeni po EC-ju v stebru C1.....	147
5.6.8	Primerjalna tabela armature za steber C1	148
5.7	Nosilci okvira OK 15.....	149
5.7.1	Dimenzioniranje nosilcev	149
5.7.2	Učinkovita širina » b_{eff} « EN 1998-1: 2004 (5.3.2)	150
5.7.3	Zagotovitev lokalne duktilnosti nosilca ^{B9-10-11} okvira OK15	152
5.7.4	Primerjava količine arm. med JUS in EC predpisoma za nosilec B ^{9,10,11}	155
6	PRIMERJAVA REZULTATOV JUS IN EVROCODE PREDPISOV	156

6.1	Primerjava vplivov na konstrukcijo.....	156
6.1.1	Primerjava koristne obtežbe.....	156
6.1.2	Primerjava obtežbe snega	156
6.1.3	Primerjava sile vetra na vertikalne površine	157
6.1.4	Primerjava obtežbe potresa	158
6.2	Tipična medetažna plošča debeline, h=30cm, pozicija P1000.....	159
6.3	Stena desnega jedra, PD4, v y smeri	160
6.3.1	Primerjava horizontalne armature	160
6.3.2	Primerjava vertikalne armature	161
7	ZAKLJUČEK.....	162
VIRI.....		165
PRILOGE		167

KAZALO SLIKE

Slika 1: Različna pogleda prostorskega modela objekta iz programa ETABS.....	2
Slika 2: Tloris temeljne plošče.....	7
Slika 3: Tloris 2. kleti.....	8
Slika 4: Tloris 1. kleti.....	9
Slika 5: Tloris pritličja	10
Slika 6: Tloris tipične etaže.....	11
Slika 7: Tloris strehe	12
Slika 8: Vzдолžni prereз 2-2	13
Slika 9: Prečni prereз 1-1 in Prereз skozi desno jedro	14
Slika 10: Snežne cone v Sloveniji.....	18
Slika 11: Prikaz razporeditve tlakov vetra po višini v x- smeri objekta	21
Slika 12: Prikaz razporeditve tlakov vetra po višini v y- smeri objekta	22
Slika 13: Skice spremembe vetra po višini	25
Slika 14: Skica tlaka vetra v x-smeri na vertikalne zunanje površine	26
Slika 15: Skica tlaka vetra v y-smeri na vertikalne zunanje površine	27
Slika 16: Skica tlaka vetra v x- smeri na horizontalne zunanje površine (terasa)	29
Slika 17: Skica tlaka vetra v y- smeri na horizontalne zunanje površine (terasa)	30
Slika 18: Karta projektnega pospeška tal za Slovenijo (ARSO).....	33
Slika 19: Oblika elastičnega spektra odziva	37
Slika 20: Slika grafikona projektnega potresnega spektra za faktor obnašanja $q=3,6$... 39	
Slika 21: Masni model za potresno analizo	42
Slika 22: Različni pogledi prostorskega modela konstrukcije v programu ETABS.....	46
Slika 23: Skice obtežnih primerov	49
Slika 24: Prostorski prikaz konstrukcije v programu ETABS	55
Slika 25: Napetosti in deformacije v pravokotnem prereзу.....	64
Slika 26: Pozicija stropa tipične etaže kot terase	68
Slika 27: Prikaz pozicijske skice po etažah v prereзу 2-2	69
Slika 28: Pozicijski načrt tipične etaže	72
Slika 29: Tloris, Prerezi A-A in B-B skozi srednji del objekta.....	73
Slika 30: Rrazpored kartonastih cevi in detail stropne konstrukcije:.....	74

Slika 31: Momenti M_{xx}	75
Slika 32: Momenti M_{yy}	76
Slika 33: Momenti M_{max}	77
Slika 34: Momenti M_{min}	78
Slika 35: Momenti V_{max}	79
Slika 36: Potek deformacij	80
Slika 37: Grafi momentov v poljih 1, 2 in 1' srednjega dela objekta tipične etaže	81
Slika 38: Grafi momentov v poljih 3, 4 in 3' srednjega dela objekta:	81
Slika 39: Grafi momentov v polju 3 in 1 srednjega dela objekta:	82
Slika 40: Grafi momentov v polju 4 in 2 srednjega dela objekta:	82
Slika 41: Osnovni kontrolni obseg	84
Slika 42: Kritična površina obtežbe, ki se prenaša na notranje in zunanje stebre	85
Slika 43: Zunanja stebera C7 in C8 med polji 1-2 -1'	92
Slika 44: Zunanja stebera C5 in C6 med polji 3-4-3'	92
Slika 45: Raspored sten levega in desnega jedra konstrukcije iz programa ETABS	100
Slika 46: Pogled sten levega in desnega jedra iz programa ETABS	101
Slika 47: Geometrijski parametri stene	102
Slika 48: Diagram projektnih upogibnih momentov	103
Slika 49: Projektna ovojnica prečnih sil	104
Slika 50: Prikaz Robnega elementa	107
Slika 51: Objektje betonskega jedra	108
Slika 52: Prikaz Robnega elementa	111
Slika 53: Lega stene PD4 desnega jedra v tlorisu iz programa ETABS	119
Slika 54: Ovojnica vrednosti notranjih sil za steno PD4 iz programa ETABS	120
Slika 55: Projektna ovojnica prečnih sil za steno PD4	122
Slika 56: Projektna ovojnica upogibnih momentov za steno PD4	123
Slika 57: Objektje betonskega jedra stene PD4	131
Slika 58: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene debeline 25 cm v kritičnem območju	133
Slika 59: Vertikalna armatura stene PD4 v kritičnem območju nad vpetjem stene	133
Slika 60: Sestavni elementi tipične etaže iz programa ETABS	136
Slika 61: Sestavni elementi okvirnih konstrukcij tipične etaže iz programa ETABS ..	137

Slika 62: Ovojnica osnih sil (N) za stebra C1, C2 okvira OK15	139
Slika 63. Ovojnice upogibnih momentov (M3) in prečnih sil (V2) za stebra C1, C2, 140	
Slika 64: Količina potrebne armature za stebera C1, C2 in prečke okvira OK15	143
Slika 65: Sodelujoča širina b_{eff} pasnice grede, kiso vpete v steber	150
Slika 66: Sodelujoča širina.....	150
Slika 67: Medsebojna razdalja momentnih ničelnih točk	151
Slika 68: Armatura nosilcev iz programa ETABS	152
Slika 69: Diagram momentov gred - M_3	153

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Lastne teže tipičnih plošč konstrukcije	15
Preglednica 2: Kategorije po SIST EN 1991-1-1:2004 (CEN/TC 250, 2004) s pripadajočimi karakterističnimi vrednostmi koristnih obtežb v obravnavani zgradbi....	16
Preglednica 3: Primerjava koristne obtežbe JUS in EVROCODE predpisa.....	17
Preglednica 4: Primerjava obtežbe snega JUS in EVROCODE predpisa.....	19
Preglednica 5: Koeficijent tlaka-interpolacija.....	22
Preglednica 6: Koeficijent tlaka-interpolacija.....	23
Preglednica 7: Konični tlak za x smer glede na referenčno višino	26
Preglednica 8: Tlak vetra za x smer glede na referenčno višino.....	26
Preglednica 9. Konični tlak za y smer glede na referenčno višino	27
Preglednica 10. Tlak vetra za y smer glede na referenčno višino.....	27
Preglednica 11: Vrednosti horizontalne sile vetra za x-smer.....	28
Preglednica 12: Vrednosti horizontalne sile vetra za y-smer.....	28
Preglednica 13: Tlaka vetra na horizontalne zunanje površine v x- smeri	29
Preglednica 14: Tlaka vetra na horizontalne zunanje površine v y- smeri	30
Preglednica 15: Primerjava sile vetra na vertikalne površine za x in y smer.....	31
Preglednica 16: Tipi tal (izvleček iz predpisov)	34
Preglednica 17: Osnovna vrednost faktor obnašanja q_0 za različne tipe konstrukcij	35
Preglednica 18: Nihajni časi in projektni pospeški za faktor obnašanja $q = 3,6$	39
Preglednica 19: Primerjava nihajnih časov in pripadajočih projektnih pospeškov.....	39
Preglednica 20: Potresna sila dobljena z Metodo vodoravnih sil po EC8 - peš račun...	44
Preglednica 21: Primerjava mas konstrukcije med JUS in EVROCODE predpisi.....	45
Preglednica 22: Prikaz obtežnih kombinacij po EVROCODE predpisih	50
Preglednica 23: Vpliv pravilnosti konst.na analizo in projektiranje za potresnih.....	58
Preglednica 24: Definicija za kategorije pomenbnosti stavb	60
Preglednica 25: : Primerjava momentov in armature tipične etaže, pozicija P1000.....	83
Preglednica 26: Količina prebojne armature, stremen, po EVROCODE	99
Preglednica 27: Max. in Min. vrednosti in njihove pripadajoče notranje sile	121
Preglednica 28: max. vrednosti strižne sile V_2 in pripadajočih notranjih sil	122
Preglednica 29: Primerjava mrežne armature po etažah stene PD4.....	127
Preglednica 30: Primerjava rezultatov vertikalne armature za steno PD4.....	135

Preglednica 31: Izvleček notranjih sil za steber C1 okvira OK15	141
Preglednica 32: Račun maksimalne armature stebra C1 in C2 po EC2-predpisih:	145
Preglednica 33: Izvleček maksimalne in minimalne prečne sile V_{Ed} za steber C1.....	145
Preglednica 34: Primerjava količine armature med JUS in EC predpisi za steber C1.	148
Preglednica 35: Primerjava količine arm. nosilca med JUS in EC predpisoma	155
Preglednica 36: Primerjava koristne obtežbe JUS in EVROCODE predpisa.....	156
Preglednica 37: Primerjava obtežbe snega JUS in EVROCODE predpisa	156
Preglednica 38: Primerjava sile vetra na vertikalne površine za x in y smer.....	157
Preglednica 39: Primerjava mas konstrukcije med JUS in EVROCODE predpisi....	158
Preglednica 40: Primerjava nihajnih časov in pripadajočih projektnih pospeškov	158
Preglednica 41: : Primerjava momentov in armature tipične etaže, pozicija P1000...	159
Preglednica 42: Primerjava mrežne armature po etažah stene PD4	160
Preglednica 43: Primerjava količin vertikalne armature za steno PD4.....	161

1 UVOD

Konec je prehodnega obdobja v katerem se lahko v Sloveniji za projektiranje uporabljajo tako stari jugoslovanski standardi (JUS), kot tudi novi evropski predpisi (EN). Po tem obdobju se bo lahko projektiralo izključno po evropskih standardih. Največje spremembe glede na stare predpise vsebuje standard EC 2 (SIST EN 1992-1-1:2005) za projektiranje betonskih konstrukcij kot tudi standard EC 8 (SIST EN 1998-1:2005) za protipotresno projektiranje konstrukcij. Zato in zaradi zahtevnosti standarda, bo v praksi verjetno nemalo težav.

Tema moje diplomske naloge je napraviti primerjavo in analizo izračuna notranjih sil in dimenzioniranja z novimi evropskimi predpisi EVROCODE že obstoječega poslovnega objekta Ljubljanskih mlekarn - KIT na območju Ljubljane za Bežigradom, projektiranega in zgrajenega leta 1979 po JUS standardih.

1.1 Namen naloge

Z razliko od osnovnega projekta, sem v diplomski nalogi stavbo analizirala in projektirala v skladu z EC 2, EC 8, EC0 in EC1.

Nadalje sem analizirala merodajne rezultate izračuna statične in potresne analize ter primerjala izračun notranjih količin za pomembne konstrukcijske elemente objekta kot tudi količino potrebne armature z vgrajeno armaturo. Ti konstrukcijski elementi so plošča tipične etaže, najbolj obremenjene stene PL1, PL7 in PD4 kot tudi najbolj obremenjen steber C1 in prečka B , ki sta del okvirnih konstrukcij OK15, OK16 in OK13, .

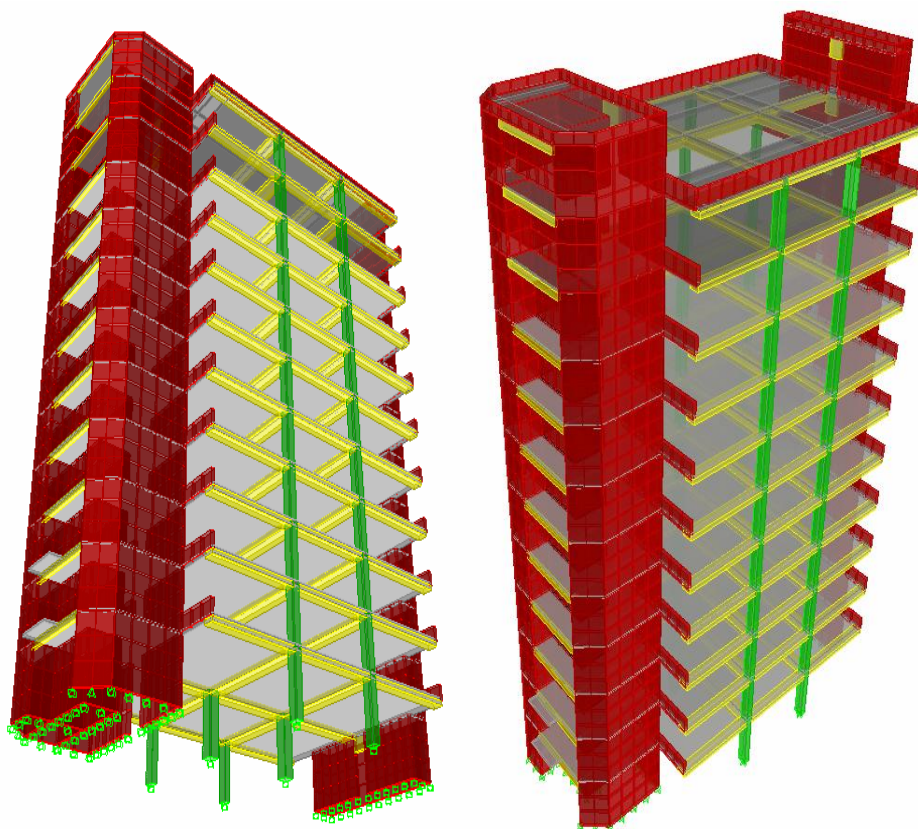
Med drugim bom na kratko omenila nekaj poglavij iz standardov SIS EN 1992-1-1,

SIS EN 1998-1, SIS EN 1991-1-1, SIS EN 1991-1-3, SIS EN 1991-1-4, to so standardi za beton, potres, uporabljane materiale, sneg in veter, ki zajemajo problematiko projektiranja in dimenzioniranja plošč, sten in okvirov, katere smo obravnavali pri izračunu predstavljenega konstrukcijskega sklopa.

Pomenbno v diplomski nalogi je tudi modeliranje konstrukcije. Modeliranje konstrukcije je postopek, kjer moramo s pomočjo računskega modela zajeti vse bistvene

značilnosti dejanske konstrukcije, tako da z njim lahko dovolj natančno simuliramo dejansko obnašanje konstrukcije, obenem pa mora biti dovolj enostaven, da omogoča ekonomičen račun. Poizkusila sem najti čim boljše razmerje med obema od bistvenih lastnosti.

V tej diplomski nalogi sem želela preizkusiti, kako funkcionira modeliranje s ploskovnimi in linijskimi elementi in kompatibilnost standardov za tak način projektiranja. Pri tem sem izbrala za račun statične in potresne analize konstrukcije računalniški program ETABS, za račun statične analize plošč pa program SAFE, podjetja Computers and Structures, Inc., ki omogočata modeliranje s ploskovnimi elementi kot tudi linijskimi, in tako hkrati preverila tudi primernost programa, Slika 1.



Slika 1: Različna pogleda prostorskega modela objekta iz programa ETABS

Na osnovi izbranega modela je bila izvedena statična in potresna analiza v skladu s standardom EC2 in EC8. Objekt stoji na enem od potresno najbolj obremenjenih območij v Sloveniji, saj znaša referenčna vrednost pospeška tal 0,25g, kar je v Sloveniji maksimalna vrednost.

Preverila sem značilnosti konstrukcijskega sistema, saj standard tu podaja nekaj zahtev in omejitev. Obravnavala sem uniformnost, simetrijo, statično nedoločenost, nosilnost in togost v obeh smereh, torzijsko nosilnost, učinek diafragem na nivoju etaž, primarne in sekundarne elemente ter pravilnost konstrukcije. Omejitve in zahteve so tu mnogokrat opisne, zato sem preverila, kako bodo funkcionirale v praksi pri obstoječem objektu.

Za tip konstrukcije sem si izbrala mešani konstrukcijski sistem, ekvivalenten stenastemu, v katerem so del konstrukcije duktilne stene s srednjo stopnjo duktilnosti-DCM. Srednji stopnji duktilnosti v prid je enostavnejše projektiranje in izvedba konstrukcije, poleg tega pa je vprašljivo, če bi lahko velike stene izkoristile vso duktilnost, ki jo predvideva visoka stopnja duktilnosti DCH. V standardu imamo na voljo še sistem velikih, šibko armiranih sten, ki pa za področje Slovenije ne pridejo upoštevanje.

V obstoječi konstrukciji imamo poleg sten še sklop okvirov, ki povezujejo dvoje stenastih jeder v celoto. Okviri so sestavljeni iz notranjih in zunanjih stebrov povezanih medseboj s prečkami, katere so sestavni del medetažnih plošč. Pri projektiranju okvirov v mešanem konstrukcijskem sistemu ekvivalenten stenastemu ni smiselno in ni potrebno dimenzionirati upogibne nosilnosti stebrov po metodi načrtovanja nosilnosti, če so v konstrukciji dovolj toge in močne stene, ki preprečijo zdrs in mehanizem mehke etaže, po stebrih ene etaže. Stebri so podvrženi znatnim tlačnim osnim silam, katere zmanjšujejo njihovo duktilnost. Potrebno pa je določiti strižne sile z načrtovanjem nosilnosti.

2 ARHITEKTURA

Obravnavana konstrukcija je že obstoječi poslovni objekt KIT, ki je bil leta 1979 projektiran po takratnih JUS predpisih. Predloženi račun obsega statični dokaz stabilnosti poslovnega objekta Ljubljanskih mlekarn - KIT v podaljšku obstoječega objekta na Tolstojevi ulici 63 v Ljubljani, po novih evropskih standardih – EVROCODE.

2.1 Osnovni podatki o objektu po novih predpisih

lokacija:	Ljubljana (nadmorska višina 300 m)
obtežba z snegom:	cona A2
obtežba z vetrom:	cona A, kategorija terena IV, ocena referenčne hitrosti vetra je $v_{b,o} = 25$ m/s
potresna obtežba:	Projektni pospešek: $\rightarrow g = 0,25$ m/s ² za področje Ljubljane

2.2 Tehnično poročilo

Obravnavani objekt predstavlja poslovno zgradbo, ki vsebuje poleg dveh kleti in pritličja še deset etaž in pohodno teraso. Prostori 2. kleti so namenjeni zaklonišču, prostori 1. kleti so več namenski, prostori pritličja in vseh ostalih nadstropij pa so namenjeni poslovni dejavnosti.

Na levi strani objekta je predvideno komunikacijsko togo jedro, na desni strani objekta pa togo jedro s požarnimi stopnicami. Funkcionalni glavni vmesni del je podprt s šestimi stebri. Nosilna konstrukcija objekta sestoji iz nosilnih AB-sten levega in desnega jedra in nosilnih AB-okvirjev funkcionalnega vmesnega dela.

Medetažne stropne konstrukcije v območju obeh jeder tvorijo polne masivne AB-plošče debeline 14cm. V srednjem delu objekta nad zakloniščem v 2. kleti je križno AB-plošča debeline 60 cm. Stropna plošča nad 1. kletjo je polna AB-plošča debeline 30cm. Stropne plošče nad pritličjem in ostalimi etažami pa so AB-plošče debeline 30cm z vloženimi kartonskimi cevmi nosilne v eni smeri. Nosilci, ki tvorijo prečke okvirjev so skriti v

debelino plošče tako, da je stropna ploskev povsem ravna. Vzdolžni robni nosilci so izdelani kot navzgor obrnjeni parapetni nosilci ali pa kot robni nosilci skriti v debelino plošče.

Vertikalna obtežba se z medetažnih konstrukcij preko stebrov, sten in temeljne plošče debeline 50cm prenaša na temeljna tla nosilnosti $\sigma_{t,dop} = 0,029 \text{ kN/cm}^2 = 290 \text{ kN/m}^2$.

Horizontalno obremenitev zaradi potresa in vetra prevzamemo s stenami levega in desnega jedra kot tudi z okviru srednjega dela konstrukcije. Takšno konstrukcijo imenujemo mešano konstrukcijo.

2.2.1 Upoštevane spremenljive obtežbe po Evrocodu

pohodna terasa:	$q = 2,00 \text{ kN/m}^2$
pisarne:	$q = 3,00 \text{ kN/m}^2$
strop nad strojnico:	$q = 5,00 \text{ kN/m}^2$
predelne stene ($\gamma = 18 - 20 \text{ kN/m}^2$):	$q = 1,25 \text{ kN/m}^2$
balkoni:	$q = 2,00 \text{ kN/m}^2$
stopnišče:	$q = 3,00 \text{ kN/m}^2$
ograje:	$q = 0,50 \text{ kN/m}^2$
sneg: (karakteristična vrednost obtežbe snega)	$s_k = 1,61 \text{ kN/m}^2$
veter: (referenčna hitrost vetra)	$v_{b,o} = 25 \text{ m/s}$

2.2.2 Karakteristike materiala po Evrocodu

Beton:	C 25/30:	$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$, $\tau_{Rd} = 0,03 \text{ kN/cm}^2$, $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$
	C 35/45:	$f_{ck} = 3,5 \text{ kN/cm}^2$, $\tau_{Rd} = 0,037 \text{ kN/cm}^2$, $E_{cm} = 3400 \text{ kN/cm}^2$
Armatura:	S 240:	$f_{yk} = 24 \text{ kN/cm}^2$ (gladke armaturne palice)
	S 400:	$f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$ (rebraste armaturne palice)
	S 500:	$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$ (mrežna armatura)

Kartonske cevi $\phi 16,20 \text{ cm}$

Z izjemo zaprtih stremen in prečnih armaturnih vezi predpis dovoljuje izključno uporabo rebraste armature. Izberemo kvaliteto S400 za rebrasto armaturo in MA500/600 za mreže.

Rebrasta armatura S400:

Karakteristična natezna trdnost:	$f_{tk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Karakteristična meja plastičnosti:	$f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$
Projektna meja plastičnosti:	$f_{yd} = 34,78 \text{ kN/cm}^2$
$k = f_{tk}/f_{yk} = 50/40 = 1,25$	

Rebrasta armatura S 400 ustreza jeklu razreda C.

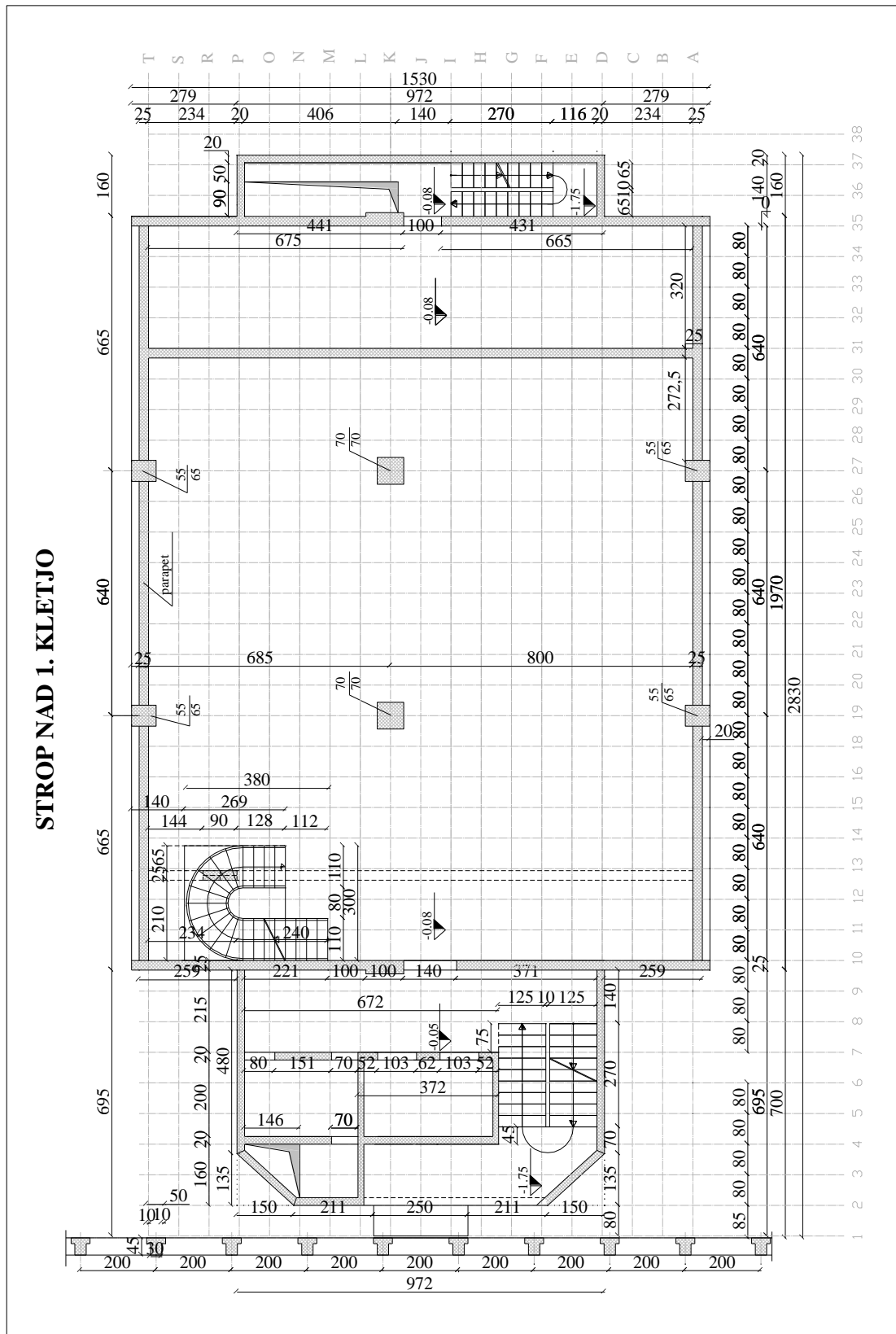
Mrežna armtura: MA 500/600

Karakteristična meja plastičnosti:	$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Karakteristična natezna trdnost:	$f_{tk} = 56 \text{ kN/cm}^2$
Projektna meja plastičnosti:	$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$
$k = f_{tk}/f_{yk} = 56/50 = 1,12$	

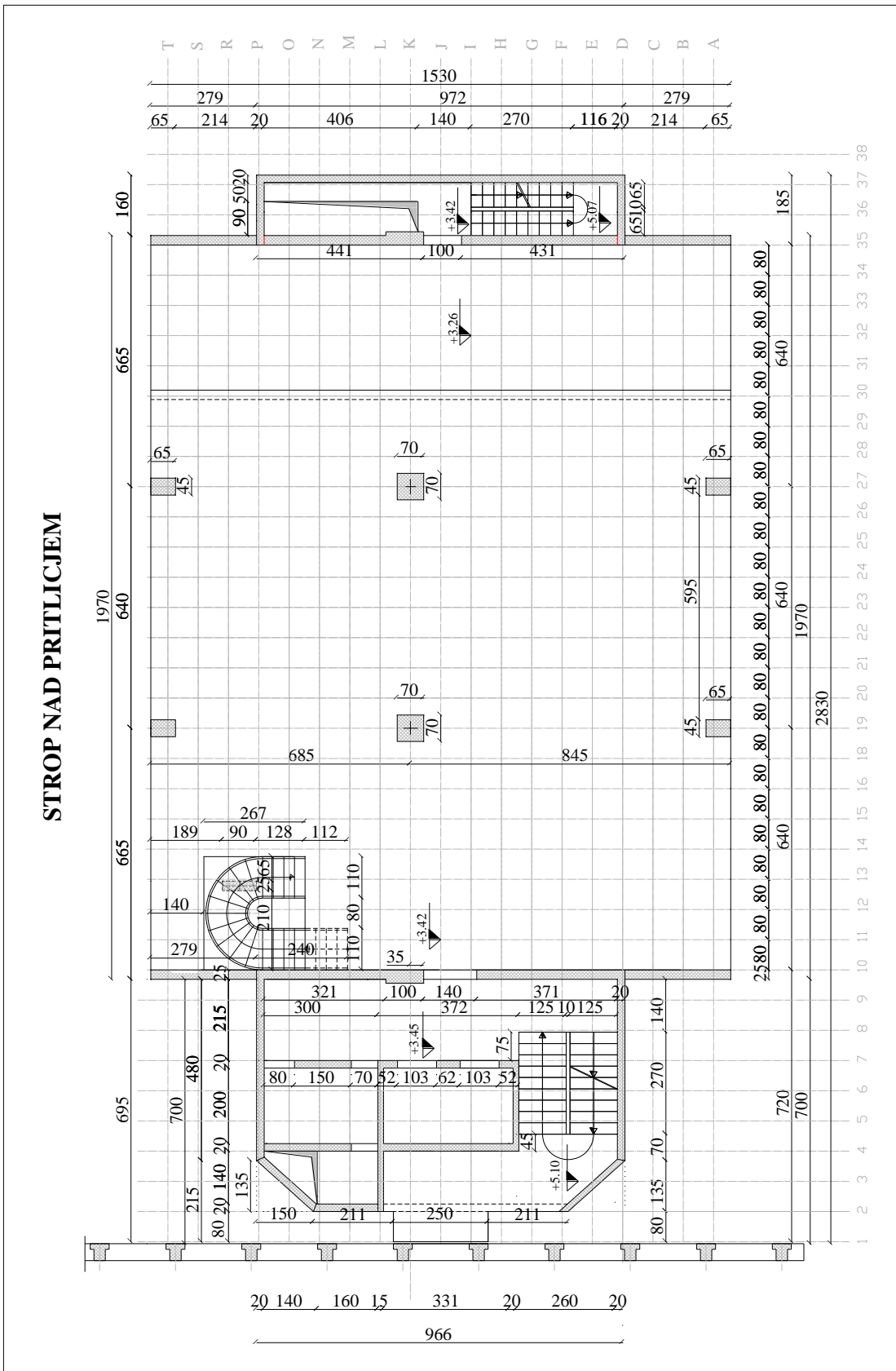
Mrežna armatura MA 500/560 ustreza jeklu razreda B.

2.3 Skice tlorisov in prerezov konstrukcije

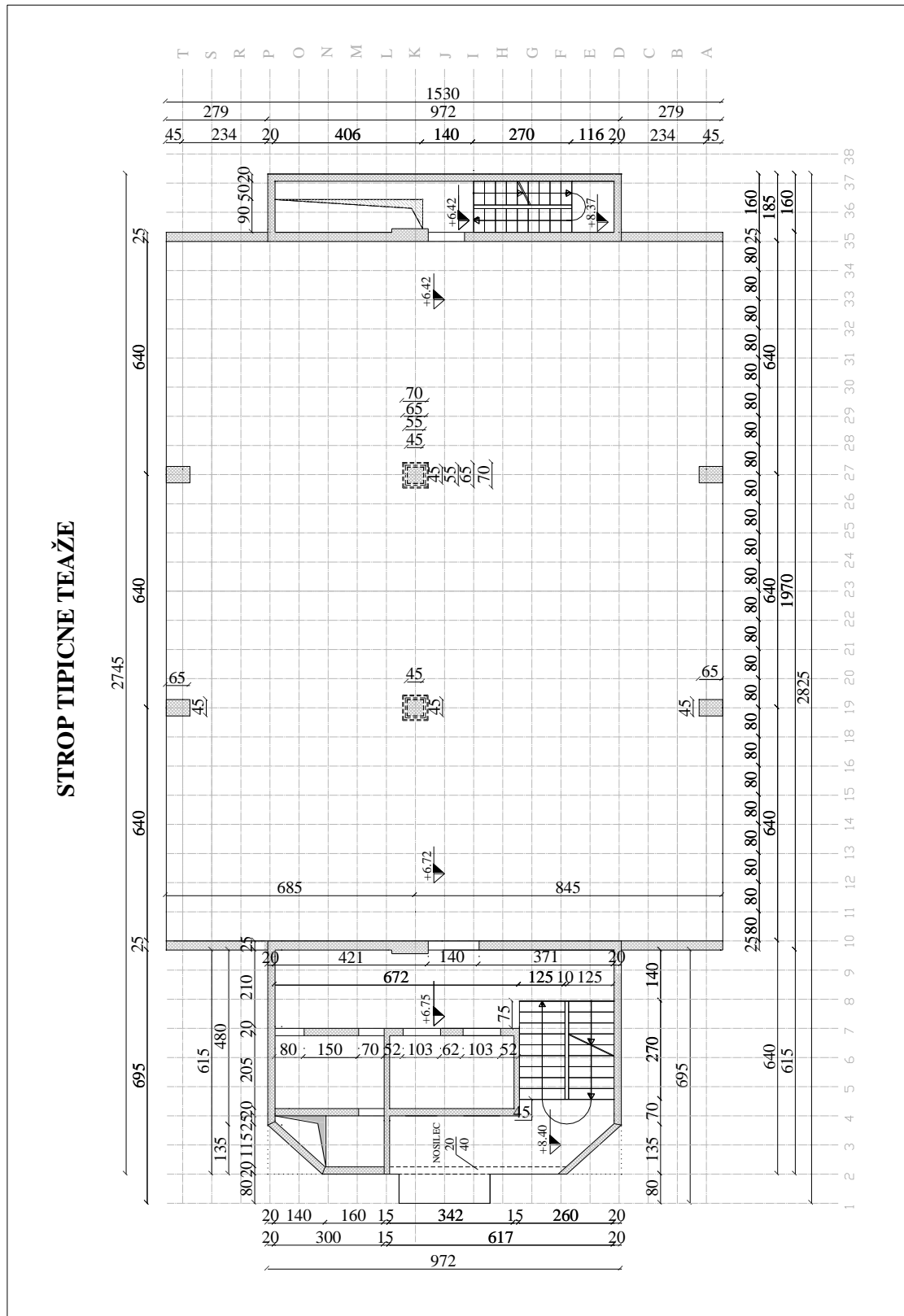
Na spodnjih slikah si lahko ogledamo tlorise posameznih pomembnih etaž kot tudi vzdolžni prerez 2-2, prečni prerez 1-1 in prerez skozi stopniščno desno jedro objekta.



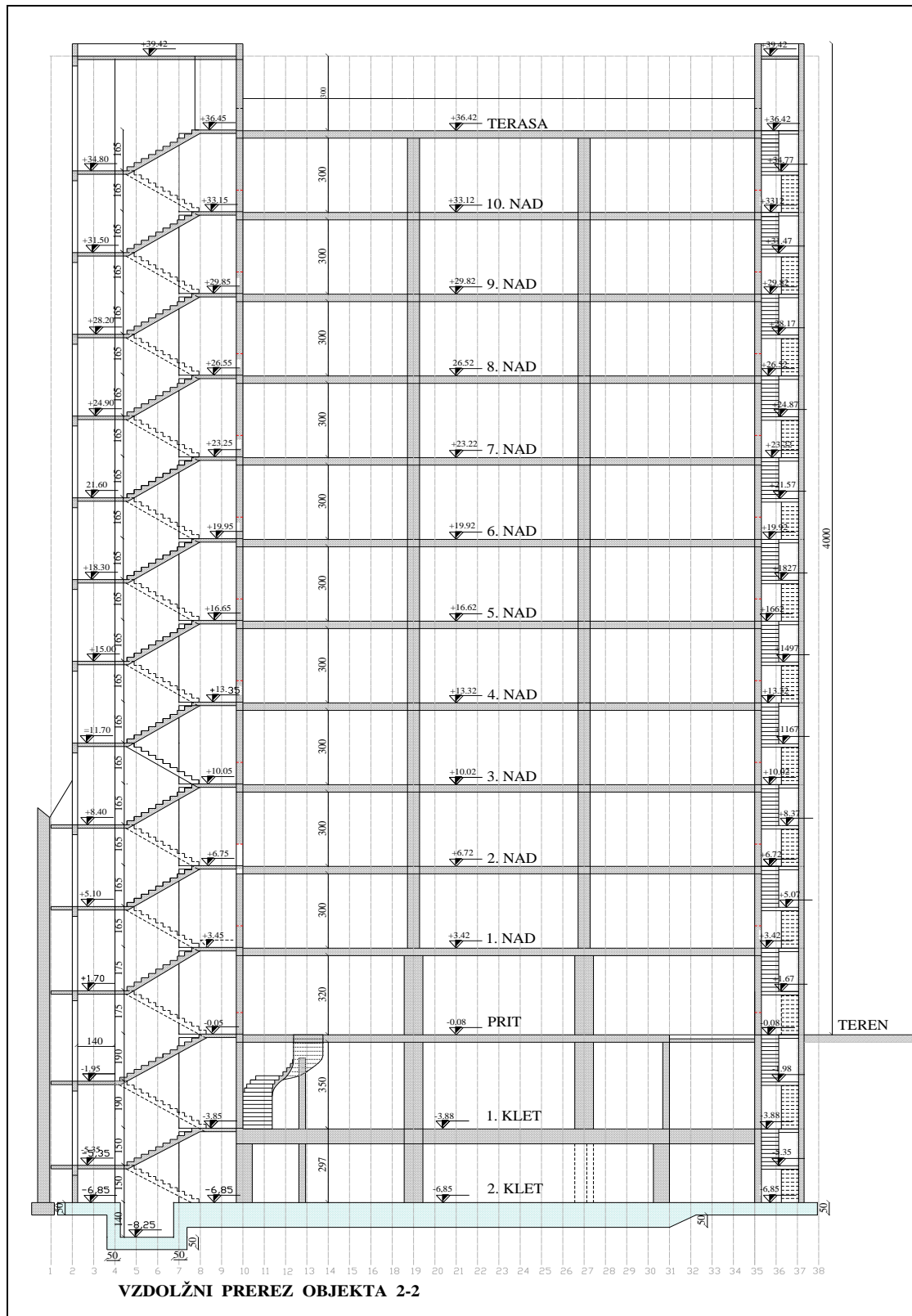
Slika 4: Tloris 1. kleti



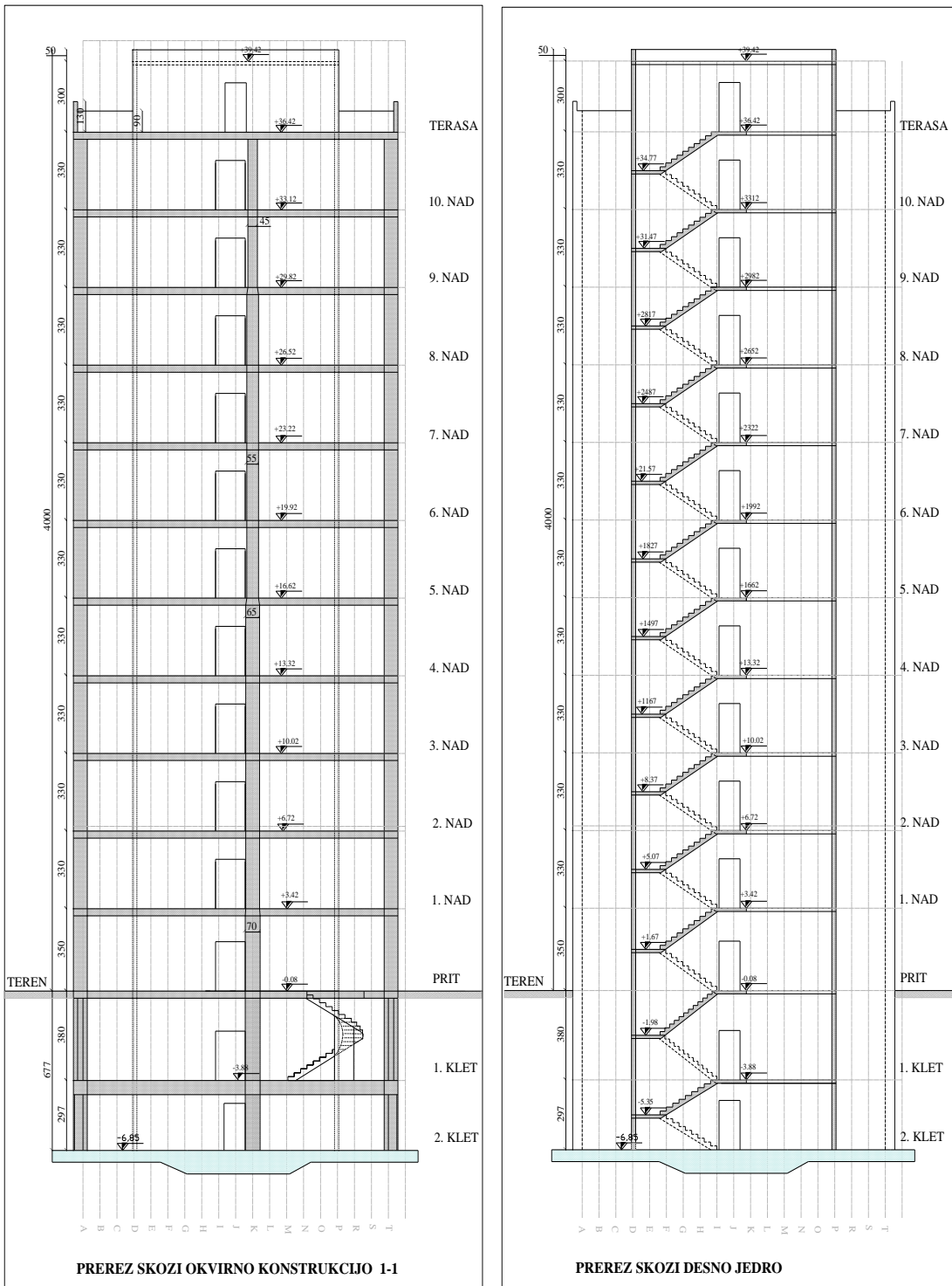
Slika 5: Tloris pritličja



Slika 6: Tloris tipične etaže



Slika 8: Vzdolžni prerez 2-2



Slika 9: Prečni prerez 1-1 in Prerez skozi desno jedro

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO PO EVROCODU

S pomočjo predpisov EC0 in EC1 smo določili vplive na konstrukcijo, kot sta lastna in koristna obtežba, vpliv snega s predpisom SIST EN 1991-2-3: 2004, vpliv vetra z SIST EN 1991-2-4: 2005 in vpliv zaradi potresa z SIST EN 1991-8: 2004. V nadaljevanju jih bomo razložili in določili njihove vrednosti.

3.1 Lastna teža v skladu z SIST EN 1991-1-1: 2.1; 3.2; 5

Lastna teža je stalni nepomični vpliv, ki se izračuna iz podanih dimenzij in karakterističnih vrednosti prostorninske teže. Vključuje lastno težo konstrukcije in ne konstrukcijskih elementov s pritrjeno opremo. V obravnavani zgradbi nastopajo:

lastna teža nosilne konstrukcije

teža ne konstrukcijskih elementov: hidroizolacija, toplotna izolacija, obloge, tlaki, pritrjene naprave in napeljave

Dejansko pri lastni teži nastopajo še razni premazi, barve, lepila, folije itd., vendar je njihov vpliv v primerjavi z ostalimi zanemarljiv. V kombinacijah vplivov se celotna lastna teža konstrukcijskih in ne konstrukcijskih elementov upošteva kot en sam vpliv. Sestava tal in prostorninske teže so vzete iz projekta za poslovni objekt - KIT (1979). V Preglednici 1 so izračunane lastne teže tipičnih plošč konstrukcije.

Preglednica 1: Lastne teže tipičnih plošč konstrukcije

Konstrukcijski elementi: Tipične plošče	Obtežba: g (kN/m ²)
Stropna plošča terase srednjega dela objekta	11,79
Stropna plošča tipične etaže srednjega dela objekta	8,64
Stropna plošča strehe levega in desnega jedra objekta	6,31
Stropna plošča tipične etaže levega in desnega jedra objekta	5,36
Stopniščna rama glavnih in požarnih stopnic	6,73

3.2 Koristna obtežba v skladu z SIST EN 1991-1-1: 2.2, 3.3, 6

Koristno obtežbo je potrebno upoštevati kot, spremenljiv, pomični vpliv. Koristna obtežba vključuje:

- običajno uporabo za ljudi
- pohištvo in premične stvari
- vozila
- predvidene redke dogodke, kot je koncentracija ljudi ali pohištva ali pa premikanje ali kopičenje stvari v primeru reorganizacije ali pleskanja ali kakih drugih posegov

Pri določitvi koristne obtežbe se talne in strešne površine stavbe razdelijo glede na njihov namen. Razdelijo se v kategorije po standardu, za katere so določene karakteristične vrednosti koristnih obtežb v Preglednici 2.

Preglednica 2: Kategorije po SIST EN 1991-1-1:2004 (CEN/TC 250, 2004) s pripadajočimi karakterističnimi vrednostmi koristnih obtežb v obravnavani zgradbi

Lokacija	Uporaba	Kateg.	Obtežba (kN/m ²)
Prit.-10. nad	poslovni prostori (pisarne)	B	3,0
Prit.-10. nad	bivalni prostori (tla na splošno, stopnice)	A-(B)	3,0
Terasa	strojnica	G	5,0
Terasa	strehe, dostopne za uporabo v skladu s kat. A do D	I (A)	2,0

Pri projektiranju talne konstrukcije v neki etaži ali strehi je treba upoštevati koristno obtežbo kot pomični vpliv, ki je razporejen na najneugodnejših delih vplivne površine glede na obravnavani učinek vpliva. To pomeni veliko število obtežnih primerov, kar je v praksi zelo zamudno, vendar nujno delo. V tej diplomski nalogi pa se bomo omejili predvsem na 4 obtežne primere, pri katerih je koristna obtežba razporejena v 4 različne oblike, kar bo zadostovalo za zajetje najbolj neugodnih vplivov koristne obtežbe na konstrukcijo.

3.2.1 Primerjava koristne obtežbe JUS in EVROCODE predpisa

V Preglednici 3 pa si lahko ogledamo primerjavo med koristnimi obtežbami JUS in EVROCODE predpisa in lahko vidimo, da ni nekih velikih odstopanj med predpisi.

Preglednica 3: Primerjava koristne obtežbe JUS in EVROCODE predpisa

Lokacija	Uporaba	Obtežba JUS	Obtežba EUROCODE
Prit-10. nad:	poslovni prostori (pisarne)	2,00	3,00
Prit-10. nad:	bivalni prostori (tla na splošno, stopnice)	3,00	3,00
Terasa	strojnica	15,00	5,00
Terasa:	strehe	2,00	2,00

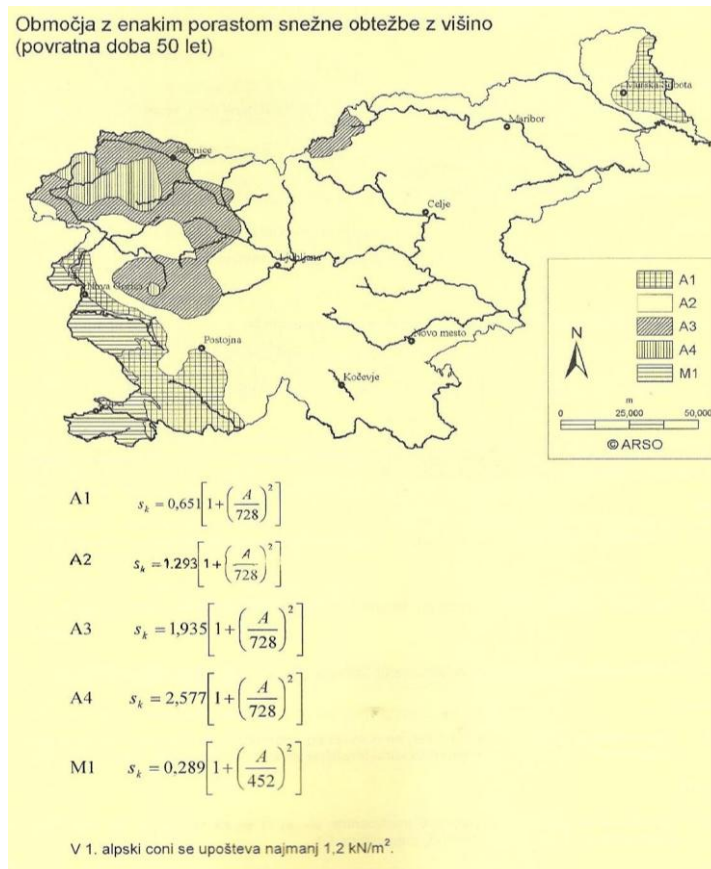
3.3 Obtežbe SNEGA v skladu z SIST EN 1991-2-3:2004

Osnovna predpostavka:

najprej moramo identificirati lokacijo ter nadmorsko višino obravnavanega objekta:

- lokacija objekta je v coni A2 z nadmorsko višino do 300m, kar nam da karakteristično obtežbo snega:
- s_k (nacionalni dokument za Slovenijo)

Obtežba s snegom za različne cone v odvisnosti od nadmorske višine si lahko ogledate v Sliki 10. Na spodnji karti lahko vidimo kako se je pet con obtežbe s snegom razporejenih razprostira po Sloveniji v odvisnosti od intenzitete padavin in nadmorske višine.



Slika 10: Snežne cone v Sloveniji

Za obravnavani objekt lahko predpostavimo, da ni vpliva povečanja obtežbe snega zaradi zdrsa snega. Dejansko računsko obtežbo snega določimo po enačbi(5.1(3)P):

$$s = \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k \quad (1)$$

kjer so:

c_e koeficient izpostavljenosti (za teren izpostavljen vetru, brez ovir je koef. 0,8)

c_t toplotni koeficient (za izolirane strehe je 1,0)

μ_i oblikovni koeficient obtežbe snega (glej 5.3 in dodatek B, slika B4)

s_k karakteristična obtežba snega na tleh

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A^2}{728} \right) \right] = 1,61 \text{ kN/m}^2 \quad (2)$$

$$\mu_i = 2h/s_k = 2 \cdot 0,95/1,61 = 1,18 \quad (3)$$

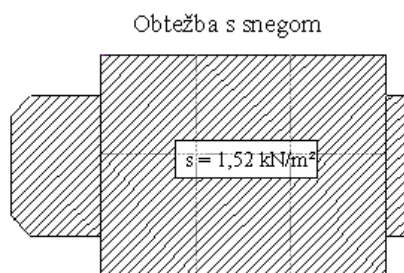
Obtežba snega na strehi je odvisna od oblike strehe in njenih termičnih karakteristik, hrapavosti površine strehe, bližine sosednjih objektov, od okoliškega terena ter od lokalnih klimatskih pogojev (npr. vetra).

Računska obtežba snega za ravno streho:

$$s = \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k = 1,18 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1,61 = 1,52 \text{ kN/m}^2 \quad (1)$$

V zgornji enačbi je μ_i oblikovni koeficient, ki je odvisen od naklona in oblike strehe, c_e je koeficient izpostavljenosti in je odvisen od topografije, c_t pa je termični koeficient s katerim reduciramo obtežbo snega pri slabo izoliranih strehah.

V primeru različnih višin objekta je potrebno upoštevati na mestu preskokov povečano obtežbo snega, ker se obravnavani objekt lomi med levim in desnim jedrom v teraso zaščiten z zaključnim parapetom višine 0,95 m, sta koeficienta $\mu_w = 0,0$ in $\mu_s = 0,0$ (α°).



3.3.1 Primerjava obtežbe snega JUS in EVROCODE predpisa

Vrednost obtežbe s snegom po JUS predpisu, $q_s = 1,25 \text{ kN/m}^2$, je nekoliko manjša kot v primerjavi z novimi predpisi EVROCODE, glej Preglednico 4.

Preglednica 4: Primerjava obtežbe snega JUS in EVROCODE predpisa

Lokacija	Obtežba snega po JUS-u	Obtežba snega po EVROCODE
Terasa	$1,25 \text{ kN/m}^2$	$1,52 \text{ kN/m}^2$

3.4 Obtežbe VETRA v skladu z SIST EN 1991-2-4: 2004

Osnovna predpostavka:

- površine, na katere učinkujejo sile vetra morajo biti dovolj toge, da se lahko zanemarijo njihova resonančna nihanja, ki nastanejo zaradi delovanja vetra.
- če so lastne nihajne frekvence omejenih površin < 5 Hz, lahko ta nihanja postanejo pomembna in jih je zato treba upoštevati v računu.

3.4.1 Splošno o sili vetra F_w na objekt

Sila vera se izračuna z naslednjim izrazom (6.2(1)(b)):

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{površine}} c_{pe} \cdot q_{pe} \cdot A_{ref}, \quad (4)$$

kjer so:

- c_s, c_d konstrukcijski faktor, ki upošteva vpliv razno časnega vpliva nastopa koničnih vetrnih tlakov in nihanj konstrukcije zaradi turbulence. Za objekte, ki so nižji od 15 m in imajo lastno frekvenco večjo od 5 Hz je konstrukcijski faktor enak 1,0
- c_{pe} koeficient tlaka za zunanji tlak
- q_{pe} karakteristični konični tlak (tlak pri največji hitrosti vetra)
- A_{ref} referenčna površina konstrukcijskega dela (trenjske sile lahko zanemarimo, če je celotna površina vseh površin vzporednih z vetrom enaka ali manjša od štirikratne površine vseh zunanjih površin, pravokotnih na veter-privetrna in zavetrna stran).

V nadaljnjem izračunu upoštevamo samo tlake vetra na zunanje površine objekta, silo vetra na notranje površine in trenjske sile pa ne upoštevamo. (SIST EN 1991-1-4)

3.4.2 Tlak vetra w_e na zunanje površine

Tlak vetra na zunanje površine izračunamo z izrazom (5.2(1)):

$$w_e = c_{pe} \cdot q_p(z_e) \quad (5)$$

kjer so:

c_{pe} koeficient zunanje talke je podan v obliki tabele, ločeno za navpične stene in strehe

q_p največji tlak pri sunkih vetra

z_e referenčna višina za zunanji tlak: (dan v pog.7)

$$z_e = h; \quad \text{za } h \leq b \quad (q_p \text{ je konstanten po višini})$$

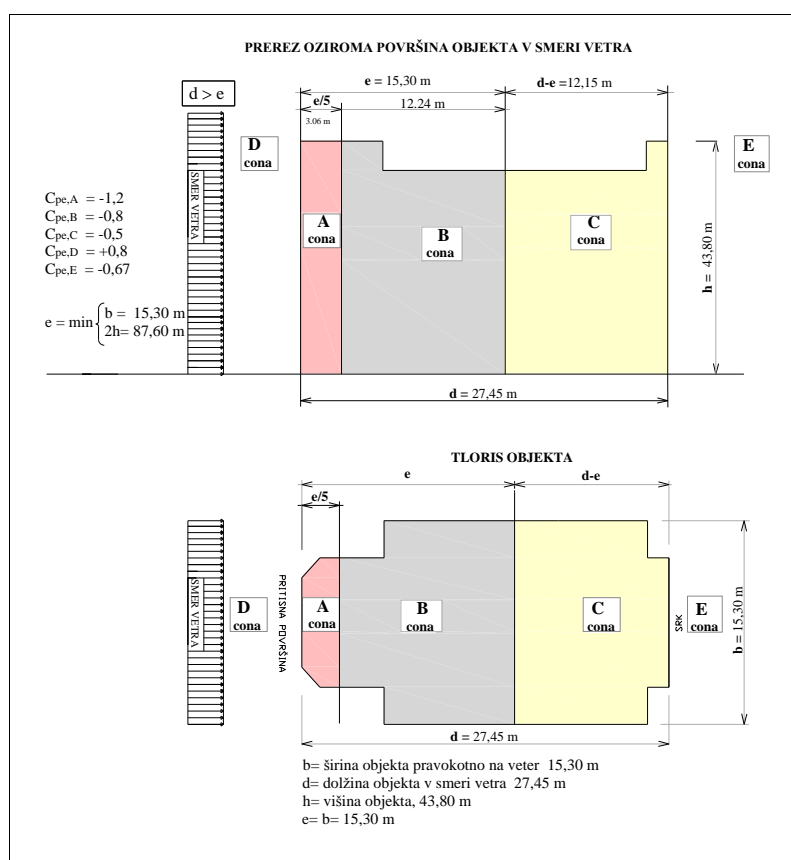
$$\text{za } h > b \quad (q_p \text{ je različen po višini})$$

b širina objekta, pravokotno na veter

h višina objekta

Koeficienti tlaka c_{pe} za privetno in zavetrno stran objekta bomo določili za x in y smer posebej, kot je razvidno iz Slika 12 in 13.

Veter v X-smeri:



Slika 11: Prikaz razporeditve tlakov vetra po višini v x- smeri objekta

Za razmerje $\frac{h}{d} = \frac{40,00}{27,45} = 1,457$, dobimo z interpoliranjem vrednost koeficienta tlaka

$c_{pe,D}$ in $c_{pe,E}$ s pomočjo spodnje Preglednice 5.

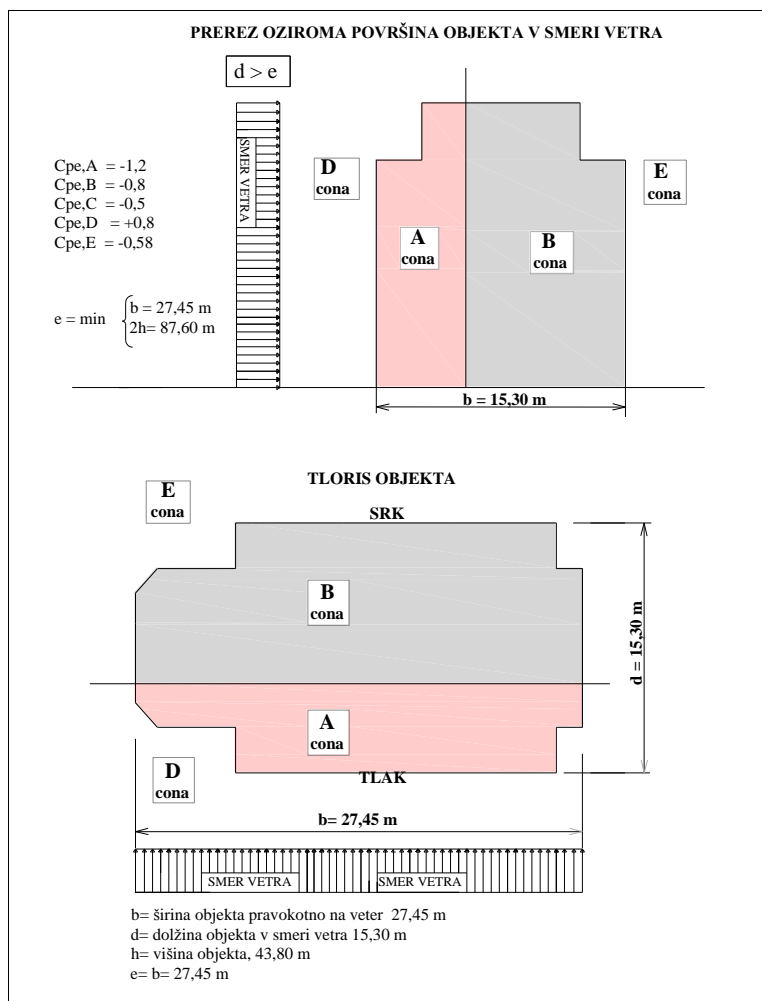
Preglednica 5: Koeficient tlaka-interpolacija

h/d	$C_{pe,D}$	$C_{pe,E}$
5	+0,8	-0,7
1	+0,8	-0,5
< 0,25	+0,7	-0,3

Rezultat te interpolacije nam da naslednje vrednost za koeficienta tlaka:

$c_{pe,D} = +0,8$ (pritisk) in $c_{pe,E} = -0,67$ (srk)

Veter v Y-smer:



Slika 12: Prikaz razporeditve tlakov vetra po višini v y- smeri objekta

Iz razmerja $\frac{h}{d} = \frac{40,00}{15,30} = 2,614$, dobimo z interpoliranjem vrednost koeficienta tlaka

$c_{pe,D}$ in $c_{pe,E}$ s pomočjo spodnje Preglednice 6.

Preglednica 6: Koeficijent tlaka-interpolacija

h/d	$C_{pe,D}$	$C_{pe,E}$
5	+0,8	-0,7
1	+0,8	-0,5
< 0,25	+0,7	-0,3

Rezultat te interpolacije nam da naslednji vrednosti za koeficienta tlaka in srk vetra:

$c_{pe,D} = + 0,8$ (pritisk) in $c_{pe,E} = - 0,58$ (srk)

3.4.3 Največji tlak $q_p(z_c)$ ob sunkih vetra

Izračuna se s pomočjo izraza:

$$q_{pi} = c_{ei} \cdot q_b \quad (6)$$

kjer je:

$$q_b \quad \text{osnovni tlak: } (390,625 \text{ kg/ms}^2): \quad q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,391 \quad \text{kN/m}^2 \quad (7)$$

$$v_b \quad \text{osnovna hitrost vetra (4.2(2)P):} \quad v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,o} = 25 \text{ m/s} \quad (8)$$

$c_{dir} = 1,0$ smerni faktor; $c_{season} = 1,0$ faktor letnega časa

$v_{b,o} = 25 \text{ m/s}$ temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ gostota zraka, ki je odvisena od nadmorske višine, temperature in pričakovanega barometričnega tlaka na območju med nevihtami.

c_{ei} faktor izpostavljenosti (se spreminja po višini objekta):

$$c_{ei} = \left[1 + 2 \cdot \frac{k_I \cdot k_r}{c_o \cdot c_r} \right] \cdot c_o^2 \cdot c_r^2 \quad (9)$$

$k_I = 1,0$ faktor turbulence

k_r faktor terena

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{o,IV}} \right)^{0,07} = 0,1746 \quad (9)$$

$z_o = 0,3 \text{ m}$

$z_{o,IV} = 1,00$ m hrapavostna dolžina, iz preglednice: 4.1 za IV. kat. tal

$c_o = 1,00$ faktor oblike terena, ki upošteva spremembo lokalne topografije.

Upošteva se pri tistih lokacijah objektov, ki so na razmiku od vznožja manj kot polovico dolžine grebena, sicer ima vrednost 1,0.

$$c_r = \begin{cases} \boxed{k_r \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)_{1,0}} & \begin{matrix} 10\text{m} \leq z \leq 200 \\ z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \end{matrix} \\ \boxed{k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_o}\right)} & z < z_{\min} = 10\text{m} \end{cases} \quad (10)$$

Faktor hrapavosti, c_r , po višini objekta za x in y smer:

$$z_{x,y} = 40,00\text{m} : c_{rx,y} = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)_{1,0} = 0,1746 \cdot \ln\left(\frac{40,00}{0,3}\right) = 0,85 \quad (10)$$

$$z_x = 24,70 \text{ m} : c_{rx} = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)_{1,0} = 0,1746 \cdot \ln\left(\frac{15,30}{0,3}\right) = 0,69 \quad (10)$$

$$z_x = 15,30 \text{ m} : c_{rx} = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)_{1,0} = 0,1746 \cdot \ln\left(\frac{24,70}{0,3}\right) = 0,77 \quad (10)$$

$$z_y = 27,45 \text{ m} : c_{ry} = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)_{1,0} = 0,1746 \cdot \ln\left(\frac{27,45}{0,3}\right) = 0,79 \quad (10)$$

Spreminjanje faktorja izpostavljenosti, c_{ei} , po višini objekta za x in y smer:

$$c_{e,x,y} = \left[1 + 7 \cdot \frac{k_I \cdot k_r}{c_o \cdot c_r}\right] \cdot c_o^2 \cdot c_r^2 \quad (11)$$

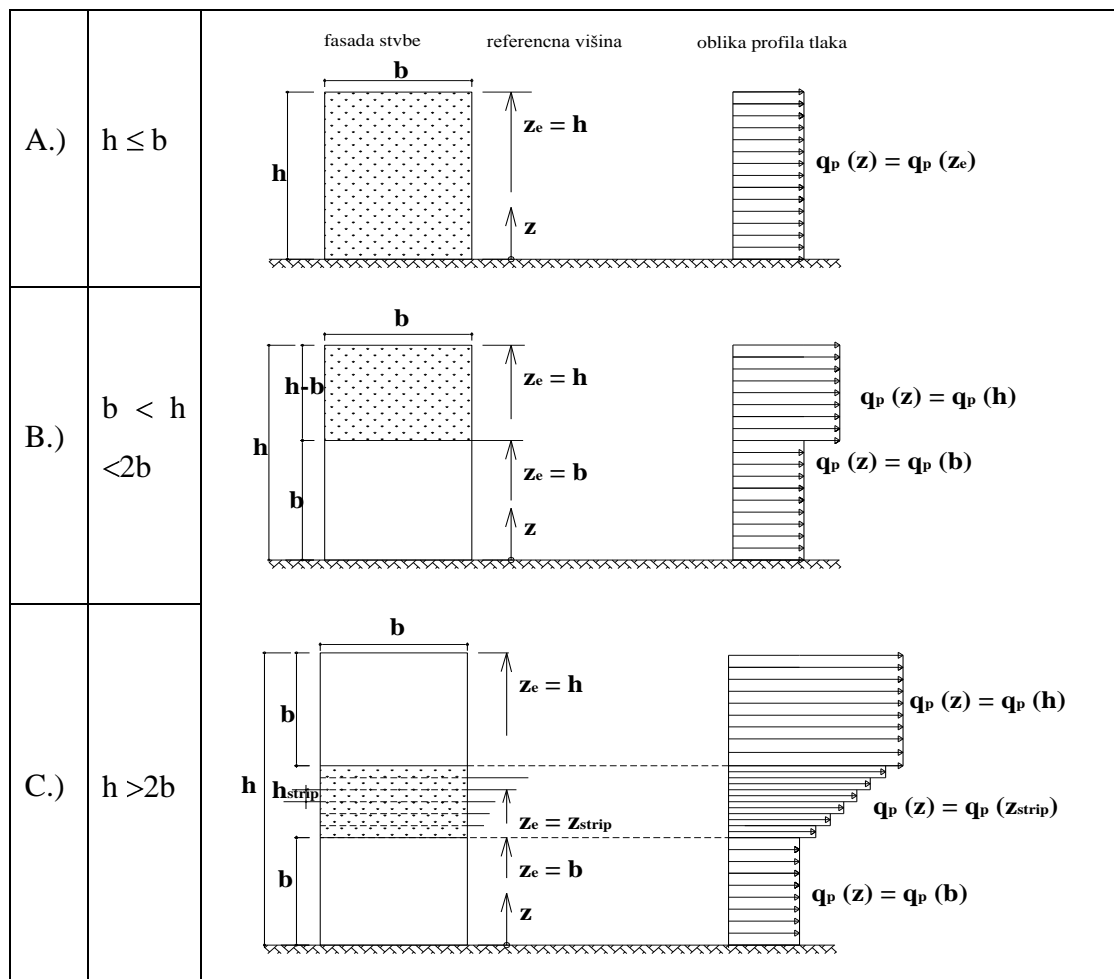
$$z_{x,y} = 40,00\text{m} : c_{e,x,y} = \left[1 + 7 \cdot \frac{1 \cdot 0,1746}{1 \cdot 0,8545}\right] \cdot 1^2 \cdot 0,85^2 = 1,7745 \quad (11)$$

$$z_x = 24,70 \text{ m} : c_{e,x} = \left[1 + 7 \cdot \frac{1 \cdot 0,1746}{1 \cdot 0,77}\right] \cdot 1^2 \cdot 0,77^2 = 1,534 \quad (11)$$

$$z_x = 15,30 \text{ m} : c_{e,x} = \left[1 + 7 \cdot \frac{1 \cdot 0,1746}{1 \cdot 0,6865}\right] \cdot 1^2 \cdot 0,69^2 = 1,3103 \quad (11)$$

$$z_y = 27,45\text{m} \quad c_{e,y} = \left[1 + 7 \cdot \frac{1 \cdot 0,1746}{1 \cdot 0,7886} \right] \cdot 1^2 \cdot 0,79^2 = 1,5857 \quad (11)$$

Na spodnji Sliki 13 si lahko ogledamo grafični prikaz poteka spremembe vetra po višini objekta kot zahteva Evrocode predpis: SIST EN 1991-2-4:2004 (7.2.2)



Slika 13: Skice spremembe vetra po višini

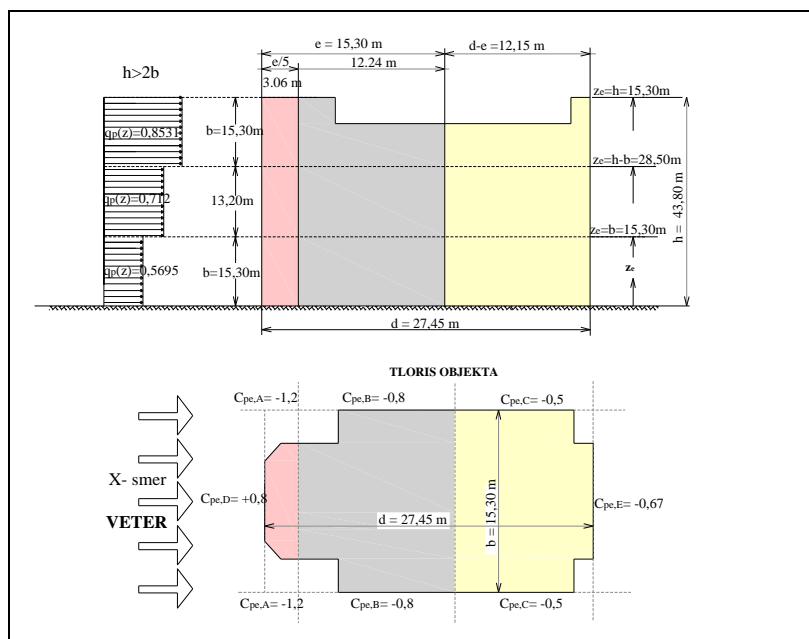
Zaradi višine objekta, objekt pade v področje višinskega vetra, zato je pomembno določiti spreminjanje tlaka vetra po višini. Referenčna višina z_e je odvisna od višine h in širine b objekta za določeno smer ter notranjega razporeda tlakov zaradi hitrosti vetra. Opomba: Za vsak vodoraven pas se privzame, da je tlak konstanten.

3.4.4 Tlak vetra na vertikalne zunanje površine – STENE

Tlak vetra izrazimo z naslednjimi izrazi:

$$w_{ei} = c_{pei} \cdot q_{pi} \quad q_{pi} = c_{ei} \cdot q_b \quad (5)$$

X-smer: Površina objekta vzporedno z vetrom



Slika 14: Skica tlaka vetra v x-smeri na vertikalne zunanje površine

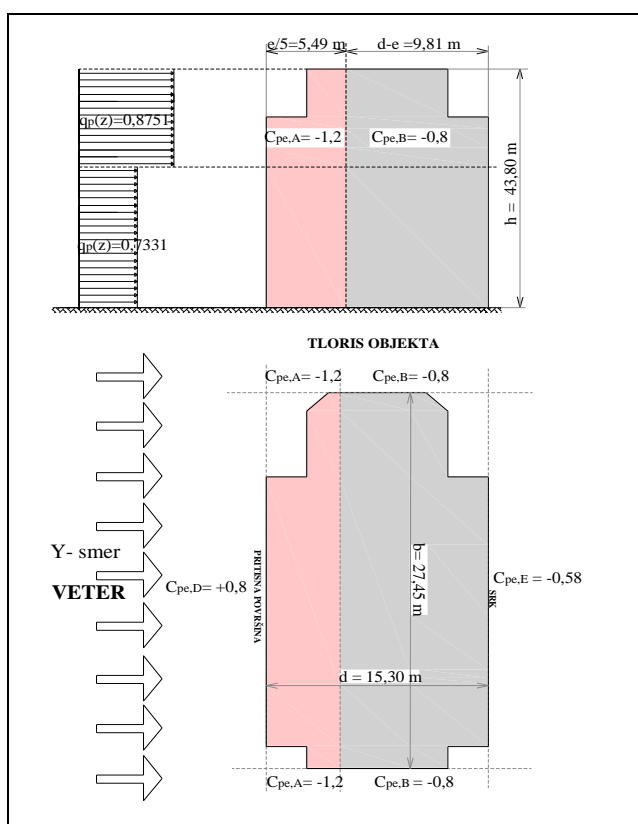
Preglednica 7: Konični tlak za x smer glede na referenčno višino

z_e	c_{ri}	c_{ei}	$q_{pi} = c_{ei} \cdot q_b$
$z_{e1} = b = 15,30\text{m}$	$c_{rx1} = 0,6865$	$c_{ex1} = 1,3103$	$q_{px1} = 0,5123 \text{ kN/m}^2$
$z_{e2} = h-b = 24,70\text{m}$	$c_{rx} = 0,77$	$c_{ex2} = 1,534$	$q_{px2} = 0,5998 \text{ kN/m}^2$
$z_{e3} = h = 40,00 \text{ m}$	$c_{rx} = 0,8545$	$c_{ex3} = 1,7745$	$q_{px3} = 0,6938 \text{ kN/m}^2$

Preglednica 8: Tlak vetra za x smer glede na referenčno višino

c_{pei}	$z_1 = 15,30 \text{ m}$	$z_2 = 24,70 \text{ m}$	$z_3 = 40,00 \text{ m}$
$c_{peAx} = -1,2$	$w_{A1} = -0,6148 \text{ kN/m}^2$	$w_{A2} = -0,7198 \text{ kN/m}^2$	$w_{A3} = -0,8326 \text{ kN/m}^2$
$c_{peBx} = -0,8$	$w_{B1} = -0,40984 \text{ kN/m}^2$	$w_{B2} = -0,4798 \text{ kN/m}^2$	$w_{B3} = -0,555 \text{ kN/m}^2$
$c_{peCx} = -0,5$	$w_{C1} = -0,2562 \text{ kN/m}^2$	$w_{C2} = -0,2999 \text{ kN/m}^2$	$w_{C3} = -0,3469 \text{ kN/m}^2$
$c_{peDx} = +0,8$	$w_{D1} = +0,40984 \text{ kN/m}^2$	$w_{D2} = +0,4798 \text{ kN/m}^2$	$w_{D3} = +0,555 \text{ kN/m}^2$
$c_{peEx} = -0,523$	$w_{E1} = -0,3724 \text{ kN/m}^2$	$w_{E2} = -0,3279 \text{ kN/m}^2$	$w_{E3} = -0,2678 \text{ kN/m}^2$

Y-smer: Površina objekta vzporedno z vetrom



Slika 15: Skica tlaka vetra v y-smeri na vertikalne zunanje površine

Preglednica 9. Konični tlak za y smer glede na referenčno višino

z_e	c_{ri}	c_{ei}	$q_{pi} = c_{ei} \cdot q_b$
$z_{e1} = b = 27,45\text{m}$	$c_{ry} = 0,7886$	$c_{ey1} = 1,5857$	$q_{py1} = 0,62 \text{ kN/m}^2$
$z_{e2} = h = 40,00\text{m}$	$c_{ry} = 0,8545$	$c_{ey2} = 1,7745$	$q_{py2} = 0,6938 \text{ kN/m}^2$

Preglednica 10. Tlak vetra za y smer glede na referenčno višino

c_{pei}	$z_1 = 27,45 \text{ m}$	$z_2 = 40,00 \text{ m}$
$c_{peAy} = -1,2$	$w_{A1} = -0,744 \text{ kN/m}^2$	$w_{A2} = -0,8326 \text{ kN/m}^2$
$c_{peBy} = -0,8$	$w_{B1} = -0,496 \text{ kN/m}^2$	$w_{B2} = -0,5551 \text{ kN/m}^2$
$c_{peDy} = +0,8$	$w_{D1} = +0,496 \text{ kN/m}^2$	$w_{D2} = +0,5551 \text{ kN/m}^2$
$c_{peEy} = -0,581$	$w_{E1} = -0,3602 \text{ kN/m}^2$	$w_{E2} = -0,4031 \text{ kN/m}^2$

3.4.5 Razporeditev horizontalne sile vetra po etažah za x in y smer:

X-smer:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{površine}} c_{pe} \cdot q_{pe} \cdot A_{ref}, \quad (12)$$

kjer je:

$$\sum C_{pe,i}(z) = |C_{pe,Dx}| + |C_{pe,Ex}| \quad (13)$$

Preglednica 11: Vrednosti horizontalne sile vetra za x-smer

Etaže	$A_{ref,x} (m^2)$	$C_{pe,Dx}$	$C_{pe,Ex}$	$\sum C_{px}(z)$	$q_{p,x} (kN/m^2)$	$F_{w,x} (kN)$	
12	39,042	+0,8	-0,532	1,323	0,6938	35,84	
11	50,49	+0,8	-0,532	1,323	0,6938	46,35	
10	50,49	+0,8	-0,532	1,323	0,6938	46,35	
9	50,49	+0,8	-0,532	1,323	0,6938	46,35	
8	29,07	+0,8	-0,532	1,323	0,6938	43,68	26,68
	21,42	+0,8	-0,532	1,323	0,5998		17,00
7	50,49	+0,8	-0,532	1,323	0,5998	40,07	
6	50,49	+0,8	-0,532	1,323	0,5998	40,07	
5	21,42	+0,8	-0,532	1,323	0,5998	36,70	17,00
	29,07	+0,8	-0,532	1,323	0,5123		19,70
4	50,49	+0,8	-0,532	1,323	0,5123	34,22	
3	50,49	+0,8	-0,532	1,323	0,5123	34,22	
2	50,49	+0,8	-0,532	1,323	0,5123	34,22	
1	53,55	+0,8	-0,532	1,323	0,5123	36,30	

Y-smer:

Preglednica 12: Vrednosti horizontalne sile vetra za y-smer

Etaže	$A_{ref,y} (m^2)$	$C_{pe,Dy}$	$C_{pe,Ey}$	$\sum C_{fy}(z)$	$q_{p,y} (kN/m^2)$	$F_{w,y} (kN)$	
12	52,735	+0,8	-0,581	1,381	0,6938	50,53	
11	90,585	+0,8	-0,581	1,381	0,6938	86,79	
10	90,585	+0,8	-0,581	1,381	0,6938	86,79	
9	67,253	+0,8	-0,581	1,381	0,6938	84,42	64,44
	23,333	+0,8	-0,581	1,381	0,62		19,98
8	90,585	+0,8	-0,581	1,381	0,62	77,56	
7	90,585	+0,8	-0,581	1,381	0,62	77,56	
6	90,585	+0,8	-0,581	1,381	0,62	77,56	
5	90,585	+0,8	-0,581	1,381	0,62	77,56	
4	90,585	+0,8	-0,581	1,381	0,62	77,56	
3	90,585	+0,8	-0,581	1,381	0,62	77,56	
2	90,585	+0,8	-0,581	1,381	0,62	77,56	
1	96,075	+0,8	-0,581	1,381	0,62	82,26	

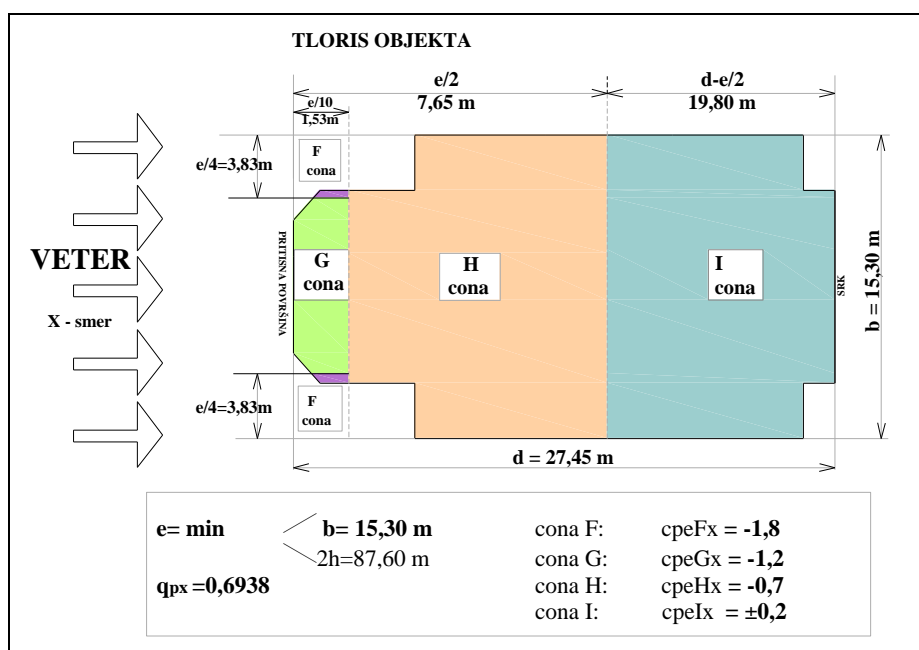
3.4.6 Tlak vetra na horizontalne zunanje površine – STREHE

X – smer: (SIST EN 1991-4:2004 (7.2.3))

$$q_{pi} = c_{ei} \cdot q_b = 0,6938 \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

$$q_b = 0,391 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{e,x,y} = 1,7745$$



Slika 16: Skica tlaka vetra v x- smeri na horizontalne zunanje površine (terasa)

Preglednica 13: Tlak vetra na horizontalne zunanje površine v x- smeri

c_{pei}	$w_{ex} = c_{pi} \cdot q_{pi}$
$c_{peFx} = -1,8$	$w_{Fx} = -1,249 \text{ kN/m}^2$
$c_{peGx} = -1,2$	$w_{Gx} = -0,833 \text{ kN/m}^2$
$c_{peHx} = -0,7$	$w_{Hx} = -0,486 \text{ kN/m}^2$
$c_{peIx} = \pm 0,2$	$w_{Ix} = \pm 0,139 \text{ kN/m}^2$

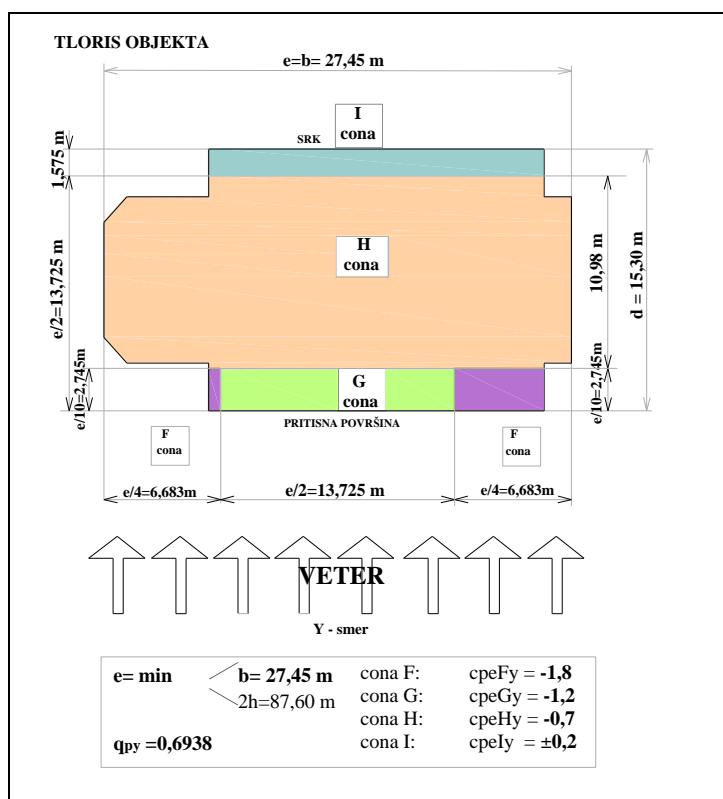
Y – smer:

$$q_{pi} = c_{ei} \cdot q_b = 0,6938 \text{ kN/m}^2$$

(5)

$$q_b = 0,391 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{e,x,y} = 1,7745$$



Slika 17: Skica tlaka vetra v y- smeri na horizontalne zunanje površine (terasa)

Preglednica 14: Tlaka vetra na horizontalne zunanje površine v y- smeri

c_{pei}	$w_{ex} = c_{pi} \cdot q_{pi}$
$c_{peFy} = -1,8$	$w_{Fy} = -1,249 \text{ kN/m}^2$
$c_{peGy} = -1,2$	$w_{Gy} = -0,833 \text{ kN/m}^2$
$c_{peHy} = -0,7$	$w_{Hy} = -0,486 \text{ kN/m}^2$
$c_{peIy} = \pm 0,2$	$w_{Iy} = \pm 0,139 \text{ kN/m}^2$

3.4.7 Primerjava sile vetra na vertikalne površine med JUS in EVROCODE

Preglednica 15: Primerjava sile vetra na vertikalne površine za x in y smer
 med Jus in Evrocode predpisom

Predpisi	JUS	EVROCODE	Razlika v % za x-smer	JUS	EVROCODE	Razlika v % za y-smer
Etaže	$F_{w,x}$ (kN)	$F_{w,x}$ (kN)		$F_{w,y}$ (kN)	$F_{w,y}$ (kN)	
12	56,80	35,84	< 37	25,50	50,53	> 98
11	63,72	46,35	< 27	112,29	86,79	< 23
10	72,54	46,35	< 36	127,83	86,79	< 32
9	72,54	46,35	< 36	127,83	84,42	< 34
8	72,54	43,68	< 40	127,83	77,56	< 39
7	72,54	40,07	< 45	127,83	77,56	< 39
6	62,18	40,07	< 36	109,57	77,56	< 29
5	62,18	36,70	< 41	109,57	77,56	< 29
4	62,18	34,22	< 45	109,57	77,56	< 29
3	62,18	34,22	< 45	109,57	77,56	< 29
2	62,18	34,22	< 45	109,57	77,56	< 29
1	37,99	36,30	< 5	66,96	82,26	> 23

EVROCODE predpisi so manj zahtevni od JUS predpisov za račun sile vetra na vertikalne kot tudi horizontalne površine, kot je razvidno iz Preglednice 15, vidimo ne le, da je razporeditev po večini objekta drugačna tudi računске vrednosti so različne.

Iz Preglednice 13 lahko vidimo, da so sile vetra na objekt v x-smer po Jus predpisu za 5% do 45% večje kot po novih predpisih. Za razliko imamo v y-smeri v 12. etaži 98% večjo silo po novih predpisih ravno tako v 1. etaži je sila večja za 23%, v ostalih etažah pa je sila vetra po Jus predpisih večja od 23% do 39% kot po novih predpisih.

