

ULTRA STUDIO D.O.O. ZAGREB

DAMIR MIKULIĆ



Elektronički potpisan: 21.01.2026T14:20:31 (UTC:2026-01-21T13:20:31Z)

ELECTRONICALLY SIGNED

Provjera: <https://esign.certilia.com/provjera>

VERIFICATION

Broj zapisa: 0f651498-5203-416a-ac69-e6ef5dd7e1b1

RECORD ID

Grad Varaždin, Upravni odjel za provedbu dokumenata
prostornog uređenja i građenja



PROJEKTNI URED: ULTRA STUDIO d.o.o.
Pantovčak 27, 10000 Zagreb

OIB: 19274387099

INVESTITOR: Javna ustanova "Gradski bazeni Varaždin"
Zagrebačka 85 a, 42000 Varaždin

OIB: 79574185231

GRAĐEVINA: Kompleks gradskih bazena i pomoćna građevina

LOKACIJA: 3919/6 k.o. Varaždin

ZOP: VIZ-EX/GP-103/2024

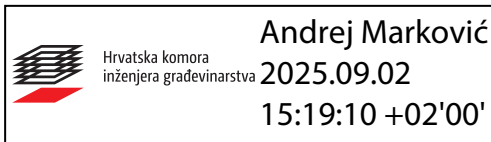
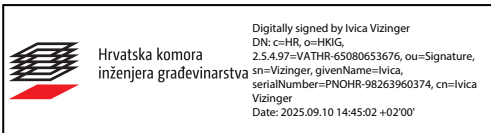
GLAVNI PROJEKT GRAĐEVINSKI PROJEKT - PROJEKT KONSTRUKCIJE MAPA 2 TD 56/25

GLAVNI PROJEKTANT:
Ivica Vizinger, dipl. ing. građ (G 3623)

PROJEKTANT KONSTRUKCIJE:
Andrej Marković, dipl. ing. građ. (G 3722)

SURADNICI:
Maria-Paola Dušati, univ.mag. ing. aedif.
Erik Petrić, univ.bacc. ing. aedif.
Viktorija Ukalović, univ.mag. ing. aedif.
Elvis Žigant, mag. ing. aedif.

DIREKTOR:
Andrej Marković



ANDREJ
MARKOVIĆ

Digitally signed by
ANDREJ MARKOVIĆ
Date: 2025.09.02
15:20:02 +02'00'

DATUM IZRADE PROJEKTA: Zagreb, kolovoz 2025.

STRANICA ZA OVJERU REVIDENTA

**Boris
Baljkas**

Digitally signed by Boris Baljkas
DN: C=HR, O=HKIG,
OID.2.5.4.97=VATHR-65080653676,
OU=Identification, SN=Baljkas, G=Boris,
SERIALNUMBER=PNOHR-2462196169
8, CN=Boris Baljkas
Reason: rev 262 rev gp Bazen
Varaždina
Location: HKIG G216
Date: 2025.09.03 12:31:06+02'00'
Foxit PhantomPDF Version: 10.1.0

S A D R Ž A J**I. OPCIO DIO**

a. Popis svih projekatata i suradnika koji su sudjelovali u izradi glavnog projekta	1
b. Popis mapa glavnog projekta	4
1. Upis tvrtke u glavnu knjigu sudskog registra	5
2. Rješenje o imenovanju projektanta	8
3. Rješenje o upisu u imenik ovlaštenih inženjera	9
4. Izjava o usklađenosti statičkog proračuna	11
5. Program kontrole i osiguranja kakvoće	12
6. Uporabni vijek građevine	18
7. Procjena troškova gradnje	19

II. PROJEKT KONSTRUKCIJE

DILATACIJA 1	34
1. TEHNIČKI OPIS	20
2. SHEMA POZICIJA	26
3. ANALIZA OPTEREĆENJA	34
4. PRORAČUN TRAPEZNOG LIMA	43
5. PRORAČUN GLAVNOG NOSAČA	47
6. PRORAČUN HORIZONTALNOG (KROVNOG) SPREGA	57
7. PRORAČUN LEŽAJA VERTIKALE HPS	66
8. PRORAČUN VIJČANOG SPOJA VLAČNOG ELEMENTA (ZATEGE)	69
9. PRORAČUN VERTIKALNOG UZDUŽNOG SPREGA	73
10. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA POZICIJE 400	78
11. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA POZICIJE 300	78
12. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA POZICIJE 200	101
13. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA POZICIJE 100	110
14. SEIZMIČKI PRORAČUN KONSTRUKCIJE	135
15. PRORAČUN AB ZIDOVA, STUPOVA I VISOKOSTIJENIH NOSAČA	152
16. PRORAČUN STUPOVA	304
17. PRORAČUN PODRUMSKIH ARMIRANOBETONSKIH ZIDOVA	318
18. PRORAČUN TEMELJNE KONSTRUKCIJE	326

19. PRAĆENJE SMJERNICA PREMA KONCEPTU BIJELIH KADA	338
20. PRORAČUN KONSTRUKCIJE NA POŽAR	342
21. PRORAČUN POTKONSTRUKCIJE FASADE	353
DILATACIJA 2	360
1. ANALIZA OPTEREĆENJA	361
2. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA SERVISNIH OPHODA	363
3. PRORAČUN KRAKA ARMIRANOBETONSKOG STUBIŠTA	391
DILATACIJA 3	392
1. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA GARDEROBE	393
2. PRORAČUN ČELIČNIH STUPOVA GARDEROBE SHS 120/5	420
3. PRAĆENJE SMJERNICA PREMA KONCEPTU BIJELIH KADA	423

b. POPIS MAPA GLAVNOG PROJEKTA

BROJ	VRSTA PROJEKTA	TVRTKA	BR. TEH. DN.
MAPA 1	arhitektonski projekt Tomislav Kušan, dipl.ing.arh. broj ovlaštenja: A 2616	VIZ-EX d.o.o. Jurja Križanića 6, Nedelišće OIB: 05103167154	GP-103/2024
MAPA 2	građevinski projekt konstrukcije Andrej Marković, dipl.ing.građ. broj ovlaštenja: G 3722	ULTRA STUDIO d.o.o. Pantovčak 27, Zagreb OIB: 19274387099	56/25
MAPA 3	strojarski projekt vodovoda, odvodnje i hidrantske mreže Zoran Bahunek, dipl.ing.stroj. broj ovlaštenja: S 1699	Eco Projekt d.o.o. Duga Ulica 35, Varaždinske Toplice OIB: 98611931145	386/2025_H
MAPA 4	strojarski projekt grijanja, hlađenja i ventilacije Zoran Bahunek, dipl.ing.stroj. broj ovlaštenja: S 1699	Eco Projekt d.o.o. Duga Ulica 35, Varaždinske Toplice OIB: 98611931145	386/2025_S
MAPA 5	Elektrotehnički projekt Ivan Đurđević, dipl.ing.el. broj ovlaštenja E 284	Slimel d.o.o. Ivanićgradska 59b, Zagreb OIB: 65100985613	E 1205/25
MAPA 6	bazenska tehnika – strojarski projekt Andelo Živalj, mag.ing.mech. broj ovlaštenja S 2045	niveto d.o.o. Šušakovići 76, Zagreb OIB: 46572491389	S12/25
MAPA 7	bazenska tehnika - elektrotehnički projekt Ante Majić, mag.ing.el. broj ovlaštenja E 3275	niveto d.o.o. Šušakovići 76, Zagreb OIB: 46572491389	E12/25
MAPA 8	projekt vertikalnog transporta Tomislav Deriš, mag.ing.mech. broj ovlaštenja S 2337	Metus d.o.o. Položnica 3, Sveta Nedelja OIB: 24690129373	M919/25-GL -DIZ-RO
MAPA 9	građevinski projekt – projekt vanjskog uređenja Ivica Vizinger, dipl. ing. građ. broj ovlaštenja G 3623	VIZ-EX d.o.o. Jurja Križanića 6, Nedelišće OIB: 05103167154	GP-153/2024
MAPA 10	projekt zgrade u odnosu na racionalnu uporabu energije i toplinsku zaštitu zgrade Ivana Gotal, dipl.ing.građ. broj ovlaštenja G 3096	VIZ-EX d.o.o. Jurja Križanića 6, Nedelišće OIB: 05103167154	EF-155/2025
MAPA 11	elektrotehnički projekt - CNUS , Tihomir Zadravec, dipl.ing.el. br. ovl. 3772	Zagi-Inženjering d.o.o. Ive Lole Ribara 10b, Lopatinec, OIB 44969225465	TD: 39/2025

REPUBLIKA HRVATSKA
TRGOVAČKI SUD U ZAGREBU

IZVADAK IZ SUDSKOG REGISTRA

SUBJEKT UPISA

MBS:

080648189

OIB:

19274387099

TVRTKA:

4 ULTRA STUDIO d.o.o. za projektiranje

4 ULTRA STUDIO d.o.o.

SJEDIŠTE/ADRESA:

7 Zagreb (Grad Zagreb)
Pantovčak 27

PRAVNI OBLIK:

1 društvo s ograničenom odgovornošću

PREDMET POSLOVANJA:

- 1 * - poslovanje nekretninama
- 1 * - projektiranje, građenje, uporaba i uklanjanje građevine
- 1 * - nadzor nad gradnjom
- 1 * - stručni poslovi prostornog uređenja
- 1 * - posredovanje u prometu nekretnina
- 1 * - kupnja i prodaja robe
- 1 * - zastupanje stranih tvrtki
- 1 * - obavljanje trgovačkog posredovanja na domaćem i inozemnom tržištu
- 1 * - djelatnost informacijskog društva
- 1 * - računalne i srodne djelatnosti
- 1 * - grafički dizajn
- 1 * - izdavačka djelatnost
- 1 * - turističke usluge u nautičkom turizmu
- 1 * - turističke usluge u ostalim oblicima turističke ponude
- 1 * - ostale turističke usluge
- 1 * - turističke usluge koje uključuju športsko-rekreativne ili pustolovne aktivnosti
- 1 * - promidžba (reklama i propaganda)
- 1 * - pripremanje hrane i pružanje usluga prehrane, pružanje i usluživanje pića i napitaka i pružanje usluga smještaja
- 1 * - pripremanje hrane za potrošnju na drugom mjestu sa ili bez usluživanja (u prijevoznom sredstvu, na priredbama i sl.) i opskrba tom hranom (catering)
- 1 * - savjetovanje u vezi s poslovanjem i upravljanjem
- 1 * - dizajniranje unutarnjeg uređenja stambenih i poslovnih objekata



REPUBLIKA HRVATSKA
TRGOVAČKI SUD U ZAGREBU

IZVADAK IZ SUDSKOG REGISTRA

SUBJEKT UPISA

OSNIVAČI/ČLANOVI DRUŠTVA:

- 4 Andrej Marković, OIB: 98285106937
Zagreb, Božidara Magovca 31
- 4 - član društva
- 4 Milan Štrbac, OIB: 99076388588
Petrinja, Dražena Petrovića 18
- 4 - član društva

OSOBE OVLAŠTENE ZA ZASTUPANJE:

- 5 Andrej Marković, OIB: 98285106937
Zagreb, Božidara Magovca 31
- 2 - direktor
- 2 - zastupa pojedinačno i samostalno

TEMELJNI KAPITAL:

- 1 21.000,00 kuna

PRAVNI ODNOSI:

Osnivački akt:

- 1 Društveni ugovor od 03.03.2008. godine.
- 4 Društveni ugovor od 03.03.2008.god. nakon Ugovora o prijenosu poslovnog udjela i dijelova poslovnog udjela i izjava o preuzimanju od 20.10.2010.god. promjenjen odlukom Skupštine od 20.10.2010.god. i to uvodna odredba u kojoj se utvrđuje da se radi o pročišćenom tekstu, čl. 1. o tvrtki, čl. 4. o temeljnom kapitalu, dopunjen čl. 8. o ovlasti Uprave, brisan čl. 13., usvojen pročišćeni tekst Društvenog ugovora od 20.10.2010.god. dostavljen sudu i uložen u zbirku isprava.

ZABILJEŽBE:

- Redni broj zabilježbe: 1
- 1 - Temeljni kapital uplaćen 50%, odnosno 11.500,00 kn dok će preostalih 11.500,00 kn osnivači uplatiti u roku od jedne godine.
- Redni broj zabilježbe: 2
- 3 - Nauplaćeni dio temeljnog kapitala u iznosu od 10.500,00 kn osnivači su uplatili dana 07.05.2009.godine.

FINANCIJSKA IZVJEŠĆA:

	Predano	God.	Za razdoblje	Vrsta izvještaja
eu	31.03.16	2015	01.01.15 - 31.12.15	GFI-POD izvještaj

Upise u glavnu knjigu proveli su:

D004, 2017-02-28 09:06:08

Stranica: 2 od 3



REPUBLIKA HRVATSKA
TRGOVAČKI SUD U ZAGREBU

IZVADAK IZ SUDSKOG REGISTRA

SUBJEKT UPISA

Upise u glavnu knjigu proveli su:

RBU Tt	Datum	Naziv suda
0001 Tt-08/3133-2	13.03.2008	Trgovački sud u Zagrebu
0002 Tt-08/8032-2	03.07.2008	Trgovački sud u Zagrebu
0003 Tt-09/14649-4	13.01.2010	Trgovački sud u Zagrebu
0004 Tt-10/14640-2	10.11.2010	Trgovački sud u Zagrebu
0005 Tt-13/25734-2	18.11.2013	Trgovački sud u Zagrebu
0006 Tt-15/26393-2	21.09.2015	Trgovački sud u Zagrebu
0007 Tt-17/6943-2	22.02.2017	Trgovački sud u Zagrebu
eu /	09.07.2009	elektronički upis
eu /	01.04.2010	elektronički upis
eu /	08.06.2011	elektronički upis
eu /	10.04.2012	elektronički upis
eu /	06.04.2013	elektronički upis
eu /	04.04.2014	elektronički upis
eu /	29.04.2015	elektronički upis
eu /	31.03.2016	elektronički upis

U Zagrebu, 28. veljače 2017.



Rješenje o imenovanju projektanta

Temeljem članka 49. i 51. Zakona o gradnji (NN 153/13, 20/17, 39/19, 125/19), imenujem:

Andrej Marković d.i.g.

projektantom konstrukcije za izradu projekta konstrukcije kompleks gradskih bazena i pomoćne građevine, na k.č.3919/6, k.o. Varaždin, investitora JAVNA USTANOVA "GRADSKI BAZENI VARAŽDIN", Zagrebačka 85a, 42000 Varaždin, OIB: 79574185231, i on je odgovoran za ispravnost i potpunost navedene tehničke dokumentacije.

Andrej Marković d.i.g., rješenjem br. UPI/I-360-01/06-01/3722 pod red. brojem 3722, upisan je u Imenik ovlaštenih inženjera građevinarstva.

Direktor:

Zagreb, kolovoz 2025.

Andrej Marković dipl. ing. građ.



REPUBLIKA HRVATSKA
HRVATSKA KOMORA ARHITEKATA
I INŽENJERA U GRADITELJSTVU

Klasa: UP/I-360-01/06-01/ 3722
Urbroj: 314-02-06-1
Zagreb 15. ožujka 2006. godine

Na temelju članka 24. i članka 26. stavka 2. Zakona o Hrvatskoj komori arhitekata i inženjera u graditeljstvu ("Narodne novine", br. 47/98), Statuta Hrvatske komore arhitekata i inženjera u graditeljstvu ("Narodne novine", br. 147/05), te na temelju Odluke i nacrtu Rješenja Odbora za upis u Imenik ovlaštenih inženjera građevinarstva od 13.03.2006. godine, koji je rješavao po Zahtjevu za upis MARKOVIĆ ANDREJA, dipl.ing.građ., ZAGREB, BOŽIDARA MAGOVCA 31, predsjednik Hrvatske komore arhitekata i inženjera u graditeljstvu donosi i potpisuje

RJEŠENJE

1. U Imenik ovlaštenih inženjera građevinarstva upisuje se **MARKOVIĆ ANDREJ**, dipl.ing.građ., ZAGREB, pod rednim brojem **3722**, s danom upisa **13.03.2006.** godine.
2. Upisom u Imenik ovlaštenih inženjera građevinarstva, MARKOVIĆ ANDREJ, dipl.ing.građ., stječe pravo na uporabu strukovnog naziva "**ovlašteni inženjer građevinarstva**" i pravo na obavljanje stručnih poslova temeljem članka 25. Zakona o Hrvatskoj komori arhitekata i inženjera u graditeljstvu, a u svezi s člankom 4. stavkom 1., 4. i 5. Statuta Hrvatske komore arhitekata i inženjera u graditeljstvu, te ostala prava i dužnosti sukladno posebnim propisima.
3. Ovlašteni inženjer građevinarstva poslove iz točke 2. ovoga Rješenja dužan je obavljati stvarno i stalno, te sukladno temeljnim načelima i pravilima struke koje treba poštivati ovlašteni inženjer građevinarstva.
4. Ovlaštenom inženjeru građevinarstva Hrvatska komora arhitekata i inženjera u graditeljstvu izdaje "**inženjersku iskaznicu**" i "**pečat**", koji su trajno vlasništvo Komore.
5. Ovlašteni inženjer građevinarstva dobiva posredstvom Hrvatske komore arhitekata i inženjera u graditeljstvu policu osiguranja od profesionalne odgovornosti od odabranog osiguravatelja. Polica se izdaje za razdoblje od godinu dana i obnavlja svake godine. Premija osiguranja uračunata je u članarinu.
6. Ovlašteni inženjer građevinarstva dužan je plaćati Hrvatskoj komori arhitekata i inženjera u graditeljstvu članarinu i ostala davanja koja utvrde tijela Komore i Razreda, osim u slučaju mirovanja članstva, te pri prestanku članstva u Komori podmiriti sve dospjele financijske obveze prema istima.

Obrazloženje

MARKOVIĆ ANDREJ, dipl.ing.građ., podnio je Zahtjev za upis u Imenik ovlaštenih inženjera građevinarstva.

Odbor za upis u Imenik ovlaštenih inženjera građevinarstva proveo je na sjednici održanoj 13.03.2006. godine postupak razmatranja dostavljenog potpunog Zahtjeva imenovanog, te je temeljem članka 24. stavka 2. i članka 26. stavka 2. Zakona o Hrvatskoj komori arhitekata i inženjera u graditeljstvu ("Narodne novine", br. 47/98), a u svezi s člankom 5. stavkom 2. i člankom 22. Statuta Hrvatske komore arhitekata i inženjera u graditeljstvu ("Narodne novine", br. 147/05), donio Odluku i nacrt Rješenja o upisu imenovanog u Imenik ovlaštenih inženjera građevinarstva. Nacrt Rješenja dostavljen je na potpis predsjedniku Komore.

Ovlašteni inženjer građevinarstva stekao je pravo na obavljanje poslova projektiranja i/ili stručnog nadzora građenja prema članku 49. Zakona o gradnji ("Narodne novine", br. 175/03 i 100/04) i članku 4. stavku 1. Statuta Hrvatske komore arhitekata i inženjera u graditeljstvu ("Narodne novine", br. 147/05), u svojstvu odgovorne osobe upisom u Imenik ovlaštenih inženjera građevinarstva Hrvatske komore arhitekata i inženjera u graditeljstvu i to pravo mu traje dok traje polica osiguranja od profesionalne odgovornosti, odnosno do izricanja stegovne kazne iz članka 30. Zakona o Hrvatskoj komori arhitekata i inženjera u graditeljstvu ("Narodne novine", br. 47/98), a u svezi s člankom 4. stavkom 4. i 5. Statuta Hrvatske komore arhitekata i inženjera u graditeljstvu ("Narodne novine", br. 147/05).

Ovlašteni inženjer građevinarstva, osim u slučaju mirovanja članstva, dobiva posredstvom Hrvatske komore arhitekata i inženjera u graditeljstvu policu osiguranja od profesionalne odgovornosti od odabranog osiguravatelja. Polica se izdaje za razdoblje od godinu dana i obnavlja svake godine. Premija osiguranja uračunata je u članarinu.

Upisom u Imenik ovlaštenih inženjera građevinarstva imenovani je stekao pravo na "pečat" i "inženjersku iskaznicu" koje mu izdaje Hrvatska komora arhitekata i inženjera u graditeljstvu, a koji su trajno vlasništvo Komore temeljem članka 4. stavka 2. i 3. Statuta Hrvatske komore arhitekata i inženjera u graditeljstvu ("Narodne novine", br. 147/05).

Sva prethodno navedena prava obvezuju ovlaštenog inženjera građevinarstva na redovno i uredno plaćanje članarine u skladu s člankom 31. Statuta Hrvatske komore arhitekata i inženjera u graditeljstvu ("Narodne novine", br. 147/05).

Ovlašteni inženjer građevinarstva može poslove projektiranja i/ili stručnog nadzora građenja prema članku 51., 52., 53. i 55. Zakona o gradnji ("Narodne novine", br. 175/03 i 100/04) obavljati samostalno u vlastitom uredu, zajedničkom uredu, projektantskom društvu, odnosno u pravnoj osobi registriranoj za tu djelatnost.

Ovlašteni inženjer građevinarstva dužan je u obavljanju poslova projektiranja i/ili stručnog nadzora građenja poštivati odredbe Zakona o gradnji i posebnih zakona, te osigurati da obavljanje poslova projektiranja i/ili stručnog nadzora bude u skladu s načelima i pravilima struke, koja treba poštivati ovlašteni inženjer građevinarstva.

Na temelju svega prethodno navedenog, riješeno je kao u dispozitivu ovoga Rješenja.

Pouka o pravnom lijeku

Protiv ovog Rješenja žalba nije dopuštena, ali se može pokrenuti upravni spor podnošenjem tužbe Upravnom sudu Republike Hrvatske, u roku od 30 dana od primitka ovog Rješenja.



Dostaviti:

1. ANDREJ MARKOVIĆ, 10000 ZAGREB, BOŽIDARA MAGOVCA 31
2. U Zbirku isprava Komore
3. Pismohrana Komore

**IZJAVA O USKLAĐENOSTI PROJEKTA KONSTRUKCIJE ZA GLAVNI
PROJEKT S ODREDBAMA POSEBNIH ZAKONA I DRUGIH PROPISA**

Ovlašteni inženjer građevinarstva Andrej Marković iz Zagreba, Božidara Magovca 31 upisan u Imenik Komore inženjera građevinarstva pod brojem 3722, temeljem čl. 51. i 108., Zakona gradnji (NN 153/13, 20/17, 39/19, 125/19) daje sljedeću

IZJAVU

kojom se potvrđuje da je kompleks gradskih bazena i pomoćne građevine, na k.č.3919/6, k.o. Varaždin, investitora JAVNA USTANOVA "GRADSKI BAZENI VARAŽDIN", Zagrebačka 85a, 42000 Varaždin, OIB: 79574185231, izrađen u skladu s prostornim planom, zakonima i drugim propisima u skladu s kojima mora biti izrađen:

ZAKONI

- Zakon o gradnji (NN 153/13, 20/17, 39/19, 125/19, 145/24)
- Zakon o prostornom uređenju (NN 153/13, 65/17, 114/18, 39/19, 98/19, 118/19, 67/23)
- Zakon o građevinskoj inspekciji (NN 153/13)
- Zakon o poslovima i djelatnostima prostornog uređenja i gradnje (NN 78/15, 118/18, 110/19)
- Zakon o građevnim proizvodima (NN 76/13, 30/14, 130/17, 39/19, 118/20)
- Zakon o komori arhitekata i komorama inženjera u graditeljstvu i prostornom uređenju (NN 78/15, 114/18, 110/19)
- Zakon o komunalnom gospodarstvu (NN 68/18, 110/18, 32/20)
- Zakon o energetske učinkovitosti (NN 127/14. 116/18, 25/20, 41/21)
- Zakon o zaštiti na radu (NN 71/14, 118/14, 94/18, 96/18)
- Zakon o zaštiti od požara (NN 92/10)
- Zakon o vodama (NN 66/19, 84/21)
- Zakon o zaštiti od buke (NN 30/09, 55/13, 153/13, 41/16, 114/18, 14/21)
- Zakon o zaštiti okoliša (NN 80/13, 78/15, 12/18, 118/18)

PRAVILNICI

- Pravilnik o jednostavnim i drugim građevinama i radovima (NN 112/17, 34/18, 36/19, 98/19, 31/20, 74/22)
- Pravilnik o nostrifikaciji projekata (NN 98/99, 29/03, 20/17)
- Pravilnik o načinu izračuna građevinske (bruto) površine zgrade (NN 93/17)
- Pravilnik o osiguranju pristupačnosti građevina osobama s invaliditetom i smanjenom pokretljivošću (NN 78/13)
- Pravilnik o nadzoru građevnih proizvoda (NN 113/08)
- Pravilnik o potrebnim znanjima iz područja upravljanja projektima (NN 85/15)
- Pravilnik o načinu utvrđivanja obujma i površine građevina u svrhu obračuna komunalnog doprinosa (NN 15/19),
- Pravilnik o obračunu i naplati vodnoga doprinosa („Narodne novine“ 107/14)
- Pravilnik o sadržaju i izgledu ploče kojom se označava gradilište (NN 42/14)
- Pravilnik o obveznom sadržaju i opremanju projekata građevina (NN 118/19, 65/20)
- Pravilnik o održavanju građevina (NN 122/14, 98/19)
- Pravilnik o obveznom sadržaju idejnog projekta (NN 118/19, 65/20)
- Pravilnik o materijalno-tehničkim uvjetima za rad građevinskih inspektora (NN 116/19)
- Pravilnik o službenoj iskaznici i znački građevinskog inspektora (NN 84/19, 123/19)
- Pravilnik o načinu zatvaranja i označavanja zatvorenog gradilišta (NN 116/19)
- Pravilnik o otpornosti na požar i drugim zahtjevima koje građevine moraju zadovoljiti u slučaju požara (NN 29/13, 87/15)
- Pravilnik o manje složenim radovima (NN 14/20)

TEHNIČKI PROPISI

- Tehnički propis za građevne konstrukcije (NN 17/17, 75/20, 7/22)
- Tehnički propis za staklene konstrukcije (NN 53/17)
- Tehnički propis za prozore i vrata (NN 69/06)
- Tehnički propis o sustavima ventilacije, djelomične klimatizacije i klimatizacije zgrada (NN 03/07)
- Tehnički propis za sustave zaštite od djelovanja munje na građevinama (NN 87/08. i 33/10)
- Tehnički propis o sustavima grijanja i hlađenja zgrada (NN 110/08)
- Tehnički propis o racionalnoj uporabi energije i toplinske zaštiti u zgradama (NN 128/15, 70/18, 73/18, 86/18. NN 102/20)
- Tehnički propis o građevnim proizvodima (NN 35/18, 104/19)
- Tehnički propis kojim se utvrđuju tehničke specifikacije za građevne proizvode u usklađenom području (NN 4/15, 24/15, 93/15, 133/15, 36/16, 58/16, 104/16, 28/17, 88/17, 29/18, 43/19, 150/22, 142/23)

Sastavio:
Andrej Marković dipl. ing. građ.

PROGRAM KONTROLE I OSIGURANJA KAKVOĆE

OPĆENITO

Zakon o gradnji (NN 153/13, 20/17, 39/19, 125/19, 145/24, u daljnjem tekstu "Zakon") propisuje člankom 7., stavak 2. da građevni i drugi proizvodi koji se ugrađuju u građevinu moraju ispunjavati zahtjeve propisane ovim Zakonom i posebnim propisima, odnosno da su građevinski proizvodi, materijali i oprema uporabljivi samo ako je njihova kakvoća dokazana ispravom proizvođača ili certifikatom sukladnosti prema Zakonu.

Prema članku 54. Zakona izvođač je dužan ugrađivati materijale, opremu i proizvode u skladu s člancima 7. i 18. Zakona te osigurati dokaze o kakvoći radova, ugrađenih proizvoda i opreme u skladu sa odredbama Zakona o zahtjevima iz projekta. Prema članku 56. i 58. Zakona stručni nadzor provodi nadzorni inženjer koji je dužan voditi kontrolu o gore navedenim zakonski traženim dokazima kakvoće i usklađenosti sa zahtjevima projekta. Razred nadzora koji će se upotrijebiti mora biti naveden u projektnoj specifikaciji.

Svi materijali i građevinski proizvodi predviđeni u projektu moraju u pogledu kakvoće i načina ugradbe odgovarati odnosnim hrvatskim normama navedenim u općim odredbama troškovnika građevinsko-obrtničkih radova o čemu dokaze provjerava nadzorni inženjer na temelju priloženih isprava proizvođača (atesti o ispitivanju, certifikati) te, u slučaju nedovoljnosti ili neispravnosti istih, traži obustavu njihove uporabe i dodatna ispitivanja kod ovlaštenih institucija.

Izvoditelj je dužan izraditi program kontrole kakvoće za sve materijale i proizvode koji će se ugrađivati sa ciljem postizanja projektom zahtijevanih kakvoća a kojega verificira nadzorni inženjer i predstavnik firme koja vrši laboratorijska ispitivanja.

PROGRAM ISPITIVANJA PROBNIM OPTEREĆENJEM

Probno opterećenje drvene konstrukcije krova bazena provest će se u skladu s Tehničkim propisom za građevinske konstrukcije (NN 17/17), Dio prvi, Opća pravila, glava II: Projektiranje građevinskih konstrukcija, članak 8. Probno opterećenje konstrukcije, prilog I.10. Ispitivanje konstrukcija pokusnim opterećenjem i odredbama norme HRN U.M1.047:1987- Ispitivanje konstrukcija visokogradnje pokusnim opterećenjem i ispitivanje do sloma.

Prema navedenom članku, probno opterećenje se obavezno provodi kod konstrukcija raspona većeg od 30 m.

Prema vrstama probnih opterećenja, ovo ispitivanje svrstavamo u:

- prema karakteru: statičko i dinamičko
- prema trajanju: kratkotrajno
- prema opsegu: segment konstrukcije (glavni raspon)
- prema učestalosti ispitivanja: redovno (provodi se prije puštanja objekta u eksploataciju)

Svrha izvođenja probnog opterećenja je provjera usklađenosti s projektom ili pravilnikom, provjera usklađenosti kvalitete izvedenih radova i ugrađenih materijala, provjera sposobnosti konstrukcije da preuzme projektom predviđena opterećenja, te provjera ponašanja konstrukcije u uporabi i njezina trajnost.

Prije provedbe ispitivanja probnim opterećenjem potrebno je izraditi program ispitivanja probnim opterećenjem kojim će se definirati sljedeće:

- 1) postupak ispitivanja
- 2) predviđena mjerenja
- 3) provedba probnog opterećenja
 - redosljed ispitivanja
 - način označavanja
 - veličina i položaj opterećenja
 - dinamičko ispitivanje
- 4) makroskopski pregled konstrukcije
- 5) obrada rezultata ispitivanja
- 6) izvješće o provedenom ispitivanju i obradi rezultata

BETONSKE I ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE**PROJEKT BETONA**

Tehnička svojstva betona moraju ispunjavati opće i posebne zahtjeve bitne za krajnju namjenu i moraju biti specificirana prema normi HRN EN 206-1, normama na koje ta norma upućuje i odredbama važećeg tehničkog propisa TPGK.

Prije početka izvođenja konstrukcija od betona i armiranog betona izvođač radova dužan je izraditi projekt betona na temelju projekta konstrukcije a koji mora sadržavati:

- Projekt sastava betona , količine i tehničke uvjete za projektiranje klase betona
 - plan betoniranja, organizaciju i opremu
 - način transporta i ugradnje betonske mješavine
 - način njegovanja ugrađenog betona
 - program kontrole proizvodnje i sukladnosti betona, uzimanje uzoraka i ispitivanje sastava betona po komponentama, i.t.d.
- Izvođač radova odnosno proizvođač betona (u daljnjem tekstu uvjetovatelj) izrađuje projekt sastava betona na temelju tehničkih uvjeta sadržanih u projektu konstrukcije kao što su dimenzije presjeka, postoci armiranja i mogući uvjeti ugradnje.
- Tehničkim propisom za građevinske konstrukcije predviđena je ugradnja betona sa specificiranim tehničkim svojstvima (projektirani beton), betona zadanog sastava, te betona normiranog zadanog sastava kod čega su zadnje dvije vrste betona betoni kakvoće do razreda tlačne čvrstoće C16/20 namijenjeni izradi nearmiranih elemenata na mjestu proizvodnje betona. Uvjetovatelj kvalitete betona treba osigurati da svi relevantni zahtjevi za svojstva betona budu uključeni u specifikacije dane proizvođaču. Određivanje projektiranog sastava betona prema zahtjevima zadanih parametara izvodi se na temelju prethodnih ispitivanja svježeg i otvrdlog betona pripremljenog od predviđenih materijala te za predviđene uvjete građenja i zahtjeve projekta odnosno građevine prema TPGK-u. Ispituju se svojstva srednje tlačne čvrstoće, vlačna čvrstoća, gustoća betona, modul elastičnosti, skupljanje i pužanje, vodonepropusnosti, otpornosti na mraz , soli i kemijske agense i.t.d.