3.5 Obtežba POTRESNA v skladu z SIST EN 1998-1:2004

Upoštevanje SIST EN 1998-1:2004 pravil pri projektiranju potresno odpornih objektov je zelo pomembno. Vpliv potresa opišemo s projektnim spektrom za elastično analizo. Za izračun vrednosti projektnega pospeška tal v odvisnosti od časa moramo poznati naslednje parametre:

- a_g projektni pospešek
- tip tal, s pomočjo katerega lahko določimo vrednosti S , $T_B(s)$, $T_C(s)$, $T_D(s)$
- q faktor obnašanja

Analizo potresnih vplivov opravi z modalno analizo ob uporabi linearno elastičnega prostorskega modela konstrukcije in podanega projektnega spektra. Vpliva slučajne torzije ne upoštevamo. Predpostavimo, da se obravnavane stene ne nahajajo na robu, kjer bi bili vplivi torzije največji.

3.5.1 Projektni pospešek tal - a_g

Ozemlje države je razdeljeno na potresna območja glede na potresno nevarnost. Potresno nevarnost določa referenčna vrednost maksimalnega pospeška na tleh tipa B(a_{gR}) in ga lahko dobimo iz karte potresne nevarnosti v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1998 oz. iz karte potresnega pospeška tal Agencije republike Slovenije za okolje, Slika 19.

Na območju Ljubljane z okolico znaša $a_{gR} = 0,25$ g. Objekt KIT spada v II. kategorijo pomembnosti za stavbe, za katero je predpisan faktor pomembnosti $g_I = 1$. Povratna doba se tako ne razlikuje od referenčne in referenčna vrednost pospeška je tako kar $a_g = a_{gR} = 0,25$ g.

3.5.2 Horizontalni elastični spekter odziva

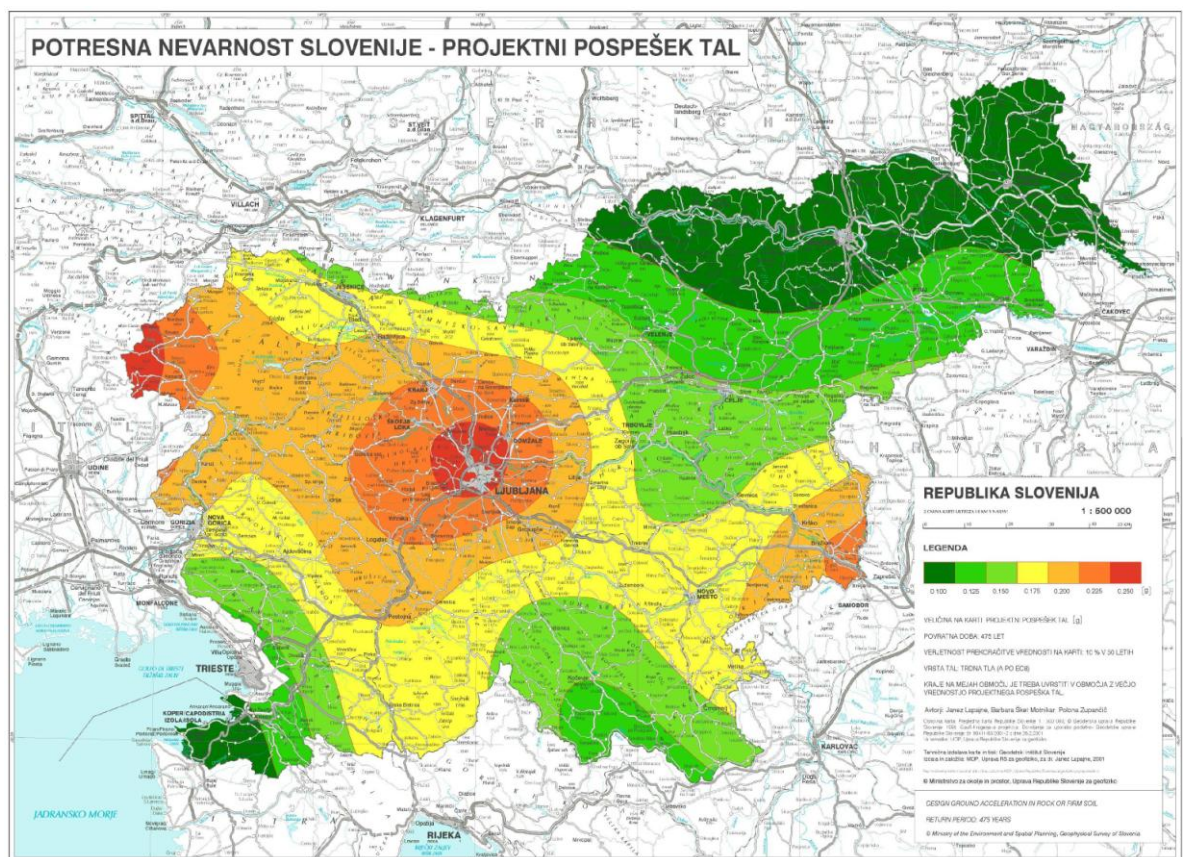
Za horizontalni pospešek a_g vzamemo vrednost 0,25 g, kar je maksimalni predvideni pospešek na območju Slovenije, kot tudi za področje Ljubljane, Slika 18.

3.5.3 Vertikalni elastični spekter odziva

Vertikalni pospešek izračunamo iz znanega horizontalnega pospeška z enačbo:

$$\frac{a_{vg}}{a_g} = 0,9 \quad (14)$$

Vertikalni pospešek znaša torej $a_{vg} = 0,225 g$. Navpične komponente ne upoštevamo, ker v konstrukciji ne obstajajo določeni konstrukcijski elementi, ki bi bili občutljivi na vertikalni vpliv, ravno tako a_{vg} ni večji kot $0,25 g$. Za Ljubljano je $a_{vg} = 0,225 g$, kar pomeni, da nam vertikalne komponente ni potrebno upoštevati.



Slika 18: Karta projektnega pospeška tal za Slovenijo (ARSO)

3.5.4 Tip tal

Objekt se nahaja za Bežigradom v Ljubljani, kar je območje slabo granularanega proda. Vsebnost takih zemljin je razvidna tudi iz ustreznih raziskav, opisanih v Geotehničnem poročilu o izvedbi raziskav in o pogojih temeljenja (ZRMK, TOZD-GEOTEHNIKA) v projektni dokumentaciji. To je območje, ki ga lahko po SIST EN 1998-1:2004 (3.1.2(1)) razporedimo v tip tal B.

Iz predpisov vpliv, značilnosti lokalnih tal na potresne vplive lahko zajamemo z uporabo tipov tal A, B, C, D in E, ki so opisani s stratigrafskimi profili in parametri, podanimi v Preglednici 16 poglavja 3.1.2(1) potresnih predpisov.

Preglednica 16: Tipi tal (izvleček iz predpisov)

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (udarcev/30cm)	c_u (kPa)
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala.	> 800	–	–
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti postopoma naraščajo z globino.	360 - 800	> 50	> 250
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin	< 180	< 15	< 70
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast debeline med okrog 5 in 20 metri z vednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Sedimenti, ki so sestavljeni iz (ali vsebujejo) najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja. Z visokim indeksom plastičnosti ($PI > 40$) in visoko vsebnostjo vode.	< 100 (indikativno)	–	10 - 20
S ₂	Tla podvržena likvefakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E ali S ₁ .			

3.5.5 Faktor obnašanja q

Faktor q_0 je odvisen od sposobnosti sipanja histerezne energije v konstrukciji. Če hočemo objekt projektirati tako, da se bo obnašal duktilno, moramo poskrbeti, da bo z zadostno gotovostjo prišlo prej do duktilne porušitve (npr. upogiba), kot do krhke porušitve (npr. striga). Izbrati moramo torej stopnjo duktilnosti DCH ali DCM in poskrbeti, da je konstrukcija projektirana v skladu s pravili določene stopnje. Ker je za običajno inženirsko prakso projektiranje v skladu s stopnjo DCH zelo komplicirano, se bomo odločili za projektiranje z srednjo stopnjo duktilnosti DCM.

Zgornjo vrednost faktorja obnašanja q , ki je bil vpeljan z namenom, da upošteva sposobnost sipanja energije, se mora iz vrednotiti za vsako smer posebej na naslednji način:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (15)$$

kjer je:

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

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

Privzamemo tudi da je obravnavani objekt pravilen po višini (5.2.2.2 (2)). Za stavbe, ki so pravilne po višini, so osnovne vrednosti q_0 za različne tipe konstrukcij podane v spodnji Preglednici 17.

Preglednica 17: Osnovna vrednost faktor obnašanja q_0 za različne tipe konstrukcij

TIP KONSTRUKCIJE	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtinami)	$3,0\alpha_u / \alpha_1$	$4,5\alpha_u / \alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3,0	$4,0\alpha_u / \alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

Za stopnjo DCM in sistem povezanih sten oz. sten z odprtinami izračunamo osnovno vrednost faktorja obnašanja z enačbo:

$$q_o = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_l \quad (16)$$

kjer je:

α_u faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv tako, da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prerezov za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije;

α_l faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv tako, da v prvem elementu konstrukcije dosežemo upogibni plastični členek.

Za stenasti sistem povezanih sten oz. sten z odprtinami, ki je pravilen po tlorisu, se lahko za faktor α_u/α_l vzame vrednost 1,2. Naš objekt je po tlorisu, enojno simetričen, delno pravilen. Za takšne objekte standard dovoljuje, da se vzame povprečna vrednost med 1 in vrednostjo za tlorisno pravilen objekt. Vzeli bomo torej faktor $\alpha_u/\alpha_l = 1,2$. Tako dobimo:

$$q_o = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_l = 3,0 \cdot 1,2 = 3,6 \quad (16)$$

Potrebujemo še faktor k_w , ki ga za stenaste sisteme izračunamo takole:

$$k_w = (1 + \alpha_o) / 3 \leq 1 \text{ in } k_w, \text{ ki ni manjši od } 0,5 \quad (17)$$

kjer je α_o prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu.

V primeru velikega števila raznolikih sten, ki imajo poleg tega še odprtine in se po višini spreminjajo, pa standard za določitev faktorja k_w ne podaja nobene rešitve. Zato bomo vzeli kar vrednost $k_w = 1,0$.

Sedaj lahko izrazimo faktor obnašanja q z naslednjim izrazom:

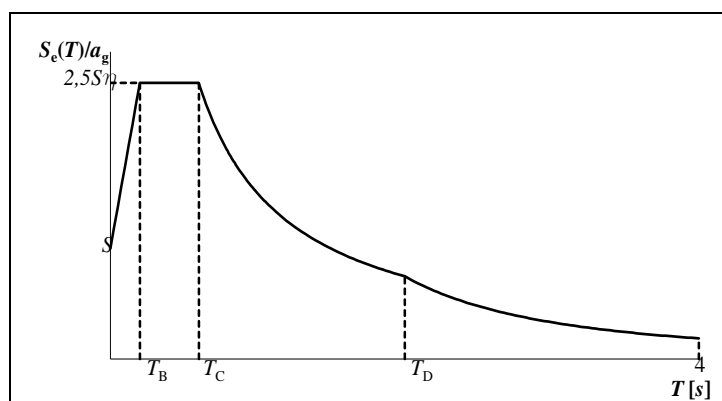
$$q = q_o \cdot k_w = 3,6 \cdot 1,0 = \mathbf{3,6} \quad (15)$$

Dobili smo zelo konzervativno rešitev za q faktor, ki bi lahko bil bistveno večji, če bi standard podal jasnejšo in podrobnejšo definicijo faktorja k_w .

3.5.6 Potresni spekter po SIST EN 1998-1:2004(3.2.2.5 (1),(2),(3)P in (4)P)

Pri projektiranju lahko uporabimo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno elastičnem odzivu, Slika 19, saj konstrukcijski sistem v splošnem prenaša potresne vplive tudi v nelinearnem območju. Konstrukcija ima sposobnost, da sipa energijo z duktilnim obnašanjem njenih elementov in/ali z drugimi mehanizmi, zato se lahko izognemo eksplicitni nelinearni analizi tako, da opravimo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva imenovanim projektni spekter. To zmanjšanje izvedemo z uvedbo faktorja obnašanja q , ki je podan za različne materiale in različne konstrukcijske sisteme, glede na ustrezno stopnjo duktilnosti. Vrednost faktorja obnašanja q je lahko različna v različnih vodoravnih smereh, medtem ko mora biti v vseh smereh uporabljena ista opredelitev duktilnosti.

Za vodoravni spekter odziva uporabimo spekter tipa 1, ki je določen za Slovenijo. Predvidimo, da leži objekt na tleh tipa B, to je zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti naraščajo z globino. Za kritično viskozno dušenje privzamemo vrednost 5 % ($\eta = 1,0$).



Slika 19: Oblika elastičnega spektra odziva

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

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (18)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (19)$$

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

$$T_D \leq T : \quad S_d(T) \left\{ = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g, \quad (21)$$

kjer je:

β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru je v

Nacionalnem dodatku za našo državo priporočena vrednost $\beta = 0,2$.

$S_d(T)$ projektni spekter

q faktor obnašanja

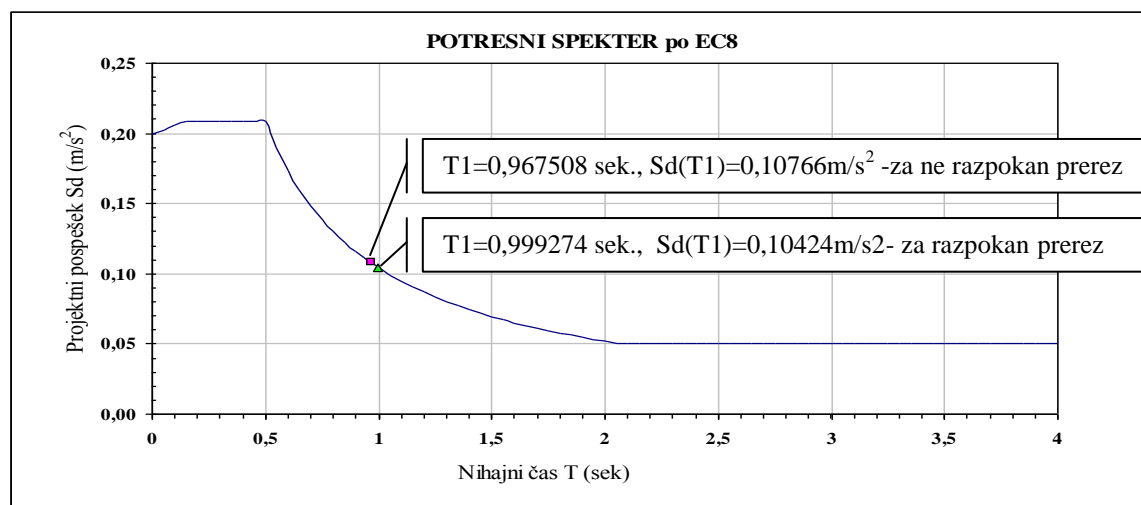
$a_g = 0,25g$ projektni pospešek tal (pričakovan intenziteta potresa)

Pri tipu tal B v standardu odčitamo parametre T_B , T_C , T_D in S :

$S = 1,2$ faktor tal, pri tipu tla (B) (kategorija tal v preglednici 3.2)

$T_B = 0,15$ sek
 $T_C = 0,50$ sek
 $T_D = 2,00$ sek
 }
 karakteristični nihajni časi spektra

Za obravnavani objekt smo za potresni spekter z podatki, ki so v Preglednici 18, pri računu dinamične analize z programom ETABS prišli do sledečih rezultatov za projektne pospeške, katere si lahko ogledate v grafični obliki na Sliki 20. Na sliki grafa se vidi dva različna nihajna časa in sicer za ne razpokani in razpokani prerez, ker novi predpisi EC8 zahtevajo pri projektiranju sten, da moramo upoštevati, SIST EN 1998-1:2005(4.3.1 (7)), ki pravi: če se ne uporabi bolj natančna analiza razpokanih elementov, se lahko za elastično upogibno in strižno togost betonskih in zidanih elementov vzame polovična vrednost ustrezne togosti ne razpokanih elementov.



Slika 20: Slika grafikona projektnega potresnega spektra za faktor obnašanja $q=3,6$

Preglednica 18: Nihajni časi in projektni pospeški za faktor obnašanja $q = 3,6$

T(sek)	0	0,15	0,5	0,7	0,8	0,9	1	1,5	2	3
Sd(T)(m/s ²)	0,200	0,208	0,208	0,148	0,130	0,115	0,104	0,069	0,052	0,050

Primerjava nihajnega časa T_1 in projektnega pospeška $S_d(T_1)$ med Evrocode in Jus predpisi si lahko ogledamo v Preglednici 19.

Preglednica 19: Primerjava nihajnih časov in pripadajočih projektnih pospeškov

Predpisi	Nihajni časi (sek)	Projektni pospeški
EC8: ETABS	$T_1 = 0,999274$ sek (za razpokan prerez)	$S_d(T_1) = 0,10424$ m/s ²
EC8: ETABS	$T_1 = 0,967508$ sek (za nerazpokan prerez)	$S_d(T_1) = 0,10766$ m/s ²
EC8: Peš rač.	$T_{1x} = 1,1817$ sek $T_{1y} = 1,1227$ sek	$S_{dx}(T_{1x}) = 0,08815$ m/s ² $S_{dy}(T_{1,y}) = 0,09279$ m/s ²
JUS: Eavek	$T_1 = 1,243$ sek	

Iz zgornje tabele lahko vidimo, da je nihajni čas po JUS nekoliko večji kot po EC-ju, ta razlika je nastala v sled različnosti potresnih predpisov kot tudi izbire modela za račun potresne analize. Po JUS predpisu je bil objekt obravnavan ravninsko z razliko od EVROKODE, kjer smo objekt obravnavali prostorsko.

3.5.7 Metode analize potresnega vpliva

Pri potresnem projektne stanju se analiza zaradi potresnega vpliva opravi ob predpostavki, da je konstrukcija linearno elastična. Referenčna metoda pri potresnih vplivih je modalna analiza s spektri odziva, ob uporabi elastičnega modela in projektne spektra, podanega na Sliki 21. Glede na značilnost konstrukcije objekta se lahko uporabi eden od naslednjih dveh tipov analize iz SIST EN 1998-1:2004: (4.3.3.1(3)):

- Metoda z vodoravnimi silami za stavbe, ki ustrezajo pogojem v poglavju (4.3.3.2)
- Modalna analiza s spektrom odziva, ki je uporabna za vse tipe objektov (4.3.3.3)

3.5.8 Metoda z vodoravnimi silami

Poenostavljena modalna analiza je namenjena konstrukcijam, ki so pravilne tako po tlorisu kot tudi po višini in imajo nihajni čas T_1 manjši od 2,0 sek (pri temeljenju na dobrih tleh). Celotna masa konstrukcije niha v osnovni nihajni obliki. Celotna potresna sila F_b se izračuna kot produkt celotne teže objekta W in vrednosti S_d v spektru pospeškov, ki ustreza nihajnemu času osnovne nihajne oblike T_1 . Porazdelitev potresne sile po višini konstrukcije je podana v osnovni nihajni obliki.

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W \quad (22)$$

▪ Račun mas po etažah

Ker gre za obstoječi objekt, moremo točno izračunati teže etaž in upoštevati, da so stropne plošče diafragme toge v svoji ravnini in pri tem lahko mase in masne momente v vsaki etaži koncentriramo v težišču. Pri tem imamo naslednje osnovne predpostavke:

- mase so koncentrirane v nivojih etaž in
- 2. kletna etaža predstavlja togo konstrukcijo

Pri določanju projektne potresne obtežbe je upoštevana verjetnost, da bo v času potresa na konstrukcijo deloval del spremenljive obtežbe. Teža konstrukcije se računa po naslednjih pravilih EC8. Pri določanju projektne potresnega vpliva se morajo

upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (23)$$

kjer je:

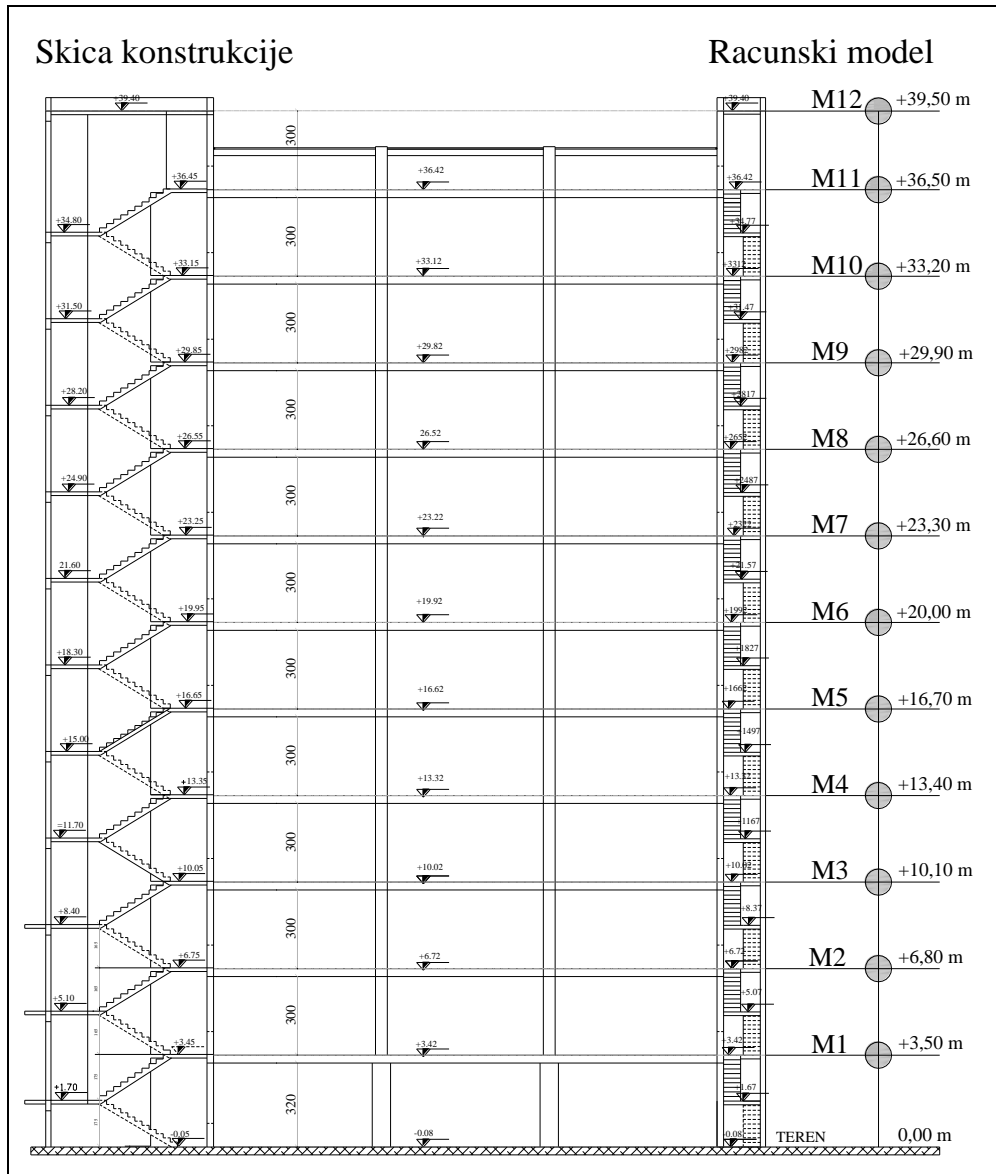
- $G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalne obtežbe
- $Q_{K,i}$ karakteristična vrednost spremenljive obtežbe
- $\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo

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

Kombinacija koeficientov za spremenljive vplive (4.2.4 (1)P, (2)P):

- $\varphi = 1.0 \rightarrow$ vrhnja etaža $\psi_{2i} = 0.3 \rightarrow$ pisarne
- $\varphi = 0.5 \rightarrow$ nižje etaže, $\psi_{2i} = 0 \rightarrow$ sneg, veter, ne požarne temperature

Pri računu mase za poslovne (stanovanjske) objekte upoštevamo celotno stalno obtežbo in samo 15% spremenljive obtežbe. V spodnji Sliki 21 je vidno kako razporedimo maso po posameznih etažah konstrukcije in ustvarimo računski model za račun potresne obtežbe po etažah.



Slika 21: Masni model za potresno analizo

Teža celotne konstrukcije: **W= 54308,627 kN**

Natančen račun mas po etažah je v pogled v Prilogi C k diplomski nalogi.

▪ **Račun osnovnega nihajnega časa:**

Za stavbe višine do 40 m lahko vrednosti T_1 (v sekundah) izračunamo z enačbo:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (25)$$

kjer je:

$$H \quad \text{višina konstrukcije} = 39,50 \text{ m}$$
$$C_t = \begin{cases} 0,08 & \text{za upogibno odpornost jeklenih okvirnih konstrukcij} \\ 0,075 & \text{za upogibno odpornost betonskih okvirnih konstrukcij} \\ 0,05 & \text{za vse ostale konstrukcije} \end{cases}$$

Za konstrukcije z betonskimi oziroma zidanimi strižnimi stenami je izraz za C_t sledeči:

$$C_t = 0.075 / \sqrt{A_c} \quad (26)$$

$$A_c = \sum [A_i (0,2 + l_{wi} / H)^2] \quad (27)$$

kjer je:

$l_{wi} / H < 0,9$ dano razmerje ne sme prekoračiti te vrednosti

A_i efektivni prečni prerez i-te strižne stene v 1.nad. zgradbe (m^2)

l_{wi} efektivna dolžina i-te strižne stene v 1. nad v smeri vzporedno s potresno obt. v m).

▪ **Račun potresne sile za x smer:**

$$A_{cx} = 0,35671 \quad (27)$$

$$C_{tx} = 0,075 / \sqrt{0,35671} = 0,12558 \quad (26)$$

(ker je C_{tx} večji od predpisane vrednosti upoštevamo $C_t=0,075$)

$$T_{1x} = C_t \cdot H^{3/4} = 0,075 \cdot 39,5^{3/4} = 1,1817 \text{ sek} \rightarrow (S_{dx} = 0,08815 \text{ m/s}^2) \quad (25)$$

$$W = 54308,627 \text{ kN}$$

$$F_{bx} = S_d(T_{1x}) \cdot W = 0,08815 \cdot 54308,627 = \mathbf{4787,31 \text{ kN}} \quad (22)$$

▪ **Račun potresne sile za y smer:**

$$A_{cy} = 1,09937 \quad (27)$$

$$C_{ty} = 0,075 / \sqrt{1,0993} = 0,0715 \quad (26)$$

$$T_{Iy} = C_t \cdot H^{3/4} = 0,07153 \cdot 39,5^{3/4} = 1,127 \text{ sek} \rightarrow (S_{dy} = 0,09243 \text{ m/s}^2) \quad (25)$$

$$W = 54308,627 \text{ kN}$$

$$F_{by} = S_d(T_{Iy}) \cdot W = 0,09243 \cdot 54308,627 = \mathbf{5019,75 \text{ kN}} \quad (22)$$

Celotna potresna sila je različna za obe smeri:

$$F_{bx} = 4787,31 \text{ kN}$$

$$F_{by} = 5019,75 \text{ kN}$$

Če so za osnovno nihajno obliko kot približek izbrani vodoravni pomik, ki linearno naraščajo z višino, so vodoravne sile F_i določene z enačbo iz člena (4.3.3.2.3 (3)):

$$F_{xi(yi)} = F_{bx(by)} \cdot \frac{W_i \cdot H_i}{\sum W_j \cdot H_j} \quad (28)$$

Pri razporeditvi vodoravnih sil F_i , določenih po tem določilu, na sistem za prenašanje vodoravne obtežbe, je treba predpostaviti, da so stropovi togi.

Izračun potresne obtežbe po etažah si lahko ogledamo v spodnji Preglednici 20:

Preglednica 20: Potresna sila dobljena z Metodo vodoravnih sil po EC8 - peš račun

Eurocode – Peš račun potresnih sil							
Etaža	W_i (kN)	H_i (m)	$W_i \cdot H_i$	$\frac{W_i \cdot H_i}{\sum(W_i \cdot H_i)}$	F_x (kN)	F_y (kN)	$m=W_i/g$ (ton)
12	1149,4970	3	3448,4910	0,0191756	91,800	96,257	117,176
11	5726,0910	3,3	18896,1003	0,1050735	503,019	527,443	583,699
10	4448,4270	3,3	14679,8091	0,0816284	390,780	437,950	453,458
9	4754,5250	3,3	15689,9325	0,0872453	417,670	438,640	484,661
8	4762,0250	3,3	15714,6825	0,0873829	418,329	438,640	485,426
7	4762,0250	3,3	15714,6825	0,0873829	418,329	438,640	485,426
6	4762,0250	3,3	15714,6825	0,0873829	418,329	438,640	485,426
5	4771,0250	3,3	15744,3825	0,0875481	419,120	439,469	486,343
4	4779,6500	3,3	15772,8450	0,0877063	419,877	440,264	487,222
3	4779,6500	3,3	15772,8450	0,0877063	419,877	440,264	487,222
2	4796,7080	3,3	15829,1364	0,0880193	421,376	441,835	488,961
1	4816,9790	3,5	16859,4265	0,0937484	448,802	470,593	491,027
Σ	54308,6270	39,5	179837,0158	1,0000000	4787,310	5019,750	5536,048

Preglednica 21: Primerjava mas konstrukcije med JUS in EVROCODE predpisi

Predpisi		JUS		EVROCODE			
		peš račun		peš račun		ETABS - program	
Etaža	H _i (m)	W _i (kN)	m=W _i /g (ton)	W _i (kN)	m=W _i /g (ton)	W _i (kN)	m=W _i /g (ton)
12	3,00	986,886	100,60	1149,4970	117,176	1174,581	119,733
11	3,30	4884,399	497,90	5726,0910	583,699	5691,929	580,217
10	3,30	4594,023	468,30	4448,4270	453,458	4827,462	492,096
9	3,30	4594,023	468,30	4754,5250	484,661	4832,710	492,631
8	3,30	4594,023	468,30	4762,0250	485,426	4840,960	493,472
7	3,30	4594,023	468,30	4762,0250	485,426	4840,960	493,472
6	3,30	4594,023	468,30	4762,0250	485,426	4840,960	493,472
5	3,30	4594,023	468,30	4771,0250	486,343	4847,867	494,176
4	3,30	4594,023	468,30	4779,6500	487,222	4857,765	495,185
3	3,30	4594,023	468,30	4779,6500	487,222	4857,765	495,185
2	3,30	4594,023	468,30	4796,7080	488,961	4861,836	495,600
1	3,50	4594,023	468,30	4816,9790	491,027	4893,405	498,818
Σ	39,50	51811,515	5281,50	54308,6270	5536,048	55368,199	5644,058

3.5.9 Modalna analiza s programom ETABS

Potresno analizo smo izvedli z računalniškim programom ETABS, kateri obravnava konstrukcijo prostorsko. Kombinacije končnih vrednosti (notranje sile, pomiki) določimo z tako imenovano SRSS metodo (SIST EN 1998-1:2004, 4.3.3.3.2(2)), ki jo ima računalniški program ETABS na razpolago. Potresno obtežbo vnesemo v program ETABS v obliki projektnega spektra (Slika 21), kar program omogoča. Za določitev projektnega spektra potrebujemo faktor obnašanja q , ki je odvisen od tipa konstrukcije in od načina rušenja sten. Izračunamo ga z naslednjo enačbo:

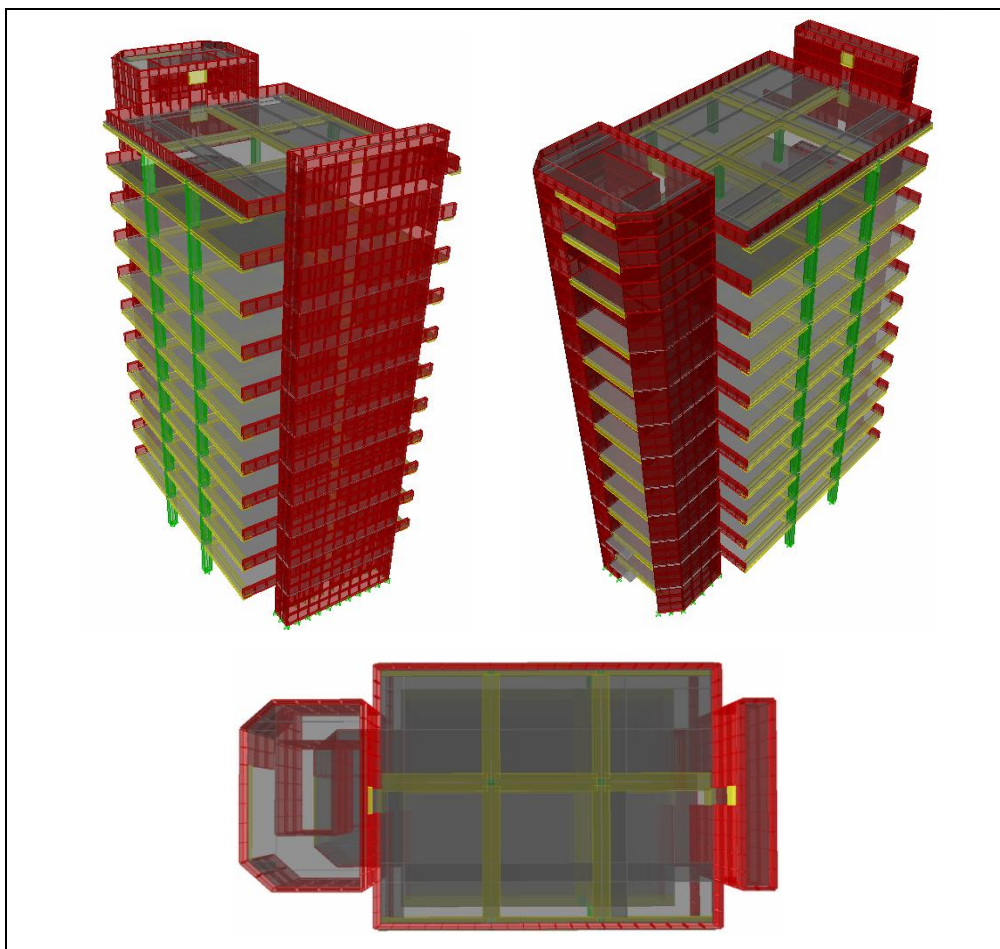
$$q = q_o \cdot k_w = 3,6 \cdot 1,0 = 3,6 \quad (15)$$

Dobljene vrednosti notranjih sil bomo zapisali v tabelarični obliki za najvažnejše konstrukcijske elemente, kot so: stene PL1, PL7 in PD4 in stebra C1 in C5 okvirjev OK13, OK15 in OK16 s pripadajočimi prečkami.

Pri projektiranju po evropskih standardih Evrocode se v primerjavi z Jus predpisi največ razlik pojavi prav pri projektiranju z EC8 in z EC2. Razlike so pri kategoriji tal , podajanju projektnega spektra, izračunu projektnih notranjih sil, razlikujejo se varnostni

faktorji in faktor obnašanja, ki so v EC8 eksplicitno podani, razlikuje se tudi izračun mas za projektni potresni vpliv. Po Jus predpisu je izvršen račun za 6 nihajnih oblik, po evropskih standardih pa smo upoštevali 12 nihajnih oblik. Po EC8 je potrebno upoštevati tudi kombinacijo potresnega vpliva v x in y-smeri, kar nam program ETABS omogoča. Zaradi razlik v predpisih se spreminjajo nihajni časi konstrukcije in notranje sile v konstrukciji. Razlikujejo se tudi postopki izračuna za nosilnost v strigu in nosilnost na upogib, s čimer se spreminja tudi potrebna armatura za strižno in upogibno nosilnost. Zanimalo me je, ali so nosilni elementi, konzolne stene, okvirji in medetažne plošče, z vgrajeno armaturo po JUS predpisih zadostile zahtevam za upogibno in strižno nosilnost po novih evropskih standardih EN.

V nadaljevanju si lahko ogledamo različne poglede prostorskega računalniškega modela prikazanega na Sliki 22.



Slika 22: Različni pogledi prostorskega modela konstrukcije v programu ETABS

3.6 Obtežni primeri in kombinacije v skladu z SIST EN 1990:2004

V statičnem računu so uporabljene kombinacije obtežnih primerov, ki se bistveno razlikujejo od predhodnih jugoslovanskih predpisov, zato bomo na kratko opisali posamezne pojme in kombinacije vplivov. Vertikalna obtežba je določena glede na namembnost posameznih površin v projektu. Upoštevamo dejansko stanje na načrtih glede predvidene uporabe oz. vgradnje materialov. Kombinacijske vrednosti so povezane s kombinacijo vplivov in upoštevajo zmanjšano verjetnost hkratnega pojava najbolj neugodnih vrednosti več neodvisnih vplivov.

Za vsak kritični obtežni primer je potrebno določiti projektne vrednosti učinkov vplivov s kombiniranjem vrednosti vplivov, ki se pojavijo sočasno kot npr:

- Stalna in začasna stanja: Projektne vrednosti prevladujočega spremenljivega vpliva in kombinacije vrednosti drugih vplivov.
- Nezgodna stanja: Projekte vrednosti stalnih vplivov skupaj s pogosto vrednostjo prevladujočega spremenljivega in navidez stalne vrednosti drugih spremenljivih vplivov ter vrednosti nezgodnega vpliva.
- Potresno stanje: Karakteristična vrednost stalnih vplivov skupaj z navidez stalnimi vrednostmi drugih spremenljivih vplivov in vrednosti potresnih vplivov.

Projektiranje AB konstrukcij izvajamo po metodi mejnih stanj (MMS) skladno z SIST EN 1992-1-1:2005. Pri dimenzioniranju moramo zagotoviti:

3.6.1 Mejna stanja nosilnosti (MSN)

So stanja, ko konstrukcija ali del konstrukcije kot togega telesa izgubi ravnotežje, pride do porušitev ali prekomernih deformacij prereza kot tudi zaradi utrujanja materiala.

Kombinacije vplivov za mejna stanja nosilnost so (MSN)

Stalna in začasna projektna stanja:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q,i} \cdot Q_{K,i} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{o,i} \cdot Q_{K,i} \quad (30)$$

Nezgodni obtežni primeri:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,Aj} \cdot G_{k,j} + \gamma_{p,A} \cdot P_k + A_d + \Psi_{1,1} \cdot Q_{K,i} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i} \quad (31)$$

Potresno projektno stanje:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i} \quad (32)$$

Poenostavljena oblika

V primeru kadar imamo projektno stanje s samo enim ali več spremenljivimi vplivi lahko uporabimo poenostavljeno obliko preverjanja konstrukcij.

Projektno stanje s samo enim spremenljivim vplivom $Q_{K,1}$:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,5 \cdot \sum Q_{K,i} \quad (33)$$

Projektno stanje z več spremenljivimi vplivi $Q_{K,i}$:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,35 \cdot \sum Q_{K,i} \quad (34)$$

3.6.2 Mejna stanja uporabnosti (MSU)

So stanja, pri katerih po določenih kriterijih konstrukcija ni več uporabna in to se zgodi v primeru: velikih pomikov, prevelikih razpok in neugodnih vibracij.

Kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti (MSU)

Za mejna stanja uporabnosti so vrednosti parcialnih delnih faktorjev γ_G in γ_Q enaki 1,0 razen, če ni določeno drugače. Sledijo naslednje kombinacije obtežnih vplivov.

Karakteristične (redke) kombinacije:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{K,i} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{o,i} \cdot Q_{K,i} \quad (35)$$

Pogosta kombinacija:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \Psi_{1,1} \cdot Q_{K,i} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i} \quad (36)$$

Navidezno stalna kombinacija:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i} \quad (37)$$

Poenostavljena oblika

V primeru kadar imamo projektno stanje s samo enim ali več spremenljivimi vplivi lahko uporabimo poenostavljeno obliko preverjanja konstrukcij.

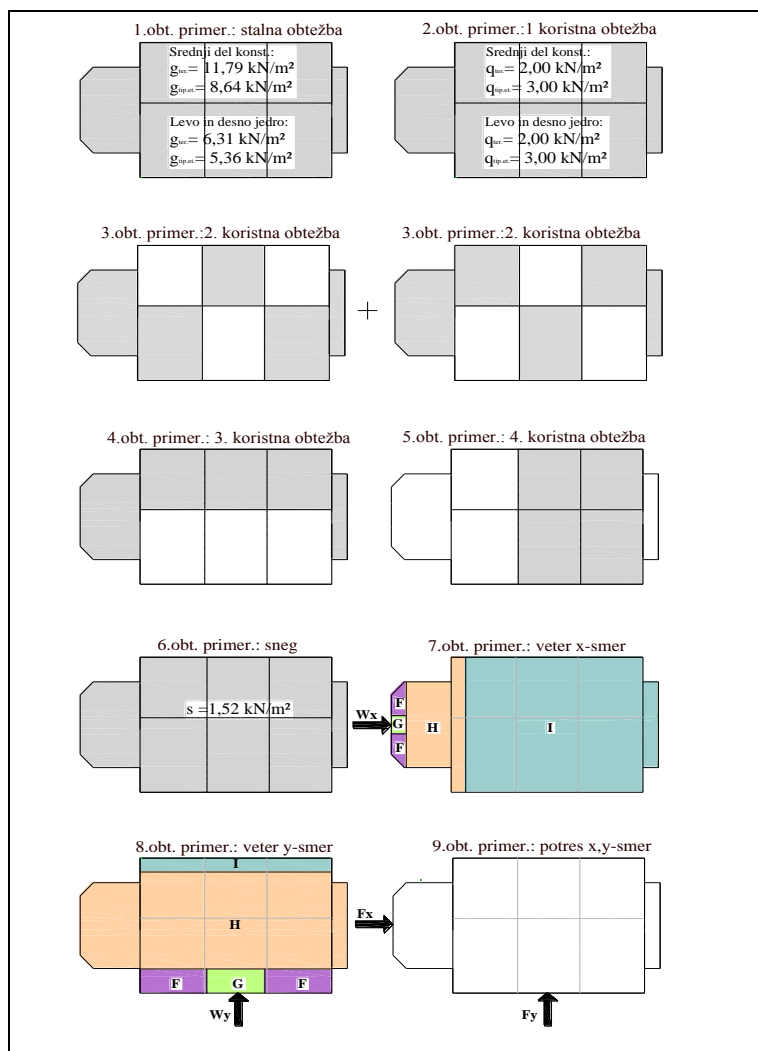
Projektno stanje z enim samim spremenljivim vplivom $Q_{K,i}$:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } Q_{K,1} \quad (38)$$

Projektno stanje z dvema ali več spremenljivimi vplivi $Q_{K,i}$:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } 0,9 \cdot \sum Q_{K,i} \quad (39)$$

3.6.3 Prikaz obtežnih primerov za obstoječo konstrukcijo



Slika 23: Skice obtežnih primerov

4 PREDSTAVITEV NUMERIČNEGA MODELA

Modeliranje konstrukcije je postopek, kjer moramo s pomočjo računskega modela zajeti vse bistvene značilnosti dejanske konstrukcije, tako da z njim lahko dovolj natančno simuliramo dejansko obnašanje konstrukcije, obenem pa mora biti dovolj enostaven, da omogoča ekonomičen račun. Poizkusila sem najti čim boljše razmerje med obema od bistvenih lastnosti.

V praksi se tudi v primeru sten kot ploskovnih elementov, večinoma uporablja modeliranje z linijskimi elementi. V tej diplomski nalogi sem želela preizkusiti, kako funkcionira modeliranje s ploskovnimi elementi in kompatibilnost standardov za tak način projektiranja. Za modeliranje sem si izbrala računalniški program ETABS, katerega je izdelalo podjetje Computers and Structures, Inc. iz Kalifornije, ZDA, ki omogoča modeliranje s ploskovnimi elementi, in tako hkrati preverila tudi primernost programa.

Uporabljeni računski model za določitev učinkov vplivov mora upoštevati vse konstrukcijske elemente, njihove mase, trdnosti, togosti in maso vseh nekonstrukcijskih elementov. Najboljši bi bil tak računski model, ki bi zajel vse lastnosti zgradbe čim bolj točno in bi nam vzel kar najmanj časa, vendar pa sta točnost in čas izdelave modela v tem primeru obratnosorazmerna. Zavedati se je tudi potrebno, da je natančnost rezultatov bistveno odvisna od natančnosti vseh vhodnih podatkov. Natančnost potresne obtežbe pa je zelo groba, kar pomeni da lahko zelo natančen računski model bistveno poveča stroške računa, ne prispeva pa veliko k natančnosti rezultatov.

Preverila sem značilnosti konstrukcijskega sistema, saj standard tu podaja nekaj zahtev in omejitev. Obravnavala sem uniformnost, simetrijo, statično nedoločenost, nosilnost in togost v obeh smereh, torzijsko nosilnost, učinek diafragem na nivoju etaž, primarne in sekundarne elemente ter pravilnost konstrukcije. Na osnovi izbranega modela je bila izvedena potresna analiza v skladu s standardom EN 1998-1:2005. Objekt stoji na enem

od potresno najbolj obremenjenih območij v Sloveniji, saj znaša referenčna vrednost pospeška tal 0,25g, kar je pri nas maksimalna vrednost.

Za tip konstrukcije sem si izbrala duktilen stenast sistem s srednjo stopnjo duktilnosti DCM. S tem izborom sem se poskusila približati obstoječemu objektu. Srednji stopnji duktilnosti v prid je enostavnejše projektiranje in izvedba konstrukcije, poleg tega pa je vprašljivo, če bi lahko velike stene izkoristile vso duktilnost, ki jo predvideva visoka stopnja duktilnosti DCH. V standardu imamo na voljo še sistem velikih, šibko armiranih sten, ki pa za področje Slovenije niso primerne.

Pri predstavitvi rezultatov in njihovi analizi, se je program ETABS tako kot v prejšnjih fazah modeliranja pokazal kot dobro orodje. Pri prostorskem modelu nam nudi izvrstno globalno predstavo, saj nudi dober grafični prikaz v prostoru in posameznih ravninah kot tudi tabelarične izpise.

Zavedati se moramo, da bo model v primeru potresa drugačen, kot bi bil za modeliranje statične obtežbe, saj pri potresu delujejo prevladujoči vplivi v horizontalni smeri. V tem delu diplomske naloge se ne bomo ukvarjali z dimenzioniranjem plošč, kar bo vplivalo na poenostavitev modela.

Modeliranje in dimenzioniranje plošč bomo obdelali s programom SAFE, kateri uporablja tako linijske kot ploskovne elemente, katerega je ravno tako izdelalo podjetje Computers and Structures, Inc. iz Kalifornije, ZDA.

4.1 Program ETABS za statično in potresno analizo konstrukcije

Uporabili bomo program ETABS, kjer račun kot pri večini sodobnih računalniških programov temelji na metodi končnih elementov. Program omogoča tako modeliranje linijskih, kot ploskovnih elementov. Tu imamo dve možnosti. Stenast objekt lahko modeliramo z linijskimi elementi z dimenzijami sten ali pa s ploskovnimi elementi. Prednost linijskih elementov je zaradi majhne količine končnih elementov predvsem v hitrejšem času izračuna konstrukcije. Prihranek pri času je precejšen, saj moramo

ploskovne elemente razdrobiti na precej majhne podelemente, da je izračun zadovoljivo točen.

Zaradi vsega naštetega si bomo v diplomski nalogi izbrali modeliranje s ploskovnimi in linijskimi končnimi elementi, saj je to ob vedno hitrejših in zmoglivejših računalniških zagotovo tudi modeliranje prihodnosti. Poleg tega veliko računalniških programov (npr. ETABS) omogoča avtomatski izračun linijskih notranjih sil z integracijo napetosti po ploskovnih elementih, kar nam olajša dimenzioniranje po obstoječih evropskih standardih.

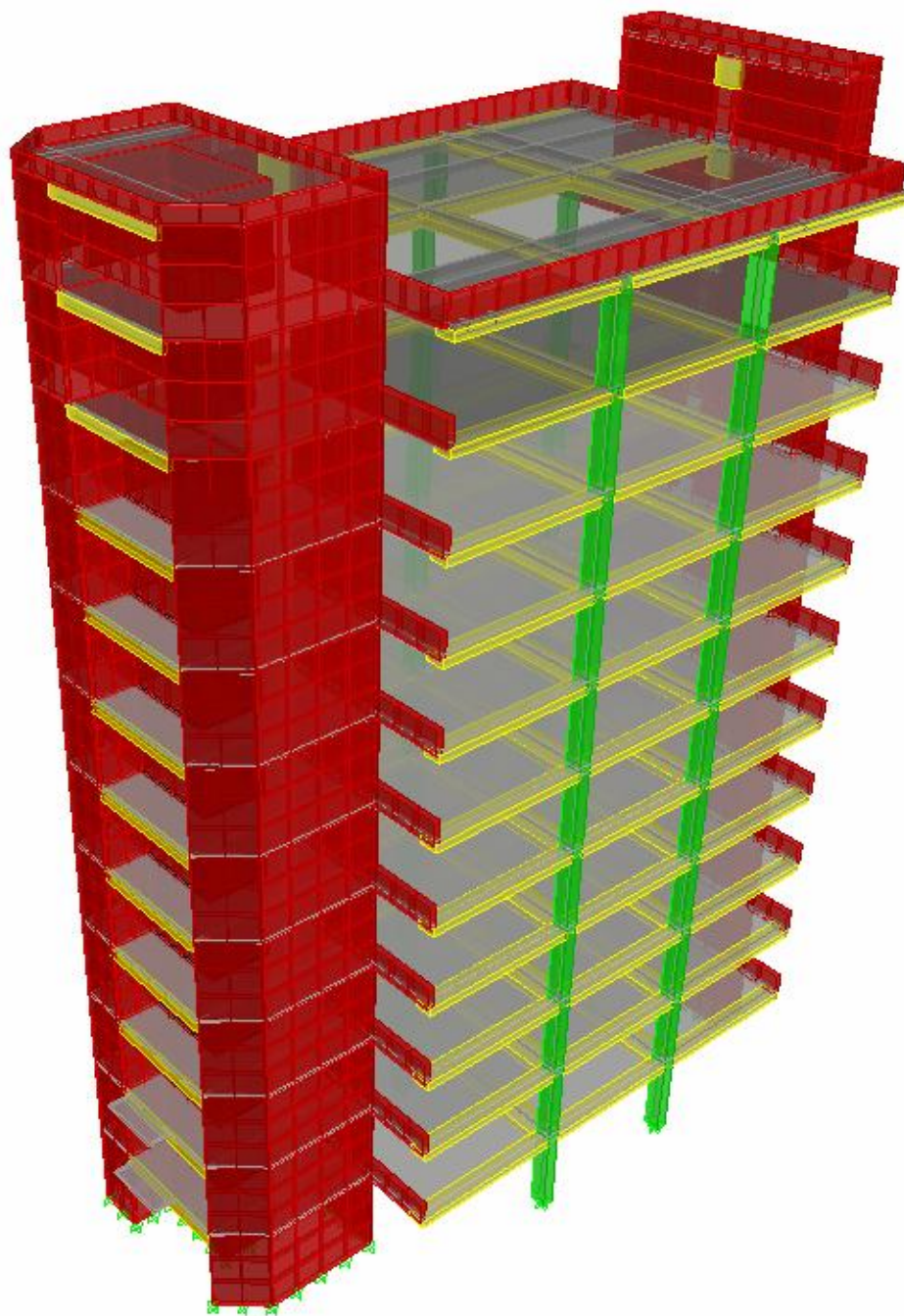
Za vnos geometrije v program ETABS si moramo pripraviti še okolje v programu in definirati nekaj parametrov. V programu moramo najprej definirati prave enote (kN, m), material in njegove karakteristike (glej poglavje 2.2.2) ter mrežo osi, na mestu katerih bodo nastopale stene in okviri.

Preden se lahko lotimo vnašanja sten, moramo za vsako steno posebej definirati še ploskovne končne elemente (Pier), s katerimi bomo stene modelirali. Podati moramo debelino in tip končnega elementa. Odločimo se za "Shell" elemente, ki so splošni ploskovni končni elementi, ki poleg obtežbe v svoji ravnini, prenašajo tudi obtežbo izven svoje ravnine. Zaradi razpokanosti betona, predvideva standard za elastično upogibno in strižno togost zmanjšanje vrednosti togosti nerazpokanih elementov za 50 % v primeru upogiba in striga. Program omogoča zmanjšanje togosti prereza.

Pod nosilno konstrukcijo bomo šteli vse betonske elemente (razen stopnic), vendar bomo nekatere označili kot sekundarne in jih v modelu ne bomo upoštevali. Paziti pa moramo, da togost vseh sekundarnih elementov ne prekorači 15 % togosti vseh primarnih potresnih elementov, kar je zahteva standarda. Tu nastane problem, saj ne vemo, koliko elementov lahko označimo kot sekundarne, ne da bi presegli predpisano vrednost. Lahko bi napravili popoln model z vsemi nosilnimi elementi in nato odvezemali elemente toliko časa, dokler ne bi bila togost konstrukcije zmanjšana za nekaj manj kot 15 %. V našem primeru pa to ne bi imelo smisla, saj je nosilna konstrukcija objekta sestavljena iz zelo togih betonskih sten in iz okvirnih konstrukcij, kateri pri visokih objektih zlasti v višji etašah prevzamejo bistveni del obtežbe. Plošče

bomo v srednji ravnini modelirali kot toge diafragme, ki jih napnemo v vsaki od etaž, kar nam program omogoča. S tem smo povezali stene med seboj, nimamo pa še mehanizma, ki bi prenašal porazdeljeno obtežbo etaž na stene. Zato bomo plošče modelirali s ploskovnimi končnimi elementi tipa "Membrane". Plošča, modelirana s temi elementi, bo sicer nosila obtežbo samo z membranskimi silami, zaradi česar bomo dobili prevelike povese plošč, kar je za nas nepomembno, površinska obtežba etaž pa bo primerno razporejena po stenah. S tem smo se izognili dolgotrajnega ročnega prenašanja obtežbe na stene.

S formiranjem plošč je vnašanje geometrije modela končano. Dobili smo torej 3D model, sestavljen iz ploskovnih in linijskih končnih elementov, Slika 24. Kljub poenostavitvam konstrukcije, ki so bile potrebne pri modeliranju ne odstopamo od zasnove objekta.



Slika 24: Prostorski prikaz konstrukcije v programu ETABS

4.1.1 Izvlečki iz predpisov EC8 pomenbnih za modeliranje konstrukcije

4.3.1 (3) *V splošnem se lahko upošteva, da se konstrukcija sestoji iz več navoicnih sistemov, povezanih z vodoravnimi diafragmami, ki prevzemajo vodoravno obtežbo.*

4.3.1 (4) *Če lahko predpostavimo, da so stropne plošče (diafragme) stavbe dovolj toge v svoji ravnini, lahko mase in masne momente v vsaki etaži koncentriramo v težišču.*

4.3.1 (7) *Če se uporabi bolj natančna analiza razpokanih elementov, se lahko za elastično upogibno in strižno togost betonskih in zidanih elementov vzame polovična vrednost ustrezne togosti ne razpokanih elementov.*

$A_{s,razpokan} = 1/2 A_s$	$I_{razpokan} = 1/2 I$
----------------------------	------------------------

4.3.1 (5) *Pri analizi stavb, ki zadoščajo kriterijem za pravilnost v tlorisu, je mogoče uporabiti dva ravninska modela, po enega za vsako od obeh glavnih smeri.*

5.4.1.1 (1)P *Razred tlačne trdnosti betona v primarnih potresnih elementih ne sme biti manjši od C 16/20 (DCM).*

Za trdnostni razred uporabljane betona smo upoštevali, da je v vseh etažnih ploščah, temeljih, nosilcih, stebrih C5, C6, C7 in C8 kot tudi v stebrih C1 in C2 od 5.nad. pa do terase C25/30, za vse variante sten pa **C25/30** s privzetim elastičnim modulom:

$$E_{cm} = 3,1 \cdot 10^7 \text{ kN/cm}^2.$$

Za stebre C1, C2, C5, C6, C7 in C8 med 2. kletjo in 5. nadstropjem pa je uporabljen beton trdnostnega razreda **C35/45** s privzetim elastičnim modulom :

$$E_{cm} = 3,4 \cdot 10^7 \text{ kN/cm}^2.$$

5.4.1.1 (2)P *Z izjemo zaprtih stremen in prečnih armaturnih vezi, se lahko v kritičnih območjih primarnih potresnih elementov uporablja le rebrasto armaturo.*

5.4.1.1 (3)P (DCM) V kritičnih območjih primarnih potresnih elementov je treba uporabljati armaturno jeklo razredov B in C po določilih EN 1992-1-1:2004, preglednica C.1.

5.2.3.4 (4) Če se v kritičnih območjih primarnih potresnih elementov uporablja vzdolžna armatura iz jekla razreda B, preglednice v EN 1992-1-1:2005, mora biti faktor duktilnosti za ukrivljenost μ_{ϕ} 1,5 krat večji od vrednosti, ki je podana v nadaljevanju.

5.4.1.1 (4)P (DCM) Dovoljena je uporaba varjenih mrež, če ustrezajo pogojem iz zgoraj navedenih odstavkov (2)P in (3)P.

Vse armaturne palice so oznake S400, armaturne mreže pa MA500/560.

Uporabljena mreža MA 500/560 ima razmerje med natezno trdnostjo in mejo plastičnosti 1,12, za jekla razreda C preglednice C.1 v SIST EN 1992-1-1:2005 pa je minimalna vrednost 1,15. Ker je razlika zelo majhna, računam kot da je MA 500/560 razreda C.

5.5.1.2.3 (1)P Določila se uporabljajo za nepovezane primarne potresne stene, kot tudi za posamezne komponente v povezanih primarnih potresnih stenah v ravnini v kateri so te polno vpete in sidrane v ustrezne kleti ali temelje, tako da nihanje sten (kot togih teles) ni mogoče.

Predpostavimo, da so stene polno vpete in sidrane v 1. in 2. klet obravnavanega objekta.

4.2.3 Kriteriji za pravilnost konstrukcije

4.2.3.1 Splošno

4.2.3.1 (1P) Pri projektiranju na potresnih območjih delimo konstrukcije stavb v pravilne in nepravilne.

4.2.3.1 (2) Ta delitev vpliva na naslednje vidike pri projektiranju:

- model konstrukcije, ki je lahko poenostavljen ravninski ali prostorski;
- metoda analize, ki je lahko poenostavljena analiza s spektrom odziva (metoda z

vodoravno obtežbo) ali modalna analiza;

- vrednost faktorja obnašanja q , ki se mora zmanjšati za stavbe, nepravilne po višini

4.2.3.1 (3) Pri analizi in projektiranju se posebej upoštevajo nepravilnosti stavbe v tlorisu in posebej nepravilnosti po višini (Preglednica 23).

Preglednica 23: Vpliv pravilnosti konst.na analizo in projektiranje za potresnih

Pravilnost		Dovoljena poenostavitev		Faktor obnašanja q (linearna analiza)
Tloris	Višina	Model	Linearno-elastična analiza	
da	da	ravninski	vodoravne sile	referenčni
da	ne	ravninski	modalna	zmanjšán
ne	da	prostorski	vodoravne sile	referenčni
ne	ne	prostorski	modalna	zmanjšán

4.2.3.2 Kriteriji za tlorisno pravilnost

(2) Glede na dve pravokotni smeri ima približno simetrično razporeditev togosti in mase.

(3) Tlorisna razporeditev mora biti zgoščena, kar pomeni, naj vdolbine v tlorisu (če obstajajo) ne vplivajo na togost stropov v vodoravni ravnini. Prav tako ne sme biti površina znotraj oboda etaže in konveksno poligonalno linijo, ki predstavlja upoštevano konturo etaža, večja od 5% etažne površine.

(4) Togost stropov v vodoravni ravnini mora biti dovolj velika v primerjavi z vodoravno togostjo navpičnih elementov konstrukcije. Iz tega sledi, da morajo imeti deformacije stropov majhen vpliv na razporeditev sil med navpične elemente.

(5) Vitkost tlorisa stavbe λ , ne sme biti večja od 4, kjer je L_{max} in L_{min} večja in manjša tlorisna dimenzija, merjeni v pravokotnih smereh.

4.2.3.3 Kriteriji za pravilnost po višini

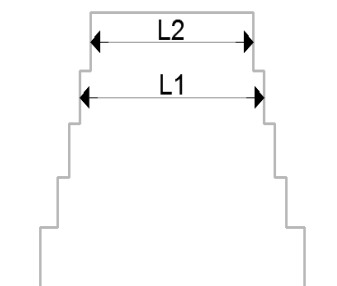
(1P) Konstrukcija, pravilna po višini, mora zadostiti naslednjim pogojem:

(2) Vsi sistemi za prevzem obtežbe v vodoravni smeri morajo potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe.

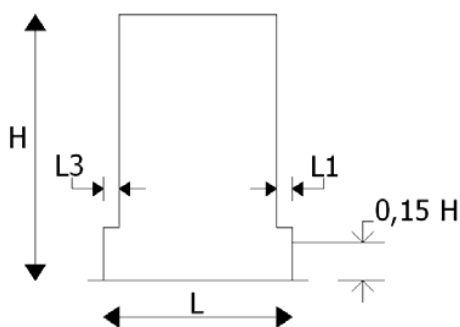
(3) Togost v vodoravni smeri ter masa morata biti konstantni v vseh etažah, ali se postopoma zmanjševati od temeljev proti vrhu.

(5) Če imajo posamezni deli stavbe različne višine, veljajo naslednja določila:

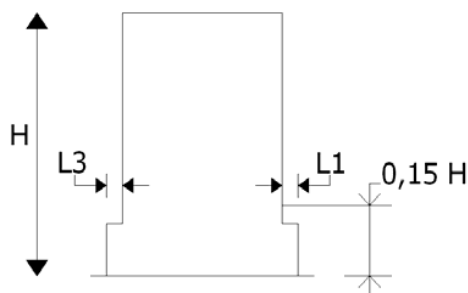
(a) Oblika se spreminja po višini in ohranja simetrijo glede na navpično os. Tlorisna dimenzij se ne sme zmanjšati za več kot 20%, zato velja $(L_1 - L_2) / L_1 \leq 0,2$.



(b) Oblika se spreminja po višini in ohranja simetrijo glede na navpično os. Zamik se pojavi nad 15% višine. Tlorisna dimenzija se ne sme zmanjšati za več kot 20%. Velja $(L_3 - L_1) / L \leq 0,2$.

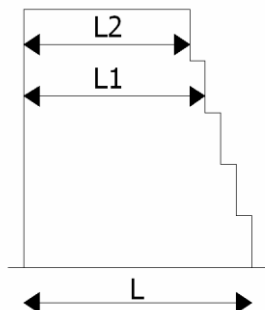


(c) Tlorisna dimenzija se zmanjša samo 1 krat v spodnjih 15% višine. Velja $(L_3 + L_1) / L \leq 0,5$.



(d) *Oсна simetrija ne velja, veljata pa*

$$(L - L2) / L \leq 0,3 \text{ in } (L1 - L2) / L1 \leq 0,1.$$



4.2.5 Kategorije pomembnosti in faktorji pomembnosti

(1P) *Konstrukcije so razdeljene v štiri kategorije, ki se ločijo glede na varnosti ljudi in civilno zaščito v obdobju po potresu, socialnih in ekonomskih posledic porušitve objekta v obdobju po potresu.*

(4) *Definicije pomenbnosti so podane v spodnji Preglednici 24*

Preglednica 24: Definicija za kategorije pomenbnosti stavb

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

(6) *Stavbe, katerih elementi so nevarne instalacije ali materiali, je faktor pomembnosti potrebno določiti v skladu s EN 1998:4.*

4.2 Programom SAFE za statično analizo plošč

Izbrali smo program SAFE, ki ga je izdelalo podjetje Computers and Structures, Inc. iz Kalifornije, ZDA, ki nam omogoča analizo in dimenzioniranje plošč. Analizo plošč lahko izvedemo tudi s programom SAP istega podjetja, vendar dimenzioniranje omogoča.

Program SAFE omogoča analizo tako medetažnih plošč, ki so podprte s stebri ali stenami, kakor tudi plošče na temeljnih tleh kot tudi točkovnih in pasovnih temeljev. Program SAFE podpira vrsto mednarodnih standardov, med njimi tudi standard EC2.

4.2.1 Glavne značilnosti modeliranja plošč s programom SAFE so:

- Deluje v okolju Windows
- Posamezni deli plošče imajo lahko različne materiale in geometrijske karakteristike
- Avtomatsko generiranje mreže končnih elementov
- Uporaba točkovnih, linijskih ali ploskovnih podpor
- Obtežba lahko deluje v poljubni točki konstrukcije (ni nujno v vozlišču končnega elementa)
- Za vsako obtežbo in podporo je potrebno definirati ustrezn element (za ploskovno obtežbo ali podporo-ploskovni element, za linijsko obtežbo ali podporo linijski element)
- Enostavna definicija potrebnih parametrov konstrukcije preko pogovornih oken
- Vsem obtežnim primerom lahko definiramo tip obtežbe (stalna, koristna ...), na podlagi katerega je možno avtomatično generirati kombinacije.
- Program podpira več standardov pri definiciji obtežnih kombinacij, karakteristik materiala in pri računu armature
- Možno je modeliranje členkov v posameznih elementih
- V programu je pripravljeno več podlog za hitro pripravo modela ploskovnih konstrukcij, ki se v gradbeništvu pogosto uporabljajo
- Vnos geometrije konstrukcije je možen iz CAD programov (DXF datoteke)

- Program avtomatsko določi pasove po konstrukciji in pokaže rezultate po pasovih
- Možen je račun potrebne armature za plošče in nosilce(za prevzem upogiba in striga), za torzijo pa moramo izvesti račun sami
- Kontrola preboja, ki ga s to verzijo programa ni mogoče izvesti avtomatično smo izvedli s peš račun
- Enostavno določanje, kateri elementi bodo prikazani na zaslonu preko ukazov za prikaz plasti konstrukcije
- Program podpira račun plošč na temeljnih tleh, pri čemer avtomatsko izloči elemente , kjer se pojavi nateg med ploščo in zemljino in se tako iterativno približuje točnim rezultatom (temeljna tla predstavi kot elastične vzmeti)
- Spreminjanje enot v katerih delamo,je enostavno in kadarkoli izvedljivo

5 REZULTATI NUMERIČNE ANALIZE

Izvedli bomo izračun tipičnih konstrukcijskih elementov kot sestavnih delov konstrukcije. Obravnavali bomo tipično medetažno ploščo, steno, nosilec in steberv okvirne konstrukcije v posameznih poglavjih in rezultate le-teh primerjali z rezultati v projektu obstoječega objekta.

5.1 Medetažna AB konstrukcija - SIST EN 1992-1-1: 2004

Tipična medetažna AB konstrukcija za obravnavani objekt je debeline $h=30\text{cm}$, vgrajene ima kartonske cevi, kateri omogočajo zmanjšanje lastne teže plošče.

5.1.1 Splošno o AB ~ploščah

Plošče so ravni konstrukcijski elementi, ki imajo debelino znatno manjšo od preostalih dveh dimenzij- širine in dolžine. Plošče so obremenjene pravokotno na svojo ravnino. Imajo veliko dobrih lastnosti, kot so:

- povezujejo druge dele konstrukcije, tako da deluje kot celota
- izredno velika togost v svoji ravnini
- nosilnost v obeh smereh
- izvedba togih vozlišč
- enostavna izvedba
- dober raznos koncentrirane obtežbe
- majhna konstrukcijska višina
- velika rezervna nosilnost (velika varnost konstrukcije)

Slabost AB plošč je relativno velika lastna teža, ki jo lahko zmanjšamo z raznimi vložki, kot je bilo tudi storjeno v naši obstoječi konstrukciji z okroglimi kartonskimi cevmi.

Medetažne AB-plošče v objektu KIT v osrednjem delu objekta potekajo neprekinjeno preko šest polj in so nosilne v obeh smereh.

5.1.2 Dimenzioniranje na upogib EN 1992-1-1:2004: 6.1

Dimenzioniranje plošče na upogib zajema naslednje korake:

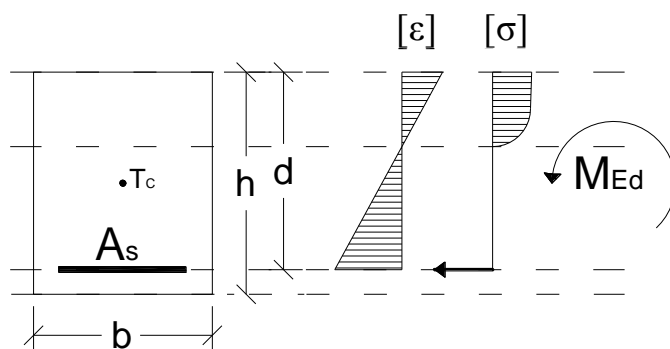
- Geometrijo konstrukcije
- Določitev materialov
- Karakteristične vrednosti projektnih vplivov
- Kombinacije projektnih vplivov
- Določitev momentov za vse karakteristične pasove v plošči
- Račun upogibne armature za vsak tak pas

Ta dva zadnja koraka se ponavljata za vsako obtežno kombinacijo . Izračunajo se maksimalne vrednosti za zgornjo in spodnjo armaturo znotraj vsakega pasu.

Račun armature za vsak pas zaradi upogibnega momenta, je enak računu nosilcev pravokotnega prereza , ki je že opisan v "Priročniku za dimenzioniranje AB konstrukcij" po metodi mejnih stanj; Rogač,Saje,Lozej. Tabele za račun potrebne natezne armature betonskega prereza pravokotne oblike, Slika 25.

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2} \rightarrow (k_s \rightarrow x = k_x d) \quad (40)$$

$$A_s = k_s \frac{M_{Ed}}{d \cdot \sigma_s} \quad (41)$$



Slika 25: Napetosti in deformacije v pravokotnem prerezu obremenjenem s upogibnim momentom

5.1.3 Krovni sloj betona EN 1992-1-1:2004: 4.4.1.2

Krovni sloj betona je razdalja med zunanjo konturo armature in površino AB plošč. Standard poda v razpredelnici količine za minimalno betonsko kritje v odvisnosti od razreda izpostavljenosti, tipa konstrukcije in načina armiranja. Krovna plast, ki zagotavlja ustrezno sprijemnost med betonom in armaturo za:

- **Plošče debeline $h=30$ cm:**

AB plošča je uvrščena v konstrukcijski razred S4 in se nahaja v stavbi s srednjo vlažnostjo zraka - XC3.

Minimalna debelina krovne plasti glede na zahteve sprijemnosti:

$$c_{\min,b} = \phi_{\text{vzd}} \quad (42)$$

privzamemo $\phi = 1,0$ cm (mreže pri katerih so palice $\phi < 1,0$ cm) (4.4.1.2(3))

$$c_{\min,b} = 1,0 \text{ cm}$$

Minimalna debelina glede na pogoje okolja:

Stopnja izpostavljenosti XC1: $c_{\min,dur} = 2,5$ cm (Razpredelnica 4.4N)

Dovoljeno projektno odstopanje:

$$\Delta c_{\text{dev}} = 1,0 \text{ cm} \quad (4.4.1.3(2))$$

Minimalna in nominalna debelina krovne plasti:

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 1,0 \text{ cm}) \quad (4.4.1.2(2))P$$

$$c_{\min} = \max(1,0 \text{ cm}, 2,5 \text{ cm}; 1,0 \text{ cm}) = 2,5 \text{ cm}$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (43)$$

$$c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm} + 1,0 \text{ cm}$$

$$c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm} \quad (43)$$

Statična višina plošče srednjega dela konstrukcije:

$$d_{30\text{cm}} = h - c_{\text{nom}} = 30 - 3,5 = 26,0 \text{ cm} \quad (44)$$

• **Plošče debeline 14 cm:**

privzamemo $\phi=1,0\text{cm}$ (mreže pri katerih so palice $\phi < 1,0\text{ cm}$). (4.4.1.2(3))

$$c_{\min,b}=1,0\text{cm}$$

Obloga zaradi zunanjih vplivov:

$$\text{Stopnja izpostavljenosti XC1} \quad c_{\min,dur}=1,5\text{cm} \quad (\text{Razpredelnica 4.4N})$$

$$\text{Deviacija zaradi izvedbe:} \quad \Delta c_{dev}=1,0\text{cm} \quad (4.4.1.3(2))$$

Minimalna in nominalna krovna plast za vzdolžno armaturo:

$$c_{\min}=\max(c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 1,0\text{cm}) \quad (4.4.1.2(2)P)$$

$$c_{\min}=\max(1,0\text{cm}, 1,5\text{cm}; 1,0\text{cm})=1,5\text{cm}$$

$$\boxed{c_{\text{nom}}=c_{\min}+\Delta c_{dev}} \quad (43)$$

$$c_{\text{nom}}=1,5\text{cm}+1,0\text{cm}=2,5\text{cm}$$

$$\boxed{c_{\text{nom}}=2,5\text{cm}} \quad (43)$$

Statična višina plošče levega in desnega jedra:

$$\boxed{d_{14\text{cm}} = h - c_{\text{nom}} = 14 - 2,5 = 11,5\text{ cm}} \quad (44)$$

5.1.4 Minimalna in maksimalna vzdolžna armatura plošče

V konstrukcijskem sklopu imamo tri različne debeline plošč, od katerih bomo obravnavali le medetažno ploščo levega in desnega jedra debeline $h = 14\text{ cm}$ in medetažno ploščo srednjega dela konstrukcije z debelino $h = 30\text{ cm}$. Za izvedbo teh plošč je bil uporabljen beton marke MB300, kar je danes ekvivalentno marki C25/30.

- Projektna tlačna trdnost za marko betona C 25/30 je določena z izrazom: (EN 1992-1-1:2004: 3.1.6 (2)P)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,0 \cdot 2,5 / 1,5 \text{ kN/cm}^2 = 1,67 \text{ kN/cm}^2 \quad (45)$$

- Srednja vrednost natezne trdnosti betona: (EN 1992-1-1:2004: (Tab. 3.1))

$$f_{ctm}=0,26 \text{ kN/cm}^2$$

- Projektna natezna trdnost: (EN 1992-1-1:2004: 3.1.6 (2)P)

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,18 / 1,5 \text{ kN/cm}^2 = 0,12 \text{ kN/cm}^2 \quad (46)$$

- **Min. in max. vzdolžna armatura za ploščo debeline $h = 14$ cm**

Minimalna vzdolžna armatura za S400 pri C25/30: (EN 1992-1-1:2004: 9.2.1 .1(1))

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,26 \text{ kN/cm}^2}{40,0 \text{ kN/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 11,5 \text{ cm} = \underline{1,944 \text{ cm}^2 / m} \quad (47)$$

toda ne manj kot:

$$A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 11,5 \text{ cm} = 1,50 \text{ cm}^2 / m \quad (48)$$

Minimalna armatura za uporabo mrež MA500/600 in C 25/30:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,26 \text{ kN/cm}^2}{50,0 \text{ kN/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 11,5 \text{ cm} = \underline{1,56 \text{ cm}^2 / m} \quad (47)$$

Maksimalna vzdolžna armatura: (EN 1992-1-1:2004: 9.2.1 .1(3))

Za maksimalno natezno in tlačno armaturo velja:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 11,5 = 46 \text{ cm}^2/m \quad (49)$$

A_c je celotna površina prereza

- **Min. in max. vzdolžna armatura za ploščo debeline $h = 30$ cm**

Minimalna vzdolžna armatura za S400 pri C25/30: (EN 1992-1-1:2004: 9.2.1 .1(1))

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,26 \text{ kN/cm}^2}{40,0 \text{ kN/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 26 \text{ cm} = \underline{4,394 \text{ cm}^2 / m} \quad (47)$$

toda ne manj kot:

$$A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 26 \text{ cm} = 3,38 \text{ cm}^2 / m \quad (48)$$

Minimalna armatura za uporabo mrež MA500/600 in C 25/30:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,26 \text{ kN/cm}^2}{50,0 \text{ kN/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 26 \text{ cm} = \underline{3,52 \text{ cm}^2 / m} \quad (47)$$

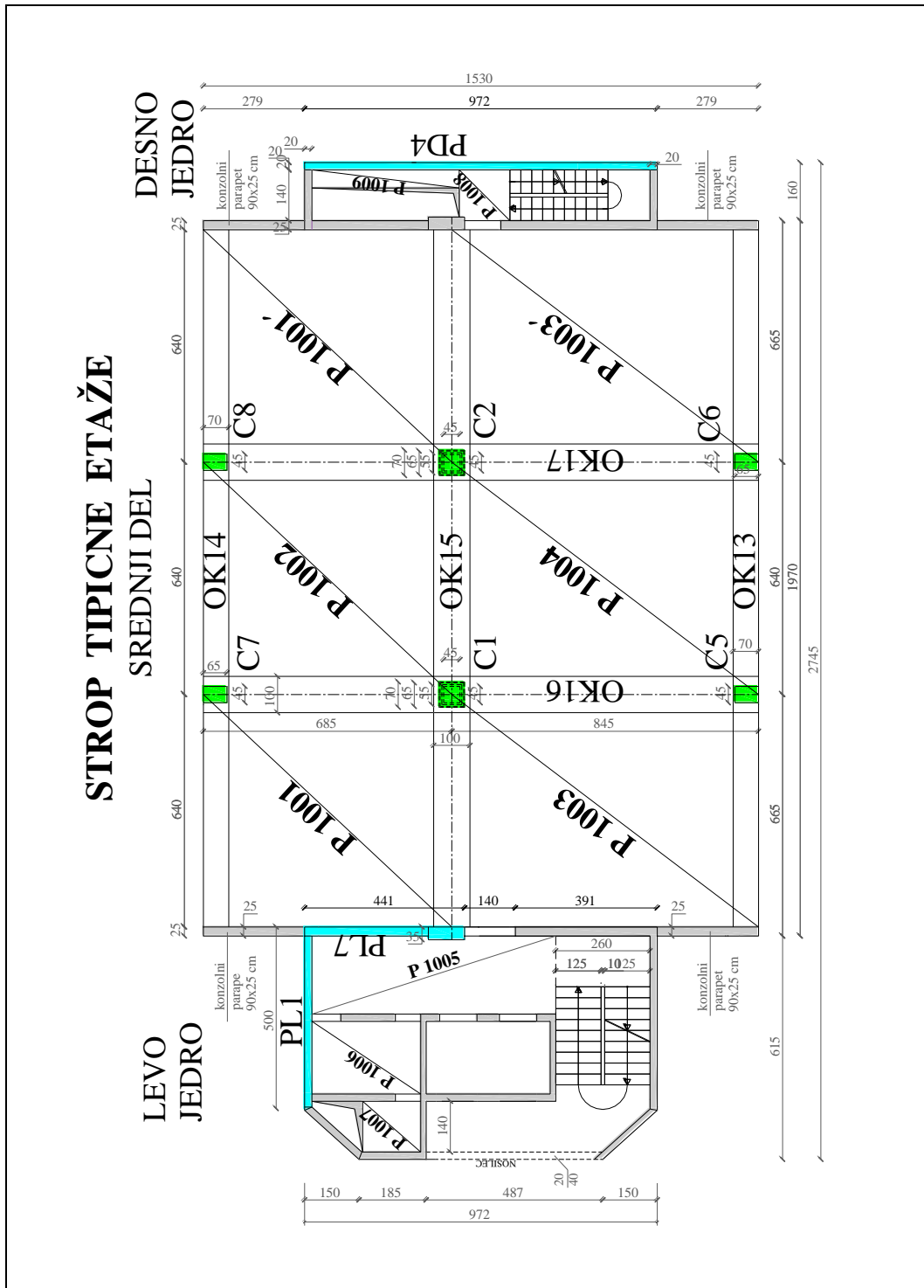
Maksimalna vzdolžna armatura: (EN 1992-1-1:2004: 9.2.1 .1(3))

Za maksimalno natezno in tlačno armaturo velja:

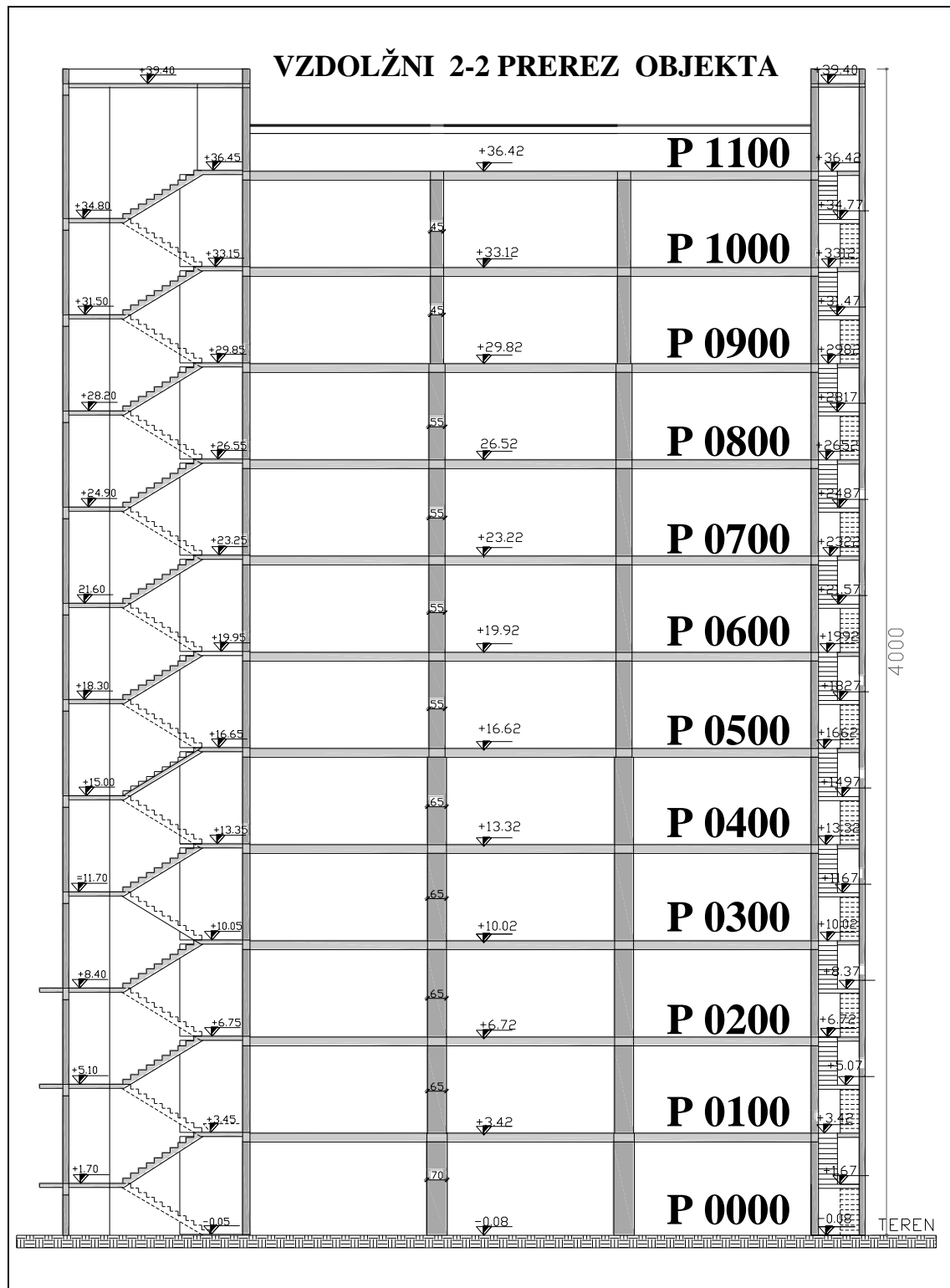
$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 26 = 104 \text{ cm}^2/m \quad (49)$$

A_c → je ploščina celotnega prečnega prereza elementa konstrukcije

5.1.5 Pozicijske skice poslovnega objekta – KIT



Slika 26: Pozicija stropa tipične etaže kot terase



Slika 27: Prikaz pozicijske skice po etažah v prerezu 2-2

5.1.6 Obtežbe po pozicijah karakterističnih etaž

- Obtežba za pozicije levega in desnega jedra: P1201, P1202, P1203 in P1204.

Stalna obtežba: (12.etaža - streha)		
AB-plošča	0,14 . 25,00	3,50 kN/m ²
naklonski beton	0,10 . 24,00	2,40 kN/m ²
izolacija		0,05 kN/m ²
omet	0,02 . 18,00	0,36 kN/m ²
	g_{12etaže}=	6,31 kN/m²
Koristna obtežba:		
- pohodna tersa	q₁=	2,00 kN/m²
- sneg	s_k=	1,52 kN/m²
Računska obtežba:		
q _d = γ _g · g + γ _q · q =	1,35g _{strehe} + 1,50 (q ₁ + s _k)=	1,35 · 6,31 + 1,50(2,00 + 1,52)=
Neugodno:	q_{d1} = 13,80 kN/m²	

- Obtežba za pozicije levega in desnega jedra: P1105, P1106, P1107, P1108 in P1109.

Stalna obtežba: (tipična etaža od prit. do 11.nad)		
AB-plošča	0,14 . 25,00	3,50 kN/m ²
Talna obloga		1,50kN/m ²
omet	0,02 . 18,00	0,36 kN/m ²
	g_{11etaže}=	5,36 kN/m²
Koristna obtežba:		
- strojnica	q₁=	5,00 kN/m²
- ostali prostori	q₂=	3,00 kN/m²
Računska obtežba:		
q _{d1} = γ _g · g + γ _q · q=	1,35g _{10etaže} + 1,50 · q ₁ =	1,35 · 5,36 + 1,50 · 5,00=
q _{d2} = γ _g · g + γ _q · q=	1,35g _{10etaže} + 1,50 q ₂ =	1,35 · 5,36 + 1,50 · 3,00 =
	q_{d1} = 14,74 kN/m²	
	q_{d2} = 11,74 kN/m²	

- Obtežba za pozicije srednjega dela objekta: P1101, P1102, P1101', P1103, P1104 in P1103'.