PLAN BETONIRANJA

Plan betoniranja sadrži:

- vrstu i mjesto izrade betona
- vrstu i mjesto izrade oplate
- vrstu(e) i mjesto(a) izrade armature(a)
- udaljenost pogona za izradu betona od gradilišta i vrijeme trajanja transporta
- potreban broj automiksera za transport betona do gradilišta
- broj i kapacitet potrebnih sredstava za transport betona na gradilištu (kranovi, pumpe, pervibratori)
- potrebne skele
- redoslijed betoniranja ,debljine ugrađivanja betona, mjesta radnih prekida betoniranja

- ostalo eventualno potrebno

SKELE I OPLATE

Skele i oplate, uključujući njihove potpore i temelje, moraju biti projektirane i konstruirane tako da su otporni na svako djelovanje kojem su izloženi tijekom izvedbe i dovoljno čvrsti da osiguraju zadovoljenje tolerancija specificiranih za konstrukciju, te da ne utječu na cjelovitost konstrukcijskih elemenata. Oblik, funkcija, izgled i trajnost stalnih građevina ne smiju biti ugroženi ili oštećeni zbog svojstava skele i oplate ili njihovog uklanjanja.

Unutarnje plohe oplate moraju biti čiste i, prema potrebi, premazane zaštitnim sredstvom neškodljivim za beton u smislu degradacije kakvoće, promjene boje površinskog sloja ili slabljenja prionjivosti betona i armature.

Oplata za koju je vjerojatno da upija znatnu količinu vode iz betona ili omogućava isparivanje mora se prikladno navlažiti kako bi se spriječio gubitak vode iz betona.

Skela i oplata se ne smiju ukloniti sve dok beton ne postigne dovoljnu čvrstoću zahtjevanu projektom betona zbog mogućih oštećenja površine, preuzimanja uporabnih djelovanja, te izbjegavanja progiba.

ARMATURA

Pri transportu , odlaganju na gradilištu i manipulaciji tijekom ugradnje ne smije doći do prljanja armature organskim tvarima , masnoćama općenito, zemljom ili bilo čime što bi umanjivalo prionjivost čelika i betona a neisperivo je prije ugradnje, te do bilo kakvih mehaničkih oštećenja, poput lomova na mjestima zavarivanja, zakrivljenja ili smanjenja presjeka šipki zbog korodiranosti a sve nastale defekte treba prije ugradnje ukloniti primjerenim postupcima.

Armatura se savija i nastavlja na način dan u projektu konstrukcije a njen projektom predviđeni položaj osigurava se kod ugradnje graničnicima i podmetačima.

Prije početka pojedine faze betoniranja treba izvršiti pregled položene armature i zapisnički utvrditi da li ista odgovara projektom konstrukcije zahtijevanoj kakvoći, promjeru, broju šipki odnosno armaturnih mreža i njihovoj dispoziciji u tlocrtu i presjeku armiranobetonskog elementa te da li je ta dispozicija osigurana sredstvima fiksiranja za oplatu. Prenapinjanje i napinjanje mora se vršiti sukladno utvrđenom i odobrenom programu napinjanja, te u skladu s projektom i izvedbenom dokumentacijom koja mora biti dostupna na gradilištu.

UGRADNJA BETONA

Beton se ugrađuje u pogledu načina i dinamike u svemu prema projektu betona. Beton se mora pregledati na mjestu ugradnje.

Beton se mora transportirati i ugrađivati na način da bude izbjegnuta segregacija i promjena sastava mješavine pa time i njegovih svojstava. Beton se mora ugraditi i zbiti tako da se sva armatura i ugrađeni predmeti dobro obuhvate betonom unutar dopuštenih tolerancija za zaštitni sloj i da beton postigne predviđenu čvrstoću i trajnost.

Brzina ugradnje i zbijanje betona mora biti dovoljno velika da se izbjegnu hladne spojnice i dovoljno niska da se izbjegnu pretjerana slijezanja ili preopterećenja oplate i skele. Beton se mora tijekom ugradnje i zbijanja zaštititi od insolacije, jakog vjetrova, smrzavanja, vode, kiše i snijega. Vibriranje treba primjenjivati sustavno nakon istovara betona dok praktički ne prestane izdvajanje zarobljenog zraka. Tijekom završne obrade površine ne treba dodavati vodu, cement, očvršćivač površine niti druge materijale, osim ako je to specificirano ili dogovoreno.

NJEGOVANJE UGRAĐENOG BETONA

Neposredno po ugradnji beton mora biti zaštićen od prebrzog isušivanja zbog vjetrova i (ili) visoke temperature zraka, od degradacije prouzročene utjecajem niske temperature zraka kao i od eventualnih vibracija i udara na oplatu.

Beton se njeguje polijevanjem vodom ne suviše hladnijom od betona kako bi se izbjeglo nastajanje površinskih pukotina, sve ovisno o klimatskim uvjetima lokacije gradilišta, vrsti i dodacima betonu. Trajanje promjenjene njege mora biti funkcija razvoja svojstava betona u površinskom sloju. Površinska temperatura betona ne smije pasti ispod 0°C sve dok površina betona ne dostigne čvrstoću pri kojoj se smrzavanje može podnijeti bez oštećenja. Najviša temperatura betona u dijelu ne smije prijeći 65°C, osim ako su

PREDGOTOVLJENI BETONSKI ELEMENTI

Uporaba na gradilištu proizvedenih elemenata ili predgotovljenih betonskih elemenata mora se provjeriti i riješiti projektom usklađenosti između njih i ponašanja cijele konstrukcije. Rukovanje, skladištenje i zaštita predgotovljenih elemenata mora se provoditi u skladu s projektnom specifikacijom. Izvedba predgotovljenih elemenata mora biti sukladna s planovima i detaljnim nacrtima sklapanja i s redoslijedom radova u radnom programu. Tijekom postavljanja mora se provjeriti ispravnost položaja elemenata, dimenzijska točnost oslonaca, stanje spojnica i cjelokupni skloš konstrukcije te načiniti potrebne prilagodbe.

ZAVRŠNA OCJENA KAKVOĆE BETONA U KONSTRUKCIJI

Dokumentacija s kojom se isporučuje građevni proizvod mora sadržavati podatke kojim se osigurava sljedivost identifikacije građevnog proizvoda i isprava o sukladnosti za taj proizvod, podatke koji su u vezi označavanja građevnih proizvoda propisani u Prilozima TPGK te druge podatke značajne za rukovanje, prijevoz, skladištenje, ugradnju i uporabu građevnog proizvoda te njegova utjecaja na svojstva i trajnost betonske konstrukcije. Završnom ocjenom kakvoće betona u konstrukciji dokazuje se sigurnost i trajnost iste ili se, u protivnom, traže naknadni dokazi kakvoće.

MJERODAVNI STANDARDI PRI IZRADI I UGRADNJI MATERIJALA

HRN EN 206-1:2002 Beton – 1. dio: Specifikacije, svojstva, proizvodnja i sukladnost (EN 206-1:2000)
HRN EN 206-1/A1:2004 Beton – 1. dio: Specifikacija, svojstva, proizvodnja i sukladnost (EN 206-1:2000/A1:2004)
HRN EN 206-1/A2 Beton – 1. dio: Specifikacija, svojstva, proizvodnja i sukladnost (EN 206-1:2000/prA2:2004)
HRN EN 12350-1 Ispitivanje svježeg betona – 1. dio: Uzorkovanje
HRN EN 12350-2 Ispitivanje svježeg betona – 2. dio: Ispitivanje slijeganjem
HRN EN 12350-3 Ispitivanje svježeg betona – 3. dio: Vebe ispitivanje
HRN EN 12350-4 Ispitivanje svježeg betona – 4. dio: Stupanj zbijenosti
HRN EN 12350-5 Ispitivanje svježeg betona – 5. dio: Ispitivanje rasprostiranjem
HRN EN 12350-6 Ispitivanje svježeg betona – 6. dio: Gustoća
HRN EN 12350-7 Ispitivanje svježeg betona – 7. dio: Sadržaj pora – Tlačne metode
HRN EN 12390-1 Ispitivanje očvrslulog betona – 1. dio: Oblik, dimenzije i drugi zahtjevi za uzorke i kalupe
HRN EN 12390-2 Ispitivanje očvrslulog betona – 2. dio: Izradba i njegovanje uzoraka za ispitivanje čvrstoće
HRN EN 12390-3 Ispitivanje očvrslulog betona – 3. dio: Tlačna čvrstoća uzoraka
HRN EN 12390-6 Ispitivanje očvrslulog betona – 6. dio: Vlačna čvrstoća cijepanjem uzoraka
HRN EN 12390-7 Ispitivanje očvrslulog betona – 7. dio: Gustoća očvrslulog betona
HRN EN 12390-8 Ispitivanje očvrslulog betona – 8. dio: Dubina prodiranja vode pod tlakom
prCEN/TS 12390-9 Ispitivanje očvrslulog betona – 9. dio: otpornost na smrzavanje ljuštenjem
ISO 2859-1 Plan uzorkovanja za atributni nadzor – 1. dio: Plan uzorkovanja indeksiran prihvatljivim nivoom kvalitete (AQL) za nadzor količine po količine
ISO 3951 Postupci uzorkovanja i karta nadzora s varijablama nesukladnosti
HRN U.M1.057 Granulometrijski sastav mješavina agregata za beton
HRN U.M1.016 Beton. Ispitivanje otpornosti na djelovanje mraza
HRN EN 480-11 Dodaci betonu, mortu i injekcijskim smjesama – Metode ispitivanja – 11. dio: Utvrđivanje karakteristika zračnih pora u očvrslulom betonu
HRN EN12504-1 Ispitivanje betona u konstrukcijama – 1. dio: Izvađeni uzorci – Uzimanje, pregled i ispitivanje tlačne čvrstoće
HRN EN 12504-2 Ispitivanje betona u konstrukcijama – 2. dio: Nerazarno ispitivanje – Određivanje veličine odskoka
HRN EN 12504-3 Ispitivanje betona u konstrukciji – 3. dio: Određivanje sile čupanja
HRN EN 12504-4 Ispitivanje betona u konstrukciji – 4. dio: Određivanje brzine ultrazvuka
EN 13791:2003 Ocjena tlačne čvrstoće betona u konstrukcijama ili u konstrukcijskim elementima
HRN EN 13670-1:2002 Izvedba betonskih konstrukcija – 1. dio: Općenito (ENV 13670-1:2000)
HRN U.M1.046:1984 Ispitivanje mostova pokusnim opterećenjem
HRN U.M1.047:1987 Ispitivanje konstrukcija visokogradnje pokusnim opterećenjem i ispitivanje do sloma
HRN EN 4866:1999 Mehaničke vibracije i udari – Vibracije građevina – Smjernice za mjerenje vibracija i ocjenjivanje njihova utjecaja na građevine (ISO 4866:1990+Dopuna 1:1994+Dopuna 2:1996)
EN 13791:2003 Ocjena tlačne čvrstoće betona u konstrukcijama ili u konstrukcijskim elementima
HRN ISO 15686-1:2002 Zgrade i druge građevine – Planiranje vijeka uporabe – 1. dio: Opća načela (ISO 15686-1:2000)
HRN ISO 15686-2:2002 Zgrade i druge građevine – Planiranje vijeka uporabe – 2. dio: Postupci predviđanja vijeka uporabe (ISO 15686-2:2001)
HRN ISO 15686-3:2004 Zgrade i druge građevine – Planiranje vijeka uporabe – 3. dio: Neovisne ocjene (auditi) i pregledi svojstava (ISO 15686-3:2002)
HRN 12504-1:2000 Ispitivanje betona u konstrukcijama – 1. dio: Izvađeni uzorci – Uzimanje, pregled i ispitivanje tlačne čvrstoće (EN 12504-1:2000)
HRN 12504-2:2001 Svojstva betona u konstrukcijama – 2. dio: Nerozorno ispitivanje – Određivanje indeksa sklerometra (EN 12504-2:2001)

HRN EN 12504-3 Ispitivanje betona u konstrukcijama – 3. dio: Određivanje sile čupanja (pull-out) (prEN 12504-3:2003)
HRN EN 12504-4:2004 Ispitivanje betona – 4. dio: Određivanje brzine ultrazvučnog impulsa (EN 12504-4:2004)
HRN EN 12390-1:2001 Ispitivanje očvrslaga betona – 1. dio: Oblik, dimenzije i drugi zahtjevi za uzorke i kalupe (EN 12390-1:2000)
HRN EN 12390-3:2002 Ispitivanje očvrslaga betona – 3. dio: Tlačna čvrstoća ispitnih uzoraka (EN 12390-3:2001)

Norme za čelik za armiranje

HRN EN 10080-1 Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 1. dio: Opći zahtjevi (prEN 10080-1:1999)
HRN EN 10080-2 Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 2. dio: Tehnički uvjeti isporuke čelika razreda A (prEN 10080-2:1999)
HRN EN 10080-3 Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 3. dio: Tehnički uvjeti isporuke čelika razreda B (prEN 10080-3:1999)
HRN EN 10080-4 Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 4. dio: Tehnički uvjeti isporuke čelika razreda C (prEN 10080-4:1999)
HRN EN 10080-5 Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 5. dio: Tehnički uvjeti isporuke zavarenih armaturnih mreža (prEN 10080-5:1999)
HRN EN 10080-6 Čelik za armiranje betona – Zavarljivi armaturni čelik – 6. dio: Tehnički uvjeti isporuke zavarenih rešetki za gredice (prEN 10080-6:1999)
HRN CR 10260 Sustavi označivanja čelika – Dodatne oznake (CR 10260:1998)
HRN EN 10020 Definicije i razredba vrsta čelika
HRN EN 10025 Toplovaljani proizvodi od nelegiranih konstrukcijskih čelika – Tehnički uvjeti isporuke
HRN EN 10027-1 Sustavi označivanja čelika – 1. dio: Nazivi čelika, glavni simboli
HRN EN 10027-2 Sustavi označivanja čelika – 2. dio: Brojčani sustav
EN 10079 Definicije čeličnih proizvoda
HRN EN 10204 Metalni proizvodi – Vrste dokumenata o ispitivanju (uključuje dopunu A1:1995)
HRN EN 523 Čelične cijevi (bužiri) za kabele za prednapinjanje – Nazivlje, zahtjevi, kontrola kvalitete
EN ISO 17660 Zavarivanje čelika za armiranje
HRN EN 287-1 Provjera osposobljenosti zavarivača – Zavarivanje taljenjem – 1. dio: Čelici
HRN EN 719 Koordinacija zavarivanja – Zadaci i odgovornosti
HRN EN 729-3 Zahtjevi za kakvoću zavarivanja – Zavarivanje taljenjem metalnih materijala – 3. dio: Standardni zahtjevi za kakvoću
HRN EN ISO 4063 Zavarivanje i srodni postupci – Nomenklatura postupaka i referentni brojevi
HRN EN ISO 377 Čelik i čelični proizvodi – Položaj i priprema uzoraka i ispitnih uzoraka za mehanička ispitivanja
HRN EN 10002-1 Metalni materijali – Vlačni pokus – 1. dio: Metoda ispitivanja (pri sobnoj temperaturi)
nepropusnosti (Određivanje gubitka vode)
EN 1992-1-1 Eurokod 2 – Projektiranje betonskih konstrukcija – 1. dio: Opća pravila i pravila za zgrade
EN 1992-1-2 Eurokod 2 – Projektiranje betonskih konstrukcija – 1-2 dio: Opća pravila – Projektiranje konstrukcije na požar

ZIDANE KONSTRUKCIJE

OPĆENITO

Za sve materijale i elemente namijenjene za izvedbu zidova od zidnih elemenata zidanih mortom prije izvedbe treba pribaviti ateste o standardnoj kakvoći bilo da su dostavljeni od proizvođača odnosno isporučitelja ili pribavljeni naknadnim ispitivanjem prije ugradnje.

Zidarski radovi moraju se izvoditi u svemu usklađeno s Tehničkim propisom za građevne konstrukcije (NN 17/17) i važećim normama s obaveznom primjenom.

Zidove s vertikalnim armiranobetonskim serklažima treba izvoditi nazubljeno na spoju s njima, izmicanjem za polovicu duljine elementa za zidanje u svakom drugom redu.

Redovi elemenata za zidanje moraju biti vodoravni sa reškama ne debljim od 1cm osim kod zidanja elementima od "siporex"-a ,kod kojih su reške ne deblje od 0,5 cm.

Za zidanje se smije uporabiti elemente od pečene gline marke ne manje od MO-10.

Zidanje je nedopustivo kod temperatura zraka nižih od 00 C a sve eventualno promrznute zidove treba srušiti i obnoviti.

Mortovi za pojedine namjene moraju imati sljedeća svojstva odnosno omjere miješanja (ako troškovničkim opisom nije drugačije određeno):

- produžni cementni mort M5 1:2:5 za zidanje nosivih zidova, M2,5 za zidanje pregradnih zidova i žbukanja,
- cementni mort za glazure i za mjesta ugradnje čeličnih elemenata M10 1:3,
- cementno mlijeko za prskanje zidova mora sadržavati 10% oštrog pijeska,
- cementni mort za pačokiranje 1:4
- vapno za žbukanje mora biti odležano najmanje tri mjeseca,
- pijesak za žbukanje mora biti oštar i ne smije sadržavati nečistoća
- vapneni mort 1:1 za žbukanje stropova (letvice, trstika),
- vapneni mort 1:3 za unutarnje žbukanje,
- fina žbuka izrađuje se s finim prosijanim pijeskom a izvodi se na potpuno osušenoj gruboj žbuci,
- ukupna debljina žbuke je u granicama 1,5 do 2,0 cm.

DRVENE KONSTRUKCIJE

Pri odabiru materijala, izvođenju, zaštiti i održavanju potrebno je koristiti se odredbama za drvene konstrukcije definiranim u Tehničkom propisu za građevne konstrukcije (NN 17/17).

Građevni proizvod proizveden u proizvodnom pogonu (tvornici) izvan gradilišta smije se ugraditi u drvenu konstrukciju ako ispunjava zahtjeve propisane ovim Propisom i ako je za njega izdana isprava o sukladnosti u skladu s odredbama posebnog propisa.

Proizvođač odnosno uvoznik i distributer građevnog proizvoda dužni su poduzeti odgovarajuće mjere u cilju održavanja svojstava građevnog proizvoda tijekom rukovanja, skladištenja i prijevoza, a izvođač drvene konstrukcije tijekom prijevoza, rukovanja, skladištenja i ugradnje građevnog proizvoda.

Drvo koje se lijepi mora imati sadržaj vode koja odgovara tehničkoj uputi proizvođača ljepljiva ali ne manje od 9% i ne više od 15% s time da maksimalna razlika sadržaja vode elemenata koji se lijepi smije biti $\pm 2\%$.

Početne imperfekcije u sredini štapnog elementa, tj. odstupanje od pravca osi štapa, i vitkih savijenih nosača kod kojih se može javiti izvijanje kao i kod okvira ne smiju biti veće od 1/500 duljine za lijepljeno lamelirano drvo odnosno 1/300 duljine za cjelovito drvo.

Nije dopušteno ugrađivanje različitih vrsta spajala u jednom spoju, ukoliko nemaju iste ili slične elasto-mehanička svojstva.

Nije dopuštena uporaba različitih vrsta ljepljiva za izvođenje jedne lijepljene drvene konstrukcije.

Nije dopuštena ugradnja elemenata koji nisu preventivno zaštićeni postupcima organizacijske zaštite na način da se spriječi ponovno vlaženje drvene građe tijekom transporta, obrade, međuskladištenja, montaže i uporabe, izbjegavanjem izravnog kontakta sa vodom i tlom, ispravnim slaganjem elementa i natkrivanjem.

Građenje građevina koje sadrže drvenu konstrukciju mora biti takvo da drvena konstrukcija ima tehnička svojstva i da ispunjava druge zahtjeve propisane ovim Propisom u skladu s tehničkim rješenjem građevine i uvjetima za građenje danim projektom, te da se osigura očuvanje tih svojstava i uporabljivost građevine tijekom njezinog trajanja.

Kod preuzimanja građevnog proizvoda proizvedenog izvan gradilišta izvođač mora utvrditi:

- je li građevni proizvod isporučen s oznakom u skladu s posebnim propisom i podudaraju li se podaci na dokumentaciji s kojom je građevni proizvod isporučen s podacima u oznaci,
- je li građevni proizvod isporučen s tehničkim uputama za ugradnju i uporabu,
- jesu li svojstva, uključivo rok uporabe građevnog proizvoda te podaci značajni za njegovu ugradnju, uporabu i utjecaj na svojstva i trajnost drvene konstrukcije sukladni svojstvima i podacima određenim glavnim projektom.

Utvrdeno iz stavka 1. ovoga članka zapisuje se u skladu s posebnim propisom o vođenju građevinskog dnevnika, a dokumentacija s kojom je građevni proizvod isporučen se pohranjuje među dokaze o sukladnosti građevnih proizvoda koje izvođač mora imati na gradilištu.

Održavanje drvene konstrukcije mora biti takvo da se tijekom trajanja građevine očuvaju njezina tehnička svojstva i ispunjavaju zahtjevi određeni projektom građevine i ovim Propisom, te drugi bitni zahtjevi koje građevina mora ispunjavati u skladu s posebnim propisom

NORME S OBAVEZNOU PRIMJENOM

ZIDNI ELEMENTI

HRN EN 1996-1-1:2007
HRN EN 1996-1-2:2007
HRN EN 1996-1-3:2007
HRN EN 1745:2003
HRN EN 13501-1:2002
HRN EN 771-1:2005
HRN EN 771-2:2005
HRN EN 771-3:2005
HRN EN 771-4:2004
HRN EN 771-4/A1:2005
HRN EN 771-5:2005
HRN EN 771-6:2006
HRN EN 12859:2002

MATERIJALI

MORT

HRN EN 13501-1:2002
HRN CEN/TR 15225:2006
HRN EN 998-2:2003

VEZIVA

D.1.7.1. Norme za građevno vapno

HRN EN 459-1:2004
HRN EN 459-3:2004

CEMENT I ZIDARSKI CEMENT

HRN EN 413-1:2004
HRN EN 197-2:2004
HRN EN 13279-1:2006
HRN CR 14245:2004

DODACI MORTU, MORTU ZA INJEKTIRANJE NATEGA I BETONU

HRN EN 998-2:2003
HRN EN 934-6:2004
HRN EN 934-3:2004

AGREGAT, VODA, ARMATURA, ČELIK ZA ARMIRANJE, ČELIK ZA PREDNAPINJANJE, BETON I PROIZVODI I SUSTAVI ZA ZAŠTITU I POPRAVAK BETONSKIH DJELOVA ZIDANIH KONSTRUKCIJA

HRN EN 13139:2003
HRN EN 13055-1:2003
HRN EN 13055-1/AC:2006
HRN EN 13139/AC:2006

POMOĆNI DIJELOVI

HRN EN 845-1:2003
HRN EN 845-3:2003
HRN EN 845-2:2003

NORME ZA PROJEKTIRANJE ZIDANIH KONSTRUKCIJA

HRN EN 1991-1:2005
HRN EN 1991-2-1:2005
HRN EN 1991-2-2:2005
HRN EN 1991-2-3:2005
HRN EN 1991-2-4:2005
HRN EN 1991-2-5:2005
HRN EN 1991-2-6:2005
HRN EN 1991-2-7:2005
HRN EN 1991-5:2005
HRN EN 1996-1-1:2007
HRN EN 1996-1-2:2007
HRN EN 1996-1-3:2007
HRN EN 1996-2:2007
HRN EN 1996-3:2007
HRN EN 1997-1:2001
HRN EN 1997-2:2001
HRN EN 1997-3:2001
HRN EN 1998-1-1:2005
HRN EN 1998-1-2:2005
HRN EN 1998-1-3:2005
HRN EN 1998-1-4:2005
HRN EN 1998-5:2005

IZVOĐENJE I ODRŽAVANJE ZIDANIH KONSTRUKCIJA

HRN EN 13269:2001
HRN EN 13306:2004
HRN EN 13460:2004
HRN EN 13670-1:2002
HRN ISO 15686-1:2002
HRN ISO 15686-2:2002
HRN ISO 15686-3:2004
HRN DIN 18202:1997
HRN DIN 18201:1997

UPORABNI VIJEK GRAĐEVINE

Ovdje se primjenjuje metoda iz procjene uporabnog vijeka građevine primjenom korekcijskih koeficijenata (faktorska metoda) kako je definirana normom HRN ISO 15686-8.

Korekcijski koeficijenti:

- koeficijent A: kvaliteta elemenata koji obuhvaća kvalitetu samog projekta elementa,
- koeficijent B: razine projekta koji obuhvaća montažu elementa u zgradi obzirom na postojanje natprosječne zaštite,
- koeficijent C: razina izvedbe koji se odnosi na umješnost pri izvedbi i vjerojatnu razinu kontrole na gradilištu,
- koeficijent D: unutrašnji okoliš označava ocjenu okoliša, izlaganje uzročnicima degradacije i opasnosti takvog izlaganja,
- koeficijent E: vanjski okoliš,
- koeficijent F: uvjeti uporabe,
- koeficijent G: razina održavanja,
- ESCL: procijenjeni uporabni vijek,
- RSCL: referentni uporabni vijek elementa (građevine)

Procjena uporabnog vijeka prema metodi korekcijskih koeficijenata određuje se prema jednadžbi:

$$ESCL = RSCL \times A \times B \times C \times D \times E \times F \times G$$

Za predmetnu građevinu primjenom gornje jednadžbe moguće je procijeniti uporabni vijek građevine:

$$ESCL = 50 \text{ godina}$$

Norme za planiranje uporabnog vijeka građevine

HRN ISO 15686-1:2011 Zgrade i druge građevine –Planiranje vijeka uporabe

–1. dio: Opća načela i okvir (ISO 15686-1:2011)

HRN ISO 15686-2:2013 Zgrade i druge građevine –Planiranje vijeka uporabe

–2. dio: Postupci predviđanja vijeka uporabe (ISO 15686-2:2012)

HRN ISO 15686-3:2004 Zgrade i druge građevine –Planiranje vijeka uporabe

–3. dio: Neovisne ocjene (auditi) i pregledi svojstava (ISO 15686-3:2002)

HRN ISO 15686-5:2009 Građevine –Planiranje uporabnog vijeka

–5. dio: Trošak životnog ciklusa (ISO 15686-5:2008)

HRN ISO 15686-8:2008 Građevine –Planiranje uporabnog vijeka

–8. dio: Referentni uporabni vijek i njegova procjena (ISO 15686-8:2008)

INVESTITOR: Javna ustanova "Gradski bazeni Varaždin"
Zagrebačka 85 a, 42000 Varaždin
OIB: 79574185231

GRAĐEVINA: Kompleks gradskih bazena i pomoćna građevina

LOKACIJA: 3919/6 k.o. Varaždin

ZOP: VIZ-EX/GP-103/2024

GLAVNI PROJEKTANT: Ivica Vizinger, dipl. ing. građ (G 3623)

PROJEKTANT KONSTRUKCIJE: Andrej Marković, dipl. ing. građ. (G 3722)

Sukladno članku 32. Pravilnika o obveznom sadržaju i opremanju projekata građevina (NN 118/19 i 65/20) daje se iskaz

PROCJENA TROŠKOVA GRADNJE

Za predmetnu građevinu u sklopu glavnog projekta – projekta konstrukcije
procijenjeni troškovi gradnje iznose:

2.000.000 €

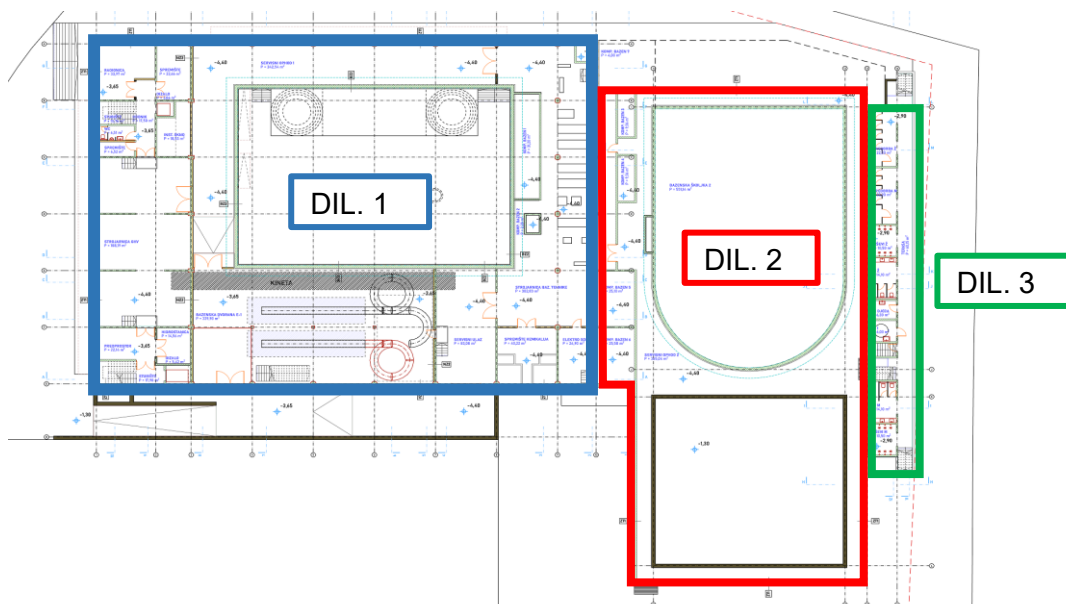
Zagreb, kolovoz 2025.

ovlašteni inženjer građevinarstva:
ULTRA STUDIO d.o.o., za projektiranje
Andrej Marković dipl. ing. građ.

1. TEHNIČKI OPIS

OPĆI DIO

Na k.č. 3916/6, k.o. Varaždin predviđena je izgradnja kompleksa gradskih bazena sa pomoćnom građevinom. Kompleks gradskih bazena se sastoji od 3 dilatacije, dilatacije 1 (unutarji bazen), dilatacije 2 (vanjski bazen) i dilatacije 3 (garderobe)



DILATACIJA 1 (UNUTARNJI BAZEN)

Krov

Pokrov krova bazena je rješen trapeznim lim T150.1 (1mm) koji nosi u smjeru okomitim na glavne nosače. tj. oslanja se direktno na glavne nosače. Trapezni lim je dvopoljni 2x6.5 m.

Krovnna konstrukcija se sastoji od 5 drvenih trapeznih lameliranih nosača (GL28h) širine 32 cm. Glavni nosač je dvostrešan i simetričnog trapeznog oblika. Nagib gornje strane nosača (ekstradosa) je 2°.

Statički sustav glavnog nosača je prosta greda raspona 39,0 m. Visina poprečnog presjeka glavnog nosača na ležaju iznosi 220 cm, a u sljemenu 289 cm. Horizontalno pridržanje glavnog nosača u osi 3 rješeno je uškama povezanim na AB zid 2 kata, dok je pridržanje u osi 9 rješeno uškom povezanom na vertikalni uzdužni spreg u osi 9.

Horizontalna pomičnost ležajeva glavnog nosača u osi 9 rješit će se u izvedbenom dijelu projekta postavljanjem horizontalnih pomičnih ležajeva (neopren ili valjkasti čelični ležajevi).

Na glavne nosače se oslanjaju sekundarni nosači koji su od mekog drva (C24) poprečnog presjeka 20/20 cm, a postavljeni su na međusobnom osnom razmaku od 6,5 m.

Ukupno je 36 sekundarnih nosača krovnoj ravlini u gornjem pojasu, tj. na gredi glavnog nosača. Statički sustav sekundarnih nosača je prosta greda raspona 6,5 m. Sekundarni nosači su nisu u sustavu vertikalne nosivosti, služe isključivo kao vertikale horizontalnog poprečnog veza.

Radi stabilizacije glavnih nosača konstrukciji su dodana dva horizontalna poprečna veza na razmaku od 13,0 m. Horizontalni poprečni vez čine vlačne čelične zatege profila $\Phi 20$, sekundarni nosači (20/20) i glavni nosači.

Radi horizontalnog pridržanja glavnih nosača u osi 9 dodan je vertikalni uzdužni spreg. Glavni nosači su uškama sa ovalnom rupom povezani na VUS koji se sastoji od vertikala HEA220, horizontala HEA 160 i dijagonalnih zatega f30, sve S235. Vertikalni uzdužni spreg osim pridržanja glavnih nosača ima i funkciju pridržanja fasade u smjeru jače osi.

ARMIRANOBETONSKA KONSTRUKCIJA

Krovn konstrukcija oslanja se na armiranobetonske zidove koji su pojačani kontraforama u obliku kružnih stupova poprečnog presjeka $d = 60 \text{ cm}$ u osi 9 i stupova $d = 40/60 \text{ cm}$ u osi 3.