<u>Stalna obtežba:</u> (11. etaža)-terasa		
AB-plošča	$(0,3 \cdot 1,00 - 3,82 \cdot \pi \cdot 0,162^2/4)25$	5,53 kN/m ²
naklonski beton	0,15 · 24,00	3,60 kN/m ²
izolacija		0,50 kN/m ²
mivka	0,03 · 20,00	0,60 kN/m ²
betonske plošče	0,05 · 24,00	1,20 kN/m ²
<u>omet</u>	<u>0,02 · 18,00</u>	<u>0,36 kN/m²</u>
	$g_{11\text{etaže}} =$	11,79 kN/m²
Koristna obtežba:		
- pohodna	$q_1 =$	2,00 kN/m²
- sneg	$s_k =$	1,52 kN/m²
Računska obtežba:		
$q_d = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q =$	$1,35g + 1,50 (q_1 + s_k) =$	$1,35 \cdot 11,79 + 1,50 (3,52) =$
	$q_{d1} = 21,20 \text{ kN/m}^2$	

- Obtežbe za pozicije tipičnih etaž od 10.nad. do prit.: P1001; P901;
 →.P101; P001

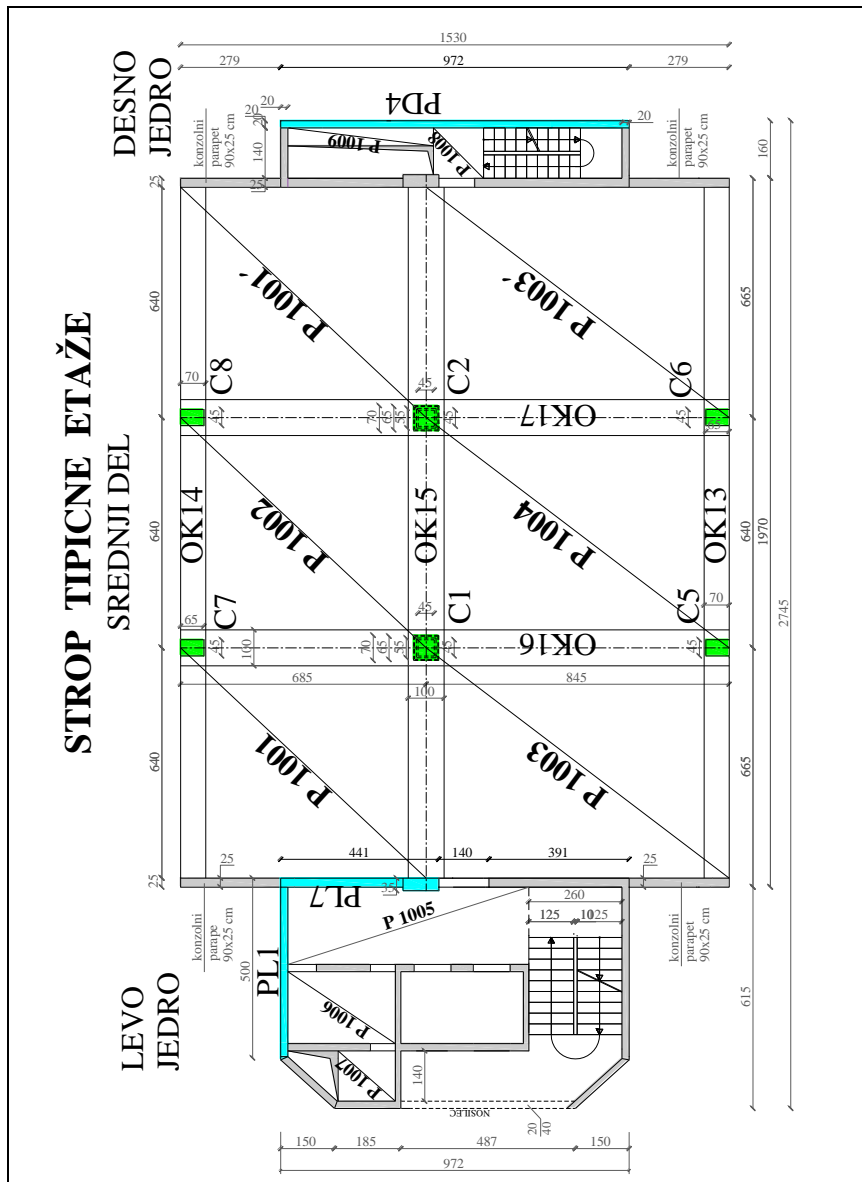
<u>Stalna obtežba:</u> (tipična etaža od prit. do 10.nad)		
Izrnanalni bet.+ tlaki		1,50 kN/m ²
AB-plošča	$(0,3 \cdot 1,00 - 3,82 \cdot \pi \cdot 0,162^2/4)25$	5,53 kN/m ²
omet	0,02 · 18,00	0,36 kN/m ²
<u>predelne stene</u>		<u>1,25 kN/m²</u>
	$g_{9\text{etaže}} =$	8,64 kN/m²
Koristna obtežba:		
- za pisarne:	$q_2 =$	3,00 kN/m²
Računska obtežba:		
$q_d = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q =$	$1,35 \cdot g + 1,50 \cdot q_2 =$	$1,35 \cdot 8,64 + 1,50 \cdot 3,00 =$
	$q_{d2} = 16,164 \text{ kN/m}^2$	

5.1.7 Račun obremenitev je v Prilogi A in B v dodatku k diplomski nalogi

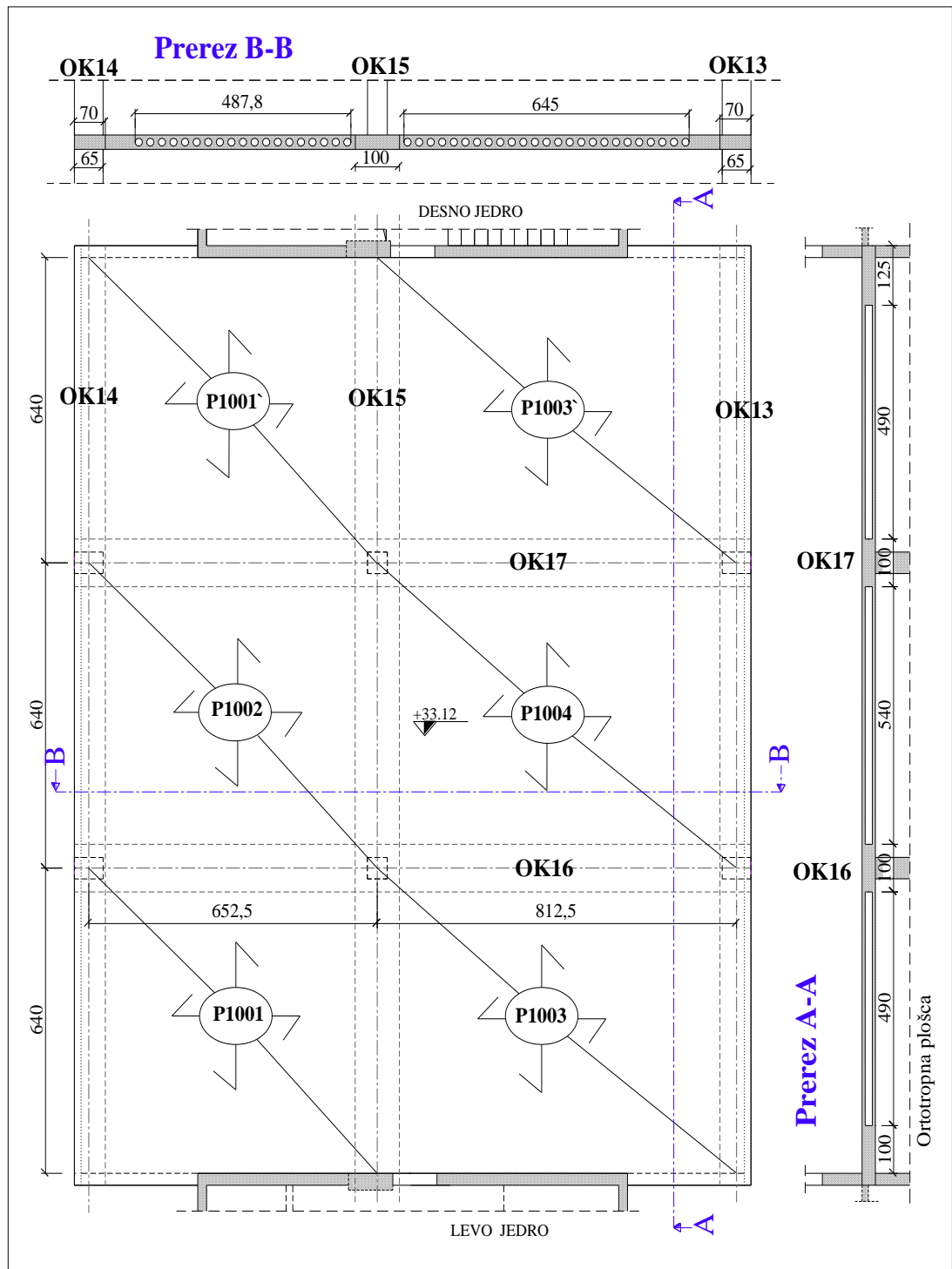
Izveden je peš račun po posameznih pozicijah za krov jeder, teraso in 10. etažo s pomočjo Hahnovih tabel. V Prilogi A imamo izveden račun za levo in desno jedro kot tudi glavne in požarne stopnice, v Prilogi B pa račun srednjega dela objekta.

5.2 Račun pozicije P1000 s programom SAFE

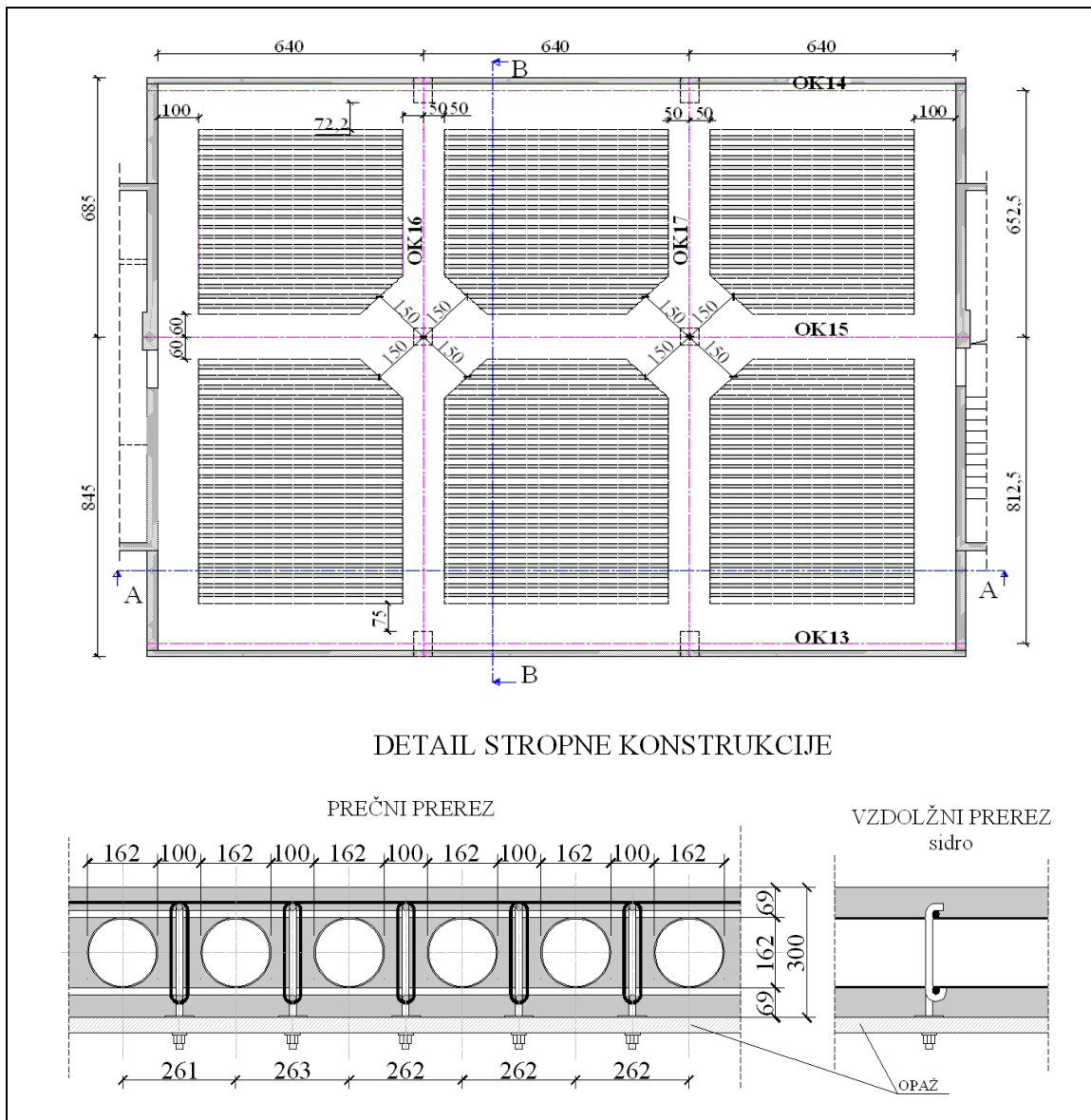
- Zasnova:



Slika 28: Pozicijski načrt tipične etaže



Slika 29: Tloris, Prezezi A-A in B-B skozi srednji del objekta



Slika 30: Razpored kartonastih cevi in detail stropne konstrukcije:

Vrednosti vztrajnostnih momentov za x in y smer plošče s kartonskimi cevmi:

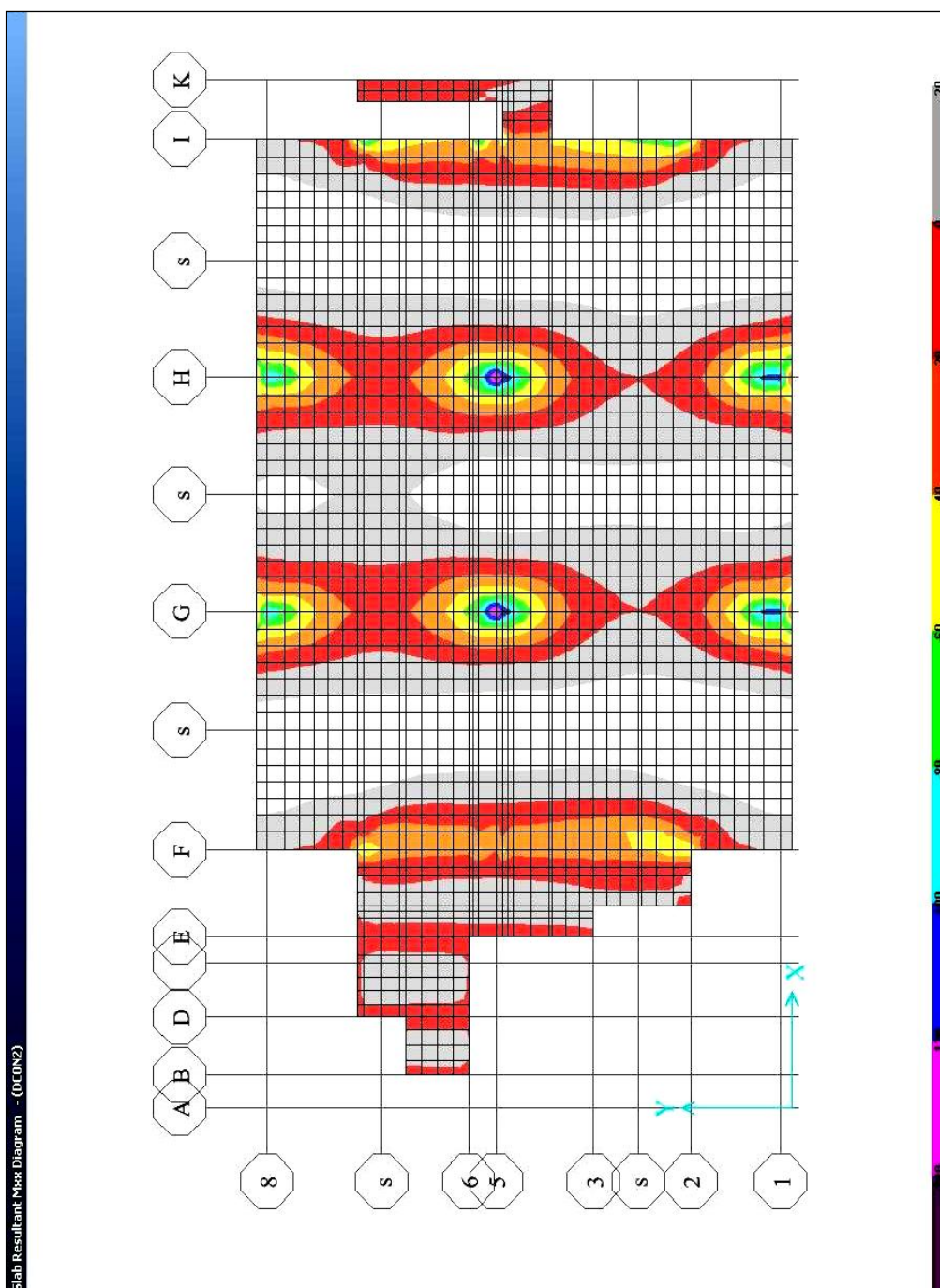
$$I_x = 1,00 \cdot 0,3^3/12 - 3,82 \cdot \pi \cdot 0,162^4 / 64 = \mathbf{0,0021209 \text{ m}^4} \quad (50)$$

$$I_y = 1,00 \cdot 0,3^3/12 - 1,00 \cdot 0,162^3/12 = \mathbf{0,0018957 \text{ m}^4} \quad (51)$$

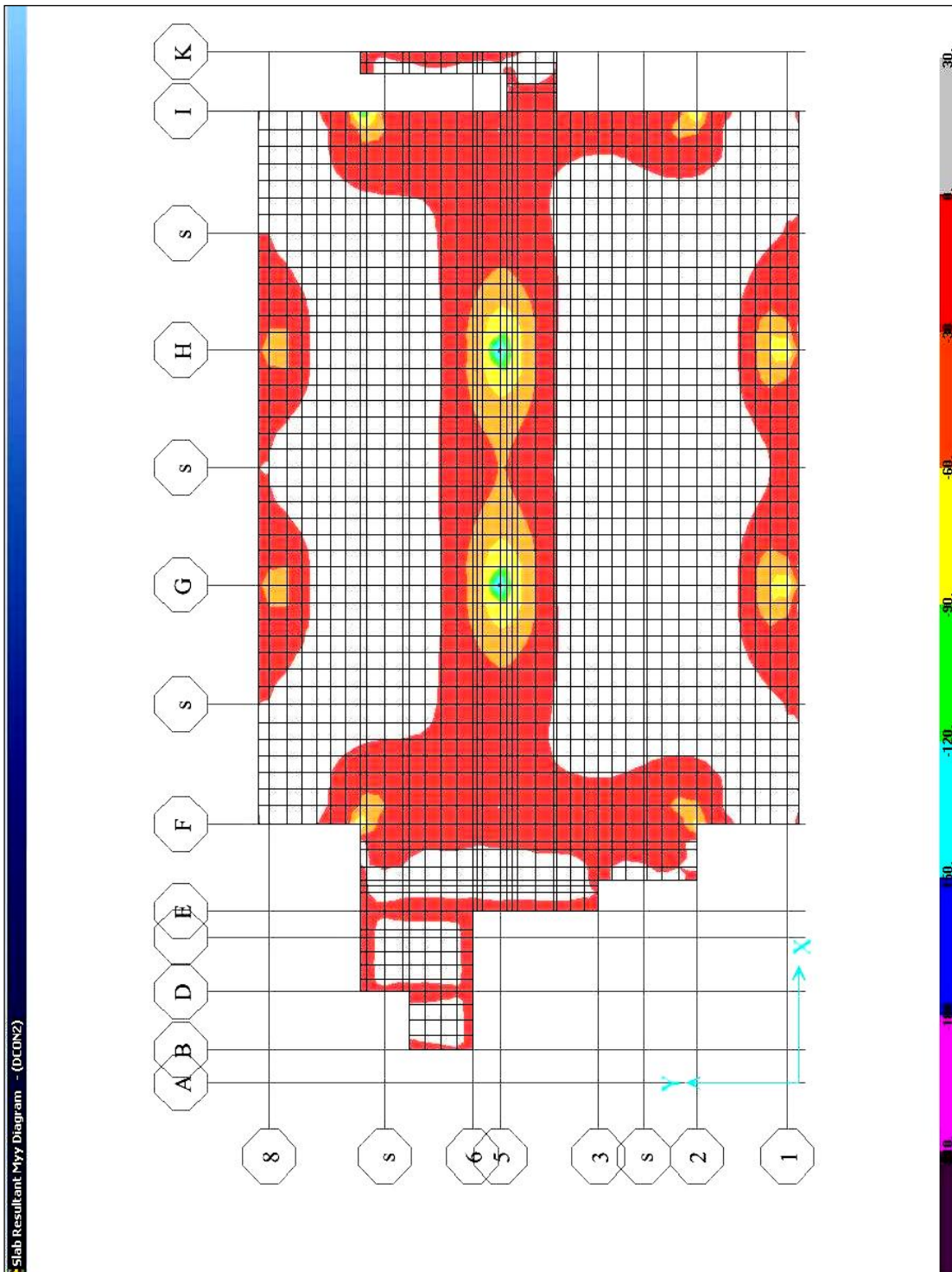
Ortotropna plošča : $K_x \neq K_y$,togost plošče je različna za različne smeri.Momenti v polju so približno za 30% manjši od momentov nad podporo.

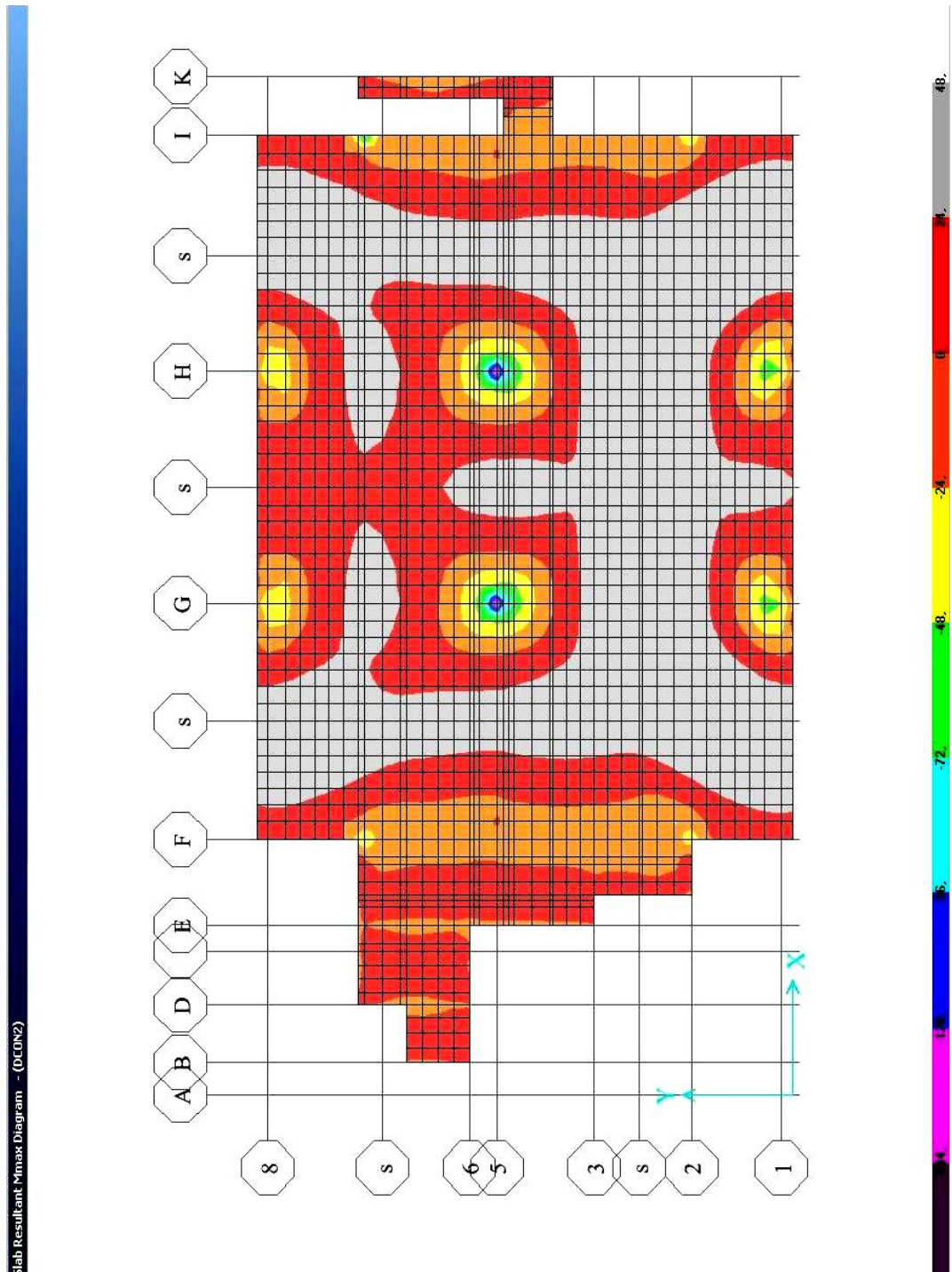
- **Obremenitev za 10. etažo s programom Safe: Pozicija P1000**

S programom SAFE za račun plošč smo izračunali vse notranje sile in količino armature na mestih, kjer smo izvedli primerjavo dobljenih rezultatov z rezultati obstoječega objekta.

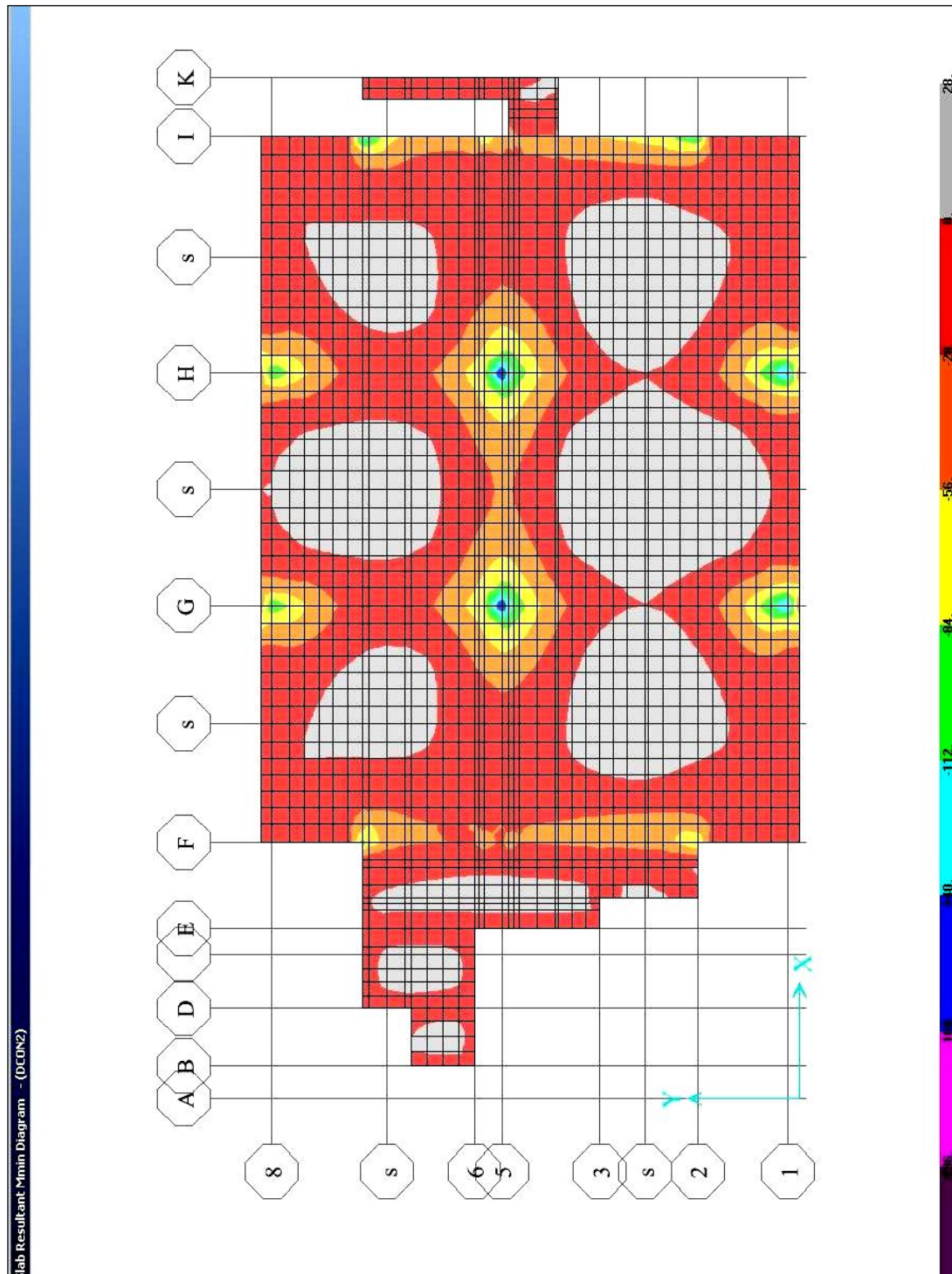


Slika 31: Momenti Mxx

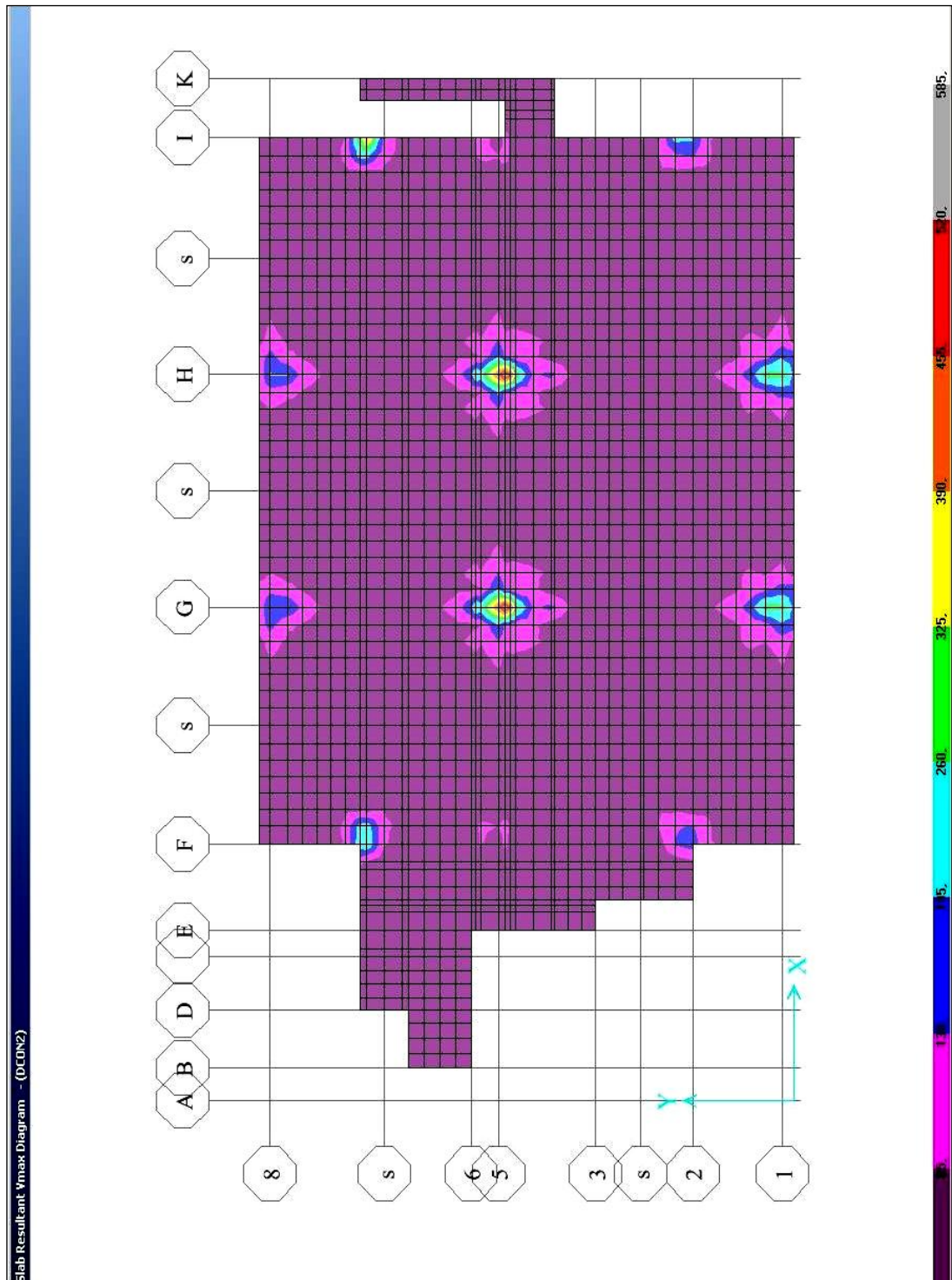
Slika 32: Momenti M_{yy}



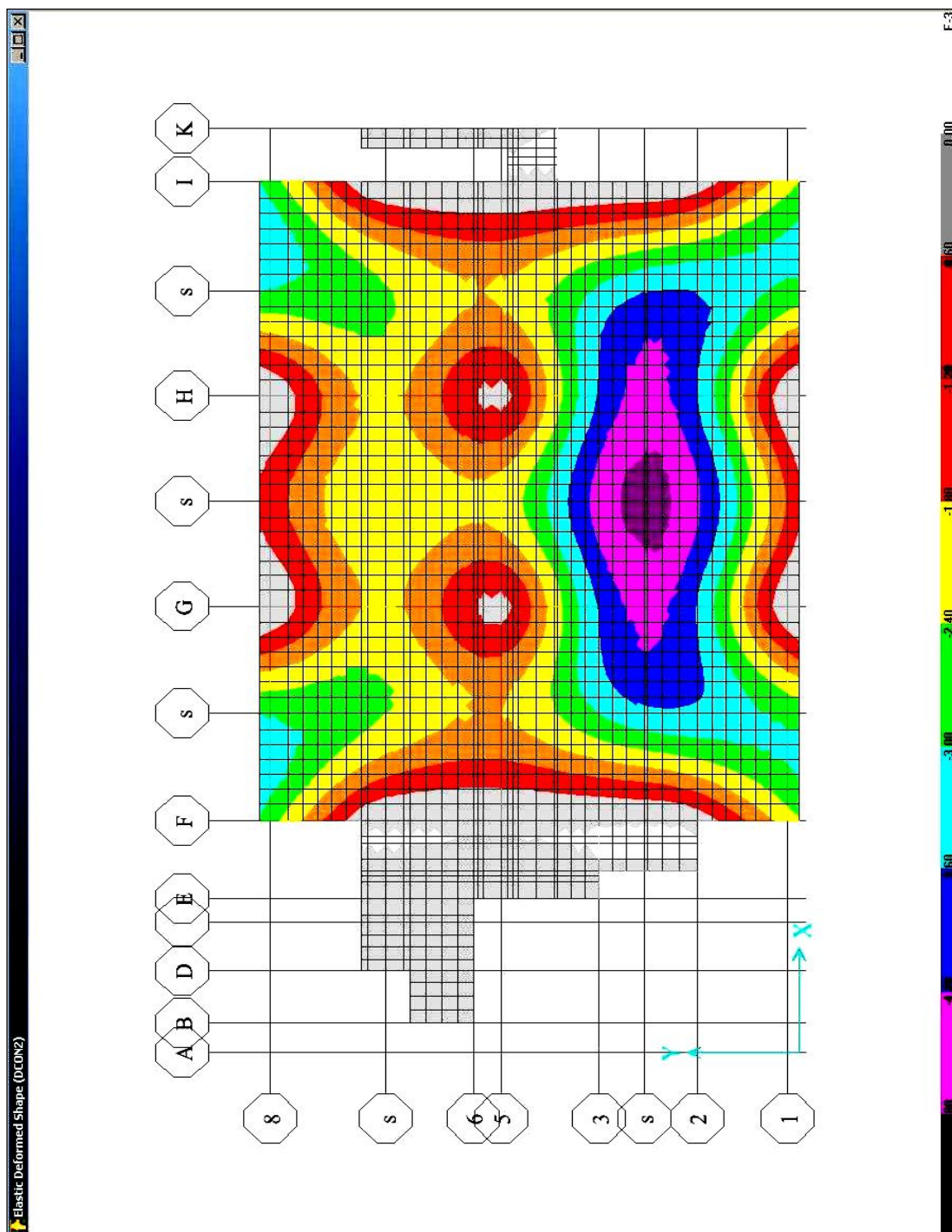
Slika 33: Momenti Mmax



Slika 34: Momenti Mmin



Slika 35: Momenti Vmax

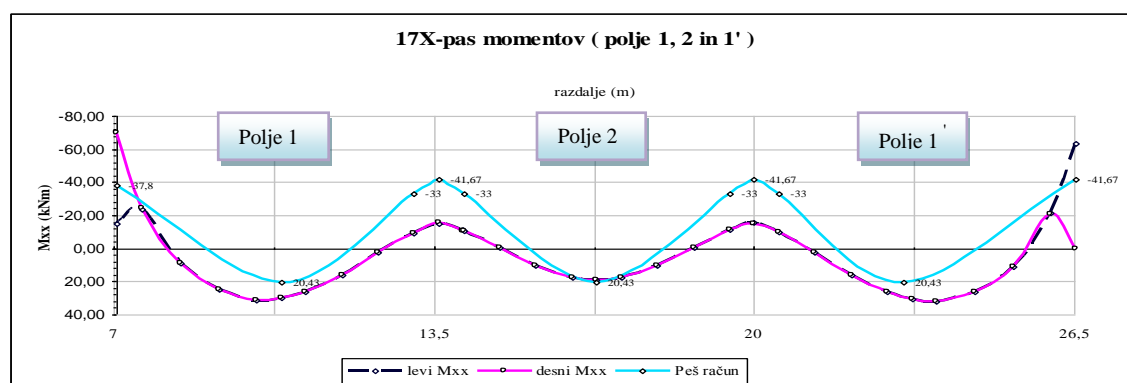


Slika 36: Potek deformacij

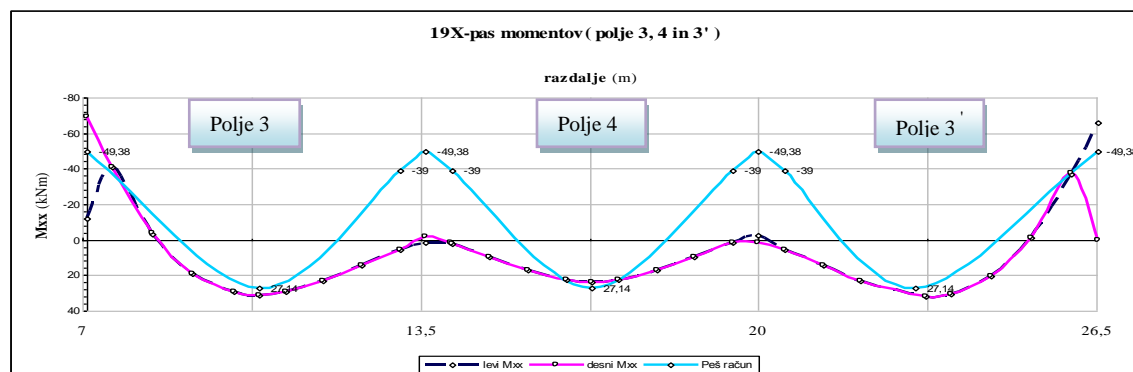
5.2.1 Grafični prikaz momentne linije peš računa in iz programa SAFE

Iz grafično prikazane primerjave rezultatov za momente v srednjem delu objekta za tipično etažo, lahko vidimo potek momentov dobljen s programom Safe, kjer smo upoštevali vse dejanske karakteristike konstrukcije.

X- smer:



Slika 37: Grafi momentov v poljih 1, 2 in 1' srednjega dela objekta tipične etaže

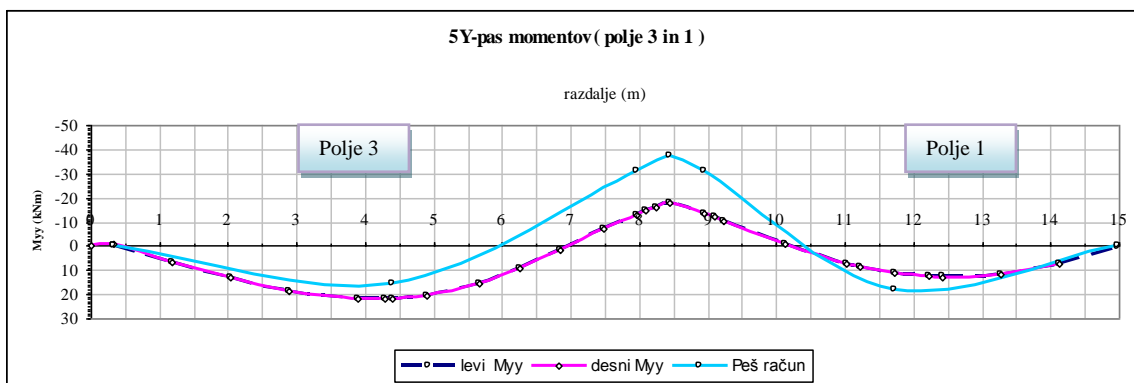


Slika 38: Grafi momentov v poljih 3, 4 in 3' srednjega dela objekta:

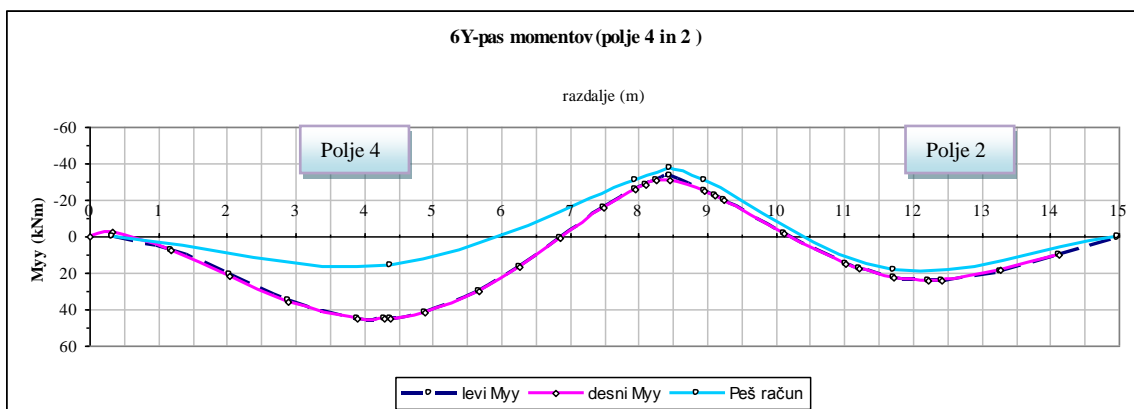
Glede na te predpostavke nam momentna linija dobljena s programom pokaže potek dejanske podajnosti konstrukcije, z razliko od peš računa, kjer smo upoštevali polno vpetost plošč in toge podpore (nosilce) pa se potek momentne linije prerasporedi glede na togost posameznih elementov. Pri predpostavki togih podpor v peš računu dobimo negativne momente nad nosilci okvirne konstrukcije veliko večje kot pri izračunu s programom SAFE, v polju pa dobimo momente nekoliko manjše ali večje zavisi od razpona plošč, kot je vidno iz primerjalnega grafikona za x smer Sliki 37 in 38.

Pri večjem razponu je podajnost plošče večja, kar nam da večje momente, za razliko od manjših razponov, kjer so momenti manjši kot je eksplicitno vidno iz primerjalnega grafikona za y smer, Sliki 39 in 40.

Y- smer:



Slika 39: Grafi momentov v polju 3 in 1 srednjega dela objekta:



Slika 40: Grafi momentov v polju 4 in 2 srednjega dela objekta:

5.2.2 Tabelarična primerjava momentov in armature za tipično etažo

Preglednica 25: : Primerjava momentov in armature tipične etaže, pozicija P1000

Pozicija	JUS		EVROCODE			
	Peš račun		Peš račun		Program SAFE	
	Momenti	Vgraj. Arm.	Momenti	Rač. Arm.	Momenti treh polj	Rač. Arm.
P1001 , P1002 in P1001'	$M_{xd}^{1,2,1'} = 12,67$	3,77	$M_{xd}^{1,2,1'} = 20,43$	3,85	30,52 (18,75) 30,79	4,20
	$M_{yd}^{1,2,1'} = 10,90$	3,77	$M_{yd}^{1,2,1'} = 18,15$	3,85	10,56 (22,92) 11,20	4,20
Izravnava med P1001- P1002	$M_{exd}^{1-2} = -25,10$	-4,54	$M_{exd}^{1-2} = -41,67$	-3,85	$M_{exd}^{1-2-1'} = -16,50/-16,85$	-3,90
Izravnava med P1001- P1003	$M_{eyd}^{1-3} = -17,70$	-4,54	$M_{eyd}^{1-3} = -37,26$	-3,85	$M_{eyd}^{1-3} = -17,50$	-4,20
Izravnava med P1001-P1005	$M_{exd}^1 = -19,00$	-4,54	$M_{exd}^1 = -37,18$	-3,85	$M_{exd}^1 = -72,47$	-6,69
	$M_{exd}^5 = -19,00$	-4,54	$M_{exd}^5 = -37,18$	-8,93	$M_{exd}^5 = -15,68$	-6,69
Izravnava med P1001-P1009	$M_{exd}^1 = -19,00$	-4,54	$M_{exd}^1 = -16,34$	-3,52	$M_{exd}^1 = -57,53$	-5,26
	$M_{exd}^9 = -19,00$	-4,54	$M_{exd}^9 = -16,34$	-3,85	$M_{exd}^9 = -9,74$	-5,26
P1003 in P1004 in P1003'	$M_{xd}^{3,4,3'} = 16,80$	4,54	$M_{xd}^{3,4,3'} = 27,14$	3,85	30,83 (23,12) 31,61	4,20
	$M_{yd}^{3,4,3'} = 9,38$	4,54	$M_{yd}^{3,4,3'} = 15,81$	3,85	19,80 (43,96) 21,05	4,20
Izravnava med P1003 P1004	$M_{exd}^{3-4} = -31,10$	-4,54	$M_{exd}^{3-4} = -49,38$	4,68	$M_{exd}^{3-4-3'} = -2,76/-3,01$	-3,90
Izravnava med P1003-P1009	$M_{exd}^3 = -29,00$	-4,54	$M_{exd}^3 = -18,079$	-3,85	$M_{exd}^3 = -57,77$	-5,56
	$M_{exd}^9 = -29,00$	-4,54	$M_{exd}^9 = -18,07$	-3,85	$M_{exd}^9 = -9,78$	-5,56
Izravnava med P1003-STL1001	$M_{exd}^3 = -29,20$	-4,54	$M_{exd}^3 = -32,15$	-3,85	$M_{exd}^3 = -49,38$	-6,76
	$M_{exd}^{ST1} = -23,60$	-3,77	$M_{exd}^{ST1} = -32,15$	-7,60	$M_{exd}^{ST1} = -11,76$	-6,76

Tudi v zgornji tabelarični primerjavi v Preglednici 25 so rezultati zelo podobni, z zelo minimalnim odstopanjem. Zaradi različne podajnosti posameznih elementov stropne konstrukcije se notranje količine prerasporedijo glede na podajnost posameznih elementov. Ravno tako je tudi v tem primeru vgrajeno nekoliko manj armature kot jo računsko zahtevajo novi EC predpisi.

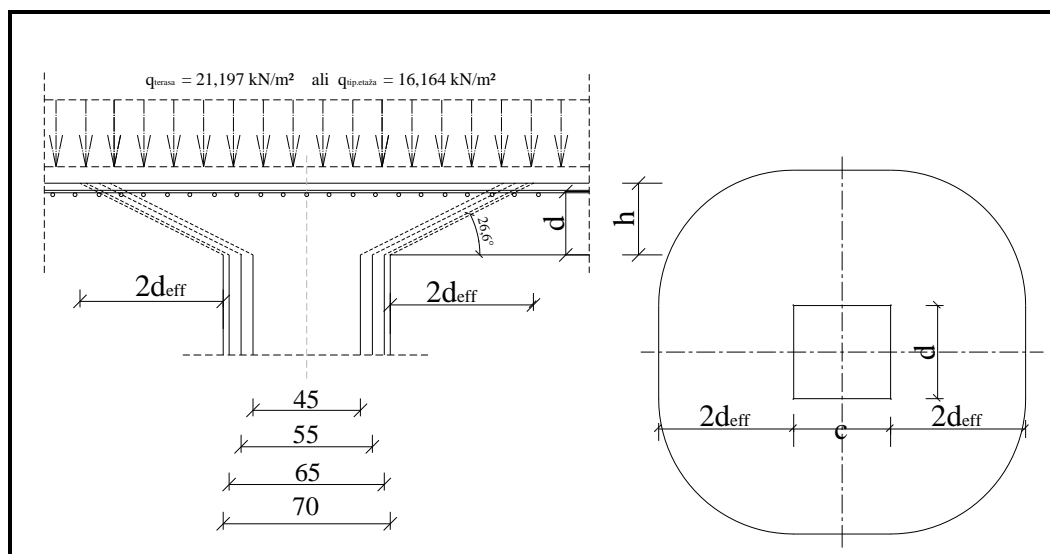
5.2.3 Preboj plošč po predpisu SIST EN 1992-1-1:2004:(6.4)

Specifične lastnosti značilne za račun striga zaradi preboja po EC2:

6.4.1 Splošno

(3) Primeren model za dokaz varnosti pred porušitvijo zaradi preboja v mejnem stanju nosilnosti je prikazan na Sliki 41.

$$\Theta = \arctan(d/2d_{eff}) = 26,6^\circ \quad (52)$$



Slika 41: Osnovni kontrolni obseg

(4) Strižno odpornost moramo preveriti vzdolž definiranega kontrolnega obsega za strig pri preboju

6.4.2 Razporeditev obtežbe in osnovni kontrolni obseg

(1) Določitev statične višine:

$$d_y = h - c_{nom} - \frac{1}{2}\phi = 30\text{cm} - 2,5\text{cm} - \frac{1}{2}1,0\text{cm} = 27\text{cm} \quad (53)$$

$$d_z = d_y - \phi = 27\text{cm} - 1,0\text{cm} = 26\text{cm} \quad (54)$$

Povprečna statična višina:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} = \frac{27\text{cm} + 26\text{cm}}{2} = 26,5\text{cm} \quad (55)$$

Osnovni kontrolni obseg: Slika 41 (56)

$$u_1 = 2 \cdot h_c + 2 \cdot b_c + 2\pi(2 \cdot d_{eff})$$

• **Ocena dimenzij za notranje stebre C1 in C2:**

Določitev obsega za srednja stebra C1 in C2 spreminjajočega se prereza po višini:

Steber 45x45: (56)

$$u_1 = 2 \cdot 45\text{cm} + 2 \cdot 45\text{cm} + 2\pi(2 \cdot 26,5)$$

$$u_1 = 513\text{ cm}$$

Steber 65x65: (56)

$$u_1 = 2 \cdot 65\text{cm} + 2 \cdot 65\text{cm} + 2\pi(2 \cdot 26,5)$$

$$u_1 = 593\text{ cm}$$

Steber 55x55: (56)

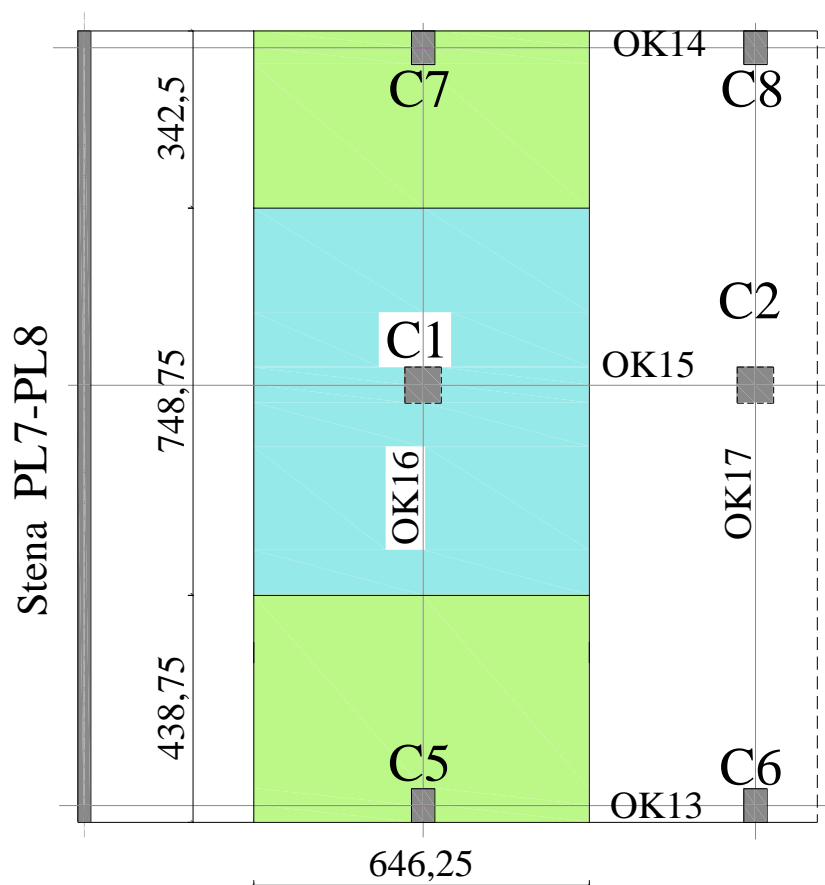
$$u_1 = 2 \cdot 55\text{cm} + 2 \cdot 55\text{cm} + 2\pi(2 \cdot 26,5)$$

$$u_1 = 533\text{ cm}$$

Steber 70x70: (56)

$$u_1 = 2 \cdot 70\text{cm} + 2 \cdot 70\text{cm} + 2\pi(2 \cdot 26,5)$$

$$u_1 = 613\text{ cm}$$



Slika 42: Kritična površina obtežbe, ki se prenaša na notranje in zunanje stebre

• **Kritična površina brez stebra:** Slika 61

Steber: 45x45

$$A_{obtežba} = 646,25 \cdot 748,75 - 45 \cdot 45$$

$$A_{obtežba} = 48085469 \text{ cm}^2 = 48,19 \text{ m}^2$$

Steber: 55x55

$$A_{obtežba} = 646,25 \cdot 748,75 - 55 \cdot 55$$

$$A_{obtežba} = 48185469 \text{ cm}^2 = 48,09 \text{ m}^2 \quad (57)$$

Steber: 65x65

$$A_{obtežba} = 646,25 \cdot 748,75 - 65 \cdot 65$$

$$A_{obtežba} = 479654,69 \text{ cm}^2 = 47,97 \text{ m}^2$$

Steber: 70x70

$$A_{obtežba} = 646,25 \cdot 748,75 - 70 \cdot 70$$

$$A_{obtežba} = 478979,69 \text{ cm}^2 = 47,90 \text{ m}^2 \quad (57)$$

• **Celotna prečna sila:**

Imamo dva obtežna primera in sicer prvi je za teraso, drugi pa za tipično etažo:

Tersa: $g_{\text{ter}} = 11,79 \text{ kN/m}^2$, $q_{\text{ter}} = 2,00 \text{ kN/m}^2$

$$V_{Ed} = (\gamma_{g,\text{sup}} \cdot g_k + \gamma_{q,\text{sup}} \cdot q_k) \cdot A_{obtežba}$$

$$V_{Ed} = (1,35 \cdot 11,79 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot (2 + 1,52) \text{ kN/m}^2) \cdot 48,09 \text{ m}^2 \quad (58)$$

$$V_{Ed,45x45}^{\text{ter.}} = 1019,34 \text{ kN}$$

Tipična etaža: $g_{\text{t.et.}} = 8,64 \text{ kN/m}^2$, $q_{\text{t.et.}} = 3,00 \text{ kN/m}^2$

$$V_{Ed} = (\gamma_{g,\text{sup}} \cdot g_k + \gamma_{q,\text{sup}} \cdot q_k) \cdot A_{obtežba}$$

$$V_{Ed} = (1,35 \cdot 8,64 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 48,09 \text{ m}^2 \quad (58)$$

$$V_{Ed,45x45}^{\text{t.et.}} = 777,33 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,55x55}^{\text{t.et.}} = 778,94 \text{ kN} \quad (58)$$

$$V_{Ed65x65}^{\text{t.et.}} = 775,39 \text{ kN} \quad (58)$$

$$V_{Ed70x70}^{\text{t.et.}} = 774,26 \text{ kN} \quad (58)$$

• **Dokaz strižne nosilnosti pri preboja:** (EN 1992-1-1:2004: 6.4.3)

(1)P Postopek dimenzioniranja glede striga zaradi preboja temelji na preverjanju niza kontrolnih prerezov, ki imajo podobno obliko kot osnovni kontrolni prerez. Definirane so naslednje projektne strižne napetosti [Mpa] vzdolž kontrolnih prerezov:

$V_{Rd,c}$ je projektna vrednost prebojne strižne odpornosti vzdolž obravnavanega kontrolnega prereza pri plošči brez strižne armature

$V_{Rd,cs}$ je projektna vrednost prebojne strižne odpornosti vzdolž obravnavanega kontrolnega prereza pri plošči s strižno armaturo za preboj

$V_{Rd,max}$ je projektna vrednost največje prebojne strižne odpornosti vzdolž obravnavanega kontrolnega prereza

(2) Izvršiti je potrebno naslednje kontrole:

Ob obsegu stebra oziroma ob obsegu obremenjene ploskve ne sme biti presežena največja prebojna strižna napetost:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

Strižna armatura za preboj ni potrebna, če velja:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

Kjer V_{Ed} presega vrednost $V_{Rd,c}$ za obravnavani kontrolni prerez je potrebno zagotoviti strižno armaturo za preboj v skladu z 6.4.5.

(3) Kjer je reakcija podpore ekscentrična glede na kontrolni obseg, je potrebno največjo strižno napetost vzeti kot:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d_{eff}} \quad (59)$$

Pri čemer je:

v_{Ed} projektna strižna napetost

β koeficient odvisen od lokacije podpore (Slika 6.21N v predpisih)

$$\beta = \begin{cases} 1,15 & \text{za notranji steber} \\ 1,40 & \text{za robni steber} \\ 1,50 & \text{za vogalni steber} \end{cases}$$

u_i dolžina obravnavanega kontrolnega prereza

d_{eff} srednja statična višina plošče

• **Obraunavani primeri za notranja stebra C1 in C2 ima $\beta = 1,15$:**

Steber: 45x45(terasa)

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1019,34kN}{513cm \cdot 26,5cm} \quad (59)$$

$$v_{Ed} = 0,0862 \text{ kN/cm}^2$$

Steber : 45x45(tipična etaža)

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{777,33kN}{513cm \cdot 26,5cm} \quad (59)$$

$$v_{Ed} = 0,0658 \text{ kN/cm}^2$$

Steber: 55x55(tipična etaža)

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{774,26kN}{533cm \cdot 26,5cm} \quad (59)$$

$$v_{Ed} = 0,0634 \text{ kN/cm}^2$$

Steber: 65x65(tipična etaža)

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{775,39kN}{593cm \cdot 26,5cm} \quad (59)$$

$$v_{Ed} = 0,0567 \text{ kN/cm}^2$$

Steber: 70X70(tipična etaža)

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{774,26kN}{613cm \cdot 26,5cm} \quad (59)$$

$$v_{Ed} = 0,0548 \text{ kN/cm}^2$$

• **Odpornost na strig zaradi preboja:**

6.4.4 (1) *Prebojna srtižna odpornost pri ploščah in temeljih stebrov brez strižne armature:*

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{\min} \quad (60)$$

Pri čemer je:

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12 \quad (61)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d [mm]}} = 1,87 \leq 2,00 \quad (62)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (63)$$

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} = \frac{27cm + 26cm}{2} = 26,5 \text{ cm} \quad (55)$$

d -statična višina

ρ_{ly} - stopnja armiranja v y smer,

ρ_{lz} - pa stopnja armiranja v z smer

f_{ck} - karakteristična trdnost betona

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,87^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,447 \text{ MPa} \quad (64)$$

- **V našem primeru je prebojna strižna odpornost:**

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,87 \cdot (100 \cdot 0,0025 \cdot 25)^{1/3} \geq 0,447 \text{ MPa} \quad (60)$$

$$v_{Rd,c} = 0,413 \text{ MPa} < 0,447 \text{ MPa} \rightarrow \text{potrbujemo strižno armaturo!}$$

$$\underline{v_{Rd,c} = 0,413 \text{ MPa} = 0,0413 \text{ kN/cm}^2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{145}} = 1,87 \xrightarrow{\leq 2,00} k = 1,87 \quad (62)$$

$$\rho_l = \sqrt{0,0025 \cdot 0,0025} = 0,0025 \quad (63)$$

Predpostavimo 2,5‰ armiranje $\rho_{ly} = \rho_{lz} = 0,0025$ (ocena)

- **Največja prebojna strižna odpornost: (4.5)**

(3) Tik ob stebru je prebojna strižna trdnost omejena na največ:

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 25 = 6,75 \text{ Mpa} = \mathbf{0,675 \text{ kN/cm}^2} \quad (64)$$

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,54 \quad (65)$$

- **Kontrola odpornosti proti preboju: (6.4.3)**

(2)(a) *Ob obsegu stebra oziroma ob obsegu obremenjene ploskve ne sme biti presežena največja prebojna strižna napetost:*

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (67)$$

(2)(c) *Kjer v_{Ed} presega vrednost $v_{Rd,c}$ za obravnavani kontrolni prerez je potrebno zagotoviti strižno armaturo za preboj v skladu z 6.4.5.*

5.2.4 Kontrola odpornosti proti preboju za stebra C1 in C2

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (66), (67)$$

Plošča ni odporna proti preboju za stebr 45x45.

$$0,0864 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,0413 \text{ kN/cm}^2 \longrightarrow (0,0864 \leq 0,675) \rightarrow \text{Ne zadostuje!}$$

Plošča ni odporna proti preboju za steber 55x55.

$$0,0634 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,0413 \text{ kN/cm}^2 \longrightarrow (0,0634 \leq 0,675) \rightarrow \text{Ne zadostuje!}$$

Plošča ni odporna proti preboju za stebr 65x65.

$$0,057 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,0413 \text{ kN/cm}^2 \longrightarrow (0,057 \leq 0,675) \rightarrow \text{Ne zadostuje!}$$

Plošča ni odporna proti preboju za stebr 70x70.

$$0,0548 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,0413 \text{ kN/cm}^2 \longrightarrow (0,0548 \leq 0,675) \rightarrow \text{Ne zadostuje!}$$

Plošča ni odporna proti preboju zato bomo določili potrebno strižno armaturo proti preboju.

5.2.5 Določitev strižne armature proti preboju pri stebrih C1 in C2

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5(d/s_r)A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/(u_1 d)) \sin \alpha \quad (68)$$

kjer so:

A_{sw} ploščina prečnega prereza enega obsega strižne armature (mm^2)

s_r radialna razdalja med obsegi strižne armature (mm)

$f_{ywd,ef}$ učinkovita projektna trdnost strižne armature proti preboju v skladu s

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d = 250 + 0,25 \cdot 265 = 316,25 \text{ Mpa} \quad (69)$$

d srednja vrednost statičnih višin v medsebojno pravokotnih smereh (mm)

α kot med strižno armaturo proti preboju in ravnino plošče

- Primer, ko izberemo streme: $\alpha=90^\circ \rightarrow \sin \alpha = 1$

Steber 45x45cm (terasa):

$$A_{sw} = \frac{\zeta_{Ed} - 0,75v_{Rd,c} \bar{y}_1 \cdot d}{1,5 \zeta / s_r \bar{J}_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \quad (70)$$

$$= \frac{0,864 - 0,75 \cdot 0,413 \cdot 5130 \cdot 570}{316,25 \cdot 1} = 5124,69 \text{ mm}^2 = 51,25 \text{ cm}^2$$

→IZBEREMO: **12 × 6 strižno $\phi 10 \text{ mm}$** (56,52cm²)

Steber 45x45cm (tipična etaža):

$$A_{sw} = \frac{\zeta_{Ed} - 0,75v_{Rd,c} \bar{y}_1 \cdot d}{1,5 \zeta / s_r \bar{J}_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \quad (70)$$

$$= \frac{0,658 - 0,75 \cdot 0,413 \cdot 5130 \cdot 570}{316,25 \cdot 1} = 3219,98 \text{ mm}^2 = 32,20 \text{ cm}^2$$

→IZBEREMO: **12 × 6 strižno $\phi 8 \text{ mm}$** (36,24cm²)

Steber 55x55cm (tipična etaža):

$$A_{sw} = \frac{\zeta_{Ed} - 0,75v_{Rd,c} \bar{y}_1 \cdot d}{1,5 \zeta / s_r \bar{J}_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \quad (70)$$

$$= \frac{0,634 - 0,75 \cdot 0,413 \cdot 5330 \cdot 570}{316,25 \cdot 1} = 3114,95 \text{ mm}^2 = 31,15 \text{ cm}^2$$

→IZBEREMO: **12 × 6 strižno $\phi 8 \text{ mm}$** (36,24cm²)

Steber 65x65cm (tipična etaža):

$$A_{sw} = \frac{\zeta_{Ed} - 0,75v_{Rd,c} \bar{y}_1 \cdot d}{1,5 \zeta / s_r \bar{J}_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \quad (70)$$

$$= \frac{0,570 - 0,75 \cdot 0,413 \cdot 5930 \cdot 570}{316,25 \cdot 1} = 2781,57 \text{ mm}^2 = 27,82 \text{ cm}^2$$

→IZBEREMO: **12 × 6 strižno $\phi 8 \text{ mm}$** (36,24cm²)

Steber 70x70cm (tipična etaža):

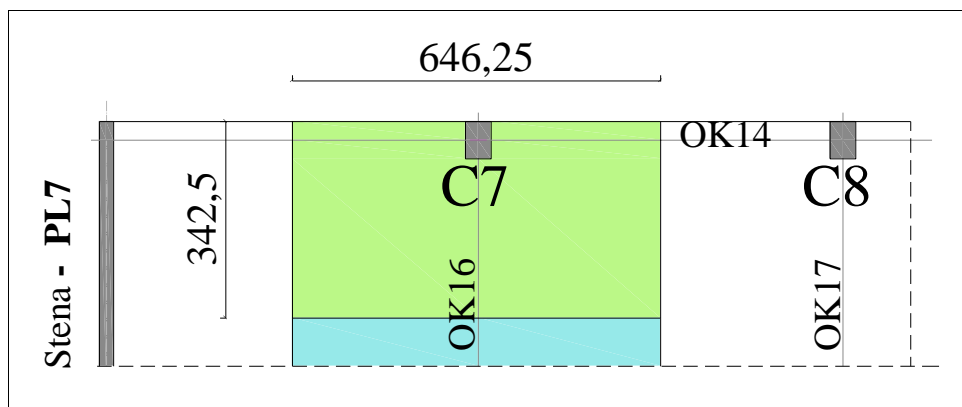
$$A_{sw} = \frac{E_{Ed} - 0,75v_{Rd,c} \cdot \bar{y}_1 \cdot d}{1,5 \cdot \sigma_s / s_r \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \quad (70)$$

$$= \frac{5,548 - 0,75 \cdot 0,413 \cdot 6130 \cdot 570}{316,25 \cdot 1} = 2632,31 \text{mm}^2 = 26,32 \text{cm}^2$$

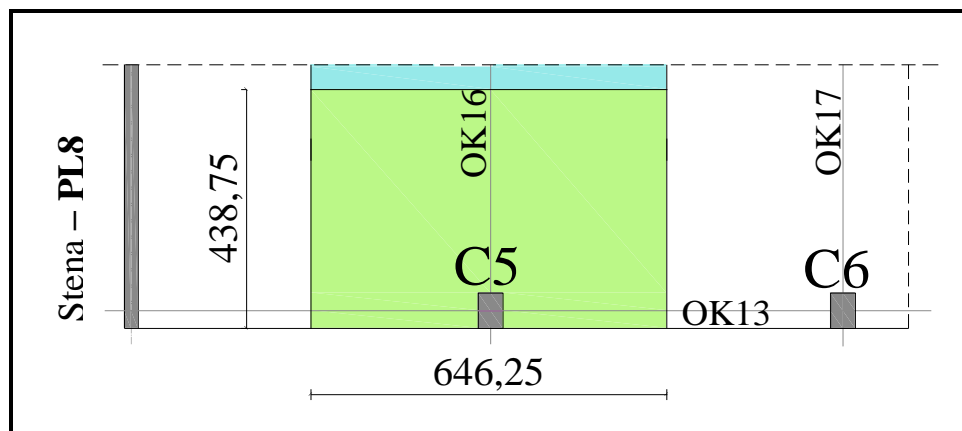
→IZBEREMO: 12 × 6 strižno φ8mm (36,24cm²)

5.2.6 Ocena dimenzij za robne stebre C5, C6, C7 in C8

Stebri 45/65 cm potekajo od 10.nadstropja pa do 1.kleti v zunanjih okvirjih srednjega dela objekta. Obravnavana primera sta robna stebra C5 in C7 del okvirne konstrukcije OK 16, katera imata po celi višini objekta isti prerez. V spodnjih Slikah 43 in 44 lahko vidimo področje kritične površine obtežbe za zunanja stebra C5 in C7.



Slika 43: Zunanja stebra C7 in C8 med polji 1-2 -1'



Slika 44: Zunanja stebra C5 in C6 med polji 3-4-3'

Ravno tako imata robna stebra C5 in C7, ki sta del okvirne konstrukcije OK 16 isti prerez po celi višini objekta kot stebra C6 in C8, ki je del okvirne konstrukcije OK17.

Določitev statične višine:

$$d_y = h - c_{nom} - \frac{1}{2}\phi = 30cm - 2,5cm - \frac{1}{2}1,0cm = 27cm \quad (53)$$

$$d_z = d_y - \phi = 27cm - 1,0cm = 26cm \quad (54)$$

Povprečna statična višina:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} = \frac{27cm + 26cm}{2} = 26,5cm \quad (55)$$

Osnovni kontrolni obseg: Sliki 52,53

$$u_1 = 2 \cdot h_c + 2 \cdot b_c + 2\pi(2 \cdot d_{eff}) \quad (56)$$

Določitev obsega za robna stebra C5, C6, C7 in C8 enakega prereza po višini:

Steber 45x65:

$$u_1 = 2 \cdot 65cm + 2 \cdot 65cm + \pi(4 \cdot 26,5) \quad (56)$$

$$u_1 = 593,01 cm$$

- **Kritična površina brez stebra:** (57)

Steber 45x65: (C5, C6)

$$A_{obtežba} = 646,25 \cdot 438,75 - 45 \cdot 65$$

$$A_{obtežba} = 280617,19 cm^2 = 28,062 m^2$$

Steber 45x65: (C7, C8)

$$A_{obtežba} = 646,25 \cdot 342,50 - 45 \cdot 65$$

$$A_{obtežba} = 206783,125 cm^2 = 20,68 m^2$$

- **Celotna prečna sila:**

Imamo dva obtežna primera in sicer prvi je za teraso, drugi pa za tipično etažo:

$$\underline{\text{Tersa: } g_{ter} = 11,79 \text{ kN/m}^2, q_{ter} = 2,00 \text{ kN/m}^2}$$

Stebri (45x65): (C5,C6)

$$V_{Ed} = (\gamma_{g,sup} \cdot g_k + \gamma_{q,sup} \cdot q_k) \cdot A_{obtežba} \quad (58)$$

$$V_{Ed} = ((1,35 \cdot 11,79 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot (2 + 1,52) \text{ kN/m}^2) \cdot 28,062 m^2)$$

$$V_{Ed,45x65} = 594,81 \text{ kN}$$

Stebri (45x65): (C7, C8)

$$V_{Ed} = (\gamma_{g,sup} \cdot g_k + \gamma_{q,sup} \cdot q_k) \cdot A_{obtežba} \quad (58)$$

$$V_{Ed} = ((1,35 \cdot 11,79 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot (2 + 1,52) \text{ kN/m}^2) \cdot 20,68 \text{ m}^2)$$

$$V_{Ed,45 \times 65} = 438,34 \text{ kN}$$

Tipična etaža: $g_{t.et.} = 8,64 \text{ kN/m}^2$, $q_{t.et.} = 3,00 \text{ kN/m}^2$

Stebri (45x65): (C5,C6)

$$V_{Ed} = (\gamma_{g,sup} \cdot g_k + \gamma_{q,sup} \cdot q_k) \cdot A_{obtežba} \quad (58)$$

$$V_{Ed} = (1,35 \cdot 8,64 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 28,062 \text{ m}^2$$

$$V_{Ed,45 \times 65} = 453,59 \text{ kN}$$

Stebri (45x65): (C7,C8)

$$V_{Ed} = (\gamma_{g,sup} \cdot g_k + \gamma_{q,sup} \cdot q_k) \cdot A_{obtežba} \quad (58)$$

$$V_{Ed} = (1,35 \cdot 8,64 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) \cdot 20,68 \text{ m}^2$$

$$V_{Ed,45 \times 65} = 334,27 \text{ kN}$$

- **Dokaz strižne nosilnosti pri preboja:** (EN 1992-1-1:2004: 6.4.3)

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d_{eff}} \quad (59)$$

Pri čemer je:

v_{Ed} projektna strižna sila

β koeficient odvisen od lokacije podpore (Slika 6.21N iz predpisov EC2):

$$\beta = \begin{cases} 1,15 & \text{za notranji steber} \\ 1,40 & \text{za robni steber} \\ 1,50 & \text{za vogalni steber} \end{cases}$$

u_i dolžina obravnavanega kontrolnega prereza

d_{eff} srednja statična višina plošče

- **Obraunavani primeri za robne stebre C5, C6, C7 in C8 ima $\beta = 1,40$:**

Terasa:

Tipična etaža:

Stebri (45x65): (C5,C6)

Stebri (45x65): (C5,C6)

$$v_{Ed} = 1,40 \cdot \frac{594,81kN}{341,504cm \cdot 26,5cm}$$

$$v_{Ed} = 1,40 \cdot \frac{453,59kN}{341,504cm \cdot 26,5cm} \quad (59)$$

$$v_{Ed} = 0,092 \frac{kN}{cm^2} \quad (C5,C6)$$

$$v_{Ed} = 0,070 \frac{kN}{cm^2} \quad (C5,C6)$$

Stebri (45x65): (C7,C8)

Stebri (45x65): (C7,C8)

$$v_{Ed} = 1,40 \cdot \frac{438,34kN}{341,504cm \cdot 26,5cm}$$

$$v_{Ed} = 1,40 \cdot \frac{334,27kN}{341,504cm \cdot 26,5cm} \quad (59)$$

$$v_{Ed} = 0,0678 \frac{kN}{cm^2} \quad (C7,C8)$$

$$v_{Ed} = 0,0517 \frac{kN}{cm^2} \quad (C7,C8)$$

- **Prebojna strižna nosilnost brez strižne armature:** (6.4.4)

(1) *Prebojna srtižna odpornost pri ploščah in temeljih stebrov brez strižne armature*

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad (60)$$

Pri čemer je:

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12 \quad (61)$$

pri čemer je d statična višina izražena v milimetrih

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d [mm]}} = 1,87 \leq 2,00 \quad (62)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (63)$$

$$\rho_l = \sqrt{0,0025 \cdot 0,0025} = 0,0025 \quad (63)$$

$$\rho_{ly} = \rho_{lz} = 0,0025 \quad (\text{ocena})$$

ρ_{ly} - stopnja armiranja v y smer,

ρ_{lz} - pa stopnja armiranja v z smer

f_{ck} - karakteristična trdnost betona

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,87^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,448 MPa \quad (64)$$

V našem primeru:

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,87 \cdot (100 \cdot 0,0025 \cdot 25)^{1/3} \geq 0,448 MPa \quad (59)$$

$$v_{Rd,c} = 0,413 MPa (\geq 0,448 MPa)$$

$$\underline{v_{Rd,c} = 0,413 MPa = 0,0413 \frac{kN}{cm^2}}$$

- **Največja prebojna strižna napetost:**

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 25 = 6,75 MPa = 0,675 \frac{kN}{cm^2} \quad (64)$$

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0,54 \quad (6.6N) \quad (65)$$

- **Kontrola odpornosti proti preboju za stebre C5, C6, C7 in C8:**

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \rightarrow (v_{Ed} \leq v_{Rd,max})$$

Plošča ni odporna proti preboju za stebr 45x65 pod teraso:

Stebri (45x65): (C5,C6)

$$0,092 \frac{kN}{cm^2} > 0,0413 \frac{kN}{cm^2} \longrightarrow (0,092 \leq 0,675)$$

Ne zadostuje!

Stebri (45x65): (C7,C8)

$$0,0678 \frac{kN}{cm^2} > 0,0413 \frac{kN}{cm^2} \longrightarrow (0,0678 \leq 0,675)$$

Ne zadostuje!

Plošča ni odporna proti preboju za stebr 45x65 pod tipično etažo:

Stebri (45x65): (C5,C6)

$$0,07 \frac{kN}{cm^2} > 0,0413 \frac{kN}{cm^2} \longrightarrow (0,07 \leq 0,675)$$

Ne zadostuje!

Stebri (45x65): (C7,C8)

$$0,0517 \frac{kN}{cm^2} > 0,0413 \frac{kN}{cm^2} \longrightarrow (0,0517 \leq 0,675)$$

Ne zadostuje!

5.2.7 Izberemo stremena, $\alpha=90^\circ \rightarrow \sin \alpha = 1,0$

Steber 45x65cm (terasa): (C5, C6)

$$A_{sw} = \frac{\zeta_{Ed} - 0,75v_{Rd,c} \cdot \bar{y}_1 \cdot d}{1,5 \zeta / s_r \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \quad (70)$$

$$= \frac{0,92 - 0,75 \cdot 0,413 \cdot 5930 \cdot 570}{316,25 \cdot 1} = 5414,72 \text{mm}^2 = 54,15 \text{cm}^2$$

IZBEREMO: 11 × 8 strižno $\phi 10 \text{mm}$ (69,08 cm²)

Steber 45x65cm (tipična etaža): (C5, C6)

$$A_{sw} = \frac{\zeta_{Ed} - 0,75v_{Rd,c} \cdot \bar{y}_1 \cdot d}{1,5 \zeta / s_r \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \quad (70)$$

$$= \frac{0,70 - 0,75 \cdot 0,413 \cdot 5930 \cdot 570}{316,25 \cdot 1} = 4171,02 \text{mm}^2 = 41,71 \text{cm}^2$$

IZBEREMO: 11 × 8 strižno $\phi 8 \text{mm}$ (44,22 cm²)

Steber 45x65cm (terasa): (C7, C8)

$$A_{sw} = \frac{\zeta_{Ed} - 0,75v_{Rd,c} \cdot \bar{y}_1 \cdot d}{1,5 \zeta / s_r \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \quad (70)$$

$$= \frac{0,678 - 0,75 \cdot 0,413 \cdot 5930 \cdot 570}{316,25 \cdot 1} = 3935,88 \text{mm}^2 = 39,36 \text{cm}^2$$

IZBEREMO: 11 × 8 strižno $\phi 8 \text{mm}$ (44,22 cm²)

Steber 45x65cm (tipična etaža): (C7, C8)

$$A_{sw} = \frac{\zeta_{Ed} - 0,75v_{Rd,c} \cdot \bar{y}_1 \cdot d}{1,5 \zeta / s_r \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \quad (70)$$

$$= \frac{0,517 - 0,75 \cdot 0,413 \cdot 5930 \cdot 570}{316,25 \cdot 1} = 2215,10 \text{mm}^2 = 22,15 \text{cm}^2$$

IZBEREMO: 7 × 8 strižno $\phi 8 \text{mm}$ (28,14 cm²)

5.2.8 Primerjava preboja po JUS in EC2 predpisih

Tudi JUS predpisom ni bilo zadoščeno na preboj za srednje stebre (C1,C2) kot tudi za zunanje stebre (C5, C6,C7,C8) srednjega dela objekta.

Primerjava izrazov JUS-a in EC-ja:

Računska strižna napetost: $\tau_{rač}$ (kN/cm²) ➤ Projektna strižna sila: ν_{Ed} (kN/cm²)

Dopustna strižna nap.: τ_{dop} (kN/cm²) ➤ Prebojna strižna odpornost: $\nu_{Rd,max}$ (kN/cm²)

Iz zgornjega računa po novih predpisih EC2 je vidno, da plošče podprte s stebri v srednjem delu objekta kot na robu niso odporne na preboj, ravno tako kot po JUS predpisih ni bilo zadoščeno temu pogoju, pa so v območja nad stebri položili dodatno navzdol ukrivljeno armaturo proti preboju, katera je zadovoljila tedanje pogoje preboja brez dodatne izvedbe kapitelov nad stebri, kateri bi spremenili estetski videz prostora.

Danes bi temu problemu zadostili z vgradnjo stremenske armature ali specialnega patentiranega sistema "BOL" za preprečitev preboja, pri tem pa bi lahko debelina plošče ostala naspremenjena, bi pa se izvedba opažnih del znatno zmanjšala.

V računu potrebne prebojne armature po novih predpisih EVROCODE smo izbrali stremensko armaturo za preprečitev preboja. Rezultate si lahko pogledamo v Preglednici 26.

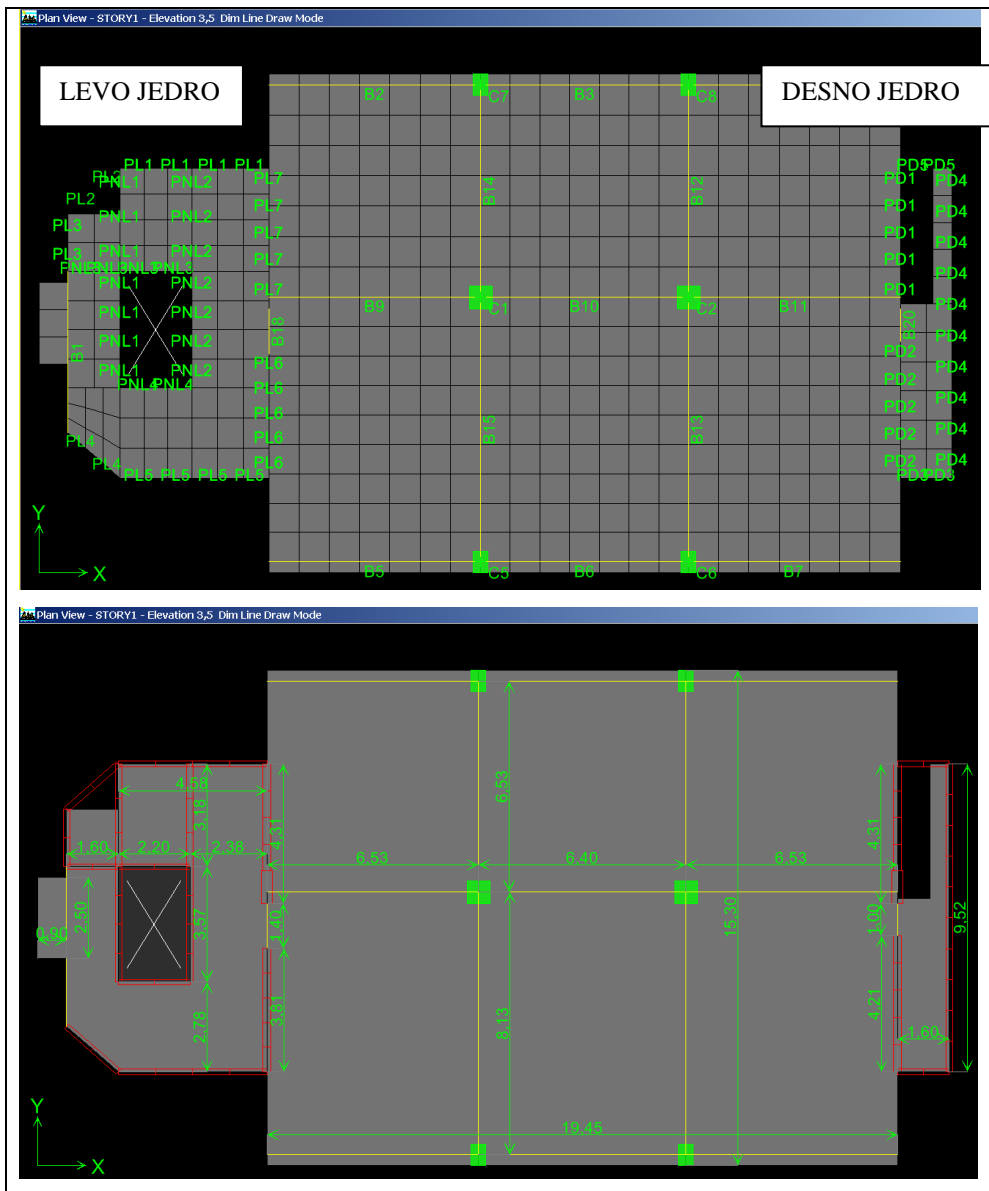
Preglednica 26: Količina prebojne armature, stremen, po EVROCODE

EVROCODE				
Stebri	V_{Ed} (kN/cm ²)	$> V_{Rd,max}$ (kN/cm ²)	Arm.(cm ²)	Izbrana armatura
C1,C2-45x45-terasa	0,0864	0,0413	$A_{sw-rač} = 51,25$	12×6φ10
C1,C2-45x45-tip.et.	0,0658	0,0413	$A_{sw-rač} = 32,20$	12×6φ8
C1,C2-55x55-tip.et.	0,0634	0,0413	$A_{sw-rač} = 31,15$	12×6φ8
C1,C2-65x65-tip.et.	0,0570	0,0413	$A_{sw-rač} = 27,82$	12×6φ8
C1,C2-70x70-tip.et.	0,548	0,413	$A_{sw-rač} = 26,32$	12×6φ8
C5-terasa	0,92	0,0413	$A_{sw-rač} = 54,15$	11×8φ10
C6-terasa	0,70	0,0413	$A_{sw-rač} = 54,15$	11×8φ10
C5-tip.et.	0,678	0,0413	$A_{sw-rač} = 41,71$	11×8φ8
C6-tip.et.	0,517	0,0413	$A_{sw-rač} = 41,71$	11×8φ8
C7-terasa	0,92	0,0413	$A_{sw-rač} = 39,36$	11×8φ8
C8-terasa	0,70	0,0413	$A_{sw-rač} = 39,36$	11×8φ8
C7-tip.et.	0,678	0,0413	$A_{sw-rač} = 22,15$	7×8φ8
C8-tip.et.	0,517	0,0413	$A_{sw-rač} = 22,15$	7×8φ8

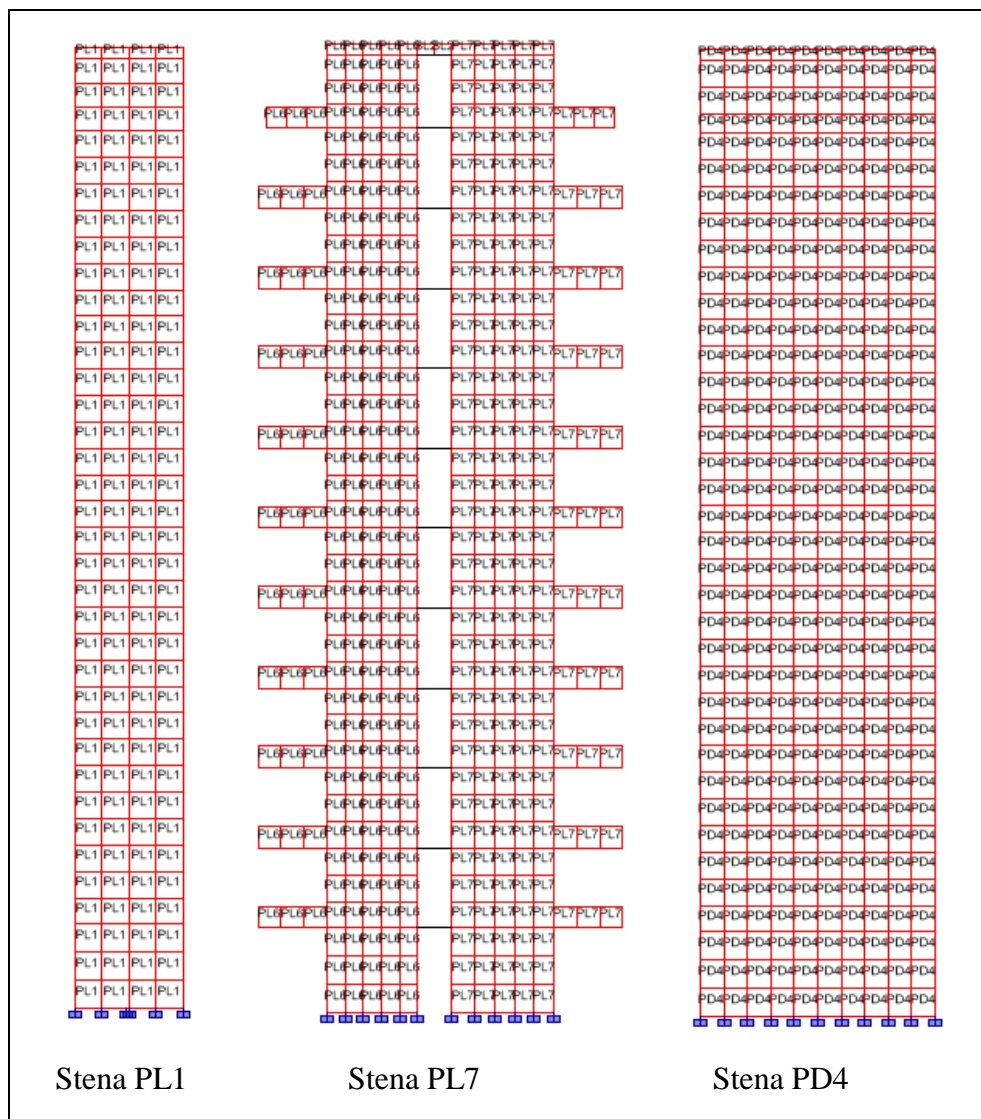
5.3 Stene

5.3.1 Splošno o stenah levega in desnega jedra

Stenasti jedri se nahajata na zunanji strani okvirne konstrukcije, kot je razvidno iz tlorisa na Sliki 45. Obravnavali bomo najbolj obremenjeni steni levega jedra PL1 in PL7 ter steno desnega jedra PD4 obstoječega objekta, glej Sliko 2. Višina sten je 39,50m, dolžine pa so: $l_{w,PL1} = 4,93m$, $l_{w,PL7} = 4,41m$ in $l_{w,PD4} = 9,72m$. Glede na razmerje med višino in dolžino jih uvrščamo med vitke stene, ker je razmerje $h_w / l_w > 2$.