Stupovi su ukupne visine 12,10 m, sa pridržanjem u razini stropne ploče podruma POZ100. Statički sustav stupova je konzolni nosač od razine stropa podruma visine 7,7 m.

Zabati dvorane predviđeni su kao AB visokostijeni nosači između stupova.

Horizontalnu konstrukciju dilatacije 1 čine monolitne armiranobetonske ploče debljine $h=20 \text{ cm}$ (POZ 400, POZ 300, POZ200, POZ100a) i monolitne ploča $h=22 \text{ cm}$ (POZ100b) oslonjene na AB zidove. Monolitne AB ploče izvode se betonom kvalitete C25/30.

Vertikalnu konstrukciju dilatacije 1 čini sustav monolitnih zidova i visokostijenih nosača debljine 20 i 25 cm.

Stupovi i zidovi su izgrađeni od armiranog betona klase C25/30 i armirani su čeličnim armaturnim šipkama B 500B i mrežama B500A prema danom proračunu u projektu konstrukcije.

TEMELJNA KONSTRUKCIJA

Dilatacija 1 je temeljena na armiranobetonskoj temeljnoj ploči debljine 50 cm, tlocrtna shema dana je u sklopu ovog projekta.

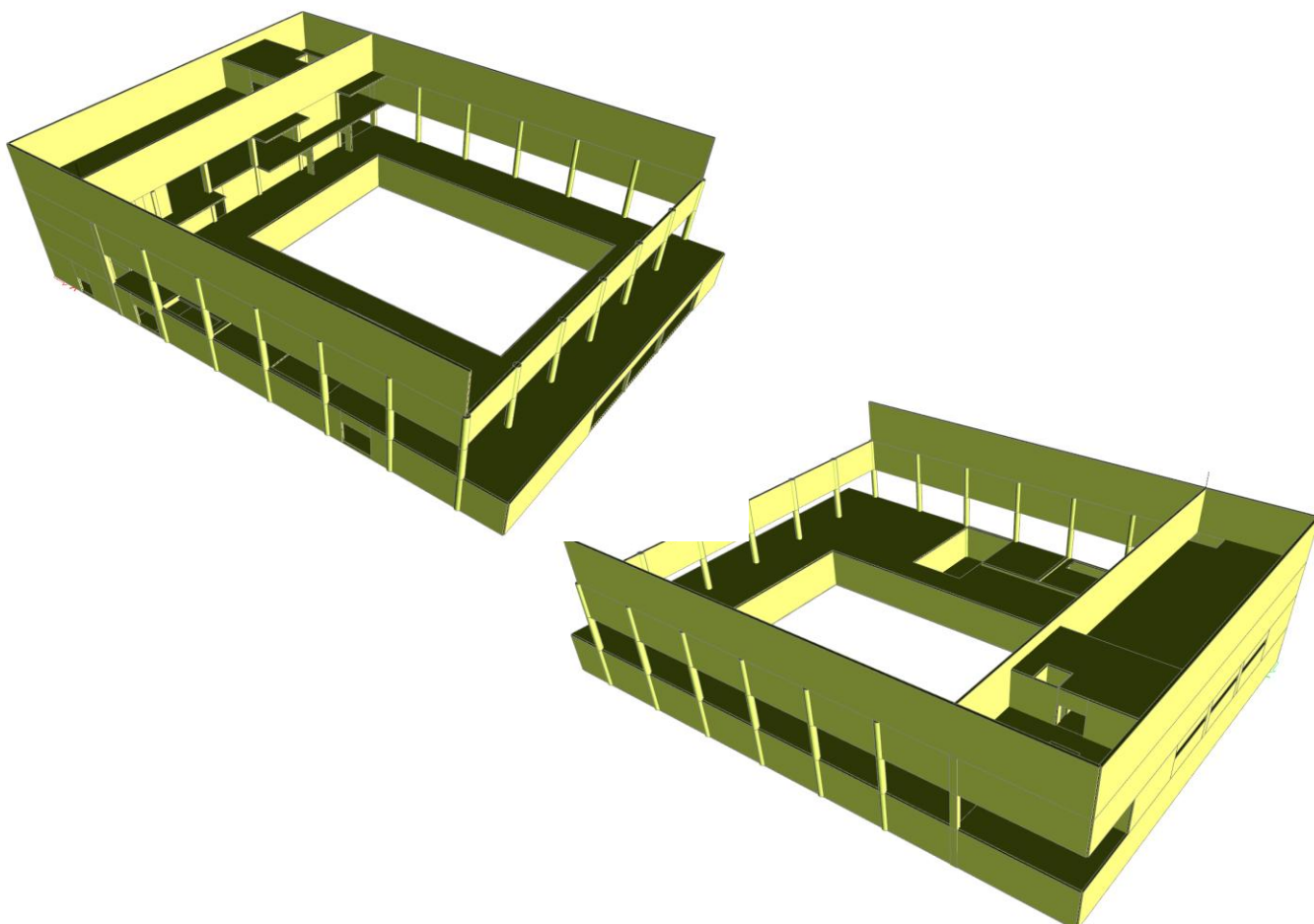
Proračun temeljne konstrukcije proveden je na Winklerovom modelu tla s promjenjivim koeficijentom reakcije posteljice vidljivo u poglavlju 555555555555 (izradila tvrtka GEOLAB d.o.o., broj tehničkog dnevnika : 06-07/2025, Varaždin, lipanj 2025.)

Prema elaboratu utvrđeno je da je materijal u zoni temeljenja sivo-smeđi, pjeskovit, slabo graduirani šljunak srednje zbijenost.

Pojava podzemne vode tijekom bušenja registrirana je na cca. 4 m dubine.

Prilikom iskopa u slučaju nailaska na organski materijal ili materijal nepovoljan za temeljenje izvršiti zamjenu sa šljunkom. Prije ugradnje betona mehanički nabiti temeljno tlo na min 50 MN/m².

Prije početka građenja potrebno je vizualno pregledati tlo od strane ovlaštenog inženjera građevinarstva.



DILATACIJA 2 (VANJSKI BAZEN)**ARMIRANOBETONSKA KONSTRUKCIJA**

Vanjski bazeni se sastoje od monolitne AB ploče stropa podruma debljine 20 cm, podrumskih zidova debljine 25 cm i temeljne ploče debljine 30 cm izvede se betonom kvalitete C25/30.

Vertikalnu konstrukciju dilatacije 2 čini sustav monolitnih zidova i debljine 20 i 25 cm. Zidovi su izgrađeni od armiranog betona klase C25/30 i armirani su čeličnim armaturnim šipkama B 500B i mrežama B500A prema danom proračunu u projektu konstrukcije.

TEMELJNA KONSTRUKCIJA

Dilatacija 2 je temeljena na armiranobetonskoj temeljnoj ploči debljine 30 cm, tlocrtna shema dana je u sklopu ovog projekta.

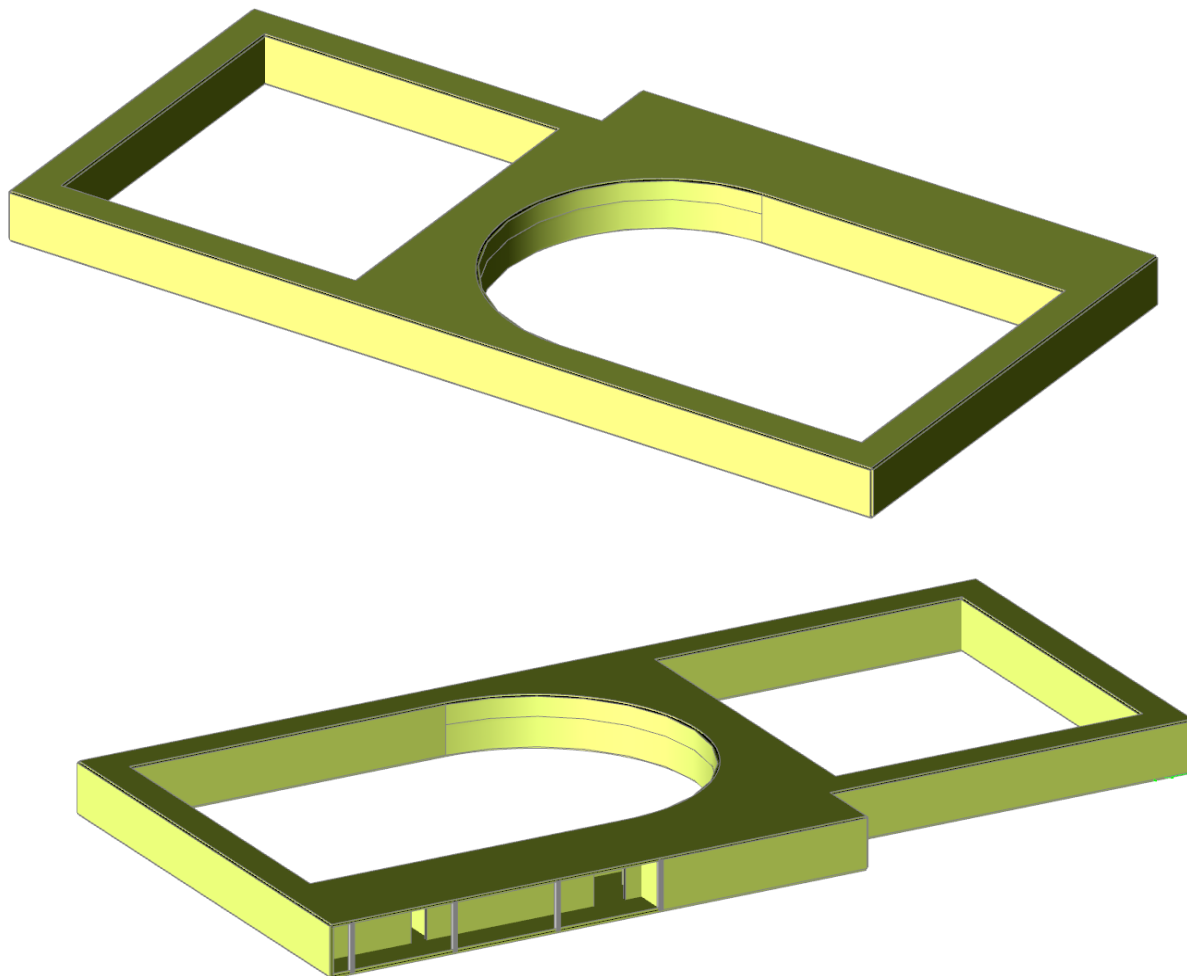
Proračun temeljne konstrukcije proveden je na Winklerovom modelu tla s promjenjivim koeficijentom reakcije posteljice vidljivo u poglavlju 555555555555 (izradila tvrtka GEOLAB d.o.o., broj tehničkog dnevnika : 06-07/2025, Varaždin, lipanj 2025.)

Prema elaboratu utvrđeno je da je materijal u zoni temeljenja sivo-smeđi, pjeskovit, slabo građuirani šljunak srednje zbijenost.

Pojava podzemne vode tijekom bušenja registrirana je na cca. 4 m dubine.

Prilikom iskopa u slučaju nailaska na organski materijal ili materijal nepovoljan za temeljenje izvršiti zamjenu sa šljunkom. Prije ugradnje betona mehanički nabiti temeljno tlo na min 50 MN/m².

Prije početka građenja potrebno je vizualno pregledati tlo od strane ovlaštenog inženjera građevinarstva.



DILATACIJA 3 (GARDEROBE)

ARMIRANOBETONSKA KONSTRUKCIJA

Garderobe se sastoje od monolitne AB ploče prizemlja debljine 20 cm, zidova prizemlja debljine 20 cm, čeličnih stupova SHS 120/4(S235) koj nose stropnu ploču prizemlja i temeljne ploče debljine 30 cm, izvode se betonom kvalitete C25/30.

Vertikalnu konstrukciju dilatacije 3 čini sustav monolitnih zidova i debljine 20 cm. Zidovi su izgrađeni od armiranog betona klase C25/30 i armirani su čeličnim armaturnim šipkama B 500B i mrežama B500A prema danom proračunu u projektu konstrukcije.

TEMELJNA KONSTRUKCIJA

Dilatacija 3 je temeljena na armiranobetonskoj temeljnoj ploči debljine 30 cm, tlocrtna shema dana je u sklopu ovog projekta.

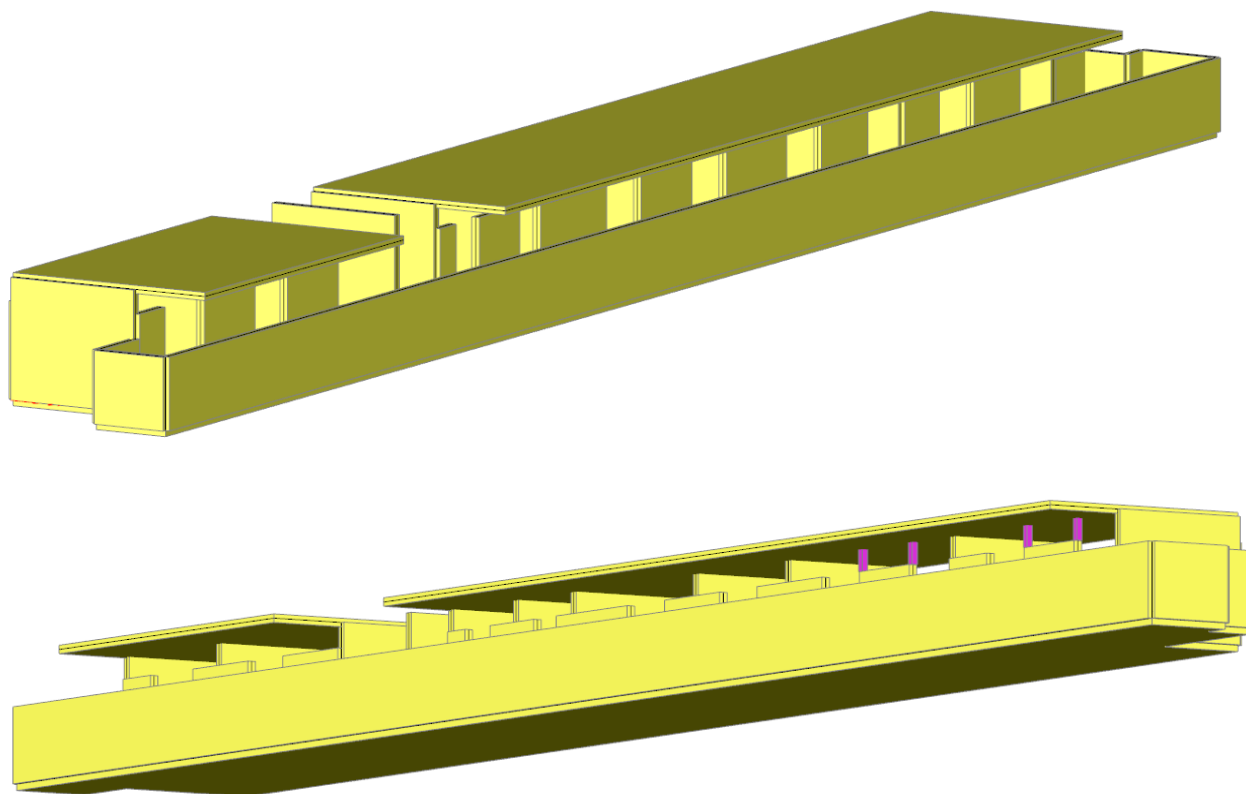
Proračun temeljne konstrukcije proveden je na Winklerovom modelu tla s promjenjivim koeficijentom reakcije posteljice vidljivo u poglavlju 555555555555 (izradila tvrtka GEOLAB d.o.o., broj tehničkog dnevnika : 06-07/2025, Varaždin, lipanj 2025.)

Prema elaboratu utvrđeno je da je materijal u zoni temeljenja sivo-smeđi, pjeskovit, slabo graduirani šljunak srednje zbijenost.

Pojava podzemne vode tijekom bušenja registrirana je na cca. 4 m dubine.

Prilikom iskopa u slučaju nailaska na organski materijal ili materijal nepovoljan za temeljenje izvršiti zamjenu sa šljunkom. Prije ugradnje betona mehanički nabiti temeljno tlo na min 50 MN/m².

Prije početka građenja potrebno je vizualno pregledati tlo od strane ovlaštenog inženjera građevinarstva.



OPTEREĆENJA I SEIZMIČKI PRORAČUN

Građevina je proračunata na sljedeća opterećenja: vlastita težina, dodatno stalno opterećenje, uporabno opterećenje i seizmičko opterećenje.

Građevina se nalazi u području s proračunskim ubrzanjem tla (za povratni period od 475 godina) od 0,16 g. Pri projektiranju građevine koja se nalazi u seizmičkom području, rabe se postupci i metode opisane u hrvatskoj normi HRN EN 1998, zajedno s nacionalnim dodatkom za primjenu. Faktor važnosti je 1.2 za dvorane.

POŽARNA OTPORNOST NOSIVE KONSTRUKCIJE

Dokaz mehaničke otpornosti i stabilnosti nosive konstrukcije na požarno opterećenje provedeno je prema podlogama iz arhitektonskog projekta i prikazu svih primjenjenih mjera zaštite od požara koji je izradila tvrtka SZIOP (Ivan Kutnjak, dipl.ing.sig.).

Na kraju mape proveden je dokaz požarne otpornosti armiranobetonske konstrukcije i drvene konstrukcije na trajanje požara u skladu s tablicom preuzetom iz elaborata zaštite od požara.

Prema Pravilniku o otpornosti na požar i drugim zahtjevima koje građevine moraju zadovoljiti u slučaju požara, građevina spada u zgrade podskupine 5 (ZPS 5), te nosivi dijelovi konstrukcije moraju imati sljedeće otpornosti na požar:

	Klasa građevine (ZPS)	ZPS1	ZPS2	ZPS3	ZPS4	ZPS5	Visoke zgrade
1	Nosivi dijelovi (osim stropova i zidova na granici požarnog odjeljka)						
1.1	zadnji kat ili podkrovlje	BEZ ZAHTJEVA	R 30	R 30	R 30	R 60	PREMA POSEBNOM PROPISU
1.2	suteren, prizemlje i katovi	R 30	R 30	R 60	R 60	R 90	
1.3	podrumske (podzemne etaže)	R 60	R 60	R 90	R 90	R 90	
2	Pregradni zidovi između stanova, poslovnih jedinica, prostora različite namjene, te evakuacijskih hodnika						
2.1	zadnji kat ili podkrovlje	NIJE PRIMJENJIVO	EI 30	EI 30	EI 60	EI 60	PREMA POSEBNOM PROPISU
2.2	suteren, prizemlje i katovi	NIJE PRIMJENJIVO	EI 30	EI 60	EI 60	EI 90	
2.3	podrumske (podzemne etaže)	NIJE PRIMJENJIVO	EI 60	EI 90	EI 90	EI 90	
3	Zidovi i stropovi na granici požarnog odjeljka i granici parcele (REI nosivi zidovi, EI pregradni zidovi)						
3.1	zidovi na granici parcele	REI 60 EI 60	REI 90 EI 90	REI 90 EI 90	REI 90 90	EI REI 90 EI 90	PREMA POSEBNOM PROPISU
3.2	ostali zidovi i stropovi na granici požarnog odjeljka	NIJE PRIMJENJIVO	REI 90 EI 90	REI 90 EI 90	REI 90 EI 90	REI 90 EI 90	
4	Stropovi i kosi krovovi stambene ili poslovne namjene s nagibom ne većim od 60 stupnjeva prema horizontali						
4.1	Stropovi iznad zadnjeg kata	BEZ ZAHTJEVA	R 30	R 30	R 30	R 60	PREMA POSEBNOM PROPISU
4.2	Međustropovi iznad ostalih katova	BEZ ZAHTJEVA	REI 30	REI 60	REI 60	REI 90	
4.3	Stropovi između podrumskih (podzemnih) etaža	R 60	REI 30	REI 90	REI 90	REI 90	

ARMIRANOBETONSKA KONSTRUKCIJA

Dokaz požarne otpornosti armiranobetonskih konstrukcijskih elemenata provodi se sukladno normi HRN EN 1992-1-2:2013: EC 2: Projektiranje konstrukcija na djelovanje požara, i to prema propisanim pravilima uz kontrolu potrebnih zaštitnih slojeva i dimenzija konstrukcijskih elemenata.

Za svaki konstrukcijski element određuju se minimalne dimenzije poprečnog presjeka i minimalni zaštitni slojevi.

DRVENA KONSTRUKCIJA

Kontrola drvene konstrukcije na požar provodi se proračunom, koji obzirom na zahtjevano vrijeme otpornosti na požar, određuje smanjen poprečni presjek drvenih konstrukcijskih elemenata i kontrolu unutarnjih sila na tom smanjenom poprečnom presjeku.

MATERIJALI

RAZREDI IZLOŽENOSTI I ZAŠTITNI SLOJEVI ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA

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

razred konstrukcije: S4 (smije se smanjiti za 1 kod elemenata pločaste geometrije)

razred čvrstoće betona: C25/30

armaturne mreže: B500 A

armaturne šipke: B500 B

1. Temeljna konstrukcija

- razred izloženosti: **XC2**

$$c_{nom} = 25 + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm (odabrano 40 mm)}$$

2. Stropne ploče

- razred izloženosti: **XC1**

$$c_{nom} = 10 + 10 \text{ mm} = 20 \text{ mm (odabrano 25 mm)}$$

3. Podne ploče bazena

- razred izloženosti: **XD2**

$$c_{nom} = 35 + 10 \text{ mm} = 45 \text{ mm (odabrano 45 mm)}$$

4. Zidovi

- razred izloženosti: **XC1**

$$c_{nom} = 10 + 10 \text{ mm} = 20 \text{ mm (odabrano 25 mm)}$$

- razred izloženosti: **XC2** (prema tlu)

$$c_{nom} = 25 + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm (odabrano 40 mm)}$$

5. Stupovi

- razred izloženosti: **XC1**

$$c_{nom} = 10 + 10 \text{ mm} = 20 \text{ mm (odabrano 25 mm)}$$

6. Grede

- razred izloženosti: **XC1**

$$c_{nom} = 10 + 10 \text{ mm} = 20 \text{ mm (odabrano 25 mm)}$$

ZAKLJUČAK

Prikazanim proračunima dokazana je mehanička otpornost i stabilnost građevina te kao takve odgovaraju uvjetima uporabe.

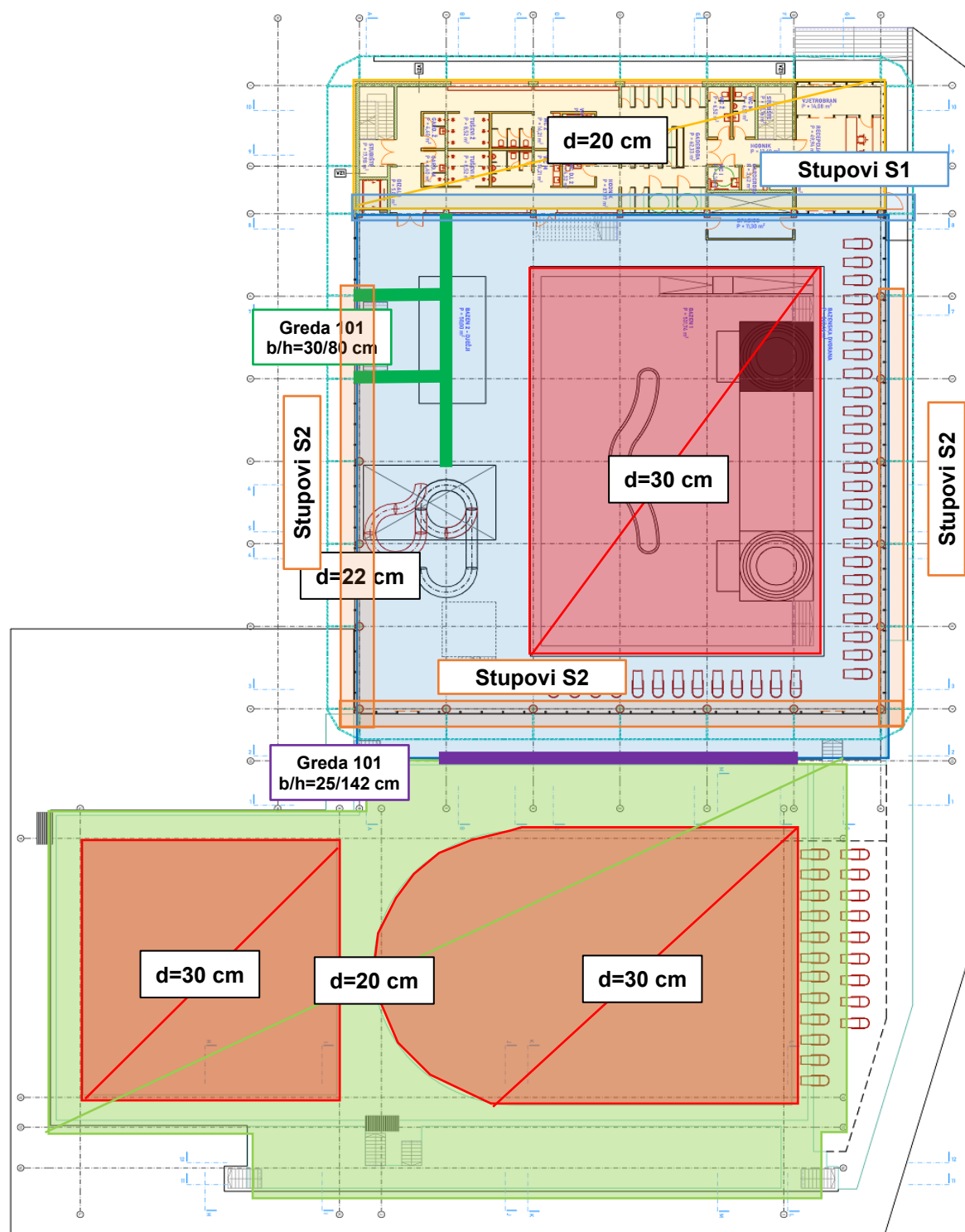
Svi elementi konstrukcije računati su za odgovarajuća opterećenja dana u hrvatskim normama niza HRN EN 1991 (tzv. eurokod EC1). Armiranobetonski elementi dimenzionirani su prema hrvatskim normama niza HRN EN 1992, HRN EN 1997 i HRN EN 1998 (tzv. eurokod EC2, EC7 i EC8), a sve prema novom Tehničkom propisu za građevinske konstrukcije NN 17/17.

Projektant konstrukcije:
Andrej Marković d.i.g.

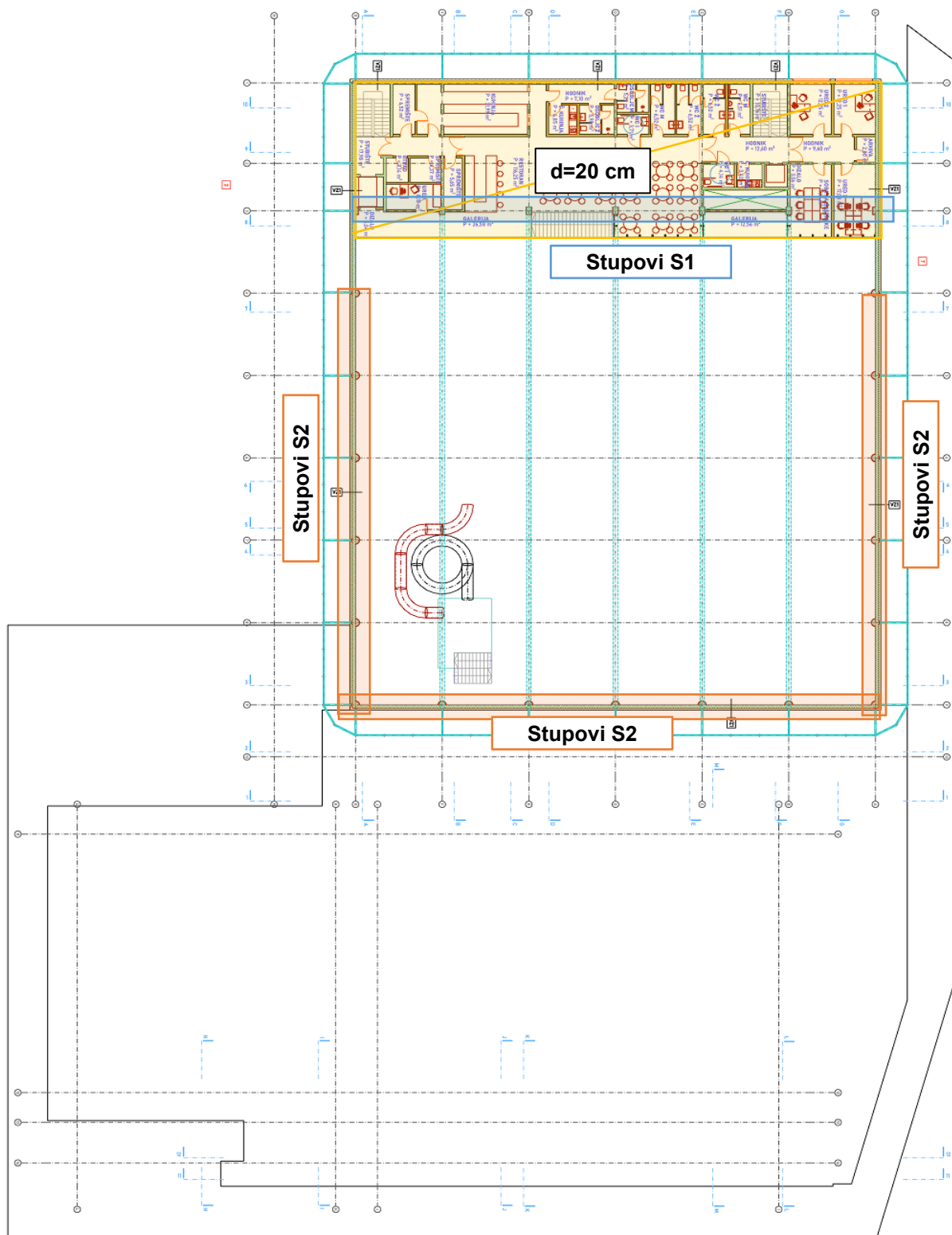
(svi nacrti su van mjerila!)