Slika 45: Raspored sten levega in desnega jedra konstrukcije iz programa ETABS



Slika 46: Pogled sten levega in desnega jedra iz programa ETABS

Preden se lotim analize izbranih najbolj obremenjenih sten obstoječega objekta, glej Sliko 45 in 46, bi predstavila izvlečke iz predpisov-EC8 za potresno projektiranje sten kot tudi izvlečke iz predpisov-EC2 za projektiranje betonskih konstrukcij. Stene projektiramo in konstruiramo kot duktilne stene po novih EC8 predpisih.

5.3.2 Izvlečki iz predpisov EC8 upoštevanih pri računu sten

(5.4) Projektiranje sten za srednjo stopnjo duktilnosti – DCM SIST EN 1998-1:2005

(5.4.1) Geometrijske omejitve in materiali

(5.4.1.1) Zahteve glede materiala

(1)P Razred tlačne trdnosti betona v primarnih potresnih elementih ne sme biti manjši od C 16/20. Pri nas je C 25/30.

(2)P Z izjemo zaprtih stremen in prečnih armaturnih vezi se lahko v kritičnih območjih potresnih elementov uporablja le rebrassto armaturo.

(3)P V kritičnih območjih primarnih potresnih elementov je treba uporabljati armaturno jeklo razredov B in C.

V našem objektu je celotna armatura razreda C.

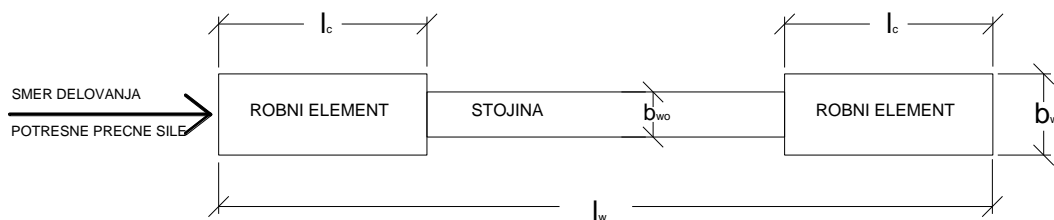
(4)P Dovoljena je uporaba varjenih mrež, če ustrezajo pogojem iz zgoraj navedenih odstavkov (2)P in (3)P.

(5.4.1.2) Geometrijske omejitve

(5.4.1.2.3) Duktilne stene

(1) Širina stojine b_{wo} (v metrih) mora zadostiti naslednjemu izrazu, glej Sliko 47:

$$b_{wo} \geq \max \left\{ 15; \frac{h_s}{20} \right\}, \text{ kjer je } h_s \text{ svetla etažna višina v metrih.}$$



Slika 47: Geometrijski parametri stene

(5.4.2) Projektne učinki vplivov (projektne notranje sile)

(5.4.2.1) Splošno

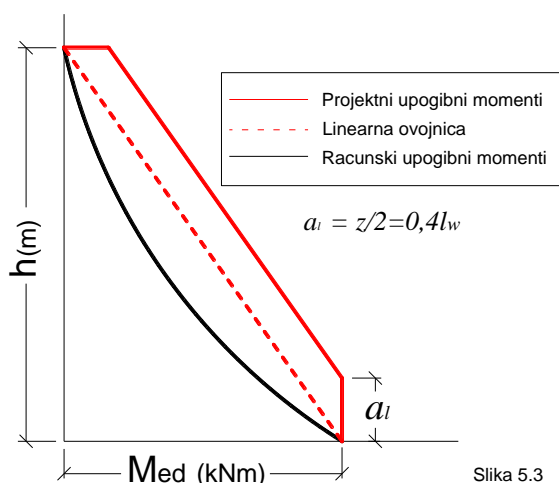
(5.4.2.4) Posebna določila za duktilne stene

(1)P Upoštevati je treba nezanesljivosti v analizi in pri neelastičnih dinamičnih učinkih. Če nimamo natančnejše metode, se lahko uporabi pravila za določanje projektnih ovojníc upogibnih momentov in faktorjev povečanja za prečne sile, ki so podane v členih v nadaljevanju.

(4)P Upoštevati je treba nezanesljivosti pri razporeditvi momenta vzdolž višine vitkih primarnih sten (vitke stene so stene, ki imajo razmerje med višino in dolžino h_w/l_w večje od 2,0)

(5) Ne glede nato kakšen tip analize uporabljamo, se lahko zahteva (4)P iz tega podčlena izpolni z uporabo naslednjega poenodtavljenega postopka.

Diagram projektnih upogibnih momentov vzdolž višine stene se poda z ovojnico diagrama upogibnih momentov iz analize, ki je premaknjen, glej sliko 48. Predpostavi se lahko linearno ovojnico s pogojem, da konstrukcija nima po višini pomenbnih nezveznosti v masah, togosti ali nosilnosti. Premik momentne črte naj bo skladen s privzetim naklonom tlačnih diagonal pri preverjanju striga v mejnem stanju nosilnosti. Pri tem se upošteva možno pahljačasto razporeditev tlačnih diagonal v bližini vpetja in stropnih plošč, ki delujejo kot vezi.



Slika 48: Diagram projektnih upogibnih momentov

(6)P Upoštevati je možno povečanje prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten.

(7) Zahtevi točke(6)P standarda se lahko zadosti, če se upošteva projektne prečne sile, ki so za 50% večje od tistih, ki so bile soločene z analizo.

(8) V mešanih sistemih z vitkimi stenami se uporabi ovjnico projektних prečnih sil v skladu s Sliko 49, da bi se upoštevale nezanesljivosti zaradi višjih nihajnih oblik.

Legenda:

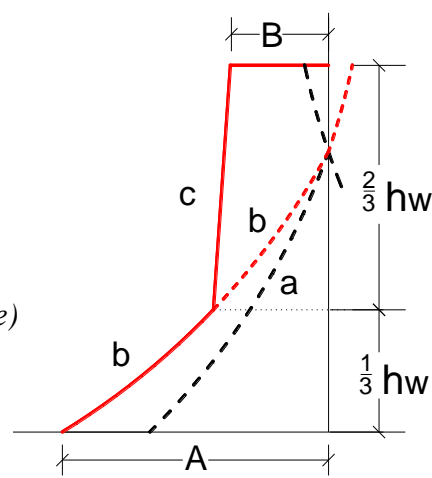
a strižni diagram iz analize

b povečan strižni diagram

c ovojnica projektних prečnih sil

A $V_{wall, base}$ (prečna sila ob vpetju stene)

B $V_{wall, top} \geq V_{wall, base}/2$ (prečna sila na vrhu stene)



Slika 49: Projektna ovojnica prečnih sil

(5.4.3) Preverjanja mejnih stanj in konstruiranje

(5.4.3.4) Duktilne stene

(5.4.3.4.1) Upogibna in strižna nosilnost

((1)P) Če ni določeno drugače, je treba upogibno in strižno nosilnost določiti v skladu z EN 1992-1-1:2005, pri čemer se uporabi vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje.

((2)P) Normirana osna sila v_d v primarnih potresnih stenah ne sme preseči 0,4.

$$v_d = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd}) < 0,4$$

kjer je:

N_{Ed} projektna osna sila,

A_c prečni prerez stene,
 f_{cd} projektna tlačna trdnost.

(5.4.3.4) Duktilne stene

(5.4.3.4.1) Upogibna in strižna nosilnost

(1)P Če ni v naslednjih odstavkih določeno drugače, je treba upogibno in strižno nosilnost določiti v skladu z EN 1992-1-1:2004, pri čemer se uporabi vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje.

(2) Normirana osna sila v_d v primarnih potresnih stenah ne sme prekoračiti 0,4.

(3)P V računu upogibne nosilnosti prerezov sten se mora upoštevati navpična armature v stojini.

(5.4.3.4.2) Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

(1) Višina kritičnega območja h_{cr} nad vpetjem stene se lahko oceni z:

$$h_{cr} = \max \{l_w, h_w/6\} \quad (5.19a)$$

z omejitvijo po členu 5.19b:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ \begin{cases} h_s & \text{za } n \leq 6 \text{ etaž} \\ \underline{2 \cdot h_s} & \text{za } n \geq 7 \text{ etaž,} \end{cases} \end{cases}$$

kjer je h_s etažna višina in je mesto vpetja definiramo na nivoju temeljev ali na vrhu kletne etaže s togo ploščo in togimi obodnimi stenami.

(2) V kritičnih območjih stene mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enaka vrednosti iz izrazov (5.4) in (5.5) v 5.2.3.4(3)

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{če je } T_1 \geq T_C \quad (5.4)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1) T_C / T_1 \quad \text{če je } T_1 < T_C \quad (5.5)$$

V teh izrazih se zamenja osnovna vrednost faktorja obnašanja q_0 s produktom q_0 in maksimalne vrednosti razmerja M_{Ed}/M_{Rd} , ki je določeno ob vpetju stene za potresno projektno stanje. Pri tem je:

M_{Ed} projektni upogibni moment iz analize

M_{Rd} projektna upogibna nosilnost

(4) Za stene pravokotnega prereza mora mehanski volumenski delež potrebne armature objekta ω_{wd} v robnih elementih ustrezati naslednjemu izrazu:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot \left(\epsilon_{s,d} + \omega_v \right) \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (5.20)$$

Kjer je μ_ϕ definiran v točki (2) tega podčlena in so ostali parametri definirani v 5.4.3.2.2(8), z izjemo ω_v , ki je mehanski delež navpične armature v stojini stene in je določen z izrazom:

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd,v}}{f_{cd}}$$

(6) Dolžina objetelega robnega elementa - l_c nesme biti manjša od $0,15l_w$ ali $1,5b_w$.

Dolžino področja robnega stebra l_c določimo kot 15 % dolžine stene (Slika 50).

$$l_c = \max [0,15 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w]$$

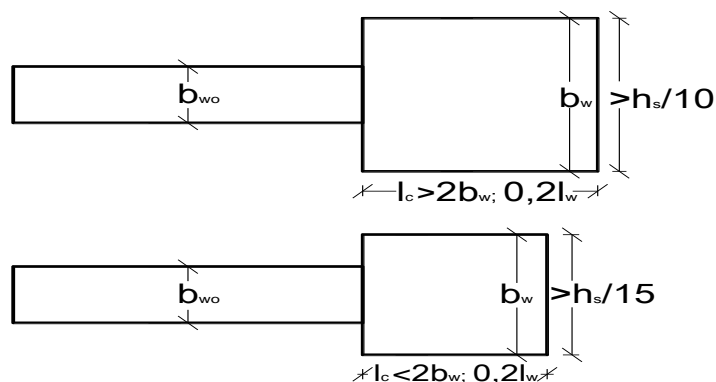
(8) Delež vzdolžne armature v robnih elementih ne sme biti manjši od 0,005.

(10) Robni element

Debelina b_w objetelega dela prereza stene (robni elementov) ne sme biti manjša od 200mm. Poleg tega, ne sme biti manjša od $h_s/15$ (pri tem h_s označuje etažno višino), v nasprotnem primeru je potrebno robni element razširiti, če dolžina objetelega dela ni daljša od $0,2 l_w$ ali $2b_w$ (upošteva se večja vrednost). Če pa je dolžina objetelega dela daljša od večje vrednosti od $0,2l_w$ ali $2b_w$, b_w nesme biti manjša od $h_s/10$ (glej Sliko 50)

$$b_w \geq \max [200\text{mm}; h_s/15]$$

Širina kritičnega območja:



Slika 50: Prikaz Robnega elementa

(11) V steni nad kritičnim območjem veljajo glede navpične, vodoravne in prečne armature samo primerna pravila iz EN 1992-1-1:2005. Vendar pa je na tistih delih prereza, kjer je v potresnem projektnem stanju tlačna deformacija ε_c večja od 0,002, minimalni delež vzdolžne armature 0,005.

$$\rho_{svmin} = A_{sv}/(b_w \cdot l_c) \geq 0005 \quad \text{ali} \quad \rho_{svmin} = A_{sv}/(b_w \cdot l_w) \geq 00015$$

kjer je:

$\rho_{sv,min}$...min. volumenski delež navpičnih armaturnih palic na enem krajnem območju

b_w ...širina stene

l_c ...dolžina robnega elementa stene

A_{sv} ...prerez navpičnih armaturnih palic

Za izbrano armaturo objekta v kritičnem območju stene upoštevamo naslednja določila iz predpisov SIST EN 1998-1-2005 (5.4.3.2.2).

(5.4.3.2.2) **Konstruiranje primarnih potresnih stebrov za zagotovitev lokalne duktilnosti**

(8) Upošteva se, da je zahtevama 6P in 7P točke standarda zadoščeno, če je:

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

kjer je:

ω_{wd} → mehanski volumenski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

μ_ϕ → zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost

v_d → normirana projektna osna sila $v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$

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

h_c → višina celega betonskega prereza (merjena v vodoravni smeri, ki ustreza μ_ϕ)

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 \quad \text{če je } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_o - 1) \cdot T_c/T_1 \quad \text{če je } T_1 < T_c$$

h_o → višina objetega jedra merjena od srednje črte stremen

b_c → širina celega betonskega prereza

b_o → širina objetega jedra, merjena od srednje črte stremen

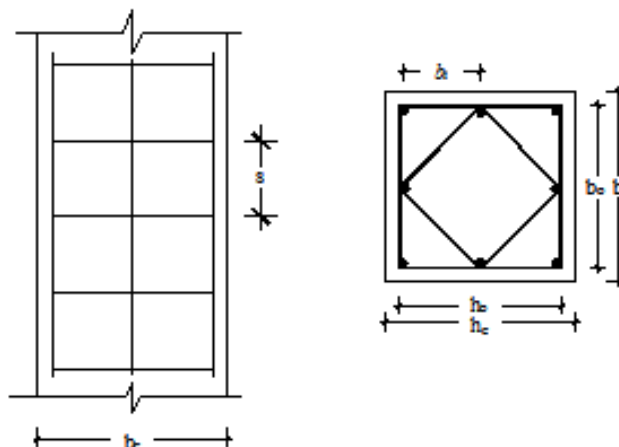
α → faktor učinkovitosti objetega betonskega jedra, ki je enak

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad \text{Pri tem velja, da je:}$$

a.) za pravokotni prerez:

$$\alpha_n = 1 - \Sigma b_i^2 / 6b_o h_o$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o)$$



Slika 51: Objetje betonskega jedra

kjer je:

n → skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena ali prečne vezi

b_i → razdalja med sosednjimi podprtimi palicami (glej Sliko 51: tudi za b_o , h_o in s)

((10)P) minimalen premer stremen je 6 mm.

(11a) stremena moramo postaviti na medsebojni razdalji, manjši od

$$s = \min \{b_o/2; 175; 8 \cdot d_{bl}\},$$

kjer je:

b_o minimalna dimenzija objekta betonskega jedra do srednje črte stremen v milimetrih

d_{bl} pa je minimalni premer vzdolžnih armaturnih palic

Pri tem b_o izračunamo z izrazom:

$$b_o = b_w - 2 \cdot c_{\min} - 2 \cdot \phi_v + \phi_n - \phi_{503} - 2 \cdot \phi_{\text{objekta}}/2$$

kjer smo za streme izbrali palico s premerom $\phi_{\text{objekta}} = 8 \text{ mm}$.

(11b) razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki jo podpirajo stremena, ne sme biti večja od 200 mm.

5.3.3 Izvleček iz predpisov EC2 upoštevanih pri računu sten

(9.6) Stene SIST EN 1992-1-1:2005

(9.6.1) Splošno

(1) To poglavje se nanaša na armiranobetonske stene z razmerjem dolžine proti debelini $s \geq 4$ ali več, pri katerih v analizi trdnosti upoštevamo tudi armaturo. Količino in ustrezno detailiranje armature lahko določimo na podlagi modela tlačnih razpor in nateznih vezi.

(9.6.2) Navpična armatura

(1) Prerez navpične armature mora biti med $A_{sv,\min}$ in $A_{sv,\max}$, predpisan je v Nacionalnem dodatku (168)P in je enak:

$$\text{Priporočena minimalna vrednost vertikalne armature: } A_{sv,\min} = 0,003 A_c$$

$$\text{Priporočena maksimalna vrednost vertikalne armature: } A_{sv,\max} = 0,04 A_c$$

(9.6.3) Vodoravna armatura

(1) Vodoravno armaturo, ki poteka vzporedno s površino stene (in do prostih robov) moramo zagotoviti na obeh straneh stene. Prerez te armature ne sme biti manjši od $A_{s, \min} = 0,002A_c$. Priporočena vrednost, ki jo najdemo v nacionalnem dodatku je 25% navpične armature ali $0,001 A_c$. Merodajna je večja izmed obeh vrednosti.

(9.6.4) Prečna armatura

(1) V vsakem delu stene, na katerem celoten prerez navpične armature na obeh straneh stene skupaj prekorači $0,02 A_c$, moramo zagotoviti prečno armaturo v obliki stremen, ki so izvedena v sklad z zahtevami, ki veljajo za stebre (glej 9.5.3), za večjo dimenzijo, ki se nanaša na zahtevo 9.5.3(4)(i) ni potrebno upoštevati večje vrednosti kot $4x$ debelino stene.

(2) Kadar je glavna armatura nameščena preblizu površin, moramo prečno armaturo izvesti z najmanj 4 stremeni na m^2 .

5.3.4 Geometrijske omejitve za duktilne stene

- Širina stojine duktilne stene - b_{wo}

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1: 2005; člen 5.4.1.2.3 (1), mora širina stojine duktilne stene b_{wo} (glej Sliko 3) zadostiti naslednjemu pogoju:

$$b_{wo} \geq \max \{0,15m; h_s / 20\} = \{0,15m; 0,175m\} = 0,175m \quad (71)$$

Kjer je h_s svetla etažna višina v metrih. Ko upoštevamo, da je $h_s = 3,50m$ dobimo iz zgornjega pogoja zahtevo, da je $b_{wo} \geq 0,175m$.

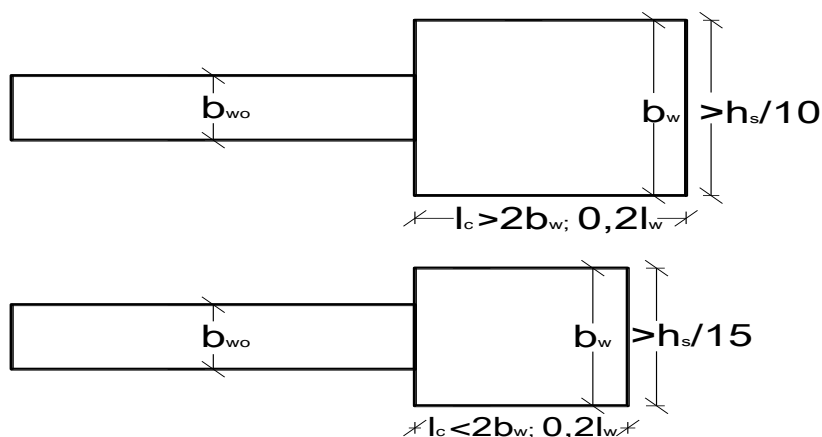
Stena v x smeri: PL1 z debelino $b_{wo} = 20cm$ → zadovoljuje zgornji pogoj.	(71)
Stena v y smeri: PL7 z debelino $b_{wo} = 25cm$ → zadovoljuje zgornji pogoj.	(71)
Stena v y smeri: PD4 z debelino $b_{wo} = 20cm$ → zadovoljuje zgornji pogoj.	(71)

Stena PL1 v x smeri:	$l_{c,\min}^{PL1} = 0,15 \cdot 493 = 73,95\text{cm}$	(72)
Stena PL7 v y smeri:	$l_{c,\min}^{PL7} = 0,15 \cdot 441 = 66,15\text{ cm}$	(72)
Stena PD4 v y smeri:	$l_{c,\min}^{PD4} = 0,15 \cdot 972 = 145,80\text{cm}$	(72)

- Dolžina robnega elementa - l_c**

Dolžina objetega robnega elementa - l_c glede na člen 5.4.3.4.2 (10) iz standarda SIST EN 1998-1: 2005, ne sme biti manjša od $0,15l_w$ ali $1,5b_w$ (Slika 52).

$$l_c = \max [0,15 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w] \quad (72)$$



Slika 52: Prikaz Robnega elementa

Stena PL1 v x smeri: $l_{c,\max}^{PL1} < (0,2l_w = 0,2 \cdot 493 = 98,5\text{cm}; 2b_w = 50\text{cm})$ (večjo) (73)

Stena PL7 v y smeri: $l_{c,\max}^{PL7} < (0,2l_w = 0,2 \cdot 441 = 88,2\text{cm}; 2b_w = 70\text{cm})$ (večjo) (73)

Stena PD4 v y smeri: $l_{c,\max}^{PD4} < (0,2l_w = 0,2 \cdot 972 = 194,4\text{cm}; 2b_w = 50\text{cm})$ (večjo) (73)

IZBEREM:	Za steno PL1 v x smeri: →	$l_c^{PL1} = 90\text{cm}$	(73)
IZBEREM:	Za steno PL7 v y smeri: →	$l_c^{PL7} = 80\text{cm}$	(73)
IZBEREM:	Za steno PD4 v y smeri: →	$l_c^{PD4} = 170\text{cm}$	(73)

- Robni element, širina kritičnega območja - b_w**

Prerez stene (robni elementov, Slika 52) glede na člen 5.4.1.2.3(6) iz standarda SIST EN 1998-1: 2005, ne sme biti manjša od 200mm. Poleg tega, ne sme biti manjša od

$h_s / 15$ (pri tem h_s označuje etažno višino), v nasprotnem primeru je potrebno robni element razširiti, če dolžina objetega dela ni daljša od $0,2 l_w$ ali $2b_w$ (upošteva se večja vrednost). Če pa je dolžina objetega dela daljša od večje vrednosti od $0,2l_w$ ali $2b_w$, b_w ne sme biti manjša od $h_s / 10$ (glej Sliko 63)

Širina kritičnega območja: $b_w \geq \max [200\text{mm}; h_s/15]$ (74)

Za obstoječi objekt je širina in dolžina kritičnega območja sledeča:

Pritlična etaža: $b_w = h_s/15 = 350/15 = 23,33\text{cm} \approx 25\text{cm}$ (74)

Ker dolžina objetega dela (robnege elementa) ni daljša od $0,2 l_w$, mora biti b_w večji od $h_s/15$ zato bomo izbrali 25 cm za debelino robnege elementa.

V območjih robnih stebrov za stene PL1 in PD4 bi morali upoštevati zadebelitve stene, da bi zadovoljili tem strogim potresnim kriterijem po EC8, zato bomo zadebelili obe steni po celi dolžini na debelino 25cm. Predpostavili bomo tudi za steno PL7, da bo debelina stene 35 cm konstantna po celi dolžini.

IZBEREM:	za steno PL1 debelino	$b_w = b_{w0} = 25\text{cm}$	(74)
IZBEREM:	za steno PL7 debelino	$b_w = b_{w0} = 35\text{cm}$	(74)
IZBEREM:	za steno PD4 debelino	$b_w = b_{w0} = 25\text{cm}$	(74)

- **Višina kritičnega območja - h_{cr}**

Višino kritičnega območja h_{cr} nad vpetjem glede na člen 5.4.3.4.2 (1) iz standarda SIST EN 1998-1: 2005, se oceni kot:

$$h_{cr} = \max [l_w; h_w / 6] \quad (75)$$

Mesto vpetja je definirano na nivoju temeljev ali na vrhu kletne etaže s togo ploščo in togimi obodnimi stenami.

Stena **PL1** v x smeri: (39,5 / 4,93 / 0,25 m)

$$h_{cr} = \max [4,93; 0,25/6] = 4,93 \text{ m} \quad (75)$$

$$h_{cr} \leq [2 \cdot 4,93 ; 2 \cdot 3,50] = (9,85; 7,00 \text{ m}) \quad (76)$$

Stena **PL7** v y smeri: (39,5 / 4,41 / 0,25 m)

$$h_{cr} = \max [4,41; 0,25/6] = \mathbf{4,41\ m} \quad (75)$$

$$h_{cr} \leq [2 \cdot 4,41 ; 2 \cdot 3,5] = (8,82; 7,00\ m) \quad (76)$$

Stena **PD4** v y smeri: (39,5 / 9,72 / 0,25 m)

$$h_{cr} = \max [9,72; 0,25/6] = 9,72\ m \quad (75)$$

$$h_{cr} \leq [2 \cdot 9,72; 2 \cdot 3,5] = (19,44; \mathbf{7,00\ m}) \quad (76)$$

Po teh kriterijih je pri nas višina kritičnega območja dolžina stene. Ker je klet relativno toga, sega pri nas kritično območje do vrha 1. etaže za steni PL1 in PL7, za steno PD4 sega kritično območje do vrha 2. etaže.

IZBEREM: Za steno **PL1** v x smeri: → $h_{cr}^{PL1} = 4,93\ m \gg \mathbf{6,80m}$ (75)

IZBEREM: Za steno **PL7** v y smeri: → $h_{cr}^{PL7} = 4,41\ m \gg \mathbf{6,80m}$ (75)

IZBEREM: Za steno **PD4** v y smeri: → $h_{cr}^{PD4} = 7,00\ m \gg \mathbf{10,10m}$ (76)

- **Normirana osna sila**

Pri določitvi upogibne in strižne nosilnosti uporabimo osne sile iz analize za potresna projektna stanja. Pri tem normirana osna sila v steni ne sme preseči vrednosti 0,4. Ob vpetju stene je vrednost normirane osne sile v steni (glej enačbo 77), glede na člen (5.4.3.4.1(2)P), iz standarda SIST EN 1998-1:2005

$$v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) < 0,4 \quad (77)$$

Pri določanju geometrije stene je potrebno upoštevati zgornji člen, kateri v stenah srednje stopnje duktilnosti, DCM, omejuje normirano osno silo na vrednost $v_d \leq 0,4$. V obravnavanem primeru je ocenjena vrednost osne sile ob vpetju stene na vrhu kletne etaže. Tako znaša normirana osna sila za obstoječo marko betona C25/30 ($f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 2,5 / 1,5 = 1,67\ \text{kN/cm}^2 = 16,667\ \text{kN/m}^2$), ploščino stene A_c in maksimalno tlačno osno silo N_{ed} za naslednje tri pomenbne vitke stene:

Stena PL1: prit.– spodaj (4,93m / 0,20 m)

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{8663,32}{9860 \cdot 1,67} = 0,526 < 0,4 \quad (\text{ni zadoščeno}) \quad (77)$$
$$N_{Ed} = -8663,32 \text{ kN}, \quad A_c = 9860 \text{ cm}^2$$

Pogoju za normirano osno silo do 3. etaže **ni zadoščeno**, zato izberemo za debelino stene $b_w=25\text{cm}$ in za kvaliteto betona C30/37 ($f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 3,0/1,5 = 2,00 \text{ kN/cm}^2 = 20,00 \text{ kN/m}^2$).

IZBEREM za steno PL1: **25/493cm** ($A_c = 12325\text{cm}^2$); **C30/37**, $f_{cd} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{8663,32}{12325 \cdot 2,00} = 0,351 < 0,4 \quad (\text{je zadoščeno}) \quad (77)$$

Stena PL7: prit.– spodaj (4,40m / 0,25 m)

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{11324,14}{12025 \cdot 1,67} = 0,564 < 0,4 \quad (77)$$
$$N_{Ed} = -11324,14 \text{ kN}, \quad A_c = 12025 \text{ cm}^2$$

Tudi v tem primeru **ni zadoščeno** pogoju za normirano osno silo do 4. etaže, zato izberemo za debelino stene $b_w=35\text{cm}$ in povešamo kvaliteto betona na C30/37.

IZBEREM za steno PL7: **35/440**, ($A_c = 15435\text{cm}^2$); **C30/37**, $f_{cd} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{11324,14}{15435 \cdot 2,00} = 0,367 < 0,4 \quad (\text{je zadoščeno}) \quad (77)$$

Stena PD4: prit.– spodaj (9,72m / 0,2 m)

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{9763,98}{19440 \cdot 1,67} = 0,30 < 0,4 \quad (\text{je zadoščeno}) \quad (77)$$
$$N_{Ed} = -9763,98 \text{ kN}, \quad A_c = 19440 \text{ cm}^2$$

V primeru zgornje stene je zadoščeno pogoju za normirano osno silo, po celi višini objekta, ne zadošča pa širina kritičnega področja, zato povečamo širino stene na $b_w = 25\text{cm}$ in kvaliteto betona na C30/37.

IZBEREM za steno PD4: 25/972, ($A_c = 24300 \text{ cm}^2$); C30/37, $f_{cd} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{9763,98}{24300 \cdot 2,00} = 0,20 < 0,4 \quad (77)$$

- **Delež minimalne vzdolžne armature v robnih elementih**

Glede na člen 5.4.3.4.2 (11) iz standarda SIST EN 1998-1: 2005, v steni nad kritičnim območjem veljajo glede navpične, vodoravne in prečne armature samo primerna pravila iz SIST EN 1992-1-1:2005. Vendar pa je na tistih delih prereza, kjer je v potresnem projektnem stanju tlačna deformacija ϵ_c večja od 0,002, minimalni delež vzdolžne armature 0,005.

$$\rho_{sv,min} = A_{sv}/(b_w \cdot l_c) \geq 0,005 \quad \text{ali} \quad \rho_{sv,min} = A_{sv}/(b_w \cdot l_w) \geq 0,0015, \quad (78)$$

kjer je:

$\rho_{sv,min}$ *.min. volumenski delež navpičnih armaturnih palic na enem krajnemobmočju*

b_w *širina stene*

l_c *...dolžina robnega elementa stene*

A_{sv} *...prerez navpičnih armaturnih palic*

Minimalna količina navpičnih armaturnih palic za prevzem upogiba z osno silo v mejnem stanju v robnih elementih za obstoječi objekt po členu 5.4.3.4.2 (8).

V členu 5.4.3.2.2(11)b je predpisano, da je razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama v robnem elementu, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, največ 20cm.

V nacionalnem dodatku EN 1992-1-1:2005(9.5.2(1)) je predpisano, da je minimalni premer palic v stebrih 12mm.

Stena PL1 v x smeri: od prit. do 2.nad. levega jedra (39,5/4,93 /0,25 m); $l_c^{PL1} = 90\text{cm}$

$$A_{sv,min} \geq 0,005 \cdot b_w \cdot l_c = 0,005 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 90 \text{ cm} = 11,25\text{cm}^2 \quad (A_{sv,min,tot} = 22,50\text{cm}^2) \quad (78)$$

IZBEREM: min. vertikal. arm. na krajnih območjih: **14 Ø 12 mm**, $A_{s,dej} = 15,83\text{cm}^2$

$$\mu = 15,83 / (25 \cdot 90) = 0,00704 > 0,005$$

Stena PL7v y smeri: od prit. do 2.nad. levega jedra (39,5/4,40/0,35 m); $l_c^{PL7} = 80\text{cm}$
 $A_{sv,min} \geq 0,005 \cdot b_w \cdot l_c = 0,005 \cdot 35 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm} = 14,00 \text{ cm}^2$ ($A_{sv,min,tot} = 28,00 \text{ cm}^2$) (78)

IZBEREM: min. vertikalna armatura na krajnih območjih: **16 Ø12 mm**, $A_{s,dej} = 18,09\text{cm}^2$

$$\mu = 18,09 / (35 \cdot 80) = 0,0065 > 0,005$$

Stena PD4 v y smeri: od prit. do 3.nad. desnega jedra (39,5/9,72/0,25 m); $l_c^{PD4} = 170\text{cm}$
 $A_{sv,min} \geq 0,005 \cdot b_w \cdot l_c = 0,005 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 170 \text{ cm} = 21,25\text{cm}^2$ ($A_{sv,min,tot} = 42,50\text{cm}^2$) (78)

IZBEREM: min. vertikalna armatura na krajnih območjih: **24 Ø 12 mm**, $A_{s,dej} = 27,14\text{cm}^2$

$$\mu = 24,88 / (25 \cdot 170) = 0,0059 > 0,005$$

- **Vodoravna minimalna armatura za stene**

Glede na člen 9.6.3 (Nacionalni dodatek (88)P) iz standarda SIST EN 1992-1-1: 2005 je na strig kritična etaža obremenjena tam, kjer je glede na strižni prerez največja strižna obremenitev. V nadaljevanju je prikazan postopek določitve minimalne strižne

armature, pogojen z deležem minimalne

$$\rho_{sh,min} = A_{sw} / (b_w \cdot l_w) \geq 0002, \quad A_{sw} \geq 0,002 \cdot b_w \cdot l_w,$$

horizontalne armature v stojini stene:

(79)

kjer je

$\rho_{h,min}$...minimalni volumenski delež horizontalnih palic

b_w ...širina stene

l_w ...dolžina stene

A_{sw} ...prerez prečnih ojačitev

Stena PL1 v x smeri: (39,5/ 4,925 / 0,25 m)

$$A_{sw} \geq 0,002 \cdot b_w \cdot l_w = 0,002 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 493 \text{ cm} = 24,65\text{cm}^2 \quad (79)$$

$$A_{sw} / l_w \geq 24,65\text{cm}^2 / 4,93 \text{ m} = 5 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREM: min. mrežno armaturo za **PL1:** 2 x Q385 $A_{sw,dej} = 7,70\text{cm}^2/\text{m}'$

Stena PL7v y smeri: (39,5/ 4,40/ 0,35 m)

$$A_{sw} \geq 0,002 \cdot b_w \cdot l_w = 0,002 \cdot 35 \text{ cm} \cdot 441 \text{ cm} = 30,87 \text{ cm}^2 \quad (79)$$

$$A_{sw}/l_w \geq 30,87 \text{ cm}^2 / 4,41 \text{ m} = 7 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREM: min. mrežno armaturo za PL7:	2 x Q385	$A_{sw,dej} = 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}'$
---	----------	--

Stena PD4 v y smeri: (39,5/ 9,72/ 0,25 m)

$$A_{sw} \geq 0,002 \cdot b_w \cdot l_w = 0,002 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 972 \text{ cm} = 48,60 \text{ cm}^2 \quad (79)$$

$$A_{sw}/l_w \geq 48,60 \text{ cm}^2 / 9,72 \text{ m} = 5 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREM: min. mrežno armaturo za PD4:	2 x Q283	$A_{sw,dej} = 5,66 \text{ cm}^2/\text{m}'$
---	----------	--

• **Določitev stremenske armature v robnih elementih**

Glede na člene(5.4.3.2.2(9),(10)P,(11)a in b) iz standarda SIST EN 1998-1: 2005, zaradi zagotavljanja minimalne duktilnosti in preprečitve lokalnega uklona vzdolžnih armaturnih palic, je v kritičnih območjih potrebno postaviti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm na primerni medsebojni razdalji. Primeren razmak stremen naj ne presega:

$$s = \min \{ b_0/2; 175 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bL} \} \quad (80)$$

kjer je:

b_0 ... minimalna dimenzija betonskega jedra (merjena od srednje črte stremen)
(v mm) in

d_{bL} ... minimalni premer vzdolžnih armaturnih palic (v mm)

Stena PL1 v x smeri: od prit. do terase levega jedra (39,5 / 4,93 / 0,25 m),

$$b_0 = 20,2 \text{ cm}$$

$$s = \min \{ 202 \text{ mm}/2, 175 \text{ mm}, 8 \cdot 12 \text{ mm} \}$$

$$s = \min \{ 101 \text{ mm}, 175 \text{ mm}, 96 \text{ mm} \} = 80 \text{ mm} \quad (80)$$

IZBEREM: stremena $\varnothing 8 / 8 \text{ cm}$.

Stena PL7v y smeri: od prit. do terase levega jedra (39,5 / 4,40 / 0,35 m),

$$b_0 = 30,2 \text{ cm}$$

$$s = \min \{302 \text{ mm}/2, 175 \text{ mm}, 8 \cdot 12 \text{ mm}\}$$

$$s = \min \{151 \text{ mm}, 175 \text{ mm}, 96 \text{ mm}\} = 80 \text{ mm} \quad (80)$$

IZBEREM: stremena $\varnothing 8 / 8 \text{ cm}$.

Stena PD4 v y smeri: od prit. do terase desnega jedra (39,5 / 9,72 / 0,25 m),

$$b_o = 20,2 \text{ cm}$$

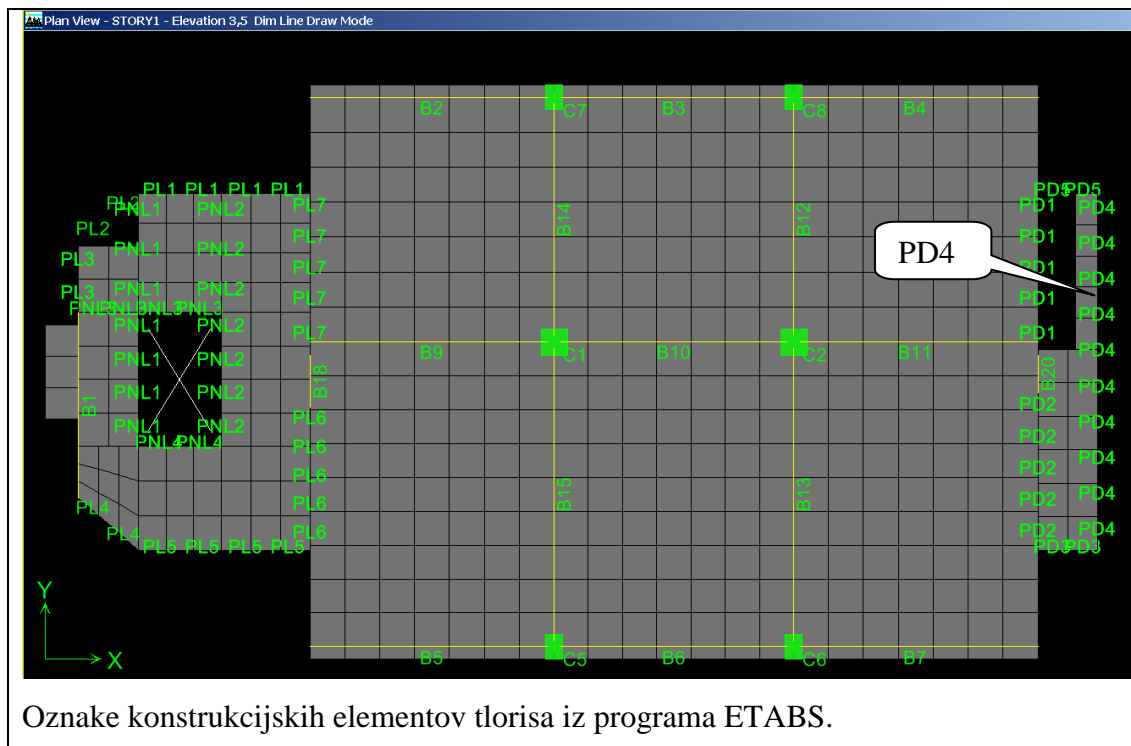
$$s = \min \{202 \text{ mm}/2, 175 \text{ mm}, 8 \cdot 12 \text{ mm}\}$$

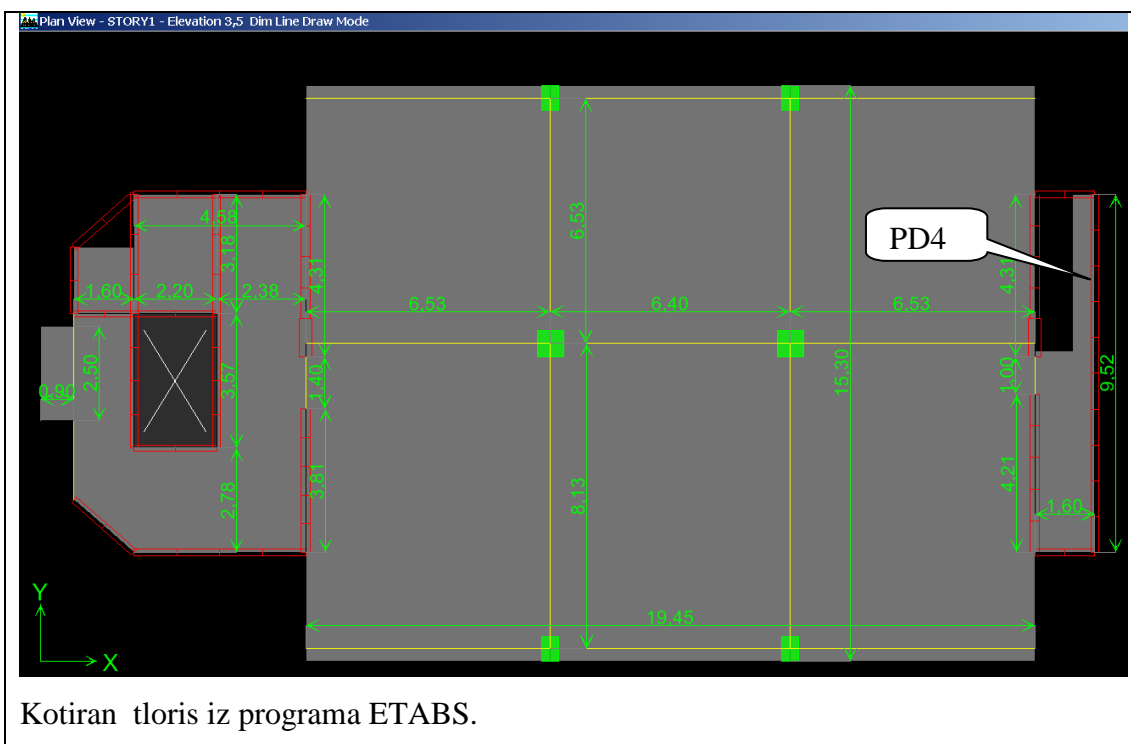
$$s = \min \{101 \text{ mm}, 175 \text{ mm}, 96 \text{ mm}\} = 80 \text{ mm} \quad (80)$$

IZBEREM: dvostrizno streme $\varnothing 8 / 8 \text{ cm}$.

5.4 AB stena desnega jedra, PD4, v y-smeri

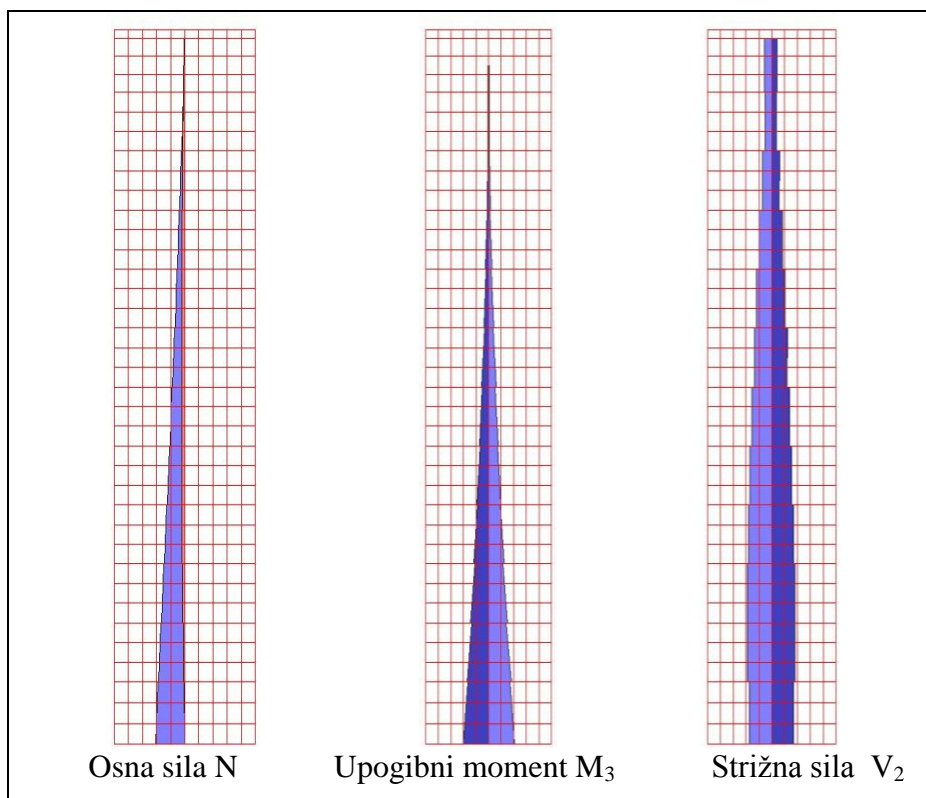
Obravnavana stena leži v smeri osi-y, je del desnega jedra. Višina stena je $h_w = 39,50 \text{ m}$, dolžina $l_w = 9,72 \text{ m}$, glej Sliko 53. Glede na razmerje med višino in dolžino stene jo uvrstimo med vitke stene ($h_w / l_w > 2$). Steno projektiramo in konstruiramo kot duktilno steno.

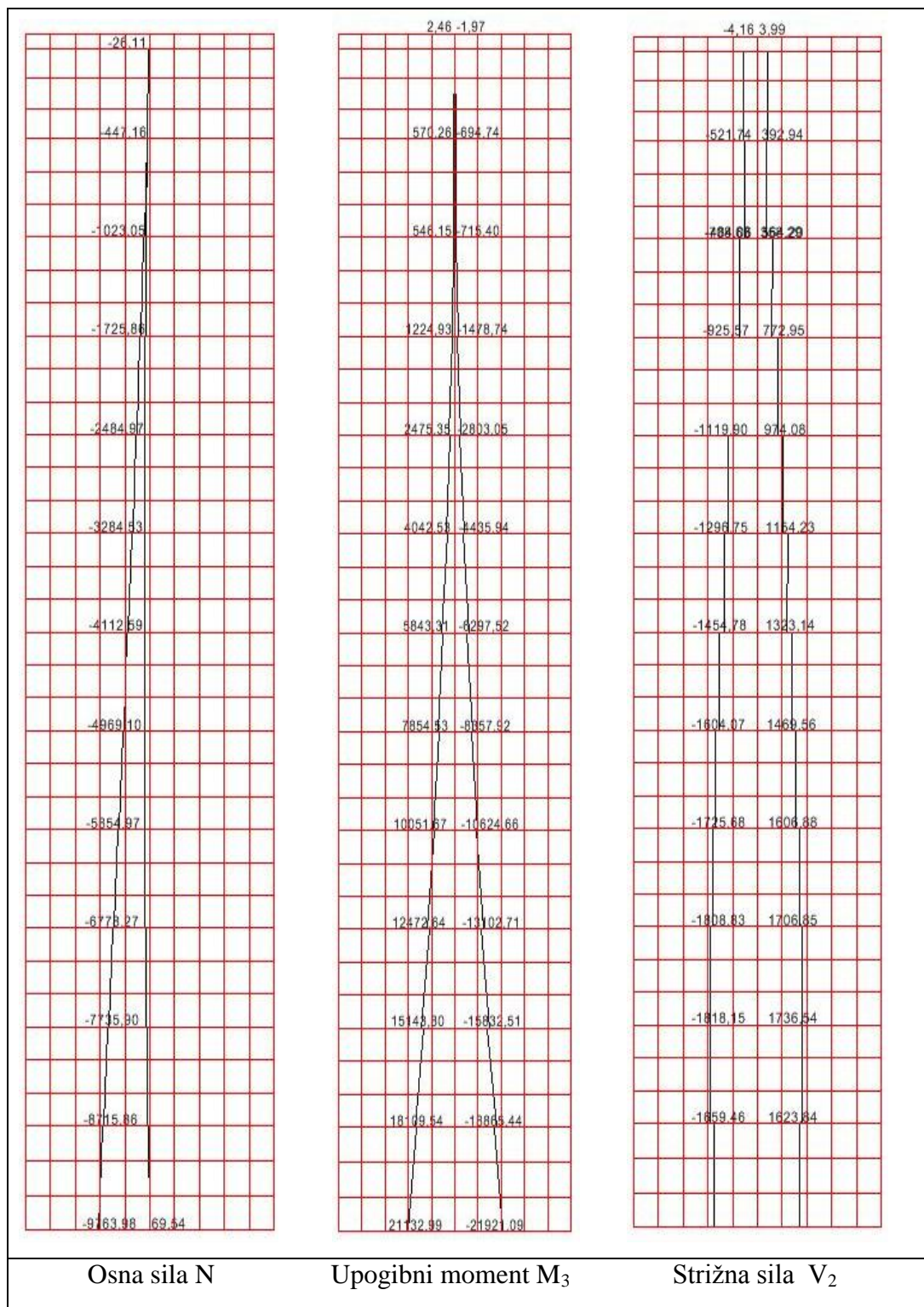




Slika 53: Lega stene PD4 desnega jedra v tlorisu iz programa ETABS

5.4.1 Obremenitve stene PL1





Slika 54: Ovojnica vrednosti notranjih sil za steno PD4 iz programa ETABS

Preglednica 27: Max. in Min. vrednosti in njihove pripadajoče notranje sile

Et	Sten	Obtežba	Lok	Pmax,mi	V2prip	M3prip		
8	PD4	K14 MAX	Zg	-945,34	969,41	2002,03	$A_{s1,2} = 0,00\text{cm}^2$	$\mu = \text{min } \%$
8	PD4	K13 MIN	Sp	-3284,53	-1118,00	-4434,75	$A_{s,tot} = 0,0\text{cm}^2$	$x = 77,37\text{ cm}$
				Pprip	V2prip	M3max,mi	MIN. ARM.	
8	PD4	K15 MAX	Sp	-1029,85	972,41	4042,53		
8	PD4	K14 MIN	Sp	-3232,16	-1118,01	-4435,94		

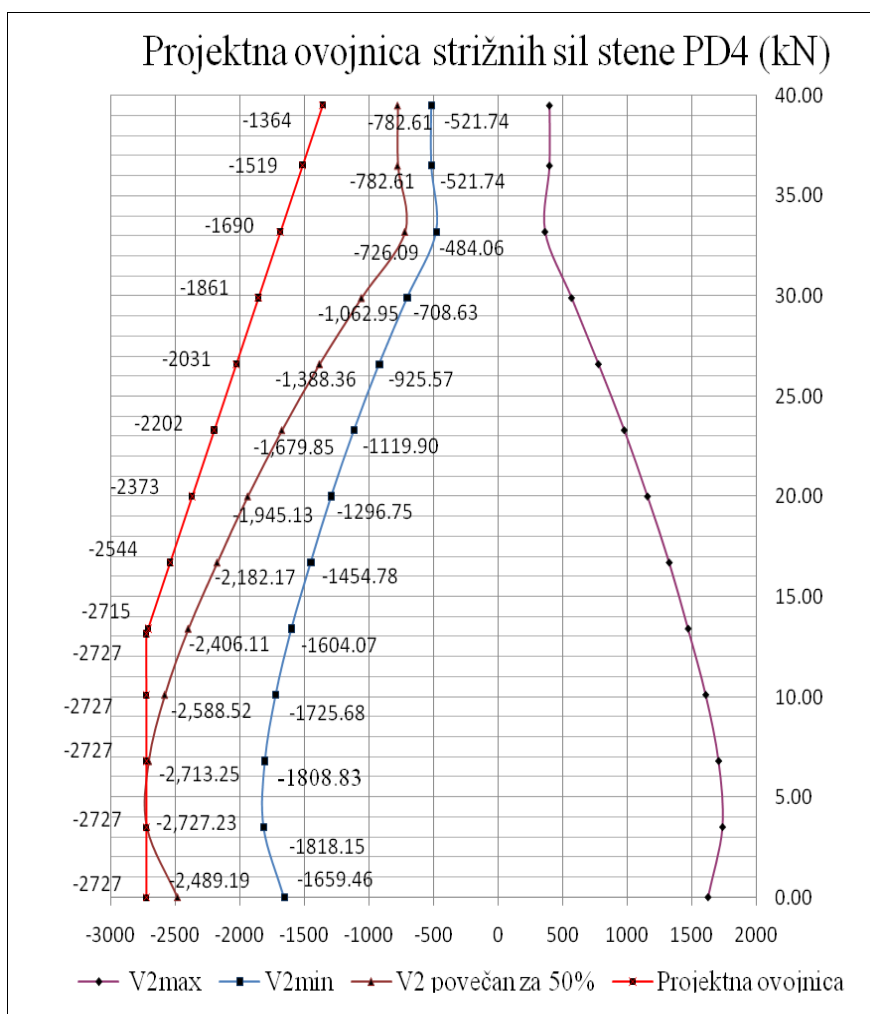
Eta	Sten	Obtežba	Lok	Pmax,mi	V2prip	M3prip		
5	PD4	K14 MAX	Zg	-989,00	1467,87	6979,12	$A_{s1,2} = 18,51\text{cm}^2$	$\mu = 0,19 \%$
5	PD4	K13 MIN	Sp	-5854,97	-1599,39	-10624,66	$A_{s,tot} = 37,02\text{ cm}^2$	$x = 96,51\text{ cm}$
				Pprip	V2prip	M3max,mi		
5	PD4	K15 MAX	Sp	-1003,61	1465,26	10051,67		
5	PD4	K13 MIN	Sp	-5854,97	-1599,39	-10624,66		

Eta	Sten	Obtežba	Lok	Pmax,mi	V2prip	M3prip		
3	PD4	K14 MAX	Sp	-702,95	1699,27	14988,56	$A_{s1,2} = 40,34\text{cm}^2$	$\mu = 0,42 \%$
3	PD4	K13 MIN	Sp	-7735,90	-1801,65	-15832,52	$A_{s,tot} = 80,69\text{cm}^2$	$x = 105,44\text{cm}$
				Pprip	V2prip	M3max,mi		
3	PD4	K15 MAX	Spod	-712,06	1700,24	15143,80		
3	PD4	K13 MIN	Spod	-7735,90	-1801,65	-15832,52		

Eta	Sten	Obtežba	Lok	Pmax,mi	V2prip	M3prip		
1	PD4	K14 MAX	Sp	69,54	1609,99	20937,13	$A_{s1,2} = 72,31\text{cm}^2$	$\mu = 0,74 \%$
1	PD4	K13 MIN	Sp	-9763,98	-1647,41	-21921,09	$A_{s,tot} = 144,61\text{cm}^2$	$x = 107,79\text{cm}$
				Pprip	V2prip	M3max,mi		
1	PD4	K15 MAX	Sp	56,78	1612,17	21133,00		
1	PD4	K13 MIN	Sp	-9763,98	-1647,41	-21921,09		

- **Projektna ovojnica za prečne sile in upogibne momente stene PD4**

Skladno z določili iz standarda EC8 moramo upoštevati možno povečanje prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju stene. To naredimo tako, da prečne sile določene z analizo, povečamo za 50 %, Preglednica 28. Projektna ovojnica prečnih sil za steno **PD4** je prikazana na Sliki 55.

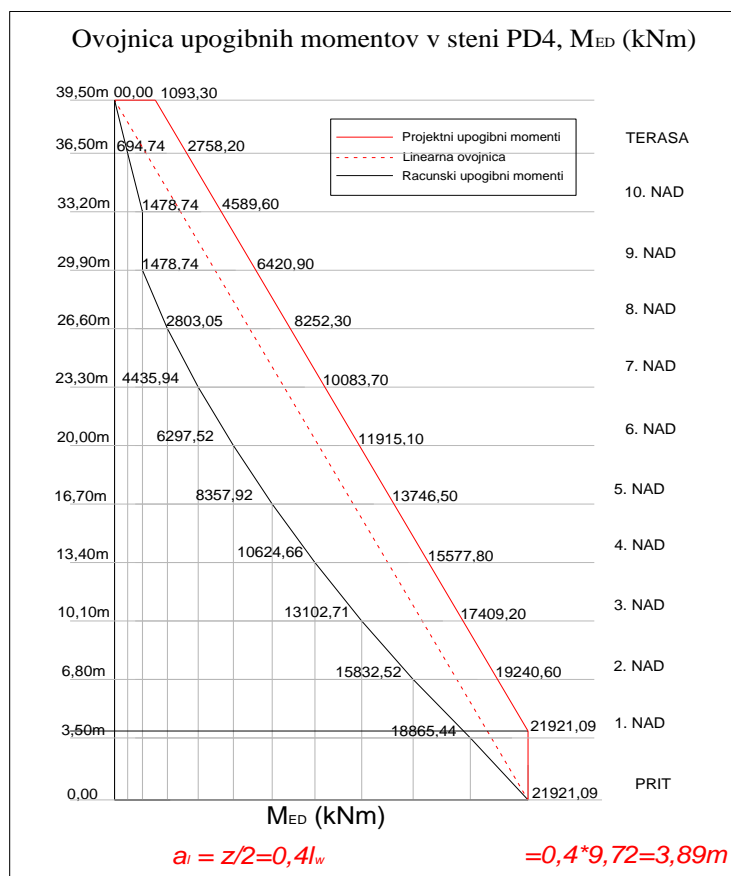


Slika 55: Projektna ovojnica prečnih sil za steno PD4

Preglednica 28: max. vrednosti strižne sile V_2 in pripadajočih notranjih sil

Etaža	Obtežba	P_{prip} (kN)	M_{3prip} (kNm)	$V_{2max,min}$ (kN)	V_2 povečan za 50%
1	K14 MIN	-8897,39	-17962,21	-1659,46	-2727,23
2	K14 MIN	-7914,45	-14815,79	-1818,15	-2727,23
3	K13 MIN	-6030,37	-9637,47	-1725,68	-2727,23
4	K14 MIN	-5223,33	-7467,76	-1604,07	-2727,23
5	K13 MIN	-4356,87	-5511,56	-1454,78	-2590,51
6	K13 MIN	-3519,62	-3764,21	-1296,75	-2415,24
7	K13 MIN	-2709,25	-2258,15	-1119,90	-2239,97
8	K13 MIN	-1935,82	-1062,85	-925,57	-2064,70
9	K13 MIN	-1185,19	-504,85	-708,63	-1889,43
10	K14 MIN	-1185,19	-504,85	-708,63	-1714,16
11	K16 MIN	-1018,49	-712,41	-484,06	-1538,88
12	K14 MIN	-437,30	-694,74	-521,74	-1363,61

S premaknitvijo diagrama upogibnih momentov iz analize stene PD4 upoštevamo nezanesljivost pri razporeditvi momenta vzdolž višine vitke stene, to je stene, ki ima razmerje med višino in dolžino večje od 2. Projektna ovojnica upogibnih momentov je prikazana na Sliki 56.



Slika 56: Projektna ovojnica upogibnih momentov za steno PD4

5.4.2 Preverjanje mejnih stanj stene PD4

- Normirana osna sila - v_d

Pri določitvi upogibne in strižne nosilnosti uporabimo osne sile iz analize za potresna projektna stanja. Pri tem normirana osna sila v steni ne sme preseči vrednosti 0,4. Ob vpetju stene je vrednost normirane osne sile v steni (glej enačbo 77), glede na člen (5.4.3.4.1(2)P), iz standarda SIST EN 1998-1:2005 naslednja:

Stena PD4: prit.– spodaj (9,72 / 0,2 m) (77)

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{9763,98}{19440 \cdot 1,67} = 0,30 < 0,4$$

$$N_{Ed} = -9763,98 \text{ kN}, \quad A_c = 19440 \text{ cm}^2$$

V primeru zgornje stene je zadoščeno pogoju za normirano osno silo, po celi višini objekta, ne zadošča širina kritičnega področja, zato povečamo b_w na 25cm, ravno tako tudi kvaliteto betona na C30/37

IZBEREM: za steno **PD4:** $b_w=25\text{cm}$, $A_c= 24300 \text{ cm}^2$; C30/37, $f_{cd} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{9763,98}{24300 \cdot 2} = 0,20 < 0,4 \quad (7)$$

- **Strižna nosilnost**

Strižno odpornost stene preverimo skladno z določili SIST EN 1992-1-1:2004.

Projektna prečna sila v steni na mestu vpetja je(Slika 66):

$$V_{Ed} = 2727,23 \text{ kN}$$

pripadajoča osna sila (Preglednica 30) pa:

$$N_{Ed}^{\text{prip}} = 8897,39 \text{ kN}$$

Za vrednost osne sile smo uporabili vrednost iz analize za potresno projektno stanje.

Projektno strižno odpornost prečnega prereza stene brez strižne armature izračunamo z izrazom (81):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[c_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_l \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \left[\min + k_l \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right\}, \quad (81)$$

pri čemer je: C25/30

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{887}} = 1,48 \leq 2,0 \quad (82)$$

$$\rho_l,^{rob. ele.} = \frac{A_{sl,dej}^{rob. ele.}}{b_w \cdot d} = \frac{70,69}{25 \cdot 887} = 0,00319 \leq 0,02 \quad (83)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{8897,39}{1000 \cdot 0,25 \cdot 9,72} = 3,66 \text{ N/mm}^2 < 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 20 = 4 \text{ MPa} \quad (84)$$

$k_l = 0,15$ (priporočena vrednost)

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$d = 8870 \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{2/3} \cdot f_{ck}^{0,5} \Rightarrow 0,035 \times 1,48^{2/3} \cdot 25^{0,5} \Rightarrow v_{min} = 0,23 \quad (85)$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[0,12 \cdot 1,48 \cdot \left(100 \cdot 0,00319 \cdot 30 \right)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,66 \right] \cdot 250 \cdot 8870 = 2053,54 \text{ kN} \\ \left[0,23 + 0,15 \cdot 3,66 \right] \cdot 250 \cdot 8870 = 1727,43 \text{ kN} \end{array} \right\} \quad (81)$$

in je:

$$V_{Rd,c} = 2053,54 \text{ kN}. \quad (81)$$

$$V_{Rd,c} = 2053,54 \text{ kN} < V_{Ed} = 2727,23 \text{ kN}$$

Projektna strižna odpornost stene brez strižne armature ($V_{Rd,c}$) ob vpetju je manjša od projektne vrednosti prečne sile $V_{Ed} = 2727,23 \text{ kN}$, ki jo povzroča zunanja obtežba. To pomeni, da moramo v prečnem prerezu stene zagotoviti zadostno količino strižne armature, da bo izpolnjen pogoj $V_{Rd} > V_{Ed}$, kjer je V_{Rd} projektna strižna odpornost stene s strižno armaturo. Če za strižno armaturo stene uporabimo kar vodoravno armaturo, je strižna odpornost prečnega prereza določena z izrazom (glej 89):

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \\ V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \end{array} \right\} \quad (86)$$

IZBEREM strižno (mrežno) armaturo: $2 \times \mathbf{Q 503}$ ($A_{s,dej} = 10,06 \text{ cm}^2$)
 (palice $\phi 8 \text{ mm} / 10 \text{ cm}$)

Pri tem so vrednosti parametrov, ki nastopajo v enačbi (87) naslednji:

$$A_{sw} = 2 \cdot 5,03 = 10,06 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (87)$$

$$s = 100 \text{ cm}$$

$$z = 0,81 \cdot l_w = 0,81 \cdot 972 = 787,32 \text{ cm} \quad (88)$$

$$f_{ywd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$v_l = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528 \quad (89)$$

$$f_{cd} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$$

Torej:

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{10,06}{100} \cdot 787,32 \cdot 43,48 \cdot 1 = 3443,81 \text{ kN} \\ \frac{1 \cdot 25 \cdot 787,32 \cdot 0,528 \cdot 2,00}{1+1} = 10392,62 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow 3443,81 \text{ kN} \quad (86)$$

$$V_{Rd} = 3443,81 \geq V_{Ed} = 2556,03 \text{ kN}.$$

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1: 2004 moramo zagotoviti vodoravno armaturo na obeh straneh stene, prerez te armature pa ne sme biti manjši od 0,2% površine prečnega prereza stene:

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot 100 \cdot 25 = 5,00 \text{ cm}^2 / m \quad (90)$$

IZBEREM: minimalna mrežna armatura 2xQ283 → ($A_{sh,dej} = 5,66 \text{ cm}^2$)

V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1: 2004 moramo v steno zaradi prečne sile dodati še dodatno vertikalno armaturo v stojino, ki jo določimo z izrazom (90). Pri tem uporabimo vrednost prečne sile iz analize $V_{Ed} = 1659,46 \text{ kN}$.

$$\Delta A_{sl} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{1659,46}{2 \cdot 43,48} = 19,08 \text{ cm}^2. \quad (91)$$

IZBEREM: dodatno vzdolžno armaturo 2 x 9 Ø 12 → ($\Delta A_{sl,dej} = 20,36 \text{ cm}^2$)

• **Primerjava horizontalne armature po JUS in EC predpisih za steno PD4**

Preglednica 29: Primerjava mrežne armature po etažah stene PD4

Etaže:	JUS	Razlika v %	EVROCODE		$\mu > 0,2\%$ arm.
	$A_{sh,dej}$ (MA 500)		$A_{sh,dej}$ (MA 500/560)	$A_{sw,rač}$	
1.	2 mreži R324	+156%	2 mreži Q503	7,97	0,4
2.	2 mreži R324	+156%	2 mreži Q503	7,97	0,4
3.	2 mreži R324	+156%	2 mreži Q503	7,97	0,4
4.	2 mreži R324	+156%	2 mreži Q503	7,97	0,4
5.	2 mreži R324	+44%	2 mrežo Q385	7,57	0,308
6.	2 mreži R324	+44%	2 mrežo Q385	7,06	0,308
7.	2 mreži R324	+44%	2 mrežo Q385	6,54	0,308
8.	2 mreži R324	+44%	2 mrežo Q385	6,03	0,308
9.	2 mreži R324	+44%	2 mrežo Q385	5,52	0,308
10.	2 mreži R324	+65%	2 mrežo Q283	5,01	0,226
11.	2 mreži R324	+65%	2 mrežo Q283	4,50	0,226
12.	2 mreži R324	+65%	2 mrežo Q283	3,98	0,226

V zgornji Preglednici 29 vidimo, da ni zadoščeno novim predpisom pri kontroli strižne odpornosti. Po novih EC predpisih ni zadoščeno količini mrežne armature kot tudi ne vrsti mreže, saj imamo po JUS predpisih v steni PD4 za 44 % do 156% manj mrežne armature kot po novih predpisih do vrhnje. etaže. Po novih predpisih so merodajne potresne obtežne kombinacije K13 do K16.

5.4.3 Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

• **Dolžina robnega elementa - l_c**

Dolžina objetega robnega elementa - l_c glede na člen 5.4.3.4.2 (10) iz standarda SIST EN 1998-1: 2005, nesme biti manjša od $0,15l_w$ ali $1,5b_w$.

$$l_{c,min}^{PD4} = 0,15 \cdot 972 = 145,80\text{cm} \quad (72)$$

$$l_{c,max}^{PD4} < (0,2l_w = 0,2 \cdot 972 = \mathbf{194,4cm}; \quad 2b_w = 50\text{cm}) \quad (\text{večjo}) \quad (73)$$

IZBEREM dolžino robnega stebra $l_c^{PD4} = 170\text{cm}$

- **Kritično območje nad vpetjem stene - h_{cr}**

Višino kritičnega območja h_{cr} nad vpetjem glede na člen 5.4.3.4.2 (1) iz standarda SIST EN 1998-1: 2005, se oceni na sledeči način.

$$h_{cr} = \max [9,72; 39,5/6] = 9,72 \text{ m} \quad (75)$$

$$h_{cr} \leq [2 \cdot 9,72; 2 \cdot 3,5] = (19,44; \mathbf{7,00 \text{ m}}) \quad (76)$$

IZBEREM: višino kritičnega območja (robni steber)

$$h_{cr}^{PD4} = \mathbf{10,10m}$$

Po teh kriterijih je pri nas višina kritičnega območja 10,10 m. Ker je klet relativno toga, sega pri nas kritično območje do vrha 3. etaže za steno PD4.

- **Širina kritičnega območja – $b_w = 25\text{cm}$**

$$b_w \geq \max [200\text{mm}; h_s/15]$$

Pritlična etaža: $b_w = h_s/15 = 350/15 = 23,33\text{cm} \approx \mathbf{25\text{cm}}$ (74)

Ker dolžina objetega dela (robnelementa) ni daljša od $0,2 l_w$, mora biti b_w večji od $h_s/15$ zato bomo izbrali 25 cm za debelino robnelementa.

IZBEREM: za steno PD4 debelino robnelementa

$$b_w^{PD4} = b_{w0} = \mathbf{25\text{cm}}$$

- **Določitev potrebne vzdolžne armature v robnem elementu**

Glede na člen 5.4.3.4.2 (10) iz standarda SIST EN 1998-1: 2005, v steni nad kritičnim območjem veljajo glede navpične, vodoravne in prečne armature samo primerna pravila iz SIST EN 1992-1-1:2004. Vendar pa je na tistih delih prereza, kjer je v potresnem projektnem stanju tlačna deformacija ϵ_c večja od 2‰, minimalni delež vzdolžne armature 0,005.

Minimalna količina navpičnih armaturnih palic za prevzem upogiba z osno silo v mejnem stanju v robnih elementih za steno PD4 obstoječega objekta:

$$A_{sv,min} \geq 0,005 \cdot b_w \cdot l_c = 0,005 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 170 \text{ cm} = \mathbf{21,25\text{cm}^2} \quad (A_{sv,min,tot} = 42,50\text{cm}^2) \quad (78)$$

IZBEREM: min. vertikalna armatura na krajnih območjih: $\mathbf{24 \text{ } \varnothing \text{ } 12 \text{ mm}}$, $A_{s,dej} = 27,14\text{cm}^2$

$$\mu = 27,14 / (25 \cdot 170) = 0,0064 > 0,005$$

- **Določitev stremenske armature v robnih elementih**

5.4.3.2.2(10)P V kritičnih območjih je potrebno postaviti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm na takšni medsebojni razdalji, da je zagotovljena minimalna duktilnost in preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic.

5.4.3.2.2(11) Upošteva se, da so minimalni pogoji iz (10)P tega podčlena izpolnjeni, če so izpolnjeni naslednji pogoji:

a) razmak stremen s (v milimetrih) ne presega:

$$s = \min \{ b_0/2; 175 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bL} \} \quad (92)$$

b_0 ... minimalna dimenzija betonskega jedra (merjena od srednje črte stremen)
(v mm) in

d_{bL} ... minimalni premer vzdolžnih armaturnih palic (v mm)

$$b_0 = 20,2 \text{ cm}$$

$$s = \min \{ 202 \text{ mm}/2, 175 \text{ mm}, 8 \cdot 12 \text{ mm} \}$$

$$s = \min \{ 101 \text{ mm}, 175 \text{ mm}, 96 \text{ mm} \} = 80 \text{ mm} \quad (92)$$

IZBEREM:

dvostrizno streme $\varnothing 8 / 8 \text{ cm}$

b) razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo

stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm ob upoštevanju EN 1992-1:2004,

9.5.3(6).

IZBEREM:

razdaljo med vzdolžnimi palicami

150 mm

- **Pogoj potrebne armature objetja v robnih stebrih**

Preverim za primer, ko potresni vpliv povzroča tlačno obremenitev (bolj kritično kot v primeru natezne obremenitve). V kritičnem območju stene PD4 moramo nad vpetjem (glej poglavje 4.5.4, člen 5.2.3.4(3)) zagotoviti, skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1: 2005, da je vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_{Φ} vsaj enaka:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot \left(q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{RD}} \right) - 1 \quad (93)$$

Upoštevali smo, da je osnovni nihajni čas konstrukcije $T_1 = 0,99 \text{ sek} \geq T_C = 0,6 \text{ sek}$. Pri tem smo v izrazu (93) osnovno vrednost faktorja q_0 skladno s SIST EN 1998-1: 2005 zmanjšali s produktom q_0 in maksimalne vrednosti razmerja upogibnih momentov M_{Ed}/M_{Rd} . Predpisano vrednost duktilnosti za ukrivljenost μ_{ϕ} zagotovimo z armaturo objekta v robnih elementih prereza stene.

Pri tem smo predpostavili, da je dolžina območja robnih elementov $l_c = 170 \text{ cm}$, prečni prerez vzdolžne armature robnega elementa znaša:

$$A_{s,dej}^{rob.el.} = 54,28 \text{ cm}^2 \quad (78)$$

v stojini stene pa:

$$A_{s,dej}^{stojina.} = 2 \cdot 5,03 \cdot \left(0,72 - 2 \cdot 1,70 \right) = 63,58 \text{ cm}^2. \quad (94)$$

Pri stenah pravokotnega prereza, kjer je vrednost normirane osne sile v_d večja od 0,15 mora mehanski volumski delež armature objekta ω_{wd} v robnih elementih ustrezati spodnjemu izrazu (95):

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot \left(\epsilon_d + \omega_v \right) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (95)$$

Mehanski delež navpične armature ω_v v stojini stene in je določen z izrazom :

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd,v}}{f_{cd}}. \quad (96)$$

Na Sliki 69 prikazujemo izbrano armaturo objekta v kritičnem območju stene. Pri tem upoštevamo naslednja določila iz SIST EN 1998-1-2004:

- v kritičnem območju stene ob vpetju mora znašati mehanski volumski delež armature objekta ω_{wd} vsaj **0,08**,
- stremena moramo postaviti na medsebojni razdalji, manjši od

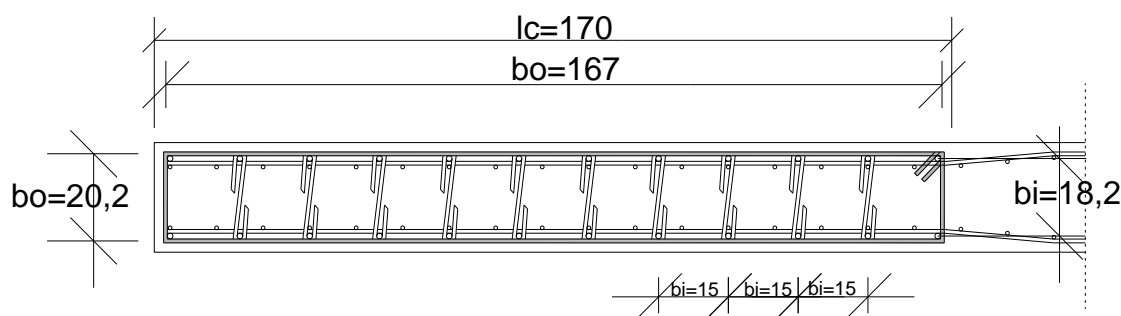
$$s = \min \{ b_o/2, 175, 8 \cdot d_{bl} \} = \min \{ 202/2, 175, 8 \cdot 14 \} = 101 \text{ mm} = 8 \text{ cm}, \quad (92)$$

Pri tem b_o izračunamo z izrazom (87):

$$b_o = b_w - 2 \cdot c_{\min} - 2 \cdot \phi_v + \phi_n \cdot \frac{e_{503}}{e_{503}} - 2 \cdot \phi_{\text{objetja}} / 2 \quad (97)$$

$$b_o = 250 - 2 \cdot 20 - 2 \cdot \phi / 2 = 202 \text{ mm}, \quad (97)$$

kjer smo za streme izbrali palico s premerom $\phi_{\text{objetja}} = 80 \text{ mm} = 8 \text{ cm}$



Slika 57: Objetje betonskega jedra stene PD4

Učinkovitost objetja z izbranimi stremenimi ima vrednost:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,713 \cdot 0,729 = 0,552 \quad (98)$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_o \cdot h_o} = 1 - \frac{2 \cdot 11 \cdot 15^2 + 2 \cdot 18,2^2}{6 \cdot 20,2 \cdot 167} = 0,723, \quad (99)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right) = \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 20,2}\right) \cdot \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 167}\right) = 0,763 \quad (100)$$

kjer je

α je faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra,

n skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena ali prečne vezi,

b_i pa je razdalja med sosednjima podprtima palicama (glej sliko 69).

b_o pa je širina objetega jedra, $b_o=20,2 \text{ cm}$

b_c je širina celega betonskega prereza, $b_c=25 \text{ cm}$

h_o pa je dolžina objetega jedra, $h_o=167 \text{ cm}$

Dodatno moramo v kritičnem območju ob vpetju stene PD4 zagotoviti, da je vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenje μ_ϕ vsaj enaka naslednjemu izrazu:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot \left(q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{RD}} \right) - 1 = 2 \cdot \left(3,6 \cdot \frac{21921}{58785} \right) - 1 = 1,685 \quad (93)$$

Normirana projektna osna sila:

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{9763,98}{24300 \cdot 2,00} = 0,20 < 0,4 \quad (77)$$

Mehanski delež navpične armature v stojini stene:

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd,v}}{f_{cd}} = \frac{2 \cdot 5,03 \cdot 43,48}{25 \cdot 100 \cdot 2,00} = 0,088 \quad (96)$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{34,78}{21000} = 0,0017, \quad (101)$$

Mehanski volumski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega prereza:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetja betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (102)$$

$$\omega_{wd} = \frac{0,167 + 12 \cdot 20,2 \cdot 0,503^2 \cdot 34,78}{10 \cdot 167 \cdot 20,2 \cdot 2,00} = 0,238 > 0,8 \quad (102)$$

Neenačba za potreben mehanski volumski delež potrebne armature objetja:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot \nu_d + \omega_v \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (95)$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0,52 \cdot 0,1903 = 0,157 \geq 30 \cdot 1,685 \cdot 0,2 + 0,088 \cdot \frac{43,48}{20000} \cdot \frac{25}{20,2} - 0,035$$

$$0,036 > -0,0044$$

Neenačbi je zadoščeno, delež armature objetja je ustrezen.!

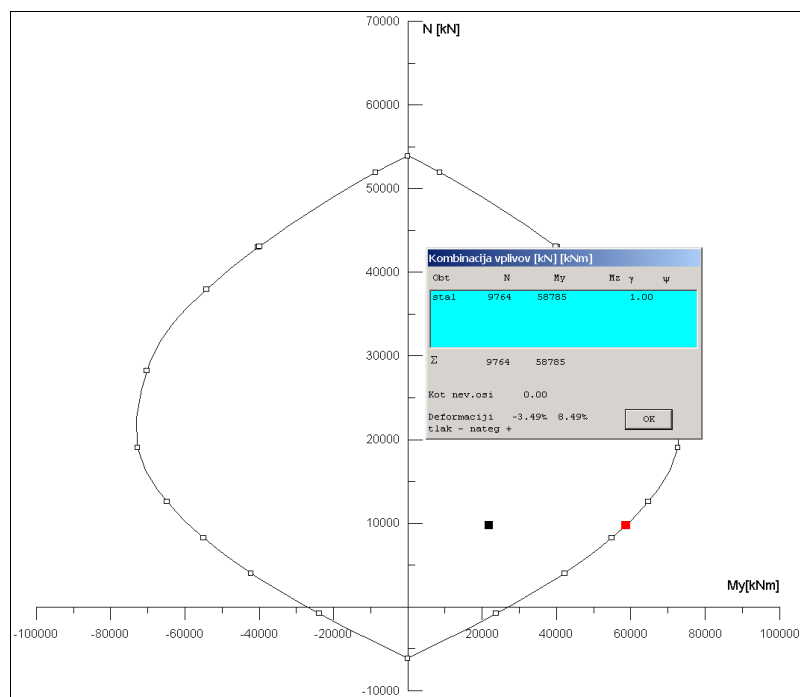
- **Projektna upogibna nosilnost**

Preveritev upogibne nosilnosti za primer, ko potresni vpliv v steni povzroča tlačno osno

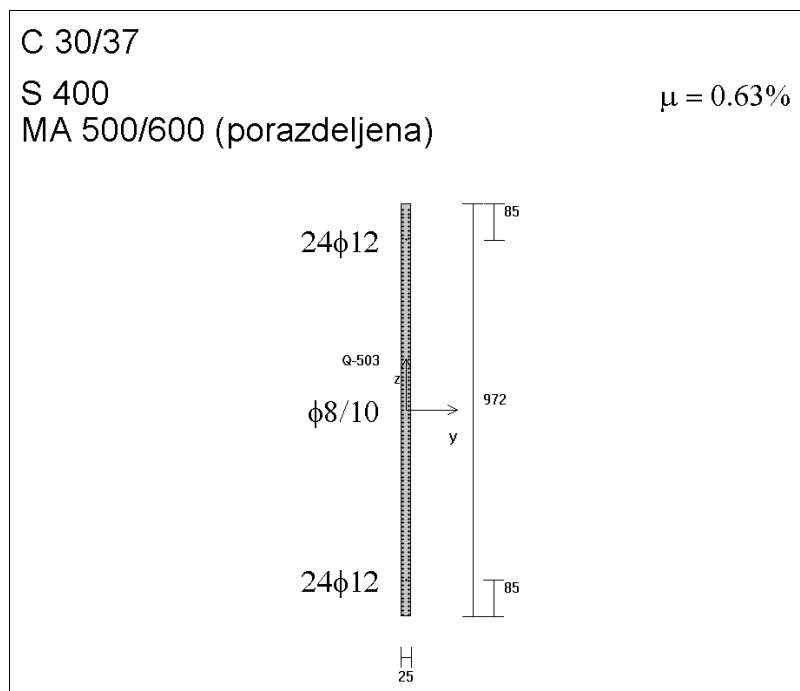
silu: $M_{Ed,max} = 21921,09 \text{ kNm}; N_{Ed,prp} = 9763,98 \text{ kN}$

$$M_{Ed} = 21921,09 \text{ kNm} < 58785 \text{ kNm} = M_{Rd}$$

Mejno nosilnost prečnega prereza stene v kritičnem območju prikažemo s pomočjo interakcijskega diagrama mejne nosilnosti na Sliki 58, ki ga izračunamo s programom DIAS-p.



Slika 58: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene debeline 25 cm v kritičnem območju



Slika 59: Vertikalna armatura stene PD4 v kritičnem območju nad vpetjem stene

Projektna upogibna odpornost M_{Rd} pri projektni osni sili 9763,98 kN je 58785 kNm in je večja od projektne upogibne obremenitve $M_{Ed} = 21921,09$ kNm, torej količina vzdolžne armature zadostuje.

- **Pogoj minimalne vertikalne armature v steni**

Skupni prečni prerez vzdolžne armature stene PD4 je:

$$A_{svdej} = 2 \cdot 24 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} + 2 \cdot 9,72 \cdot 5,03 = 54,287 + 97,78 = 152,07 \text{ cm}^2 \quad (80)$$

kar predstavlja 0,63 % površine prečnega prereza stene in je večji od minimalne zahtevane vrednosti, ki je 0,30 % (SIST EN 1992-1-1: 2004). Preverimo še količino armature v robnem elementu glede na zahtevo iz enačbe (78):

$$A_{svdej}^{rob.el.} = 24 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} + 2 \cdot 1,70 \cdot 5,03 = 27,14 + 9,62 = 36,76 \text{ cm}^2 \geq 21,25 \text{ cm}^2 \quad (81)$$

Tako znaša delež v robnem elementu $\mu = 36,76 / (25 \cdot 1,70) = 0,0087$, kar je več od minimalne predpisane količine 0,005.

Pogoj glede minimalne vzdolžne armature v robnem elementu je izpolnjen!

Stremena za objetje $\varnothing 8/10$ cm postavimo na višino kritičnega območja $h_{cr} = 10,10$ m (glej točko 5.3.4). V vodoravni smeri postavimo stremena na celotni dolžini robnega elementa $l_c = 170$ cm (glej sliko 70). Skladno z zahtevami iz SIST EN 1998-1:2004 morajo biti stremena za objetje nameščena na celotnem območju, kjer lahko beton zaradi velikih tlačnih deformacij odpade. Lahko ocenimo dolžino objetega robnega elementa l_c v skladu s členom 5.4.3.4.2(2), kjer je x_u globina nevtralne osi v prečnem prerezu stene pri mejni ukrivljenosti po odlučanju betona, ε_{cu2} je mejna deformacija neobjetega betona in je 3,5 ‰, $\varepsilon_{cu2,c}$ pa je mejna deformacija objetega betona. Vrednosti za x_u in $\varepsilon_{cu2,c}$ izračunamo z izrazoma:

$$x_u = \zeta_d + \omega_v \cdot \frac{b_c \cdot h_c}{b_o} = 0,2 + 0,088 \cdot \frac{25 \cdot 972}{20,2} = 347 \text{ cm} \quad (103)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} = 0,0035 + 0,1 \cdot 0,1314 = 0,01664 \quad (104)$$

Pomen parametrov ν_d , ω_v , b_c , b_o , α in ω_{wd} je enak kot v enačbi (84), h_c je večja dimenzija prečnega prereza stene (v smeri večje upogibne togosti), t.j. $h_c = l_w = 972$ cm.

Vrednosti parametrov so:

$\alpha = 0,552$ (faktor učinkovitosti objetja),

$\omega_{wd} = 0,238$ (mehanski prostorninski delež armature objetja),

$\nu_d = 0,2$ (normirana osna sila),

$\omega_v = 0,088$ (mehanski delež vzdolžne armature v stojini),

$b_c = 25$ cm

$b_o = 202$ cm.

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) = 347 \cdot \left(1 - \frac{0,0035}{0,0071} \right) = 176 \text{ cm} \quad (105)$$

Ugotovimo, da stremena za objetje, ki smo jih postavili na dolžini 170 cm, zadostujejo za preprečitev morebitnega odpadanja betona, saj je ta pojav predviden na dolžini 176 cm.

• **Primerjava vertikalne armature med JUS in EC predpisoma za steno PD4**

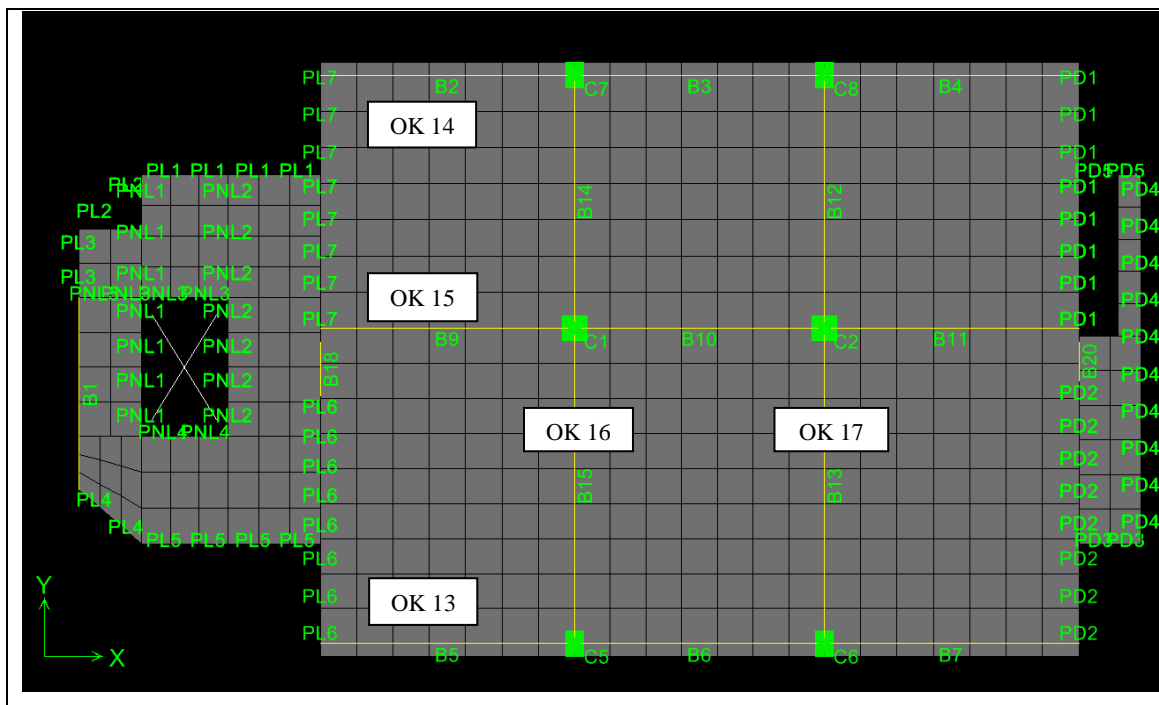
Preglednica 30: Primerjava rezultatov vertikalne armature za steno PD4

Etaže:	JUS - ČBR40, MB 300		EC - S400, MA500, C25/30			Razlika v %
	Arm.-dej. $A_{sv,dej}$ (cm ²)	μ % arm.	Arm.-rač. $A_{s^{tot}}$ (cm ²)	Arm.-rač. $A_{s^{tot}}$ (cm ²)	arm. $\mu > 0,5\%$	
1.	29,45	0,15	54,29	2x24 ϕ 12	0,00634	-46 %
2.	29,45	0,15	54,29	2x24 ϕ 12	0,00634	-46%
3.	29,45	0,15	54,29	2x24 ϕ 12	0,00634	-46%
4.	29,45	0,15	54,29	2x24 ϕ 12	0,00634	-46%
5.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,00852	-66%
6.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,00852	-66%
7.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,00852	-66%
8.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,0053	-66%
9.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,0053	-66%
10.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,0053	-66%
11.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,0053	-66%
12.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,0053	-66%

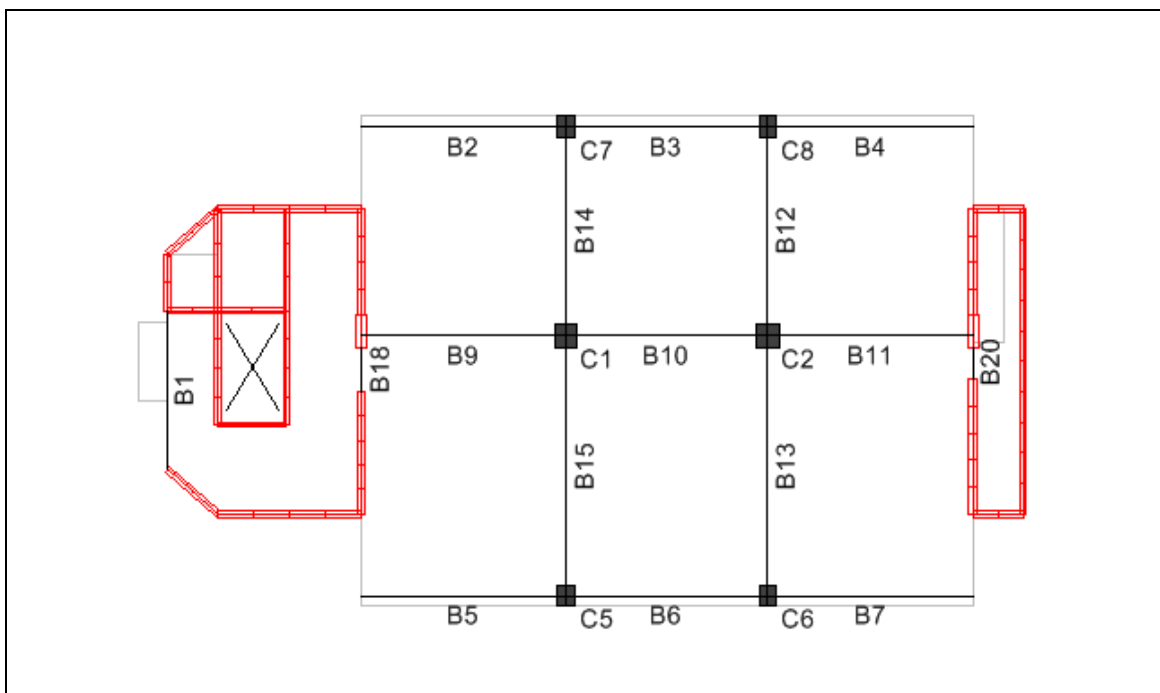
Iz teh rezultatov vidimo, da so novi EC predpisi za dimenzioniranje sten zelo zahtevni v primerjavi z JUS-om. V zgornji Preglednici 30 lahko vidimo, da je količina vertikalne vogalne armature vgrajene v steno PD4 po JUS predpisih manj za 46% do 66%. Novi predpisi EC-2 zahtevajo $\mu_{\min} = 0,005$.

5.5 Okviri

V obstoječi konstrukciji imamo poleg sten še sklop okvirov OK13, OK14, OK15, OK16 in OK17, ki povezujejo dva stenasta jedra v celoto. Okviri so sestavljeni iz notranjih stebrov (C1,C2) in zunanjih stebrov (C5,C6), (C7,C8) povezanih medseboj s nosilci (B), kateri so sestavni del medetažnih plošč. Pri projektiranju okvirov v mešanem konstrukcijskem sistemu ekvivalenten stenastemu ni smiselno in ni potrebno upogibne nosilnosti stebrov dimenzionirati po metodi načrtovanja nosilnosti, če so v konstrukciji dovolj toge in močne stene, ki preprečijo zdrs in mehanizem mehke etaže, po stebrih ene etaže. Stebri so podvrženi znatnim tlačnim osnim silam, katere zmanjšujejo njihovo duktilnost. Potrebno pa je določiti strižne sile z načrtovanjem nosilnosti.



Slika 60: Sestavni elementi tipične etaže iz programa ETABS



Slika 61: Sestavni elementi okvirnih konstrukcij tipične etaže iz programa ETABS

Na Sliki 60 in 61 si lahko ogledamo položaj glavnih konstrukcijskih elementov tipične etaže poslovnega objekta KIT. Osrednji del konstrukcije je okvirna konstrukcija sestavljena iz petih okvirov kateri povezujejo levo in desno stenasto jedro v celoto. V našem mešanem konstrukcijskem sistemu stene zagotavljajo primerno togost in duktilnost, okviri pa povečajo sposobnost sipanja energije ob nastopu večjih deformacij po plastifikaciji sten.

Glavni vir nejasnost izhaja iz zelo različnih togosti obeh elementov kot tudi zelo velike razlike med razmerjem nosilnosti okvira in stene. V začetnih fazah potresa, ko se konstrukcija obnaša elastično, je odločilna togost in zato obnašanje diktira stena.

Ker sem v diplomski nalogi posvetila pozornost ploščam in stenam pri okvirjih bi samo okvirno razložila potrebne kontrole računa, ker je konstrukcija v tem primeru stenam – ekvivalentna mešana konstrukcija, ima ta ugotovitev dve pomembni posledici.

- Upogibno nosilnost stebrov okvirov ni potrebno projektirati z metodo načrtovanja nosilnosti, kot bi bilo to potrebno pri okvirom – ekvivalentni mešani konstrukciji

- Faktor obnašanja je 3,6 in ne 3,0 kot bi ga morali upoštevati pri okvirni mešani konstrukciji,

Dejstvo, da so okviri v elastičnem področju skoraj neobremenjeni s potresnim vplivom in da se ta vpliv v neelastičnem območju bistveno poveča je smiselno upoštevati pri določanju strižne obremenitve stebrov:

Pri določanju ovojnic notranjih sil v gredah in stebrih (osne sile,, prečne sile in upogibne momente) je potrebno upoštevati tri obtežne kombinacije:

- Stalna in spremenljiva obtežba: $1,35G + 1,5 Q$
- Potresni vpliv pri smeri "PLUS": $1,00G + 0,3Q + E_{xy}$
- Potresni vpliv pri smeri "MINUS": $1,00G + 0,3Q - E_{xy}$

Pri računu upogibne armature

- Potrebno armaturo se določi z programom ETABS
- Potrebno je določiti sodelujočo širino pasnice b_{eff}
- Maksimalni momenti za obtežno kombinacijo $1,35G + 1,5Q$, potrebno armaturo A_s , armaturo polšče, prečni prerez vzdolžnih palic

$$A_{s, pasnice} = A_{s, pot} - A_{s, plošče}$$

Pri zagotovitvi lokalne duktilnosti v kritičnem področju upoštevamo

- Dolžina kritičnega območja grede ob vožlišču znaša
 $l_{cr} = h_w \rightarrow$ višina grede
- Vrednost faktorja duktilnosti mora biti enaka
 $\mu_\phi = 2q_0 - 1$ če je $T_1 \geq T_c$, ta zahteva je izpolnjena, če velja:

- Da je v tlačni coni vsaj polovico dejanske natezne armature

$$A_s' \geq A_s/2$$

- Delež armature v natezni coni mora biti na intervalu med ρ_{min} in ρ_{max}

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

Pri strižni armaturi upoštevamo sledeče:

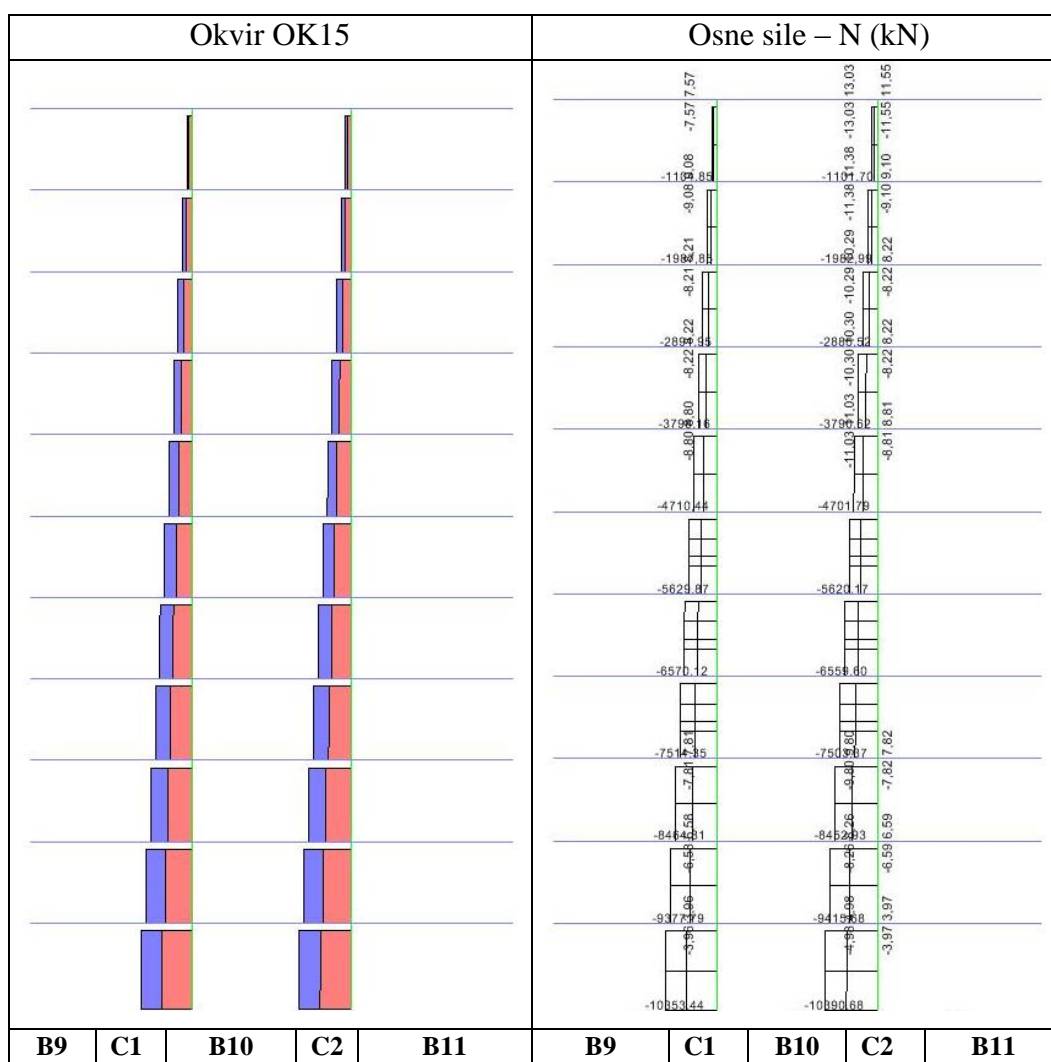
- Ovijnica prečnih sil glede na omenjene obtežne kombinacije
- Prečne sile določimo z načrtovnjem nosilnosti. Merodajna prečna sila za dimenzioniranje vožlišča pripada eni od obtežnih kombinacij s katero določimo strižno armaturo v kritičnem območju grede.
- Na isti način se dimenzionira tudi steber okvirne konstrukcije

5.6 Steber v okviru OK15

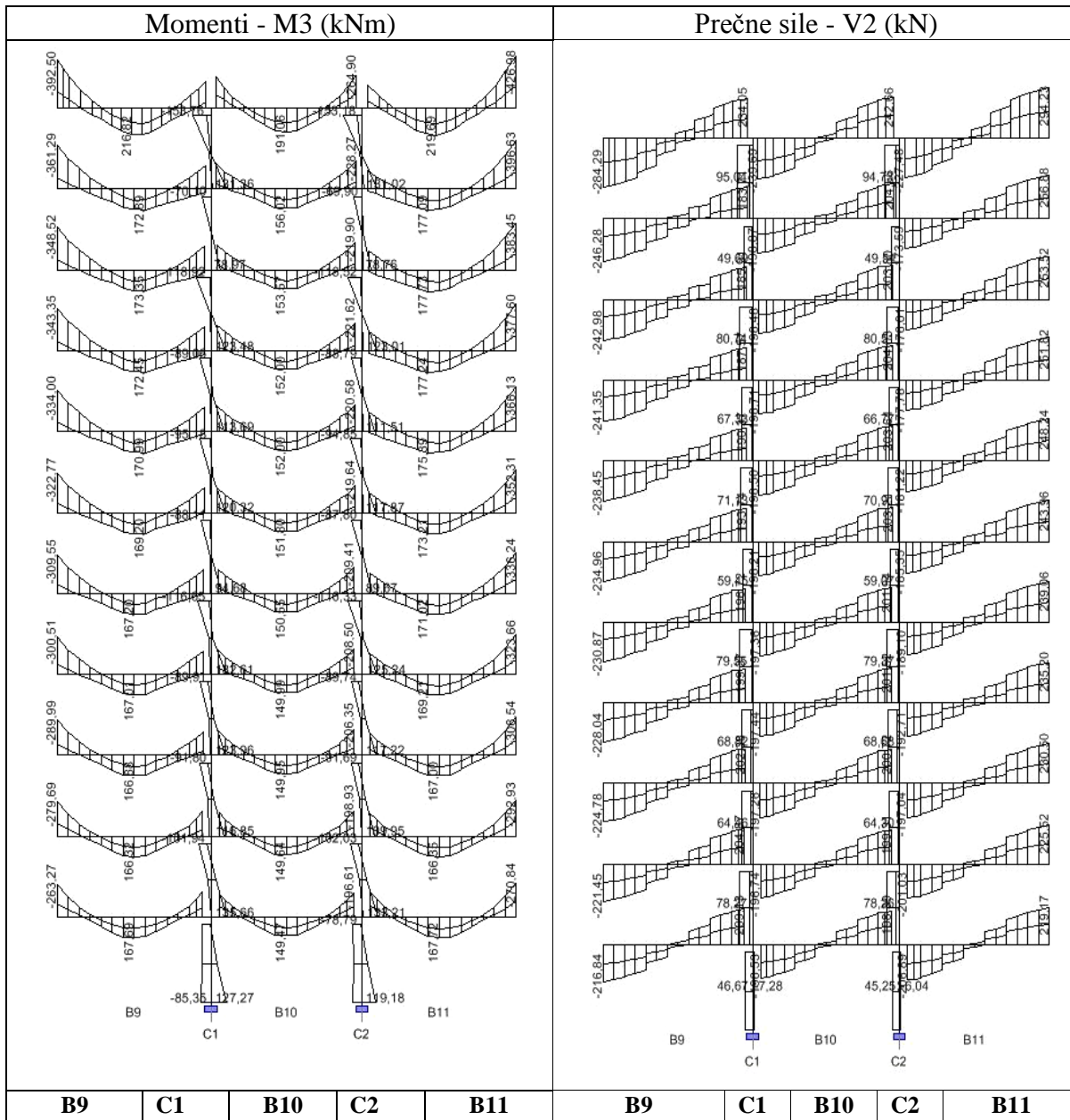
5.6.1 Notranjne statične količine za okvir OK15

Stebri C1, C2 in prečke B9, B10 in B11 so sestani deli okvirja OK15, ki se nahaja v notranjosti srednjega dela objekta kot spojni element med levim in desnim jedrom.

Kombinacija COMB1 je ovojnica maksimalnih notranjih sil, ki zajema obtežne primere od K1 do K16 kot je vidno na sponji Sliki 62 in 63.



Slika 62: Ovojnica osnih sil (N) za stebra C1, C2 okvira OK15



Slika 63. Ovojnice upogibnih momentov (M3) in prečnih sil (V2) za stebra C1, C2, prečke B9, B10 in B11 okvira OK15

5.6.2 Izvlečka max. in min. notranjih statičnih količin za steber C1

Preglednica 31: Izvleček notranjih sil za steber C1 okvira OK15						
Nad.	Steber	Obtežba	Lok.	Pmax,min	M2max,min	M3max,min
STORY11	C1	K16 MAX	3	-672,73	65,46	-48,49
STORY11	C1	K1	0	-1105,73	26,67	131,37
STORY11	C1	K3	0	-1040,56	79,41	118,45
STORY11	C1	K15 MIN	3	-691,75	-72,81	-109,85
STORY11	C1	K1	0	-1105,73	26,67	131,37
STORY11	C1	K1	3	-1085,23	-24,24	-153,76

Nad.	Steber	Obtežba	Lok.	Pmax,min	M2max,min	M3max,min
STORY10	C1	K16 MAX	3	-1202,79	27,13	-12,26
STORY10	C1	K1	0	-1986,53	16,94	76,36
STORY10	C1	K3	0	-1821,10	56,20	66,50
STORY10	C1	K3	3	-1800,60	-54,75	-56,91
STORY10	C1	K9	0	-1899,89	16,20	78,98
STORY10	C1	K9	3	-1879,39	-16,73	-70,10

Nad.	Steber	Obtežba	Lok.	Pmax,min	M2max,min	M3max,min
STORY9	C1	K16 MAX	3	-1738,55	52,75	-26,68
STORY9	C1	K1	0	-2888,50	21,01	120,68
STORY9	C1	K3	0	-2622,14	80,25	106,04
STORY9	C1	K3	3	-2591,51	-78,18	-102,95
STORY9	C1	K9	0	-2802,27	20,46	123,30
STORY9	C1	K9	3	-2771,64	-22,40	-118,92

Nad.	Steber	Obtežba	Lok.	Pmax,min	M2max,min	M3max,min
STORY8	C1	K16 MAX	3	-2282,62	38,64	-19,45
STORY8	C1	K1	0	-3792,31	15,48	109,00
STORY8	C1	K3	0	-3424,57	69,85	95,58
STORY8	C1	K3	3	-3393,94	-58,38	-75,97
STORY8	C1	K9	0	-3706,51	15,05	111,78
STORY8	C1	K9	3	-3675,88	-15,10	-89,06

Nad.	Steber	Obtežba	Lok.	Pmax,min	M2max,min	M3max,min
STORY7	C1	K16 MAX	3	-2828,60	39,69	-22,01
STORY7	C1	K1	0	-4701,86	11,39	115,22
STORY7	C1	K3	0	-4231,80	68,83	101,05
STORY7	C1	K3	3	-4201,17	-58,83	-81,49
STORY7	C1	K9	0	-4616,30	11,11	118,21
STORY7	C1	K9	3	-4585,67	-13,25	-95,18

Nad.	Steber	Obtežba	Lok.	Pmax,min	M2max,min	M3max,min
STORY6	C1	K16 MAX	3	-3377,00	35,19	-21,65
STORY6	C1	K1	0	-5618,35	3,20	87,08
STORY6	C1	K15 MAX	0	-3412,64	49,09	70,39
STORY6	C1	K3	3	-5014,14	-51,05	-75,38
STORY6	C1	K9	0	-5532,90	3,08	89,60
STORY6	C1	K9	3	-5502,27	-8,68	-88,11

Nad.	Steber	Obtežba	Lok.	Pmax,min	M2max,min	M3max,min
STORY5	C1	K16 MAX	3	-3928,56	41,61	-32,27
STORY5	C1	K1	0	-6554,38	-1,58	118,25
STORY5	C1	K15 MAX	0	-3975,33	66,55	98,55
STORY5	C1	K14 MIN	0	-4060,66	-67,04	34,41
STORY5	C1	K9	0	-6468,90	-1,60	122,00
STORY5	C1	K9	3	-6426,12	-7,05	-116,65

Nad.	Steber	Obtežba	Lok.	Pmax,min	M2max,min	M3max,min
STORY4	C1	K16 MAX	3	-4490,89	20,64	-31,69
STORY4	C1	K1	0	-7494,47	-6,32	112,99
STORY4	C1	K15 MAX	0	-4539,74	57,01	92,91
STORY4	C1	K13 MIN	0	-4795,25	-60,17	37,39
STORY4	C1	K9	0	-7408,88	-6,24	116,55
STORY4	C1	K9	3	-7366,11	-5,16	-89,92

Nad.	Steber	Obtežba	Lok.	Pmax,min	M2max,min	M3max,min
STORY3	C1	K16 MAX	3	-5055,92	15,82	-36,17
STORY3	C1	K1	0	-8441,09	-10,75	97,66
STORY3	C1	K15 MAX	0	-5106,82	53,58	85,59
STORY3	C1	K14 MIN	0	-5206,93	-59,58	25,67
STORY3	C1	K9	0	-8355,36	-10,57	101,57
STORY3	C1	K9	3	-8312,58	-1,99	-91,80

Nad.	Steber	Obtežba	Lok.	Pmax,min	M2max,min	M3max,min
STORY2	C1	K16 MAX	3	-5623,95	10,83	-42,17
STORY2	C1	K1	0	-9401,31	-22,42	129,44
STORY2	C1	K15 MAX	0	-5681,94	48,37	104,00
STORY2	C1	K13 MIN	0	-5992,30	-62,27	47,40
STORY2	C1	K9	0	-9315,41	-22,13	133,19
STORY2	C1	K5	3	-9287,11	1,22	-101,90

Nad.	Steber	Obtežba	Lok.	Pmax,min	M2max,min	M3max,min
STORY1	C1	K16 MAX	3,2	-6201,55	24,41	-22,27
STORY1	C1	K1	0	-10373,44	-13,36	38,85
STORY1	C1	K15 MAX	0	-6263,96	82,47	74,66
STORY1	C1	K13 MIN	0	-6598,99	-90,88	-28,34
STORY1	C1	K13 MAX	0	-6492,18	78,23	75,63
STORY1	C1	K5	3,2	-10256,05	0,28	-78,95

Izvelek maksimalne in minimalne prečne sile V_{Ed} za steber C1.						
Nad.	Steber	Obtežba	Lok.	Pprip	V2max	M2prip
STORY11	C1	K1	0	-1105,73	95,04	26,67
STORY11	C1	K1	1,5	-1095,48	95,04	1,22
STORY11	C1	K1	3	-1085,23	95,04	-24,24
				Pprip	V2min	M2prip
STORY1	C1	K16 MIN	0	-6347,57	4,83	-90,64
STORY1	C1	K16 MIN	1,6	-6327,97	4,83	-51,87
STORY1	C1	K16 MIN	3,2	-6308,37	4,83	-15,62

5.6.3 Dimenzioniranje vzdolžne armature stebra C1 z programom ETABS

Vzdolžna armatura (cm^2)								
52,17	4,05	24,32	30,62	4,05	31,58	21,52	4,05	55,20
6,10	28,78	4,05	4,05	25,75	4,05	4,05	28,33	9,28
46,80	4,05	19,86	24,68	4,05	26,62	15,55	4,05	50,45
4,05	23,61	4,05	4,05	21,18	4,05	4,05	23,55	4,29
45,16	4,05	19,84	23,84	4,05	25,38	15,66	4,05	49,04
4,05	23,63	4,05	4,05	20,85	4,05	4,05	23,57	4,05
44,26	4,05	20,52	24,13	4,05	25,59	16,34	4,05	48,26
4,05	23,63	4,05	4,05	20,73	4,05	4,05	23,61	4,05
42,75	4,05	20,80	24,04	4,05	25,47	16,87	4,05	46,89
4,05	23,62	4,05	4,05	20,72	4,05	4,05	23,59	4,05
40,97	4,05	21,05	23,94	4,05	25,37	17,42	4,05	44,81
4,05	23,60	4,05	4,05	20,69	4,05	4,05	23,57	4,05
38,91	4,05	20,56	22,86	4,05	24,05	17,69	4,05	42,24
4,05	23,46	4,05	4,05	20,39	4,05	4,05	23,45	4,05
37,55	4,05	20,88	22,95	4,05	23,97	19,02	4,05	40,31
4,05	23,44	4,05	4,05	20,37	4,05	4,05	23,44	4,05
35,84	4,05	22,12	22,88	4,05	23,74	20,64	4,05	38,08
4,05	23,43	4,05	4,05	20,35	4,05	4,05	23,42	4,05
30,04	4,05	19,80	22,28	4,05	23,00	21,78	4,05	35,86
4,05	18,63	4,05	4,05	20,23	4,05	4,05	23,29	4,05
31,94	4,05	24,37	22,27	4,05	22,69	23,82	4,05	32,77
4,05	23,44	4,05	4,05	20,19	4,05	4,05	23,43	4,05
B9	C1	B10	C2	B11				

Slika 64: Količina potrebne armature za stebera C1, C2 in prečke okvira OK15

5.6.4 Vzdolžna min. in max. armatura za stebre po EC2 predpisih

(1) Najmanjši prerez palic v stebri $\varnothing_{\min}=12\text{mm}$. *Nacionalni dodatek 9.5.2(1)*

(2) Celoten prerez vzdolžne armature ne sme biti manjši od $A_{s,\min}$.

$$A_{s,\min} = \frac{0,15N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ oziroma } 0,003A_c \quad (\text{kar je več}) \quad \text{Nacionalni dodatek 9.5.2(2)}$$

pri tem je:

N_{Ed} računsko tlačna osna sila

f_{yd} računsko meja elastičnosti armature

(3) Prerez vzdolžne armature ne sme prekoračiti $A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c$

V območju prekrivanja to mejo povečamo na $A_{s,\max} = 0,08 \cdot A_c$.

5.6.5 Račun minimalne armature stebra C1 po EC2-predpisih:

▪ Steber 45x45:

$$A_{s,\min} = \frac{0,15N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ oziroma } 0,003A_c \quad (\text{kar je več}) \quad (106)$$

$$A_{s,\min} = \frac{0,15 \cdot 1105,73 \text{ kN}}{34,78 \text{ kN/cm}^2} = 3,61 \text{ cm}^2 \text{ oz. } 0,003 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} = 6,08 \text{ cm}^2 \text{ (kar je več)}$$

Dejanska vzdolžna armatura v stebri $A_{s,\text{dej}} = 3,61 \text{ cm}^2$, kar je manj od minimalne potrebne armature $A_{s,\min} = 6,08 \text{ cm}^2$.

▪ Steber 55x55:

$$A_{s,\min} = \frac{0,15 \cdot 2888,50 \text{ kN}}{34,78 \text{ kN/cm}^2} = 12,46 \text{ cm}^2 \text{ oz. } 0,003 \cdot 55 \text{ cm} \cdot 55 \text{ cm} = 9,08 \text{ cm}^2 \quad (106)$$

Dejanska vzdolžna armatura v stebri $A_{s,\text{dej}} = 12,46 \text{ cm}^2$, kar je več od minimalne potrebne armature $A_{s,\min} = 9,08 \text{ cm}^2$.

▪ Steber 65x65:

$$A_{s,\min} = \frac{0,15 \cdot 6554,38 \text{ kN}}{34,78 \text{ kN/cm}^2} = 28,27 \text{ cm}^2 \text{ oz. } 0,003 \cdot 65 \text{ cm} \cdot 65 \text{ cm} = 12,68 \text{ cm}^2 \quad (106)$$

Dejanska vzdolžna armatura v stebru $A_{s,dej} = 28,27\text{cm}^2$, kar je več od minimalne potrebne armature $A_{s,min} = 12,68\text{cm}^2$.

▪ **Steber 70x70:**

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot 10373,77\text{ kN}}{34,78\text{ kN/cm}^2} = 44,74\text{cm}^2 \text{ oz. } 0,003 \cdot 70\text{cm} \cdot 70\text{cm} = 14,70\text{cm}^2 \quad (106)$$

Dejanska vzdolžna armatura v stebru $A_{s,dej} = 44,74\text{cm}^2$, kar je več od minimalne potrebne armature $A_{s,min} = 14,70\text{cm}^2$.

Preglednica 32: Račun maksimalne armature stebra C1 in C2 po EC2-predpisih:

EC predpisi	JUS predpisi
$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 45 \cdot 45 = 81\text{cm}^2$	$A_{s,max} = 0,06 \cdot A_c = 0,06 \cdot 45 \cdot 45 = 121,50\text{cm}^2$
$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 55 \cdot 55 = 121\text{cm}^2$	$A_{s,max} = 0,06 \cdot A_c = 0,06 \cdot 55 \cdot 55 = 181,50\text{cm}^2$
$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 65 \cdot 65 = 169\text{cm}^2$	$A_{s,max} = 0,06 \cdot A_c = 0,06 \cdot 65 \cdot 65 = 253,50\text{cm}^2$
$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 70 \cdot 70 = 196\text{cm}^2$	$A_{s,max} = 0,06 \cdot A_c = 0,06 \cdot 70 \cdot 70 = 294\text{cm}^2$

V Preglednici 32 vidimo, da je količina maksimalne armature po EC2-predpisih za stebre manjša od maksimalne količine po JUS predpisih, torej tudi tu vidimo kar precejšna odstopanja.

5.6.6 Strižna armatura stebra C1 po EC2 predpisih

Preglednica 33: Izvleček maksimalne in minimalne prečne sile V_{Ed} za steber C1.

Nad.	Steber	Obtežba	Lokacija	P_{prip}	V_{2max}	M_{2prip}	M_{3prip}
STORY11	C1	K1	0	-1105,73	95,04	26,67	131,37
STORY11	C1	K1	1,5	-1095,48	95,04	1,22	-11,20
STORY11	C1	K1	3	-1085,23	95,04	-24,24	-153,76
				P_{prip}	V_{2min}	M_{2prip}	M_{3prip}
STORY1	C1	K16 MIN	0	-6347,57	4,83	-90,64	-33,56
STORY1	C1	K16 MIN	1,6	-6327,97	4,83	-51,87	-41,49
STORY1	C1	K16 MIN	3,2	-6308,37	4,83	-15,62	-50,04

Največjo strižno silo $V_{Ed} = V_{2max} = 95,04 \text{ kN}$, Preglednica 33, imamo v 11.nad v stebri dimenzij 45x45 cm.

Prispevek betona k strižni nosilnosti za steber 45x45: EC2(6.2.a)

$$V_{Rd,c} = \left[k_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (81)$$

$$V_{Rd,c} = \left[1,2 \cdot 1,71 \cdot (100 \cdot 0,00338 \cdot 25 \text{ MPa})^{1/3} + 0,15 \cdot 5,46 \text{ MPa} \right] 450 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,c} = 19138398 \text{ N} = 191,38 \text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d [\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1,71; 1,633; 1,577; 1,555 (\leq 2,0) \quad (82)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6,08 \text{ cm}^2}{45,0 \text{ cm} \cdot 40,0 \text{ cm}} = 0,00338 (\leq 0,02) \quad (83)$$

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

$k_1 = 0,15$ - priporočena vrednost

$$\sigma_{cp} = \frac{1105,73 \text{ kN}}{45 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm}} = 0,546 \text{ kN/cm}^2 = 5,46 \text{ MPa} \quad (84)$$

Zadostuje minimalna strižna armatura: $\left(\sigma_{Ed} < V_{Rd,c} ; 95,04 \text{ kN} < 191,38 \text{ kN} \right)$

Za vse prereze stebrov velja, da zadostuje minimalna strižna armatura.

Minimalna strižna armatura stebrov:

Največja razdalja med stremeni je definirana z: Nacionalni dodatek 9.5.3(3)

- 12 kratnik najmanjšega premera vzdolžnih palic
- Manjša dimenzija stebra
- 30cm

$$s_{cl,tmax} = \min \left(2\phi_{\text{vzdolžne armature}} ; b ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$s_{cl,tmax} = \min \left(2 \cdot 1,2 \text{ cm} ; (45; 55; 65; 70 \text{ cm}) ; 30 \text{ cm} \right) = 14,4 \text{ cm} \approx 14 \text{ cm}$$

Največja razdalja med stremeni na stikih grede in stebra ter stebra in temelja 9.5.3(4)

$$s_{maxstiki} = 0,6 \cdot s_{cl,tmax} = 0,6 \cdot 14 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$$

Premer stremen mora biti večja vrednost izmed $\phi 6$ in $\frac{1}{4}$ premera vzdolžne armature

9.5.3(1)

$$\phi_{min} = \max \left\{ \phi ; \frac{1}{4} \phi_{vzd} \right\} = \max \left\{ \phi ; \frac{1}{4} \cdot \phi 12 \right\} = \phi 6$$

5.6.7 Primerjava vgrajenih stremen po JUS-u s stremeni po EC-ju v stebru C1

Po JUSU so vgrajena stremena	Po EVROCODE izberemo stremena
$\phi 8 / 25cm$ ($A_{sw} = 4,00 \text{ cm}^2$)	$\phi 8 / 14cm$ ($A_{sw} = 6,25 \text{ cm}^2$),
	$\phi 8 / 7cm$ ($A_{sw} = 12,50 \text{ cm}^2$)- ob stikih

Iz zgornjih številka za stremensko armaturo vidimo, da so novi predpisi zahtevnejši glede konstrukcijskega izvajanja stremenske armature.

5.6.8 Primerjalna tabela armature za steber C1

Preglednica 34: Primerjava količine armature med JUS in EC predpisi za steber C1

STEBER C1:								
1. ETAŽA	C 35/45	S400	6. ETAŽA	C 25/30	S400			
70x70	steber ima vgrajeno	(32 ø 32)	55x55	steber ima vgrajeno	(32 ø 22)			
Predpisi	Procent arm.	As (cm²)	Predpisi	Procent arm.	As (cm²)			
JUS	$\mu = 5,20\%$	257,36cm ²	JUS	$\mu = 4,02\%$	121,60cm ²			
EC-etabs	$\mu = 0,91\%$	44,74 cm ²	EC-etabs	$\mu = 1,68\%$	50,84 cm ²			
2. ETAŽA	C 35/45	S400	7. ETAŽA	C 25/30	S400			
70x70	steber ima vgrajeno	(28 ø 28)	55x55	steber ima vgrajeno	(32 ø 22)			
Predpisi	Procent arm.	As (cm²)	Predpisi	Procent arm.	As (cm²)			
JUS	$\mu = 3,52\%$	172,48cm ²	JUS	$\mu = 2,01\%$	60,82cm ²			
EC-etabs	$\mu = 0,83\%$	40,54 cm ²	EC-etabs	$\mu = 0,67\%$	20,28 cm ²			
3. ETAŽA	C 35/45	S400	8. ETAŽA	C 25/30	S400			
65x65	steber ima vgrajeno	(28 ø 28)	55x55	steber ima vgrajeno	(22 ø 22)			
Predpisi	Procent arm.	As (cm²)	Predpisi	Procent arm.	As (cm²)			
JUS	$\mu = 4,08\%$	172,48cm ²	JUS	$\mu = 1,38\%$	41,81 cm ²			
EC-etabs	$\mu = 0,86\%$	36,40 cm ²	EC-etabs	$\mu = 0,54\%$	16,35 cm ²			
4. ETAŽA	C 35/45	S400	9. ETAŽA	C 25/30	S400			
65x65	steber ima vgrajeno	(28 ø 28)	55x55	steber ima vgrajeno	(22 ø 22)			
Predpisi	Procent arm.	As (cm²)	Predpisi	Procent arm.	As (cm²)			
JUS	$\mu = 4,08\%$	172,48cm ²	JUS	$\mu = 1,38\%$	41,81 cm ²			
EC-etabs	$\mu = 0,67\%$	32,32 cm ²	EC-etabs	$\mu = 0,41\%$	12,46 cm ²			
5. ETAŽA	C 35/45	S400	10. in 11. ET.	C 25/30	S400			
65x65	steber ima vgrajeno	(32 ø 22)	45x45	steber ima vgrajeno	(22 ø 22)			
Predpisi	Procent arm.	As (cm²)	Predpisi	Procent arm.	As (cm²)			
JUS	$\mu = 2,88\%$	121,60cm ²	JUS	$\mu = 2,07\%$	41,81cm ²			
EC-etabs	$\mu = 0,77\%$	28,27cm ²	EC-etabs	$\mu = 1,04\%$	21,06cm ²			

Potrebna količina armature v Preglednici 34, za steber C1 dobljena s programa ETABS, je v mejah minimalne in maksimalne potrebne armature. Ker se v določenih etažah spreminja dimenzija kot marka betona se spreminja količina potrebne armature po novih EC 2 predpisih in jo je manj kot količino vgrajene armature po starih JUS predpisih. Po JUS predpisih je bil minimalni procent armiranja $\mu_{\min} = 0,6\%$, maksimalni pa $\mu_{\max} = 6\%$. Za račun armature je bila uporabljena metoda "trakaste dvojnositimertične armature" po Dvorniku. Po JUS predpisih je količina minimalne armature, $\mu_{\min} = 0,6\%$, kar je za 100% več kot po EUROCODU, kjer je $\mu_{\min} = 0,3\%$. Maksimalna količina armature po

JUS-u je bila $\mu_{\max} = 6\%$, po EUROCODU je $\mu_{\max} = 4\%$, razen na preklonih, kjer jo lahko povečamo do 8%.

5.7 Nosilci okvira OK 15

5.7.1 Dimenzioniranje nosilcev

Nosilci okvirnih konstrukcij OK13, OK14, OK15 so v smeri x-osi in grede okvirnih konstrukcij OK 16 in OK17 so v smeri y-osi, njihova višina je debelina plošče - $h_{pl} = 30$ cm. Širina grede se spreminja, zavisi ali se nahaja ob zunanjih stebrih ali notranjih, kar nam da različne sodelujoče širine, kot je razvidno iz spodaj navedenih EC8 predpisov, ki se razlikujejo od JUS predpisov.

Povzetek iz potresnih predpisov EC 8 za grede:

EN 1998-1: 2005

Greda je pravokotnega prereza, širine b_{eff} in višine h_f .

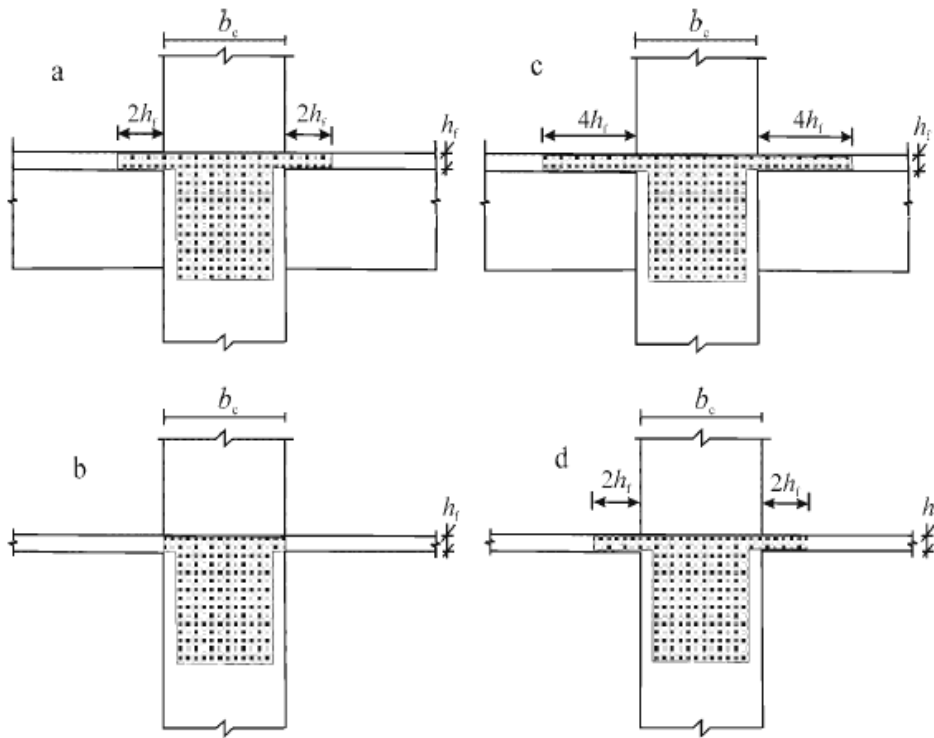
5.4.3 Primerja mejnih stanj in konstruiranje

5.4.3.1 Grede

5.4.3.1.1 Upogibna in srtišna nosilnost

- (1) *Upogibno in strižno nosilnost se določi v skladu z EN 1992-2-1:2004*
- (2) *Zgornjo armaturo v krajnih primerih potresnih gred T in L-prereza se v glavnem razporedi v območju širine stojine. Samo del te armature se lahko postavi zunaj širine stojine, vendar pa znotraj širine pasnice b_{eff} .*
- (3) *Sodelujočo širino pasnice b_{eff} se lahko predpostavi takole:*
 - a.) *za primere potresne grede ob zunanjih stebrih se upošteva, da je sodelujoča širina enaka širini stebra b_c , če v prečni smeri ni grede (slika 65b). Če pa je v prečni smeri greda, se lahko sodelujoča širina na vsaki strani poveča za $2h_f$ (slika 65a).*
 - b.) *za primere potresnih gred za notranje stebre se lahko zgoraj navedene sodelujoče širine poveča za $2h_f$ na vsaki strani grede (slika 65c in d).*

5.5.1.2.1 (1)P Širina primarnih potresnih gred ne sme biti manjša od 200 mm.

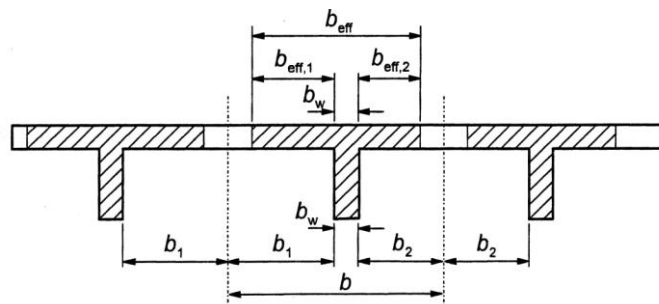


Slika 65: Sodelujoča širina b_{eff} pasnice grede, kiso vpete v steber

5.7.2 Učinkovita širina $\gg b_{eff} \ll$

EN 1998-1: 2004 (5.3.2)

Učinkovita širina pasu nosilca T oblike na kateri lahko predpostavimo konstantne pogoje napetosti je odvisna od dimenzij stojine, pasu, razpetine in od pogojev podpiranja.



Slika 66: Sodelujoča širina

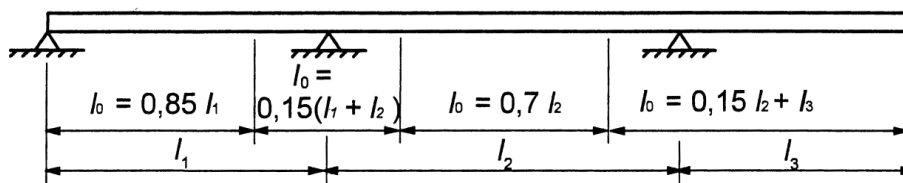
Učinkovita širina pasu b_{eff} je določena z izrazi, Slika 66:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \dots \dots \dots (5.7)$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \dots\dots\dots(5.7a)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \dots\dots\dots(5.7b)$$

Učinkovita širina pasu mora temeljiti na medsebojni razdalji ničelnih momentnih točk l_0 , ki jih dobimo iz Slike 67:



Slika 67: Medsebojna razdalja momentnih ničelnih točk

V primeru za notranji okvir OK15 v x-smeri je učinkovita širina nosilca določena z naslednjimi izrazi:

$$l_0 = 0,15 l_1 + l_2 = 0,15 \cdot 640 + 640 \text{ cm} = 192 \text{ cm}$$

$$b_{eff,1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad b_{eff,1} = 0,2 \cdot 406,25 \text{ cm} + 0,1 \cdot 192 \text{ cm} = 100 \text{ cm}$$

$$b_{eff,2} = 0,2 \cdot 326,25 \text{ cm} + 0,1 \cdot 192 \text{ cm} = 84,45 \text{ cm}$$

($b_{eff,1}$ in $b_{eff,2}$ ne zadostuje pogoju $\leq 0,2l_0 = 0,2 \cdot 192 = 38,4 \text{ cm}$)

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 38,4 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 38,4 \text{ cm} + 45 \text{ cm} + 38,4 \text{ cm} = 122 \text{ cm}$$

(b_{eff} zadostuje pogoju $\leq b_1 = 406,25 \text{ cm}, b_2 = 326,25 \text{ cm}$)

V primeru za zunanji okvir OK13 in OK14 je učinkovita širina nosilca določena z naslednjimi izrazi:

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 406,25 \text{ cm} + 0,1 \cdot 192 \text{ cm} = 100 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 38,4 \text{ cm} + 45 \text{ cm} + 38,4 \text{ cm} = 122 \text{ cm}$$

Zgornji rezultati dobljeni za nosilec srednjega okvirja OK15 v x-smeri po nekoliko zahtevnejših novih predpisih EC so nam dali učinkovito širino nosilca $b_{eff}^{ok15} = 122 \text{ cm}$, kar je nekoliko več kot v obstoječem objektu, kjer je ta širina $b_w^{ok15} = 100 \text{ cm}$.

V primeru za notranji okvir OK 16 in OK17 v y-smeri je naslednja učinkovita širina:

$$l_0 = 0,15l_1 = 0,15 \cdot (812,5 + 652,5) \text{ cm} = 219,75 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot 406,25 \text{ cm} + 0,1 \cdot 220 \text{ cm} = 81,47 \text{ cm}$$

($b_{\text{eff},1}$ ne zadostuje pogoju $\leq 0,2l_0 = 0,2 \cdot 220 = 44 \text{ cm}$)

$$b_{\text{eff},1} = 44 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff}} = 44 \text{ cm} + 45 \text{ cm} + 44 \text{ cm} = 133 \text{ cm} \quad (\text{zadostuje pogoju } \leq b_1 = 406,25 \text{ cm})$$

V obstoječem objektu za okvir OK16 v y-smeri je širina nosilca $b_w = 100 \text{ cm}$ nekoliko manjša kot po novih EC predpisih, kateri zahtevajo učinkovito širino $b_{\text{eff}} = 133 \text{ cm}$.

5.7.3 Zagotovitev lokalne duktilnosti nosilca ^{B9-10-11} okvira OK15

Najbolj so obremenjeni nosilci, ki se naslanjajo na stene v višjih etažah, glej Sliko 68.

Izvleček iz dimenzioniranja okvirja OK 15 s programom ETABS, Slika 68.

52.17	4.05	24.32	30.62	4.05	31.58	21.52	4.05	55.20
6.10	28.78	4.05	4.05	25.75	4.05	4.05	28.33	9.28
			17.22			16.83		
46.80	4.05	19.86	24.68	4.05	26.62	15.55	4.05	50.45
4.05	23.61	4.05	4.05	21.18	4.05	4.05	23.55	4.29
			8.57			8.55		
-	-	-	-	-	-	-	-	-
- nosilec	- C1	- nosilec	- C2	- nosilec	- C2	- nosilec	- C2	- nosilec

Slika 68: Armatura nosilcev iz programa ETABS

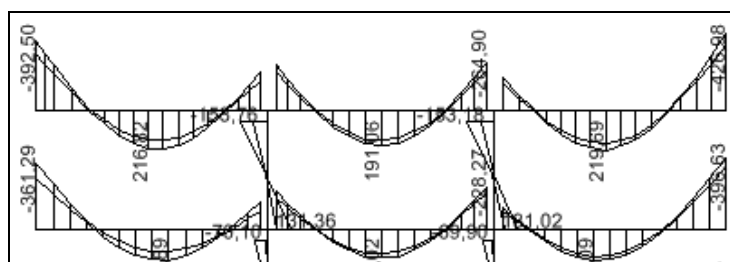
Upogibna nosilnost AB nosilca B^{9,10,11} na upogib ter konstruiranje nosilca za zagotovitev lokalne duktilnosti okvira OK15 v skladu z določili iz SIST EN 1992-1-1: 2004 prevez vzdolžne natezne armature v nosilcu ne sme biti manjši kot $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,26}{40} \cdot 100 \cdot 25 = 4,23 \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 25 = 3,25 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{s,min} = 4,23 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (47)(48)$$

• **Krajišče nosilca B11 v stiku z steno desnega jedra**

Največja upogibna obremenitev nosilca v stiku z steno desnega jedra povzročajo kombinacije vplivov za potresna projektna stanja. (glej sliki 68 in 69). Pri tem potrebujemo naslednjo količino vzdolžne armature :

$$\left. \begin{array}{l} M_{d,\min}^{s.d.j} = -426,98 \text{ kNm} \\ M_{d,\max}^{s.d.j} = +0 \text{ kNm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} A_s^{zg} = 55,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{IZBEREMO: } A_{s,\text{dej}}^{zg} = 55,98 \text{ cm}^2, \\ A_s^{sp} = 9,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{IZBEREMO: } A_{s,\text{dej}}^{sp} = 33,08 \text{ cm}^2. \end{array}$$



Slika 69: Diagram momentov gred - M₃

V skladu z določili SIST EN 1998-1: 2004 območje grede na razdalji $l_{cr}=h = 30\text{cm}$ od vozlišča grede s stebrom obravnavamo kot kritično območje, saj se le-to lahko pri potresnem projektnem stanju plastificira.

Za lokalno duktilnost v kritičnih območjih moramo izpolniti naslednja pogoja, da zadostimo tem zahtevam:

- ker celotno upogibno obremenitev prereza prevzamemo z enojno armaturo, mora biti v tlačni coni prečnega prereza položena vzdolžna armatura s prečnim prerezom vsaj polovice prereza dejanske natezne armature:

$$A_{s,\text{dej}}^{sp} \geq \frac{A_{s,\text{dej}}^{zg}}{2} \Rightarrow \text{cm}^2 \geq \frac{55,98}{2} = 33,08 \text{ cm}^2, \quad (107)$$

- delež vzdolžne armature ρ v natezni coni ne sme biti manjši od minimalne vrednosti ρ_{\min} in ne sme presegati vrednosti ρ_{\max} .

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \Rightarrow 0,325\% \leq 2,15\% \leq 2,07\%, \quad (108)$$

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \frac{0,26}{40} = 0,325\%, \quad (109)$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yk}} = 1,27\% + \frac{0,0018 \cdot 1,67}{6,2 \cdot 0,00174 \cdot 34,78} = 2,07\%, \quad (110)$$

$$\rho' = \frac{A_{s,dej}^{sp}}{b \cdot d} = \frac{33,08}{100 \cdot 26} = 1,27\% \quad (111)$$

$$\rho = \frac{A_{s,dej}^{\varphi}}{b \cdot d} = \frac{55,98}{100 \cdot 26} = 2,15\%, \quad (112)$$

$$\mu_{\varphi} = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,6 - 1 = 6,2 \Rightarrow T_1 \geq T_c, \quad (113)$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{40}{1,15 \cdot 20000} = 0,00174 \quad (114)$$

Na podlagi izračunov v enačbah (107)-(108) lahko zaključimo, da izbrana armatura ustreza pogoju o potrebni minimalni armaturi ter, da ni izpolnjena ena od zahtev za lokalno duktilnost v kritičnem območju.

Omejitev za maksimalni dovoljeni delež armature je zelo stroga in za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), marko betona C25/30 in jeklo S400 znaša $\rho_{\max} = 1,45\%$. V primeru težav z izpolnitvijo te zahteve so rešitve: izbira nižje stopnje duktilnosti, boljše kvalitete betona, večji prerez ali pa povečanje razmerja prereza tlačne proti natezni armaturi.

• Krajišče nosilca B11 v stiku s stebrom C2

Največja upogibna obremenitev nosilca v stiku z steno desnega jedra povzročajo kombinacije vplivov za potresna projektna stanja. (glej slike 68 in 69). Pri tem potrebujemo naslednjo količino vzdolžne armature :

$$\left. \begin{array}{l} M_{d,min}^{C2} = -264,94 \text{ kNm} \\ M_{d,max}^{C2} = +0 \text{ kNm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} A_s^{zg} = 33,91 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{IZBEREMO } A_{s,dej}^{zg} = 34,21 \text{ cm}^2, \\ A_s^{sp} = 3,90 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{IZBEREMO } A_{s,dej}^{sp} = 19,01 \text{ cm}^2. \end{array}$$

$$A_{s,dej}^{sp} \geq \frac{A_{s,dej}^{zg}}{2} \Rightarrow 19,01 \text{ cm}^2 \geq \frac{34,21}{2} = 17,11 \text{ cm}^2, \quad (107)$$

$$\boxed{\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \Rightarrow 0,325\% \leq 1,37\% \leq 1,56\%}, \quad (108)$$

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \frac{0,26}{40} = 0,325\%, \quad (109)$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yk}} = 0,76\% + \frac{0,0018 \cdot 1,67}{6,2 \cdot 0,00174 \cdot 34,78} = 1,56\%, \quad (110)$$

$$\rho' = \frac{A_{s,dej}^{sp}}{b \cdot d} = \frac{19,01}{100 \cdot 25} = 0,76\% \quad (111)$$

$$\rho = \frac{A_{s,dej}^{zp}}{b \cdot d} = \frac{34,21}{100 \cdot 25} = 1,37\%, \quad (112)$$

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_o - 1 = 2 \cdot 3,6 - 1 = 6,2 \Rightarrow T_1 \geq T_c, \quad (113)$$

$$\varepsilon_{syd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{40}{1,15 \cdot 20000} = 0,00174 \quad (114)$$

Na podlagi izračunov v enačbah (107)-(108) lahko zaključimo, da izbrana armatura ne ustreza pogoju o potrebni in minimalni armaturi ter, da nista izpolnjeni tudi obe zahtevi za lokalno duktilnost v kritičnem območju.

Za zgornja primera bomo izboljšali kvaliteto betona, jekla in povečali prerez

(C37/30, S500 in b_w=120cm), da zadovoljimo stroge zahteve lokalne duktilnosti

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} \Rightarrow 0,325\% \leq 1,14\% \leq 1,37\%, \quad (108)$$

S temi spremenbami sta izpolnjeni tudi obe zahtevi za lokalno duktilnost v kritičnem območju.

5.7.4 Primerjava količine arm. med JUS in EC predpisoma za nosilec B^{9,10,11}

Preglednica 35: Primerjava količine arm. nosilca med JUS in EC predpisoma

Predpisi		B9		B10		B11		
		Stena	Polje3-1	Steber	Polje4-2	Steber	Polje3'-	Stena
JUS- Vgrajena arm. (cm ²)	Zg.	-42,06	-8,04	-42,06	-8,04	-42,06	-8,04	-42,06
	Sp.	17,01	34,02	17,01	34,02	17,01	34,02	17,01
EC Rač. potr.arm. (cm ²)	Zg.	-52,63	-4,05	-30,62	-4,05	-31,58	-	-55,20
	Sp.	6,10	28,61	4,05	25,75	4,05	28,33	9,28
EC Rač. dej.arm. (cm ²)	Zg.	-41,10	-11,40	-41,10	-11,40	-41,10	-11,40	-41,10
	Sp.	34,25	30,41	34,25	26,61	34,25	30,41	34,25

Tudi tu vidimo, Preglednica 35, da je potrebno več armature, če zadovoljimo obe zahtevi za lokalno duktilnost v kritičnem območju. po EC2 predpisih kot jo je po JUS predpisih.

6 PRIMERJAVA REZULTATOV JUS IN EVROCODE PREDPISOV

6.1 Primerjava vplivov na konstrukcijo

6.1.1 Primerjava koristne obtežbe

V Preglednici 36 pa si lahko ogledamo primerjavo med koristnimi obtežbami JUS in EVROCODE predpisa in lahko vidimo, da ni nekih velikih odstopanj med predpisi.

Preglednica 36: Primerjava koristne obtežbe JUS in EVROCODE predpisa

Lokacija	Uporaba	Obtežba JUS	Obtežba EUROCODE
Prit-10. nad:	poslovni prostori (pisarne)	2,00	3,00
Prit-10. nad:	bivalni prostori (tla na splošno, stopnice)	3,00	3,00
Terasa	strojnica	15,00	5,00
Terasa:	strehe	2,00	2,00

6.1.2 Primerjava obtežbe snega

Vrednost obtežbe s snegom po JUS predpisu, $q_s = 1,25 \text{ kN/m}^2$, je nekoliko manjša kot v primerjavi z novimi predpisi EVROCODE, glej Preglednico 37.

Preglednica 37: Primerjava obtežbe snega JUS in EVROCODE predpisa

Lokacija	Obtežba snega po JUS-u	Obtežba snega po EVROCODE
Terasa	$1,25 \text{ kN/m}^2$	$1,52 \text{ kN/m}^2$

6.1.3 Primerjava sile vetra na vertikalne površine

Preglednica 38: Primerjava sile vetra na vertikalne površine za x in y smer med Jus in Evrocode predpisom

Predpisi	JUS	EVROCODE	Razlika v % za x-smer	JUS	EVROCODE	Razlika v % za y-smer
Etaže	$F_{w,x}$ (kN)	$F_{w,x}$ (kN)		$F_{w,y}$ (kN)	$F_{w,y}$ (kN)	
12	56,80	35,84	< 37	25,50	50,53	> 98
11	63,72	46,35	< 27	112,29	86,79	< 23
10	72,54	46,35	< 36	127,83	86,79	< 32
9	72,54	46,35	< 36	127,83	84,42	< 34
8	72,54	43,68	< 40	127,83	77,56	< 39
7	72,54	40,07	< 45	127,83	77,56	< 39
6	62,18	40,07	< 36	109,57	77,56	< 29
5	62,18	36,70	< 41	109,57	77,56	< 29
4	62,18	34,22	< 45	109,57	77,56	< 29
3	62,18	34,22	< 45	109,57	77,56	< 29
2	62,18	34,22	< 45	109,57	77,56	< 29
1	37,99	36,30	< 5	66,96	82,26	> 23

EVROCODE predpisi so manj zahtevni od JUS predpisov za račun sile vetra na vertikalne kot tudi horizontalne površine, kot je razvidno iz Preglednice 38, vidimo ne le, da je razporeditev po večini objekta drugačna tudi računске vrednosti so različne. Iz Preglednice 38 lahko vidimo, da so sile vetra na objekt v x-smer po Jus predpisu za 5% do 45% večje kot po novih predpisih. Za razliko imamo v y-smeri v 12. etaži 98% večjo silo po novih EC predpisih ravno tako v 1. etaži je sila večja za 23%, v ostalih etažah pa je sila vetra po Jus predpisih večja od 23% do 39% kot po novih predpisih.

6.1.4 Primerjava obtežbe potresa

Preglednica 39: Primerjava mas konstrukcije med JUS in EVROCODE predpisi

Predpisi		JUS		EVROCODE			
		peš račun		peš račun		ETABS - program	
Etaža	H _i (m)	W _i (kN)	m=W _i /g (ton)	W _i (kN)	m=W _i /g (ton)	W _i (kN)	m=W _i /g (ton)
12	3,00	986,886	100,60	1149,4970	117,176	1174,581	119,733
11	3,30	4884,399	497,90	5726,0910	583,699	5691,929	580,217
10	3,30	4594,023	468,30	4448,4270	453,458	4827,462	492,096
9	3,30	4594,023	468,30	4754,5250	484,661	4832,710	492,631
8	3,30	4594,023	468,30	4762,0250	485,426	4840,960	493,472
7	3,30	4594,023	468,30	4762,0250	485,426	4840,960	493,472
6	3,30	4594,023	468,30	4762,0250	485,426	4840,960	493,472
5	3,30	4594,023	468,30	4771,0250	486,343	4847,867	494,176
4	3,30	4594,023	468,30	4779,6500	487,222	4857,765	495,185
3	3,30	4594,023	468,30	4779,6500	487,222	4857,765	495,185
2	3,30	4594,023	468,30	4796,7080	488,961	4861,836	495,600
1	3,50	4594,023	468,30	4816,9790	491,027	4893,405	498,818
Σ	39,50	51811,515	5281,50	54308,6270	5536,048	55368,199	5644,058

Preglednica 40: Primerjava nihajnih časov in pripadajočih projektnih pospeškov

Predpisi	Nihajni časi (sek)	Projektni pospeški
EC8: ETABS	T ₁ = 0,999274 sek (za razpokan prerez)	S _d (T ₁) = 0,10424 m/s ²
EC8: ETABS	T ₁ = 0,967508 sek (za nerazpokan prerez)	S _d (T ₁) = 0,10766 m/s ²
EC8: Peš rač.	T _{1x} = 1,1817 sek T _{1y} = 1,1227 sek	S _{dx} (T _{1x}) = 0,08815 m/s ² S _{dy} (T _{1y}) = 0,09279 m/s ²
JUS: Eavek	T ₁ = 1,243 sek	

Iz zgornje tabele, Preglednica 40, lahko vidimo, da je nihajni čas po JUS nekoliko večji kot po EC-ju, ta razlika je nastala v sled različnosti potresnih predpisov kot tudi izbire modela za račun potresne analize. Po JUS predpisu je bil objekt obravnavan ravninsko z razliko od EVROKODE, kjer smo objekt obravnavali prostorsko. Rezultata peš računa za nihajni čas po EC8 in po Jus predpisu sta si zelo blizu.

6.2 Tipična medetažna plošča debeline, $h=30\text{cm}$, pozicija P1000

Preglednica 41: : Primerjava momentov in armature tipične etaže, pozicija P1000

Pozicija	JUS		EVROCODE			
	Peš račun		Peš račun		Program SAFE	
	Momenti	Vgraj. Arm.	Momenti	Rač. Arm.	Momenti treh polj	Rač. Arm.
P1001 , P1002 in P1001'	$M_{xd}^{1,2,1'} = 12,67$	3,77	$M_{xd}^{1,2,1'} = 20,43$	3,85	30,52 (18,75) 30,79	4,20
	$M_{yd}^{1,2,1'} = 10,90$	3,77	$M_{yd}^{1,2,1'} = 18,15$	3,85	10,56 (22,92) 11,20	4,20
Izravnava med P1001- P1002	$M_{exd}^{1-2} = -25,10$	-4,54	$M_{exd}^{1-2} = -41,67$	-3,85	$M_{exd}^{1-2-1'} = -16,50/-16,85$	-3,90
Izravnava med P1001- P1003	$M_{eyd}^{1-3} = -17,70$	-4,54	$M_{eyd}^{1-3} = -37,26$	-3,85	$M_{eyd}^{1-3} = -17,50$	-4,20
Izravnava med P1001-P1005	$M_{exd}^1 = -19,00$	-4,54	$M_{exd}^1 = -37,18$	-3,85	$M_{exd}^1 = -72,47$	-6,69
	$M_{exd}^5 = -19,00$	-4,54	$M_{exd}^5 = -37,18$	-8,93	$M_{exd}^5 = -15,68$	-6,69
Izravnava med P1001-P1009	$M_{exd}^1 = -19,00$	-4,54	$M_{exd}^1 = -16,34$	-3,52	$M_{exd}^1 = -57,53$	-5,26
	$M_{exd}^9 = -19,00$	-4,54	$M_{exd}^9 = -16,34$	-3,85	$M_{exd}^9 = -9,74$	-5,26
P1003 in P1004 in P1003'	$M_{xd}^{3,4,3'} = 16,80$	4,54	$M_{xd}^{3,4,3'} = 27,14$	3,85	30,83 (23,12) 31,61	4,20
	$M_{yd}^{3,4,3'} = 9,38$	4,54	$M_{yd}^{3,4,3'} = 15,81$	3,85	19,80 (43,96) 21,05	4,20
Izravnava med P1003 P1004	$M_{exd}^{3-4} = -31,10$	-4,54	$M_{exd}^{3-4} = -49,38$	4,68	$M_{exd}^{3-4-3'} = -2,76/-3,01$	-3,90
Izravnava med P1003-P1009	$M_{exd}^3 = -29,00$	-4,54	$M_{exd}^3 = -18,079$	-3,85	$M_{exd}^3 = -57,77$	-5,56
	$M_{exd}^9 = -29,00$	-4,54	$M_{exd}^9 = -18,07$	-3,85	$M_{exd}^9 = -9,78$	-5,56
Izravnava med P1003-STL1001	$M_{exd}^3 = -29,20$	-4,54	$M_{exd}^3 = -32,15$	-3,85	$M_{exd}^3 = -49,38$	-6,76
	$M_{exd}^{ST1} = -23,60$	-3,77	$M_{exd}^{ST1} = -32,15$	-7,60	$M_{exd}^{ST1} = -11,76$	-6,76

V zgornji Preglednici 41, so rezultati zelo podobni, z zelo minimalnim odstopanjem. Zaradi različne podajnosti posameznih elementov stropne konstrukcije se notranje količine prerasporedijo glede na podajnost posameznih elementov. Ravno tako je tudi v tem primeru vgrajeno nekoliko manj armature kot jo računsko zahtevajo novi EC predpisi.

6.3 Stena desnega jedra, PD4, v y smeri

6.3.1 Primerjava horizontalne armature

Preglednica 42: Primerjava mrežne armature po etažah stene PD4

Etaže:	JUS	Razlika v %	EVROCODE		$\mu > 0,2\%$ arm.
	$A_{sh,dej}$ (MA 500)		$A_{sh,dej}$ (MA 500/560)	$A_{sw,rač}$	
1.	2 mreži R324	+156%	2 mreži Q503	7,97	0,4
2.	2 mreži R324	+156%	2 mreži Q503	7,97	0,4
3.	2 mreži R324	+156%	2 mreži Q503	7,97	0,4
4.	2 mreži R324	+156%	2 mreži Q503	7,97	0,4
5.	2 mreži R324	+44%	2 mrežo Q385	7,57	0,308
6.	2 mreži R324	+44%	2 mrežo Q385	7,06	0,308
7.	2 mreži R324	+44%	2 mrežo Q385	6,54	0,308
8.	2 mreži R324	+44%	2 mrežo Q385	6,03	0,308
9.	2 mreži R324	+44%	2 mrežo Q385	5,52	0,308
10.	2 mreži R324	+65%	2 mrežo Q283	5,01	0,226
11.	2 mreži R324	+65%	2 mrežo Q283	4,50	0,226
12.	2 mreži R324	+65%	2 mrežo Q283	3,98	0,226

V zgornji Preglednici 42 vidimo, da ni zadoščeno novim predpisom pri kontroli strižne odpornosti. Po novih EC predpisih ni zadoščeno količini mrežne armature kot tudi ne vrsti mreže, saj imamo po JUS predpisih v steni PD4 za 44 % do 156% manj mrežne armature kot po novih predpisih za vse etaže.. Po novih predpisih so merodajne potresne obtežne kombinacije K13 do K16.

6.3.2 Primerjava vertikalne armature

Preglednica 43: Primerjava količin vertikalne armature za steno PD4

Etaže:	JUS - ČBR40 , MB 300		EC - S400 , MA500 , C25/30			Razlika v %
	Arm.-dej. $A_{sv,dej} (cm^2)$	μ % arm.	Arm.-rač. $A_{s^{tot}} (cm^2)$	Arm.-rač. $A_{s^{tot}} (cm^2)$	arm. $\mu > 0,5\%$	
1.	29,45	0,15	54,29	2x24 ϕ 12	0,00634	-46 %
2.	29,45	0,15	54,29	2x24 ϕ 12	0,00634	-46%
3.	29,45	0,15	54,29	2x24 ϕ 12	0,00634	-46%
4.	29,45	0,15	54,29	2x24 ϕ 12	0,00634	-46%
5.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,00852	-66%
6.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,00852	-66%
7.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,00852	-66%
8.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,0053	-66%
9.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,0053	-66%
10.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,0053	-66%
11.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,0053	-66%
12.	29,45	0,15	45,24	2x20 ϕ 12	0,0053	-66%

Iz teh rezultatov vidimo, da so novi EC predpisi za dimenzioniranje sten zelo zahtevni v primerjavi z JUS-om. V zgornji Preglednici 43 lahko vidimo, da je količina vertikalne vokalne armature vgrajene v steno PD4 po JUS predpisih manj za 46% do 66%. Novi predpisi i EC-2 zahtevajo $\mu_{min} = 0,005$

7 ZAKLJUČEK

Tema moje diplomske naloge je napraviti primerjavo analize in dimenzioniranje z novimi evropskimi predpisi EVROCODE že obstoječega poslovnega objekta Ljubljanskih mlekarn "KIT" na območju Ljubljane za Bežigradom, projektiranega in zgrajenega leta 1979 po JUS standardih.

Pri analizi obravnavanega objekta smo ugotovili, da sta bili statična in potresna analiza konstrukcije izvedeni s programom EAVEK in RAVOK.

Za tip konstrukcije sem si izbrala mešani konstrukcijskem sistem, ekvivalenten stenastemu, v katerem so del konstrukcije duktilne stene s srednjo stopnjo duktilnosti-DCM. Srednji stopnji duktilnosti v prid je enostavnejše projektiranje in izvedba konstrukcije.

Na osnovi izbranega modela je bila izvedena statična in potresna analiza v skladu s standardom EC2 in EC8.

Pri tem sem izbrala za račun statične in potresne analize konstrukcije računalniški program ETABS, za račun statične analize plošč pa program SAFE, podjetja "Computers and Structures, Inc.", ki omogočata modeliranje s ploskovnimi elementi kot tudi linijskimi, in tako sem hkrati preverila tudi primernost programa.

Po določitih standarda EVROKODE smo določili stalne vplive, spremenljive vplive, t.j. koristno obtežbo ter obtežbo snega in vetra, in potresne vplive ter ustrezno kombinacijo vplivov za projektna stanja.

Računski model konstrukcije, s pomočjo katerega smo izračunali obremenitve v posameznih nosilnih elementih, smo izdelali s programu ETABS. Pri tem osnovnih dimenzij nosilnih elementov nismo spreminjali.

S primerjavo potrebne armature, ki smo jo za izbrane nosilne elemente konstrukcije izračunali skladno z EVROKODE, ter dejanske količine armature, ki so vgrajene v obravnavano konstrukcijo, smo prišli do naslednjih zaključkov:

- ↪ količina vgrajene spodnje in zgornje armature v AB stropne konstrukcije terase in tipične etaže ne zadošča zahtevam iz standarda EC2,
- ↪ debeline obravnavanih AB sten ne zadoščajo zahtevam glede debelin sten iz standarda EC8,
- ↪ količina vgrajene vertikalne armature v kritičnem območju obravnavane AB stene ne zadošča zahtevam iz standarda EC8,
- ↪ količina vgrajene vzdolžne armature obravnavanih AB stebrov zadošča zahtevam iz standarda EC2,
- ↪ količina in razporeditev vgrajene stremenske armature v kritičnih območjih ter ob vpetju obravnavanih stebrov ne zadošča zahtevam iz standarda EC2 in EC8,
- ↪ količina vgrajene vzdolžne armature obravnavanih AB nosilcev ne zadošča zahtevam iz standarda EC2 in EC8,
- ↪ količina in razporeditev vgrajene stremenske armature v obravnavanih nosilcih ne zadošča zahtevam iz standarda EC8.

Ugotovimo, da je razporeditev notranjih sil, ki smo jih računsko dobili pri projektiranju v skladu z Evrokodi drugačna od notranjih sil računanih po Jusu. Razlog je v tem, da je bila takšna razporeditev notranjih sil računana po Jusu izdelana na ravninskem modelu posameznega konstrukcijskega dela, z razliko pri Evrokodih, kjer smo konstrukcijo projektirali kot 3D model in s tem omogočili povezano delovanje konstrukcijskih elementov kot celote, so se notranje sile prerasporedile primerno togostim posameznih elementov konstrukcije.

Pri obdelavi AB sten smo naleteli na težave, že debeline sten niso zadoščale zahtevam EC 8 kot tudi marka betona ni zadoščala zahtevam EC2. Načeloma ni dovolj vgrajene

vertikalne in horizontalne armature v prečnem prerezu stene, niso pa tudi izpolnjeni pogoji glede količine in razporeditve armature v t.i. kritičnem območju stene. V skladu z EC8 je to območje, kjer nastopa najbolj neugodna kombinacija notranjih sil in kjer se sipa energija.

Pri projektiranju okvirov v mešanem konstrukcijskem sistemu ekvivalenten stenastemu ni smiselno in ni potrebno dimenzionirati upogibne nosilnosti stebrov po metodi načrtovanja nosilnosti, če so v konstrukciji dovolj toge in močne stene, ki preprečijo mehanizem mehke etaže, po stebrih ene etaže. Stebri so podvrženi znatnim tlačnim osnim silam, katere zmanjšujejo njihovo duktilnost. Potrebno pa je določiti strižne sile z načrtovanjem nosilnosti. Ker tematika diplomske naloge ne zajema natančno obdelavo okvirne konstrukcije nisem v tej nalogi posvetila posebno pozornost podrobne analize le-tej.

VIRI

Darko Beg, Andrej Pogačnik, 2009. Priročnik z aprojektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana. Inženirska zbornica Slovenije: 1077strani

Brdajs A., Bertoncej J., Gruden T., et al. 1998. Gradbeniški priročnik (druga izdaja). Ljubljana, Tehniška založba Slovenije: 510 strani

Rogač R., Saje F., Lozej M. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, FAGG: 361strani

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

Jesenko M. 2006. Projektiranje potresno odporne stanovanjsko – poslovne stavbe v Mariboru po standardu EC 8. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 153 strani

Zdovc J. 2009. Projektiranje objekta polnilnice v Laškem po evropskih standardih Evrokod. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 149 strani

Standardi:

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1990; Evrokod - Osnove projektiranja konstrukcij; maj 2004

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-1; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- Del 1-1: Splošni vplivi- Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb; maj 2004

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-3; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- Del 1-3: Splošni vplivi- Obtežba snega; maj 2004

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-4; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- Del 1-4: Splošni vplivi- Obtežbe vetra; maj 2004

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1992-1-1; Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij Vplivi – 1.Del; maj 2004

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1998-1; Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 1.Del; Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe; marec 2005

Projektna dokumentacija Poslovni center kit:

Statični račun. 1979. Kit storitev-inženiring.

Armaturni načrti. 1979. Kit storitev-inženiring.

Internetni viri:

Karta projektnege pospeška tal. 2001. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija republike Slovenije za okolje.

http://www.arso.gov.si/podro~cja/potresi/podatki/projektni_pospesek_tal.jpg
(10.5.2010)

PRILOGE

PRILOGA A: PLOŠČE LEVEGA IN DESNEGA JEDRA

Na zgoščenki se nahaja mapa »PRILOGA_A«, ki vsebuje:

- »Peš_izracun_plošč_levega_in_desnega_jedra_po_etažnih_pozicijah.pdf«, kjer so plošče izračunane in dimenzionirane.

PRILOGA B: PLOŠČE SREDNJEGA DELA KONSTRUKCIJE

Na zgoščenki se nahaja mapa »PRILOGA_B«, ki vsebuje:

- »Peš_izracun_plošče_terase_in_tipične_etaže.pdf«, kjer so plošče izračunane in dimenzionirane.

PRILOGA C: ZRAČUN MAS

Na zgoščenki se nahaja mapa »PRILOGA_C«, ki vsebuje:

- »Izracun_mas_po_posameznih_etazah.pdf«, kjer so izračunane mase po posameznih etažah

PRILOGA D: ARMATURNI NAČRTA STENE PD4

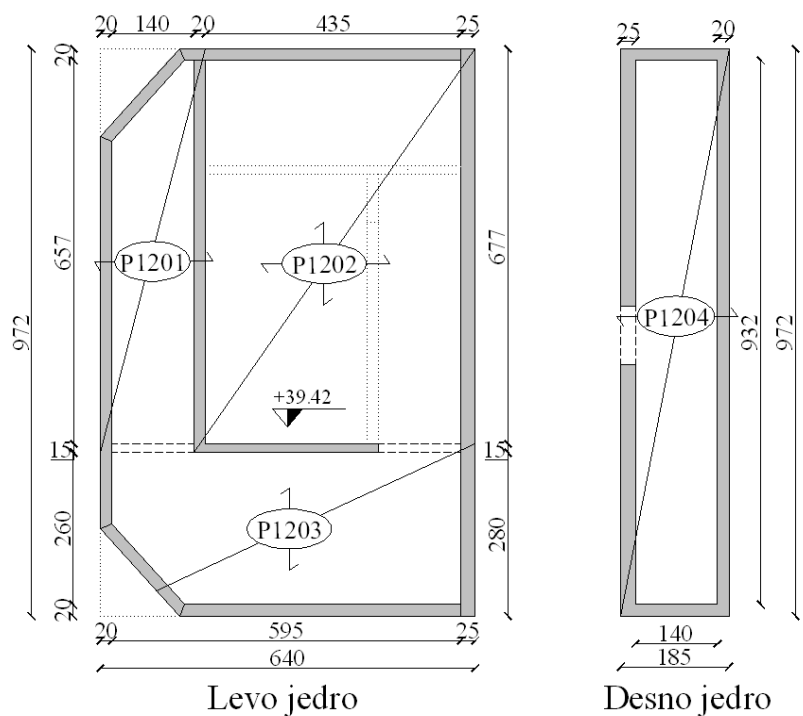
Risba 1: Armaturni načrt stene PD4 (M 1:100)

Risba 2: Detajli robnega elementa stene PD4 (M 1:25)

A PRILOGA: Plošče debeline $h=14$ cm

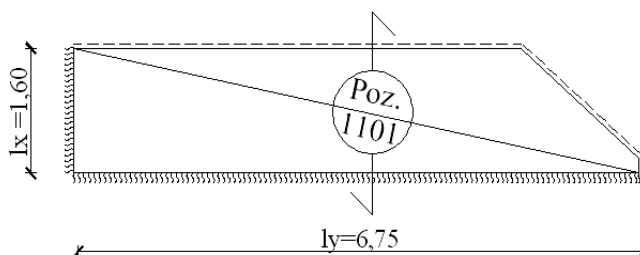
A.1 POZ. 1200 – Masivna strešna plošča levega in desnega jedra

Pozicijska slika:



A.1.1 P12101 ~ Stropna AB plošča levega jedra, $h = 14$ cm

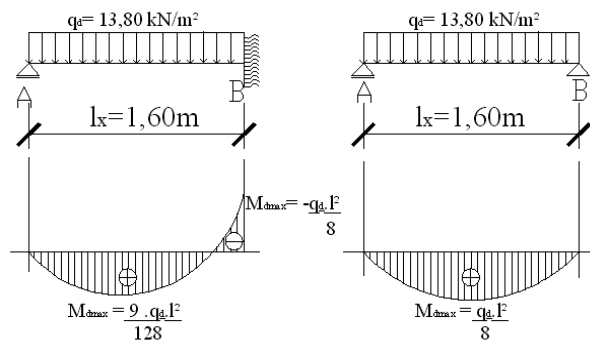
Zasnova:



Obtežba:

STALNA OBTEŽBA: POZ. 1200 – P2103		
AB-plošča	0,14 · 25,00	3,50 kN/m ²
naklonski beton	0,10 · 24,00	2,40 kN/m ²
izolacija		0,05 kN/m ²
omet	0,02 · 18,00	0,36 kN/m ²
	g strehe=	6,31 kN/m²
Koristna obtežba:		
- pohodna tersa	q₁=	2,00 kN/m²
- sneg	s_k=	1,52 kN/m²
Računska obtežba:		
$q_d = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q$	$= 1,35 g_{\text{strehe}} + 1,50 (q_1 + s_k) =$	$1,35 \cdot 6,31 + 1,50 (3,52)$
Neugodno:	q_{d1} = 13,80 kN/m²	
$q_d = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q$	$= 1,00 g_{\text{strehe}} + 1,50 (q_2 + s_k) =$	$1,00 \cdot 6,31 + 1,50 (3,52)$
Ugodno:	q_{d1} = 11,59 kN/m²	

Obremenitev: če je $\varepsilon = l_y / l_x > 2$ je plošča nosilna v eni smeri



$$\varepsilon = l_y / l_x = 6,75 / 1,6 = 4,22$$

$$\mathbf{M_d \text{ polja} = (M_{\text{max}1} + M_{\text{max}2}) \cdot \frac{1}{2} = (2,484 + 4,416) \cdot \frac{1}{2} = 3,45 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{M_d \text{ pod} = -q_d \cdot l^2 / 8 = -4,416 \text{ kNm}}$$

$$A_d = q_d \cdot l / 2 = 13,80 \cdot 1,60 / 2 = 11,04 \text{ kN/m}$$

Dimenzioniranje: b/h/d = 100 / 14 / 11,5 cm

Polje: **M_d polja = 3,45 kNm**

$$k_d = M_d \text{ polja} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = 3,45 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,01562 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_{s \text{ min}} = 1,033$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo $A_{s \text{ min}}$ po standardih

$$A_{s \text{ min}} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

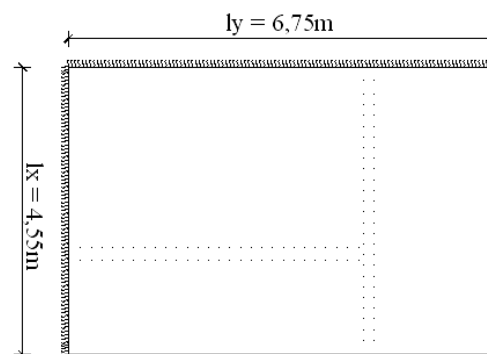
IZBEREMO:	Q 157 ~ spodaj	($A_{s \text{ dej}} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	---

Podpora: $M_d \text{ pod} = -4,416 \text{ kNm}$

Nad podporo B izvedemo izračun izravnalnega momenta med pozicijami P1101 in P1102 v poziciji P1102.