[illegible]

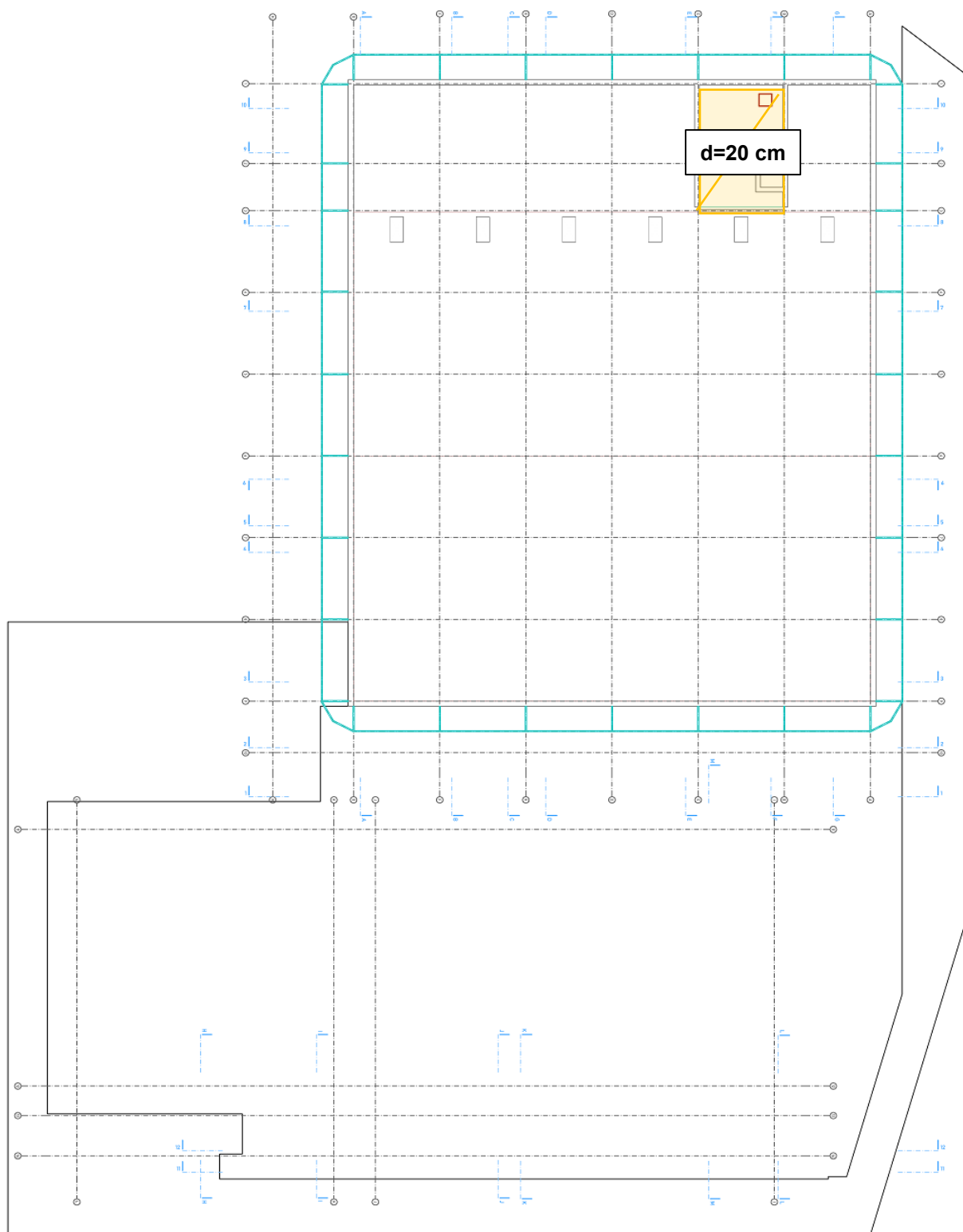
Tlocrt prizemlja - POZ 100



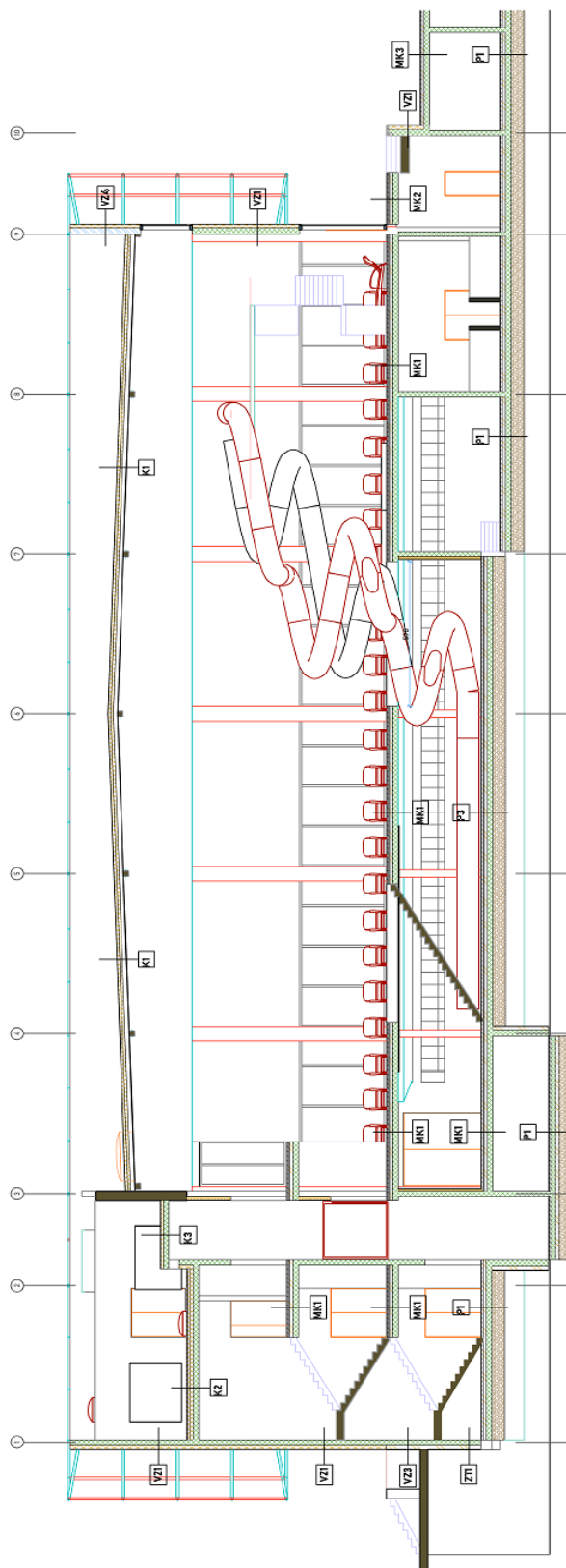
Tlocrt 1. kata - POZ 200



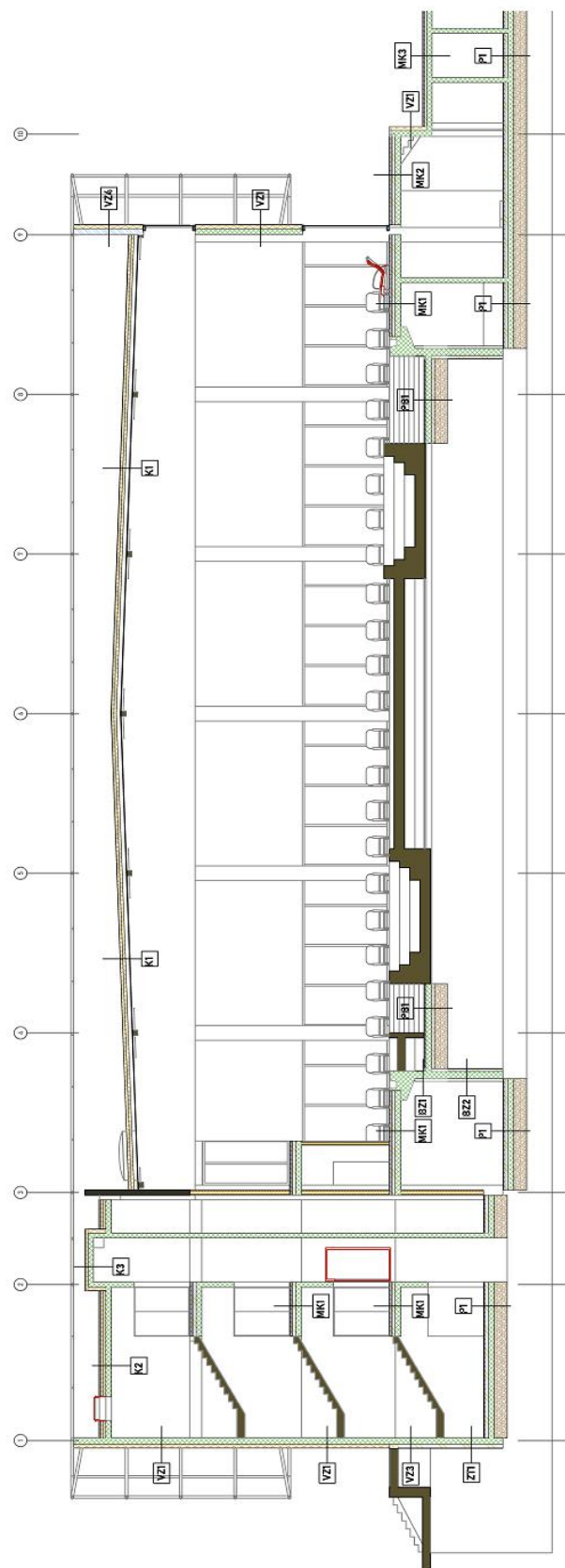
Tlocrt krova - POZ 400



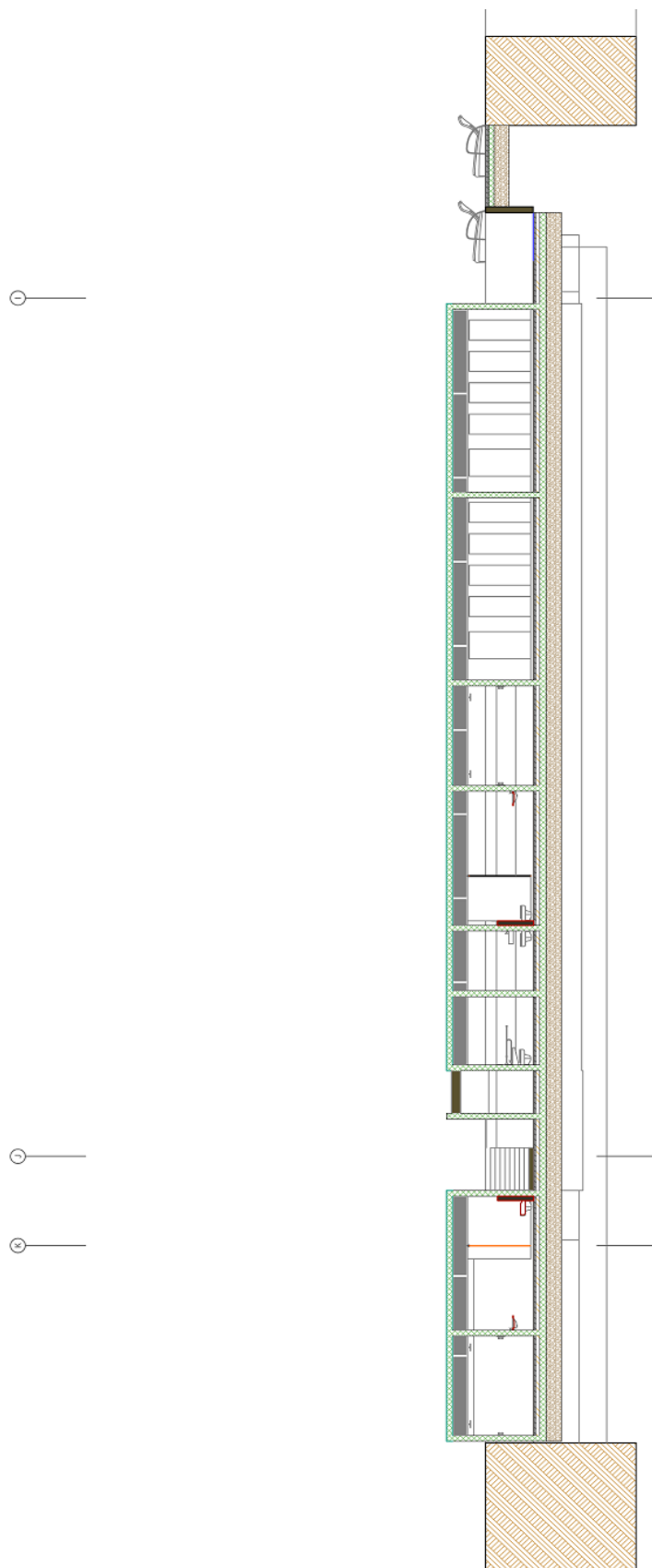
Presjek A-A



Presjek F-F



Presjek 12-12



II. PROJEKT KONSTRUKCIJE

DILATACIJA 1

3. ANALIZA OPTEREĆENJA

3.1. STALNO OPTEREĆENJE

K1 - ravni krov dvorane

STALNO OPTEREĆENJE

SLOJ	MATERIJAL	SPECIFIČNA TEŽINA (kN/m ³)	DEBLJINA (m)	OPTEREĆENJE SLOJA (kN/m ²)
1.	Drvo - tvrdo - bjelogorica	7,00	0,02	0,140
2.	Nehrdajući čelik			0,150
3.	Trapezni lim T150.1 - 1 mm			0,150
4.	HOMESEAL LDS 200 AluPlus parna brana			/
5.	T.I. SmartRoof THERMAL	1,20	0,100	0,120
6.	T.I. SmartRoof TOP	1,35	0,100	0,135
7.	Polim. hidro. traka na bazi FPO/TPO	vl. težina = SCIA		
8.	Geotekstil 150-200 g/m ²			/
9.	Solarni paneli (bez betonskih utega)			0,300
10.	Strojarske i elektro instalacije			0,200

- vlastita težina elemenata bit će uzeta
u programu Scia Engineer

UKUPNO $\Delta g_k = 1,20$
za proračun $\Delta g_k = 1,20$ kN/m²

UPORABNO OPTEREĆENJE

Prema točki 6.3.4.2 NA (Tablica 6.10):

Kategorija H - nagib krova $\leq 20^\circ$

$q_k = 0,60$ kN/m²

K2 - ravni krov

STALNO OPTEREĆENJE

SLOJ	MATERIJAL	SPECIFIČNA TEŽINA (kN/m ³)	DEBLJINA (m)	OPTEREĆENJE SLOJA (kN/m ²)
1.	Šljunak, tucanik	17,00	0,05	0,85
2.	Geotekstil 150-200 g/m ²	9,00	0,0002	0,002
3.	Polim. hidro. traka na bazi FPO		0,1	0
4.	Geotekstil 150-200 g/m ²	9,00	0,0002	0,002
5.	Izolacijska pl. Smartroof Therm.	1,15	0,1	0,12
6.	Izolacijska pl. Smartroof Top	1,35	0,1	0,14
7.	Parna brana za ravne krovove	5,00	0,0002	0,001
8.	Arimirani beton	vl. težina ploče = SCIA		

- vlastita težina elemenata bit će uzeta
u programu Scia Engineer

UKUPNO $\Delta g_k = 1,10$ kN/m²
za proračun $\Delta g_k = 1,50$ kN/m²

UPORABNO OPTEREĆENJE

Prema točki 6.3.4.2 NA (Tablica 6.10):

Kategorija H - nagib krova $\leq 20^\circ$

$q_k = 0,60$ kN/m²

M1 - međukatna konstrukcija

STALNO OPTEREĆENJE

SLOJ	MATERIJAL	SPECIFIČN A TEŽINA (kN/m ³)	DEBLJINA (m)	OPTEREĆENJE SLOJA (kN/m ²)
1.	Keramičke pločice	23,00	0,02	0,46
2.	Cementni estrih	20,00	0,06	1,2
3.	Raster cijevi podnog grijanja	20,00	0,02	0,4
4.	EPS za podno grijanje	0,20	0,02	0,004
5.	Parna brana	4,50	0,0001	0,0005
6.	Ekstrudirani polistiren	0,30	0,1	0,03
7.	Ekstrudirani polistiren - T	0,21	0,02	0,004
8.	Parna brana	4,50	0,0001	0,0005
9.	Arimirani beton	vl. težina ploče = SCIA		

- vlastita težina elemenata bit će uzeta
u programu Scia Engineer

UKUPNO $\Delta g_k = 2,10$ kN/m²
za proračun $\Delta g_k = 2,50$ kN/m²

UPORABNO OPTEREĆENJE

Prema točki 6.3.4.2 NA (Tablica 6.10):

Kategorija C1 -

$q_k = 3,00$ kN/m²

Kategorija C4 (prostori oko bazena) -

$q_k = 5,00$ kN/m²

M2 - međukatna konstrukcija

STALNO OPTEREĆENJE

SLOJ	MATERIJAL	SPECIFIČN A TEŽINA (kN/m ³)	DEBLJINA (m)	OPTEREĆENJE SLOJA (kN/m ²)
1.	Keramičke pločice	23,00	0,02	0,46
2.	Cementni estrih	20,00	0,06	1,2
3.	Raster cijevi podnog grijanja	20,00	0,02	0,4
4.	EPS za podno grijanje	0,20	0,02	0,004
5.	Parna brana	4,50	0,0001	0,0005
6.	Ekstrudirani polistiren	0,30	0,1	0,03
7.	Ekstrudirani polistiren - T	0,21	0,02	0,004
8.	Parna brana	4,50	0,0001	0,0005
9.	Arimirani beton	vl. težina ploče = SCIA		

- vlastita težina elemenata bit će uzeta
u programu Scia Engineer

UKUPNO $\Delta g_k = 2,10$ kN/m²
za proračun $\Delta g_k = 2,50$ kN/m²

UPORABNO OPTEREĆENJE

Prema točki 6.3.4.2 NA (Tablica 6.10):

Kategorija C1 -

$q_k = 3,00$ kN/m²

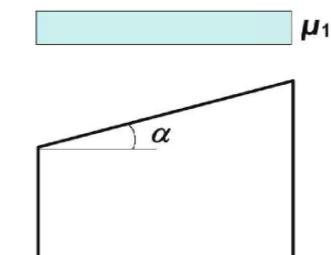
Kategorija C4 (prostori oko bazena) -

$q_k = 5,00$ kN/m²

3.3. OPTEREĆENJE SNIJEGOM

Koeficijent izloženosti $C_e = 1,0$ (normalna topografija)
Koeficijent gubitka topline kroz krov $C_t = 1,0$ (izolirani krov)
Lokacija: Varaždin
nadmorska visina 200 m.n.m.
3. područje - kontinentalna Hrvatska
Karakteristično opterećenje snijegom: $s_k = 1,25$ kN/m²
Nagib krova: $\alpha_1 = \alpha_2 = 2^\circ$

Koeficijenti oblika:



kut nagiba krova $0^\circ < \alpha \leq 30^\circ$
 $\mu_1 (\alpha_1) = 0,80$

$s_1 (\alpha_1) = \mu_1 C_e C_t s_k = 1,00$ kN/m²



Slika: Karta snježnih područja Republike Hrvatske

Tablica 1(HR) – Opterećenje snijegom za snježna područja i pripadajuće nadmorske visine

Nadmorska visina do [m]	1. područje – priobalje i otoci [kN/m ²]	2. područje – zaleđe Dalmacije, Primorja i Istre [kN/m ²]	3. područje – kontinentalna Hrvatska [kN/m ²]	4. područje – gorska Hrvatska [kN/m ²]
100	0,50	0,75	1,00	1,25
200	0,50	0,75	1,25	1,50
300	0,50	0,75	1,50	1,75
400	0,50	1,00	1,75	2,00
500	0,50	1,25	2,00	2,50
600	0,50	1,50	2,25	3,00
700	0,50	2,00	2,50	3,50
800	0,50	2,50	2,75	4,00
900	1,00	3,00	3,00	4,50
1 000	2,00	4,00	3,50	5,00
1 100	3,00	5,00	4,00	5,50
1 200	4,00	6,00	4,50	6,00
1 300	5,00	7,00		7,00
1 400	6,00	8,00		8,00
1 500		9,00		9,00
1 600		10,00		10,00
1 700		11,00		11,00
1 800		12,00		

Tablica: Karakteristično opterećenje snijegom na tlu

3.4. OPTEREĆENJE VJETROM

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe}$$

vanjski tlak vjetra

$$w_i = q_p(z_i) c_{pi}$$

unutrašnji tlak vjetra

$$q_p$$
 udarni pritisak vjetra

$$c_{pe}$$
 koeficijent vanjskog tlaka

$$c_{pi}$$
 koeficijent unutrašnjeg tlaka

osnovni pritisak vjetra

$$q_b = \rho / 2 v_b^2$$

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0}$$

korigirana osnovna brzina vjetra

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$
 gustoća zraka

$$c_{dir} = 1$$
 faktor smjera vjetra

$$c_{season} = 1$$
 faktor godišnjeg doba

$$v_{b,0}$$
 osnovna brzina vjetra

Područje	$v_{b,0}$
I.	20
II.	25
III.	30
IV.	35
V.	40
VI.	45
VII.	48

za Varaždin

područje

I.

$$v_{b,0} =$$

20

m/s

osnovni pritisak vjetra

$$q_b =$$

0,250

kN/m²

koeficijent hrapavosti

	kategorija zemljišta	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	More ili obalno područje izloženo otvorenom moru	0,003	1
I	Jezera ili ravničarska i horizontalna površina sa zanemarljivom vegetacijom i bez prepreka	0,01	1
II	Površina sa niskom vegetacijom, kao što je trava i izoliranim preprekama (drveće, zgrade), koje su udaljene najmanje 20 visina prepreke	0,05	2
III	Površina sa redovnom pokrivenošću vegetacijom ili zgradama (sela, predgrađa, neprekidna šuma)	0,3	5
IV	gradska područja u kojima je najmanje 15% površine izgrađeno i čija prosječna visina prelazi 15 m	1	10

odabrana kategorija terena: II

dužina hrapavosti:

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

koeficijent terena:

$$k_T = 0,19 \times (z_0 / z_{0,II})^{0,07} = 0,190$$

minimalna visina:

$$z_{min} = 2,00 \text{ m}$$

visina objekta:

$$z = 11,20 \text{ m}$$

koeficijent hrapavosti:

$$c_r(z) = k_T \ln(z/z_0) = 1,03$$

intenzitet turbulencije:

$$I_v = k_1 / (c_0(z) \times \ln(z/z_0)) = 0,18$$

faktor turbulencije:

$$k_1 = 1,0$$

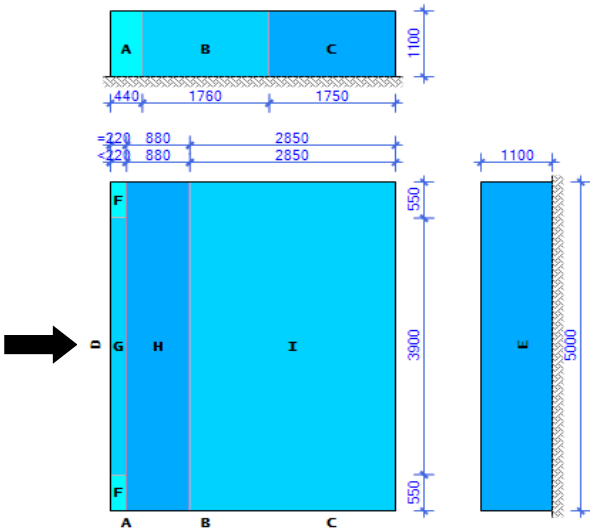
udarni pritisak vjetra

$$q_p(z) = \left[1 + \frac{7k_1}{c_0(z) \times \ln(z/z_0)} \right] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times (k_T \times \ln(z/z_0))^2$$

0,61 kN/m²

koeficijenti vanjskog pritiska vjetra

smjer vjetra - 0°

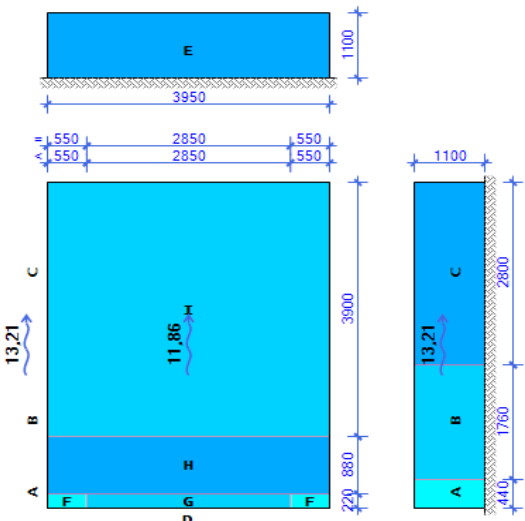


b = 50,00 m
d = 39,50 m
h = 11,20 m
e = min(b; 2h) = 22,4 m

površina	C _{pe}
A	-1,20
B	-0,80
C	-0,50
D	0,70
E	-0,38

F(+)	-1,80
G(+)	-1,20
H(+)	-0,70
I(+)	-0,60

smjer vjetra - 90°



b = 39,50 m
d = 50,00 m
h = 11,20 m
e = min(b; 2h) = 22,4 m

površina	C _{pe}
A	-1,20
B	-0,80
C	-0,50
D	0,70
E	-0,30

F	-1,80
G	-1,20
H	-0,70
I	-0,60

koeficijenti unutarnjeg pritiska vjetra

C_{pi,max} = 0,20
C_{pi,min} = -0,30

vanjski tlak vjetra na konstrukciju

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe}$$

smjer vjetra - 0°

$w_e (A) =$	-0,73	kN/m ²
$w_e (B) =$	-0,48	kN/m ²
$w_e (C) =$	-0,30	kN/m ²
$w_e (D) =$	0,42	kN/m ²
$w_e (E) =$	-0,23	kN/m ²
$w_e (F+) =$	-1,09	kN/m ²
$w_e (G+) =$	-0,73	kN/m ²
$w_e (H+) =$	-0,42	kN/m ²
$w_e (I+) =$	-0,36	kN/m ²

smjer vjetra - 90°

$w_e (A) =$	-0,73	kN/m ²
$w_e (B) =$	-0,48	kN/m ²
$w_e (C) =$	-0,30	kN/m ²
$w_e (D) =$	0,42	kN/m ²
$w_e (E) =$	-0,18	kN/m ²
$w_e (F-) =$	-1,09	kN/m ²
$w_e (G-) =$	-0,73	kN/m ²
$w_e (H-) =$	-0,42	kN/m ²
$w_e (I-) =$	-0,36	kN/m ²

unutarnji tlak vjetra na konstrukciju

$$w_i = q_p(z_i) c_{pi}$$

$w_i (\text{max}) =$	0,12	kN/m ²
$w_i (\text{min}) =$	-0,18	kN/m ²

maksimalni tlak vjetra na konstrukciju

$$w_k = w_e \pm w_i$$

smjer vjetra - 0° - " $w_e + w_{i,min}$ "

$w_k (A) =$	-0,55	kN/m ²
$w_k (B) =$	-0,30	kN/m ²
$w_k (C) =$	-0,12	kN/m ²
$w_k (D) =$	0,61	kN/m ²
$w_k (E) =$	-0,05	kN/m ²
$w_k (F) =$	-0,91	kN/m ²
$w_k (G) =$	-0,55	kN/m ²
$w_k (H) =$	-0,24	kN/m ²
$w_k (I) =$	-0,18	kN/m ²

smjer vjetra - 90° - " $w_e + w_{i,min}$ "

$w_k (A) =$	-0,55	kN/m ²
$w_k (B) =$	-0,30	kN/m ²
$w_k (C) =$	-0,12	kN/m ²
$w_k (D) =$	0,61	kN/m ²
$w_k (E) =$	0,00	kN/m ²
$w_k (F) =$	-0,91	kN/m ²
$w_k (G) =$	-0,55	kN/m ²
$w_k (H) =$	-0,24	kN/m ²
$w_k (I) =$	-0,18	kN/m ²

minimalni tlak vjetra na konstrukciju

$$w_k = w_e \pm w_i$$

smjer vjetra - 0° - " $w_e + w_{i,max}$ "

$w_k (A) =$	-0,85	kN/m ²
$w_k (B) =$	-0,61	kN/m ²
$w_k (C) =$	-0,42	kN/m ²
$w_k (D) =$	0,30	kN/m ²
$w_k (E) =$	-0,35	kN/m ²
$w_k (F) =$	-1,21	kN/m ²
$w_k (G) =$	-0,85	kN/m ²
$w_k (H) =$	-0,55	kN/m ²
$w_k (I) =$	-0,48	kN/m ²

smjer vjetra - 90° - " $w_e + w_{i,max}$ "

$w_k (A) =$	-0,85	kN/m ²
$w_k (B) =$	-0,61	kN/m ²
$w_k (C) =$	-0,42	kN/m ²
$w_k (D) =$	0,30	kN/m ²
$w_k (E) =$	-0,30	kN/m ²
$w_k (F) =$	-1,21	kN/m ²
$w_k (G) =$	-0,85	kN/m ²
$w_k (H) =$	-0,55	kN/m ²
$w_k (I) =$	-0,48	kN/m ²

3.5. OPTEREĆENJA TLOM NA PODZEMNE ZIDOVE

1. UVOD

Proračun AB podrumskih zidova biti će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemen uz sljedeće pretpostavke:

- AB zid debljine 20 cm
- proračunava se AB zid koji ima bočni pritisak
- kvaliteta betona C25/30
- debljina zaštitnog sloja 4,0 cm vanjsko lice (razred izloženosti XC2),
2,5 cm unutarnje lice (razred izloženosti XC1)

Za provjeru graničnog stanja nosivosti elemenata izloženih djelovanju tla koristi se jedan od 3 proračunska pristupa. U Hrvatskoj je usvojen treći proračunski pristup prema kojem vrijedi:

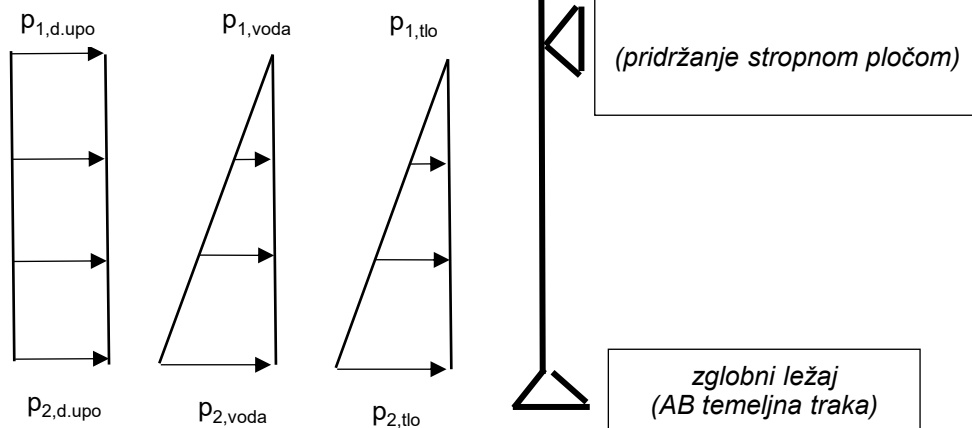
- stalna konstrukcijska djelovanja množe se faktorom 1,35 a promjenjiva s 1,5 za nepovoljno djelovanje
stalna konstrukcijska djelovanja množe se faktorom 1,0 a promjenjiva s 0 za povoljno djelovanje
- stalna geotehnička djelovanja množe se faktorom 1,0, a promjenjiva s 1,3
- tangens proračunskog kuta unutarnjeg trenja je tangens karakterističnog kuta podijeljen s 1,25

Geotehnička djelovanja su opterećenje tlom i sva opterećenja koja se preko tla unose u konstrukciju.

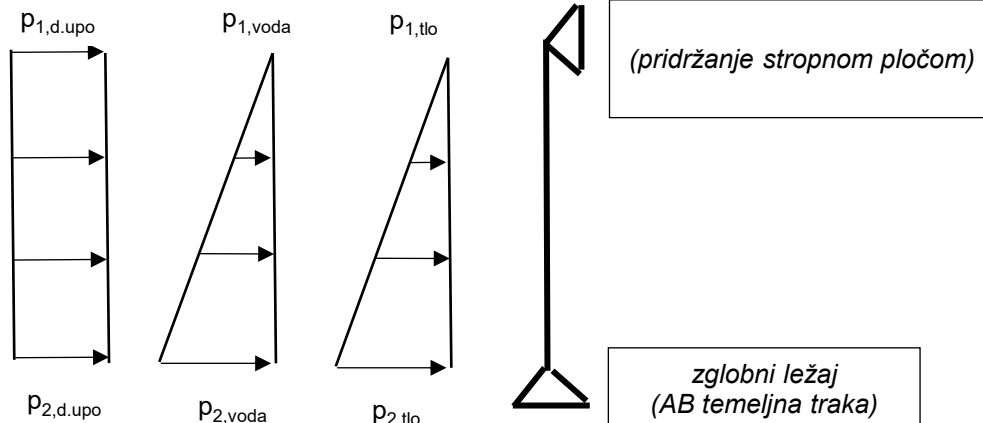
Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 i EC7 propisima uz pripadajuće parcijalne koef. sigurnosti.