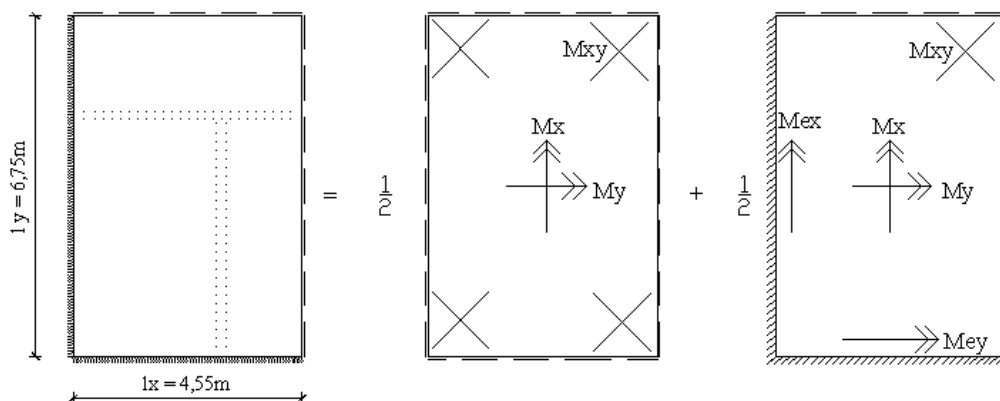
A.1.2 P1202 ~ Stropna AB plošča levega jedra, $h = 14 \text{ cm}$

Zasnova:



Obtežba: $q_d = 13,80 \text{ kN/m}^2$

Obremenitev:



Koeficijenti obremenitve po Czerny-ju:

$$\varepsilon = l_y / l_x = 6,75 / 4,55 = 1,5 \quad \mathbf{k = q_d \cdot l_x \cdot l_y = 13,80 \cdot 4,55 \cdot 6,75 = 423,833 \text{ kN}}$$

TABELA 1:

$$m_{x1} = 20,5 \quad , \quad m_{y1} = 52,0 \quad , \quad m_{xy1} = \pm 24,4$$

TABELA 4:

$$m_{x4} = 33,3 \quad , \quad m_{y4} = 79,6 \quad , \quad m_{xy4} = 35,1 \quad , \quad m_{ex4} = 14,4 \quad , \quad m_{ey4} = 18,6$$

Momenti v polju (upoštevamo delno vpetost):

$$M_{xd} = \frac{1}{2} (M_{x1} + M_4) = \frac{1}{2} (k / m_{x1} + k / m_{x4}) = k/2 (1/m_{x1} + 1/ m_{x4})$$

$$\mathbf{M_{xd} = 423,833 / 2 \cdot (1/20,5 + 1/33,3) = 16,70 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{M_{yd} = 423,833 / 2 \cdot (1/52,0 + 1/79,6) = 6,74 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{M_{xyd} = \pm 423,833 / 2 \cdot (1 / 24,4 + 1/35,1) = \pm 14,72 \text{ kNm}}$$

Vpetostni momenti nad podporami (upoštevamo 100 % vpetost):

$$\mathbf{M_{exd} = - 423,833 / 14,4 = - 29,43 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{M_{eyd} = - 423,833 / 18,6 = - 22,79 \text{ kNm}}$$

Dimenzioniranje:	$b/h/d = 100 / 14 / 11,5 \text{ cm}$
-------------------------	--------------------------------------

Polje: $\mathbf{M_{xd} = 16,70 \text{ kNm}}$

$$k_{dx} = M_{xd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dx} = \mathbf{16,70} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0756 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,58 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,x} = 1,052$$

$$A_{s,x} = k_{s,x} \cdot M_{xd} / f_{yd} \cdot d = 1,052 \cdot \mathbf{16,7} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 3,51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 385 ~ spodaj	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
------------------	----------------	--

Vogali: $\mathbf{M_{xyd} = \pm 14,72 \text{ kNm}}$

$$k_{dxy} = M_{xyd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dxy} = \mathbf{14,72} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,067 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,45 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,xy} = 1,048$$

$$A_{s,xy} = k_{s,xy} \cdot M_{xyd} / f_{yd} \cdot d = 1,048 \cdot \mathbf{14,72} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 3,08 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 308 ~ vogalna - spodaj in zgoraj	($A_{sdej} = 3,08 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
------------------	------------------------------------	--

Podpore:

$$M_{\text{exd}}^{1102} = -29,43 \text{ kNm} , M_{\text{d pod}}^{1101} = -4,416 \text{ kNm}$$

Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1101 in P1102:

$$|M_{\text{d pod}}| = |M_{\text{d P1101}} + M_{\text{d P1102}}| \cdot \frac{1}{2} \geq 0,75 \max (|M_{\text{d}}^1|, |M_{\text{d}}^2|)$$

$$|M_{\text{d pod}}| = |4,416 + 29,43 \text{ kNm}| \cdot \frac{1}{2} = |16,923 \text{ kNm}| < | -22,073 \text{ kNm} | \rightarrow \text{izberemo}$$

večjega,

ker zgornji pogoj ni

izpoljen

$$k_{\text{dex}} = M_{\text{exd}} / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{\text{dex}} = 22,073 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,1 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,94 \text{ ‰} \rightarrow k_{\text{s,ex}} = 1,065$$

$$A_{\text{s,ex}} = k_{\text{s,ex}} \cdot M_{\text{exd}} / f_{\text{yd}} \cdot d = 1,065 \cdot 22,073 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 4,70 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	R 503 ~ zgoraj	($A_{\text{sdej}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}'$)
-----------	----------------	---

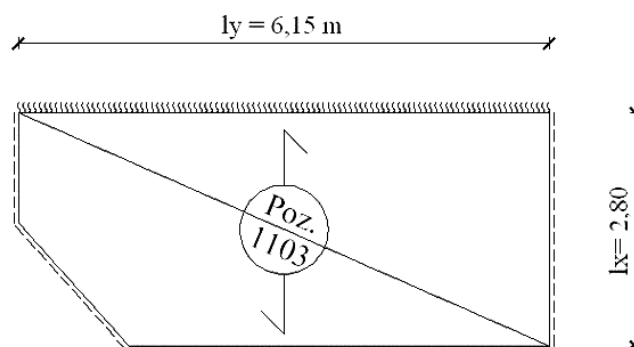
Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1102 in P1103:

$$M_{\text{eyd}}^{1102} = -22,79 \text{ kNm} , M_{\text{d pod}}^{1103} = -13,524 \text{ kNm}$$

Izvedemo izravnavo v poziciji P1103.

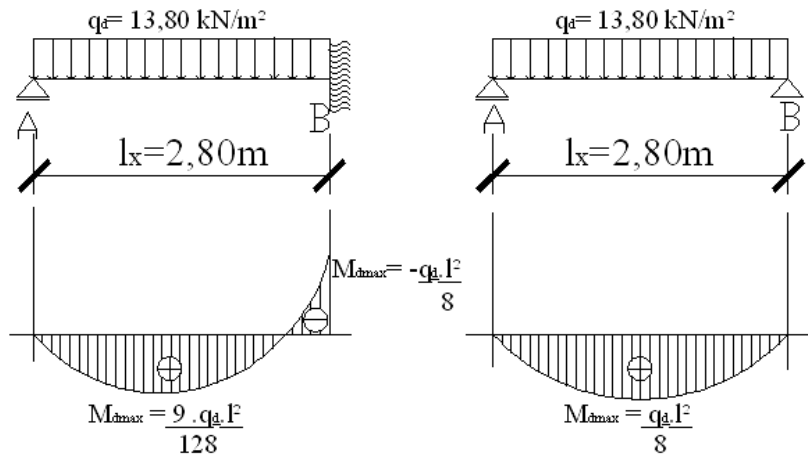
A.1.3 P1203 ~ AB plošča levega jedra, h = 14 cm

Zasnova:



Obtežba: $q_d = 13,80 \text{ kN/m}^2$

Obremenitev: če je $\varepsilon = l_y/l_x > 2$ je plošča nosilna v eni smeri



$$\varepsilon = l_y / l_x = 6,15 / 2,8 = 2,20$$

$$M_{d \text{ polja}} = (M_{\max 1} + M_{\max 2}) \cdot \frac{1}{2} = (7,61 + 13,524) \cdot \frac{1}{2} = 10,57 \text{ kNm}$$

$$M_{d \text{ pod}} = -q_d \cdot l^2 / 8 = -13,524 \text{ kNm}$$

$$A_d = B_d = q_d \cdot l / 2 = 13,80 \cdot 2,80 / 2 = 19,32 \text{ kN/m'}$$

Dimenzioniranje:	$b/h/d = 100 / 14 / 11,5 \text{ cm}$
-------------------------	--------------------------------------

Polje: $M_{d \text{ polja}} = 10,57 \text{ kNm}$

$$k_d = M_{d \text{ polja}} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = 10,57 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,048 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,17 \text{ ‰} \rightarrow k_s = 1,04$$

$$A_s = k_s \cdot M_{d \text{ polja}} / f_{yd} \cdot d = 1,04 \cdot 10,57 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 2,20 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

IZBEREMO:	R 226 ali Q 226 ~ spodaj	$(A_{s \text{ dej}} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{m'}$)
------------------	--------------------------	--

Podpora:

$$M_{d \text{ pod}}^{1103} = -13,524 \text{ kNm} \quad , \quad M_{eyd}^{1102} = -22,79 \text{ kNm}$$

Izravnalni moment nad podporo B med pozicijami P1102 in P1103:

$$|M_{d \text{ pod}}| = |M_d^{P1102} + M_d^{P1103}| \cdot \frac{1}{2} \geq 0,75 \max(|M_d^{P1102}|, |M_d^{P1103}|)$$

$$|M_{d \text{ pod}}| = |22,79 + 13,524 \text{ kNm}| \cdot \frac{1}{2} = |18,16 \text{ kNm}| > |17,09 \text{ kNm}| \rightarrow \text{zgornji pogoj je}$$

izpoljnen,

izberemovečjega

$$k_{d\text{ pod}} = M_{d\text{ pod}} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

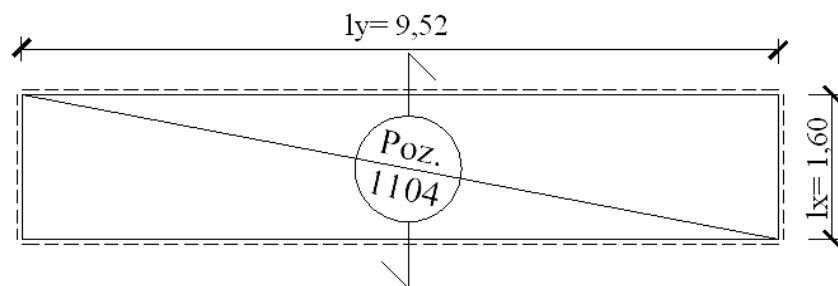
$$k_{d\text{ pod}} = 18,16 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,082 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,68 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,d\text{ pod}} = 1,056$$

$$A_{s, \text{ pod}} = k_{s,d\text{ pod}} \cdot M_{d\text{ pod}} / f_{yd} \cdot d = 1,056 \cdot 18,16 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 3,81 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	R 385 ~ zgoraj	($A_{s\text{ dej}} 3,85 \text{ cm}^2/\text{m}'$)
-----------	----------------	--

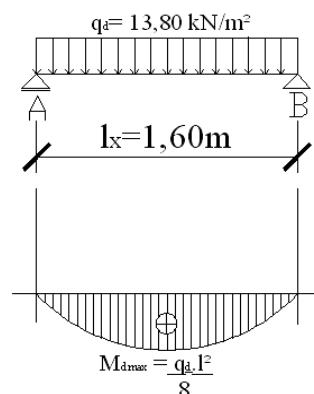
A.1.4 P1204 ~ stropna AB plošča desnega jedra, h = 14 cm

Zasnova:



Obtežba: $q_d = 13,80 \text{ kN/m}^2$

Obremenitev: če je $\varepsilon = l_y/l_x > 2$ je plošča nosilna v eni smer



$$\varepsilon = l_y / l_x = 9,62 / 1,6 = 6,01$$

$$M_{d\text{ polja}} = q_d \cdot l^2 / 10 = 3,03 \text{ kNm}$$

$$M_{d\text{ pod}} = -q_d \cdot l^2 / 10 = -3,03 \text{ kNm}$$

Dimenzioniranje: $b/h/d = 100 / 14 / 11,5 \text{ cm}$

Polje: $M_{d \text{ polja}} = 3,03 \text{ kNm}$

$$k_d = M_{d \text{ polja}} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = 3,03 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 10^2 = 0,0137 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_{s \text{ min}} = 1,033$$

$$A_s = k_s \cdot M_{d \text{ polja}} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 3,03 \cdot 100 / 43,48 \cdot 10 = 0,72 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam $k_{s \text{ min}}$ da premalo armature, upoštevamo $A_{s \text{ min}}$ po standardih.

$$A_{s \text{ min}} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 157 ali Q 157 ~ spodaj	($A_{s \text{ dej}} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
------------------	--------------------------	---

Podpora: vpetje v steno $M_{d \text{ pod}} = -3,03 \text{ kNm}$

$$k_{d \text{ pod}} = M_{d \text{ pod}} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = 3,03 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 10^2 = 0,0137 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_{s \text{ min}} = 1,033$$

$$A_s = k_s \cdot M_{d \text{ polja}} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 3,03 \cdot 100 / 43,48 \cdot 10 = 0,72 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam $k_{s \text{ min}}$ da premalo armature, upoštevamo $A_{s \text{ min}}$ po standardih.

$$A_{s \text{ min}} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,00169 \cdot b_t \cdot d = 0,00169 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,944 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	4 ϕ 8 ~ zgoraj ali R 157 ~ zgoraj	($A_{s \text{ dej}} 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}'$) ali ($A_{s \text{ dej}} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
------------------	--	---

A.1.5 Tabelarična primerjava JUS-a in EC-ja za pozicijo P1200

Pozicije	JUS (peš rač.)		EUROCOD (peš rač.)		EUROCOD - SAFE	
	Momenti	Armatura	Momenti	Armatura	Momenti	Armatura
P1201	$M_{d \text{ polj}} = 1,50$	R133	$M_{d \text{ polj}} = 3,45$	Q157	$M_{d \text{ polj}} = 1,03$	1,80
	$M_{d \text{ pod}}^{1,2} = -15,70$	-R509	$M_{d \text{ pod}}^{1,2} = -22,07$	-R503	$M_{d \text{ pod}}^{1,2} = -21,89$	-5,06(+3,42)
P1202	$M_{d \text{ polj}} = 13,40$	R454	$M_{x \text{ d}} = 16,70$	Q385	$M_{x \text{ d}} = 11,00$	2,56
			$M_{y \text{ d}} = 16,70$	Q385	$M_{y \text{ d}} = 5,11$	1,50
	$M_{\text{exd}}^{2,1} = -15,70$	-R509	$M_{\text{exd}}^{2,1} = -22,07$	-R503	$M_{\text{exd}}^{2,1} = -21,89$	-5,06(+3,42)
	$M_{d \text{ pod}}^{2,3} = -7,90$	-R287	$M_{\text{eyd}}^{2,3} = -18,16$	-R385	$M_{\text{eyd}}^{2,3} = -13,65$	-3,89(+2,83)
P1203	$M_{d \text{ polj}} = 7,90$	R287	$M_{d \text{ polj}} = 10,57$	Q226	$M_{d \text{ polj}} = 4,42$	1,50
	$M_{d \text{ pod}}^{3,2} = -7,90$	-R287	$M_{d \text{ pod}}^{3,2} = -18,16$	-R385	$M_{d \text{ pod}}^{3,2} = -18,25$	-3,89(+2,83)

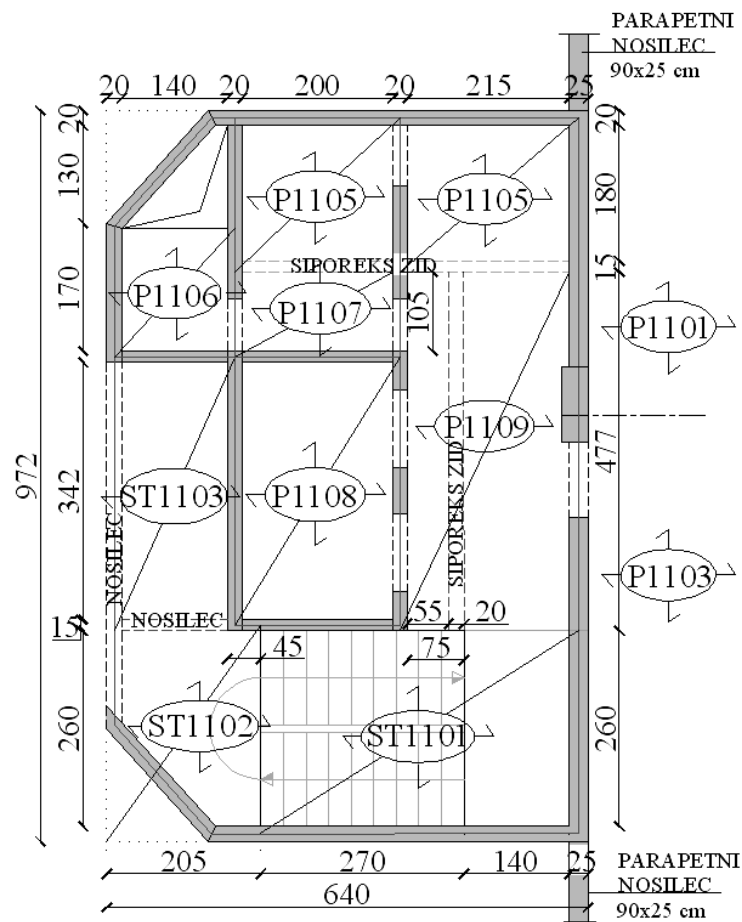
P1204	$M_{dpolj} = 1,40$	R133	$M_{dpolj} = 3,03$	Q157	$M_{dpolj} = 3,913$	1,80
	$M_{dpod} = -1,40$	-R133	$M_{dpod} = -3,03$	-R157	$M_{dpod} = -2,123$	-1,50

Preglednica 1: Primerjava armature in pripadajočih momentov za pozicijo

P1200 levega in desnega jedra terase

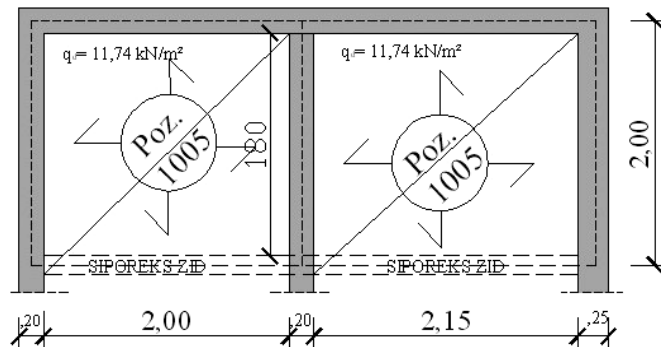
A.2 POZ.1100 – Stropna plošča levega jedra nad 10. nadstropjem

Pozicijska slika:



A.2.1 P1105 ~ AB plošča levega jedra pod strojnico, h = 14 cm

Zasnova:



Obtežba:

STALNA OBTEŽBA: OD POZ.1105 DO POZ.1109		
AB-plošča	0,14 · 25,00	3,50 kN/m ²
Talna obloga		1,50kN/m ²
omet	0,02 · 18,00	0,36 kN/m ²
	g	5,36 kN/m²
Koristna obtežba:		
- strojnica		5,00 kN/m²
- ostali prostori		3,00 kN/m²
Računska obtežba:		
$q_{d1} = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q$	$= 1,35g_{10\text{etaže}} + 1,50 \cdot q_1 =$	$1,35 \cdot 5,36 + 1,50$
$q_{d2} = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q$	$= 1,35g_{10\text{etaže}} + 1,50 \cdot q_2 =$	$1,35 \cdot 5,36 + 1,50$
	$q_{d1} = 14,74 \text{ kN/m}^2$	
	$q_{d2} = 11,74 \text{ kN/m}^2$	

Robna obtežba zaradi siporeks zida, $d = 15 \text{ cm}$:

$$g_{\text{sip},15} = 3,00 \cdot 0,15 \cdot 20,00 = 9,00 \text{ kN/m'}$$

$$P_{\text{dg},\text{sip}} = 1,35 \cdot g_{\text{sip},15} = 1,35 \cdot 9,00 = 12,15 \text{ kN/m'}$$

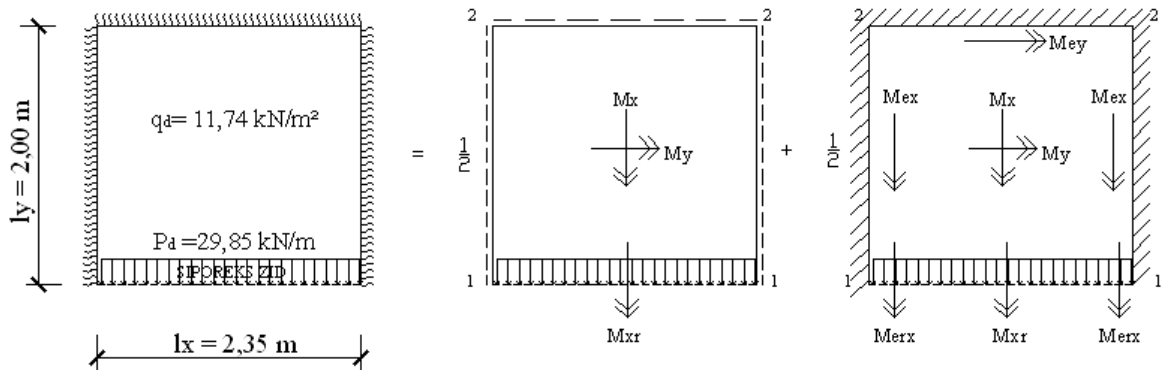
Obtežba od stropne AB- plošča , $d=14 \text{ cm}$:

$$q_d' = 13,80 \text{ kN/m}^2 \quad , \quad A_{15} = 5,58 \text{ m}^2 \quad , \quad l = 4,35 \text{ m}$$

$$P_{\text{dq},\text{stropa}} = q_d \cdot A_{15} / l = 13,80 \cdot 5,58 / 4,35 = 17,70 \text{ kN/m'}$$

$$P_{\text{d15}} = P_{\text{dg},\text{sip}} + P_{\text{dq},\text{stropa}} = 12,15 + 17,70 = \mathbf{29,85 \text{ kN/m'}}$$

Obremenitev:



Koeficijenti obremenitve po Czerny-ju:

$$\varepsilon = l_y / l_x = 2,00 / 2,35 = \mathbf{0,85}$$

$$\mathbf{k} = q_{d1} \cdot l_x \cdot l_y = 11,74 \cdot 2,35 \cdot 2,00 = \mathbf{55,18 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{s} = P_{d15} \cdot l_x = 29,85 \cdot 2,35 = \mathbf{70,15 \text{ kN}}$$

TABELA 17a:

$$\mathbf{k} : \quad m_{xr} = 9,25 \quad , \quad m_{xm} = 13,7 \quad , \quad m_{ym} = 35,15 \quad , \quad m_{xy1} = \pm 55,3 \quad , \quad m_{xy2} = \pm 13,5$$

$$\mathbf{s} : \quad m_{xr} = 4,15 \quad , \quad m_{xm} = 9,9 \quad , \quad m_{ym} = -28,15 \quad , \quad m_{xy2} = \pm 13,75$$

TABELA 22:

$$\mathbf{k} : \quad m_{xr} = 21,65 \quad , \quad m_{xm} = 34,15 \quad , \quad m_{ym} = 95,25 \quad , \quad m_{erx} = -9,85 \quad , \quad m_{ex} = -14,4 \quad , \quad m_{ey} = -15,00$$

TABELA 21:

$$\mathbf{s} : \quad m_{xr} = 5,75 \quad , \quad m_{xm} = 18,08 \quad , \quad m_{ym} = 21,70 \quad , \quad m_{erx} = -2,33 \quad , \quad m_{ex} = -12,73 \quad , \quad m_{ey} = -17,58$$

Momenti v polju (upoštevamo delno vpetost):

$$M_{xrd} = \frac{1}{2} (k / m_{xr} + s / m_{mxr}) = k/2 (1^{17a} / m_{xr} + 1^{22} / m_{mxr}) + s/2 (1^{17a} / m_{xr} + 1^{22} / m_{mxr})$$

$$\mathbf{M}_{rxd} = 55,18 / 2 \cdot (1/9,25 + 1/21,65) + 70,15 / 2 \cdot (1/4,15 + 1/5,75) = \mathbf{18,81 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{M}_{xmd} = 55,18 / 2 \cdot (1/13,7 + 1/34,15) + 70,15 / 2 \cdot (1/9,9 + 1/18,08) = \mathbf{8,31 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{M}_{ymd} = 55,18 / 2 \cdot (1/35,15 + 1/95,25) + 70,15 / 2 \cdot (-1/28,15 + 1/21,70) = \mathbf{3,94 \text{ kNm}}$$

Vpetostni momenti nad podporami (upoštevamo 100 % vpetost):

$$\mathbf{M}_{erxd} = - 55,18 / 9,85 - 70,15 / 2,33 = \mathbf{- 35,71 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{M}_{exd} = - 55,18 / 14,4 - 70,15 / 12,73 = \mathbf{- 9,34 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{M}_{eyd} = - 55,18 / 15,00 - 70,15 / 17,58 = \mathbf{- 7,67 \text{ kNm}}$$

Dimenzioniranje: $b/h/d = 100 / 14 / 11,5 \text{ cm}$
--

Polje: $M_{xmd}^5 = 8,31 \text{ kNm}$

$$k_{dx} = M_{xmd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dx} = 8,31 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,03876 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,01 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,x} = 1,0334$$

$$A_{s,x} = k_{s,x} \cdot M_{xd} / f_{yd} \cdot d = 1,0334 \cdot 8,31 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 1,72 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 189 ~ spodaj	($A_{sdej} = 1,89 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	--

Prosti rob: $M_{rxd}^5 = 18,81 \text{ kNm}$

$$k_{drx} = M_{rxd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{drx} = 18,81 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,084 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,94 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,xy} = 1,056$$

$$A_{s,rx} = k_{s,rx} \cdot M_{rxd} / f_{yd} \cdot d = 1,056 \cdot 18,81 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 3,97 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$A_{s,prob} = A_{s,ra\check{c}} - A_{s,polja} = 3,97 - 1,72 = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 226 + Q 189 ~ spodaj	($A_{sdej} = 4,15 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	------------------------	--

Rob 1-2: $M_{erxd}^5 = - 35,71 \text{ kNm}$

$$k_{derx} = M_{erxd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{derx} = 35,71 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,162 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -2,98 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,erx} = 1,102$$

$$A_{s,erx} = k_{s,erx} \cdot M_{erxd} / f_{yd} \cdot d = 1,121 \cdot 35,71 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 7,87 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 785 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 7,85 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	--

Rob 1-2: $M_{exd}^5 = - 9,34 \text{ kNm}$

$$k_{dex} = M_{exd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dex} = 9,34 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0423 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,08 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,xy} = 1,036$$

$$A_{s,ex} = k_{s,ex} \cdot M_{exd} / f_{yd} \cdot d = 1,036 \cdot 9,34 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 2,42 \text{ cm}^2 / \text{m}' \quad (1,94 \text{ cm}^2 / \text{m}')$$

IZBEREMO:	4 $\phi 10$ ($e=25 \text{ cm}$)~zgoraj ali (R 196)	($A_{sdej}=3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)($A_{sdej}=1,96 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	--	--

Rob 2-2: $M_{eyd}^5 = - 7,67 \text{ kNm}$

$$k_{dey} = M_{eyd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dey} = 7,67 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0347 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_l = 10 / -1,00 \% \rightarrow k_{s,xy} = 1,033$$

$$A_{s,ey} = k_{s,ea} \cdot M_{eyd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 7,67 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 1,59 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 189 ~ zgoraj	($A_{sdey} = 1,89 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	--

Izvedemo izravnavo momenta nad podporo med pozicijami P1005 in P1001:

$$M_{erxd}^{1005} = - 35,71 \text{ kNm} \quad , \quad M_{exd}^{1005} = - 9,34 \text{ kNm}$$

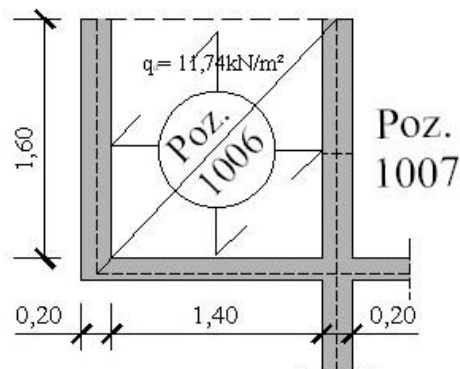
$$M_{exd}^{1001} = \dots\dots\dots \text{kNm} \quad (\text{polje plošče osrednjega dela konstrukcije})$$

Izvedemo izravnavo momenta nad podporo med pozicijami P1005 in P1009:

$$M_{erxd}^5 = - 35,71 \text{ kNm} \quad \dots\dots\dots$$

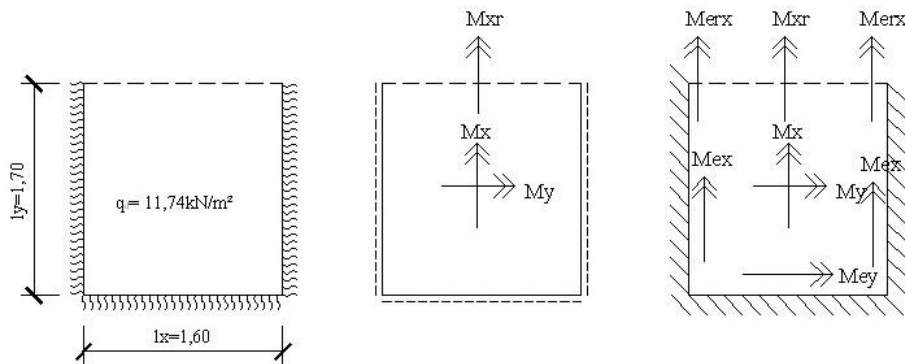
A.2.2 P1106 ~ AB plošča levega jedra, h = 14 cm

Zasnova:



Obtežba: $q_{d2} = 1,35 \cdot 5,36 + 1,50 \cdot 3,00 = 11,74 \text{ kN/m}^2$

Obremenitev: če je $\varepsilon = l_y / l_x > 2$ je plošča nosilna v eni smeri



Koeficijenti obremenitve po Czerny-ju:

$$\varepsilon = l_y / l_x = 1,70 / 1,60 = \mathbf{1,063}$$

$$\mathbf{k} = q_{d1} \cdot l_x \cdot l_y = 11,74 \cdot 1,70 \cdot 1,60 = \mathbf{31,93 \text{ kN}}$$

TABELA 17a:

$$k: m_{xr} = 10,43, m_{xm} = 13,76, m_{ym} = 44,35, m_{xy1} = \pm 16,03, m_{xy2} = \pm 106,35$$

TABELA 22:

$$k: m_{xr} = 25,62, m_{xm} = 34,68, m_{ym} = 115,30, m_{erx} = -12,36, m_{ex} = -15,38, m_{ey} = -18,67$$

Momenti v polju (upoštevamo delno vpetost):

$$M_{xrd} = \frac{1}{2} (k / m_{xr} + s / m_{mxr}) = k/2 (1^{17a} / m_{xr} + 1^{22} / m_{mxr}) + s/2 (1^{17a} / m_{xr} + 1^{22} / m_{mxr})$$

$$\mathbf{M_{rxd} = 31,93 / 2 \cdot (1/10,43 + 1/25,62) = 2,154 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{M_{xmd} = 31,93 / 2 \cdot (1/13,76 + 1/34,68) = 1,784 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{M_{ymd} = 31,93 / 2 \cdot (1/44,35 + 1/115,30) = 0,499 \text{ kNm}}$$

Vpetostni momenti nad podporami (upoštevamo 100 % vpetost):

$$\mathbf{M_{erxd} = -31,93 / 12,36 = -2,583 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{M_{exd} = -31,93 / 15,38 = -2,076 \text{ kNm}}$$

$$\mathbf{M_{eyd} = -31,93 / 18,67 = -1,71 \text{ kNm}}$$

Dimenzioniranje:	$b/h/d = 100 / 14 / 11,5 \text{ cm}$
-------------------------	--------------------------------------

Polje: $\mathbf{M_{xmd}^6 = 1,784 \text{ kNm}}$

$$k_{dx} = M_{xmd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dx} = \mathbf{1,784} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0081 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_{s,x} = 1,033$$

$$A_{s,x} = k_{s,x} \cdot M_{xd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot \mathbf{1,784} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 0,37 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 157 ~ spodaj	($A_{sdej} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	--

Prosti rob: $M_{rxd}^6 = \mathbf{2,154} \text{ kNm}$

$$k_{drx} = M_{rxd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{drx} = \mathbf{2,154} \text{ kNm} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,00975 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1 \text{‰} \rightarrow k_{s,xy} = 1,033$$

$$A_{s,rx} = k_{s,rx} \cdot M_{rxd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot \mathbf{2,154} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 0,45 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 157 ~ spodaj	($A_{sdej} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	--

Rob 1-2: $M_{erxd}^6 = -\mathbf{2,583} \text{ kNm}$, $M_{exd}^6 = -\mathbf{2,076} \text{ kNm}$

Za zgornja momenta izvedemo izravnavo z pozicijo P 1007.

Rob 2-2: $M_{eyd}^6 = -\mathbf{1,71} \text{ kNm}$

$$k_{dey} = M_{eyd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dey} = \mathbf{1,71} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,00774 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_{s,xy} = 1,033$$

$$A_{s,ey} = k_{s,ea} \cdot M_{eyd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot \mathbf{1,71} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 0,44 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

C25/30: $f_{ctm} = 0,226 \text{ kN/cm}^2$

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,00169 \cdot b_t \cdot d = 0,00169 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,944 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$
, (za

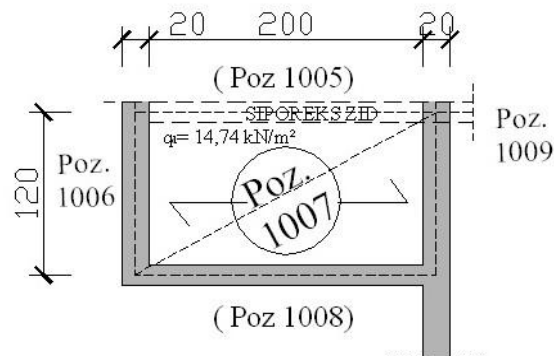
$$f_{yk} = 34,78)$$

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$
, (za

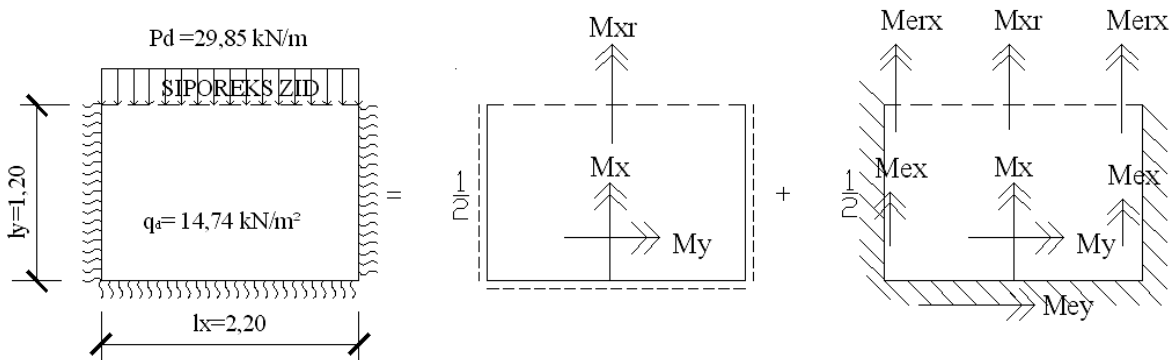
IZBEREMO:	R157~zgoraj ali 4φ8(e= 25 cm)	($A_{sdej}=1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$) ($A_{sdej}=2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	-------------------------------	---

$$f_{yk}=43,48)$$

A.2.3 P1107 ~ AB plošča levega jedra pod strojnico, h =14 cm

Zasnova:

Obtežba: $q_{d1} = 1,35 g_{\text{strehe}} + 1,50 q_1 = 14,74 \text{ kN/m}^2$

Obremenitev:Koeficijenti obremenitve po Czerny-ju:

$$\varepsilon = l_y / l_x = 120 / 2,20 = \mathbf{0,55}$$

$$k = q_{d1} \cdot l_x \cdot l_y = 14,74 \cdot 2,20 \cdot 1,20 = \mathbf{38,91 \text{ kN}}$$

$$s = P_{d15} \cdot l_x = 29,85 \cdot 2,20 = \mathbf{65,67 \text{ kN}}$$

TABELA 17a:

$$k: \quad m_{xr} = 9,50, \quad m_{xm} = 16,10, \quad m_{ym} = 26,65$$

$$s: \quad m_{xr} = 4,70, \quad m_{xm} = 9,20, \quad m_{ym} = -46,30$$

TABELA 22:

$$k: \quad m_{xr} = 20,55, \quad m_{xm} = 42,10, \quad m_{ym} = 81,70, \quad m_{erx} = -7,10, \quad m_{ex} = -15,25, \quad m_{ey} = -10,45$$

TABELA 21:

$$s: \quad m_{xr} = 7,30, \quad m_{xm} = 21,65, \quad m_{ym} = 15,40, \quad m_{erx} = -2,30, \quad m_{ex} = -10,60, \quad m_{ey} = -6,95$$

Momenti v polju (upoštevamo delno vpetost):

$$M_{xrd} = \frac{1}{2} (k/m_{xr} + s/m_{mxr}) = k/2 (1^{17a}/m_{xr} + 1^{22}/m_{mxr}) + s/2 (1^{17a}/m_{xr} + 1^{21}/m_{mxr})$$

$$M_{rxd} = 38,91 / 2 \cdot (1/9,5 + 1/20,55) + 65,67 / 2 \cdot (1/4,70 + 1/7,30) = \mathbf{14,49 \text{ kNm}}$$

$$M_{xmd} = 38,91 / 2 \cdot (1/16,10 + 1/42,10) + 65,67 / 2 \cdot (1/9,2 + 1/21,65) = \mathbf{6,76 \text{ kNm}}$$

$$M_{ymd} = 38,91 / 2 \cdot (1/26,65 + 1/81,70) + 65,67 / 2 \cdot (-1/46,30 + 1/15,40) = \mathbf{2,39 \text{ kNm}}$$

Vpetostni momenti nad podporami (upoštevamo 100 % vpetost):

$$M_{erxd} = -38,91 / 7,10 - 65,67 / 2,30 = \mathbf{-34,03 \text{ kNm}}$$

$$M_{exd} = -38,91 / 15,25 - 65,67 / 10,60 = \mathbf{-8,75 \text{ kNm}}$$

$$M_{eyd} = -38,91 / 10,45 - 65,67 / 6,95 = \mathbf{-13,17 \text{ kNm}}$$

Dimenzioniranje:	b/h/d = 100 / 14 / 11,5 cm
-------------------------	----------------------------

Polje: $M_{xmd} = \mathbf{6,76 \text{ kNm}}$

$$k_{dx} = M_{xmd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dx} = \mathbf{6,76} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0306 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_{s,x} = 1,033$$

$$A_{s,x} = k_{s,x} \cdot M_{xd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot \mathbf{6,76} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 1,39 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih:

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 157 ~ spodaj	($A_{sdej} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	--

Prosti rob:

Ker poziciji P1105 in P1107 prehajata ena v drugo na prostem robu, privzamemo vrednost večjega momenta pozicije P1105:

$$(M_{rxd}^{1107} = 14,49 \text{ kNm}), \quad M_{rxd}^{1105} = \mathbf{18,81 \text{ kNm}}$$

$$k_{dx} = \mathbf{18,81} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,085 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,72\text{‰} \rightarrow k_{s,x} = 1,057$$

$$A_{s,x} = k_{s,x} \cdot M_{xd} / f_{yd} \cdot d = 1,057 \cdot \mathbf{18,81} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 3,98 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$A_{s,pro.r.} = A_{s,rač} - A_{s,polja} = 3,98 - 1,57 = 2,41 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 257 + Q 157 ~ spodaj	($A_{sdej} = 4,14 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	------------------------	--

$$(M_{erxd}^{1107} = -34,03 \text{ kNm}), \quad M_{erxd}^{1105} = \mathbf{-35,75 \text{ kNm}}$$

$$k_{dx} = \mathbf{35,75} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,162 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -2,95\text{‰} \rightarrow k_{s,x} = 1,101$$

$$A_{s,x} = k_{s,x} \cdot M_{xd} / f_{yd} \cdot d = 1,101 \cdot \mathbf{35,75} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 7,87 \text{ cm}^2 / \text{m}' \quad (9,84 \text{ cm}^2)$$

IZBEREMO:	9φ12(e = 11,11 cm)~zgoraj ali R 785	(A _{sdej} =10,18cm ² /m')(A _{sdej} =7,85cm ² /m')
-----------	-------------------------------------	---

$$(M_{\text{exd}}^{1107} = -8,75 \text{ kNm}), \quad M_{\text{exd}}^{1105} = -9,34 \text{ kNm}$$

$$k_{\text{dx}} = 9,34 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0423 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,083\% \rightarrow k_{s,x} = 1,036$$

$$A_{s,x} = k_{s,x} \cdot M_{\text{xd}} / f_{\text{yd}} \cdot d = 1,036 \cdot 9,34 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 1,94 \text{ cm}^2 / \text{m}' \quad (2,43 \text{ cm}^2)$$

IZBEREMO:	4φ10(e=25 cm)~zgoraj(alii R 196)	(A _{sdej} =3,14 cm ² /m')(A _{sdej} =1,96 cm ² /m')
-----------	----------------------------------	--

Rob 2-2 :

Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1107 in P1108:

$$M_{\text{eyd}}^{P1107} = -13,17 \text{ kNm} \quad M_{\text{eyd}}^{P1108} = -5,754 \text{ kNm}$$

$$|M_{\text{dey}}| = |M_{\text{d P1107}} + M_{\text{d P1108}}| \cdot \frac{1}{2} \geq 0,75 \max(|M_{\text{d}}^{P1107}|, |M_{\text{d}}^{P1108}|)$$

$$|M_{\text{dey}}| = |13,17 + 5,754 \text{ kNm}| \cdot \frac{1}{2} = |9,46 \text{ kNm}| < |9,88 \text{ kNm}| \rightarrow \text{zgornji pogoj ni}$$

izpoljen, izberemo večjega

$$M_{\text{eyd}}^{7-8} = -9,88 \text{ kNm}$$

$$k_{\text{dey}} = M_{\text{eyd}} / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{\text{dey}} = 9,88 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,045 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,25\% \rightarrow k_{s,d} = 1,038$$

$$A_{s,ey} = k_{s,d} \cdot M_{\text{eyd}} / f_{\text{yd}} \cdot d = 1,041 \cdot 9,88 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 2,05 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 226 ~ zgoraj	(A _{sdej} = 2,26 cm ² /m')
-----------	----------------	--

Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1107 in P1106:

$$M_{\text{erxd}}^{1106} = -2,583 \text{ kNm} \quad , \quad M_{\text{erxd}}^{1106} = -2,076 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{erxd}}^{1107} = -34,03 \text{ kNm} \quad , \quad M_{\text{erxd}}^{1107} = -8,75 \text{ kNm}$$

$$|M_{\text{derx}}| = |M_{\text{d P1106}} + M_{\text{d P1107}}| \cdot \frac{1}{2} \geq 0,75 \max(|M_{\text{d}}^{P1106}|, |M_{\text{d}}^{P1107}|)$$

$$|M_{\text{derx}}| = |2,583 + 34,03 \text{ kNm}| \cdot \frac{1}{2} = |18,31 \text{ kNm}| < |25,52 \text{ kNm}| \rightarrow \text{zgornji pogoj ni}$$

izpoljen, izberemo večjega

$$|M_{\text{dex}}| = |2,076 + 8,75 \text{ kNm}| \cdot \frac{1}{2} = |5,413 \text{ kNm}| < |6,56 \text{ kNm}| \rightarrow \text{zgornji pogoj ni}$$

izpoljen, izberemo večjega

$$M_{\text{erxd}}^{7,6} = -25,52 \text{ kNm}$$

$$k_{\text{derx}} = M_{\text{erxd}} / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{\text{derx}} = 25,52 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,116 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -2,18\% \rightarrow k_{s,d} = 1,074$$

$$A_{s,erx} = k_{s,d} \cdot M_{erxd} / f_{yd} \cdot d = 1,074 \cdot 25,52 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 5,44 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	R 628~ zgoraj	($A_{sdej} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}'$)
-----------	---------------	--

$$M_{exd}^{7,6} = - 6,56 \text{ kNm}$$

$$k_{dex} = M_{exd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dex} = 6,56 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0297 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,d} = 1,033$$

$$A_{s,ex} = k_{s,d} \cdot M_{exd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 6,56 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 1,35 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po EC standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 157 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}'$)
-----------	----------------	--

Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1107 in P1109:

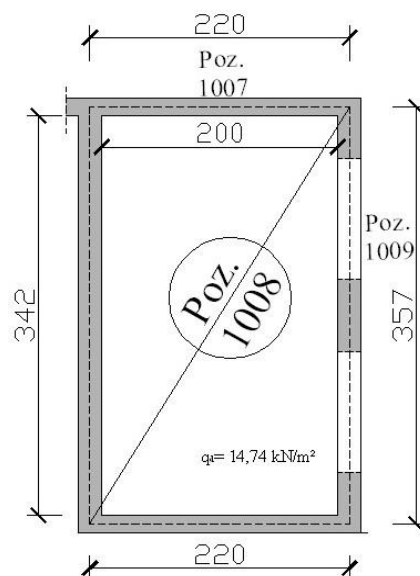
$$M_{erxd}^{1107} = -34,03 \text{ kNm} \quad , \quad M_{exd}^{1107} = - 8,75 \text{ kNm}$$

$$M_{exd}^{1109} = - 7,19 \text{ kNm} \quad , \quad M_{eyd}^{1109} = - 5,754 \text{ kNm}$$

Izvedemo izračun v poziciji P1109.

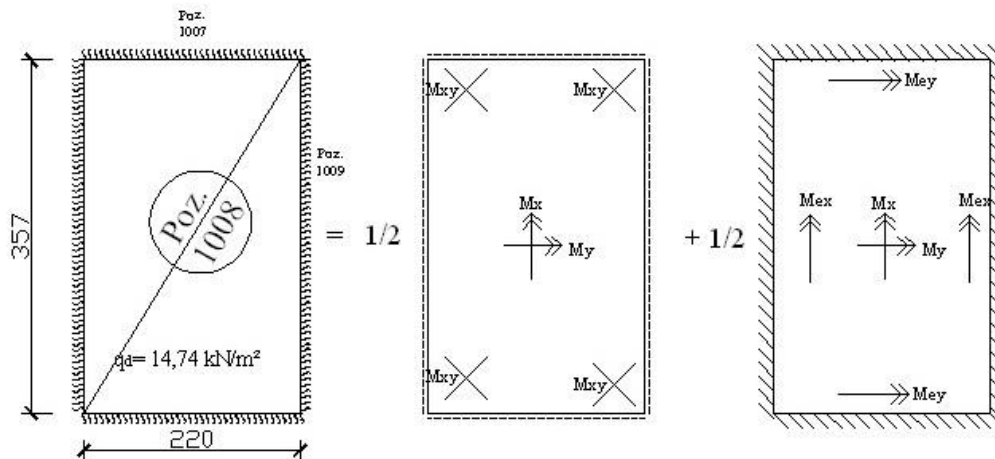
A.2.4 P1108 ~ AB plošča levega jedra pod strojnico, h =14 cm

Zasnova:



Obtežba:

$$q_{d1} = 1,35 q_{\text{strehe}} + 1,50 q_1 = 14,74 \text{ kN/m}^2$$

Obremenitev:Koeficijenti obremenitve po Czerny-ju:

$$\varepsilon = l_y / l_x = 3,57 / 2,2 = 1,62$$

$$k = q_{d1} \cdot l_x \cdot l_y = 14,74 \cdot 3,57 \cdot 2,2 = 115,77 \text{ kN}$$

TABELA 1:

$$k: \quad m_x = 20,3, \quad m_y = 59,04, \quad m_{xy} = \pm 24,17$$

TABELA 6:

$$k: \quad m_x = 37,69, \quad m_y = 101,60, \quad m_{ex} = 16,11, \quad m_{ey} = -20,12$$

Momenti v polju (upoštevamo delno vpetost):

$$M_{xd} = \frac{1}{2} \left(\frac{k}{m_x} + \frac{k}{m_y} \right) = \frac{k}{2} \left(\frac{1}{m_x} + \frac{1}{m_y} \right)$$

$$M_{xd} = 115,77 / 2 \cdot \left(\frac{1}{20,3} + \frac{1}{37,69} \right) = 4,39 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 115,77 / 2 \cdot \left(\frac{1}{59,04} + \frac{1}{101,60} \right) = 1,55 \text{ kNm}$$

Vpetostni momenti nad podporami (upoštevamo 100 % vpetost):

$$M_{exd} = -115,77 / 16,11 = -7,19 \text{ kNm}$$

$$M_{eyd} = -115,77 / 20,12 = -5,754 \text{ kNm}$$

Dimenzioniranje:	$b/h/d = 100 / 14 / 11,5 \text{ cm}$
-------------------------	--------------------------------------

Polje: $M_{xmd} = 4,39 \text{ kNm}$

$$k_{dx} = M_{xmd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dx} = 4,39 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0199 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\% \rightarrow k_{s,x} = 1,033$$

$$A_{s,x} = k_{s,x} \cdot M_{xd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 4,39 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 0,91 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 157 ~ spodaj	($A_{sdej} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	--

Podpora: $M_{exd}^{1108} = -7,19 \text{ kNm}$, $M_{eyd}^{1108} = -5,754 \text{ kNm}$

$M_{exd}^{1108} = -7,19 \text{ kNm} \rightarrow$ tudi izravnava z P1009

$$k_{dex} = M_{exd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dex} = 7,19 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0326 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\% \rightarrow k_{s,x} = 1,033$$

$$A_{s,x} = k_{s,x} \cdot M_{xd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 7,19 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 1,48 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 157 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	--

$M_{eyd}^{1108} = -5,754 \text{ kNm} \rightarrow$ kot tudi izravnava z P1107, ki nam da $M_{eyd}^{P1107} = -9,88$

kNm

$$k_{dey} = M_{eyd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dey} = 5,754 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,026 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\% \rightarrow k_{s,x} = 1,033$$

$$A_{s,ey} = k_{s,ey} \cdot M_{eyd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 5,754 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 1,19 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

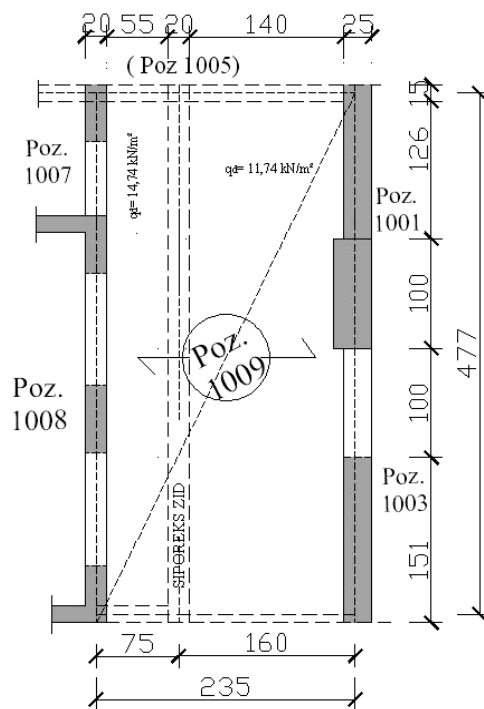
Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 157 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	--

A.3 P1109 ~ AB plošča levega jedra, delno pod strojnico, h = 14 cm

Zasnova:



Obtežba: $q_{d1} = 1,35g_{\text{strehe}} + 1,50 q_1 = 14,74 \text{ kN/m}^2$

$q_{d2} = 1,35g_{\text{strehe}} + 1,50 q_2 = 11,74 \text{ kN/m}^2$

Robna obtežba zaradi siporeks zida, $d = 20 \text{ cm}$:

$g_{\text{sip},20} = 3,00 \cdot 0,20 \cdot 20,00 = 12,00 \text{ kN/m'}$

$P_{dg,\text{sip}} = 1,35 \cdot g_{\text{sip},20} = 1,35 \cdot 12,00 = 16,20 \text{ kN/m'}$

Obtežba stropne AB plošča, $d=14 \text{ cm}$:

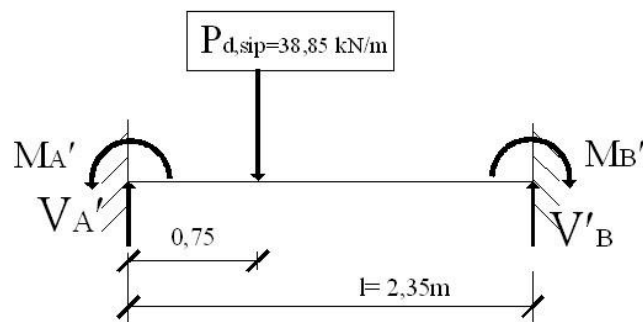
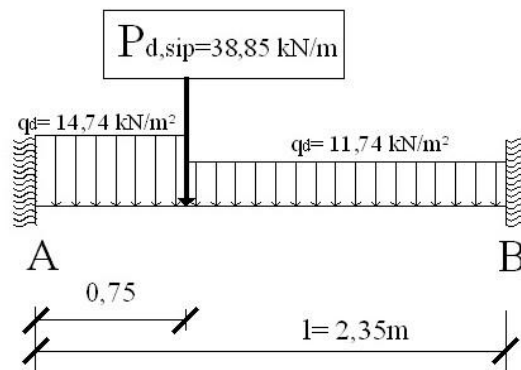
$q_d' = 13,80 \text{ kN/m}^2$, $A_{20} = 7,83 \text{ m}^2$, $l_{20} = 4,77 \text{ m}$

$P_{dq,\text{sip}} = q_d' \cdot A_{20} / l_{20} = 13,80 \cdot 7,83 / 4,77 = 22,65 \text{ kN/m'}$

Linjska obtežbazaradi siporeks stene:

$P_{d20} = P_{dg,\text{sip}} + P_{dq,\text{sip}} = 16,20 + 22,65 = 38,85 \text{ kN/m'}$

Obremenitev:



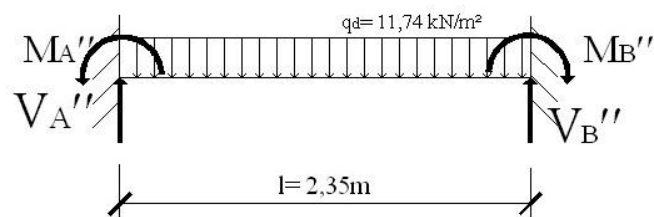
$$V_{Ad}' = 3/8 \cdot 11,74 \cdot 4,20 = 18,49 \text{ kN/m'}$$

$$V_{Bd}' = 5/8 \cdot 11,74 \cdot 4,20 = 30,82 \text{ kN/m'}$$

$$M_{Ad}' = -ql^2/8 = 11,74 \cdot 4,20^2/8 = - 25,89 \text{ kNm}$$

$$M_{Bd}' = -ql^2/8 = 11,74 \cdot 4,20^2/8 = - 25,89 \text{ kNm}$$

$$M_{dmax}' = 9 \cdot ql^2/128 = 9 \cdot 11,74 \cdot 4,20^2/128 = 14,56 \text{ kNm}$$



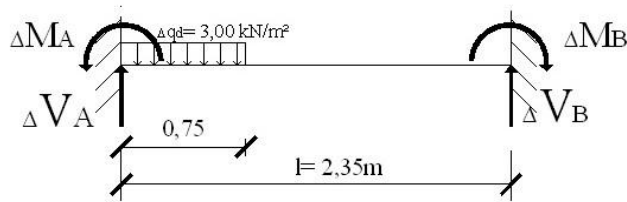
$$V_{Ad}'' = 3/8 \cdot 11,74 \cdot 4,20 = 18,49 \text{ kN/m'}$$

$$V_{Bd}'' = 5/8 \cdot 11,74 \cdot 4,20 = 30,82 \text{ kN/m'}$$

$$M_{Ad}'' = -ql^2/8 = 11,74 \cdot 4,20^2/8 = - 25,89 \text{ kNm}$$

$$M_{Bd}'' = -ql^2/8 = 11,74 \cdot 4,20^2/8 = - 25,89 \text{ kNm}$$

$$M_{dmax}'' = 9 \cdot q l^2 / 128 = 9 \cdot 11,74 \cdot 4,20^2 / 128 = 14,56 \text{ kNm}$$



$$\Delta V_{Ad} = q \cdot 2,70 \cdot [439,992 - 113,373] / 8 \cdot 4,2^3 = 6,49 \text{ kN/m'}$$

$$\Delta V_{Bd} = q \cdot 2,70 - \Delta V_{Ad} = 5,28 \text{ kN/m'}$$

$$\Delta M_{Ad} = [1/2 \cdot q \cdot 2,70 \cdot (1,50 + 4,20)] - \Delta V_{Ad} \cdot 4,20 = -6,29 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{Bd} = [1/2 \cdot q \cdot 2,70 \cdot (1,50 + 4,20)] - \Delta V_{Ad} \cdot 4,20 = -6,29 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{dmax} = \Delta V_{Ad}^2 / 2q = 6,49^2 / 2 \cdot 4,36 = 4,83 \text{ kNm}$$

Totale vrednosti reakcij:

$$A_d = V_{Ad}' + V_{Ad}'' + \Delta V_{Ad} = 18,49 + 6,49 = \mathbf{45,37 \text{ kN/m'}}$$

$$B_d = V_{Bd}' + V_{Bd}'' + \Delta V_{Bd} = 30,82 + 5,29 = \mathbf{23,34 \text{ kN/m'}}$$

$$M_{Ad} = M_{Ad}' + M_{Ad}'' + \Delta M_{Bd} = -25,89 - 6,29 = \mathbf{-18,39 \text{ kNm}}$$

$$M_{Bd} = M_{Bd}' + M_{Bd}'' + \Delta M_{Bd} = -25,89 - 6,29 = \mathbf{-11,88 \text{ kNm}}$$

$$M_{dmax} = A_d \cdot x - q_{dl} \cdot x^2 / 2 = 24,98x - 8,05x^2 = \mathbf{19,38 \text{ kNm}}$$

$$dM_{dmax} / dx = 0 \rightarrow 24,98 - 16,10x = 0 \rightarrow x_{max} = \mathbf{1,55 \text{ m}}$$

Dimenzioniranje: b/h/d = 100 / 14 / 11,5 cm
--

Polje: $M_{dmax} = \mathbf{19,38 \text{ kNm}}$, $x_{max} = 1,55 \text{ m}$

$$k_{d,polja} = M_{dmax} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = \mathbf{19,38} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,088 \rightarrow \epsilon_s / -\epsilon_1 = 10 / -1,76\% \rightarrow k_{s,x} = 1,0584$$

$$A_{s,polja} = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,0584 \cdot \mathbf{19,38} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 4,10 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

IZBEREMO:	R 424 ~ spodaj	($A_{sdej} = 4,24 \text{ cm}^2 / \text{m'}$)
------------------	----------------	--

Podpora A: $M_{Ad} = -18,39 \text{ kNm}$, izravnava z pozicijo P1109 in P1107

Podpora B : $M_{Bd} = -11,88 \text{ kNm}$, izravnava z pozicijo P1101 (plošča sred. dela)

Izravnalni moment nad podporo A pozicije P1109 z P1107:

$$M_{Ad}^{1109} = -18,39 \text{ kNm}$$

$$M_{erxd}^{1107} = -34,03 \text{ kNm} , M_{exd}^{1107} = -8,75 \text{ kNm}$$

$$|M_{erxd}| = |M_{dA}^{P1109} + M_d^{P1107}| \cdot \frac{1}{2} \geq 0,75 \max(|M_{dA}^{P1109}|, |M_d^{P1107}|)$$

$$|M_{erxd}^{9-7}| = |18,39 + 34,03 \text{ kNm}| \cdot \frac{1}{2} = |26,21 \text{ kNm}| > |25,52 \text{ kNm}| \rightarrow \text{zgornji pogoj je izpoljen, izberemo večjega}$$

$$|M_{exd}^{9-7}| = |18,39 + 8,75 \text{ kNm}| \cdot \frac{1}{2} = |13,57 \text{ kNm}| > |6,56 \text{ kNm}| \rightarrow \text{zgornji pogoj je izpoljen, izberemo večjega}$$

Podpora A :

$$M_{erxd}^{9-7} = -26,21 \text{ kNm}$$

$$k_{erxd} = M_{derx}^{7-A} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{erxd} = 26,21 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,119 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -2,59 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,d} = 1,0753$$

$$A_s = k_{s,d} \cdot M_{erxd}^{7,A} / f_{yd} \cdot d = 1,0753 \cdot 26,21 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 5,64 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	R 628 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}'$)
-----------	----------------	--

$$M_{exd}^{9-7} = -13,57 \text{ kNm}$$

$$k_{exd} = M_{exd}^{7,A} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{exd} = 13,57 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0614 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,38 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,d} = 1,045$$

$$A_{s,ex} = k_{s,d} \cdot M_{exd}^{7,A} / f_{yd} \cdot d = 1,045 \cdot 13,57 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 2,82 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	R 283 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 2,83 \text{ cm}^2/\text{m}'$)
-----------	----------------	--

Izravnalni moment nad podporo A pozicije P1109 z P1108:

$$M_{Ad}^{1109} = -18,39 \text{ kNm} \quad M_{exd}^{1108} = -7,19 \text{ kNm}$$

$$|M_{dpod}|^{9-8} = |M_d^{P1109} + M_d^{P1108}| \cdot \frac{1}{2} \geq 0,75 \max(|M_d^{P1109}|, |M_d^{P1108}|)$$

$$|M_{dpod}|^{9-8} = |18,39 + 7,19| \cdot \frac{1}{2} = |12,79 \text{ kNm}| < |13,793 \text{ kNm}| \rightarrow \text{zgornji pogoj ni}$$

izpoljen, izberemo večjega

$$M_{\text{dpod}}^{9-8} = -13,793 \text{ kNm}$$

$$k_{\text{dpod}} = M_{\text{exd}}^{9-8} / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{\text{dpod}} = 13,793 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0625 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,56 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,d} = 1,0455$$

$$A_{s,\text{pod}} = k_{s,d} \cdot M_{\text{exd}}^{9-8} / f_{yd} \cdot d = 1,0455 \cdot 13,793 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	R308 ~ zgoraj	($A_{s\text{dej}} = 3,08 \text{ cm}^2/\text{m}'$)
-----------	---------------	---

Izravnalni moment nad podporo A pozicije P1109 z P1105

Ker rob dvostransko podprtega polja dejansko ni rob plošče se le-ta nadaljuje naprej v pozicijo P1105 in ker plošča na tem mestu ni polno vpeta v steno oziroma sosednje polje smemo ta vpetostni moment zmanjšati na $0,75 \cdot M_{\text{erxd}}^5$, kar nam da:

$$M_{\text{erxd}}^{5,9} = -35,71 \cdot 0,75 = -26,783 \text{ kNm}$$

$$k_{\text{dpod}} = M_{\text{exd}}^{9-8} / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{\text{dpod}} = 26,783 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,1213 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -2,26 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,d} = 1,077$$

$$A_{s,\text{pod}} = k_{s,d} \cdot M_{\text{exd}}^{9-8} / f_{yd} \cdot d = 1,077 \cdot 26,783 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 5,77 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	R628 ~ zgoraj	($A_{s\text{dej}} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}'$)
-----------	---------------	---

A.3.1 Tabelarična primerjava rezultatov JUS-a z rezultati dobljenimi po EC-ju

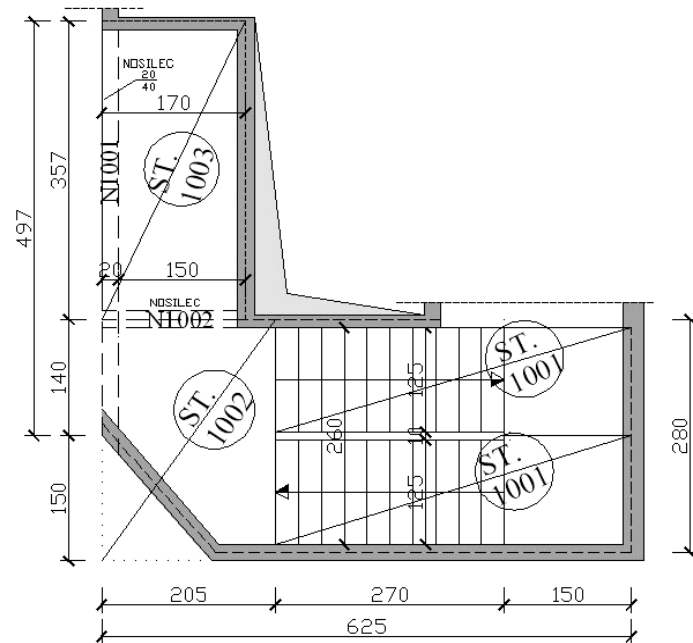
Pozicija	JUS		EUROCODE			
	peš račun		peš račun		program-SAFE	
	Momenti	Armatura	Momenti	Armatura	Momenti	Armatura
P1105	$M_{\text{xd}} = 6,70$	2,26	$M_{\text{xd}}^5 = 8,31$	+1,72	$M_{\text{xd}}^5 = 3,569$	
	$M_{\text{rxd}} = 14,60$	5,03	$M_{\text{rxd}}^5 = 18,81$	+3,97	$M_{\text{rxd}}^5 = 12,952$	
	$M_{\text{erxd}} = -15,40$	-5,09	$M_{\text{erxd}}^{5-7} = -35,71$	-7,87	$M_{\text{erxd}}^{5-7} = -20,385$	
	$M_{\text{exd}} = -7,60$	-2,87	$M_{\text{exd}}^{5-1} = -9,34$	-1,94	$M_{\text{exd}}^{5-1} = -31,066$	

	$M_{eyd} = -8,70$	-3,93	$M_{erxd}^{5-9} = -26,783$	-5,77	$M_{erxd}^{5-9} = -24,419$	
	$M_{xd} = 6,70$	2,26	$M_{eyd}^5 = -7,67$	-1,59	$M_{eyd}^5 = -4,476$	
P1106	$M_{xd} = 1,60$	2,51	$M_{xd}^6 = 1,784$	+1,56	$M_{xd}^6 = /$	
	$M_{rxd} = 1,60$	2,51	$M_{rxd}^{6-7} = 2,154$	+1,56	$M_{rxd}^{6-7} = /$	
	$M_{erxd} = -6,20$	-5,24	$M_{erxd}^{6-7} = -25,52$	-1,56	$M_{erxd}^{6-7} = - /$	
	$M_{exd} = -6,20$	-5,24	$M_{exd}^6 = -6,56$	-1,56	$M_{exd}^6 = - /$	
	$M_{eyd} = /$	/	$M_{eyd}^6 = -1,71$	-1,56	$M_{eyd}^6 = - /$	
P1107	$M_{xd} = 6,90$	5,24	$M_{xd}^7 = 6,76$	+1,56	$M_{xd}^7 = 9,061$	
	$M_{rxd} = 6,90$	5,24	$M_{rxd}^7 = 18,81$	+3,98	$M_{rxd}^7 = 9,061$	
	$M_{erxd} = -10,10$	5,24	$M_{erxd}^{7-5} = -35,75$	-7,87	$M_{erxd}^{7-5} = -18,013$	
	$M_{exd} = -10,10$	5,24	$M_{exd}^{7-5} = -9,34$	-1,94	$M_{exd}^{7-5} = -18,013$	
	$M_{eyd} = /$	5,24	$M_{eyd}^{7-8} = -9,88$	-2,05	$M_{eyd}^{7-8} = -6,752$	
P1108	$M_{xd}^8 = 6,90$	5,24	$M_{xd}^8 = 4,39$	+1,56	$M_{xd}^8 = 4,454$	
	$M_{exd}^8 = -6,20$	-5,24	$M_{exd}^8 = -7,19$	-1,56	$M_{exd}^8 = -5,372$	
	$M_{eyd}^8 = /$	/	$M_{eyd}^8 = -5,75$	-1,56	$M_{eyd}^8 = -1,214$	
	$M_{eyd}^{8-7} = /$	/	$M_{eyd}^{8-7} = -9,88$	-2,05	$M_{eyd}^{8-7} = -6,752$	
	$M_{exd}^{8-9} = -10,10$	-6,04	$M_{exd}^{8-9} = -13,793$	-2,88	$M_{exd}^{8-9} = -13,372$	
P1109	$M_{d,polja}^9 = 8,90$	5,24	$M_{d,polja}^9 = 11,38$	2,34	$M_{d,polja}^9 = 20,26$	
	$M_{exd}^{9-7} = -10,10$	-6,04	$M_{exd}^{9-7} = -13,57$	-2,82	$M_{exd}^{9-7} = -12,952$	
	$M_{erxd}^{9-7} = -10,10$	-6,04	$M_{erxd}^{9-7} = -26,21$	-5,64	$M_{erxd}^{9-7} = -12,952$	
	$M_{exd}^{9-8} = -10,10$	-6,04	$M_{exd}^{9-8} = -13,793$	-2,88	$M_{exd}^{9-8} = -20,939$	
	$M_{erxd}^{9-5} = -15,40$	-5,09	$M_{erxd}^{9-5} = -26,783$	-5,77	$M_{erxd}^{9-5} = -24,419$	

Preglednica 2: Tabelarična primerjava rezultatov momentov in armature pozicije od P1105 do P1109

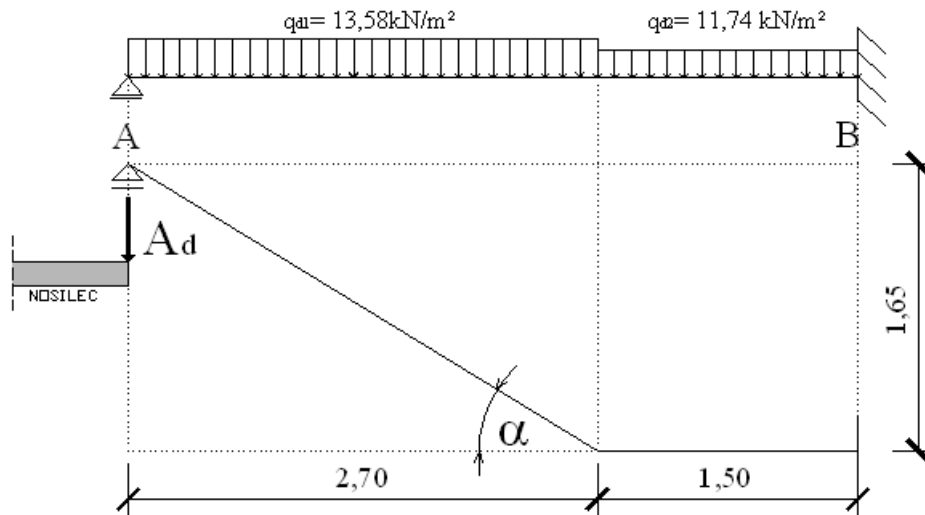
A.4 STL 1000 ~ Glavne stopnice levega jedra

Pozicijska slika:



A.4.1 STL 1001 ~ Rama glavnih stopnic

Zasnova:



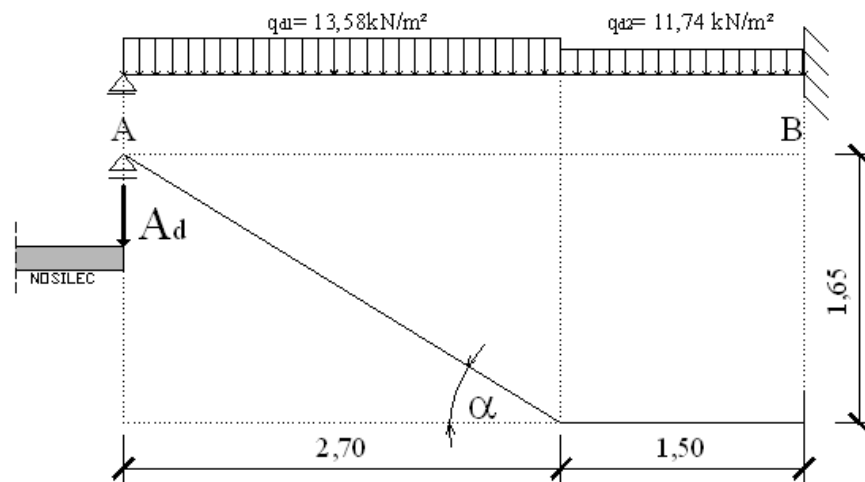
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{16,5}{27} = 0,611 \rightarrow \alpha = 31,43^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,8533$$

27

Obtežba:

<i>STALNA OBTEŽBA:</i>		STL IN STD 1000
AB-plošča	$0,14 \cdot 25,00 \cdot (1/0,8533)$	4,102 kN/m ²

Stopniščna obloga	$((0,27+0,165) \cdot 0,005/0,27) \cdot 25,00$	0,201 kN/m ²
AB stopnice	$(0,27 \cdot 0,165) \cdot 25,00/2 \cdot 0,27$	2,063 kN/m ²
Omet	0,02 · 18,00	0,36 kN/m ²
Rama:	$g_1 = 6,726 \text{ kN/m}^2$	
Talna obloga + izolacija		1,50 kN/m ²
AB-plošča	0,14 · 25,00	3,50 kN/m ²
Omet	0,02 · 18,00	0,36 kN/m ²
Podest:	$g_2 = 5,36 \text{ kN/m}^2$	
<i>Koristna obtežba:</i>		
- rama	$q_1 =$	3,00 kN/m²
- podest	$q_2 =$	3,00 kN/m²
<i>Računska obtežba:</i>		
$q_{d1} = \gamma_g \cdot g_{\text{rama}} + \gamma_q \cdot q_1$	$= 1,35g_{\text{rama}} + 1,50 q_1 =$	$1,35 \cdot 6,726 + 1,50 \cdot 3,00 =$
$q_{d2} = \gamma_g \cdot g_{\text{podest}} + \gamma_q \cdot q_2$	$= 1,35g_{\text{podest}} + 1,50 q_2 =$	$1,35 \cdot 5,36 + 1,50 \cdot 3,00 =$
Rama:	$q_{d1} = 13,58 \text{ kN/m}^2$	
Podest:	$q_{d2} = 11,74 \text{ kN/m}^2$	

Obremenitev:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{16,5}{27} = 0,611 \rightarrow \alpha = 31,43^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,8533$$

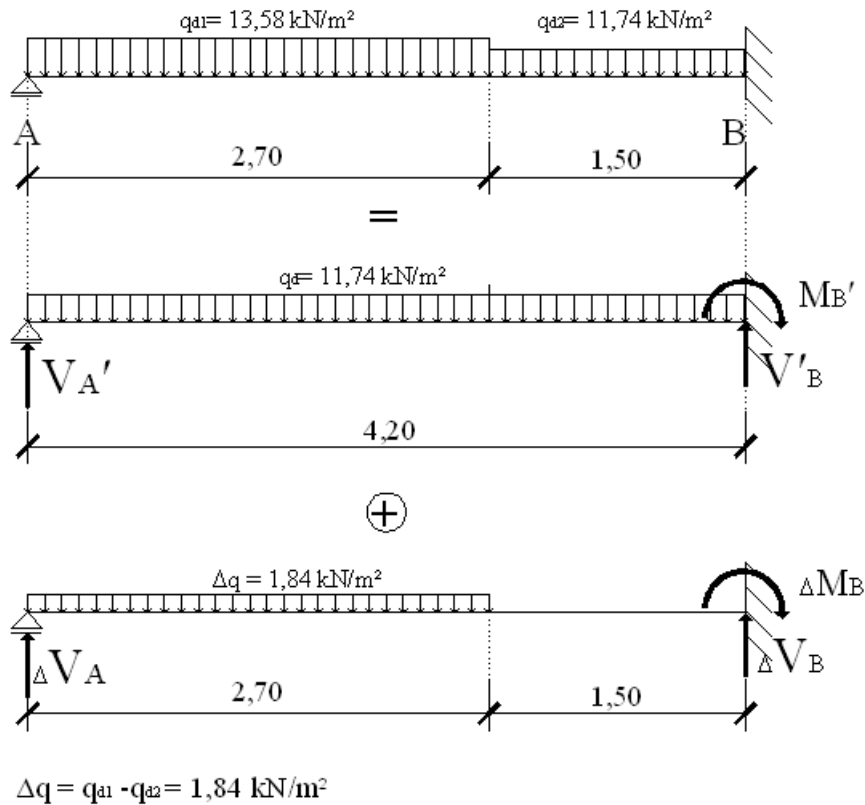
27

$$V_{Ad}' = 3/8 \cdot 11,74 \cdot 4,20 = 18,49 \text{ kN/m}$$

$$V_{Bd}' = 5/8 \cdot 11,74 \cdot 4,20 = 30,82 \text{ kN/m}$$

$$M_{Bd}' = -ql^2/8 = 11,74 \cdot 4,20^2/8 = -25,89 \text{ kNm}$$

$$M_{dmax}' = 9 \cdot ql^2/128 = 9 \cdot 11,74 \cdot 4,20^2/128 = 14,56 \text{ kNm}$$



$$\Delta V_{Ad} = \Delta q \cdot 2,70 \cdot [439,992 - 113,373] / 8 \cdot 4,2^3 = 2,74 \text{ kN/m'}$$

$$\Delta V_{Bd} = \Delta q \cdot 2,70 - \Delta V_{Ad} = 2,23 \text{ kN/m'}$$

$$\Delta M_{Bd} = [1/2 \cdot \Delta q \cdot 2,70 \cdot (1,50 + 4,20)] - \Delta V_{Ad} \cdot 4,20 = 2,65 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{dmax} = \Delta V_{Ad}^2 / 2 \Delta q = 2,74^2 / 2 \cdot 0,334 = 3,754 \text{ kNm}$$

Totalne vrednosti reakcij:

$$A_d = V_{Ad}' + \Delta V_{Ad} = 18,49 + 2,74 = \mathbf{21,23 \text{ kNm}}$$

$$B_d = V_{Bd}' + \Delta V_{Bd} = 30,82 + 2,23 = \mathbf{33,05 \text{ kNm}}$$

V vmesni točki pri $x = 2,70\text{m}$ pa je prečna sila $Q = 18,986\text{kN/m'}$

$$M_{Bd} = M_{Bd}' + \Delta M_{Bd} = -25,89 - 2,65 = \mathbf{-28,54 \text{ kNm}}$$

$$M_{dmax} = A_d \cdot x - q_{d1} \cdot x^2/2 = 21,23 \cdot x - 13,58 \cdot x^2/2 = \mathbf{16,60 \text{ kNm}}$$

$$dM_{dmax}/dx = 0 \rightarrow 21,23 - 13,58 \cdot x = 0 \rightarrow x_{max} = \mathbf{1,56 \text{ m}}$$

Dimenzioniranje: $b/h/d = 100 / 14 / 11,5 \text{ cm}$
--

$$C 25/30 \rightarrow \alpha_{fcd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$R_A (S400) \rightarrow f_{yd} = 34,78 \text{ kN/cm}^2$$

$$R_M (S500) \rightarrow f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Rama: $M_{dmax} = 16,60 \text{ kNm}$

$$k_d = M_{dmax} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = 16,60 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0752 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,58\text{‰} \rightarrow k_{s,x} = 1,052$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,052 \cdot 16,60 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 3,49 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (4,37)$$

IZBEREMO:	R 385 ~ spodaj ali 6 $\phi 10$	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2$) ali ($A_{sdej} = 4,71 \text{ cm}^2$)
-----------	--------------------------------	---

Podest- podpora B: $M_{Bd} = -28,54 \text{ kNm}$

$$k_d = M_{Bd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

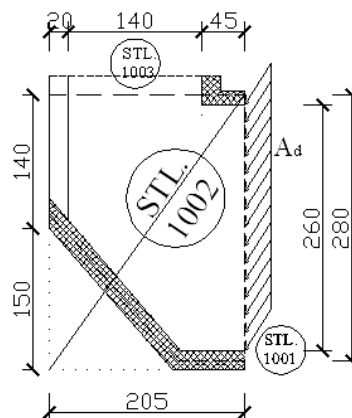
$$k_{derx} = 28,54 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,129 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -2,40\text{‰} \rightarrow k_{s,erx} = 1,082$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,082 \cdot 28,54 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 6,18 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

IZBEREMO:	R 628 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 6,28 \text{ cm}^2$)
-----------	----------------	------------------------------------

A.4.2 STL1002 ~ Vmesni podest glavnih stopnic

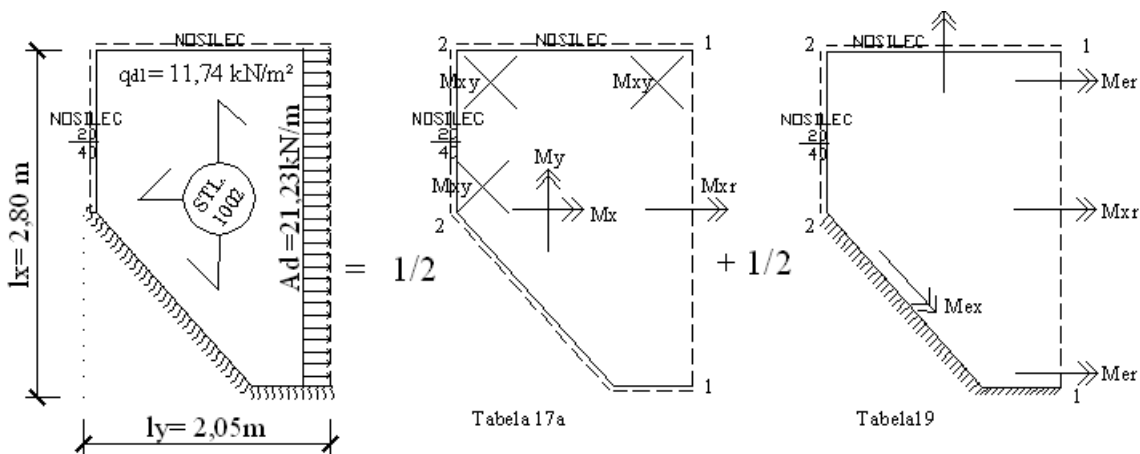
Zasnov:



Obtežba: $q_{d2} = 1,35 \cdot 5,36 + 1,50 \cdot 3,00 = 11,74 \text{ kN/m}^2$

$$A_d = 21,23 \text{ kNm}$$

Obremenitev:



Koeficijenti obremenitve po Czerny-ju:

$$\varepsilon = l_y / l_x = 2,05 / 2,80 = \mathbf{0,732}$$

$$k = q_{d2} \cdot l_x \cdot l_y = 11,74 \cdot 2,80 \cdot 2,05 = \mathbf{67,39 \text{ kN}}$$

$$s = q_x \cdot l_x = 21,23 \cdot 2,80 = \mathbf{59,44 \text{ kN}}$$

TABELA 17a:

$$k: \quad m_{xr} = 9,10 \quad , \quad m_{xm} = 14,07 \quad , \quad m_{ym} = 30,96 \quad , \quad m_{xy1} = \pm 12,15 \quad , \quad m_{xy2} = \pm 38,84$$

$$s: \quad m_{xr} = 4,27 \quad , \quad m_{xm} = 9,46 \quad , \quad m_{ym} = 31,98 \quad , \quad m_{xy2} = \pm 10,47$$

TABELA 19:

$$k: \quad m_{xr} = 12,49 \quad , \quad m_{xm} = 17,57 \quad , \quad m_{ym} = 32,31 \quad , \quad m_{erx} = - 6,39 \quad , \quad m_{ex} = -9,06$$

$$s: \quad m_{xr} = 5,80 \quad , \quad m_{xm} = 15,59 \quad , \quad m_{ym} = 0,00 \quad , \quad m_{erx} = - 2,80 \quad , \quad m_{ex} = -7,63$$

Momenti v polju (upoštevamo delno vpetost):

$$M_{xrd} = 1/2 (k / m_{xr} + s / m_{xr}) = k/2 (1^{17a}/m_{xr} + 1^{19}/ m_{mxr}) + s/2 (1^{17a}/m_{xr} + 1^{19}/ m_{mxr})$$

$$M_{xrd} = \mathbf{67,39 \text{ kN} / 2 \cdot (1/9,10 + 1/ 12,49) + 59,44/2(1/4,27 + 1/ 5,80) = \mathbf{18,49 \text{ kNm}}$$

$$M_{xmd} = \mathbf{67,39 \text{ kN} / 2 \cdot (1/14,07 + 1/ 17,57) + 59,44/2 (1/9,46 + 1/ 15,59) = \mathbf{9,36 \text{ kNm}}$$

$$M_{ymd} = \mathbf{67,39 \text{ kN} / 2 \cdot (1/30,96 + 1/ 32,31) + 59,44/2 (1/31,98) = \mathbf{3,06 \text{ kNm}}$$

Vpetostni momenti nad podporami (upoštevamo 100 % vpetost):

$$M_{erxd} = - \mathbf{67,39} / 6,39 - \mathbf{59,44} / 2,80 = - \mathbf{31,78 \text{ kNm}}$$

$$M_{exd} = - \mathbf{67,39} / 9,06 - \mathbf{59,44} / 7,63 = - \mathbf{15,23 \text{ kNm}}$$

Dimenzioniranje: $b/h/d = 100 / 14 / 11,5 \text{ cm}$

Polje: $M_{xmd} = \mathbf{9,36 \text{ kNm}}$

$$k_{dy} = M_{ymd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dy} = \mathbf{9,36} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,042 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,28\text{‰} \rightarrow k_{s,x} = 1,035$$

$$A_{s,y} = k_{s,y} \cdot M_{yd} / f_{yd} \cdot d = 1,035 \cdot \mathbf{9,36} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 1,94 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 196 ~ spodaj	($A_{sdej} = 1,96 \text{ cm}^2$)
-----------	----------------	------------------------------------

Prosti rob: $M_{xrd} = \mathbf{18,49 \text{ kNm}}$

$$k_{dxr} = M_{xrd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dxr} = \mathbf{18,49} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,084 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,70 \text{‰} \rightarrow k_{s,xy} = 1,051$$

$$A_{s,xr} = k_{s,rx} \cdot M_{xrd} / f_{yd} \cdot d = 1,0513 \cdot \mathbf{18,49} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 3,89 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$A_s = A_{s,xr} - A_{s,xdej} = 3,89 - 1,96 = 1,93 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 196+ Q 196 ~ spodaj	($A_{sdej} = 3,92 \text{ cm}^2$)
-----------	-----------------------	------------------------------------

Rob 1-2 : $M_{erxd} = \mathbf{- 31,78 \text{ kNm}}$

$$k_{derx} = M_{erxd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{derx} = \mathbf{31,78} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,144 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -2,66 \text{‰} \rightarrow k_{s,erx} = 1,091$$

$$A_{s,erx} = k_{s,erx} \cdot M_{erxd} / f_{yd} \cdot d = 1,091 \cdot \mathbf{31,78} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 8,66 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	8 ϕ 12 ~ zgoraj/14cm	($A_{sdej} = 9,05 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------------------	------------------------------------