Pozicija i statički sustav

FAZA ZVEDBE



FAZA GRADNJE



PRORAČUN MIRNOG TLAKA

Horizontalno opterećenje uslijed pritiska tla:

$\gamma_{tla} =$	18,0	kN/m ³	– volumenska težina tla
$\gamma'_{tla} =$	10,0	kN/m ³	– volumenska težina tla zasićenog vodom
$\varphi_k =$	30	°	– karakt. vrijednost kuta unutarnjeg trenja za šljunak (pretpos. materijal)
$\gamma_\varphi =$	1,25		– koeficijent sigurnosti za kut unutarnjeg trenja
$k_a =$	1		– koeficijent aktivnog pritiska tla (šljunak)
$h_1 =$	0,00	m	– visina zida pod zemljom
$h_z = h_2 =$	4,40	m	– visina zida pod zemljom

$$\varphi_d = \arctan(\tan(\varphi_k) / \gamma_\varphi) = 24,79^\circ$$

$$k_a = 1 - \sin(\varphi_d) = 0,581$$

$$p_{1,tlo} = k_0 \gamma'_{tla} h_1 = 0,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{– opterećenje na vrhu zida}$$

$$p_{2,tlo} = k_0 \gamma'_{tla} h_2 = 46,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{– opterećenje na dnu zida}$$

Horizontalno opterećenje uslijed pritiska vode:

(nema prisustva vode)

$$\gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3 \quad \text{– volumenska težina vode}$$

$$p_{2,voda} = \gamma_w h_1 = 0,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{– opterećenje na vrhu zida}$$

$$p_{2,voda} = \gamma_w h_2 = 44,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{– opterećenje na dnu zida}$$

Horizontalno opterećenje uslijed dodatnog vertikalnog opterećenja:

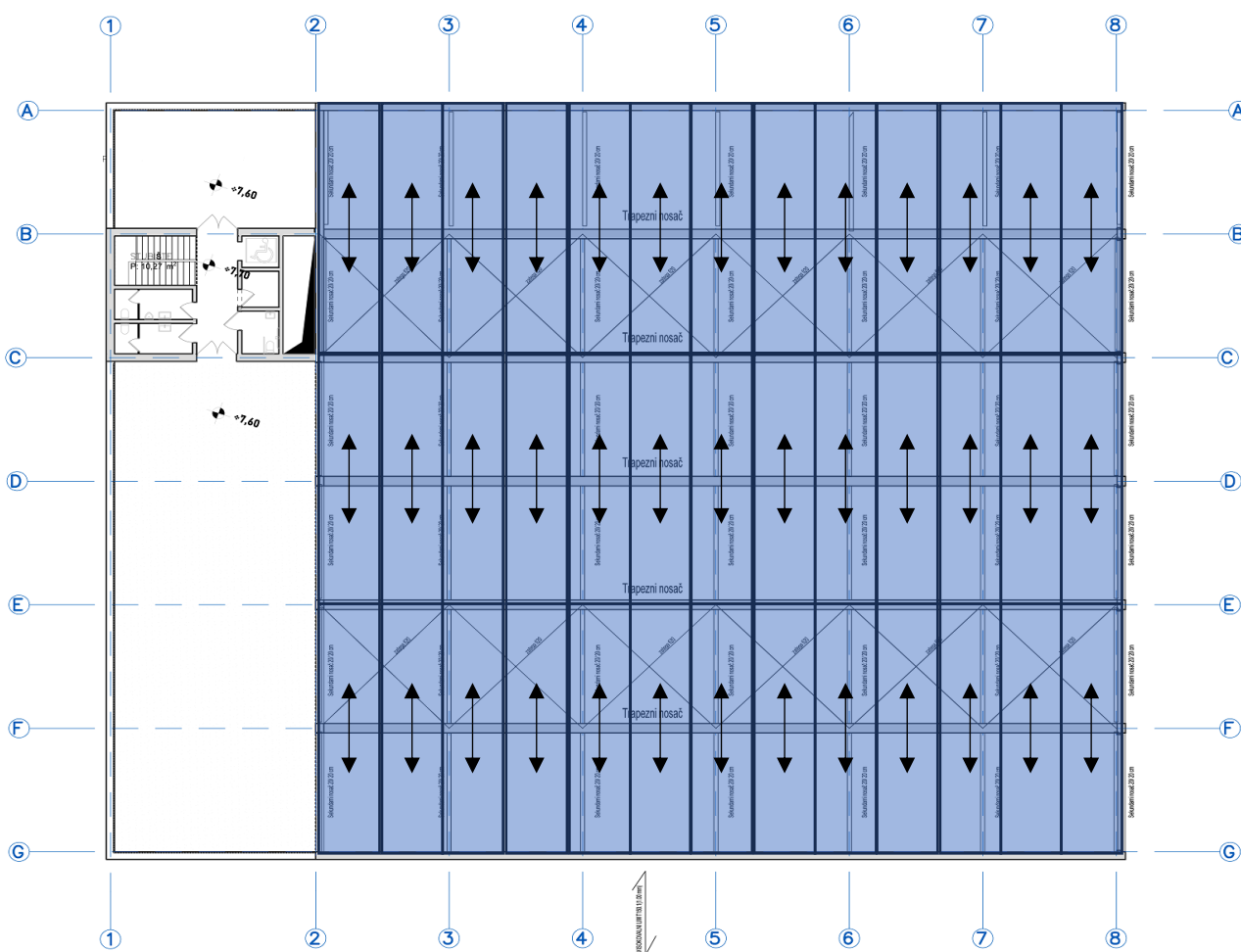
$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{– dod. vert. opt. pored zida (skladištenje raznih mater. ili vozilo)}$$

$$p_{1,dod} = p_{2,dod} = k_a q_k = 2,9 \text{ kN/m}^2 \quad \text{– opterećenje je konstantno po visini}$$

4. PRORAČUN TRAPEZNOG LIMA

3D prikaz građevine

Trapezni lim **T150.1**
t=1,00 mm, dvopoljni (2 x 6,5 m)



Trapezni lim se oslanja direktno na GLAVNE TRAPEZNE NOSAČE, sekundarni nosači u sustavu horizontalnog poprečnog sprega.

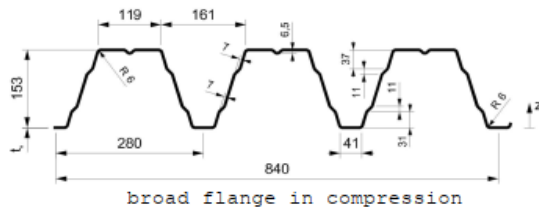
- Proračun lima T150.1 t=1,00 mm:**Opterećenja:**

SO1 + SO2 - vl. težina lima + dodatno stalno opterećenje	$\Delta g =$	1,2	kN/m ²
SO3 - snijeg	$s =$	1,0	kN/m ²
UKUPNO: (faktorizirano: $\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,5$)	$q_{Ed} =$	3,12	kN/m ²

odabrani lim: **T150.1 t=1,00 mm** za raspon $L = 2 \times 6,5 \text{ m} = 13,00 \text{ m}$

Pos 1

1 Section properties of the trapezoidal sheet in compliance with German Standard "DIN 18807", "Anpassungsrichtlinie Stahlbau" and "Mitteilungen Sonderheft 11/1"

**T 150.1**

Nominal thickness = 1.00 mm Design thickness = 0.96 mm
Dead load $g = 0.143 \text{ kN/m}^2$ Yield strength $f_{y,k} = 320 \text{ N/mm}^2$

Effective Properties of section

Properties of section for bending: $I_{ef+} = 510.0 \text{ cm}^4/\text{m}$ $I_{ef-} = 510.0 \text{ cm}^4/\text{m}$
Properties of section for axial force: $A_g = 16.90 \text{ cm}^2/\text{m}$ $i_g = 5.49 \text{ cm}$ $z_g = 8.91 \text{ cm}$
 $A_{ef} = 9.04 \text{ cm}^2/\text{m}$ $i_{ef} = 6.21 \text{ cm}$ $z_{ef} = 8.51 \text{ cm}$

Characteristic capacity of the trapezoidal sheet for UDL downwards

Width of the end support $b_A = 40 \text{ mm}$ Width of the internal support $b_B = 60 \text{ mm}$ $\epsilon_{ps} = 2$
 $MF, k = 23.00 \text{ kNm/m}$ $RA, T, k = 18.50 \text{ kN/m}$ $RA, G, k = 14.20 \text{ kN/m}$
 $MOB, k = 30.70 \text{ kNm/m}$ $ROB, k = 35.24 \text{ kN/m}$ $maxMB, k = 21.10 \text{ kNm/m}$ $maxRB, k = 28.70 \text{ kN/m}$
 $minL = 5.93 \text{ m}$ $maxL = 10.40 \text{ m}$ $maxMR, k = 4.42 \text{ kNm/m}$

Width of the end support $b_A = 90 \text{ mm}$ Width of the internal support $b_B = 160 \text{ mm}$ $\epsilon_{ps} = 2$
 $MF, k = 23.00 \text{ kNm/m}$ $RA, T, k = 24.10 \text{ kN/m}$ $RA, G, k = 18.40 \text{ kN/m}$
 $MOB, k = 25.40 \text{ kNm/m}$ $ROB, k = 71.57 \text{ kN/m}$ $maxMB, k = 21.10 \text{ kNm/m}$ $maxRB, k = 57.90 \text{ kN/m}$
 $minL = 4.24 \text{ m}$ $maxL = 9.94 \text{ m}$ $maxMR, k = 5.51 \text{ kNm/m}$

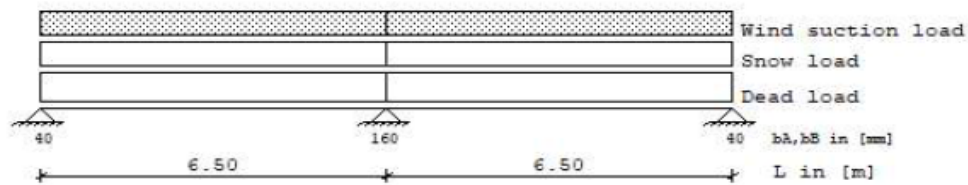
Characteristic capacity of the trapezoidal sheet for UDL upwards

Connection to every flange $\epsilon_{ps} = 2$
 $MF, k = 19.50 \text{ kNm/m}$ $RA, k = 18.50 \text{ kN/m}$
 $MOB, k = 29.10 \text{ kNm/m}$ $ROB, k = 71.75 \text{ kN/m}$ $maxMB, k = 28.40 \text{ kNm/m}$ $maxRB, k = 34.50 \text{ kN/m}$

Connection to every second flange $\epsilon_{ps} = 2$
 $MF, k = 19.50 \text{ kNm/m}$ $RA, k = 9.23 \text{ kN/m}$
 $MOB, k = 14.60 \text{ kNm/m}$ $ROB, k = 35.76 \text{ kN/m}$ $maxMB, k = 14.20 \text{ kNm/m}$ $maxRB, k = 17.20 \text{ kN/m}$

Symbols (elements of capacity)

MF, k	Sagging moment capacity	$maxMR, k$	Maximum residual moment capacity
RA, T, k	External support capacity (ULS)	RA, G, k	External support capacity (SLS)
MOB, k	Hogging moment capacity under the assumption of no shear force		
ROB, k	Internal support capacity under the assumption of no moment		
$maxMB, k$	Hogging moment capacity	$maxRB, k$	Internal support capacity

2 Structural frame and loads

Loads Type 1: Trapezoidal distributed load from a to a+b
 Type 2: Pointload at a

		Load Type	q1	Start	q2	Length
			[kN/m^2]	[m]	[kN/m^2]	[m]
g	Dead load	1	1.200	0.000	1.200	6.500
		1	1.200	6.500	1.200	6.500
s	Snow load	1	1.000	0.000	1.000	6.500
		1	1.000	6.500	1.000	6.500
ws	Wind suction load	1	1.000	0.000	1.000	6.500
		1	1.000	6.500	1.000	6.500

3 Initial forces and deflections by using elastic theory**3.1 g, Dead load**

Sagging moments / Deflections

Bay	Mf	Xmf	f	Xf
[~]	[kNm/m]	[m]	[cm]	[m]
1	3.565	2.44	1.083	2.76
2	3.565	4.06	1.083	3.74

Hogging moments / Reaction at the support

Support	Mst	Qle	Qri	V
[~]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	0.000	0.000	2.925	2.925
2	-6.338	-4.875	4.875	9.750
3	0.000	-2.925	0.000	2.925

3.2 s, Snow load

Sagging moments / Deflections

Bay	Mf	Xmf	f	Xf
[~]	[kNm/m]	[m]	[cm]	[m]
1	2.971	2.44	0.903	2.76
2	2.971	4.06	0.903	3.74

Hogging moments / Reaction at the support

Support	Mst	Qle	Qri	V
[~]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	0.000	0.000	2.438	2.438
2	-5.281	-4.063	4.063	8.125
3	0.000	-2.438	0.000	2.438

3.3 ws, Wind suction load

Sagging moments / Deflections

Bay	Mf	Xmf	f	Xf
[~]	[kNm/m]	[m]	[cm]	[m]
1	2.971	2.44	0.903	2.76
2	2.971	4.06	0.903	3.74

Hogging moments / Reaction at the support

Support	Mst	Qle	Qri	V
[~]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	0.000	0.000	2.438	2.438
2	-5.281	-4.063	4.063	8.125
3	0.000	-2.438	0.000	2.438

4 Design of trapezoidal sheets in compliance with German Standard "DIN 18807" and

"Anpassungsrichtlinie Stahlbau" and "Mitteilung Sonderheft 11/1. 2. Auflage 1996"

4.1 Ultimate limit state (ULS) elastic-elastic

4.1.1 Sagging moment $\gamma_{F,G}=1.35$ $\gamma_{F,Q}=1.50$ $\gamma_{M}=1.10$

Load combination	Bay	MF, S, d		MF, d	Utilization
		[kNm/m]		[kNm/m]	
1.35*G+1.50*S	1	9.269	<	20.909	0.443
	2	9.269	<	20.909	0.443
1.00*G+1.50*Ws	1	8.021	<	20.909	0.384
	2	8.021	<	20.909	0.384

4.1.2 Reaction at end support $\gamma_{F,G}=1.35$ $\gamma_{F,Q}=1.50$ $\gamma_{M}=1.10$

Load combination	Support	RA, S, d		RA, T, d	Utilization
		[kN/m]		[kN/m]	
1.35*G+1.50*S	1	7.605	<	16.818	0.452
	3	7.605	<	16.818	0.452
1.00*G+1.50*Ws	1	6.581	<	16.818	0.391
	3	6.581	<	16.818	0.391

4.1.3 Reaction at internal support $\gamma_{F,G}=1.35$ $\gamma_{F,Q}=1.50$ $\gamma_{M}=1.10$

Load combination	Support	RB, S, d		maxRB, d	Utilization
		[kN/m]		[kN/m]	
1.35*G+1.50*S	2	25.350	<	52.636	0.482
1.00*G+1.50*Ws	2	21.938	<	52.636	0.417

4.1.4 Hogging moment $\gamma_{F,G}=1.35$ $\gamma_{F,Q}=1.50$ $\gamma_{M}=1.10$

Load combination	Support	MB, S, d		maxMB, d	Utilization
		[kNm/m]		[kNm/m]	
1.35*G+1.50*S	2	-16.477	<	19.182	0.859
1.00*G+1.50*Ws	2	-14.259	<	19.182	0.743

4.1.5 Combined check for bending and shear $\gamma_{F,G}=1.35$ $\gamma_{F,Q}=1.50$ $\gamma_{M}=1.10$

Load combination	Support	MB, S, d/M0B, d	+	(RB, S, d/R0B, d)^eps	
		[kN/m]		[kN/m]	
1.35*G+1.50*S	2	0.714	+	0.152	0.865
1.00*G+1.50*Ws	2	0.618	+	0.114	0.731

4.2 Serviceability limit state (SLS) elastic - elastic

4.2.1 Deflection $\gamma_{F,G}=1.00$ $\gamma_{F,Q}=1.00$ $\gamma_{M}=1.00$

Load combination	Bay	f		Perm. f, L/300	Utilization
		[cm]		[cm]	
1.00*G+1.00*S	1	1.986	<	2.167	0.916
	2	1.986	<	2.167	0.916
1.00*G+1.00*Ws	1	1.986	<	2.167	0.916
	2	1.986	<	2.167	0.916

4.2.2 Reaction at end support $\gamma_{F,G}=1.00$ $\gamma_{F,Q}=1.15$ $\gamma_{M}=1.10$

Load combination	Support	RA, S, d		RA, G, d	Utilization
		[kN/m]		[kN/m]	
1.00*G+1.15*S	1	5.728	<	12.909	0.444
	3	5.728	<	12.909	0.444
1.00*G+1.15*Ws	1	5.728	<	12.909	0.444
	3	5.728	<	12.909	0.444

4.3 Maximum span during construction

Bay	Span		Maximum span	Utilization
1	6.500	<	14.250	0.456
2	6.500	<	14.250	0.456

The design of the trapezoidal sheet is ok. The design can not be used for trapezoidal sheets from different manufacturer. The design can not be used even for profiles with the same height and thickness. Refer "Stahlbaukalender 1999, page 430".

5 Summary of design

Ultimate limit state (ULS) elastic-elastic

MF	44.3 %
RA	45.2 %
RB	48.2 %
MB	85.9 %
M-R	86.5 %

Ultimate limit state (ULS) plastic-plastic

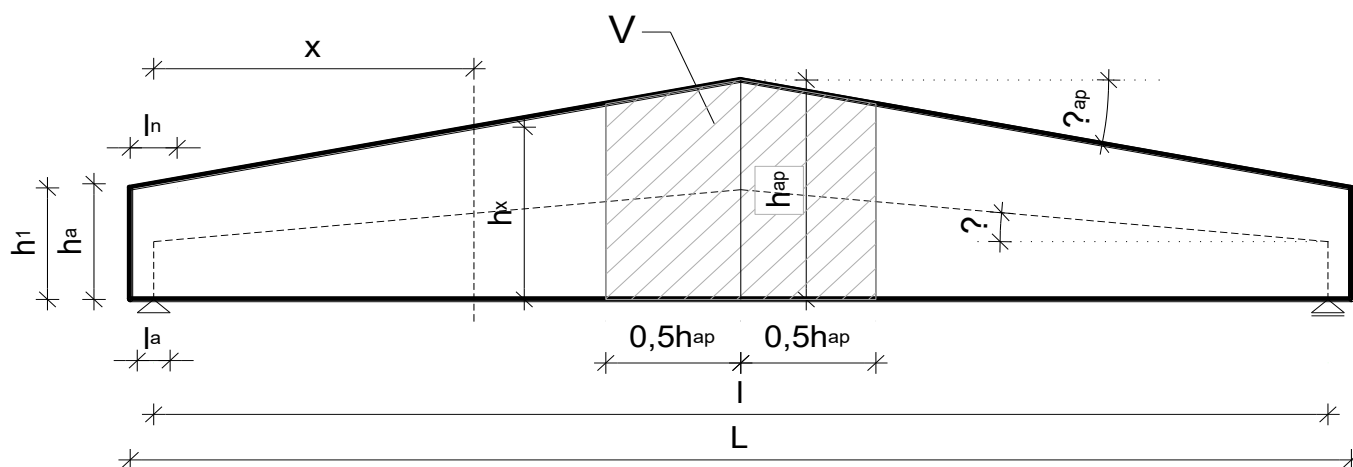
MF	-
RA	-
RB	-
MB	-
M-R	-

Serviceability limit state (SLS) elastic - elastic

RA	44.4 %
RB	-
MB	-
M-R	-
f	91.6 %

5. PRORAČUN GLAVNOG NOSAČA

5.1. STATIČKA SHEMA I POPREČNI PRESJEK



ukupna duljina nosača	$L =$	39,50	m
raspon nosača	$l =$	39,00	m
širina poprečnog presjeka nosača	$b =$	32,00	cm
visina nosača na vanjskom rubu	$h_1 =$	220,00	cm
nagib gornjeg ruba	$\alpha_{ap} =$	2,0	°
debljina lamela	$t =$	40	mm

visina nosača na ležaju	$h_a = l_n/2 \times \operatorname{tg}(\alpha_{ap}) + h_1 =$	220,00	cm
visina nosača u sljemenu	$h_{ap} = L/2 \times \operatorname{tg}(\alpha_{ap}) + h_1 =$	288,97	cm
udaljenost presjeka u osi ležaja od ruba nosača	$l_{a1} =$	25	cm

dimenzije ležaja nosača	$l_a =$	40,00	cm
	$l_b =$	32,00	cm

udaljenost presjeka s najvećim naprezanjem od ruba nosača	$x = l/2 \times h_a / h_{ap} =$	14,85	m
visina nosača u presjeku s najvećim naprezanjem	$h_x = h_a \times (2 - h_a / h_{ap}) =$	272,51	cm

kut nagiba uzdužne osi nosača:	$\delta = \alpha_{ap}/2 =$	1,00	°
--------------------------------	----------------------------	------	---

volumen nosača	$V_{\text{nosač}} = L \times (h_1 + h_{ap})/2 \times b =$	32,17	m ³
volumen sljemene zone	$V = b h_{ap}^2 (1 - 0,25 \operatorname{tg}(\alpha_{ap})) =$	2,65	m ³
najveći dozvoljeni volumen sljemene zone	$2/3 V_{\text{nosač}} =$	21,44	m ³

Zadovoljava!

duljina strehe od osi ležaja	$l_{n1} =$	0,00	cm
duljina vodoravnog zasjeka	$l_n =$	0,00	cm
duljina vodoravnog zasjeka do osi ležaja	$l_n - l_{n1} =$	0,00	cm
visina nosača na ležaju	$h_a = h =$	220,00	cm

5.2. KARAKTERISTIKE GRADIVA

parcijalni koeficijent sigurnosti za svojstva gradiva: za lamelirano drvo: $\gamma_M = 1,25$
razred trajanja djelovanja: **Kratkotrajno**
razred vlažnosti (klasa uporabljivosti): **2. (u<20%)**
vrijednost čimbenika modifikacije: $k_{mod} = 0,90$

klasa drveta:

GL28h

karakteristična čvrstoća gradiva na savijanje:	$f_{m,k} =$	28,00	N/mm ²
karakteristična čvrstoća gradiva na vlak paralelno s vlakancima:	$f_{t,0,k} =$	19,50	N/mm ²
karakteristična čvrstoća gradiva na tlak paralelno s vlakancima:	$f_{c,0,k} =$	26,50	N/mm ²
karakteristična posmična čvrstoća gradiva:	$f_{v,k} =$	3,20	N/mm ²
karakteristična čvrstoća gradiva na vlak okomito s vlakancima:	$f_{t,90,k} =$	0,45	N/mm ²
karakteristična čvrstoća gradiva na tlak okomito s vlakancima:	$f_{c,90,k} =$	3,00	N/mm ²

proračunska čvrstoća gradiva na savijanje:	$f_{m,d} = k_{mod} f_{m,k} / \gamma_M =$	20,16	N/mm ²
proračunska čvrstoća gradiva na vlak paralelno s vlakancima:	$f_{t,0,d} = k_{mod} f_{t,0,k} / \gamma_M =$	14,04	N/mm ²
proračunska čvrstoća gradiva na tlak paralelno s vlakancima:	$f_{c,0,d} = k_{mod} f_{c,0,k} / \gamma_M =$	19,08	N/mm ²
proračunska posmična čvrstoća gradiva:	$f_{v,d} = k_{mod} f_{v,k} / \gamma_M =$	2,30	N/mm ²
proračunska čvrstoća gradiva na vlak okomito s vlakancima:	$f_{t,90,d} = k_{mod} f_{t,90,k} / \gamma_M =$	0,32	N/mm ²
proračunska čvrstoća gradiva na tlak okomito s vlakancima:	$f_{c,90,d} = k_{mod} f_{c,90,k} / \gamma_M =$	2,16	N/mm ²

karakteristični modul elastičnosti paralelno vlaknima	$E_{0,05} =$	10200	N/mm ²
karakteristični modul elastičnosti paralelno vlaknima	$E_{0,mean} =$	12600	N/mm ²
modul posmika	$G_{mean} =$	780	N/mm ²
karakteristična gustoća	$\rho_k =$	410,00	kg/m ³

5.3. DJELOVANJA

- vlastita težina (ukupno)	$g =$	131,88	kN
- stalno opterećenje	$\Delta g =$	1,20	kN/m ²
- snijeg	$s =$	1,00	kN/m ²
- vjetar	$w(+) =$	0,00	kN/m ²
	$w(-) =$	-0,35	kN/m ²

razmak nosača $e =$ 650 cm

- vlastita težina (ukupno)	$g =$	3,38	kN/m
- stalno opterećenje	$\Delta g =$	7,80	kN/m
- snijeg	$s =$	6,50	kN/m
- vjetar	$w(+) =$	0,00	kN/m
	$w(-) =$	-2,28	kN/m

Karakteristične vrijednosti reznih sila:

		poprečne sile na ležaju		moment savijanja u sljemenu nosača	moment savijanja u presjeku s najvećim naprežanjem
		[kN]		[kNm]	[kNm]
Djelovanje		$R_L = ql/2$	$R_D = ql/2$	$M_{y,ap} = ql^2/8$	$M_{y,x} = q/2 (lx - x^2)$
g	VI. težina	65,94	65,94	642,93	606,31
Δg	Stalno	152,10	152,10	1482,98	1398,50
s	Snijeg	126,75	126,75	1235,81	1165,42
w_{max}	Vjetar (+)	0,00	0,00	0,00	0,00
w_{min}	Vjetar (-)	-44,36	-44,36	-432,53	-407,90

Proračunske vrijednosti reznih sila za GSN:

parcijalni faktori sigurnosti za GSN

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

koeficijenti kombinacije

$$\psi_0 = 0,6$$

vjetar

$$\psi_0 = 0,7$$

snijeg

		poprečne sile na ležaju		moment savijanja u sljemenu nosača	moment savijanja u presjeku s najvećim naprežanjem
		[kN]		[kNm]	[kNm]
Kombinacija opterećenja		$R_{Sd,L}$	$R_{Sd,D}$	$M_{y,Sd,ap}$	$M_{y,Sd,x2}$
$\gamma_G \cdot (g + \Delta g)$		294,36	294,36	2869,98	2706,49
$\gamma_G \cdot (g + \Delta g) + \gamma_Q \cdot s$		484,48	484,48	4723,70	4454,62
$\gamma_G \cdot (g + \Delta g) + \gamma_Q \cdot w_{max}$		294,36	294,36	2869,98	2706,49
$\gamma_G \cdot (g + \Delta g) + \gamma_Q \cdot s + \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot w_{max}$		484,48	484,48	4723,70	4454,62
$\gamma_G \cdot (g + \Delta g) + \gamma_Q \cdot w_{max} + \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot s$		427,44	427,44	4167,58	3930,18
$1,0 \cdot (g + \Delta g) + \gamma_Q \cdot w_{min}$		151,50	151,50	1477,11	1392,97

5.4. GRANIČNO STANJE NOSIVOSTI

5.4.1. Dokazi nosivosti

5.4.1.1. Proračun nosača na posmik od poprečne sile u presjeku na ležaju

$$\text{uvjet nosivosti} \quad \tau_d \leq k_v f_{v,d}$$

proračunsko posmično naprezanje u elementu:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{d, \max}}{b \cdot h_a} = 1,03 \quad \text{N/mm}^2$$

koeficijent redukcije posmične čvrstoće:

$$k_v = 1$$

(zasiječen neopterećeni rub nosača)

$$\tau_d = 1,03 \quad \text{N/mm}^2 < k_v f_{v,d} = 2,30 \quad \text{N/mm}^2$$

iskoristivost presjeka 44,8% ZADOVOLJAVA

5.4.1.2. Proračun nosača na tlak okomito na vlakanca u presjeku na ležaju

$$\text{uvjet nosivosti} \quad \sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$$

proračunsko tlačno naprezanje na ležaju:

$$\sigma_{c,90,d} = R_{v,d} / (l_a \times l_b) = 3,79 \quad \text{N/mm}^2$$

koeficijent utjecaja duljine površine nalijezanja:

$$k_{c,90} = 1,75$$

(nosač preko jednog raspona)

$$\sigma_{c,90,d} = 3,79 \quad \text{N/mm}^2 > k_{c,90} f_{v,d} = 3,78 \quad \text{N/mm}^2$$

iskoristivost presjeka 100,1% NE ZADOVOLJAVA

5.4.1.3. Proračun nosača na savijanje u presjeku s najvećim naprezanjem

uvjeti nosivosti	$\sigma_{m,0,d} \leq f_{m,d}$
	$\sigma_{m,\alpha,d} \leq f_{m,\alpha,d}$

proračunsko naprezanje na savijanje u presjeku x-x:

$$\sigma_{m,y,d}^{x-x} = M_{y,d}^{x-x} / W_y^{x-x} = 11,25 \text{ N/mm}^2$$

proračunska vrijednost naprezanja na savijanje - donji rub nosača:

$$\sigma_{m,0,d} = (1 + 4 \times \tan^2(\alpha_{ap})) \times \sigma_{m,y,d}^{x-x} = 11,30 \text{ N/mm}^2$$

proračunska vrijednost naprezanja na savijanje - gornji rub nosača:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = (1 - 4 \times \tan^2(\alpha_{ap})) \times \sigma_{m,y,d}^{x-x} = 11,19 \text{ N/mm}^2$$

koeficijent redukcije čvrstoće na savijanje:

$$f_{m,d} / f_{c,90,d} \times \sin^2(\alpha_{ap}) + \cos^2(\alpha_{ap}) = 1,01$$

$\sigma_{m,0,d} = 11,30 \text{ N/mm}^2$	<	$f_{m,d} = 20,16 \text{ N/mm}^2$
iskoristivost presjeka 56,1%		ZADOVOLJAVA

$\sigma_{m,\alpha,d} = 11,19 \text{ N/mm}^2$	<	$f_{m,d} = 19,96 \text{ N/mm}^2$
iskoristivost presjeka 56,1%		ZADOVOLJAVA

5.4.1.4. Proračun nosača na savijanje u presjeku u sljemenu

uvjet nosivosti	$\sigma_{m,ap,d} \leq k_r f_{m,d}$
-----------------	------------------------------------

proračunsko naprezanje od savijanja u sljemenu nosača:

$$\sigma_{m,ap,d} = k_l \times M_{y,ap,d} / W_{y,ap} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

koeficijent korekcije naprezanja od savijanja u sljemenu:

$$k_l = k_1 = 1 + 1,4 \tan(\alpha_{ap}) + 5,4 \tan^2(\alpha_{ap}) = 1,055$$

koeficijent korekcije proračunske čvrstoće na savijanje zbog zakrivljenosti elemenata:

$$k_r = 1,0$$

(za dvostrane simetrične trapezne nosače)

$\sigma_{m,ap,d} = 11,20 \text{ N/mm}^2$	<	$k_r f_{m,d} = 20,16 \text{ N/mm}^2$
iskoristivost presjeka 55,5%		ZADOVOLJAVA

5.4.1.5. Proračun nosača na vlak okomito na vlakanca u presjeku u sljemenu

$$\text{uvjet nosivosti } \sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}$$

proračunsko naprezanje u elementu:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \times M_{y,ap,d} / W_{y,ap} = 0,07 \text{ N/mm}^2$$

koeficijent korekcije naprezanja od savijanja u sljemenu:

$$k_p = k_5 = 0,2 \times \text{tg}(\alpha_{ap}) = 0,007$$

koeficijent koji uzima u obzir raspodjelu napona u sljemenu

$$k_{dis} = 1,40$$

(za dvostrane simetrične trapezne nosače)

zapreminski koeficijent

$$k_{vol} = (V_0/V)^{0,2} = 0,33$$

(za lamelirane nosače)

referentni volumen

$$V_0 = 0,01 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{t,90,d} = 0,07 \text{ N/mm}^2 > \text{iskoristivost presjeka } 49,8\%$$

$$k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d} = 0,15 \text{ N/mm}^2$$

ZADOVOLJAVA

5.4.2. Dokazi stabilnosti

5.4.2.1. Savijanje s bočnim izvijanjem u presjeku s najvećim naprezanjem

$$\text{uvjet nosivosti} \quad \sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d}$$

razmak točaka bočnog pridržanja:

$$l_{ef} = 650 \quad \text{cm}$$

kritično naprezanje od savijanja za vertikalna djelovanja:

$$\sigma_{m, crit} = \frac{\pi \cdot b^2 \cdot E_{0,05}}{l_{ef}^2 h} \sqrt{\frac{G_{0, mean}}{E_{0, mean}}} = 46,1 \quad \text{N/mm}^2$$

relativna vitkost:

$$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,crit})^{1/2} = 0,78$$

koeficijent bočnog izvijanja:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{za } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{za } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{za } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad k_{crit} = 0,98$$

proračunsko naprezanje od savijanja:

$$\sigma_{m,0,d} = 11,30 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,0,d} = 11,30 \quad \text{N/mm}^2 < \text{iskoristivost presjeka} \quad 57,5\%$$

$$k_{crit} f_{m,d} = 19,66 \quad \text{N/mm}^2$$

ZADOVOLJAVA

REKAPITULACIJA ISKORISTIVOSTI

dokaz nosivosti	iskoristivost (η) %
5.4.1.1. Proračun nosača na posmik od poprečne sile u presjeku na ležaju	44,8%
5.4.1.2. Proračun nosača na tlak okomito na vlakanca u presjeku na ležaju	100,1%
5.4.1.3. Proračun nosača na savijanje u presjeku s najvećim naprezanjem	56,1%
5.4.1.4. Proračun nosača na savijanje u presjeku u sljemenu	55,5%
5.4.1.5. Proračun nosača na vlak okomito na vlakanca u presjeku u sljemenu	49,8%
5.4.2.1. Savijanje s bočnim izvijanjem u presjeku s najvećim naprezanjem	57,5%

5.5. GRANIČNO STANJE UPORABLJIVOSTI

5.5.1. Provjera progiba od vertikalnih djelovanja

razred trajanja stalnog djelovanja:

Stalno

razred trajanja promjenjivog djelovanja:

Kratkotrajno

razred vlažnosti (klasa uporabljivosti):

2. ($u < 20\%$)

vrijednost čimbenika deformacije za stalno djelovanje:

$$k_{\text{def,g}} = 0,80$$

vrijednost čimbenika deformacije za promjenjivo djelovanje:

$$k_{\text{def,q}} = 0,00$$

moment tromosti poprečnog presjeka u presjeku na rubu nosača: $6,4E+07$ $I_{y,1} = 28394667 \text{ cm}^4$

površina popečnog presjeka na rubu nosača: $9246,99$ $A_{\text{ap}} = 7040,0 \text{ cm}^2$

omjer visine nosača u sljemenu i visine na rubu nosača: $a = h_{\text{ap}} / h_1 = 1,31$

koeficijent deformacije od savijanja:

$$k_{\delta b} = 19,2 \times [1/(a-1)]^3 \times [2 \times ((a+2)/(a-1)) \times \ln((a+1)/2) + 3/(a+1) - 2/(a+1)^2 - 4] = 0,73$$

koeficijent deformacije od posmika:

$$k_{\delta s} = 4/(a-1) \times [(a+1)/(a-1) \times \ln((a+1)/2) - 1] = 0,95$$

početna deformacija od stalnog djelovanja

$$u_{\text{inst},\sigma}^g = 5/48 \times (M_g l^2) / (E_{0,\text{mean}} I_{y,1}) \times k_{\delta b} = 6,87 \text{ cm}$$

$$u_{\text{inst},\tau}^g = 1,2 \times M_g / (G_{0,\text{mean}} A_1) \times k_{\delta s} = 0,44 \text{ cm}$$

$$u_{\text{inst}}^g = u_{\text{inst},\sigma}^g + u_{\text{inst},\tau}^g = 7,31 \text{ cm}$$

početna deformacija od kratkotrajnog promjenjivog djelovanja snijega

$$u_{\text{inst},\sigma}^s = u_{\text{inst},\sigma}^g \times M_s/M_g = 3,99 \text{ cm}$$

$$u_{\text{inst},\tau}^s = u_{\text{inst},\tau}^g \times M_s/M_g = 0,26 \text{ cm}$$

$$u_{\text{inst}}^s = u_{\text{inst},\sigma}^s + u_{\text{inst},\tau}^s = 4,25 \text{ cm}$$

konačne vrijednosti vertikalnih deformacija nosača od pojedinačnih djelovanja

$$u_1 = u_{\text{fin},g} = u_{\text{inst}}^g (1 + k_{\text{def,g}}) = 13,15 \text{ cm}$$

$$u_2 = u_{\text{fin},s} = u_{\text{inst}}^s (1 + k_{\text{def,q}}) = 4,25 \text{ cm}$$

početno nadvišenje nosača $u_0 = 0,00 \text{ cm}$

početni progib nosača za promjenjivo kratkotrajno djelovanje

$$u_{\text{inst,Q}} = u_{\text{inst}}^s - u_0 = 4,25 \text{ cm} < l/300 = 13,00 \text{ cm}$$

iskoristivost presjeka 32,7%

ZADOVOLJAVA

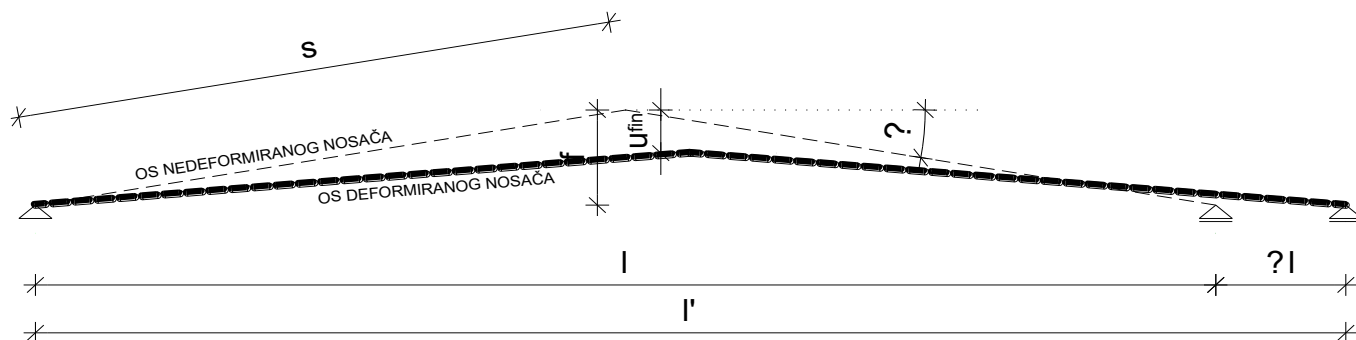
konačni progib nosača za kombinaciju djelovanja

$$u_{\text{fin}} = u_1 + u_2 - u_0 = 17,40 \text{ cm} < l/200 = 19,5 \text{ cm}$$

iskoristivost presjeka 89,2%

ZADOVOLJAVA

5.5.2. Horizontalni pomak na pokretnom ležaju



duljina polovice osi nedeformiranog nosača:

$$s = 0,5 l / \cos \delta = 1950,30 \text{ cm}$$

visina strelice nedeformiranog nosača:

$$f = 0,5 l \tan \delta = 34,04 \text{ cm}$$

promjena udaljenosti ležajeva

$$l' = 2 (s^2 - (f - u_{fin})^2)^{0,5} = 3900,45 \text{ cm}$$

potreban horizontalni pomak

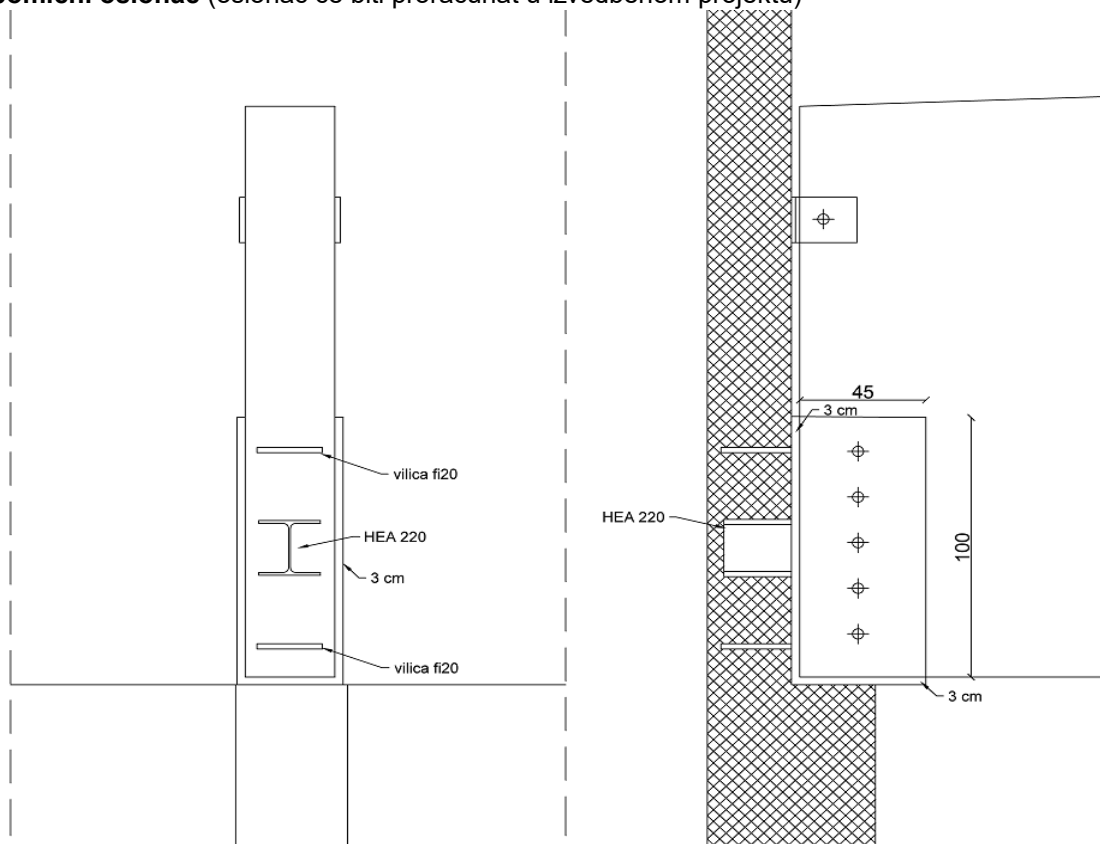
$$\text{potr } \Delta l = l' - l = 0,45 \text{ cm}$$

usvojena vrijednost horizontalnog pomaka

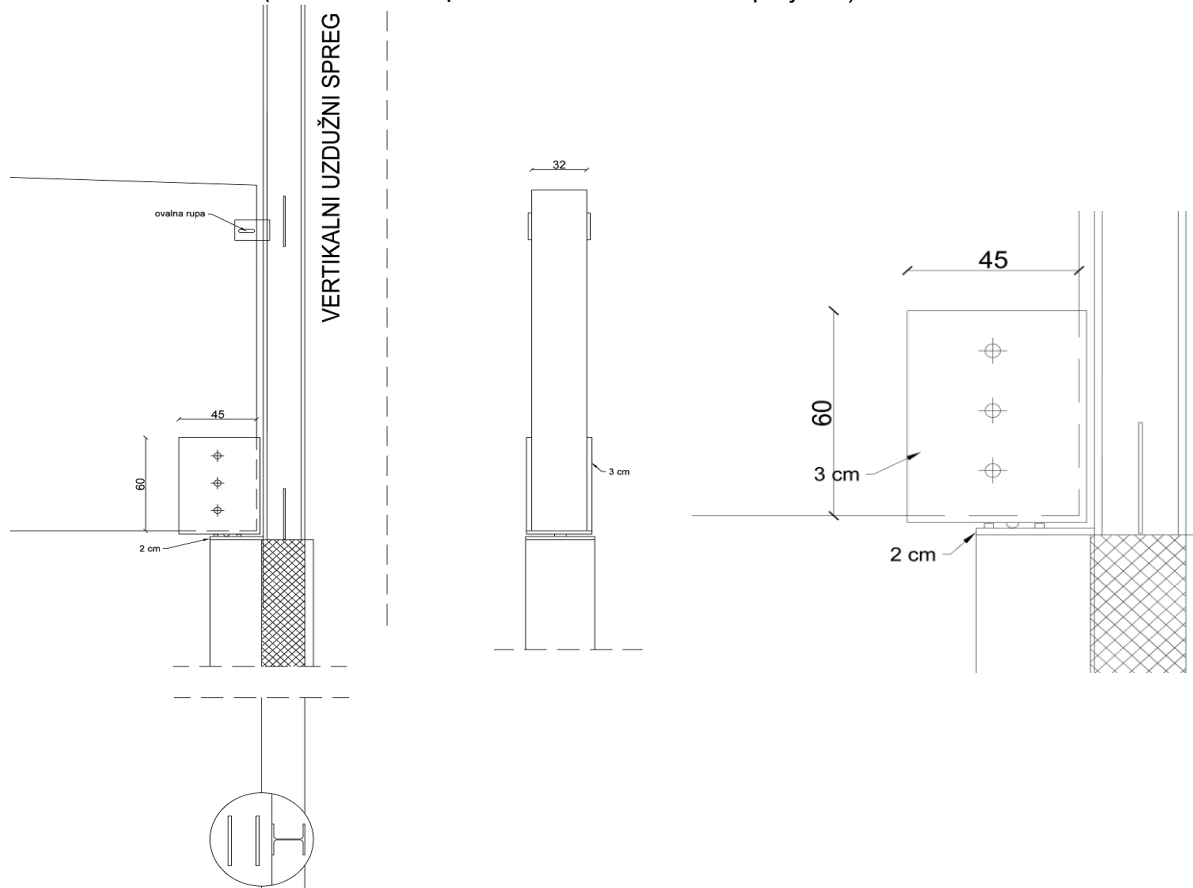
$$\Delta l = 1,00 \text{ cm}$$

5.5.3. Shematski prikaz oslonaca nosača

Nepomični oslonac (oslonac će biti proračunat u izvedbenom projektu)



Pomični oslonac (oslonac će biti proračunat u izvedbenom projektu)

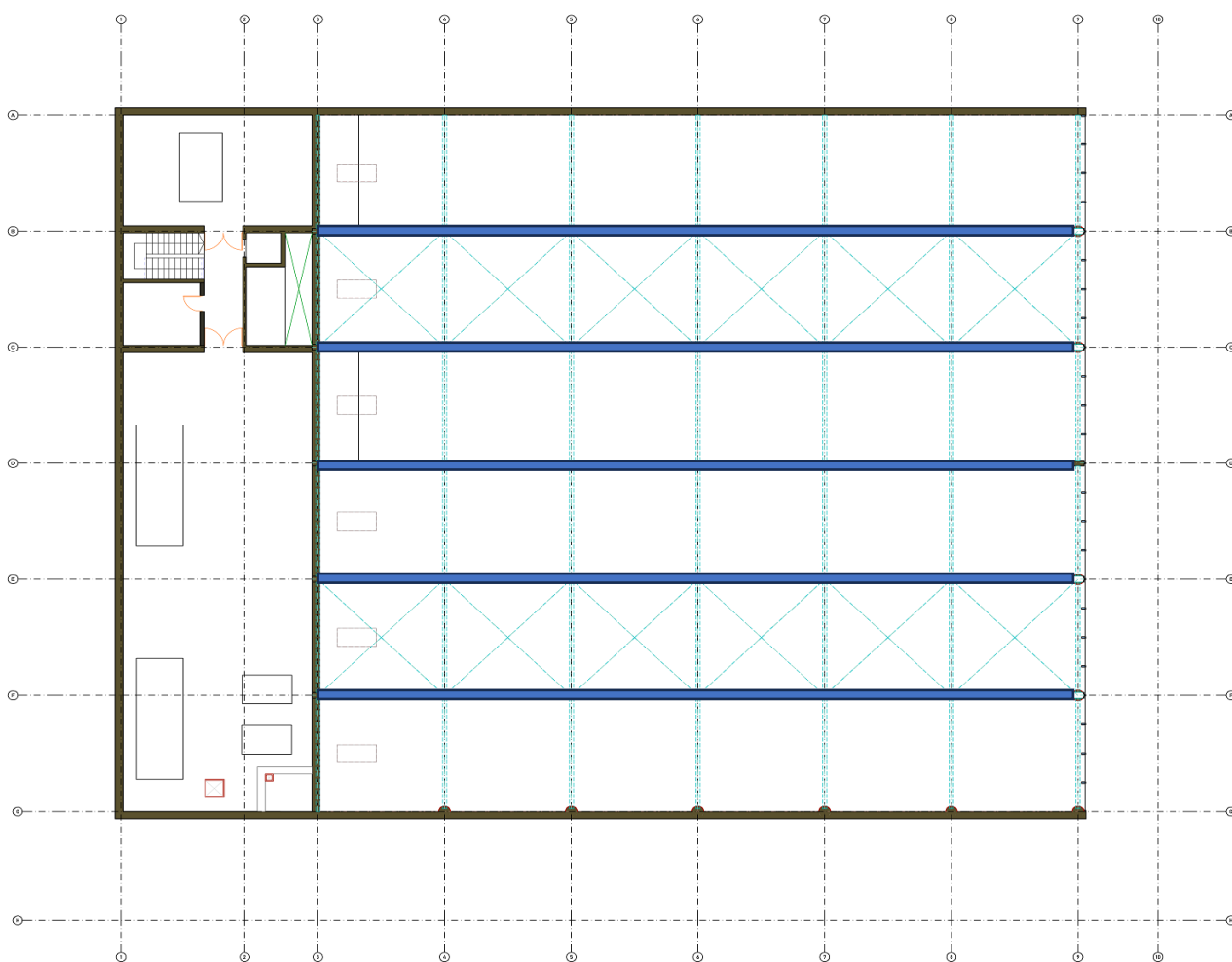


6. PRORAČUN HORIZONTALNOG (KROVNOG) SPREGA

Proračun konstrukcije bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih uz slijedeće pretpostavke:

- krovni spreg na dva mjesta
- vertikale sprega -C24, b/h = 20/20 cm
- ispuna sprega - puni kružni profili ϕ 20 mm
- kakvoća čelika S235

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC propisima uz koeficijente sigurnosti
Program automatski uzima u proračun vlastitu težinu elemenata.



1. OPTEREĆENJA

1.1. Sile unosa na mjestima stupova

Razmak stupova

$b = 6,50 \text{ m}$

Br. spregova

$ns = 2$

1.2. Sila trenja

koeficijent trenja

$c_{fr} = 0,02$ - za hrapave površine

ploha uzduž koje djeluje vjetar

$A_{fr} = 1521,0 \text{ m}^2$

širina krova $b = 39,0 \text{ m}$

sila uslijed djelovanja vjetra

$F_{fr} = 18,6 \text{ kN}$

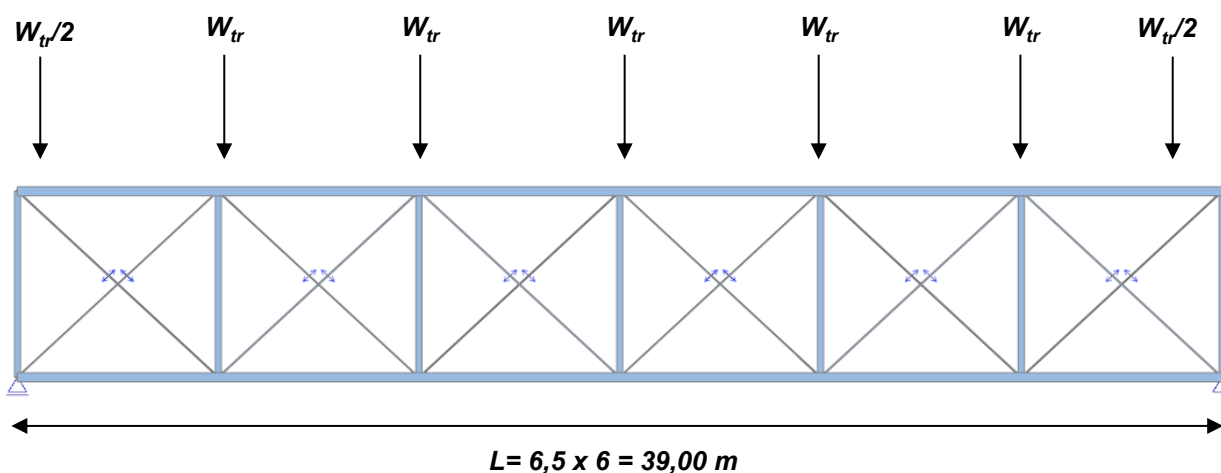
dužina krova $d = 39,0 \text{ m}$

sila koja otpada na jedan čvor veza $W_{tr} = F_{fr} / n_{\xi} / n_s$

broj čvorova $n_{\xi} = 6$

Sila po čvoru od trenja

$W_{tr} = 1,55 \text{ kN}$



1.3. Devijantna stabilizirajuća sila

broj stabiliziranih nosača jednim spregom

$m = 2,5$

duljina nosača (raspon sprega)

$L = 39,00 \text{ m}$

broj čvorova

$n_{\xi} = 6$

$\alpha_m = (0,5 (1 + 1/m))^{0,5} = 0,84$

početne geometrijske imperfekcije

$e_0 = (\alpha_m L) / 500 = 6,53 \text{ cm}$

veličina progiba sprega u ravnini (od djelovanja vjetra):

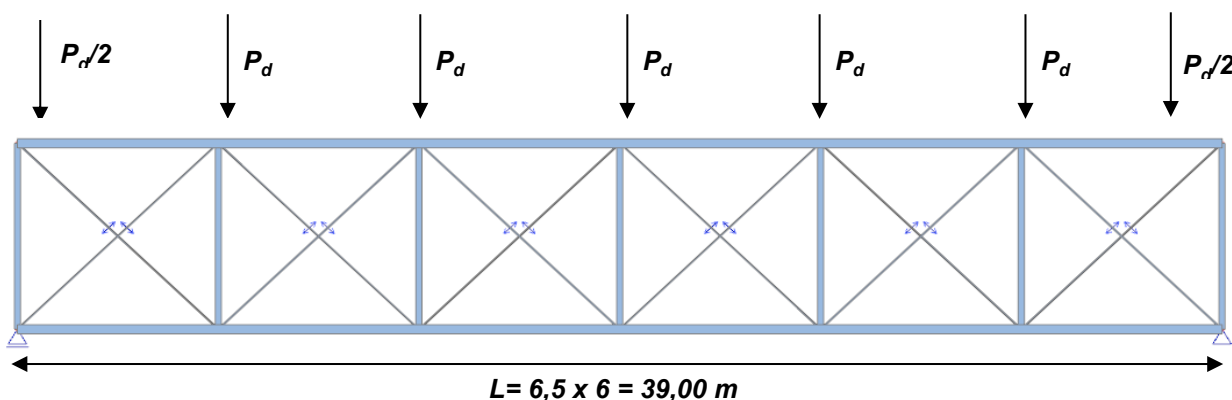
$\delta_q = 0,10 \text{ cm}$

najveća sila u tlačnom pojasu rešetkastog nosača: $N_{Ed} = M_{Ed} / h = 1640,17 \text{ kN}$

zamjensko ekvivalentno opterećenje: $q_d = \Sigma N_{Ed} \times 8 \times (e_0 + \delta_q) / L^2 = 1,43 \text{ kN/m}$

sila na jedan čvor sprega:

$P_d = q_e \times L / n_{\xi} = 9,29 \text{ kN}$



opterećenja:

SO1 vjetar - trenje

SO2 imperfekcije/stabilizacija

kombinacije:

KO1 $1,00 \cdot SO1 + 1,00 \cdot SO2$

GSU

KO2 $1,50 \cdot SO1 + 1,00 \cdot SO2$

GSN

2. PRORAČUN

Prilog 1. Prikaz elemenata i oslonaca

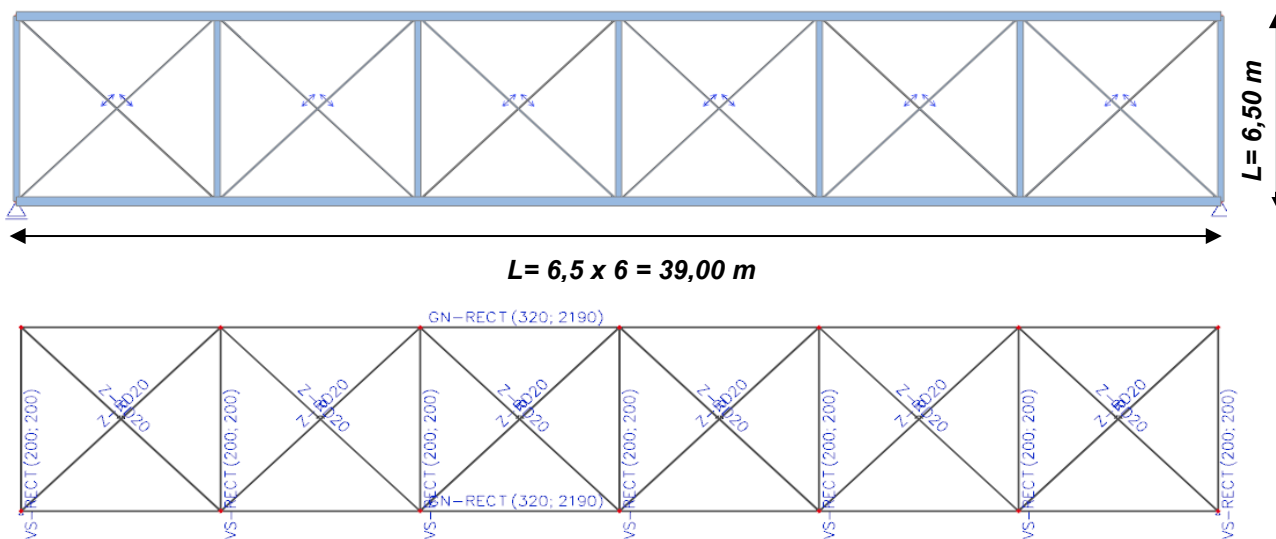
Prilog 2. Prikaz opterećenja (kN)

Prilog 3. Dijagrami elastičnih progiba (cm) od KO1

Prilog 4. Dijagrami uzdužnih sila N_{sd} (kN) od KO2

Prilog 5. Tablični prikaz vrijednosti uzdužnih sila mjerodavnih za dimenzioniranje elemenata sprega

Prilog 1. Prikaz elemenata i oslonaca



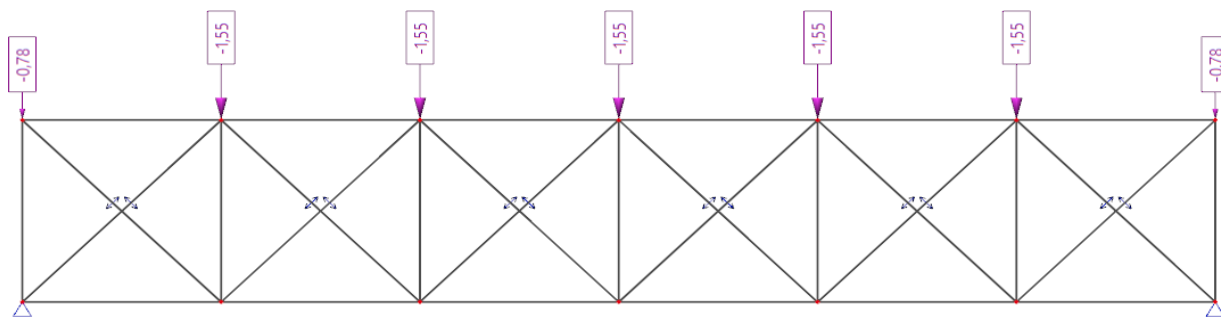
GLAVNI NOSAČ - 32/219 cm

VERTIKALA SPREGA - 20/20 cm

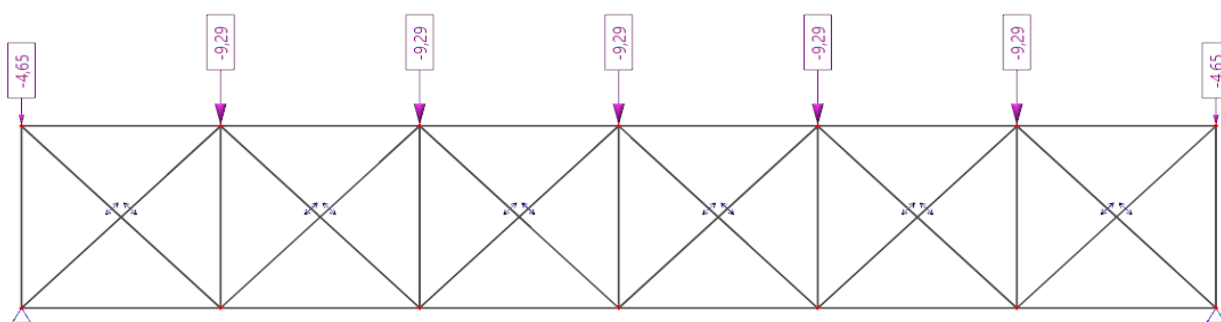
ZATEGA - RD 20

Prilog 2. Prikaz opterećenja (kN)

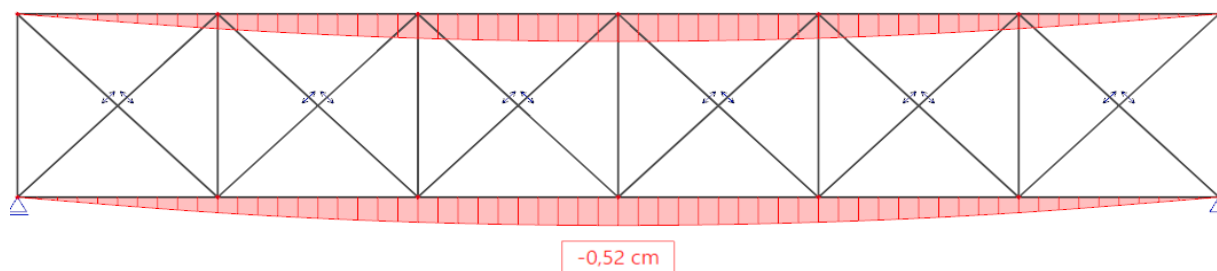
SO1 - vjetar - trenje



SO2 - imperfekcije/stabilizacija



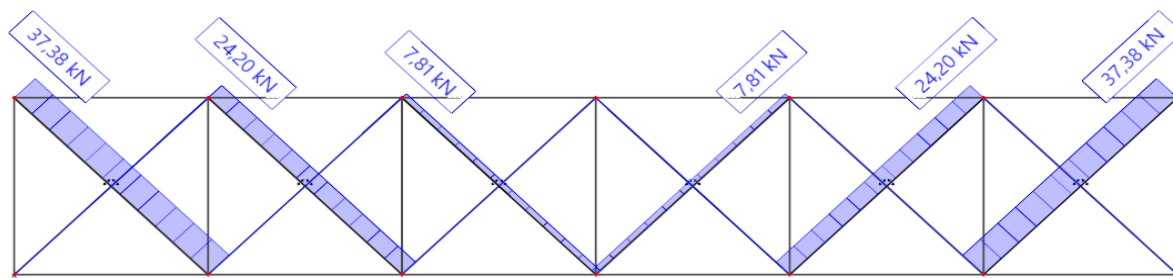
Prilog 3. Dijagrami elastičnih progiba (cm) od KO1



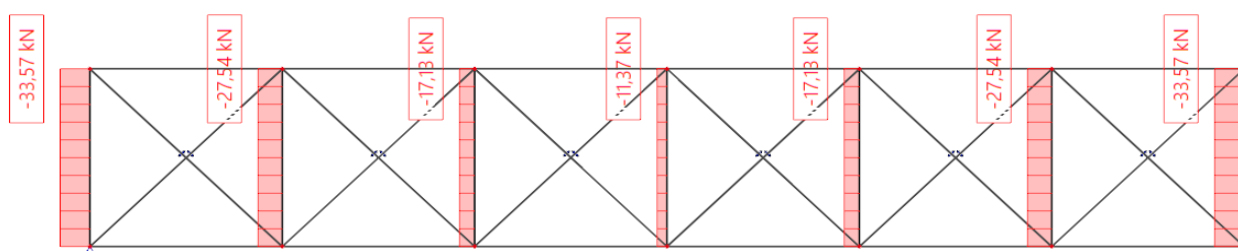
$$\delta_q = 0,52 \text{ cm} < L/250 = 15,6 \text{ cm}$$

Prilog 4. Dijagrami uzdužnih sila N_{Ed} (kN) od KO2

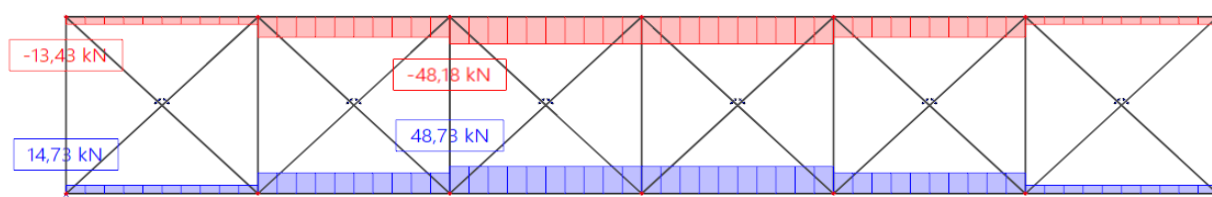
uzdužna sila u vlačnim elementima sprega



uzdužna sila u vertikalama sprega



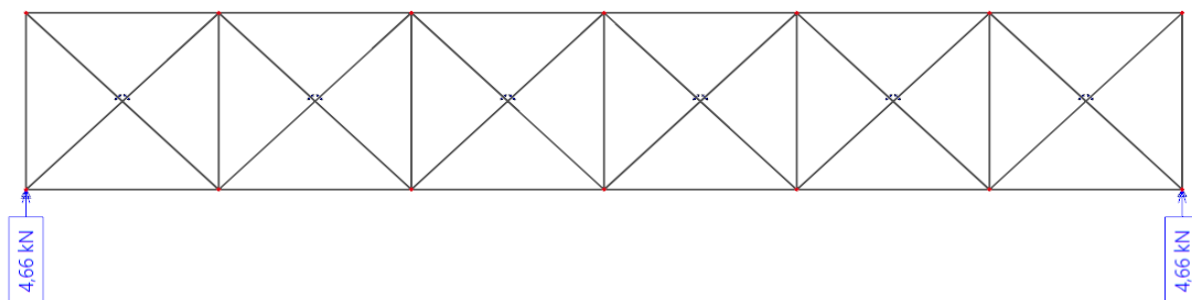
uzdužna sila u pojasnicama sprega



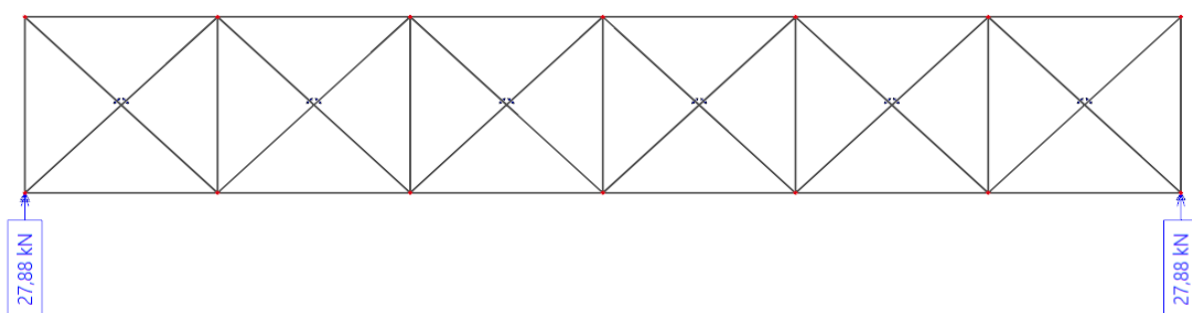
Prilog 5. Tablični prikaz vrijednosti uzdužnih sila mjerodavnih za dimenzioniranje elemenata sprega

	N_{Ed} [kN]	
ZATEGA	37,38	
SEK. NOSAČ	-33,57	rubna podrožnica
	-11,37	srednja podrožnica
GLAVNI NOSAČ	-48,18	gornji pojas
	-48,73	donji pojas

R1) Reakcija od SO1 - vjetar - trenje

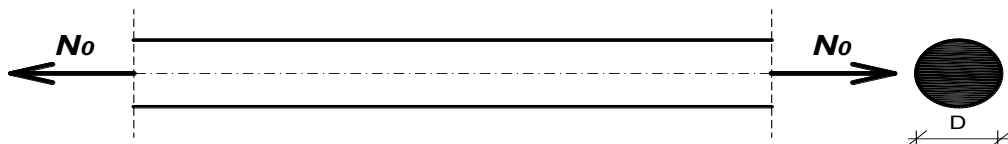


R2) Reakcija od SO2 - imperfekcije/stabilizacija



6.1. PRORAČUN VLAČNIH SPREGOVA

1. Geometrija i statički sustav



Uzdužna sila $N_{0,Ed} = 38,00$ kN

2. Poprečni presjek

Odabrani profil:

ϕ 20 mm

Tip pop. presjeka:

vrućevaljani

D = 20 mm

A = 3,14 cm²

3. Osnovni materijal

Granica popuštanja

$f_y = 23,5$ kN/cm²

Vlačna čvrstoća

$f_u = 36$ kN/cm²

Modul elastičnosti

$E = 21000$ kN/cm²

Modul posmika

$G = 8077$ kN/cm²

Poissonov koeficijent

$\nu = 0,3$

S 235

t < 40 mm

$\varepsilon = 1$

4. Parcijalni faktori sigurnosti

$\gamma_{M0} = 1,0$

$\gamma_{M1} = 1,1$

$\gamma_{M2} = 1,25$

5. Otpornost poprečnog presjeka u vlaku

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 73,8 \text{ kN}$$

Uvjet nosivosti:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

38,0 < 73,8 kN

Iskoristivost:

51,5 %

ZADOVOLJAVA

6.2. PRORAČUN TLAČNIH VERTIKALA

Proračun vertikale poprečnog presjeka $b/h = 20/20$ cm klase drveta C24 kao elementa horizontalnog poprečnog veza, na tlak paralelno s vlakancima s izvijanjem od horizontalnog djelovanja i savijanje od vertikalnog djelovanja.