Rob 1-2 : $M_{exd} = \mathbf{- 15,23 \text{ kNm}}$

$$k_{dex} = M_{exd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

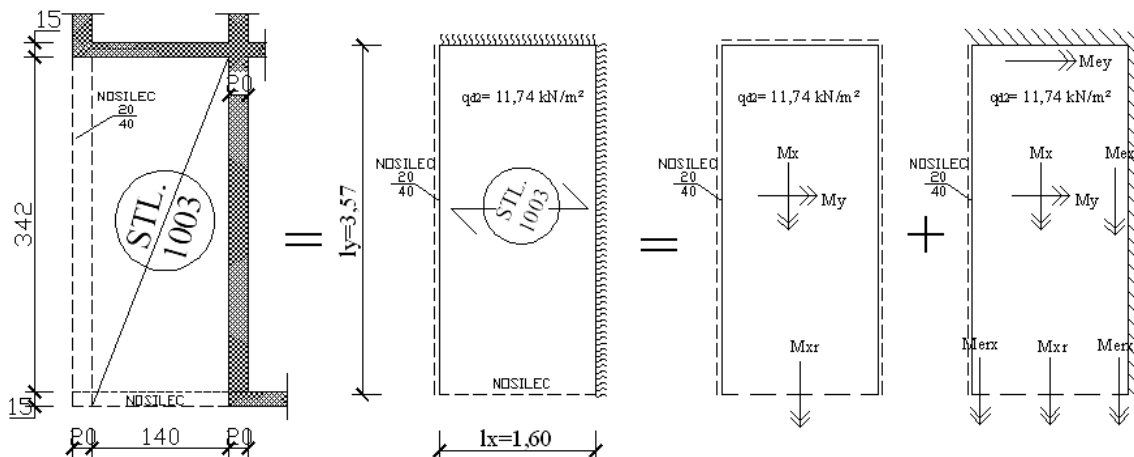
$$k_{dex} = \mathbf{15,23} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,069 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,50 \text{‰} \rightarrow k_{s,xy} = 1,049$$

$$A_{s,ex} = k_{s,rx} \cdot M_{exd} / f_{yd} \cdot d = 1,049 \cdot \mathbf{15,23} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{m}' \text{ (4,00)}$$

IZBEREMO:	ali 6 ϕ 10 ~ zgoraj ali R 335	($A_{sdej} = 4,71 \text{ m}^2 / \text{m}'$) ali ($A_{sdej} = 3,35 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	------------------------------------	--

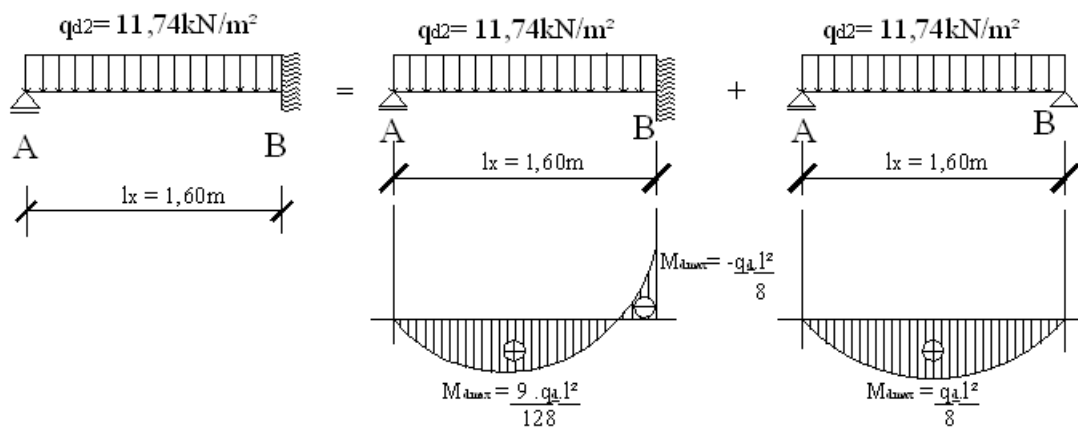
A.5 STL1003 ~ Vmesni podest glavnih stopnic

Zasnova



Obtežba: $q_{d2} = 1,35 \cdot 5,36 + 1,50 \cdot 3,00 = 11,74 \text{ kN/m}^2$

Obremenitev: če je $\varepsilon = l_y/l_x > 2$ je plošča nosilna v eni smeri



$$\varepsilon = l_y / l_x = 3,57 / 1,6 = 2,23$$

$$M_{d \max} = 9 \cdot 11,74 \cdot 1,60^2 / 128 = 2,11 \text{ kNm}$$

$$M_{d \text{ polja}} = (M_{\max 1} + M_{\max 2}) \cdot \frac{1}{2} = (2,11 + 3,77) \cdot \frac{1}{2} = 5,87 \text{ kNm}$$

$$M_{d \text{ pod}} = -q_d \cdot l^2 / 8 = -3,77 \text{ kNm}$$

$$A_d = B_d = q_d \cdot l / 2 = 11,74 \cdot 1,60 / 2 = 9,39 \text{ kN/m}$$

Dimenzioniranje: $b/h/d = 100 / 14 / 11,5 \text{ cm}$
--

Polje: $M_d \text{ polja} = 5,87 \text{ kNm}$

$$k_d = M_d \text{ polja} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = 5,87 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,029 \rightarrow \epsilon_s / -\epsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_{s \text{ min}} = 1,033$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo $A_{s \text{ min}}$ po standardih.

$$A_{s \text{ min}} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 157 ~ spodaj	($A_{s \text{ dej}} = 1,57 \text{ cm}^2$)
-----------	----------------	---

Podpora: $M_d \text{ pod} = -3,77 \text{ kNm}$

$$k_d = M_d \text{ pod} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = 3,77 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0171 \rightarrow \epsilon_s / -\epsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_{s \text{ min}} = 1,033$$

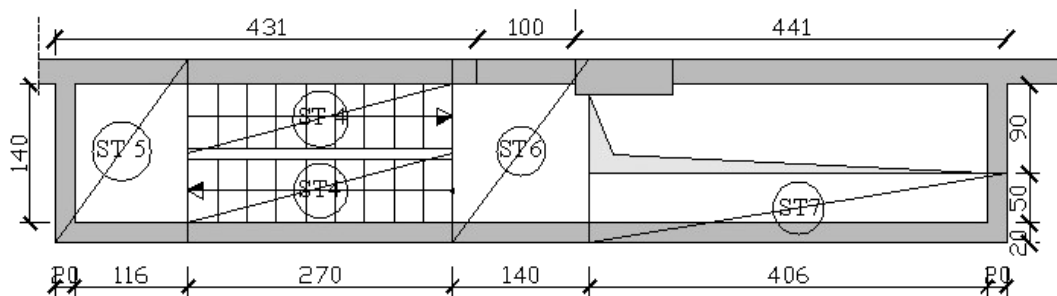
Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo $A_{s \text{ min}}$ po standardih:

$$A_{s \text{ min}} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 157 ~ zgoraj	($A_{s \text{ dej}} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	---

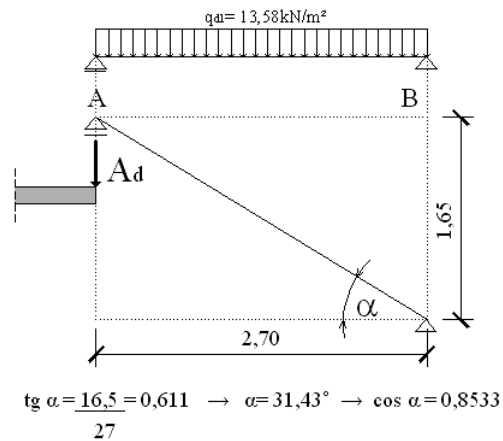
A.5.1 STD 1000 ~ Požarne stopnice desnega jedra

Pozicijska skica:



A.5.2 STD 1004 ~ Stopniščna rama požarnih stopnic

Zasnova:



Obtežba: glej pozicijo ST1001

$$q_{d1} = 1,35 \cdot 6,726 + 1,50 \cdot 3,00 = \mathbf{13,58 \text{ kN/m}^2}$$

$$q_{d2} = 1,35 \cdot 5,36 + 1,50 \cdot 3,00 = \mathbf{11,74 \text{ kN/m}^2}$$

Obremenitev:

$$M_{d \text{ polja}} = -q_{d1} \cdot l^2 / 8 = \mathbf{12,38 \text{ kNm}}$$

$$A_d = B_d = q_{d1} \cdot l / 2 = 13,58 \cdot 2,70 / 2 = \mathbf{18,33 \text{ kN/m'}}$$

Dimenzioniranje: $b/h/d = 100 / 14 / 11,5 \text{ cm}$

Polje:

$$k_d = M_{d \text{ polja}} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

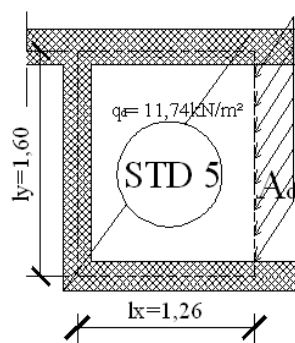
$$k_d = \mathbf{12,38} / 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0613 \rightarrow \epsilon_s / -\epsilon_1 = 10 / -1,37\text{‰} \rightarrow k_{s \text{ min}} = 1,045$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,045 \cdot \mathbf{12,38} \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 2,59 \text{ cm}^2 / \text{m' (3,24)}$$

IZBEREMO: R 283 ~ spodaj ali 5 ϕ 10 ($A_{s \text{ dej}} = 2,83 \text{ cm}^2$) ali ($A_{s \text{ dej}} = 3,93 \text{ cm}^2$)

A.5.3 STD1005 ~ Vmesni podest požarnih stopnic

Zasnova:



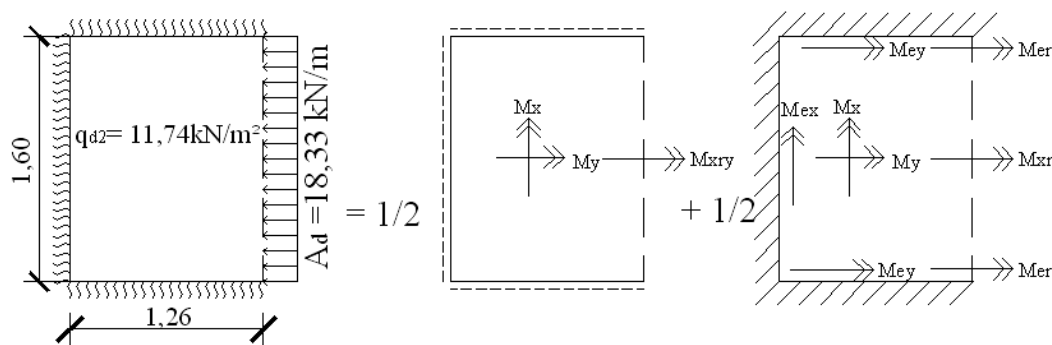
Obtežba: glej pozicijo ST1001

q_{dr} – robna obtežba je reakcija $A_d = 18,33 \text{ kN/m'}$

$q_{d1} = 1,35 \cdot 6,726 + 1,50 \cdot 3,00 = 13,58 \text{ kN/m}^2$

$q_{d2} = 1,35 \cdot 5,36 + 1,50 \cdot 3,00 = 11,74 \text{ kN/m}^2$

Obremenitev:



Koeficijenti obremenitve po Czerny-ju:

$\epsilon = l_y / l_x = 1,26 / 1,60 = 0,79$

$k = q_{d2} \cdot l_x \cdot l_y = 11,74 \cdot 1,60 \cdot 1,26 = 23,67 \text{ kN}$

$s = q_x \cdot l_x = 18,33 \text{ kN/m'}. 1,60 = 29,33 \text{ kN}$

TABELA 17a:

k : $m_{xr} = 9,10$, $m_{xm} = 13,8$, $m_{ym} = 33,20$, $m_{xy1} = \pm 47,00$, $m_{xy2} = \pm 12,9$

s : $m_{xr} = 4,20$, $m_{xm} = 9,60$, $m_{ym} = -29,40$, $m_{xy2} = \pm 12,10$

TABELA 22:

k : $m_{xr} = 20,90$, $m_{xm} = 34,3$, $m_{ym} = 91,0$, $m_{erx} = -9,3$, $m_{ex} = -14,3$, $m_{ey} = -14,2$

TABELA 21:

s : $m_{xr} = 5,80$, $m_{xm} = 17,1$, $m_{ym} = 20,2$, $m_{erx} = -2,3$, $m_{ex} = -11,6$, $m_{ey} = -14,1$

Momenti v polju (upoštevamo delno vpetost):

$M_{xrd} = 1/2 (k / m_{xr} + s / m_{xr}) = k/2 (1^{17a} / m_{xr} + 1^{22} / m_{mxr}) + s/2 (1^{17a} / m_{xr} + 1^{21} / m_{mxr})$

$M_{xrd} = 23,67 / 2 \cdot (1/9,10 + 1/20,90) + 29,33 / 2 (1/4,20 + 1/5,80) = 7,89 \text{ kNm}$

$M_{xmd} = 23,67 / 2 \cdot (1/13,8 + 1/34,3) + 29,33 / 2 (1/9,60 + 1/17,1) = 3,59 \text{ kNm}$

$M_{ymd} = 23,67 / 2 \cdot (1/33,20 + 1/91,0) + 29,33 / 2 (-1/29,40 + 1/20,2) = 0,714 \text{ kNm}$

Vpetostni momenti nad podporami (upoštevamo 100 % vpetost):

$$M_{\text{erxd}} = - 23,67 / 9,3 - 29,33 / 2,3 = - 15,30 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{exd}} = - 23,67 / 14,3 - 29,33 / 11,6 = - 4,18 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{eyd}} = - 23,67 / 14,2 - 29,33 / 14,1 = - 3,75 \text{ kNm}$$

Dimenzioniranje:	b/h/d = 100 / 14 / 11,5 cm
-------------------------	----------------------------

Polje: $M_{\text{xmd}} = 3,59 \text{ kNm}$

$$k_{\text{dy}} = M_{\text{ymd}} / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{\text{dy}} = 3,59 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0163 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,0\text{‰} \rightarrow k_{\text{s,x}} = 1,033$$

$$A_{\text{s,y}} = k_{\text{s,y}} \cdot M_{\text{yd}} / f_{\text{yd}} \cdot d = 1,033 \cdot 3,59 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 0,74 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih

$$A_{\text{smin}} = 0,26 \cdot f_{\text{ctm}} \cdot b_t \cdot d / f_{\text{yk}} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 157 ~ spodaj	($A_{\text{sdej}} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	---

Prosti rob: $M_{\text{xrd}} = 7,89 \text{ kNm}$

$$k_{\text{dxr}} = M_{\text{xrd}} / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{\text{dxr}} = 7,89 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,036 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_{\text{s,xy}} = 1,033$$

$$A_{\text{s,xr}} = k_{\text{s,rx}} \cdot M_{\text{xrd}} / f_{\text{yd}} \cdot d = 1,033 \cdot 7,89 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 166 ~ spodaj	($A_{\text{sdej}} = 1,66 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	---

Rob 1-2 : $M_{\text{erxd}} = - 15,30 \text{ kNm}$

$$k_{\text{derx}} = M_{\text{erxd}} / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{\text{derx}} = 15,30 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,069 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,49 \text{‰} \rightarrow k_{\text{s,erx}} = 1,049$$

$$A_{\text{s,erx}} = k_{\text{s,erx}} \cdot M_{\text{erxd}} / f_{\text{yd}} \cdot d = 1,051 \cdot 15,30 \cdot 100 / 34,78 \cdot 11,5 = 4,013 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	6φ 10 (e= 16 cm) ~ zgoraj	($A_{\text{sdej}} = 4,91 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------------------	---

Rob 1-2 : $M_{\text{exd}} = - 4,18 \text{ kNm}$

$$k_{\text{dex}} = M_{\text{exd}} / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{\text{dex}} = 4,18 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,019 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,0\text{‰} \rightarrow k_{s,\text{ex}} = 1,033$$

$$A_{s,\text{ex}} = k_{s,\text{ex}} \cdot M_{\text{exd}} / f_{\text{yd}} \cdot d = 1,033 \cdot 4,18 \cdot 100 / 34,78 \cdot 11,5 = 1,08 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih

$$A_{\text{smin}} = 0,26 \cdot f_{\text{ctm}} \cdot b_t \cdot d / f_{\text{yk}} = 0,00169 \cdot b_t \cdot d = 0,00169 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,944 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	4 ϕ 8 ~ zgoraj	($A_{\text{sdej}} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	---------------------	---

Rob 2-2 : $M_{\text{eyd}} = - 3,75 \text{ kNm}$

$$k_{\text{dey}} = M_{\text{eyd}} / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{\text{dey}} = 3,75 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,017 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,0\text{‰} \rightarrow k_{s,\text{xy}} = 1,033$$

$$A_{s,\text{ey}} = k_{s,\text{ea}} \cdot M_{\text{eyd}} / f_{\text{yd}} \cdot d = 1,033 \cdot 3,75 \cdot 100 / 34,78 \cdot 11,5 = 0,97 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

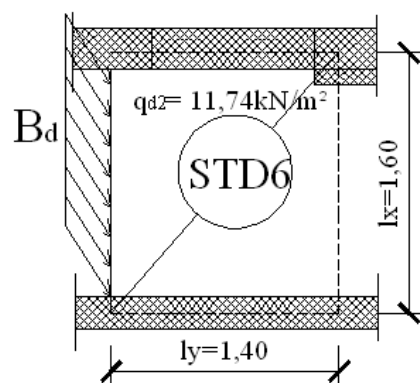
Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih

$$A_{\text{smin}} = 0,26 \cdot f_{\text{ctm}} \cdot b_t \cdot d / f_{\text{yk}} = 0,00169 \cdot b_t \cdot d = 0,00169 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,944 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	4 ϕ 8 ~ zgoraj	($A_{\text{sdej}} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	---------------------	---

A.5.4 STD 1006 ~ Glavni podest požarnih stopnic

Zasnova:

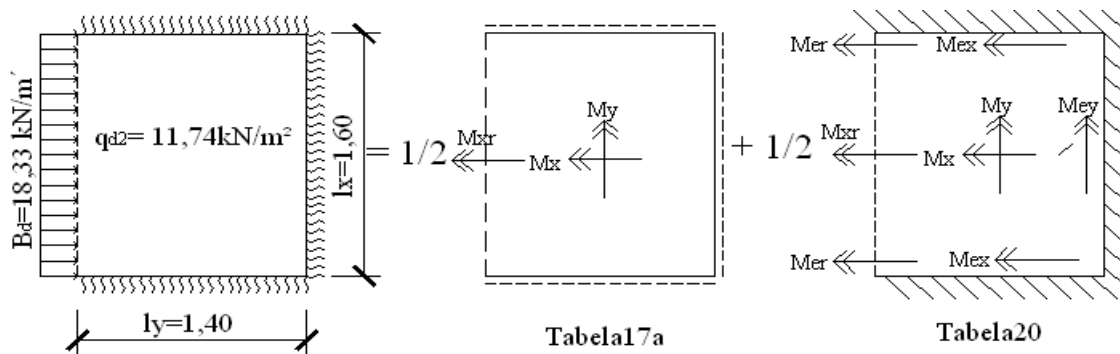


Obtežba: glej pozicijo ST1001

q_{dr} = robna obtežba je reakcija $B_d = 18,33 \text{ kN/m}'$

$$q_{d2} = 11,74 \text{ kN/m}^2$$

Obremenitev:



Koeficijenti obremenitve po Czerny-ju:

$$\varepsilon = l_y / l_x = 1,40 / 1,60 = 0,89$$

$$k = q_{d2} \cdot l_x \cdot l_y = 11,74 \cdot 1,60 \cdot 1,40 = 26,30 \text{ kN}$$

$$s = q_x \cdot l_x = A_d \cdot l_x = 18,33 \text{ kN/m}' \cdot 1,60 = 29,33 \text{ kN}$$

TABELA 17a:

$$k: m_{xr} = 9,40, m_{xm} = 13,6, m_{ym} = 37,10, m_{xy2} = \pm 14,10, m_{xy1} = \pm 63,60$$

$$s: m_{xr} = 4,10, m_{xm} = 10,20, m_{ym} = -26,9, m_{xy2} = \pm 15,4$$

TABELA 20:

$$k: m_{xr} = 21,50, m_{xm} = 27,2, m_{ym} = 62, m_{erx} = -10,7, m_{ex} = -12,95$$

$$s: m_{xr} = 7,1, m_{erx} = -3,55$$

Momenti v polju (upoštevamo delno vpetost):

$$M_{xrd} = \frac{1}{2} \left(\frac{k}{m_{xr}} + \frac{s}{m_{xr}} \right) = \frac{k}{2} \left(\frac{1^{17a}}{m_{xr}} + \frac{1^{22}}{m_{mxr}} \right) + \frac{s}{2} \left(\frac{1^{17a}}{m_{xr}} + \frac{1^{21}}{m_{mxr}} \right)$$

$$M_{xrd} = 26,30 / 2 \cdot \left(\frac{1}{9,40} + \frac{1}{21,50} \right) + 29,33 / 2 \left(\frac{1}{4,10} + \frac{1}{7,1} \right) = 7,65 \text{ kNm}$$

$$M_{xmd} = 26,30 / 2 \cdot \left(\frac{1}{13,6} + \frac{1}{27,2} \right) + 29,33 / (10,20 \cdot 2) = 2,89 \text{ kNm}$$

$$M_{yrd} = 26,30 / 2 \cdot \left(\frac{1}{37,10} + \frac{1}{62} \right) - 29,33 / (26,9 \cdot 2) = 0,021 \text{ kNm}$$

Vpetostni momenti nad podporami (upoštevamo 100 % vpetost):

$$M_{erxd} = -26,30 / 10,7 - 29,33 / 3,55 = -10,72 \text{ kNm}$$

$$M_{exd} = -26,30 / 12,95 = -2,01 \text{ kNm}$$

Dimenzioniranje: $b/h/d = 100 / 14 / 11,5 \text{ cm}$
--

Polje: $M_{xmd} = 2,89 \text{ kNm}$

$$k_{dy} = M_{y\text{md}} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dy} = 2,89 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,013 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,x} = 1,033$$

$$A_{s,y} = k_{s,y} \cdot M_{yd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 2,89 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo $A_{s\text{min}}$ po standardih

$$A_{s\text{min}} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 157 ~ spodaj	($A_{s\text{dej}} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	---

Prosti rob: $M_{xrd} = 7,65 \text{ kNm}$

$$k_{dxr} = M_{xrd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dxr} = 7,65 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,035 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,xy} = 1,033$$

$$A_{s,xr} = k_{s,rx} \cdot M_{xrd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 7,65 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 1,58 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

IZBEREMO:	Q 166 ~ spodaj	($A_{s\text{dej}} = 1,66 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	---

Rob 1-2 : $M_{erxd} = - 10,72 \text{ kNm}$

$$k_{derx} = M_{erxd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{derx} = 10,72 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,049 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,18 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,erx} = 1,039$$

$$A_{s,erx} = k_{s,erx} \cdot M_{erxd} / f_{yd} \cdot d = 1,039 \cdot 10,72 \cdot 100 / 34,78 \cdot 11,5 = 2,784 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

IZBEREMO:	4 ϕ 10 (e= 25 cm) ~ zgoraj	($A_{s\text{dej}} = 3,14 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------------------------	---

Rob 1-2 : $M_{exd} = - 2,01 \text{ kNm}$

$$k_{dex} = M_{exd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dex} = 2,01 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,009 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,ex} = 1,033$$

$$A_{s,ex} = k_{s,ex} \cdot M_{exd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 2,01 \cdot 100 / 34,78 \cdot 11,5 = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

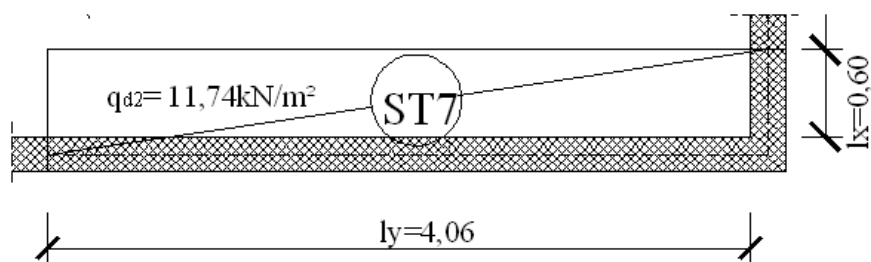
Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo $A_{s\text{min}}$ po standardih

$$A_{s\text{min}} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,00169 \cdot b_t \cdot d = 0,00169 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,944 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	4 ϕ 8 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 2,01 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------------	------------------------------------

A.5.5 STD 1007 ~ Kontrolni podest požarnih stopnic

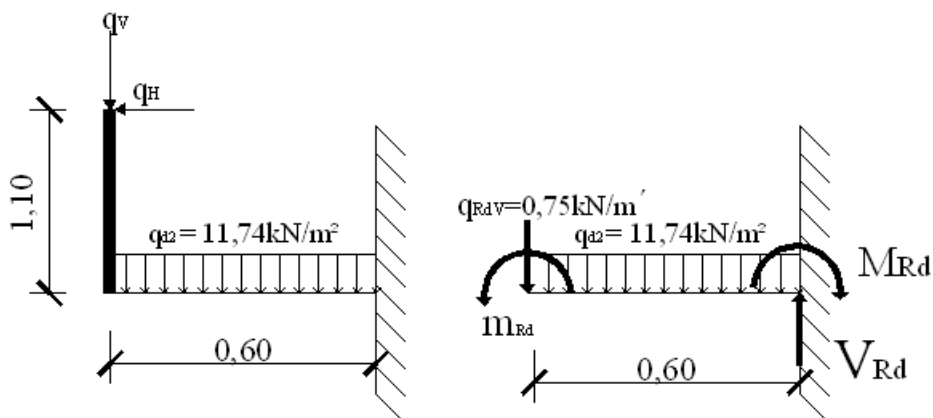
Zasnova:



Obtežba: glej pozicijo ST1001

$$q_{d2} = 11,74 \text{ kN/m}^2$$

Obremenitev: če je $\varepsilon = l_y/l_x > 2$ je plošča nosilna v eni smeri



$$q_v = q_H = 0,5 \text{ kN/m}$$

$$q_{v,d} = q_{H,d} = 1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \text{ kN/m}$$

$$m_{RdH} = q_{r,dH} \cdot 1,10 = 0,825 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = q_d \cdot 0,6 + q_{R,dV} = 11,74 \cdot 0,6 + 0,75 = 7,794 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = m_{Rd} + q_d \cdot 0,6^2/2 + q_{R,dV} \cdot 0,6 = 3,39 \text{ kNm/m}$$

Podpora : $M_{Rd} = -3,39 \text{ kNm/m}'$

Rob: $M_{R,dH} = -0,825 \text{ kNm/m}'$

Dimenzioniranje:	$b/h/d = 100 / 14 / 11,5 \text{ cm}$
-------------------------	--------------------------------------

Polje: $M_{Rd} = -3,39 \text{ kNm/m'}$

$$k_d = M_d / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = 3,39 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0154 \rightarrow \epsilon_s / -\epsilon_1 = 10 / -1,0\text{‰} \rightarrow k_{s,x} = 1,033$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 3,39 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 0,7 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

IZBEREMO:	Q 157 ~ zgoraj+ R 133 ~ konst. arm.spodaj	($A_{sdej} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m'}$)
-----------	---	--

Rob: $M_{RdH} = -0,825 \text{ kNm/m'}$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 11,5 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{m'}$$

$A_{smin} \rightarrow$ ta arm. pokrije tudi rob

IZBEREMO:	Q 157 ~ zgoraj+ R 133 ~ konst. arm.spodaj	($A_{sdej} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m'}$)
-----------	---	--

A.5.6 Tabelarična primerjava za glavne in požarne stopnice.

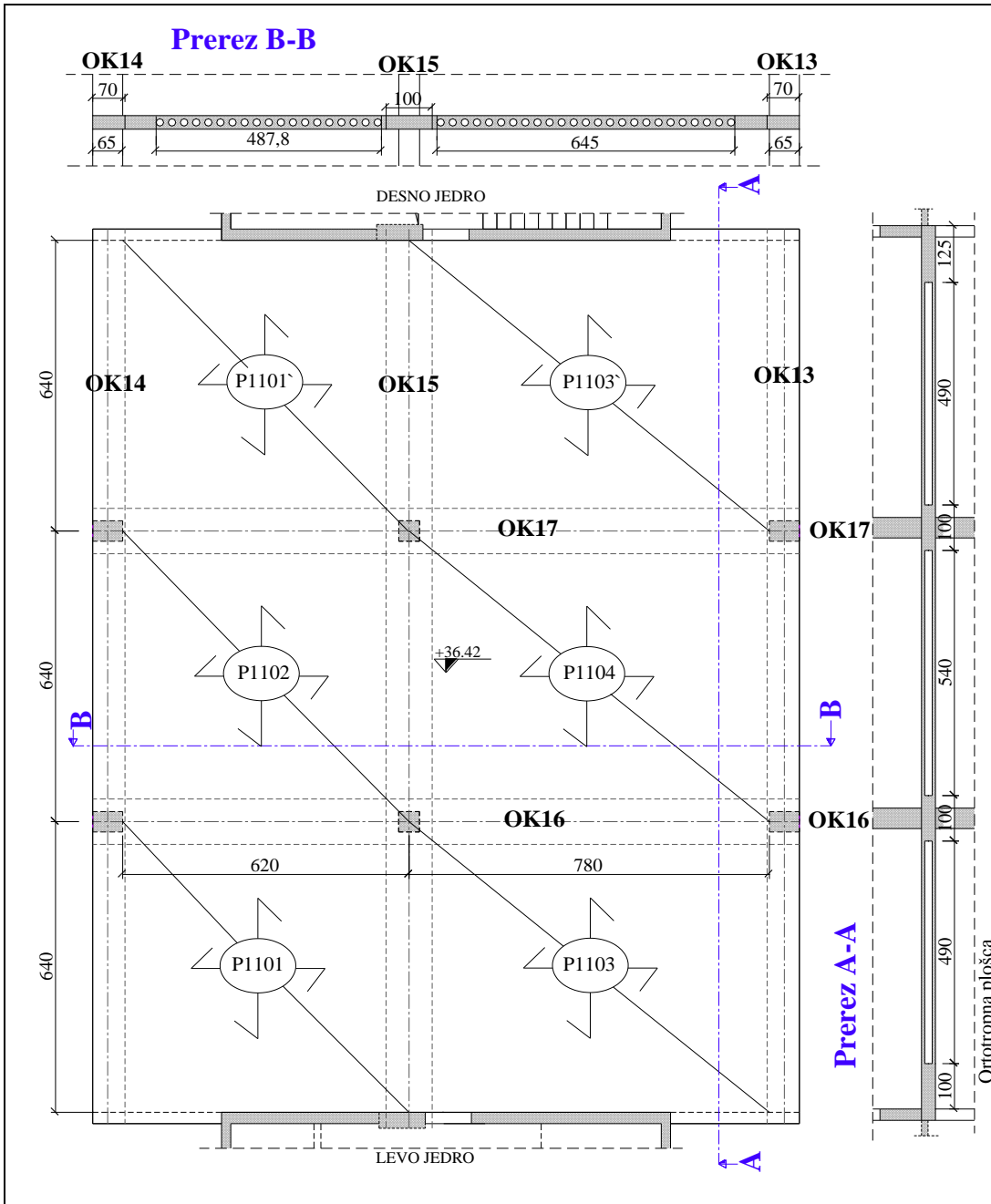
Predpisi	JUS		EUROCODE	
Pozicija	Peš račun	armatura	Peš račun	armatura
STL1001	$M_{dpolj} = 13,7$	5,25	$M_{dpolj} = 16,60$	3,494,40
	$M_{dpod} = -23,60$	8,46	$M_{dpod} = -28,54$	6,1826
STL1002	$M_{xd} = 6,90(9,5)$	2,19	$M_{xd} = 9,36$	1,94
	$M_{xrd} = 12,9$	4,09	$M_{xrd} = 18,49$	3,89
	$M_{erxd} = -29,30$	8,62	$M_{erxd} = -31,78$	8,66
	$M_{ey-x} = -9,50$	3,56	$M_{ex-y} = 15,23$	3,20
STL1003	$M_{dpolj} = 6,90$	2,19	$M_{dpolj} = 5,87$	1,56
	$M_{dpod} = -9,50$	3,56	$M_{dpod} = -3,77$	1,56
STD1004	$M_{dpolj} = 8,20$	3,36vg	$M_{dpolj} = 12,38$	3,24
STD1005	$M_{xd} =$	3,77	$M_{xd} = 3,32$	1,56
	$M_{xrd} =$	3,77	$M_{xrd} = 7,22$	1,56
	$M_{erxd} =$	6,03	$M_{erxd} = -13,88$	3,65
	$M_{ex} =$	3,56	$M_{ex} = -3,90$	1,944
	$M_{ey} =$	3,56	$M_{ey} = -3,52$	1,944
STD1006	$M_{xd} = 4,30$	2,37	$M_{xd} = 2,73$	1,56
	$M_{xrd} = 4,3$	2,37	$M_{xrd} = 7,03$	1,56
	$M_{erxd} = -4,3$	3,56	$M_{erxd} = -9,80$	2,55
	$M_{ex} = -4,3$	3,56	$M_{ex} = -2,03$	1,944
STD1007	$M_{dpolj} = konst$	2,51	$M_{dpolj} = -3,39$	1,56
	$M_{dpod} = -konst$	2,51	$M_{dpod} = -3,39$	1,56

Preglednica 3: Tabelarična primerjava rezultatov momentov in armature

pozicij STL in STD 1000

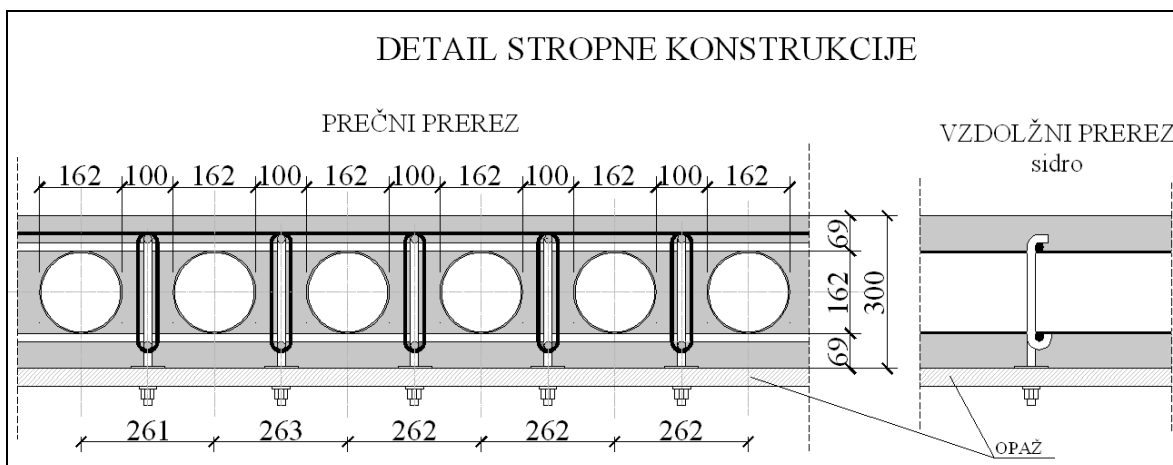
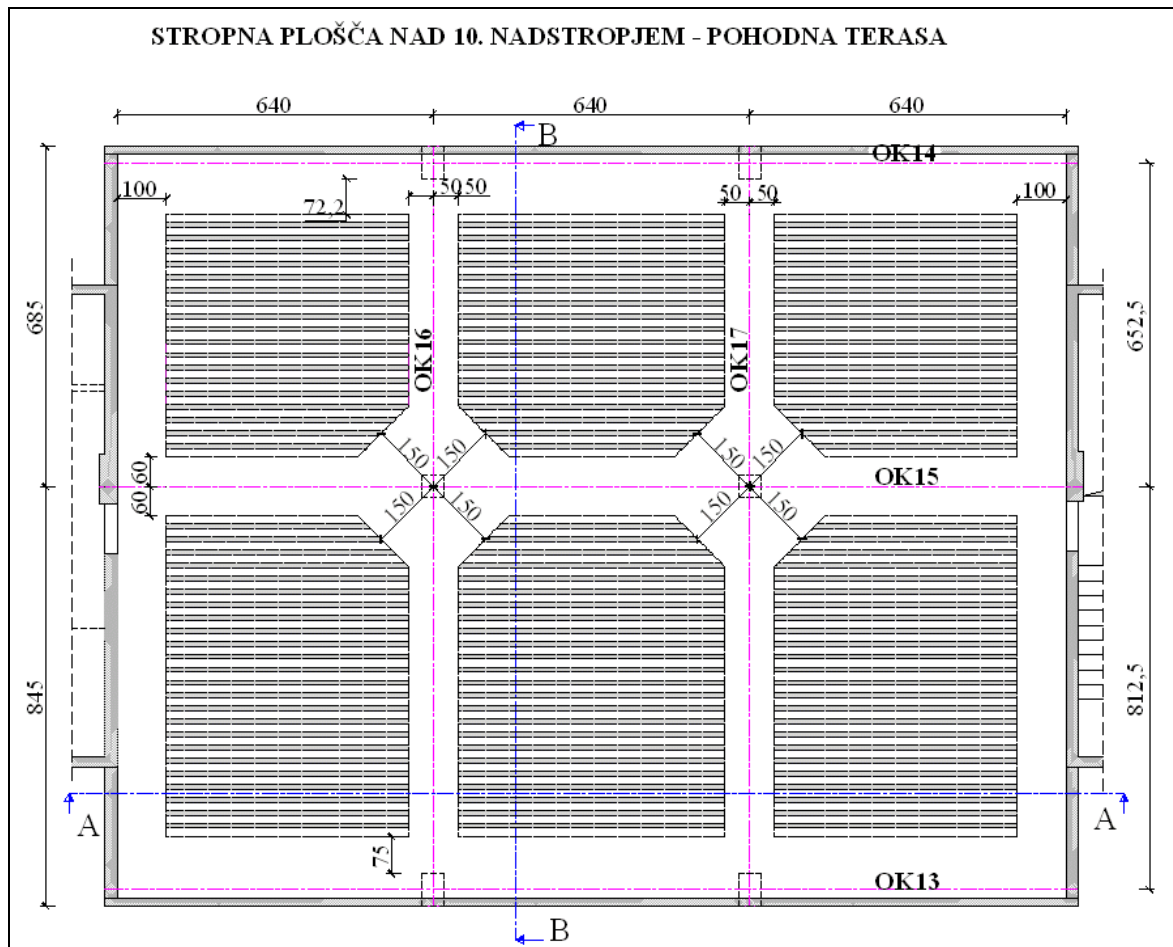
B PRILOGA: Plošče debeline $h=30$ cm

B.1 Pozicija P1100 ~ srednji del objekta



Pozicijska skica srednjega dela objekta terase

Prikaz razporeda kartonskih cevi v plošči srednjega dela objekta.



$$I_x = 1,00 \cdot 0,3^3/12 - 3,82 \cdot \pi \cdot 0,162^4 / 64 = \mathbf{0,0021209 \text{ m}^4}$$

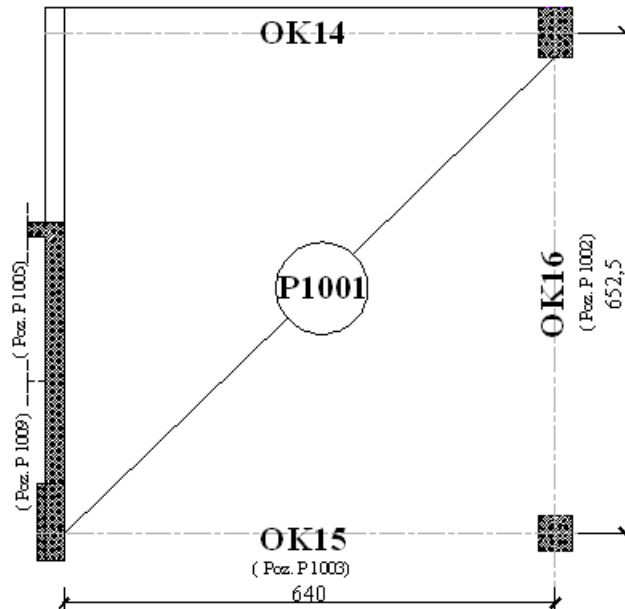
$$I_y = 1,00 \cdot 0,3^3/12 - 1,00 \cdot 0,162^3/12 = \mathbf{0,0018957 \text{ m}^4}$$

Momenti v polju so približno za 30% manjši od momentov nad podporo.

Ortotropna plošča : $K_x \neq K_y$, togost plošče je različna za različne smeri.

B.1.1 P1101~ srednji del objekta, AB plošča z kartonskimi vložki, h =30 cm

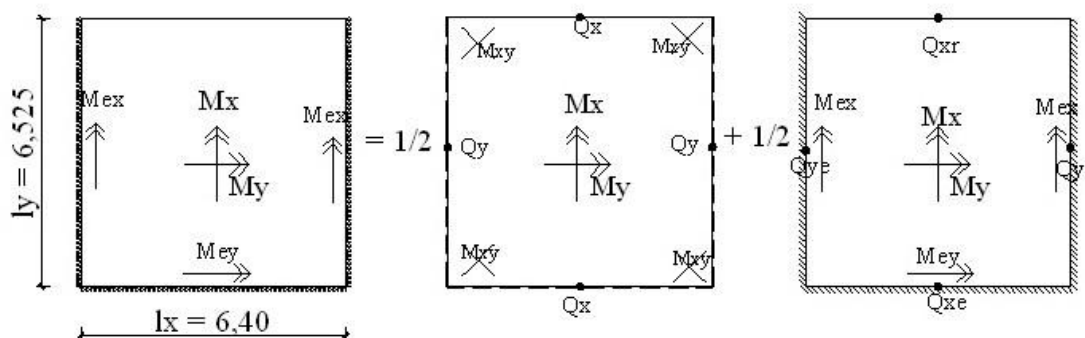
Skica:



Obtežba:

TERASA:

<i>STALNA OBTEŽBA:</i>		
AB-plošča	$(0,3 \cdot 1,00 - 3,82 \cdot \pi \cdot 0,162^2 / 4)$	5,53 kN/m ²
naklonski beton	0,15 · 24,00	3,60 kN/m ²
izolacija		0,50 kN/m ²
mivka	0,03 · 20,00	0,60 kN/m ²
betonske plošče	0,05 · 24,00	1,20 kN/m ²
omet	0,02 · 18,00	0,36 kN/m ²
	g =	11,79 kN/m²
<i>Koristna obtežba:</i>		
- pohodna tersa	q₁=	2,00 kN/m²
- sneg	s_k=	1,52 kN/m²
<i>Računska obtežba:</i>		
q_d = γ_g · g + γ_q · q	= 1,35g + 1,50 (q₁ + s_k) =	1,35 · 11,79 + 1,50 (2,00 + 1,52) =
	q_{d1} =	21,20 kN/m²

Obremenitev:**TERASA:**Koeficijenti obremenitve po Czerny-ju:

$$\varepsilon = l_y / l_x = 6,525 / 6,40 = \mathbf{1,02} \quad , \quad q_{d1} = \mathbf{21,20 \text{ kN/m}^2}$$

$$k = q_{d1} \cdot l_x \cdot l_y = 21,20 \cdot 6,40 \cdot 6,525 = \mathbf{885,312 \text{ kN}}$$

TABELA 1:

$$m_{x1} = 26,64 \quad , \quad m_{y1} = 27,37$$

TABELA 5a:

$$m_{x5a} = 43,5 \quad , \quad m_{y5a} = 58,02 \quad , \quad m_{ex5a} = -16,2 \quad , \quad m_{ey5a} = -18,54 \quad , \quad \xi_{xe} = 0,918 \quad , \quad \xi_{ye} = 0,958$$

$$\xi_{xr} = 0,49$$

Momenti v polju (upoštevamo delno vpetost):

$$M_{xd} = \frac{1}{2} (M_{x1} + M_{x5a}) = \frac{1}{2} (k / m_{x1} + k / m_{x5a}) = k/2 (1/m_{x1} + 1/m_{x5a})$$

$$M_{xd} = 885,312 / 2 \cdot (1/26,64 + 1/43,50) = \mathbf{26,79 \text{ kNm}}$$

$$M_{yd} = 885,312 / 2 \cdot (1/27,37 + 1/58,02) = \mathbf{23,80 \text{ kNm}}$$

Vpetostni momenti nad podporami (upoštevamo 100 % vpetost):

$$M_{exd} = -885,312 / 16,20 = \mathbf{-54,65 \text{ kNm}}$$

$$M_{eyd} = -885,312 / 18,54 = \mathbf{-47,75 \text{ kNm}}$$

Prečne sile:

$$Q_{xe} = \xi_{x5a} \cdot q_{d1} \cdot l_x / 2 = 0,918 \cdot 21,20 \cdot 6,40 / 2 = 62,28 \text{ kN}$$

$$Q_{xr} = \xi_{x5a} \cdot q_{d1} \cdot l_x / 2 = 0,49 \cdot 21,20 \cdot 6,40 / 2 = 33,24 \text{ kN}$$

$$Q_{ye} = \xi_{y5a} \cdot q_{d1} \cdot l_x / 2 = 0,958 \cdot 21,20 \cdot 6,40 / 2 = 64,99 \text{ kN}$$

Dimenzioniranje:	b/h/d = 100 / 30 / 26 cm
-------------------------	--------------------------

A_{smin} po standardih za mreže:

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 26 = \mathbf{3,52 \text{ cm}^2 / m'}$$

A_{smin} po standardih za armaturne palice:

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,00169 \cdot b_t \cdot d = 0,00169 \cdot 100 \cdot 26 = \mathbf{4,394 \text{ cm}^2 / m'}$$

SMER - X (smer reber):

Polje: $M_{yd} = \mathbf{23,80 \text{ kNm}}$, $M_{xd} = \mathbf{26,79 \text{ kNm}}$

$$k_d = M_{yd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = \mathbf{23,80} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,021 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,min} = 1,033, k_x = 0,091$$

$$A_s = k_{s,d} \cdot M_{yd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot \mathbf{23,80} \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 2,18 \text{ cm}^2 / m'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 26 = \mathbf{3,52 \text{ cm}^2 / m'}$$

IZBEREMO:	Q 385~ spodaj	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------	------------------------------------

Vpeti rob: $M_{exd1101} = - \mathbf{54,65 \text{ kNm}}$, podpora med pozicijama P1001 in P1002

$$k_{dx} = M_{exd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dex} = \mathbf{54,65} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,0484 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,18 \text{ ‰} \rightarrow k_s = 1,0387$$

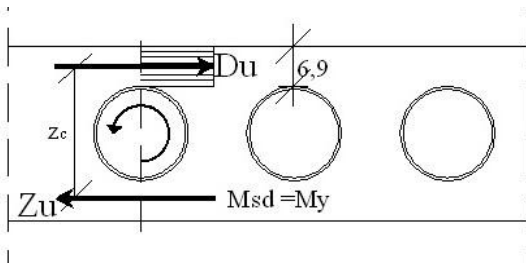
$$A_{s, pod} = k_{s,d} \cdot M_{exd} / f_{yd} \cdot d = 1,0387 \cdot \mathbf{54,65} \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 5,02 \text{ cm}^2 / m'$$

IZBEREMO:	R 385 + Q133 ~ zgoraj, konst. arm.: Q133~ zgoraj	($A_{sdej} = 5,18 \text{ cm}^2$)
-----------	--	------------------------------------

Vpeti rob: podpora med pozicijama P1101 in P1103

$M_{eyd1001} = - \mathbf{47,75 \text{ kNm}}$, izvedemo izravnavo v poziciji P1103

Kontrola: $M_{yd} = 23,80 \text{ kNm}$



$$Z_u = M_{yd} / z_c = 23,80 \cdot 100 / 25,17 = 94,56 \text{ kN}$$

$$z_c = d / k_s = 26 / 1,033 = 25,17 \text{ cm}$$

$$Z_u = D_u = 94,56 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = D_u / t \cdot b = 94,56 / 6,9 \cdot 100 = 0,137 \text{ kN/cm}^2 < \alpha \cdot f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = Z_u / f_{syd} = 94,56 / 34,78 = 2,72 \text{ cm}^2$$

Stremenska armatura reber:

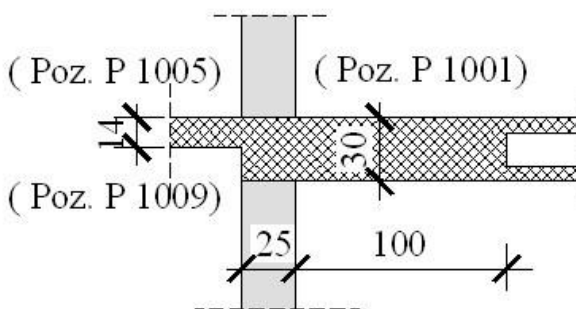
$$A_{ss1} = Z_u / f_{syd} = \tau \cdot b \cdot e / f_{syd} = Q_u \cdot e / z_c \cdot f_{syd}$$

$$Q_u = 94,56 \quad , \quad e = 26,20 \text{ cm} \quad , \quad z_c = 25,17 \text{ cm}$$

$$A_{ss1} = 94,56 \cdot 26,20 / 25,17 \cdot 34,78 = 2,83 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	$n = 2 \quad , \quad \phi 8 / 30 \text{ cm}$	$(A_{sdej} = 3,35 \text{ cm}^2)$
-----------	--	----------------------------------

Izravnalni momenti med pozicijami p1001 , p1005 in p1009 :



$$M_{\text{exd}}^{1001} = - 54,65 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{erxd}}^{1005} = - 35,71 \text{ kNm} \quad , \quad M_{\text{exd}}^{1005} = - 9,34 \text{ kNm} \quad , \quad M_{\text{Bd}}^{1009} = - 11,88 \text{ kNm}$$

Debelina plošče pozicije P1105 in P1109 je 14cm , pozicije P1101 pa 30cm. Ker sta togosti pozicij P1105(P1109) in P1101 različni izvedemo izravnalni moment v tem območju na naslednji način:

Izravnava v razmerju togosti plošč spomočjo Hahn-one tabele 7/ d:

$$\text{Poz. P1105: } \varepsilon_{1105} = l_y / l_x = 2,00 / 2,35 = 0,85 \rightarrow \rho(\varepsilon)_{1105} = 2,50$$

$$\text{Poz. P1109: } \varepsilon_{1109} = l_y / l_x = 4,85 / 2,35 = 2,064 \rightarrow \rho(\varepsilon)_{1105} = 1,60$$

$$\text{Poz. P1101: } \varepsilon_{1101} = l_y / l_x = 6,525 / 6,40 = 1,02 \rightarrow \rho(\varepsilon)_{1101} = 2,50$$

$$d = 14 \text{ cm : } k_{1105} = E \cdot d^3 \cdot \rho_{1105} / l_y = E \cdot 0,14^3 \cdot 2,50 / 2,00 = 0,00343 E$$

$$d = 14 \text{ cm : } k_{1109} = E \cdot d^3 \cdot \rho_{1109} / l_x = E \cdot 0,14^3 \cdot 1,60 / 2,35 = 0,00187 E$$

$$d = 30 \text{ cm : } k_{1101} = E \cdot d^3 \cdot \rho_{1105} / l_x = E \cdot 0,30^3 \cdot 2,50 / 6,40 = 0,01055 E$$

$$M_{\text{erxd}}^{1105} = - 35,71 \text{ kNm} \quad , \quad M_{\text{exd}}^{1105} = - 9,34 \text{ kNm} \quad , \quad M_{\text{exd}}^{1101} = - 54,65 \text{ kNm}$$

$$\mu^{1105} = k_{1101} / k_{1101} + k_{1105} = 0,01055 / 0,01055 + 0,00343 = 0,7547$$

$$\mu^{1001} = k_{1105} / k_{1101} + k_{1105} = 0,00343 / 0,01055 + 0,00343 = 0,2454$$

$$M_{d \ 5-1} = \mu^{1105} \cdot M_d^{1105} + \mu^{1101} \cdot M_d^{1101} = - 0,7547 \cdot 35,71 - 0,2454 \cdot 54,65 = \mathbf{-40,36 \text{ kNm}}$$

$$M_{\text{Bd}}^{1109} = - 11,88 \text{ kNm} \quad , \quad M_{\text{exd}}^{1101} = - 54,65 \text{ kNm}$$

$$\mu^{1109} = k_{1101} / k_{1101} + k_{1109} = 0,01055 / 0,01055 + 0,00187 = 0,8494$$

$$\mu^{1101} = k_{1109} / k_{1101} + k_{1109} = 0,00187 / 0,01055 + 0,00187 = 0,1506$$

$$M_{d \ 9-1} = \mu^{1109} \cdot M_{\text{Bd}1109} + \mu^{1101} \cdot M_d^{1101} = - 0,8494 \cdot 11,88 - 0,1506 \cdot 54,65 = \mathbf{-18,321 \text{ kNm}}$$

Dimenzioniranje: b/h/d = 100 / 30 / 26 cm
--

- Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1101 in P1105:

Za pozicijo P1101: $M_{d \ 5-1} = \mathbf{-40,36 \text{ kNm}}$

$$k_d = M_{d \ 5-1} / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = \mathbf{40,36} \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,036 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,00\% \rightarrow k_{\text{smin}} = 1,033$$

$$A_{s1} = k_s \cdot M_{d\ 5-1} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 40,36 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 3,69 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R385 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------	------------------------------------

Za pozicijo P1105: $M_{d\ 5-1} = -40,36 \text{ kNm}$

$$k_d = 40,36 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,183 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -3,4\text{‰} \rightarrow k_s = 1,118$$

$$A_{s5} = k_s \cdot M_{d\ 5-1} / f_{yd} \cdot d = 1,118 \cdot 40,36 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 9,02 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

IZBEREMO:	R785 +R133~ zgoraj	($A_{sdej} = 9,18 \text{ cm}^2$)
	R133 ~ spodaj – konst.arm.	($A_{sdej} = 1,33 \text{ cm}^2$)

- Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1101 in P1109:

Za pozicijo P1101: $M_{d\ 9-1} = -18,321 \text{ kNm}$

$$k_d = M_{d\ 9-1} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = 18,321 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,0162 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_s = 1,033$$

$$A_{s1} = k_s \cdot M_{d\ 9-1} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 18,321 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 1,67 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 26 = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R385 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------	------------------------------------

Za pozicijo P1109:

$$k_d = M_{d\ 9-1} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = 18,32 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,083 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,69\text{‰} \rightarrow k_s = 1,056$$

$$A_{s9} = k_s \cdot M_{d\ 9-1} / f_{yd} \cdot d = 1,056 \cdot 18,32 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 3,87 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R402 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 4,02 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------	------------------------------------

SMER - Y (pravokotno na rebra):

Polje:

$$M_{xd} = 26,79 \text{ kNm}$$

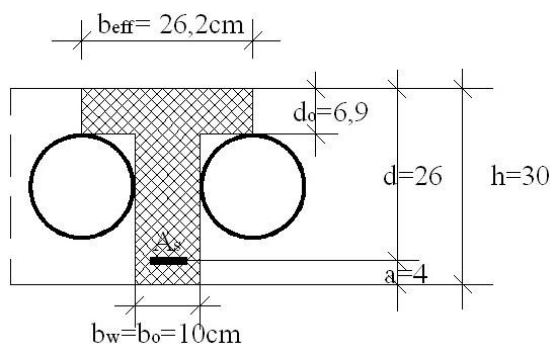
Armatura reber:

Kriterij za določitev sodelujoče širine b_{eff} : (EC2)

$$e_r = 26,2 \text{ cm} \quad , \quad b_o = 10 \text{ cm} \quad , \quad l_o = 6,40 \text{ m}$$

$$b_{eff} \leq b_o + 1/5 l_o = 10 + 6,40/5 = 138 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = e_r = 26,2 \text{ cm}$$



Upogib v smeri cevi dimenzioniramo kot pravokotnik ali rebrast "T" prerez odvisno od lege nevtralne osi.

$$M_{d,1rebra} = M_{xd} \cdot e_r = 26,79 \cdot 0,262 = 7,02 \text{ kNm/1 rebro}$$

$$d = h - a = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$b_o = b_o / b = 10/26,2 = 0,382 \approx 0,35$$

$$d_o = d_o / d = 6,9/26 = 0,265 \approx 0,25$$

$$k_{d,1rebra} = M_{d,1rebra} / \alpha_{fcd} \cdot b \cdot d^2$$

$$k_{d,1rebra} = 7,02 \cdot 100 / 1,67 \cdot 10 \cdot 26^2 = 0,0062 \rightarrow \epsilon_s / -\epsilon_1 = 10 / -1,00 \% \rightarrow k_{s,1rebra} = 1,033$$

$$k_x = |\epsilon_1| / (|\epsilon_1| + \epsilon_s) = 1,00 / 11,00 = 0,091$$

$$x = k_x \cdot d = 0,091 \cdot 26 = 2,36 \text{ cm} < t = 6,9 \text{ cm} \quad , \quad \text{nevtralna os pade v debelino tlačne plošče.}$$

Ker je ta pogoj izpoljnen, prerez obravnavamo kot pravokotni prerez.

$$A_{s,1rebra} = k_s \cdot M_{d,1rebra} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 7,02 \cdot 100 / 34,78 \cdot 26 = 0,80 \text{ cm}^2 / \text{rebro}$$

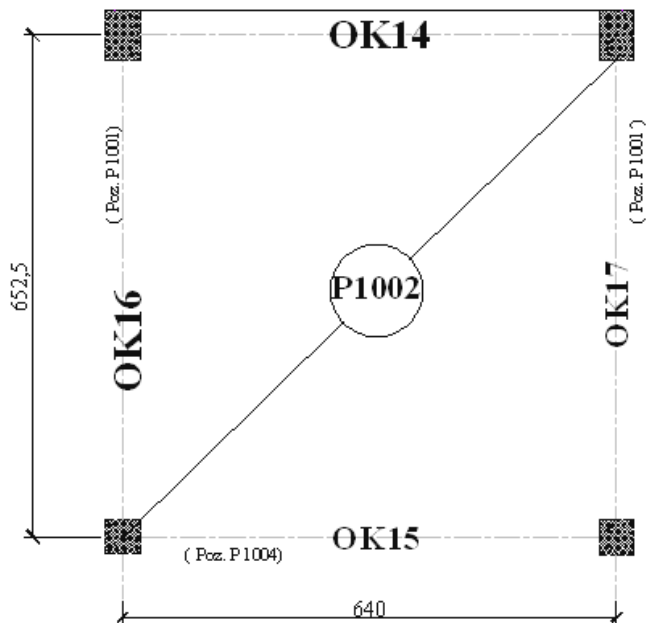
IZBEREMO:	1 ϕ 12 ~ za eno rebro spodaj	($A_{sdej} = 1,13 \text{ cm}^2$)
-----------	-----------------------------------	------------------------------------

Izračun debeline zaščitnega sloja betona:

$$a_{dej} = a_o + \phi_{ss} + \phi_s = 2,0 + 0,8 + 1,2 = 4,0 \text{ cm} \rightarrow \text{izračunu je zadovoljeno}$$

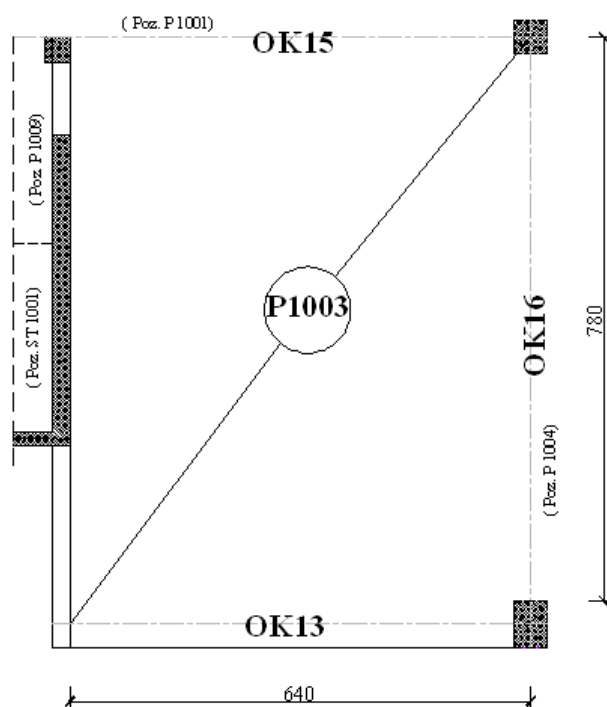
B.1.2 P1102 in P1101'~ srednji del objekta, AB plošča z kartonskimi vložki, h =30 cm

Zasnova: Isto kot pozicija P1101.



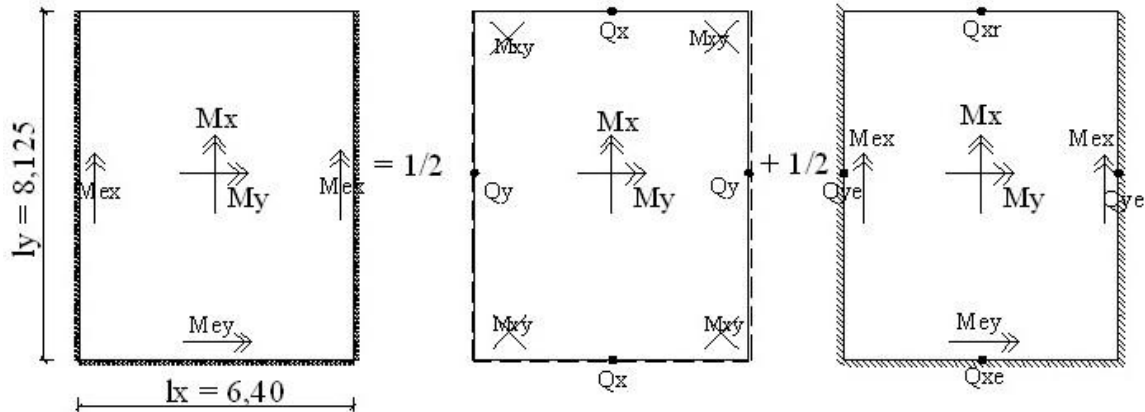
B.1.3 P1103 ~ srednji del objekta, AB plošča z kartonskimi vložki, h =30 cm

Zasnova:



Obremenitev:

$$q_{d1} = 21,20 \text{ kN/m}^2$$

**TERASA:**Koeficijenti obremenitve po Czerny-ju:

$$\varepsilon = l_y / l_x = 8,125 / 6,40 = 1,27 \quad , \quad q_{d1} = 21,20 \text{ kN/m}^2$$

$$k = q_{d1} \cdot l_x \cdot l_y = 21,20 \cdot 6,40 \cdot 8,125 = 1102,40 \text{ kN}$$

TABELA 1:

$$m_{x1} = 22,10 \quad , \quad m_{y1} = 38,58,$$

TABELA 5a:

$$m_{x5a} = 40,36 \quad , \quad m_{y5a} = 85,60 \quad , \quad m_{ex5a} = -17,02 \quad , \quad m_{ey5a} = -22,06 \quad , \quad \xi_{xe} = 0,964 \quad , \quad \xi_{ye} = 1,034$$

$$\xi_{xr} = 0,494$$

Momenti v polju (upoštevamo delno vpetost):

$$M_{xd} = \frac{1}{2} (M_{x1} + M_{x5a}) = \frac{1}{2} (k / m_{x1} + k / m_{x5a}) = k/2 (1/m_{x1} + 1/m_{x5a})$$

$$M_{xd} = 1102,40 / 2 \cdot (1/22,10 + 1/40,36) = 35,60 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 1102,40 / 2 \cdot (1/38,58 + 1/85,60) = 20,73 \text{ kNm}$$

Vpetostni momenti nad podporami (upoštevamo 100 % vpetost):

$$M_{exd} = -1102,40 / 17,02 = -64,77 \text{ kNm}$$

$$M_{eyd} = -1102,40 / 22,06 = -49,97 \text{ kNm}$$

Prečne sile:

$$Q_{xe} = \xi_{x_{5a}} \cdot q_{d1} \cdot lx/2 = 0,964 \cdot 21,20 \cdot 6,40 / 2 = 65,40 \text{ kN}$$

$$Q_{xr} = \xi_{x_{5a}} \cdot q_{d1} \cdot lx/2 = 0,494 \cdot 21,20 \cdot 6,40 / 2 = 33,51 \text{ kN}$$

$$Q_{ye} = \xi_{y_{5a}} \cdot q_{d1} \cdot lx/2 = 1,034 \cdot 21,20 \cdot 6,40 / 2 = 70,15 \text{ kN}$$

Dimenzioniranje:	b/h/d = 100 / 30 / 26 cm
-------------------------	--------------------------

SMER - X (smer reber):

Polje: **$M_{yd} = 20,73 \text{ kNm}$**

$$k_{dy} = M_{yd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dy} = 20,73 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,0184 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,00\% \rightarrow k_s = 1,033$$

$$k_x = |\varepsilon_1| / |\varepsilon_1| + |\varepsilon_s| = 1 / 11 = 0,091$$

$x = k_x \cdot d = 0,091 \cdot 26 = 2,36 \text{ cm} < t = 6,9 \text{ cm}$, nevtralna os pade v debelino tlačne plošče.

Ker je ta pogoj izpolnjen, prerez obravnavamo kot pravokotni prerez.

$$A_{s, \text{pod}} = k_{s,d} \cdot M_{yd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 20,73 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 1,894 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 26 = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 385~ spodaj	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------	------------------------------------

Vpeti rob: podpora med pozicijama p1103 in p1104

$$M_{exd}^{1103} = - 64,77 \text{ kNm}$$

$$k_{dx} = M_{exd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dex} = 64,77 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,0574 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,32 \% \rightarrow k_s = 1,0432$$

$$A_{s, \text{pod}} = k_{s,d} \cdot M_{exd} / f_{yd} \cdot d = 1,0432 \cdot 64,77 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 5,98 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	R 503 + Q133-konst. ~ zgoraj	($A_{sdej} = 6,36 \text{ cm}^2$)
-----------	------------------------------	------------------------------------

Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1101 in P1103:

$$M_{eyd}^{1101} = - 47,75 \text{ kNm} \quad , \quad M_{eyd}^{1103} = - 49,97 \text{ kNm}$$

$$|M_{d\text{pod}}| = |M_{d\text{P1101}} + M_{d\text{P1103}}| \cdot \frac{1}{2} \geq 0,75 \max(|M_d^{1101}|, |M_d^{1103}|)$$

$$|M_{d\text{pod}}| = |47,75 + 49,97| \cdot \frac{1}{2} = |48,86 \text{ kNm}| > |37,48 \text{ kNm}| \rightarrow \text{izberemo večjega,}$$

ker je zgornji pogoj izpoljnen

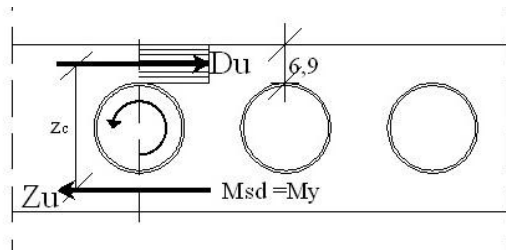
$$k_{\text{dex}} = M_{\text{exd}} / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{\text{dex}} = 48,86 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,0433 \rightarrow \epsilon_s / -\epsilon_1 = 10 / -1,10 \text{ ‰} \rightarrow k_{\text{s,ex}} = 1,0362$$

$$A_{\text{s,ex}} = k_{\text{s,ex}} \cdot M_{\text{exd}} / f_{\text{yd}} \cdot d = 1,0362 \cdot 48,86 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 4,48 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	R 503 ~ zgoraj	($A_{\text{sdej}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}'$)
-----------	----------------	---

Kontrola:



$$Z_u = M_{\text{yd}} / z_c = 20,73 \cdot 100 / 25,17 = 82,36 \text{ kN}$$

$$z_c = d / k_s = 26 / 1,033 = 25,17 \text{ cm}$$

$$Z_u = D_u = 82,36 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = D_u / t \cdot b = 82,36 / 6,9 \cdot 100 = 0,12 \text{ kN/cm}^2 < \alpha \cdot f_{\text{cd}} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = Z_u / f_{\text{syd}} = 82,36 / 34,78 = 2,37 \text{ cm}^2$$

Stremenska armatura reber:

$$A_{\text{ss1}} = Z_u / f_{\text{syd}} = \tau \cdot b \cdot e / f_{\text{syd}} = Q_u \cdot e / z_c \cdot f_{\text{syd}}$$

$$e = 26,20 \text{ cm}, z_c = 24,55 \text{ cm}$$

$$A_{\text{ss1}} = 82,36 \cdot 26,20 / 24,55 \cdot 34,78 = 2,47 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	n = 2, $\phi 8 / 30 \text{ cm}$	($A_{\text{sdej}} = 3,35 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------------------------	---

SMER - Y (pravokotno na rebra):

Polje: $M_{xd} = 35,60 \text{ kNm}$

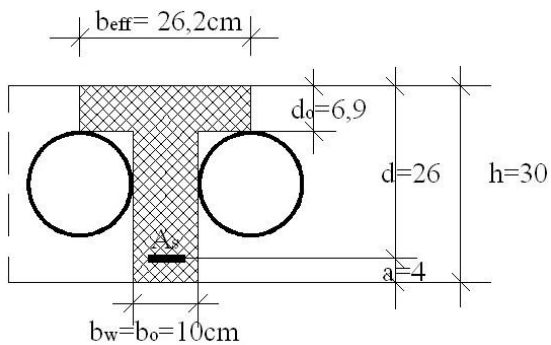
Armatura reber:

Kriterij za določitev sodelujoče širine b_{eff} : (EC2)

$$e_r = 26,2 \text{ cm} , \quad b_o = 10 \text{ cm} , \quad l_o = 6,40 \text{ m}$$

$$b_{eff} \leq b_o + 1/5 l_o = 10 + 6,40/5 = 138 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = e_r = 26,2 \text{ cm}$$



$$M_{d,1rebra} = M_{xd} \cdot e_r = 35,60 \cdot 0,262 = \mathbf{9,33 \text{ kNm}}$$

$$d = h - a = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$b_o = b_o / b = 10 / 26,2 = 0,382 \approx 0,35$$

$$d_o = d_o / d = 6,9 / 26 = 0,265 \approx 0,25$$

$$k_{d,1rebra} = M_{d,1rebra} / \alpha_{fcd} \cdot b \cdot d^2$$

$$k_{d,1rebra} = \mathbf{9,33} \cdot 100 / 1,67 \cdot 10 \cdot 26^2 = 0,083 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,69 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,1rebra} = 1,056$$

$$k_x = |\varepsilon_1| / (|\varepsilon_1| + \varepsilon_s) = 1,69 / 11,69 = 0,15$$

$x = k_x \cdot d = 0,15 \cdot 26 = 3,76 \text{ cm} < t = 6,9 \text{ cm}$, nevtralna os pade v debelino tlačne plošče. Ker je ta pogoj izpoljnen, prerez obravnavamo kot pravokotni prerez.

$$A_{s,1rebra} = k_s \cdot M_{d,1rebra} / f_{yd} \cdot d = 1,056 \cdot \mathbf{9,33} \cdot 100 / 34,78 \cdot 26 = 1,09 \text{ cm}^2 / 1rebro$$

IZBEREMO:	1 ϕ 12 ~ za eno rebro spodaj	($A_{sdej} = 1,13 \text{ cm}^2$)
-----------	-----------------------------------	------------------------------------

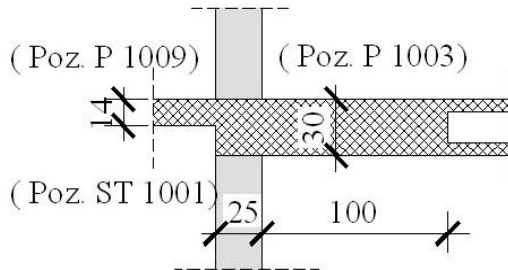
Izračun debeline zaščitnega sloja betona:

$$a_{dej} = a_o + \phi_{ss} + \phi_s = 2,0 + 0,8 + 1,2 = 4,0 \text{ cm} \rightarrow \text{izračunu je zadovoljeno}$$

Izravnalni momenti med pozicijami P1103 , STL 1101 in P 1109 :

$$M_{\text{exd}}^{1103} = -64,77 \text{ kNm} \quad M_{\text{Bd}}^{1109} = -11,88 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Bd}}^{\text{ST1101}} = -28,54 \text{ kNm}$$



Debelina plošče pozicije P1109 in ST1101 je 14cm , pozicije P1003 pa 30cm. Ker sta togosti pozicij P1109 in P1103 različni izvedemo izravnalni moment v tem območju na naslednji način:

Izravnava v razmerju togosti plošč spomočjo Hahn-one tabele 7-d:

$$\text{Poz. P1103: } \varepsilon_{1103} = l_y / l_x = 8,125 / 6,4 = 1,27 \rightarrow \rho(\varepsilon)_{1103} = 2,086$$

$$\text{Poz. P1109: } \varepsilon_{1109} = l_y / l_x = 4,85 / 2,35 = 2,064 \rightarrow \rho(\varepsilon)_{1109} = 1,49$$

$$\text{Poz. ST1101: } \varepsilon_{\text{ST1101}} = l_y / l_x = 2,80 / 1,60 = 1,75 \rightarrow \rho(\varepsilon)_{\text{ST1101}} = 1,705$$

$$d = 30 \text{ cm : } k_{1103} = E \cdot d^3 \cdot \rho_{1103} / l_x = E \cdot 0,30^3 \cdot 2,086 / 6,40 = 0,0088$$

$$d = 14 \text{ cm : } k_{1109} = E \cdot d^3 \cdot \rho_{1109} / l_x = E \cdot 0,14^3 \cdot 1,49 / 2,35 = 0,00174$$

$$d = 14 \text{ cm : } k_{\text{ST1101}} = E \cdot d^3 \cdot \rho_{1101} / l_x = E \cdot 0,14^3 \cdot 1,075 / 1,60 = 0,001844$$

$$\mu^{1109} = k_{1103} / (k_{1103} + k_{1109}) = 0,0088 / (0,0088 + 0,00174) = 0,835$$

$$\mu^{1103} = k_{1109} / (k_{1103} + k_{1109}) = 0,00174 / (0,0088 + 0,00174) = 0,165$$

$$M_d^{9-3} = \mu^{1109} \cdot M_{\text{Bd}1109} + \mu^{1103} \cdot M_d^{1103} = -0,835 \cdot 11,88 - 0,165 \cdot 64,77 = -20,61 \text{ kNm}$$

$$\mu_{\text{ST1101}} = k_{1103} / (k_{\text{ST1101}} + k_{1103}) = 0,0088 / (0,001844 + 0,00232) = 0,827$$

$$\mu^{1103} = k_{\text{ST1101}} / (k_{\text{ST1101}} + k_{1103}) = 0,001844 / (0,001844 + 0,0088) = 0,173$$

$$M_d^{\text{STL1-3}} = \mu^{\text{ST1}} \cdot M_d^{\text{ST1}} + \mu^{1103} \cdot M_d^{1103} = -0,827 \cdot 28,54 - 0,173 \cdot 64,77 = -34,81 \text{ kNm}$$

Dimenzioniranje: $b/h/d = 100 / 30 / 26 \text{ cm}$
--

- Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1109 in P1103:

Za pozicijo P1103: $d = 26 \text{ cm}$, $M_d^{9-3} = -20,61 \text{ kNm}$

$$k_d = 20,61 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,0183 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_{s,erx} = 1,033$$

$$A_{s3} = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 20,61 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 26 = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 385~ zgoraj	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------	------------------------------------

Za pozicijo P1109: $d = 11,5 \text{ cm}$

$$k_d = 20,61 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,0933 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,84\text{‰} \rightarrow k_{s,erx} = 1,061$$

$$A_{s9} = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,061 \cdot 20,61 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 4,38 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 503~ zgoraj	($A_{sdej} = 5,03 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------	------------------------------------

- Izravnalni moment nad podporo med pozicijami ST1001 in P1003:

Za pozicijo P1103: $d = 26 \text{ cm}$, $M_{d3-STL1} = -34,81 \text{ kNm}$

$$k_d = M_d / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_d = 34,81 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,031 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_{s,erx} = 1,033$$

$$A_s^{3-1} = k_s \cdot M_{d3} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 34,81 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 3,18 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 26 = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 385 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2$)
-----------	----------------	------------------------------------

Za pozicijo STL 1101: $d = 11,5 \text{ cm}$

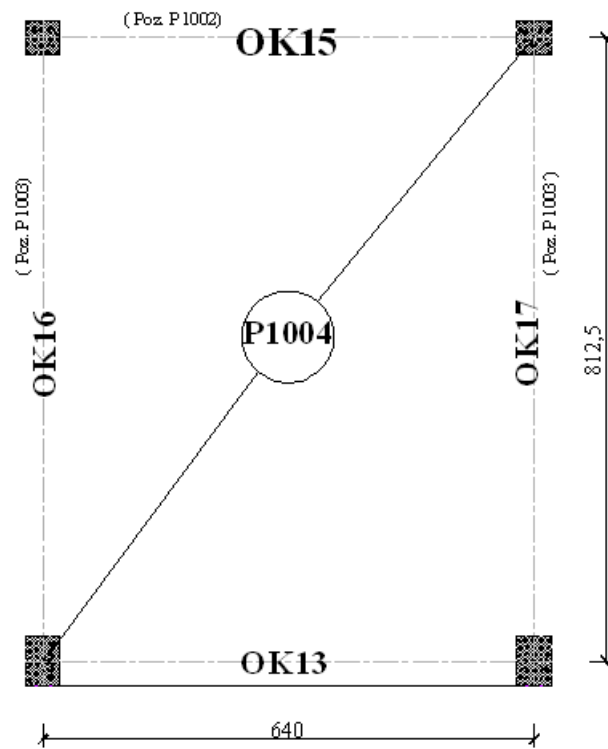
$$k_d = 34,81 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,158 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -3,5\text{‰} \rightarrow k_{s,erx} = 1,091$$

$$A_{s5} = k_s \cdot M_{dST1} / f_{yd} \cdot d = 1,091 \cdot 34,81 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 3,36 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R385 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------	------------------------------------

B.1.4 P1104 in P1103'~ srednji del objekta, AB plošča z kartonskimi vložki, h =30 cm

Zasnova: Isto kot pozicija P1103.

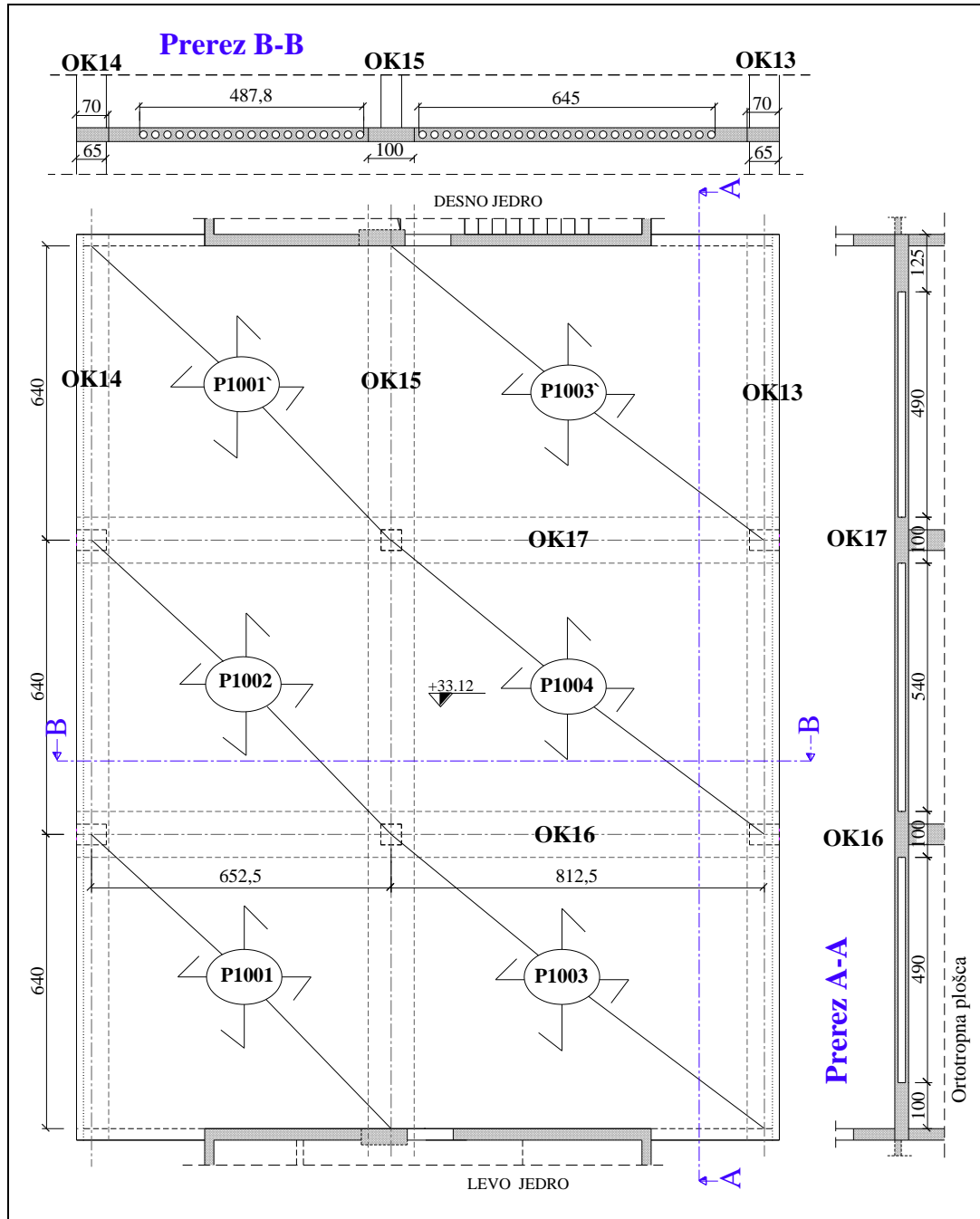


B.1.5 Tabelarična primerjava armature in pripadajočih momentov terase: P1100

Pozicija	JUS		EUROCODE-			
	Peš račun		Peš račun		Program SAFE	
	Momenti	Arm.	Momenti	Arm.	Momenti	Arm.
P1101 , P1102	$M_{xd}^{1,2,1'} = 15,80$	2,34	$M_{xd}^{1,2,1'} = 26,79$	3,85	29,98 (23,82) 30,30	3,977
P1101'	$M_{yd}^{1,2,1'} = 13,73$	2,30	$M_{yd}^{1,2,1'} = 23,80$	3,85	8,58 (24,58) 8,58	3,745
so isti za peš rač.	$M_{exd}^{1-2} = -31,50$	-4,87	$M_{exd}^{1-2} = -54,65$	-5,18	-35,65 -35,92	-5,336
Izravnava med: P1101-P1102	$M_{exd}^{1-2} = -31,50$	-4,87	$M_{exd}^{1-2} = -54,65$	-5,18	$M_{exd}^{1-2} = -35,65$	-5,336
	$M_{eyd}^{1-3} = -22,30$	-3,45	$M_{eyd}^{1-3} = -48,86$	-5,03	$M_{eyd}^{1-3} = -21,152$	-3,02
Izravnava med: P1101- P1105	$M_{exd}^{1-st} = -20,00$	-2,96	$M_{exd}^1 = -40,36$	-3,85	$M_{exd}^{1-s} = -63,467$	-9,601
	$M_{exd}^{5-s} = -7,60$	-2,41	$M_{exd}^{5-s} = -40,36$	-9,18	$M_{exd}^{5-s} = -10,593$	-9,601
	$M_{erd}^{5-s} = -15,40$	-5,01	$M_{erd}^{5-s} = -40,36$	-9,18	$M_{erd}^{5-s} = -10,593$	-9,601
Izravnava med P1101-P1109	$M_{exd}^{1-s} = -20,00$	-2,96	$M_{exd}^{1-s} = -18,321$	-3,85	$M_{exd}^{1-s} = -56,615$	-8,413
	$M_{exd}^{9-s} = -7,90$	-4,54	$M_{exd}^{9-s} = -18,321$	-4,02	$M_{exd}^{9-s} = -17,082$	-8,413
P1103 , P1104	$M_{xd}^{3,4,3'} = 21,10$	3,20	$M_{xd}^{3,4,3'} = 35,60$	3,85	32,96 (26,73) 33,33	4,448
in P1103'	$M_{yd}^{3,4,3'} = 11,80$	1,9	$M_{yd}^{3,4,3'} = 20,73$	3,85	19,93 (48,12) 20,064	3,02
so isti za peš rač	$M_{exd}^{3-4} = -39,10$	-5,79	$M_{exd}^{3-4} = -64,77$	-5,98	-9,75 -9,91	-2,72
Izravnava med: P1103-P1109	$M_{exd}^{3-st} = -32,30$	-4,79	$M_{exd}^3 = -20,61$	-3,85	$M_{exd}^3 = -67,892$	-6,011
	$M_{exd}^{9-st} = -7,60$	-4,54	$M_{exd}^9 = -20,61$	-5,03	$M_{exd}^9 = -16,194$	-6,011
Izravnava med: P1103-STD1101	$M_{exd}^{3-st} = -29,20$	-4,33	$M_{exd}^3 = -34,81$	-3,85	$M_{exd}^3 = -99,568$	-16,077
	$M_{exd}^{ST1} = -23,60$	-8,46	$M_{exd}^{ST1} = -34,81$	-3,85	$M_{exd}^{ST1} = -13,968$	-16,077

Preglednica 1: Tabelarična primerjava rezultatov momentov in armature za teraso osrednjega dela konstrukcijskega sklopa pozicije P1100

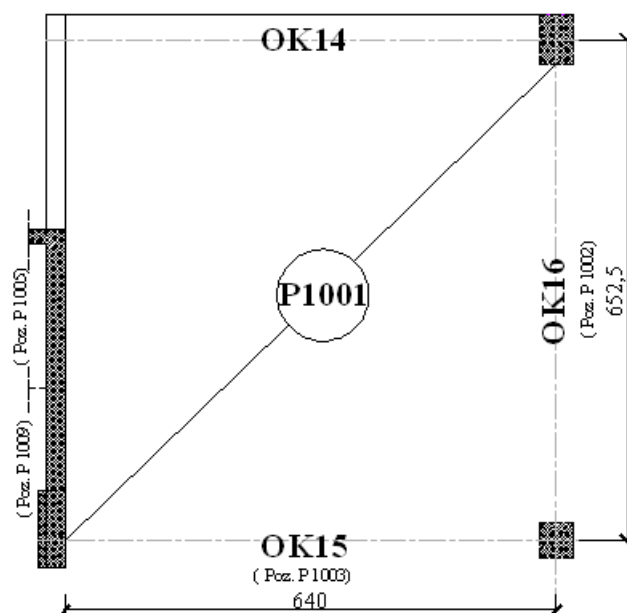
B.2 Pozicije P 1000 do P0100 ~ srednji del objekta



Pozicijska skica srednjega dela objekta tipične etaže

B.2.1 P1001~ srednji del objekta, AB plošča z kartonskimi vložki, h =30 cm

Zasnova:



Obtežba: **TIPIČNA ETAŽA:** (od prit. do 10. nad.)