Srednja vertikala

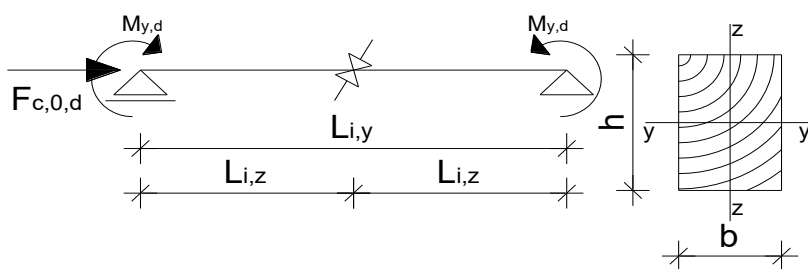
Moment savijanja $M_{y,Ed}$ od vertikalnog djelovanja [kNm]	Uzdužna tlačna sila N_{Ed} od horizontalnog djelovanja [kN]
1,00	11,37

Rubna vertikala

Moment savijanja $M_{y,Ed}$ od vertikalnog djelovanja [kNm]	Uzdužna tlačna sila N_{Ed} od horizontalnog djelovanja [kN]
1,00	37,38

nosi sama sebe

1. Statička shema i poprečni presjek



b	200	mm
h	200	mm
A_{brutto}	40000	mm ²
A_{netto}	40000	mm ²
$W_{y,brutto}$	1,33E+06	mm ³
$W_{y,netto}$	1,33E+06	mm ³
$W_{z,brutto}$	1,33E+06	mm ³
$W_{z,netto}$	1,33E+06	mm ³
$L_{i,y}$	6500	mm
$L_{i,z}$	6500	mm

koeficijent smanjenja površine $A_{netto} = \alpha A_{brutto}$; $\alpha = 1,00$
koeficijent smanjenja momenta otpora ($\beta \times W$); $\beta = 1,00$

2. Karakteristike gradiva

Klasa drveta:

Karakteristična tlačna čvrstoća gradiva:

Karakteristična čvrstoća gradiva na savijanje:

Modul elastičnosti:

Parcijalni koeficijent sigurnosti za svojstva gradiva:

za puno drvo

Razred trajanja djelovanja:

Razred vlažnosti (klasa uporabljivosti):

Vrijednost čimbenika modifikacije:

Računska tlačna čvrstoća gradiva:

Računska čvrstoća gradiva na savijanje:

	C24	
$f_{c,0,k}$	21,00	N/mm ²
$f_{m,k}$	24,00	N/mm ²
$E_{0,05}$	7400	N/mm ²
γ_M	1,30	
	Kratkotrajno 2. ($u < 20\%$)	
k_{mod}	0,90	
$f_{c,0,d} = k_{mod} \times \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,d}}$	14,54	N/mm ²
$f_{m,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$	16,62	N/mm ²

3. Djelovanja

Računske vrijednosti reznih sila u elementu:

$$\begin{aligned} F_{c,0,d} &= 33,57 \text{ kN} \\ M_{y,d} &= 1,00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Računska vrijednost naprezanja u elementu:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,0,d} &= \frac{F_{c,0,d}}{A_{\text{netto}}} = 0,84 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{m,y,d} &= \frac{M_{y,d}}{W_{y,\text{netto}}} = 0,75 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

4. Provjera stabilnosti i nosivosti

Izvijanje oko osi y-y (u smjeru osi z-z)

$$\lambda_y = \frac{L_{i,y}}{i_y} = \frac{L_{i,y}}{0,289 \times h} = 112,6$$

Vitkost elementa

$$\sigma_{E,y} = \frac{\pi^2 \times E_{0,05}}{\lambda_y^2} = 5,76 \text{ N/mm}^2$$

Kritični napon izvijanja

$$\lambda_{\text{rel},y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 1,91$$

Relativna vitkost

$$k_y = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{\text{rel},y} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},y}^2 \right)$$

$$k_y = 2,48$$

$$\beta_c = 0,20$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel},y}^2}}$$

$$k_{c,y} = 0,246$$

Koeficijenti izvijanja

Izvijanje oko osi z-z (u smjeru osi y-y)

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{L_z}{0,289 \times b} = 112,6$$

$$\sigma_{E,z} = \frac{\pi^2 \times E_{0,05}}{\lambda_z^2} = 5,76 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{\text{rel},z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 1,91$$

$$k_z = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{\text{rel},z} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},z}^2 \right)$$

$$\text{za puno drvo} \quad k_z = 2,48$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{\text{rel},z}^2}}$$

$$k_{c,z} = 0,246$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1,00$$

$$0,24 + 0,05 \leq 1,00$$

$$0,28 < 1,00$$

ZADOVOLJAVA

pravokutni presjek

$$k_m = 0,70$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1,00$$

$$0,24 + 0,03 \leq 1,00$$

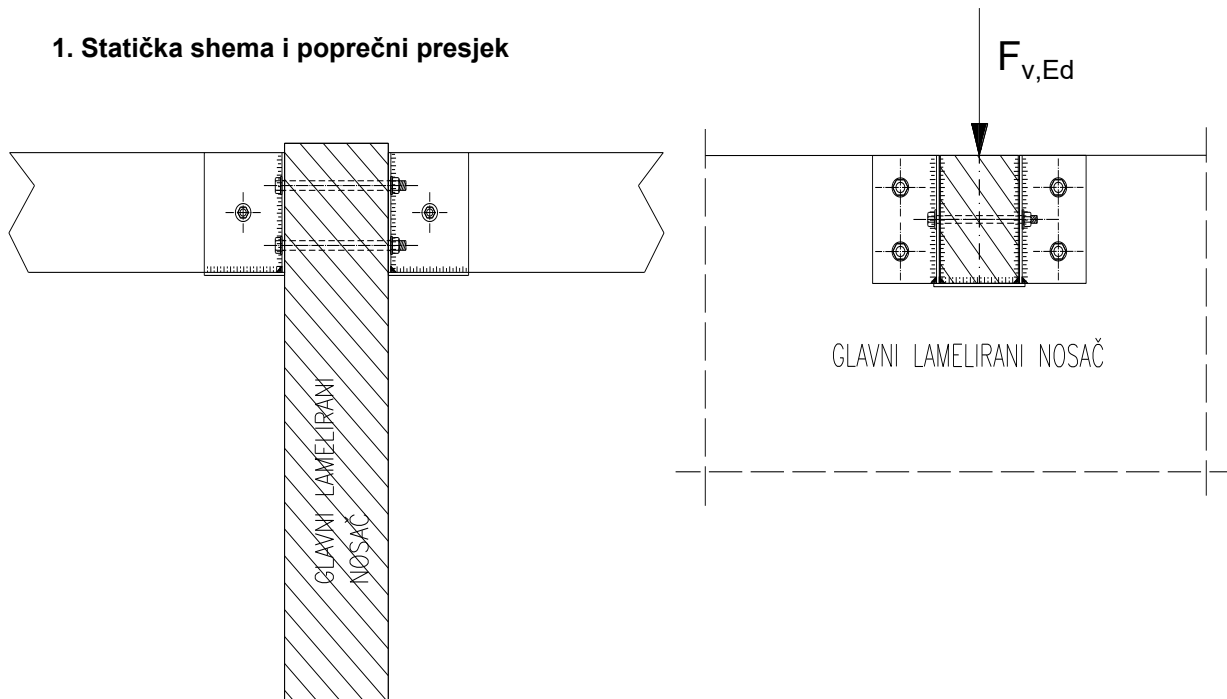
$$0,27 < 1,00$$

ZADOVOLJAVA

ISKORISTIVOST: 28,0 %

7. PRORAČUN LEŽAJA VERTIKALE HPS

1. Statička shema i poprečni presjek



2. Karakteristike materijala

Klasa drveta: **C24**
 Karakteristična tlačna čvrstoća:
 Karakteristična gustoća:
 Modul elastičnosti:
 Parcijalni koeficijent sigurnosti za svojstva gradiva
 Vrijednost čimbenika modifikacije:

$f_{c,90,k} = 2,50 \text{ N/mm}^2$
 $\rho_k = 420,00 \text{ kg/m}^3$
 $E_{0,05} = 7400 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma_M = 1,30$ za puno drvo
 $k_{mod} = 0,90$

3. Djelovanja

Vlastita težina vertikalne sprega

$$(6,5 \times 0,2 \times 0,2) \times 4,2 = 1,09 \text{ kN}$$

Reakcija po podrožnici (iz komb. GSN)

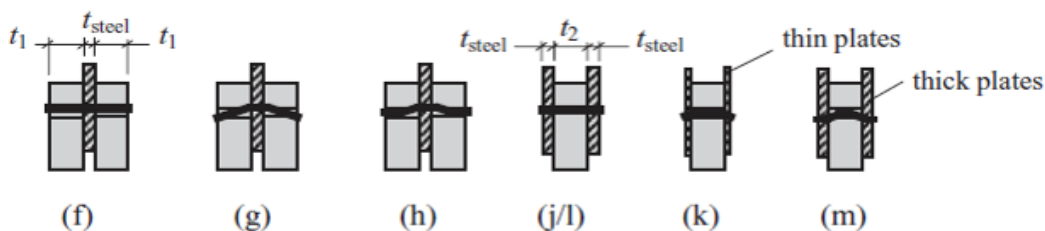
Broj podrožnica

Ukupna sila na vijke

$$\begin{aligned} R_v &= 0,74 \text{ kN} \\ N &= 2 \\ F_{v,Ed} &= 1,47 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Proračun spoja

Mogući tipovi sloma:



$$(j/l) \quad F_{v,Rk} = 0.5 f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d$$

$$(k) \quad F_{v,Rk} = 1.15 \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

debljina lima $t_s = 10$ mm

debljina drvenog elementa $t_2 = 200$ mm

odabrani vijak $d = 16$ mm

kvaliteta vijka **8.8**

$f_{y,b} = 640$ N/mm²

$f_{u,b} = 800$ N/mm²

$t/d = 0,63 < 1$ pločica je debela

Čvrstoća pritiska po omotaču paralelno s vlakancima

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d) \rho_k = 28,93 \text{ N/mm}^2$$

okomito na vlakanca

za crnogoricu $k_{90} = (1,35 + 0,015d) = 1,59$

$$f_{h,90,k} = f_{h,0,k} / k_{90} = 18,19 \text{ N/mm}^2$$

moment plastifikacije spojnog sredstva

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = 324282 \text{ Nmm}$$

$$\text{TIP (j/l)} \quad F_{v,Rk} = 0,5 f_{h,k} t_2 d = 29,11 \text{ kN}$$

$$\text{TIP (k)} \quad F_{v,Rk} = 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + F_{ax,Rk} / 4 = 15,80 \text{ kN}$$

→ mjerodavno

$$F_{v,Rd} = k_{mod} F_{v,Rk} / \gamma_M = 11,38 \text{ kN}$$

$$\gamma_M = 1,25$$

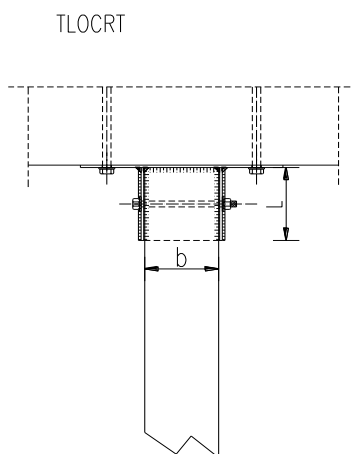
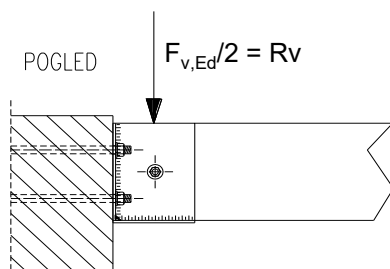
$$F_{v,Rd,ukupno} = n \times F_{v,Rd} = 45,51 \text{ kN}$$

n - broj vijaka

3.1. Uvjet nosivosti

$$1,47 \text{ N/mm}^2 < 45,51 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ZADOVOLJAVA}$$

4. Proračun podrožnice na tlak okomito na vlakanca



$$\begin{aligned} b &= 200 \text{ mm} \\ L &= 100 \text{ mm} \\ A_{\text{brutto}} &= 20000 \text{ mm}^2 \\ A_{\text{neto}} &= 20000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

koeficijent smanjenja površine $A_{\text{neto}} = \alpha \times A_{\text{brutto}}$; $\alpha = 1,00$

Računska tlačna čvrstoća:

$$f_{c,90,d} = k_{\text{mod}} \times f_{c,90,k} / \gamma_m = 1,73 \text{ N/mm}^2$$

Računska vrijednost tlačne sile u elementu

$$R_v = 0,74 \text{ kN}$$

Računska vrijednost naprezanja u elementu

$$\sigma_{c,90,d} = R_v / A_{\text{neto}} = 0,04 \text{ N/mm}^2$$

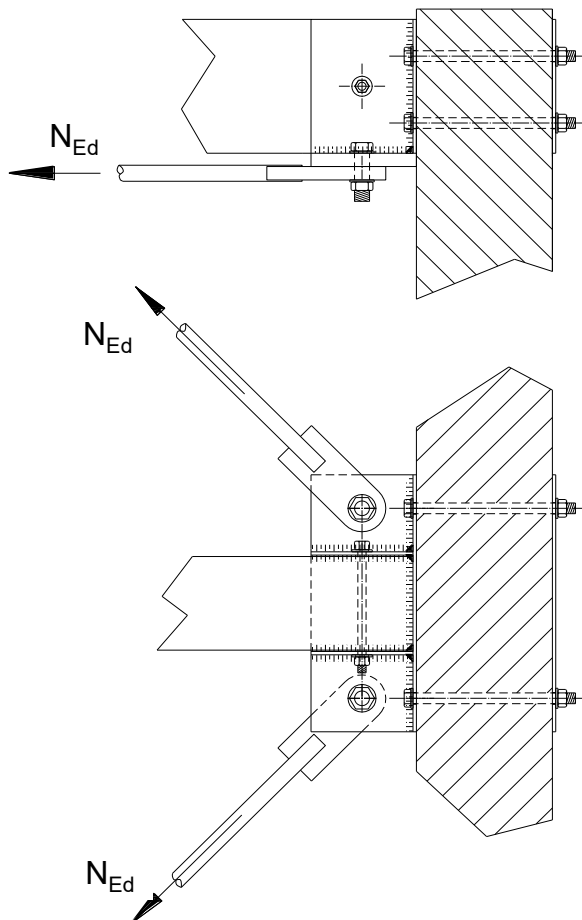
4.1. Uvjet nosivosti

$$\begin{aligned} \sigma_{c,90,d} &\leq k_{c,90} \times f_{c,90,d} & k_{c,90} &= 1,75 \\ 0,04 \text{ N/mm}^2 &< 3,03 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ZADOVOLJAVA

8. PRORAČUN VIJČANOG SPOJA VLAČNOG ELEMENTA (ZATEGE)

1. Geometrija i statički sustav



2. Poprečni presjeci

Odabrani profil:

ϕ 20 mm

Debljina lima papuče:

t = 10 mm

Debljina lima pločice zatege:

t = 10 mm

3. Rezne sile

Uzdužna sila

$N_{Ed} = 38,00$ kN

4. Osnovni materijal

S 235

Granica popuštanja

$f_y = 23,5$ kN/cm²

Vlačna čvrstoća

$f_u = 36$ kN/cm²

Modul elastičnosti

$E = 21000$ kN/cm²

Modul posmika

$G = 8077$ kN/cm²

Poissonov koeficijent

$\nu = 0,3$

Čvrstoća vijka

$f_{ub} = 80$ kN/cm²

4.1.1. Parcijalni faktori sigurnosti

$\gamma_{M0} = 1,0$

$\gamma_{M1} = 1,1$

$\gamma_{M2} = 1,25$

$\beta_w = 0,8$

5. provjera vijčanog spoja zatege i pločice ležaja podrožnice otpornost na posmik (jedna ravnina posmika)

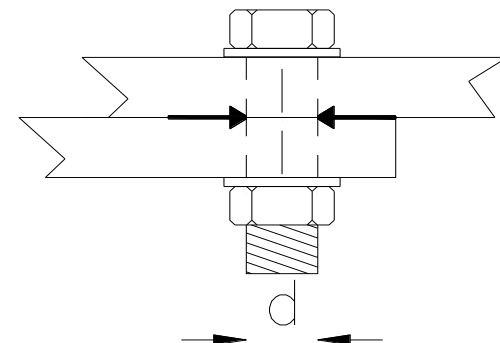
uvjet nosivosti $F_{v,Rd} > F_{v,Ed}$

$n = 1$ broj vijaka
 $d = 16$ mm promjer vijka
 $A_s = 200,96$ mm² površina popr. pr. vijka

$$F_{v,Ed} = N_{Ed} = 38,00 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb} = 77,17 \text{ kN}$$

$$38,00 < 77,17$$



Zadovoljava!

pritisak po omotaču rupe pločice

uvjet nosivosti $F_{b,Rd} > F_{v,Ed}$

$d_0 = 16$ mm promjer vijka
 $t = 14$ mm debljina lima pločice

$$e_{1min} = 1.2d_0 = 19 \text{ mm}$$

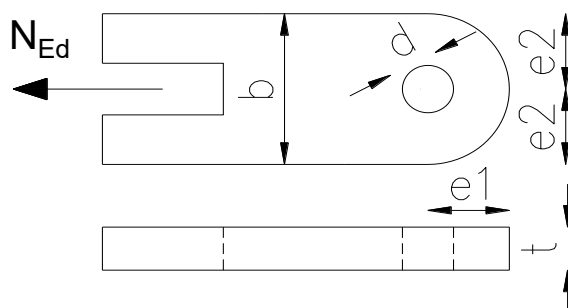
$$e_{2min} = 1.5d_0 = 24 \text{ mm}$$

$$e_{1max} = 12t = 168 \text{ (150) mm}$$

$$e_{2max} = 12t = 168 \text{ (150) mm}$$

odabrani razmaci vijka

$$e_1 = 30 \text{ mm} \quad e_2 = 30 \text{ mm}$$



faktor pritiska po omotaču rupe

$$\alpha = \min (e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 0.25; f_{ub}/f_u; 1.0)$$

$$1,0$$

$$e_1/3d_0 = 0,63$$

$$p_1/3d_0 - 0.25 = -0,25$$

$$f_{ub}/f_u = 2,22$$

Mjerodavno!

$$F_{v,Ed} = N_{Ed} = 38,00 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u d t / \gamma_{Mb} = 100,80 \text{ kN}$$

$$38,00 < 100,80$$

Zadovoljava!

otpornost vlačnog elementa (pločice zatege) na neto presjek

uvjet nosivosti $N_{u,Rd} > F_{v,Ed}$

$d = 18$ mm promjer rupe
 $t = 10$ mm debljina lima pločice
 $b = 60$ mm širina pločice
 $A_{net} = 420$ mm² površina popr. pr. pločice

$$F_{v,Ed} = N_{Ed} = 38,00 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 f_u A_{net} / \gamma_{M2} = 108,86 \text{ kN}$$

$$38,00 < 108,86$$

Zadovoljava!

pritisak po omotaču rupe 'papuče'

uvjet nosivosti $F_{b,Rd} > F_{v,Sd}$

$d_0 = 16$ mm *promjer vijka*
 $t = 10$ mm *debljina lima papuče*

$e_{1min} = 1.2d_0 = 19$ mm

$e_{2min} = 1.5d_0 = 24$ mm

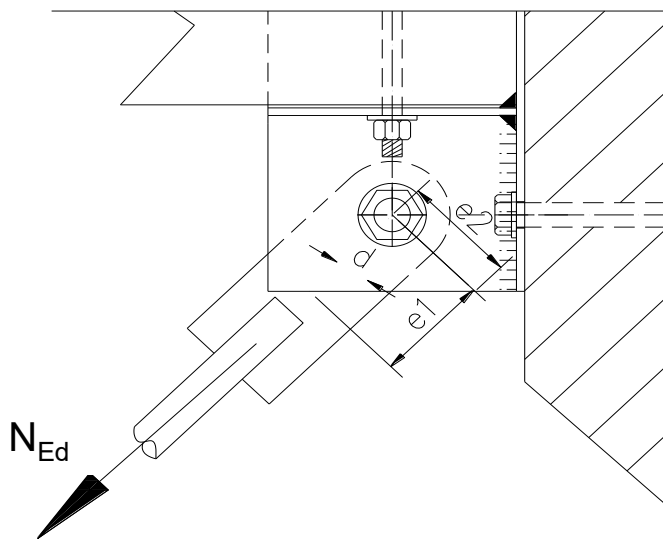
$e_{1max} = 12t = 120$ (150) mm

$e_{2max} = 12t = 120$ (150) mm

odabrani razmaci vijka

$e_1 = 70$ mm

$e_2 = 70$ mm



faktor pritiska po omotaču rupe

$\alpha = \min (e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 0.25; f_{ub}/f_u; 1.0)$

1,0

Mjerodavno!

$e_1/3d_0 = 1,46$

$p_1/3d_0 - 0.25 = -0,25$

$f_{ub}/f_u = 2,22$

$F_{v,Ed} = N_{Ed} = 38,00$ kN

$F_{b,Rd} = 2.5\alpha f_u d t / \gamma_{Mb} = 115,20$ kN

38,00 < 115,20

Zadovoljava!

otpornost vlačnog elementa (pločice 'papuče') na neto presjek u smjeru sile

$d = 16$ mm

$A_{net} = 1440$ mm²

$t = 10$ mm

$\gamma_{M2} = 1,25$

$b = 160$ mm

uvjet nosivosti $N_{u,Rd} > F_{v,Ed}$

$F_{v,Ed} = N_{Ed} = 38,00$ kN

$N_{u,Rd} = 0,9 f_u A_{net} / \gamma_{M2} = 393,98$ kN

38,00 < 394,0

Zadovoljava!

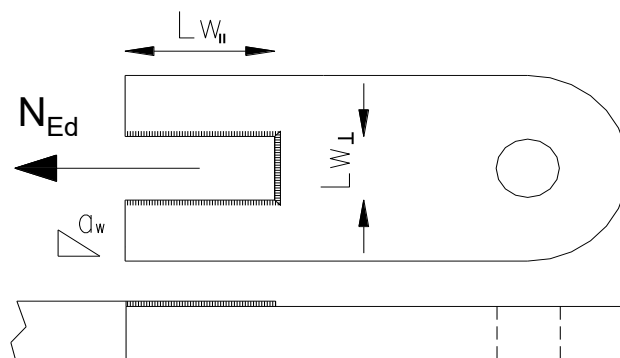
6. proračun zavora

uvjet nosivosti $F_{w,Rd} > F_{v,Ed}$

$a_w = 5$ mm *debljina varova*
 $L_{wII} = 50$ mm *duljina uzdužnih varova*
 $L_{w\perp} = 20$ mm *duljina čeonog vara*

minimalna duljina varova: $l = 40$ mm
 $6a_w = 30$ mm

koeficijent korelacije za S235: $\beta_w = 0,8$



uzdužni varovi

računsko posmično naprezanje

$$\tau_{II,Rd} = f_u / (3^{0,5} \beta_w \gamma_{M2}) = 20,78 \text{ kN/cm}^2$$

računska otpornost uzdužnog vara

$$F_{II,w,Rd} = \tau_{II,Rd} a_{wII} 2 L_{wII} = 103,9 \text{ kN}$$

čelni var

računsko posmično naprezanje

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / 2^{0,5} \beta_w \gamma_{M2} = 25,46 \text{ kN/cm}^2$$

računska otpornost čelnog vara

$$F_{\perp,w,Rd} = \sigma_{w,Rd} a_{w\perp} L_{w\perp} = 25,46 \text{ kN}$$

otpornost spoja

$$F_{w,Rd} = F_{\perp,w,Rd} + F_{II,w,Rd} = 129,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = N_{Ed} = 38,00 \text{ kN}$$

$$F_{w,Rd} = 129,4 \text{ kN}$$

38,00	<	129,38
-------	---	--------

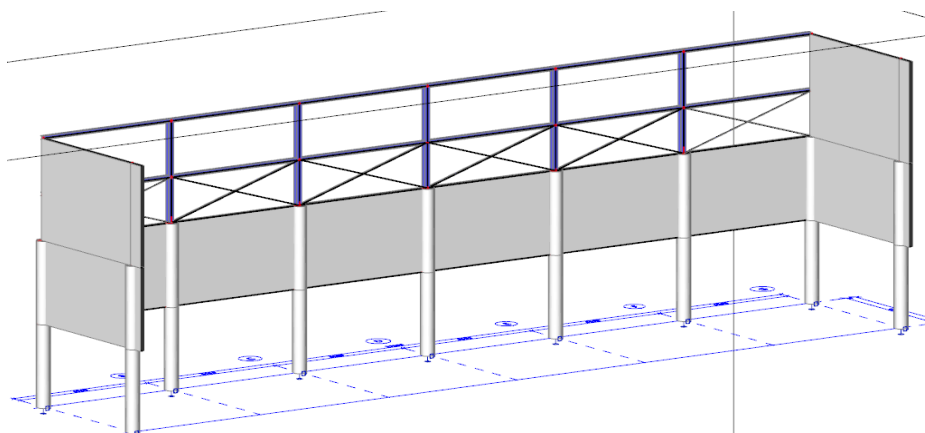
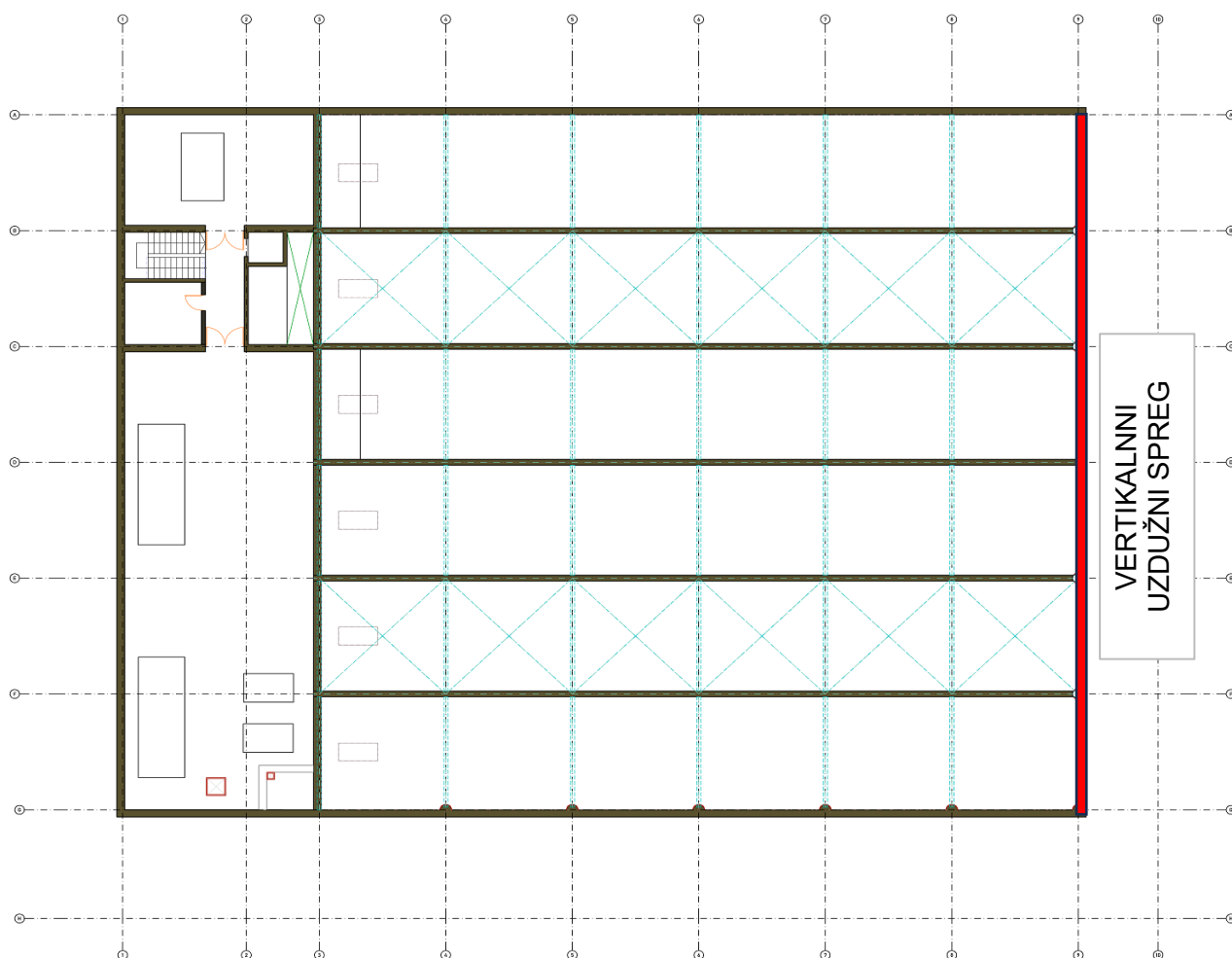
Zadovoljava!

9. PRORAČUN VERTIKALNOG UZDUŽNOG SPREGA

Proračun konstrukcije bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih uz slijedeće pretpostavke:

- krovni spreg na dva mjesta
- vertikalne sprega - HEA 220
- ispuna sprega - puni kružni profili ϕ 30 mm
- kakvoća čelika S235
- horizontale sprega - HEA 160

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC propisima uz koeficijente sigurnosti Program automatski uzima u proračun vlastitu težinu elemenata.