<i>STALNA OBTEŽBA:</i>		P 1001 DO P 0001
Izravnalni bet. + tlaki		1,50 kN/m ²
AB-plošča	$(0,3 \cdot 1,00 - 3,82 \cdot \pi \cdot 0,162^2)$	5,53 kN/m ²
omet	$0,02 \cdot 18,00$	0,36 kN/m ²
<u>predelne stene</u>		<u>1,25 kN/m²</u>
	g =	8,64 kN/m²
<i>Koristna obtežba:</i>		
- za pisarne	q₂ =	3,00 kN/m²
<i>Računska obtežba:</i>		
$q_d = \gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q$	$= 1,35 \cdot g + 1,50 \cdot q_2 =$	$1,35 \cdot 8,64 + 1,50 \cdot 3,00$
	q_{d2} =	16,164 kN/m²

Razmerje obtežbe tipične etaže in terase: $16,164 / 21,20 = 0,7625$

Koeficijenti obremenitve po Czerny-ju:

$\varepsilon = l_y / l_x = 6,525 / 6,40 = 1,02$, $q_{d2} = 16,164 \text{ kN/m}^2$

$$k = q_{d2} \cdot l_x \cdot l_y = 21,20 \cdot 6,40 \cdot 6,525 = 885,312 \text{ kN}$$

TABELA-1 in TABELA-5a sta isti kot pri izračunu terase s tem, da upoštevamo pri izračunu koeficient razmerja tipične etaže in terase, ki je: $16,164 / 21,20 = 0,7625 = 76,25\%$

Momenti v polju (upoštevamo delno vpetost):

$$M_{xd} = 20,43 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 18,15 \text{ kNm}$$

Vpetostni momenti nad podporami (upoštevamo 100 % vpetost):

$$M_{exd} = - 41,67 \text{ kNm}$$

$$M_{eyd} = - 36,41 \text{ kNm}$$

Prečne sile:

$$Q_{xe} = \xi_{x5a} \cdot q_{d1} \cdot l_x/2 = 47,49 \text{ kN}$$

$$Q_{xr} = \xi_{x5a} \cdot q_{d1} \cdot l_x/2 = 25,34 \text{ kN}$$

$$Q_{ye} = \xi_{y5a} \cdot q_{d1} \cdot l_x/2 = 49,55 \text{ kN}$$

Dimenzioniranje:	b/h/d = 100 / 30 / 26 cm
-------------------------	--------------------------

SMER - X (smer reber):

Polje: **$M_{yd} = 18,15 \text{ kNm}$**

$$k_{dy} = M_{yd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dy} = 18,15 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,0161 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_s = 1,033$$

$$A_{s,\text{polja}} = k_s \cdot M_{yd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 18,15 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 1,66 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo $A_{s\text{min}}$ po standardih.

$$A_{s\text{min}} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 26 = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 385~ spodaj	($A_{s\text{dej}} = 3,85 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------	---

Vpeti rob: **$M_{exd}^{1-2} = - 41,67 \text{ kNm}$** , podpora med pozicijama P901 in P902

$$k_{dex} = M_{exd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dex} = 41,67 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,0369 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,00 \text{‰} \rightarrow k_{s\text{min}} = 1,033$$

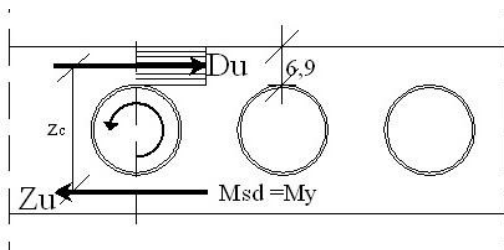
$$A_{s, \text{pod}} = k_s \cdot M_{\text{exd}} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 41,67 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 3,78 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	R 385	($A_{s\text{dej}} = 3,85 \text{ cm}^2$)
-----------	-------	---

Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1001 in P1003:

Izvedemo v poziciji **P1003**: $M_{\text{eyd}} = - 36,41 \text{ kNm}$

Kontrola:



$$Z_u = M_{yd} / z_c = 18,15 \cdot 100 / 25,17 = 72,11 \text{ kN}$$

$$z_c = d / k_s = 26 / 1,033 = 25,17 \text{ cm}$$

$$Z_u = D_u = 72,11 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = D_u / t \cdot b = 72,11 / 6,9 \cdot 100 = 0,105 \text{ kN/cm}^2 < \alpha \cdot f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = Z_u / f_{syd} = 72,11 / 34,78 = 2,07 \text{ cm}^2$$

Stremenska armatura reber:

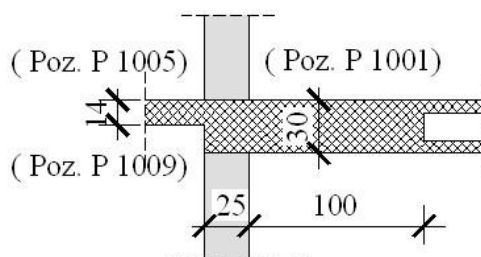
$$A_{ss1} = Z_u / f_{syd} = \tau \cdot b \cdot e / f_{syd} = Q_u \cdot e / z_c \cdot f_{syd}$$

$$e = 26,20 \text{ cm} \quad , \quad z_c = 24,72 \text{ cm}$$

$$A_{ss1} = 72,11 \cdot 26,20 / 25,17 \cdot 34,78 = 2,16 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	n = 2 , $\phi 8 / 30 \text{ cm}$	($A_{s\text{dej}} = 3,35 \text{ cm}^2$)
-----------	----------------------------------	---

Izravnalni momenti med pozicijami P1001 in P1005 in P1009:



$$M_{\text{exd}}^{1001} = - 41,67 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{erxd}}^{1005} = - 35,71 \text{ kNm} , M_{\text{exd}}^{1005} = - 9,34 \text{ kNm} , M_{\text{Bd}}^{1009} = - 11,88 \text{ kNm}$$

Debelina plošče pozicije P1005, P1009 je 14cm , pozicije P1001 pa 30cm. Ker sta togosti pozicij P1005(P1009) in P1001 različni izvedemo izravnalni moment v tem območju na naslednji način:

Izravnava v razmerju togosti plošč spomočjo Hahn-one tabele 7/d:

$$\text{Poz. P905: } \varepsilon_{1005} = l_y / l_x = 2,00 / 2,35 = 0,85 \rightarrow \rho(\varepsilon)_{1005} = 2,50$$

$$\text{Poz. P909: } \varepsilon_{1009} = l_y / l_x = 4,85 / 2,35 = 2,064 \rightarrow \rho(\varepsilon)_{1005} = 1,60$$

$$\text{Poz. P901: } \varepsilon_{1001} = l_y / l_x = 6,525 / 6,40 = 1,02 \rightarrow \rho(\varepsilon)_{1001} = 2,50$$

$$d = 14 \text{ cm : } k_{1005} = E \cdot d^3 \cdot \rho_{1005} / l_y = E \cdot 0,14^3 \cdot 2,50 / 2,00 = 0,00343 E$$

$$d = 14 \text{ cm : } k_{1009} = E \cdot d^3 \cdot \rho_{1009} / l_x = E \cdot 0,14^3 \cdot 1,60 / 2,35 = 0,00187 E$$

$$d = 30 \text{ cm : } k_{1001} = E \cdot d^3 \cdot \rho_{1005} / l_x = E \cdot 0,30^3 \cdot 2,50 / 6,40 = 0,01055 E$$

$$M_{\text{erxd}}^{1005} = - 35,71 \text{ kNm} , M_{\text{exd}}^{1005} = - 9,34 \text{ kNm} , M_{\text{exd}}^{1001} = - 41,67 \text{ kNm}$$

$$\mu^{1005} = k_{1001} / k_{1001} + k_{1005} = 0,01055 / 0,01055 + 0,00343 = 0,7547$$

$$\mu^{1001} = k_{1005} / k_{1001} + k_{1005} = 0,00343 / 0,01055 + 0,00343 = 0,2454$$

$$M_d^{5-1} = \mu^{1005} \cdot M_d^{1005} + \mu^{1001} \cdot M_d^{1001} = - 0,7547 \cdot 35,71 - 0,2454 \cdot 41,67 = -37,18 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Bd}}^{1009} = - 11,88 \text{ kNm} , M_{\text{exd}}^{901} = - 41,67 \text{ kNm}$$

$$\mu^{1009} = k_{1001} / k_{1001} + k_{1009} = 0,01055 / 0,01055 + 0,00187 = 0,8494$$

$$\mu^{1001} = k_{1009} / k_{1001} + k_{1009} = 0,00187 / 0,01055 + 0,00187 = 0,1506$$

$$M_d^{9-1} = \mu^{1009} \cdot M_{\text{Bd}}^{1009} + \mu^{1001} \cdot M_d^{1001} = - 0,8494 \cdot 11,88 - 0,1506 \cdot 41,67 = -16,34 \text{ kNm}$$

Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1005 in P1001: (stena PL6 in PL7)

$$\text{Za pozicijo P1001: } d = 26 \text{ cm} , M_d^{5-1} = -37,18 \text{ kNm}$$

$$k_d = M_d / \alpha_{\text{fcd}} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{\text{derx}} = 37,18 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,033 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,00\% \rightarrow k_{s,\text{erx}} = 1,033$$

$$A_{s901} = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 37,18 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 3,40 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 385 ~ zgoraj	(A _{sdej} = 3,85 cm ²)
-----------	----------------	---

Za pozicijo P1005: d = 11,5 cm

$$k_d = M_d / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{derx} = 37,18 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,168 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -3,5 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,erx} = 1,108$$

$$A_{s905} = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,108 \cdot 37,18 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 8,29 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R760 + Q133 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 8,93 \text{ cm}^2$)
-----------	----------------------	------------------------------------

Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1009 in P1001: (stena PL6 in PL7)

Za pozicijo P1001: d = 26 cm , $M_d^{9-1} = -16,34 \text{ kNm}$

$$k_d = M_d / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{derx} = 16,34 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,0145 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,00 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,erx} = 1,033$$

$$A_{s901} = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 16,34 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 1,49 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih.

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 26 = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 385 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	--

Za pozicijo P1009: d = 11,5 cm , $M_d^{9-1} = -16,34 \text{ kNm}$

$$k_d = M_d^{9-1} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{derx} = 16,34 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,074 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,56 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,erx} = 1,051$$

$$A_{s909} = k_s \cdot M_d^{9-1} / f_{yd} \cdot d = 1,051 \cdot 16,34 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 3,44 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 385 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	--

SMER - Y (pravokotno na rebra) :

Polje 1 :

$$M_{xd} = 20,43 \text{ kNm}$$

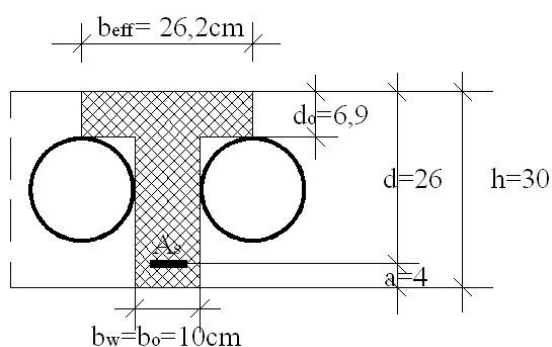
Armatura reber:

Kriterij za določitev sodelujoče širine b_{eff} : (EC2)

$$e_r = 26,2 \text{ cm} , \quad b_o = 10 \text{ cm} , \quad l_o = 6,40 \text{ m}$$

$$b_{eff} \leq b_o + 1/5 l_o = 10 + 6,40/5 = 138 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = e_r = 26,2 \text{ cm}$$



Upogib v smeri cevi dimenzioniramo kot pravokotnik ali rebrast "T" prerez odvisno od lege nevtralne osi.

$$M_{d,1rebra} = M_{xd} \cdot e_r = 20,43 \cdot 0,262 = \mathbf{5,35 \text{ kNm}}$$

$$d = h - a = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$b_o = b_o / b = 10 / 26,2 = 0,382 \approx 0,35$$

$$d_o = d_o / d = 6,9 / 26 = 0,265 \approx 0,25$$

$$k_{d,1rebra} = M_{d,1rebra} / \alpha_{fcd} \cdot b \cdot d^2$$

$$k_{d,1rebra} = \mathbf{5,35} \cdot 100 / 1,67 \cdot 10 \cdot 26^2 = 0,047 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,16 \text{ ‰} \rightarrow k_{s,1rebra} = 1,038$$

$$k_x = |\varepsilon_1| / (|\varepsilon_1| + |\varepsilon_s|) = 1,16 / 11,3 = 0,104$$

$x = k_x \cdot d = 0,104 \cdot 26 = 2,71 \text{ cm} < t = 6,9 \text{ cm}$, nevtralna os pade v debelino tlačne plošče. Ker je ta pogoj izpoljnen, prerez obravnavamo kot pravokotni prerez.

$$A_{s,1rebra} = k_s \cdot M_{d,1rebra} / f_{yd} \cdot d = 1,038 \cdot \mathbf{5,35} \cdot 100 / 34,78 \cdot 26 = \mathbf{0,614 \text{ cm}^2 / 1rebra}$$

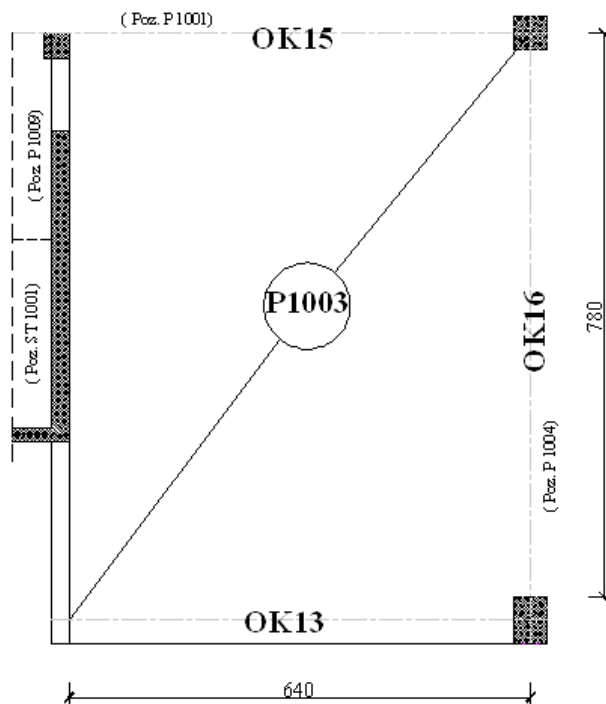
IZBEREMO:	1 ϕ 10 ~ za eno rebro spodaj	($A_{sdej} = 0,79 \text{ cm}^2$)
-----------	-----------------------------------	------------------------------------

Izračun debeline zaščitnega sloja betona:

$$a_{dej} = a_o + \phi_{ss} + \phi_s = 2,0 + 0,8 + 1,0 = 3,8 \text{ cm} \rightarrow \text{izračunu je zadovoljeno}$$

B.2.2 P1003~ srednji del objekta, AB plošča z kartonskimi vložki, h =30 cm

Zasnova:



Koeficijenti obremenitve po Czerny-ju:

$$\varepsilon = l_y / l_x = 8,125 / 6,40 = \mathbf{1,27} \quad , \quad q_{d2} = \mathbf{16,164 \text{ kN/m}^2}$$

$$\mathbf{k} = q_{d2} \cdot l_x \cdot l_y = 16,164 \cdot 6,40 \cdot 6,525 = \mathbf{675,01 \text{ kN}}$$

TABELA 1:

$$m_{x1} = 22,10 \quad , \quad m_{y1} = 38,58, \quad m_{xy1} = \pm 22,52 \quad ,$$

TABELA 5a:

$$m_{x5a} = 40,36 \quad , \quad m_{y5a} = 85,60 \quad , \quad m_{ex5a} = -17,02 \quad , \quad m_{ey5a} = -22,06 \quad , \quad \xi_{xe} = 0,964 \quad , \quad \xi_{ye} = 1,034$$

$$\xi_{xr} = 0,494$$

TABELA-1 in TABELA-5a sta isti kot pri izračunu terase s tem, da upoštevamo pri izračunu koeficient razmerja tipične etaže in terase, ki je: $16,164 / 21,20 = 0,7625 = 76,25\%$:

Momenti v polju (upoštevamo delno vpetost):

$$M_{xd} = \frac{1}{2} (M_{x1} + M_{x5a}) = \frac{1}{2} (k / m_{x1} + k / m_{x5a})$$

$$M_{xd} = 27,14 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 15,81 \text{ kNm}$$

$$M_{xyd} = \pm 37,32 \text{ kNm}$$

Vpetostni momenti nad podporami (upoštevamo 100 % vpetost):

$$M_{exd} = - 49,38 \text{ kNm}$$

$$M_{eyd} = - 38,10 \text{ kNm}$$

Prečne sile:

$$Q_{xe} = \xi_{x_{5a}} \cdot q_{d2} \cdot l_x/2 = 49,87 \text{ kN}$$

$$Q_{xr} = \xi_{x_{5a}} \cdot q_{d2} \cdot l_x/2 = 25,55 \text{ kN}$$

$$Q_{ye} = \xi_{y_{5a}} \cdot q_{d2} \cdot l_x/2 = 53,48 \text{ kN}$$

Dimenzioniranje:	b/h/d = 100 / 30 / 26 cm
-------------------------	--------------------------

SMER - X (smer reber):

Polje 3: $M_{yd}^{1003} = 15,81 \text{ kNm}$

$$k_{dx} = M_{yd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dx} = 15,81 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,014 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,00\% \rightarrow k_{s,min} = 1,033$$

$$k_x = |\varepsilon_1| / (|\varepsilon_1| + |\varepsilon_s|) = 1/11 = 0,091$$

$$x = k_x \cdot d = 0,091 \cdot 26 = 2,36 \text{ cm} < t = 6,9 \text{ cm} , \text{ nevtralna os pade v debelino tlačne plošče.}$$

Ker je ta pogoj izpoljnen, prerez obravnavamo kot pravokotni prerez.

$$A_{s, \text{polje}} = k_{s,d} \cdot M_{yd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 15,81 \cdot 100 / 34,78 \cdot 26 = 1,45 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo A_{smin} po standardih:

$$A_{smin} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 26 = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	Q 385 ~ spodaj	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2 / \text{m}'$)
-----------	----------------	--

Vpeti rob: podpora med pozicijama P1003 in P1004

$$M_{exd} 10^3 = - 49,38 \text{ kNm}$$

$$k_{dx} = M_{exd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{dex} = 49,38 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,044 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,105 \% \rightarrow k_{s,min} = 1,0364$$

$$A_{exd}^{903} = k_{s,d} \cdot M_{exd} / f_{yd} \cdot d = 1,0364 \cdot 49,38 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 4,53 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	R 335 + Q133-konst. ~ zgoraj	($A_{sdej} = 4,68 \text{ cm}^2$)
-----------	------------------------------	------------------------------------

Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1001 in P1003:

$$M_{eyd}^{1001} = -36,41 \text{ kNm} , \quad M_{eyd}^{1003} = -38,10 \text{ kNm}$$

$$|M_{dpod}| = |M_{d P1001} + M_{d P1003}| \cdot 1/2 \geq 0,75 \max(|M_d^{1001}|, |M_d^{1003}|)$$

$$|M_{dpod}| = |36,41 + 38,10| \cdot 1/2 = |37,26 \text{ kNm}| > |28,58 \text{ kNm}| \rightarrow \text{izberemo večjega,}$$

$$k_{dex} = M_{exd} / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

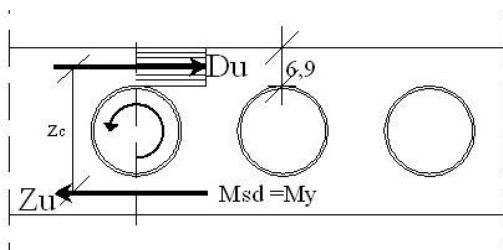
ker je zgornji pogoj izpoljnen

$$k_{dex} = 37,26 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,033 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1 \% \rightarrow k_{s,min} = 1,033$$

$$A_{s,ex}^{1001} = k_{s,min} \cdot M_{exd} / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 37,26 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 3,41 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

IZBEREMO:	R 385 ~ zgoraj	($A_{sdej} = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m}'$)
-----------	----------------	--

Kontrola:



$$Z_u = M_{yd} / z_c = 15,81 \cdot 100 / 25,17 = 62,81 \text{ kN}$$

$$z_c = d / k_s = 26 / 1,033 = 25,17 \text{ cm}$$

$$Z_u = D_u = 62,81 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = D_u / t \cdot b = 62,81 / 6,9 \cdot 100 = 0,091 \text{ kN/cm}^2 < \alpha \cdot f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = Z_u / f_{syd} = 62,81 / 34,78 = 1,81 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Stremenska armatura reber:

$$A_{ss1} = Z_u / f_{syd} = \tau \cdot b \cdot e / f_{syd} = Q_u \cdot e / z_c \cdot f_{syd}$$

$$e = 26,20 \text{ cm} , \quad z_c = 25,17 \text{ cm}$$

$$A_{ss1} = 62,81 \cdot 26,20 / 25,17 \cdot 34,78 = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	$n=2$, $\phi 8 / 30 \text{ cm}$	$(A_{sdej} = 3,35 \text{ cm}^2)$
-----------	----------------------------------	----------------------------------

SMER - Y (pravokotno na rebra):

Polje:

$$M_{xd} = 27,14 \text{ kNm}$$

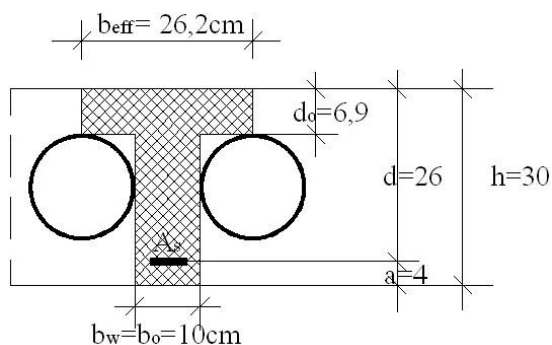
Armatura reber:

Kriterij za določitev sodelujoče širine b_{eff} : (EC2)

$$e_r = 26,2 \text{ cm} \quad , \quad b_o = 10 \text{ cm} \quad , \quad l_o = 6,40 \text{ m}$$

$$b_{eff} \leq b_o + 1/5 l_o = 10 + 6,40/5 = 138 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = e_r = 26,2 \text{ cm}$$



$$M_{d,1rebra} = M_{xd} \cdot e_r = 27,14 \cdot 0,262 = 7,11 \text{ kNm}$$

$$d = h - a = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$\underline{b}_o = b_o / b = 10 / 26,2 = 0,382 \approx 0,35$$

$$\underline{d}_o = d_o / d = 6,9 / 26 = 0,265 \approx 0,25$$

$$k_{d,1rebra} = M_{d,1rebra} / \alpha_{fcd} \cdot b \cdot d^2$$

$$k_{d,1rebra} = 7,11 \cdot 100 / 1,67 \cdot 10 \cdot 26^2 = 0,063 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,40 \% \rightarrow k_{s,1rebra} = 1,0457$$

$$k_x = |\varepsilon_1| / |\varepsilon_1| + \varepsilon_s = 1,48 / 11,48 = 0,129$$

$$x = k_x \cdot d = 0,129 \cdot 26 = 3,34 \text{ cm} < t = 6,9 \text{ cm} \quad , \quad \text{neutalna os pade v debelino tlačne plošče.}$$

Ker je ta pogoj izpoljnen, prerez obravnavamo kot pravokotni prerez.

$$A_{s,1rebra} = k_s \cdot M_{d,1rebra} / f_{yd} \cdot d = 1,0457 \cdot 7,11 \cdot 100 / 34,78 \cdot 26 = 0,822 \text{ cm}^2 / \text{rebro}$$

IZBEREMO:	1 $\phi 12$ ~ za eno rebro spodaj	$(A_{sdej} = 1,13 \text{ cm}^2)$
-----------	-----------------------------------	----------------------------------

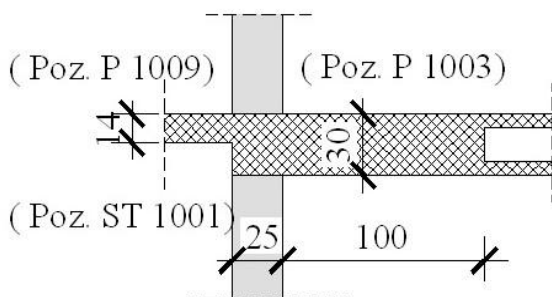
Izračun debeline zaščitnega sloja betona:

$$a_{dej} = a_o + \phi_{ss} + \phi_s = 2,0 + 0,8 + 1,2 = 4,0 \text{ cm} \rightarrow \text{izračunu je zadovoljeno}$$

Izravnalni momenti med pozicijami P1003, ST1001 in P1009 :

$$M_{\text{exd}}^{1003} = -49,38 \text{ kNm} \quad M_{\text{Bd}}^{1009} = -11,88 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Bd}}^{\text{ST1001}} = -28,54 \text{ kNm}$$



Debelina plošče pozicije P1009 in ST1001 je 14cm , pozicije P1003 pa 30cm. Ker sta togosti pozicij P1009 in P1003 različni izvedemo izravnalni moment v tem območju na naslednji način:

Izravnava v razmerju togosti plošč spomočjo Hahn-one tabele 7-d:

$$\text{Poz. P1003: } \epsilon_{1003} = l_y / l_x = 8,125 / 6,4 = 1,27 \rightarrow \rho(\epsilon)_{1003} = 2,086$$

$$\text{Poz. P1009: } \epsilon_{1009} = l_y / l_x = 4,85 / 2,35 = 2,064 \rightarrow \rho(\epsilon)_{1009} = 1,49$$

$$\text{Poz. ST1001: } \epsilon_{\text{ST1001}} = l_y / l_x = 2,80 / 1,60 = 1,75 \rightarrow \rho(\epsilon)_{\text{ST1001}} = 1,705$$

$$d = 30 \text{ cm: } k_{1003} = E \cdot d^3 \cdot \rho_{1003} / l_x = E \cdot 0,30^3 \cdot 2,086 / 6,40 = 0,0088$$

$$d = 14 \text{ cm: } k_{1009} = E \cdot d^3 \cdot \rho_{1009} / l_x = E \cdot 0,14^3 \cdot 1,49 / 2,35 = 0,00174$$

$$d = 14 \text{ cm: } k_{\text{ST1001}} = E \cdot d^3 \cdot \rho_{1001} / l_x = E \cdot 0,14^3 \cdot 1,075 / 1,60 = 0,001844$$

$$\mu^{1009} = k_{1003} / (k_{1003} + k_{1009}) = 0,0088 / (0,0088 + 0,00174) = 0,835$$

$$\mu^{1003} = k_{1009} / (k_{1003} + k_{1009}) = 0,00174 / (0,0088 + 0,00174) = 0,165$$

$$M_{d\ 3-9} = \mu^{1009} \cdot M_{\text{Bd}1009} + \mu^{1003} \cdot M_{d1}^{003} = -0,835 \cdot 11,88 - 0,165 \cdot 49,38 = -18,07 \text{ kNm}$$

$$\mu_{\text{ST1001}} = k_{1003} / (k_{\text{ST1001}} + k_{1003}) = 0,0088 / (0,001844 + 0,00232) = 0,827$$

$$\mu^{1003} = k_{\text{ST1001}} / (k_{\text{ST1001}} + k_{1003}) = 0,001844 / (0,001844 + 0,0088) = 0,173$$

$$M_{d3-ST1} = \mu^{ST1001} \cdot M_d^{ST1001} + \mu^{1003} \cdot M_d^{1003} = -0,827 \cdot 28,54 - 0,173 \cdot 49,38 = -32,15 \text{ kNm}$$

- Izravnalni moment nad podporo med pozicijami P1009 in P1003:

Za pozicijo P1003, d = 26 cm: $M_d^{3-9} = -18,07 \text{ kNm}$

$$k_{d\text{erx}} = 18,07 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,016 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1\text{‰} \rightarrow k_{s,\text{min}} = 1,033$$

$$A_{s903} = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 18,07 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 1,65 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo $A_{s\text{min}}$ po standardih.

$$A_{s\text{min}} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 26 = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 385 ~ zgoraj	($A_{s\text{dej}} = 3,85 \text{ cm}^2$)
-----------	----------------	---

Za pozicijo P1009: d = 11,5 cm: $M_d^{3-9} = -18,07 \text{ kNm}$

$$k_{d\text{erx}} = 18,07 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,082 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,92\text{‰} \rightarrow k_{s,\text{erx}} = 1,055$$

$$A_{s909} = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,055 \cdot 18,07 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 3,81 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 385 ~ zgoraj	($A_{s\text{dej}} = 3,85 \text{ cm}^2$)
-----------	----------------	---

- Izravnalni moment nad podporo med pozicijami ST901 in P903:

Za pozicijo P1003, d = 26 cm: $M_d^{3-ST1001} = -32,15 \text{ kNm}$

$$k_d = M_d / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

$$k_{d\text{erx}} = 32,15 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 26^2 = 0,0285 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -1,00\text{‰} \rightarrow k_{s,\text{min}} = 1,033$$

$$A_s^{1003} = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,033 \cdot 32,15 \cdot 100 / 43,48 \cdot 26 = 2,94 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ker nam k_s da premalo armature, upoštevamo $A_{s\text{min}}$ po standardih.

$$A_{s\text{min}} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 0,001352 \cdot b_t \cdot d = 0,001352 \cdot 100 \cdot 26 = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R 385 ~ zgoraj	($A_{s\text{dej}} = 3,85 \text{ cm}^2$)
-----------	----------------	---

Za pozicijo STL 1001, d = 11,5 cm: $M_d^{3-ST1001} = -32,15 \text{ kNm}$

$$k_d = M_d / \alpha_{fcd} \cdot d^2 \cdot b$$

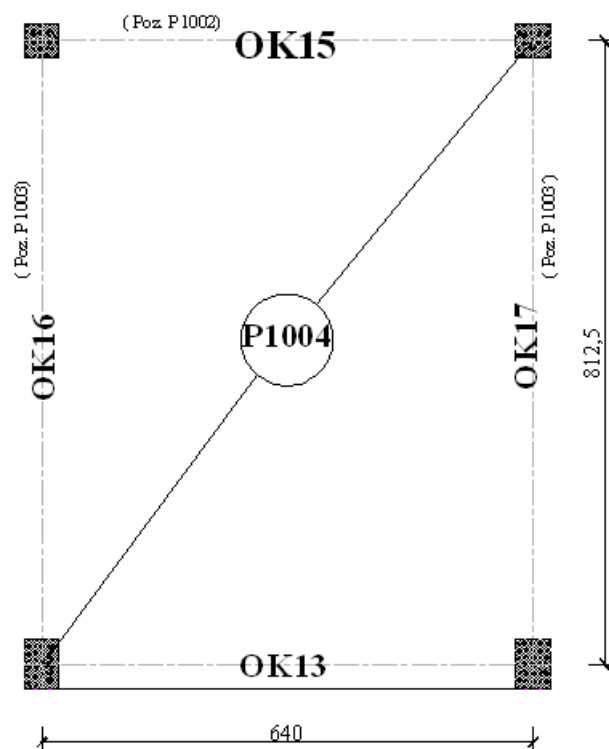
$$k_{d\text{erx}} = 32,15 \cdot 100 / 1,67 \cdot 100 \cdot 11,5^2 = 0,146 \rightarrow \varepsilon_s / -\varepsilon_1 = 10 / -2,69\text{‰} \rightarrow k_{s,\text{erx}} = 1,092$$

$$A_s^{ST1001} = k_s \cdot M_d / f_{yd} \cdot d = 1,092 \cdot 32,15 \cdot 100 / 43,48 \cdot 11,5 = 7,02 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

IZBEREMO:	R760 ~ zgoraj	($A_{s\text{dej}} = 7,60 \text{ cm}^2$)
-----------	---------------	---

B.2.3 P1004 in P1003'~ AB plošča srednjega dela objekta z kartonskimi vložki, h =30 cm

Zasnova: Isto kot pozicija P1003.



B.2.4 Tabelarična primerjava za tipično etažo, od 10.nad. do pritličja je isto

Pozicija	JUS		EUROCODE		EUROCODE	
	Peš račun		Peš račun		Program SAFE	
	Momenti	Arm.	Momenti	Arm.	Momenti treh polj	Arm.
P1001 , P1002 in P1001' so isti za peš rač	$M_{xd}^{1,2,1'} = 12,67$	1,88	$M_{xd}^{1,2,1'} = 20,43$	3,85	30,52 (18,75) 30,79	4,20
	$M_{yd}^{1,2,1'} = 10,90$	1,86	$M_{yd}^{1,2,1'} = 18,15$	3,85	10,56 (22,92) 11,20	4,20
	$M_{exd}^{1-2} = -25,10$	-3,72	$M_{exd}^{1-2} = -41,67$	3,85	-16,50 -16,85	-3,90
Izravnava med P1001-P1002	/	/	/	/	/	/
P1001- P1003	$M_{exd}^{1-2} = -25,10$	-3,72	$M_{exd}^{1-2} = -41,67$	-3,85	$M_{exd}^{1-2} = -16,50$	-3,90
	$M_{eyd}^{1-3} = -17,70$	-2,62	$M_{eyd}^{1-3} = -37,26$	-3,85	$M_{eyd}^{1-3} = -17,50$	-4,20
Izravnava med P901-P905	$M_{exd}^1 = -19,00$	-2,87	$M_{exd}^1 = -37,18$	-3,85	$M_{exd}^1 = -72,47$	-6,69
	$M_{exd}^5 = -19,00$	-2,87	$M_{exd}^5 = -37,18$	-8,93	$M_{exd}^5 = -15,68$	-6,69
Izravnava med P1001-P1009	$M_{exd}^1 = -19,00$	-2,87	$M_{exd}^1 = -16,34$	-3,52	$M_{exd}^1 = -57,53$	-5,26
	$M_{exd}^9 = -19,00$	-2,87	$M_{exd}^9 = -16,34$	-3,85	$M_{exd}^9 = -9,74$	-5,26
P1003 in P1004 . in P1003' so isti za peš rač	$M_{xd}^{3,4,3'} = 16,80$	1,56	$M_{xd}^{3,4,3'} = 27,14$	3,85	30,83 (23,12) 31,61	4,20
	$M_{yd}^{3,4,3'} = 9,38$	4,72	$M_{yd}^{3,4,3'} = 15,81$	3,85	19,80 (43,96) 21,05	4,20
	$M_{exd}^{3-4} = -31,10$	-2,52	$M_{exd}^{3-4} = -49,38$	4,68	-2,76 -3,01	-3,90
Izravnava med P1003-P1009	$M_{exd}^3 = -29,00$	-4,33	$M_{exd}^3 = -18,079$	-3,85	$M_{exd}^3 = -57,77$	-5,56
	$M_{exd}^9 = -29,00$	-4,33	$M_{exd}^9 = -18,07$	-3,85	$M_{exd}^9 = -9,78$	-5,56
Izravnava med P1003-STL1001	$M_{exd}^3 = -29,20$	-4,33	$M_{exd}^3 = -32,15$	-3,85	$M_{exd}^3 = -49,38$	-6,76
	$M_{exd}^{ST1} = -23,60$	-8,46	$M_{exd}^{ST1} = -32,15$	-7,60	$M_{exd}^{ST1} = -11,76$	-6,76

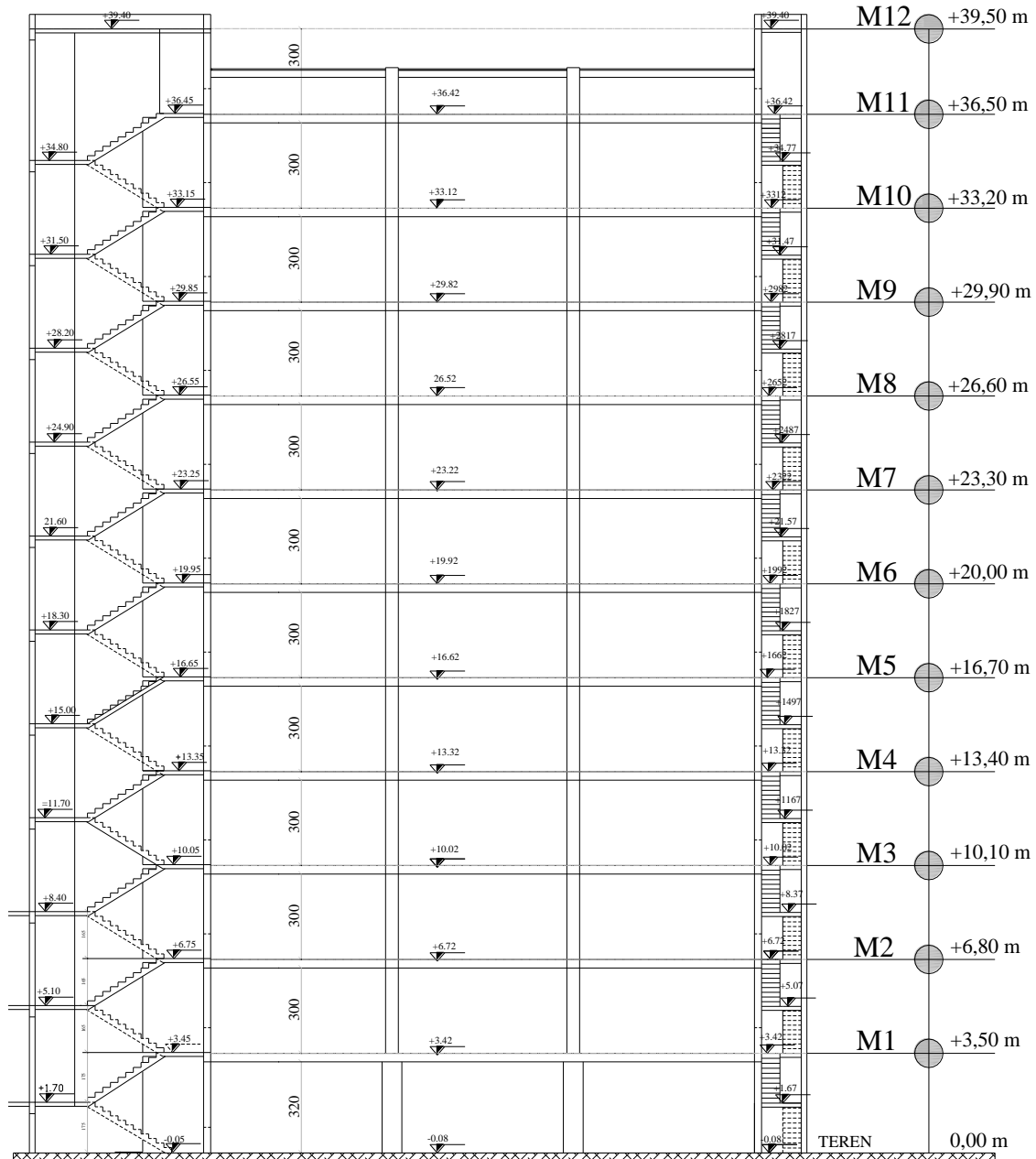
Preglednica 2: Tabelarična primerjava rezultatov momentov in armature tipične etaže osrednjega dela konstrukcije pozicije P1000

C PRIPOGA : Izračun mas po etažah za potresno obtežbo

C.1 Skica računskega modela

Skica konstrukcije

Racunski model



C.1.1 M12 - masa na koti + 39,50 m (2.terasa, $h_{ter} = 3,00m$)Stalna obtežba:

-stropna plošča levo jedro($g = 6,31 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)

$$(5,95 \cdot 9,32 - 1,15 \cdot 1,3) \cdot 6,31 = 340,481 \text{ kN}$$

-AB stena za levo jedro ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot \gamma_{AB} \cdot h_{et}/2$)

$$[(6,72 + 2 \cdot 4,80 + 2 \cdot 2,02 + 1,60) \cdot 0,20 + 9,72 \cdot 0,25 + 2,00 \cdot 0,15] \cdot 25 \cdot 3,00/2 = 267,075 \text{ kN}$$

-siporeks stene ($\Sigma(l \cdot h_{st} \cdot \gamma_{sip} \cdot h_{et}/2$)

$$[4,62 \cdot 0,20 + 4,35 \cdot 0,15] \cdot 20 \cdot 3,00/2 = 59,550 \text{ kN}$$

-AB parapet nad stropno ploščo ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{parap} \cdot \gamma_{AB}$)

$$[9,72 \cdot 0,25 + (4,8 \cdot 2 + 2,02 \cdot 2 + 6,72) \cdot 0,20] \cdot 0,50 \cdot 25 = 81,750 \text{ kN}$$

-fasada ($g = 1,50 \text{ kN/m}^2$)

$$5,00 \cdot 3,00/2 \cdot 1,50 = 11,250 \text{ kN}$$

-stropna plošča desno jedro($g = 6,31 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)

$$(1,40 \cdot 9,32) \cdot 6,31 = 82,333 \text{ kN}$$

-AB stena za desno jedro ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot \gamma_{AB} \cdot h_{et}/2$)

$$[(9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20 + 9,72 \cdot 0,25] \cdot 25 \cdot 3,00/2 = 185,025 \text{ kN}$$

-AB parapet nad stropno ploščo ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{parap} \cdot \gamma_{AB}$)

$$[9,72 \cdot 0,25 + (9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20] \cdot 0,50 \cdot 25 = 61,200 \text{ kN}$$

-vratna preklada levega in desnega jedra ($b/h = 25/100$, $l = 1,00 \text{ m}$)

$$1,14 \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 25 = 7,125 \text{ kN}$$

-prečka ($b/h = 20/40$, $l = 5,00 \text{ m}$)

$$0,20 \cdot 0,54 \cdot 5,00 \cdot 25 = 13,500 \text{ kN}$$

$$\mathbf{G_{12} = 1109,289 \text{ kN}}$$

Spremenljiva obtežba:

sneg ($q_s = 1,52 \text{ kN/m}^2$) se ne kombinira s potresom, zato je $Q_s = 0 \text{ kN}$

-pohodna streha levega in desnega jedra ($q = 2,00 \text{ kN/m}^2$)

$$(5,95 \cdot 9,32 + 9,32 \cdot 1,40 - 1,3 \cdot 1,15) \cdot 2,00 = 134,014 \text{ kN}$$

$$Q_{12} = 134,014 \text{ kN}$$

Skupna teža v višini stropne plošče: $W_{12} = G_{12} + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_{12}$

$$W_{12} = 1109,289 + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 134,014 = 1149,494 \text{ kN}$$

Masa:

$$M_{12} = \frac{W_{12}}{g} = \frac{1149,494}{9,81} = 117,176 \text{ ton}$$

C.1.2 M_{11} - masa na koti + 36,50 m (1. terasa, het = 3,30m)

Stalna obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($g = 11,79 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 30 \text{ cm}$)

$$19,20 \cdot 13,50 \cdot 11,79 = 3463,431 \text{ kN}$$

-parapeti okoli osrednje terase

$$(19,20 \cdot 2 \cdot 0,15 \cdot 1,30 + 2,79 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 1,20) \cdot 25 = 270,900 \text{ kN}$$

-notranji stebri ($b/h = 45/45 \text{ cm}$, $b/h = 30/100 \text{ cm}$)

$$(2 \cdot 0,45^2 + 2 \cdot 0,30 \cdot 1,00) \cdot 3,00/2 \cdot 25 = 37,688 \text{ kN}$$

-zunanji stebri ($b/h = 45/65$)

$$0,45 \cdot 0,65 \cdot 4 \cdot 25 \cdot 3,00/2 = 43,875 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra ($g = 5,36 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)

$$[9,32 \cdot 1,40 + 6,42 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,35 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,4^2] \cdot 5,36 = 224,509 \text{ kN}$$

-stopniščna rama levega jedra (1/2) ($g_1 = 6,726 \text{ kN/m}^2$)

$$2,60 \cdot 2,70 \cdot 6,726 / 2 = 23,608 \text{ kN}$$

-AB stena za levo jedro ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot \gamma_{AB} \cdot h_{et}$)

$$[(6,72 + 2 \cdot 4,80 + 2 \cdot 2,0 \cdot 2 + 1,6 + 1,36 + 3,15) \cdot 0,20 + 9,32 \cdot 0,25 + 4,00 \cdot 0,15] \cdot 25 \cdot 3,00 = 717,900 \text{ kN}$$

-siporeks stene ($\Sigma(l \cdot h_{st} \cdot \gamma_{sip} \cdot h_{et}/2)$)

$$[4,60 \cdot 0,20 + 4,35 \cdot 0,15] \cdot 20 \cdot 3,00/2 = 59,550 \text{ kN}$$

-prečka ($b/h = 20/40$, $l = 5,00$ m)	
$0,20 \cdot 0,54 \cdot 5,00 \cdot 25 =$	13,500 kN
stropna plošča desnega jedra ($g = 5,36$ kN/m ² , $h_{pl} = 14$ cm)	
$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,4 \cdot 1,16) \cdot 5,36 =$	30,091 kN
-stopniščna rama desnega jedra (1/2) ($g_1 = 6,726$ kN/m ²)	
$1,40 \cdot 2,70 \cdot 6,726 / 2 =$	12,712 kN
-AB stena desnega jedra ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{et} \cdot \gamma_{AB}$)	
$(9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20 \cdot 3,15 \cdot 25 + 8,72 \cdot 0,25 \cdot 3,15 \cdot 25 =$	429,150 kN
-fasada ($g = 1,50$ kN/m ²)	
$(19,70 \cdot 2 + 2,79 \cdot 4 + 5,00) \cdot 3,15 \cdot 1,50 =$	262,521 kN

$$\mathbf{G_{11} = 5608,935 \text{ kN}}$$

Spremenljiva obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($q = 2,00$ kN/m ²)	
$19,20 \cdot 15,30 \cdot 3,00 =$	587,520 kN
-stropna plošča levega jedra ($q = 3,00$ kN/m ² , $q_{strojnica} = 5,00$ kN/m ²)	
$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,35 + 1,40 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 3,00 +$ $+4,42 \cdot 2,75 \cdot 5 =$	160,476 kN
-stropna plošča desnega jedra ($q = 3,00$ kN)	
$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,40 \cdot 1,16) \cdot 3,00 =$	16,842 kN
-stopniščna rama levega jedra ($q = 3,00$ kN)	
$2,60 \cdot 2,70 \cdot 3,00 / 2 =$	10,530 kN
-stopniščna rama desnega jedra ($q = 3,00$ kN)	
$1,40 \cdot 2,70 \cdot 3,00 / 2 =$	5,670 kN

$$\mathbf{Q_{11} = 781,038 \text{ kN}}$$

Skupna teža v višini stropne plošče: $W_{11} = G_{11} + \varphi \cdot \psi_{21} \cdot Q_{11}$

$$\mathbf{W_{11} = 5608,935 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 781,038 = 5726,091 \text{ kN}}$$

Masa:

$$M_{11} = \frac{W_{11}}{g} = \frac{5726,091}{9.81} = 583,699 \text{ ton}$$

C.1.3 M₁₀ - Masa na koti + 33,20 m (10. nad, h_{et} = 3,30m)Stalna obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela (g = 8,64 kN/m² , h_{pl} = 30 cm)

$$19,20 \cdot 13,50 \cdot 8,64 = 2239,488 \text{ kN}$$

-konzolni parapeti osrednjega dela

$$2,79 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 1,20 \cdot 25 = 83,700 \text{ kN}$$

-notranji stebri (b/h = 45/45 cm, b/h = 30/100 cm)

$$(0,45^2 + 0,30 \cdot 1,00) \cdot 3,00 \cdot 2 \cdot 25 = 75,375 \text{ kN}$$

-zunanji stebri (b/h = 45/65)

$$0,45 \cdot 0,65 \cdot 3,30 \cdot 4 \cdot 25 = 87,750 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra (g = 5,36 kN/m² , h_{pl} = 14 cm)

$$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,35 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 5,36 = 194,118 \text{ kN}$$

-stopniščna rama levega jedra (g₁ = 6,726 kN/m²)

$$2,60 \cdot 2,70 \cdot 6,726 = 47,217 \text{ kN}$$

-podest levega jedra (g = 5,36 kN/m² , h_{pl} = 14 cm)

$$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,35 \cdot 1,35/2) \cdot 5,36 = 47,687 \text{ kN}$$

-AB stene levega jedra

$$[9,32 \cdot 0,25 + (4,80 \cdot 2 + 2,02 \cdot 2 + 1,60 + 3,00 \cdot 2 + 3,57 + 0,52 \cdot 2 + 0,62) \cdot 0,20 + (2,00 + 2,00 + 1,40) \cdot 0,15] \cdot 3,30 \cdot 25 = 717,900 \text{ kN}$$

-prečka (b/h = 20/40, l = 5,00 m)

$$0,20 \cdot 0,54 \cdot 5,00 \cdot 25 = 13,500 \text{ kN}$$

-stropna plošča desnega jedra (g = 5,36 kN/m² , h_{pl} = 14 cm)

$$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,4 \cdot 1,16) \cdot 5,36 = 30,091 \text{ kN}$$

-stopniščna rama desnega jedra (g₁ = 6,726 kN/m²)

$$1,40 \cdot 2,70 \cdot 6,726 = 25,424 \text{ kN}$$

-AB stena desnega jedra ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{et} \cdot \gamma_{AB}$)

$$[(9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20 + 8,72 \cdot 0,25] \cdot 3,30 \cdot 25 = 429,15 \text{ kN}$$

-fasada ($g = 1,50 \text{ kN/m}^2$)

$$(19,70 \cdot 2 + 2,79 \cdot 4 + 5,00) \cdot 3,30 \cdot 1,50 = 275,022 \text{ kN}$$

$$\mathbf{G_{10} = 4285,922 \text{ kN}}$$

Spremenljiva obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)

$$19,20 \cdot 15,30 \cdot 3,00 = 881,280 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,80 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 3,00 = 125,658 \text{ kN}$$

-stropna plošča desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,40 \cdot 1,16) \cdot 3,00 = 16,842 \text{ kN}$$

-stopniščna rama levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$2,60 \cdot 2,70 \cdot 3,00 = 21,060 \text{ kN}$$

-stopniščna rama desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$1,40 \cdot 2,70 \cdot 3,00 = 11,340 \text{ kN}$$

-podest levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)

$$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,30 \cdot 1,15/2) \cdot 3,00 = 27,185 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Q_{10} = 1083,365 \text{ kN}}$$

Skupna teža v višini stropne plošče: $W_{10} = G_{10} + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_{10}$

$$\mathbf{W_{10} = 4285,922 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1083,365 = 4448,427 \text{ kN}}$$

Masa:

$$M_{10} = \frac{W_{10}}{g} = \frac{4448,427}{9,81} = 453,458 \text{ ton}$$

C.1.4 M₉ - masa na koti + 29,90 (9. nad, h_{et} = 3,30m)Stalna obtežba:-stropna plošča osrednjega dela (g = 8,64kN/m² , h_{pl} =30 cm)

$$19,20 \cdot 13,50 \cdot 8,64 = 2538,086 \text{ kN}$$

-konzolni parapeti osrednjega dela

$$2,79 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 1,20 \cdot 25 = 83,700 \text{ kN}$$

-notranji stebri (b/h = 45/45 cm, b/h = 55/55 cm ,b/h = 30/100 cm)

$$[(0,45^2 + 0,55^2) \cdot 3,00/2 + 0,30 \cdot 1,00 \cdot 3,00] \cdot 2 \cdot 25 = 82,875 \text{ kN}$$

-zunanji stebri (b/h = 45/65)

$$0,45 \cdot 0,65 \cdot 3,00 \cdot 4 \cdot 25 = 87,750 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra (g =5,36 kN/m² , h_{pl} =14 cm)

$$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,35 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 5,36 = 194,118 \text{ kN}$$

-stopniščna rama levega jedra (g₁ = 6,726 kN/m²)

$$2,60 \cdot 2,70 \cdot 6,726 = 47,217 \text{ kN}$$

-podest levega jedra (g =5,36 kN/m² , h_{pl} =14 cm)

$$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,35 \cdot 1,35/2) \cdot 5,36 = 47,687 \text{ kN}$$

-AB stene levega jedra

$$[9,32 \cdot 0,25 + (4,80 \cdot 2 + 2,02 \cdot 2 + 1,60 + 3,00 \cdot 2 + 3,57 + 0,52 \cdot 2 + 0,62) \cdot 0,20 + (2,00 + 2,00 + 1,40) \cdot 0,15] \cdot 3,30 \cdot 25 = 717,900 \text{ kN}$$

-prečka (b/h = 20/40, l= 5,00 m)

$$0,20 \cdot 0,54 \cdot 5,00 \cdot 25 = 13,500 \text{ kN}$$

-stropna plošča desnega jedra (g = 5,36 kN/m² , h_{pl} =14 cm)

$$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,4 \cdot 1,16) \cdot 5,36 = 30,091 \text{ kN}$$

-stopniščna rama desnega jedra (g₁ =6,726 kN/m²)

$$1,40 \cdot 2,70 \cdot 6,726 = 25,424 \text{ kN}$$

-AB stena desnega jedra ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{et} \cdot \gamma_{AB}$)

$$[(9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20 + 9,72 \cdot 0,25] \cdot 3,30 \cdot 25 = 429,15 \text{ kN}$$

-fasada (g = 1,50 kN/m²)

$$(19,70 \cdot 2 + 2,79 \cdot 4 + 5,00) \cdot 3,30 \cdot 1,50 = 275,022 \text{ kN}$$

$$\mathbf{G_9 = 4592,02kN}$$

Spremenljiva obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)

$$19,20 \cdot 15,30 \cdot 3,00 = 881,280 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,80 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 3,00 = 125,658 \text{ kN}$$

-stropna plošča desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,40 \cdot 1,16) \cdot 3,00 = 16,842 \text{ kN}$$

-stopniščna rama levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$2,60 \cdot 2,70 \cdot 3,00 = 21,060 \text{ kN}$$

-stopniščna rama desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$1,40 \cdot 2,70 \cdot 3,00 = 11,340 \text{ kN}$$

-podest levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)

$$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,30 \cdot 1,15/2) \cdot 3,00 = 27,185 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Q_9 = 1083,365kN}$$

Skupna teža v višini stropne plošče: $W_9 = G_9 + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_9$

$$\mathbf{W_9 = 4592,02 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1083,365 = 4754,525kN}$$

Masa:

$$M_9 = \frac{W_9}{g} = \frac{4754,525}{9,81} = 484,661 \text{ ton}$$

C.1.5 M_g - masa na koti + 26,60 m (8 .nad, $h_{et} = 3,30m$)Stalna obtežba:-stropna plošča osrednjega dela ($g = 8,64kN/m^2$, $h_{pl} = 30$ cm)

$$19,20 \cdot 13,50 \cdot 8,64 = 2538,086 \text{ kN}$$

-konzolni parapeti osrednjega dela

$$2,79 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 1,20 \cdot 25 = 83,700 \text{ kN}$$

-notranji stebri ($b/h = 55/55$ cm , $b/h = 30/100$ cm)

$$(0,55^2 + 0,30 \cdot 1,00) \cdot 3,00 \cdot 2 \cdot 25 = 90,375 \text{ kN}$$

-zunanji stebri ($b/h = 45/65$)

$$0,45 \cdot 0,65 \cdot 3,00 \cdot 4 \cdot 25 = 87,750 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra ($g = 5,36$ kN/m² , $h_{pl} = 14$ cm)

$$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,35 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 5,36 = 194,118 \text{ kN}$$

-stopniščna rama levega jedra ($g_1 = 6,726$ kN/m²)

$$2,60 \cdot 2,70 \cdot 6,726 = 47,217 \text{ kN}$$

-podest levega jedra ($g = 5,36$ kN/m² , $h_{pl} = 14$ cm)

$$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,35 \cdot 1,35/2) \cdot 5,36 = 47,687 \text{ kN}$$

-AB stene levega jedra

$$[9,32 \cdot 0,25 + (4,80 \cdot 2 + 2,02 \cdot 2 + 1,60 + 3,00 \cdot 2 + 3,57 + 0,52 \cdot 2 + 0,62) \cdot 0,20 + (2,00 + 2,00 + 1,40) \cdot 0,15] \cdot 3,30 \cdot 25 = 717,900 \text{ kN}$$

-prečka ($b/h = 20/40$, $l = 5,00$ m)

$$0,20 \cdot 0,54 \cdot 5,00 \cdot 25 = 13,500 \text{ kN}$$

-stropna plošča desnega jedra ($g = 5,36$ kN/m² , $h_{pl} = 14$ cm)

$$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,4 \cdot 1,16) \cdot 5,36 = 30,091 \text{ kN}$$

-stopniščna rama desnega jedra ($g_1 = 6,726$ kN/m²)

$$1,40 \cdot 2,70 \cdot 6,726 = 25,424 \text{ kN}$$

-AB stena desnega jedra ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{et} \cdot \gamma_{AB}$)

$$[(9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20 + 9,72 \cdot 0,25] \cdot 3,30 \cdot 25 = 429,150 \text{ kN}$$

-fasada ($g = 1,50$ kN/m²)

$$(19,70 \cdot 2 + 2,79 \cdot 4 + 5,00) \cdot 3,30 \cdot 1,50 = 275,022 \text{ kN}$$

$$\mathbf{G_8 = 4599,52 \text{ kN}}$$

Spremenljiva obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)

$$19,20 \cdot 15,30 \cdot 2,00 = 881,280 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$[8,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,80 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 3,00 = 125,658 \text{ kN}$$

-stropna plošča desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,40 \cdot 1,16) \cdot 3,00 = 16,842 \text{ kN}$$

-stopniščna rama levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$2,60 \cdot 2,70 \cdot 3,00 = 21,060 \text{ kN}$$

-stopniščna rama desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$1,40 \cdot 2,70 \cdot 3,00 = 11,340 \text{ kN}$$

-podest levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)

$$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,30 \cdot 1,15/2) \cdot 3,00 = 27,185 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Q_8 = 1083,365 \text{ kN}}$$

Skupna teža v višini stropne plošče: $W_8 = G_8 + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_8$

$$W_8 = 4599,52 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1066,082 = 4762,025 \text{ kN}$$

Masa:

$$M_8 = \frac{W_8}{g} = \frac{4762,025}{9,81} = 485,426 \text{ ton}$$

C.1.6 M₇ - masa na koti + 23,30 m (7. nad, h_{et} = 3,30m)

Stalna obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($g = 8,64 \text{ kN/m}^2$, h_{pl} = 30 cm)

$$19,20 \cdot 13,50 \cdot 8,64 = 2538,086 \text{ kN}$$

-konzolni parapeti osrednjega dela

$2,79 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 1,20 \cdot 25 =$	83,700 kN
-notranji stebri (b/h = 55/55 cm ,b/h = 30/100 cm)	
$(0,55^2 + 0,30 \cdot 1,00) \cdot 3,00 \cdot 2 \cdot 25 =$	90,375 kN
-zunanji stebri (b/h = 45/65)	
$0,45 \cdot 0,65 \cdot 3,00 \cdot 4 \cdot 25 =$	87,750 kN
-stropna plošča levega jedra (g =5,36 kN/m ² , h _{pl} =14 cm)	
$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,35 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 5,36 =$	194,118 kN
-stopniščna rama levega jedra (g ₁ = 6,726 kN/m ²)	
$2,60 \cdot 2,70 \cdot 6,726 =$	47,217 kN
-podest levega jedra (g =5,36 kN/m ² , h _{pl} =14 cm)	
$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,35 \cdot 1,35/2) \cdot 5,36 =$	47,687 kN
-AB stene levega jedra	
$[9,32 \cdot 0,25 + (4,80 \cdot 2 + 2,02 \cdot 2 + 1,60 + 3,00 \cdot 2 + 3,57 + 0,52 \cdot 2 + 0,62) \cdot 0,20 +$ $(2,00 + 2,00 + 1,40) \cdot 0,15] \cdot 3,30 \cdot 25 =$	717,900 kN
-prečka (b/h = 20/40, l= 5,00 m)	
$0,20 \cdot 0,54 \cdot 5,00 \cdot 25 =$	13,500 kN
-stropna plošča desnega jedra (g = 5,36 kN/m ² , h _{pl} =14 cm)	
$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,4 \cdot 1,16) \cdot 5,36 =$	30,091 kN
-stopniščna rama desnega jedra (g ₁ =6,726 kN/m ²)	
$1,40 \cdot 2,70 \cdot 6,726 =$	25,424 kN
-AB stena desnega jedra ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{et} \cdot \gamma_{AB}$)	
$[(9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20 + 9,72 \cdot 0,25] \cdot 3,30 \cdot 25 =$	429,150 kN
-fasada (g = 1,50 kN/m ²)	
$(19,70 \cdot 2 + 2,79 \cdot 4 + 5,00) \cdot 3,30 \cdot 1,50 =$	275,022 kN

$$G_7 = 4599,52 \text{ kN}$$

Spremenljiva obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela (q = 3,00 kN/m²)

19,20 . 15,30 . 3,00 =	881,280 kN
-stropna plošča levega jedra (q = 3,00 kN)	
[9,32 . 1,40 + 3,00 . 2,00 + 2,60 . 1,80 + 2,15 . 6,72 - 1,40 ²]. 3,00 =	105,948 kN
-stropna plošča desnega jedra (q = 3,00 kN)	
(1,40 . 1,40 + 4,06 . 0,50 + 1,40 . 1,16) . 3,00 =	16,842 kN
-stopniščna rama levega jedra (q = 3,00 kN)	
2,60 . 2,70 . 3,00 =	21,060 kN
-stopniščna rama desnega jedra (q = 3,00 kN)	
1,40 . 2,70 . 3,00 =	11,340 kN
-podest levega jedra (q = 3,00 kN/m ²)	
(6,17 . 1,40 + 0,45 . 2,60 - 1,30 . 1,15/2) . 3,00 =	27,182 kN

$$Q_7 = 1083,365 \text{ kN}$$

Skupna teža v višini stropne plošče: $W_7 = G_7 + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_7$

$$W_7 = 4599,52 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1083,365 = 4762,025 \text{ kN}$$

Masa:

$$M_7 = \frac{W_7}{g} = \frac{4762,025}{9,81} = 485,426 \text{ ton}$$

C.1.7 M_6 - masa na koti + 20,00 m (6. nad, $h_{et} = 3,30\text{m}$)

Stalna obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($g = 8,64 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 30 \text{ cm}$)

$$19,20 \cdot 13,50 \cdot 8,64 = 2538,086 \text{ kN}$$

-konzolni parapeti osrednjega dela

$$2,79 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 1,20 \cdot 25 = 83,700 \text{ kN}$$

-notranji stebri ($b/h = 55/55 \text{ cm}$, $b/h = 30/100 \text{ cm}$)

$$(0,55^2 + 0,30 \cdot 1,00) \cdot 3,00 \cdot 2 \cdot 25 = 90,375 \text{ kN}$$

-zunanji stebri ($b/h = 45/65$)

$$0,45 \cdot 0,65 \cdot 3,00 \cdot 4 \cdot 25 = 87,750 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra ($g = 5,36 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)	
$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,35 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 5,36 =$	194,118 kN
-stopniščna rama levega jedra ($g_1 = 6,723 \text{ kN/m}^2$)	
$2,60 \cdot 2,70 \cdot 6,723 =$	47,200 kN
-podest levega jedra ($g = 5,36 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)	
$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,35 \cdot 1,35/2) \cdot 5,36 =$	47,687 kN
-AB stene levega jedra	
$[9,32 \cdot 0,25 + (4,80 \cdot 2 + 2,02 \cdot 2 + 1,60 + 3,00 \cdot 2 + 3,57 + 0,52 \cdot 2 + 0,62) \cdot 0,20 +$ $(2,00 + 2,00 + 1,40) \cdot 0,15] \cdot 3,30 \cdot 25 =$	717,900 kN
-prečka ($b/h = 20/40$, $l = 5,00 \text{ m}$)	
$0,20 \cdot 0,54 \cdot 5,00 \cdot 25 =$	13,500 kN
-stropna plošča desnega jedra ($g = 5,36 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)	
$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,4 \cdot 1,16) \cdot 5,36 =$	30,091 kN
-stopniščna rama desnega jedra ($g_1 = 6,723 \text{ kN/m}^2$)	
$1,40 \cdot 2,70 \cdot 6,723 =$	25,420 kN
-AB stena desnega jedra ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{et} \cdot \gamma_{AB}$)	
$[(9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20 + 9,72 \cdot 0,25] \cdot 3,30 \cdot 25 =$	429,15 kN
-fasada ($g = 1,50 \text{ kN/m}^2$)	
$(19,70 \cdot 2 + 2,79 \cdot 4 + 5,00) \cdot 3,30 \cdot 1,50 =$	275,022 kN

$G_6 = 4599,52 \text{ kN}$

-stropna plošča osrednjega dela ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)	
$19,20 \cdot 15,30 \cdot 3,00 =$	881,280 kN
-stropna plošča levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)	
$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,80 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 3,00 =$	125,658 kN
-stropna plošča desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)	
$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,40 \cdot 1,16) \cdot 3,00 =$	16,842 kN
-stopniščna rama levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)	

2,60 . 2,70 . 3,00 =	21,060 kN
-stopniščna rama desnega jedra (q = 3,00 kN)	
1,40. 2,70 . 3,00 =	11,340 kN
-podest levega jedra (q = 3,00 kN/m ²)	
(6,17 .1,40 + 0,45 .2,60 – 1,30 . 1,15/2) . 3,00 =	27,185 kN

Q₆ = 1083,365 kN

Skupna teža v višini stropne plošče: $W_6 = G_{6+} \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_6$

$$W_6 = 4599,52 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1083,365 = \mathbf{4762,025 \text{ kN}}$$

Masa:

$$M_6 = \frac{W_6}{g} = \frac{4762,025}{9.81} = 485,426 \text{ ton}$$

C.1.8 M₅ - masa na koti + 16,70 m (5. nad, h_{et} = 3,30m)

Stalna obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela (g = 8,64kN/m ² , h _{pl} =30 cm)	
19,20 .13,50 . 8,64=	2538,086 kN
-konzolni parapeti osrednjega dela	
2,79. 4. 0,25 .1,20 .25 =	83,700 kN
-notranji stebri (b/h = 55/55 cm, b/h = 65/65 cm ,b/h = 30/100 cm)	
(0,55 ² +0,65 ²). 3,00. 2. 25 /2 + 0,30 . 1,00 . 3,00. 2 . 25 =	99,375 kN
-zunanjji stebri (b/h = 45/65)	
0,45 . 0,65 . 3,00. 4 . 25 =	87,750 kN
-stropna plošča levega jedra (g =5,36 kN/m ² , h _{pl} =14 cm)	
[9,32 . 1,40 + 3,00 . 2,00 + 2,60. 1,35 + 2,15 . 6,72 –1,40 ²]. 5,36 =	194,118 kN
-stopniščna rama levega jedra (g ₁ = 6,726 kN/m ²)	
2,60. 2,70 . 6,726 =	47,217 kN
-podest levega jedra (g =5,36 kN/m ² , h _{pl} =14 cm)	
(6,17 .1,40 + 0,45 .2,60 – 1,35 . 1,35/2) . 5,36 =	47,687 kN

-AB stene levega jedra

$$[9,32 \cdot 0,25 + (4,80 \cdot 2 + 2,02 \cdot 2 + 1,60 + 3,00 \cdot 2 + 3,57 + 0,52 \cdot 2 + 0,62) \cdot 0,20 + (2,00 + 2,00 + 1,40) \cdot 0,15] \cdot 3,30 \cdot 25 = 717,900 \text{ kN}$$

-prečka ($b/h = 20/40$, $l = 5,00 \text{ m}$)

$$0,20 \cdot 0,54 \cdot 5,00 \cdot 25 = 13,500 \text{ kN}$$

-stropna plošča desnega jedra ($g = 5,36 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)

$$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,4 \cdot 1,16) \cdot 5,36 = 30,091 \text{ kN}$$

-stopniščna rama desnega jedra ($g_1 = 6,726 \text{ kN/m}^2$)

$$1,40 \cdot 2,70 \cdot 6,726 = 25,424 \text{ kN}$$

-AB stena desnega jedra ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{et} \cdot \gamma_{AB}$)

$$[(9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20 + 9,72 \cdot 0,25] \cdot 3,30 \cdot 25 = 429,150 \text{ kN}$$

-fasada ($g = 1,50 \text{ kN/m}^2$)

$$(19,70 \cdot 2 + 2,79 \cdot 4 + 5,00) \cdot 3,30 \cdot 1,50 = 275,022 \text{ kN}$$

$$\mathbf{G_5 = 4608,520 \text{ kN}}$$

Spremenljiva obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)

$$19,20 \cdot 15,30 \cdot 3,00 = 881,280 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,80 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 3,00 = 125,658 \text{ kN}$$

-stropna plošča desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,40 \cdot 1,16) \cdot 3,00 = 16,842 \text{ kN}$$

-stopniščna rama levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$2,60 \cdot 2,70 \cdot 3,00 = 21,060 \text{ kN}$$

-stopniščna rama desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$1,40 \cdot 2,70 \cdot 3,00 = 11,340 \text{ kN}$$

-podest levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)

$$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,30 \cdot 1,15/2) \cdot 3,00 = 27,185 \text{ kN}$$

$$Q_5 = 1083,365 \text{ kN}$$

Skupna teža v višini stropne plošče: $W_5 = G_5 + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_5$

$$W_5 = 4608,520 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1083,365 = 4771,025 \text{ kN}$$

Masa:

$$M_5 = \frac{W_5}{g} = \frac{4771,025}{9,81} = 486,343 \text{ ton}$$

C.1.9 M_4 - masa na koti +13,40 m (4. nad, $h_{et} = 3,30\text{m}$)

Stalna obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($g = 8,64 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 30 \text{ cm}$)

$$19,20 \cdot 13,50 \cdot 8,64 = 2538,086 \text{ kN}$$

-konzolni parapeti osrednjega dela

$$2,79 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 1,20 \cdot 25 = 83,700 \text{ kN}$$

-notranji stebri ($b/h = 65/65 \text{ cm}$, $b/h = 30/100 \text{ cm}$)

$$0,65^2 \cdot 3,00 \cdot 2 \cdot 25 + 0,30 \cdot 1,00 \cdot 3,00 \cdot 2 \cdot 25 = 108,375 \text{ kN}$$

-zunanji stebri ($b/h = 45/65$)

$$0,45 \cdot 0,65 \cdot 3,00 \cdot 4 \cdot 25 = 87,750 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra ($g = 5,36 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)

$$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,35 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 5,36 = 194,118 \text{ kN}$$

-stopniščna rama levega jedra ($g_1 = 6,726 \text{ kN/m}^2$)

$$2,60 \cdot 2,70 \cdot 6,726 = 47,217 \text{ kN}$$

-podest levega jedra ($g = 5,36 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)

$$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,35 \cdot 1,35/2) \cdot 5,36 = 47,687 \text{ kN}$$

-AB stene levega jedra

$$[9,32 \cdot 0,25 + (4,80 \cdot 2 + 2,02 \cdot 2 + 1,60 + 3,00 \cdot 2 + 3,57 + 0,52 \cdot 2 + 0,62) \cdot 0,20 + (2,00 + 2,00 + 1,40) \cdot 0,15] \cdot 3,30 \cdot 25 = 717,900 \text{ kN}$$

-prečka ($b/h = 20/40$, $l = 5,00 \text{ m}$)

$$0,20 \cdot 0,54 \cdot 5,00 \cdot 25 = 13,500 \text{ kN}$$

-stropna plošča desnega jedra ($g = 5,36 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)	
$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,4 \cdot 1,16) \cdot 5,36 =$	30,091 kN
-stopniščna rama desnega jedra ($g_1 = 6,726 \text{ kN/m}^2$)	
$1,40 \cdot 2,70 \cdot 6,726 =$	25,424 kN
-AB stena desnega jedra ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{et} \cdot \gamma_{AB}$)	
$[(9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20 + 9,72 \cdot 0,25] \cdot 3,30 \cdot 25 =$	429,150 kN
-fasada ($g = 1,50 \text{ kN/m}^2$)	
$(19,70 \cdot 2 + 2,79 \cdot 4 + 5,00) \cdot 3,30 \cdot 1,50 =$	275,022 kN
<hr/>	
	$G_4 = 4617,145 \text{ kN}$

Spremenljiva obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)	
$19,20 \cdot 15,30 \cdot 3,00 =$	881,280 kN
-stropna plošča levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)	
$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,80 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 3,00 =$	125,658 kN
-stropna plošča desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)	
$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,40 \cdot 1,16) \cdot 3,00 =$	16,842 kN
-stopniščna rama levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)	
$2,60 \cdot 2,70 \cdot 3,00 =$	21,060 kN
-stopniščna rama desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)	
$1,40 \cdot 2,70 \cdot 3,00 =$	11,340 kN
-podest levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)	
$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,30 \cdot 1,15/2) \cdot 3,00 =$	27,185 kN
<hr/>	
	$Q_4 = 1083,365 \text{ kN}$

Skupna teža v višini stropne plošče: $W_4 = G_4 + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_4$

$$W_4 = 4617,145 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1083,365 = \mathbf{4779,650 \text{ kN}}$$

Masa:

$$M_4 = \frac{W_4}{g} = \frac{4779,650}{9.81} = 487,222 \text{ ton}$$

C.1.10 M₃ - masa na koti + 10,10 m (3. nad, h_{et}= 3,30m)

Stalna obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela (g = 8,64 kN/m² , h_{pl} =30 cm)

$$19,20 \cdot 13,50 \cdot 8,64 = 2538,086 \text{ kN}$$

-konzolni parapeti osrednjega dela

$$2,79 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 1,20 \cdot 25 = 83,700 \text{ kN}$$

-notranji stebri (b/h = 65/65 cm ,b/h = 30/100 cm)

$$0,65^2 \cdot 3,00 \cdot 2 \cdot 25 + 0,30 \cdot 1,00 \cdot 3,00 \cdot 2 \cdot 25 = 108,375 \text{ kN}$$

-zunanjji stebri (b/h = 45/65)

$$0,45 \cdot 0,65 \cdot 3,00 \cdot 4 \cdot 25 = 87,750 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra (g =5,36 kN/m² , h_{pl} =14 cm)

$$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,35 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 5,36 = 194,118 \text{ kN}$$

-stopniščna rama levega jedra (g₁ = 6,726 kN/m²)

$$2,60 \cdot 2,70 \cdot 6,726 = 47,217 \text{ kN}$$

-podest levega jedra (g =5,36 kN/m² , h_{pl} =14 cm)

$$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,35 \cdot 1,35/2) \cdot 5,36 = 47,687 \text{ kN}$$

-AB stene levega jedra

$$[9,32 \cdot 0,25 + (4,80 \cdot 2 + 2,02 \cdot 2 + 1,60 + 3,00 \cdot 2 + 3,57 + 0,52 \cdot 2 + 0,62) \cdot 0,20 + (2,00 + 2,00 + 1,40) \cdot 0,15] \cdot 3,30 \cdot 25 = 675,180 \text{ kN}$$

-prečka (b/h = 20/40, l= 5,00 m)

$$0,20 \cdot 0,54 \cdot 5,00 \cdot 25 = 13,500 \text{ kN}$$

-stropna plošča desnega jedra (g = 5,36 kN/m² , h_{pl} =14 cm)

$$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,4 \cdot 1,16) \cdot 5,36 = 30,091 \text{ kN}$$

-stopniščna rama desnega jedra (g₁ =6,726 kN/m²)

$$1,40 \cdot 2,70 \cdot 6,726 = 25,424 \text{ kN}$$

-AB stena desnega jedra ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{et} \cdot \gamma_{AB}$)

$$[(9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20 + 9,72 \cdot 0,25] \cdot 3,30 \cdot 25 = 386,430 \text{ kN}$$

-fasada ($g = 1,50 \text{ kN/m}^2$)

$$(19,70 \cdot 2 + 2,79 \cdot 4 + 5,00) \cdot 3,30 \cdot 1,50 = 275,022 \text{ kN}$$

$$\mathbf{G_3 = 4617,145 \text{ kN}}$$

Spremenljiva obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)

$$19,20 \cdot 15,30 \cdot 3,00 = 881,280 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,80 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 3,00 = 125,658 \text{ kN}$$

-stropna plošča desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,40 \cdot 1,16) \cdot 3,00 = 16,842 \text{ kN}$$

-stopniščna rama levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$2,60 \cdot 2,70 \cdot 3,00 = 21,060 \text{ kN}$$

-stopniščna rama desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$1,40 \cdot 2,70 \cdot 3,00 = 11,340 \text{ kN}$$

-podest levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)

$$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,30 \cdot 1,15/2) \cdot 3,00 = 27,185 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Q_3 = 1083,365 \text{ kN}}$$

Skupna teža v višini stropne plošče: $W_3 = G_3 + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_3$

$$W_3 = 4617,145 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1083,365 = 4779,650$$

Masa:

$$M_3 = \frac{W_3}{g} = \frac{4779,650}{9,81} = 487,222 \text{ ton}$$

C.1.11 M_2 - masa na koti + 6,80 m (2. nad, het= 3,30m)

Stalna obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($g = 8,64 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 30 \text{ cm}$)	
$19,20 \cdot 13,50 \cdot 8,64 =$	2538,086 kN
-konzolni parapeti osrednjega dela	
$2,79 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 1,20 \cdot 25 =$	83,700 kN
-notranji stebri ($b/h = 55/55 \text{ cm}$, $b/h = 65/65 \text{ cm}$, $b/h = 30/100 \text{ cm}$)	
$[(0,65^2 + 0,70^2) \cdot 3,00/2 + 0,30 \cdot 1,00 \cdot 3,00] \cdot 2 \cdot 25 =$	113,438 kN
-zunanji stebri ($b/h = 45/65$)	
$0,45 \cdot 0,65 \cdot 3,00 \cdot 4 \cdot 25 =$	87,750 kN
-stropna plošča levega jedra ($g = 5,36 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)	
$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,35 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 5,36 =$	194,118 kN
-stopniščna rama levega jedra ($g_1 = 6,726 \text{ kN/m}^2$)	
$2,60 \cdot 2,70 \cdot 6,726 =$	47,217 kN
-podest levega jedra ($g = 5,36 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)	
$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,35 \cdot 1,35/2) \cdot 5,36 =$	47,687 kN
-balkon ($g_2 = 5,36 \text{ kN/m}^2$)	
$2,50 \cdot 0,80 \cdot 5,36 =$	10,720 kN
-AB stene levega jedra	
$[9,32 \cdot 0,25 + (4,80 \cdot 2 + 2,02 \cdot 2 + 1,60 + 3,00 \cdot 2 + 3,57 + 0,52 \cdot 2 + 0,62) \cdot 0,20 +$ $(2,00 + 2,00 + 1,40) \cdot 0,15] \cdot 3,30 \cdot 25 =$	675,180 kN
-prečka ($b/h = 20/40$, $l = 5,00 \text{ m}$)	
$0,20 \cdot 0,54 \cdot 5,00 \cdot 25 =$	13,500 kN
-stropna plošča desnega jedra ($g = 5,36 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 14 \text{ cm}$)	
$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,4 \cdot 1,16) \cdot 5,36 =$	30,091 kN
-stopniščna rama desnega jedra ($g_1 = 6,726 \text{ kN/m}^2$)	
$1,40 \cdot 2,70 \cdot 6,726 =$	25,424 kN
-AB stena desnega jedra ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{et} \cdot \gamma_{AB}$)	
$[(9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20 + 9,72 \cdot 0,25] \cdot 3,30 \cdot 25 =$	386,430 kN
-fasada ($g = 1,50 \text{ kN/m}^2$)	

$$(19,70 \cdot 2 + 2,79 \cdot 4 + 5,00) \cdot 3,30 \cdot 1,50 = 275,022 \text{ kN}$$

$$\mathbf{G_2 = 4633,303 \text{ kN}}$$

Spremenljiva obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)

$$19,20 \cdot 15,30 \cdot 3,00 = 881,280 \text{ kN}$$

-stropna plošča levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,80 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 3,00 = 125,658 \text{ kN}$$

-stropna plošča desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,40 \cdot 1,16) \cdot 3,00 = 16,842 \text{ kN}$$

-stopniščna rama levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$2,60 \cdot 2,70 \cdot 3,00 = 21,060 \text{ kN}$$

-stopniščna rama desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)

$$1,40 \cdot 2,70 \cdot 3,00 = 11,340 \text{ kN}$$

-podest levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)

$$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,30 \cdot 1,15/2) \cdot 3,00 = 27,185 \text{ kN}$$

-balkon ($q = 3 \text{ kN/m}^2$)

$$2,50 \cdot 0,80 \cdot 3,00 = 6,000 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Q_2 = 1089,365 \text{ kN}}$$

Skupna teža v višini stropne plošče: $W_2 = G_2 + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_2$

$$\mathbf{W_2 = 4633,303 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1089,365 = 4796,708 \text{ kN}}$$

Masa:

$$M_2 = \frac{W_2}{g} = \frac{4796,708}{9,81} = 488,961 \text{ ton}$$

C.1.12 M_1 - masa na koti + 3,50 m (1.nad, $h_{et} = 3,30\text{m}$)

Stalna obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($g = 8,64 \text{ kN/m}^2$, $h_{pl} = 30 \text{ cm}$)

$19,20 \cdot 13,50 \cdot 8,64 =$	2538,086 kN
-konzolni parapeti osrednje terase	
$2,79 \cdot 4 \cdot 0,25 \cdot 1,20 \cdot 25 =$	83,700 kN
-notranji stebri (b/h = 70/70 cm ,b/h = 30/100 cm)	
$(0,70^2 + 0,30 \cdot 1,00) \cdot (3,20/2 + 3,00/2) \cdot 2 \cdot 25 =$	122,450 kN
-zunanji stebri (b/h = 45/65, b/h = 55/65)	
$[(0,45 \cdot 0,65) \cdot 3,00/2 + (0,45 \cdot 0,65) \cdot 3,20/2] \cdot 4 \cdot 25 =$	90,675 kN
-stropna plošča levega jedra (g =5,36 kN/m ² , h _{pl} =14 cm)	
$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,80 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 5,36 =$	194,118 kN
-stopniščna rama levega jedra (g ₁ = 6,726 kN/m ²)	
$2,60 \cdot 2,70 \cdot 6,726 =$	47,217 kN
-podest levega jedra (g =5,36 kN/m ² , h _{pl} =14 cm)	
$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,35 \cdot 1,35/2) \cdot 5,36 =$	47,687 kN
-balkon (g ₂ = 5,36 kN/m ²)	
$2,50 \cdot 0,80 \cdot 5,36 =$	10,720 kN
-AB stene levega jedra	
$[9,32 \cdot 0,25 + (4,80 \cdot 2 + 2,02 \cdot 2 + 1,60 + 3,00 \cdot 2 + 3,57 + 0,52 \cdot 2 + 0,62) \cdot 0,20 +$ $(2,00 + 2,00 + 1,40) \cdot 0,15] \cdot (3,50/2 + 3,30/2) \cdot 25 =$	695,640 kN
-prečka (b/h = 20/40, l= 5,00 m)	
$0,20 \cdot 0,54 \cdot 5,00 \cdot 25 =$	13,500 kN
-stropna plošča desnega jedra (g = 5,36 kN/m ² , h _{pl} =14 cm)	
$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,4 \cdot 1,16) \cdot 5,36 =$	30,091 kN
-stopniščna rama desnega jedra (g ₁ =6,726 kN/m ²)	
$1,40 \cdot 2,70 \cdot 6,726 =$	25,424 kN
-AB stena desnega jedra ($\Sigma(l \cdot h_{st}) \cdot h_{et} \cdot \gamma_{AB}$)	
$[(9,72 + 1,40 \cdot 2) \cdot 0,20 + 9,72 \cdot 0,25] \cdot (3,50/2 + 3,30/2) \cdot 25 =$	398,140 kN
-fasada (g = 1,50 kN/m ²)	
$(19,70 \cdot 2 + 2,79 \cdot 4 + 5,00) \cdot (3,50/2 + 3,30/2) \cdot 1,50 =$	283,356 kN

$$G_1 = 4653,574 \text{ kN}$$

Spremenljiva obtežba:

-stropna plošča osrednjega dela ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)	
$19,20 \cdot 15,30 \cdot 3,00 =$	881,280 kN
-stropna plošča levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)	
$[9,32 \cdot 1,40 + 3,00 \cdot 2,00 + 2,60 \cdot 1,80 + 2,15 \cdot 6,72 - 1,40^2] \cdot 3,00 =$	125,658 kN
-stropna plošča desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)	
$(1,40 \cdot 1,40 + 4,06 \cdot 0,50 + 1,40 \cdot 1,16) \cdot 3,00 =$	16,842 kN
-stopniščna rama levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)	
$2,60 \cdot 2,70 \cdot 3,00 =$	21,060 kN
-stopniščna rama desnega jedra ($q = 3,00 \text{ kN}$)	
$1,40 \cdot 2,70 \cdot 3,00 =$	11,340 kN
-podest levega jedra ($q = 3,00 \text{ kN/m}^2$)	
$(6,17 \cdot 1,40 + 0,45 \cdot 2,60 - 1,30 \cdot 1,15/2) \cdot 3,00 =$	27,185 kN
-balkon ($q = 2 \text{ kN/m}^2$)	
$2,50 \cdot 0,80 \cdot 2,00 =$	4,000 kN

$$Q_2 = 1089,365 \text{ kN}$$

Skupna teža v višini stropne plošče: $W_1 = G_1 + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot Q_1$

$$W_1 = 4653,574 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1089,365 = 4816,979 \text{ kN}$$

Masa:

$$M_1 = \frac{W_1}{g} = \frac{4816,979}{9,81} = 491,028 \text{ ton}$$

Teža celotne konstrukcije:	W= 54303,0294 kN
-----------------------------------	-------------------------