1. OPTEREĆENJA

1.1. Sila trenja

Reakcija horizontalnog poprečnog sprega

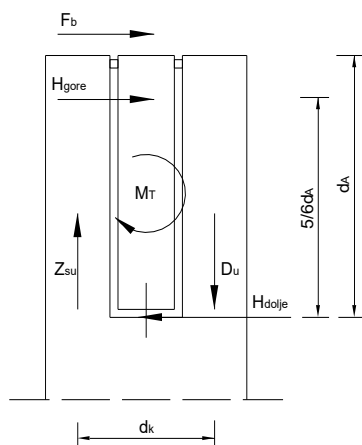
$$R_{tr} = 4,66 \text{ kN}$$

1.2. Devijantna stabilizirajuća sila

Reakcija horizontalnog poprečnog sprega

$$R_{tr} = 27,88 \text{ kN}$$

1.3. Ležaj nosača na stupu



$$\begin{aligned} \text{visina nosača na ležaju} &= 220,00 \text{ cm} \\ \text{max moment u nosaču} &= 4723,70 \text{ kNm} \\ \text{raspon nosača} &= 3900,00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_A &= 220,00 \text{ cm} \\ d_M = (H_S + H_A)/2 &= 220,00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{Sd} = 8M_{Sd}/L^2 &= 24,85 \text{ kN/m} \\ M_T = q_u L^2/900 &= 41,99 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{gore} &= 1,2M_T/d_A = 22,90 \text{ kN} \\ H_{dolje} &= 1,2M_T/d_A = 22,90 \text{ kN} \end{aligned}$$

opterećenja:

SO1 vjetar - trenje
SO2 imperfekcije/stabilizacija
SO3 ležaj nosača na stupu

kombinacije:

KO1 $1,00 \cdot SO1 + 1,00 \cdot SO2 + 1,00 \cdot SO3$ GSU
KO2 $1,50 \cdot SO1 + 1,00 \cdot SO2 + 1,00 \cdot SO3$ GSN

2. PRORAČUN

Prilog 1. Prikaz elemenata i oslonaca

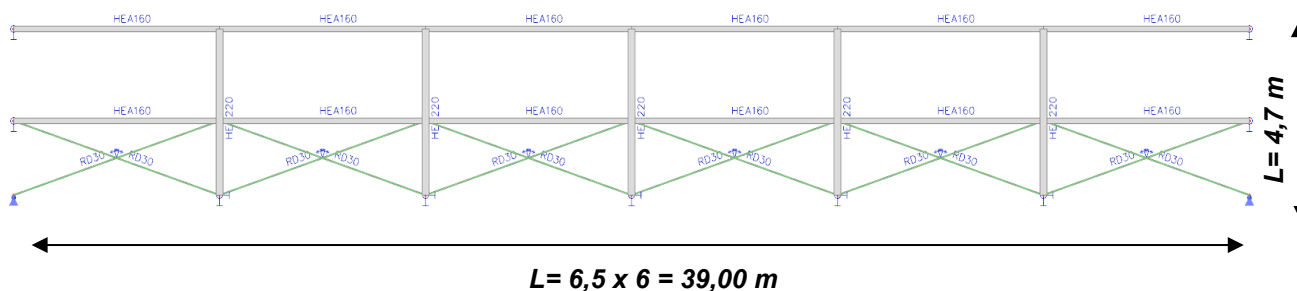
Prilog 2. Prikaz opterećenja (kN)

Prilog 3. Dijagrami elastičnih progiba (cm) od KO1

Prilog 4. Dijagrami uzdužnih sila N_{sd} (kN) od KO2

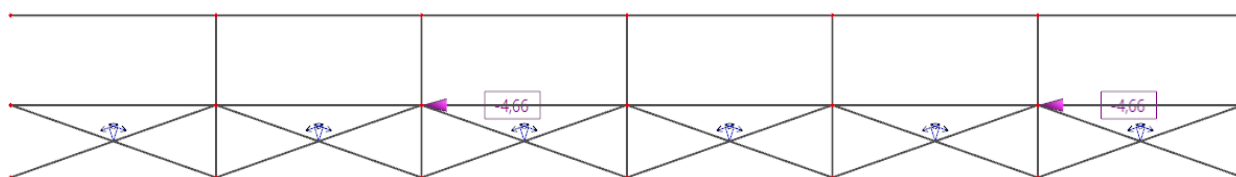
Prilog 5. Tablični prikaz vrijednosti uzdužnih sila mjerodavnih za dimenzioniranje elemenata sprega

Prilog 1. Prikaz elemenata i oslonaca

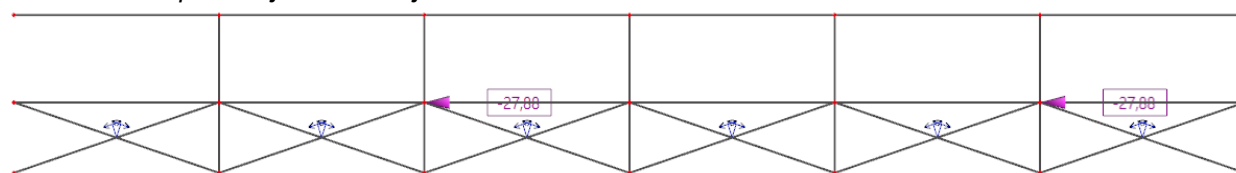


Prilog 2. Prikaz opterećenja (kN)

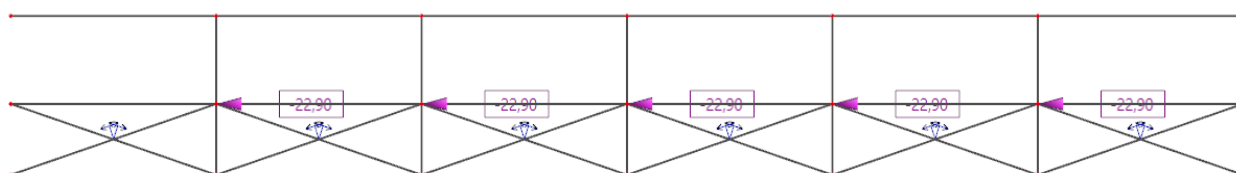
SO1 - vjetar - trenje



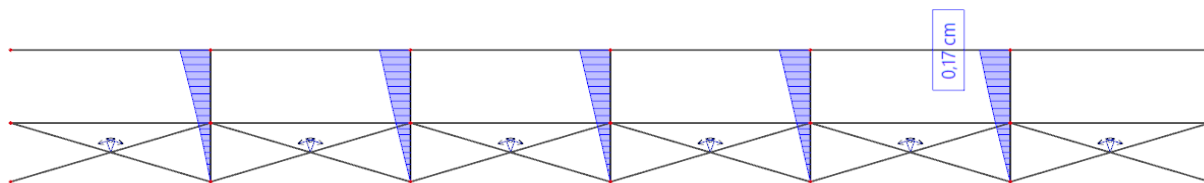
SO2 - imperfekcije/stabilizacija



SO3 - ležaj nosača na stup



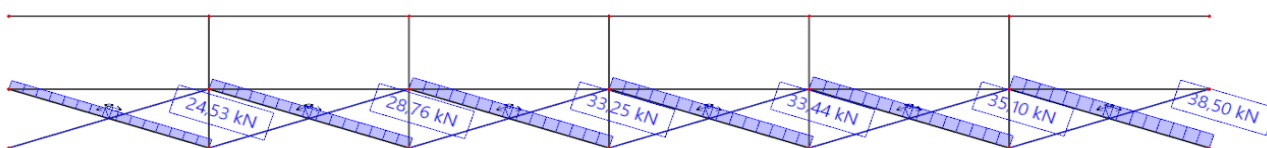
Prilog 3. Dijagrami elastičnih progiba (cm) od KO1



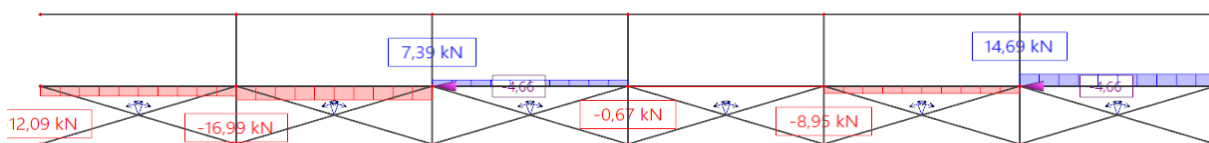
$$\delta_q = 0,17 \text{ cm} < L/150 = 3,11 \text{ cm}$$

Prilog 4. Dijagrami uzdužnih sila N_{Ed} (kN) od KO2

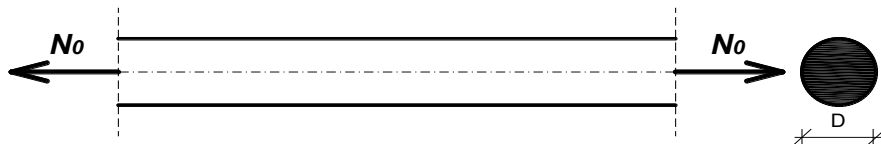
uzdužna sila u vlačnim elementima sprega



uzdužna sila u horizontalama sprega



1. Geometrija i statički sustav



Uzdužna sila $N_{0,Ed} = 38,50$ kN

2. Poprečni presjek

Odabrani profil:

ϕ 30 mm

Tip pop. presjeka:

vrućevaljani

D = 30 mm

A = 7,07 cm²

ULTRA STUDIO
D.O.O. ZAGREB

Vlačna čvrstoća

Modul elastičnosti

Modul posmika

Poissonov koeficijent

S 235

t < 40 mm

$f_y = 23,5$ kN/cm²

$f_u = 36$ kN/cm²

$E = 21000$ kN/cm²

$G = 8077$ kN/cm²

$\nu = 0,3$

$\varepsilon = 1$

4. Parcijalni faktori sigurnosti

$\gamma_{M0} = 1,0$

$\gamma_{M1} = 1,1$

$\gamma_{M2} = 1,25$

5. Otpornost poprečnog presjeka u vlak

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = 166,0 \text{ kN}$$

Uvjet nosivosti:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

38,5 < 166,0 kN

Iskoristivost: 23,2 %

ZADOVOLJAVA

10. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA POZICIJE 400

10.1. PRORAČUN STROPNE PLOČE 2. KATA/KROVNE PLOČE

Stropna ploča 2. kata (krovnna ploča POZ 400), monolitna je AB ploča koja se oslanja na AB zidove.
Proračun stropne ploče 2. kata (krovnne ploče POZ 400) bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemenata, uz sljedeće pretpostavke:

- AB monolitna ploča debljine $d = 20$ cm
- kakvoća betona C25/30 (MB 30)
- kakvoća čelika za armiranje B 500A (MAR 500/560) i dodatna armatura B 500B (RA 400/500)
- debljina zaštitnog sloja 2,5 cm

Program automatski uzima u proračun vlastitu težinu elemenata.

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti:

$$\begin{array}{llll} \text{nepovoljno:} & \gamma_g = & 1,35 & \text{povoljno:} & \gamma_g = & 1,0 \\ & \gamma_q = & 1,5 & & \gamma_q = & 0 \end{array}$$

I uz koeficijente kombinacija:

Djelovanje	$\psi/0$	$\psi/1$	$\psi/2$
Uporabna opterećenja u zgradama kategorije (vidjeti normu EN 1991-1-1):			
Kategorija A: kuće, stambene zgrade	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: uredi	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: područja za skupove	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišta	1,0	0,9	0,8
Kategorija F: prometna područja, težina vozila ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorija G: prometna područja, 30 kN $\leq$ težina vozila ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: krovovi	0	0	0
Opterećenja snijegom u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-3)*:			
– Finska, Island, Norveška, Švedska	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini $H > 1000$ m n.m.	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini $H \leq 1000$ m n.m.	0,50	0,20	0
Opterećenja vjetrom na zgrade (vidjeti normu EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (osim požara) u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NAPOMENA: Vrijednosti ψ mogu se odrediti u nacionalnom dodatku.			
* Za države koje nisu navedene, vidjeti odgovarajuće mjesne uvjete.			

2. OPTEREĆENJA

opterećenja:

Name	Description	Action type	Load group	Load type	Direction
SO1	Vlastita težina	Permanent	LG1	Self weight	-Z
SO2	Dodatno stalno	Permanent	LG1	Standard	
SO3.1	Uporabno - kat. H	Variable	LG2 - kat. H	Static	
SO3.2	Uporabno - kat. A	Variable	LG3 - kat. A	Static	
SO4	snijeg	Variable	LG4 - snijeg	Static	

kombinacije opterećenja:

Osnovne kombinacije (stalne ili prolazne proračunske situacije)

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

Karakteristične kombinacije (stalne ili prolazne proračunske situacije)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kvazistalne kombinacije

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

Popis kombinacija:

Name	Description	Type	Load cases	Coeff. [-]
GSN - krov - uporabno H		Linear - ultimate	SO1 - Vlastita težina	1,350
			SO2 - Dodatno stalno	1,350
			SO3.1 - Uporabno - kat. H	1,500
GSN - krov - snijeg		Linear - ultimate	SO1 - Vlastita težina	1,350
			SO2 - Dodatno stalno	1,350
			SO4 - snijeg	1,500
GSN - krov - uporabno vodeće		Linear - ultimate	SO1 - Vlastita težina	1,350
			SO2 - Dodatno stalno	1,350
			SO3.1 - Uporabno - kat. H	1,500
			SO4 - snijeg	0,750
GSU - krov - uporabno	karakteristična	Linear - ultimate	SO1 - Vlastita težina	1,000
			SO2 - Dodatno stalno	1,000
			SO3.1 - Uporabno - kat. H	1,000
GSU - krov - snijeg	karakteristična	Linear - ultimate	SO1 - Vlastita težina	1,000
			SO2 - Dodatno stalno	1,000
			SO4 - snijeg	1,000
GSU - krov - uporabno vodeće	karakteristična	Linear - ultimate	SO1 - Vlastita težina	1,000
			SO2 - Dodatno stalno	1,000
			SO3.1 - Uporabno - kat. H	1,000
			SO4 - snijeg	0,500
GSU - krov - dugotrajni	nazovistalna	Linear - serviceability	SO1 - Vlastita težina	1,000
			SO2 - Dodatno stalno	1,000
			SO3.1 - Uporabno - kat. H	0,000
			SO4 - snijeg	0,000

Anvelope:

Name	List
AO1: GSN - krov	GSN - krov - uporabno H - Linear - ultimate
	GSN - krov - snijeg - Linear - ultimate
	GSN - krov - uporabno vodeće - Linear - ultimate
AO2: GSU - krov	GSU - krov - uporabno - Linear - ultimate
	GSU - krov - snijeg - Linear - ultimate
	GSU - krov - uporabno vodeće - Linear - ultimate

3. PRILOZI

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

Prilog 2. Opterećenja (kN, kN/m²)

Prilog 3. Dijagram momenata savijanja u X smjeru m_x od AO1 (kNm/m')

Prilog 4. Dijagram momenata savijanja u Y smjeru m_y od AO1 (kNm/m')

Prilog 5. Dijagrami elastičnog progiba od AO2 (cm)

Prilog 6. Dijagrami dugotrajnog progiba - kombinacija GSU dugotrajni progib (cm)

Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od AO1 (cm²/m')

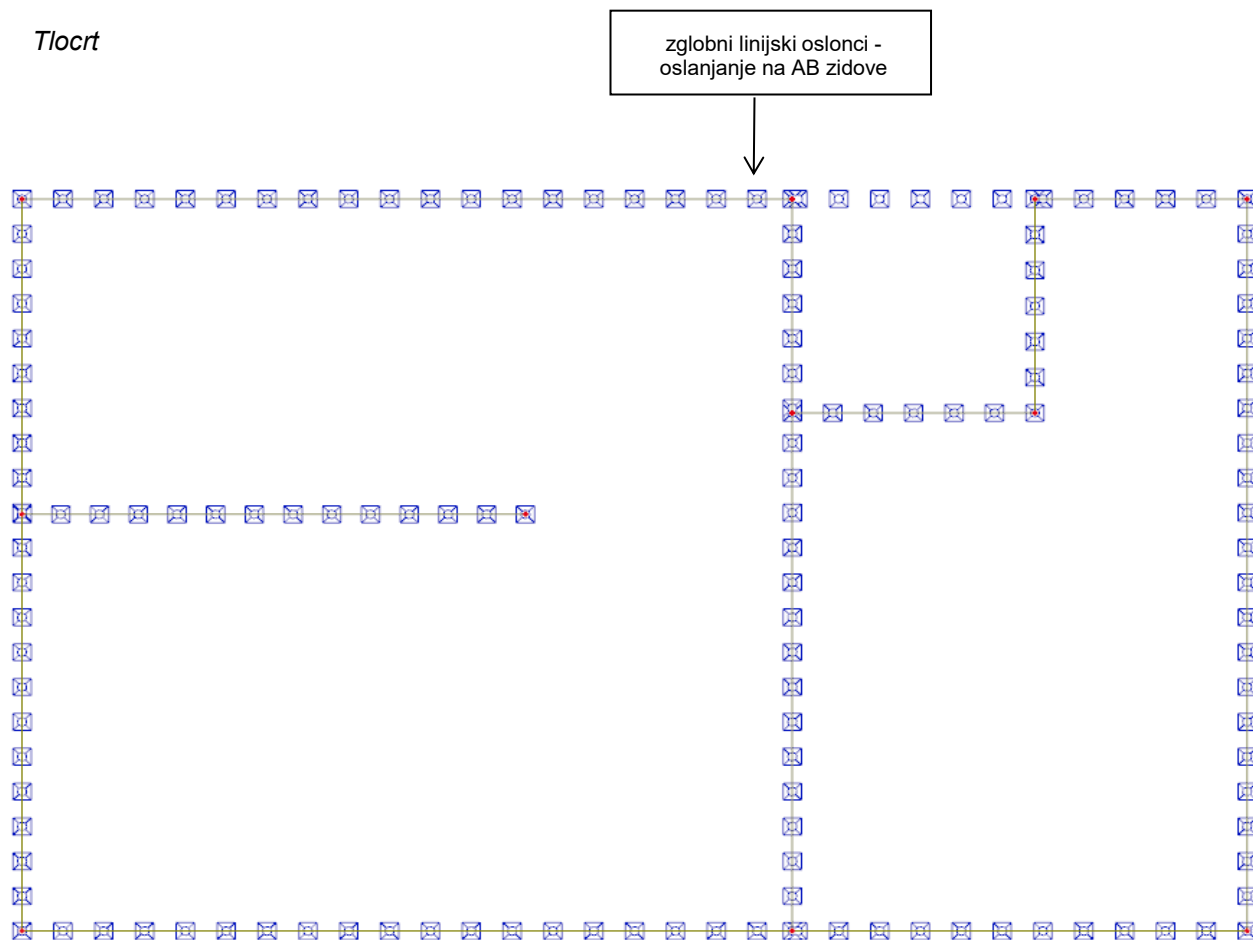
Prilog 8. Dijagrami armature u smjeru Y u donjoj zoni od AO1 (cm²/m')

Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')

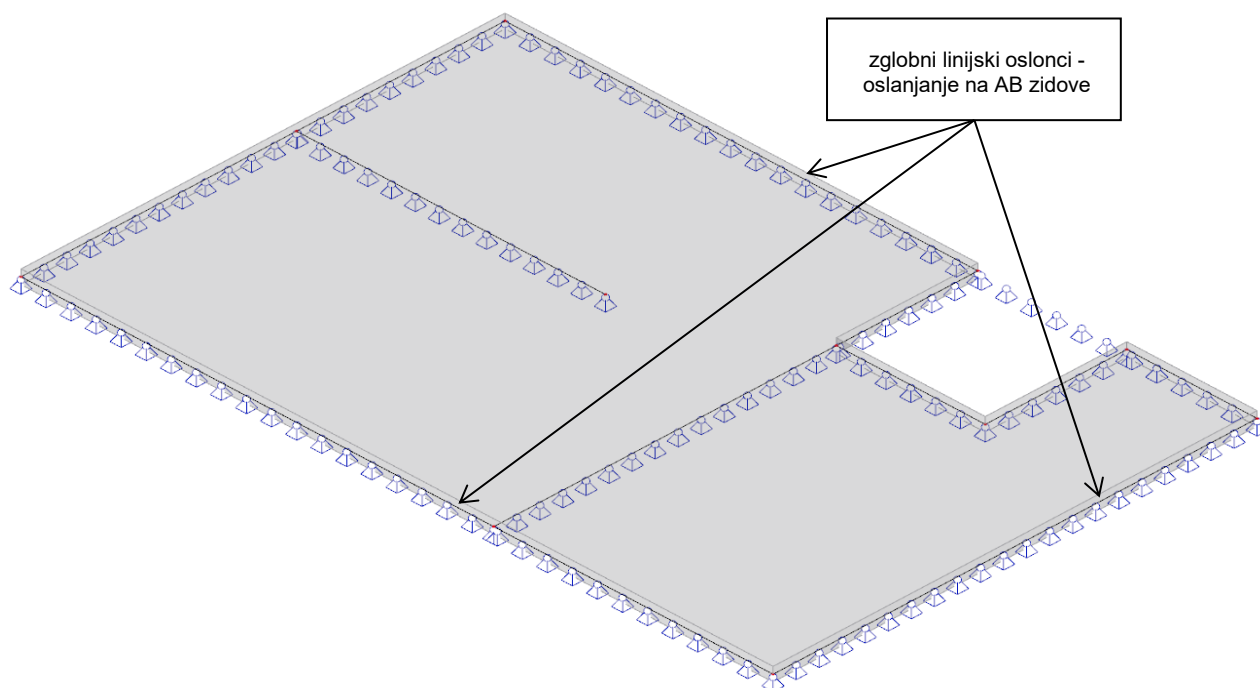
Prilog 10. Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

Tlocrt

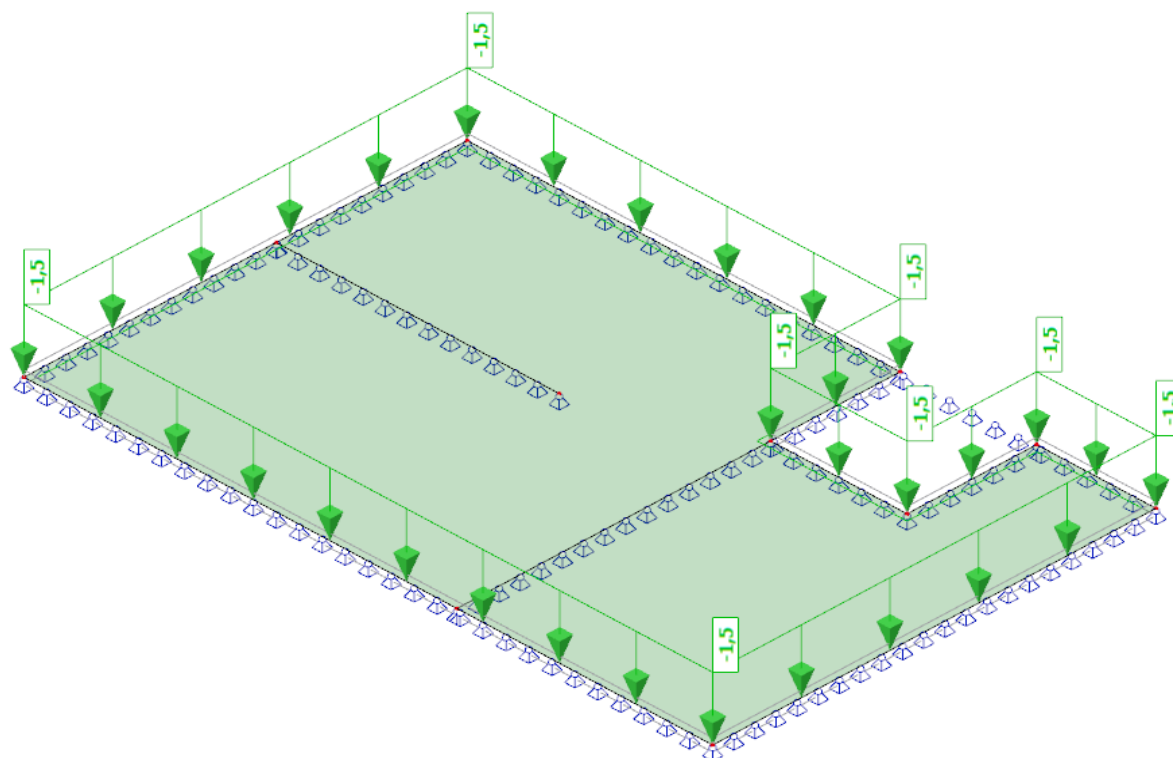


3D prikaz

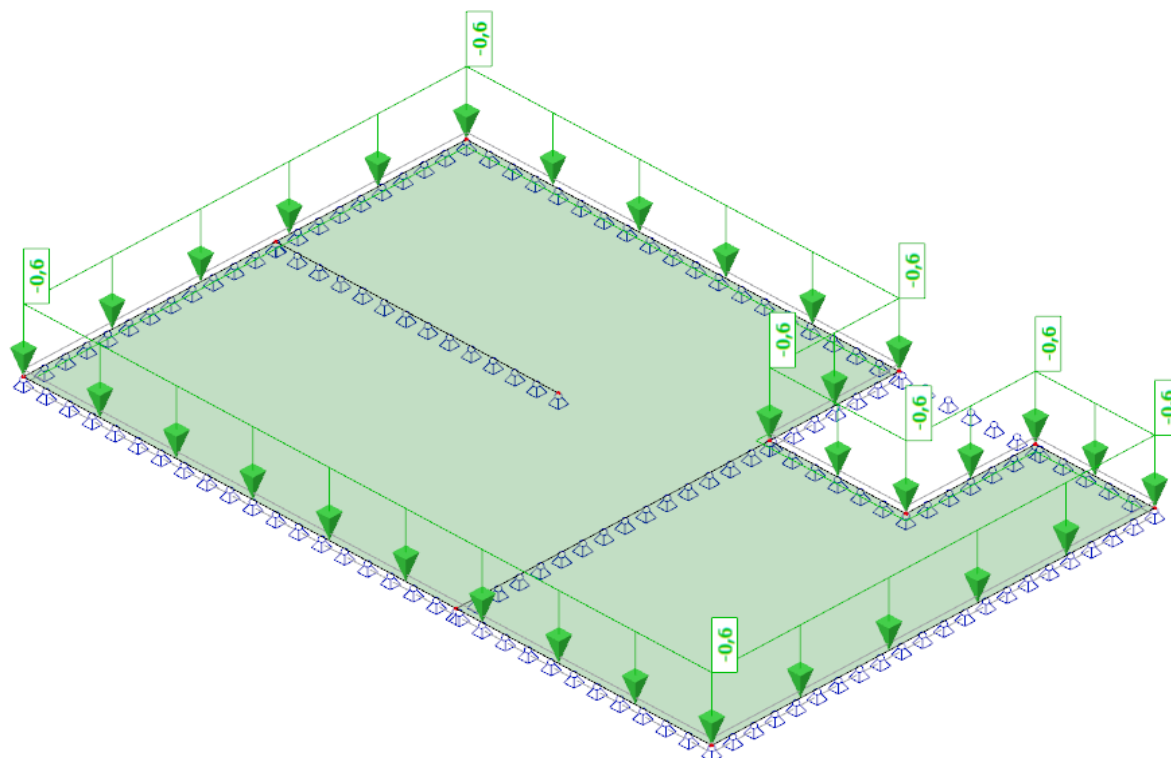


Prilog 2. Opterećenja (kN , kN/m^2)

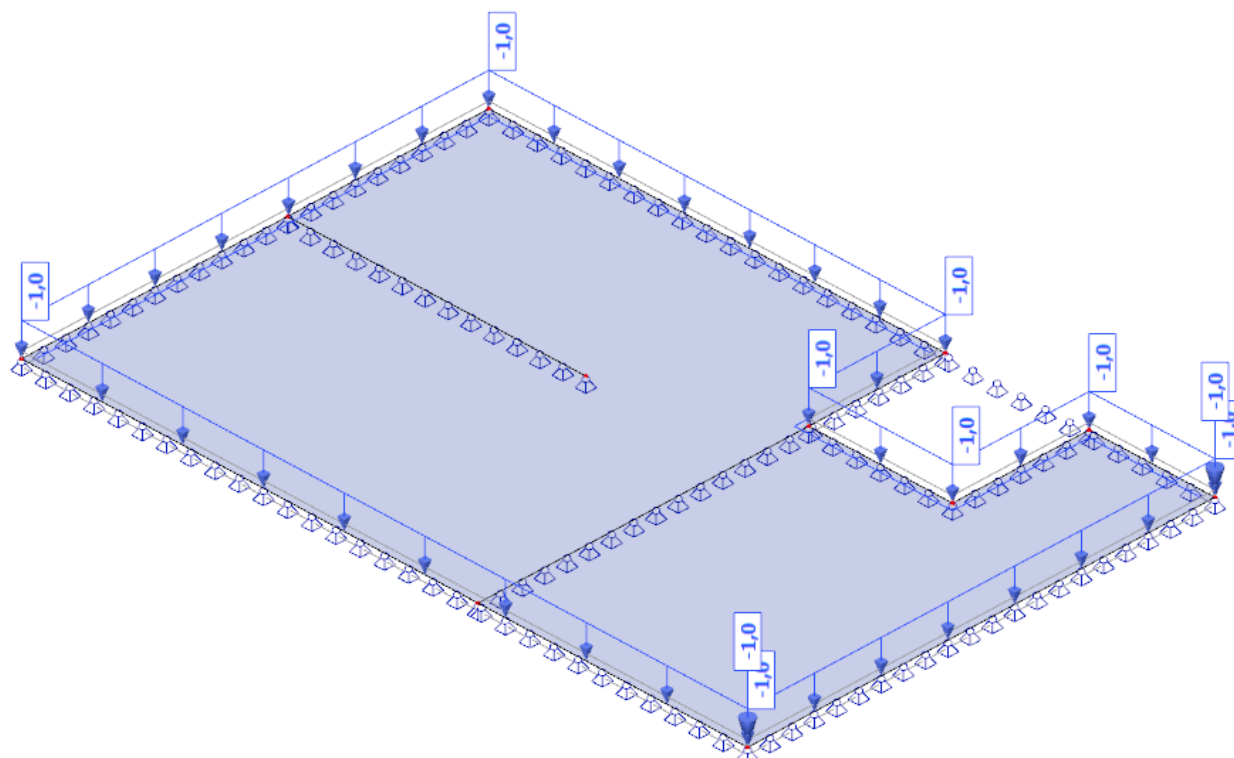
SO2 - dodatno stalno opterećenje



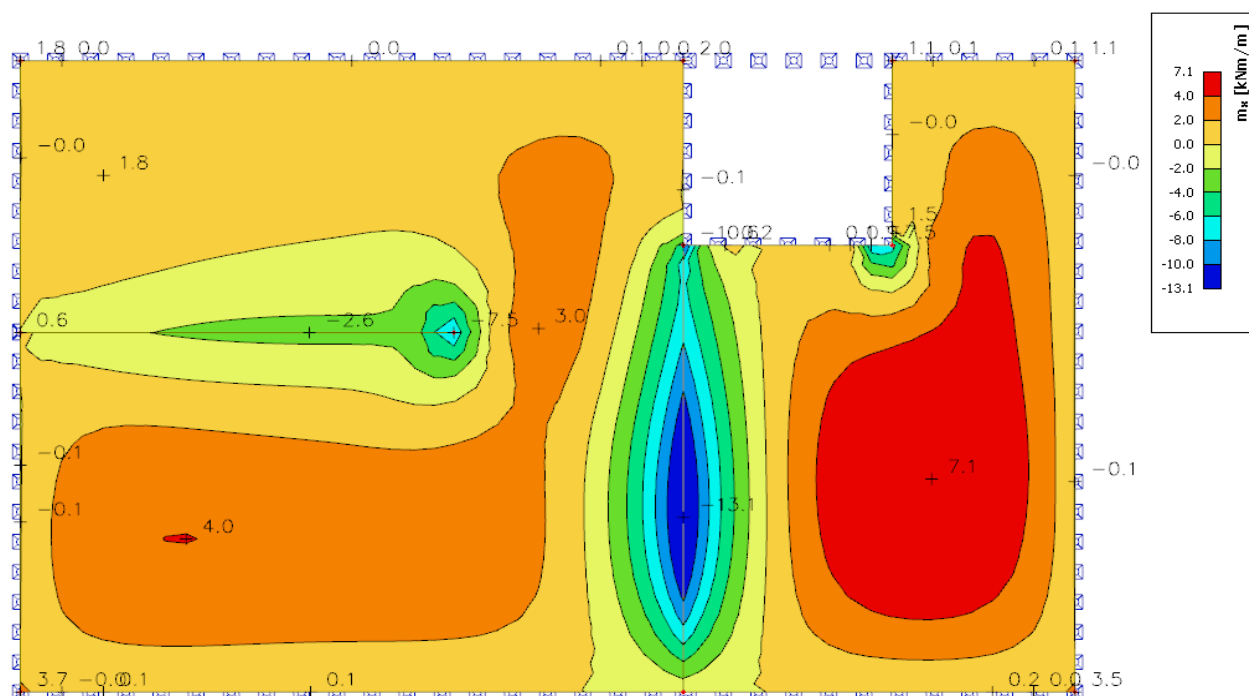
SO3.1 - uporabno opterećenje (kat. H)



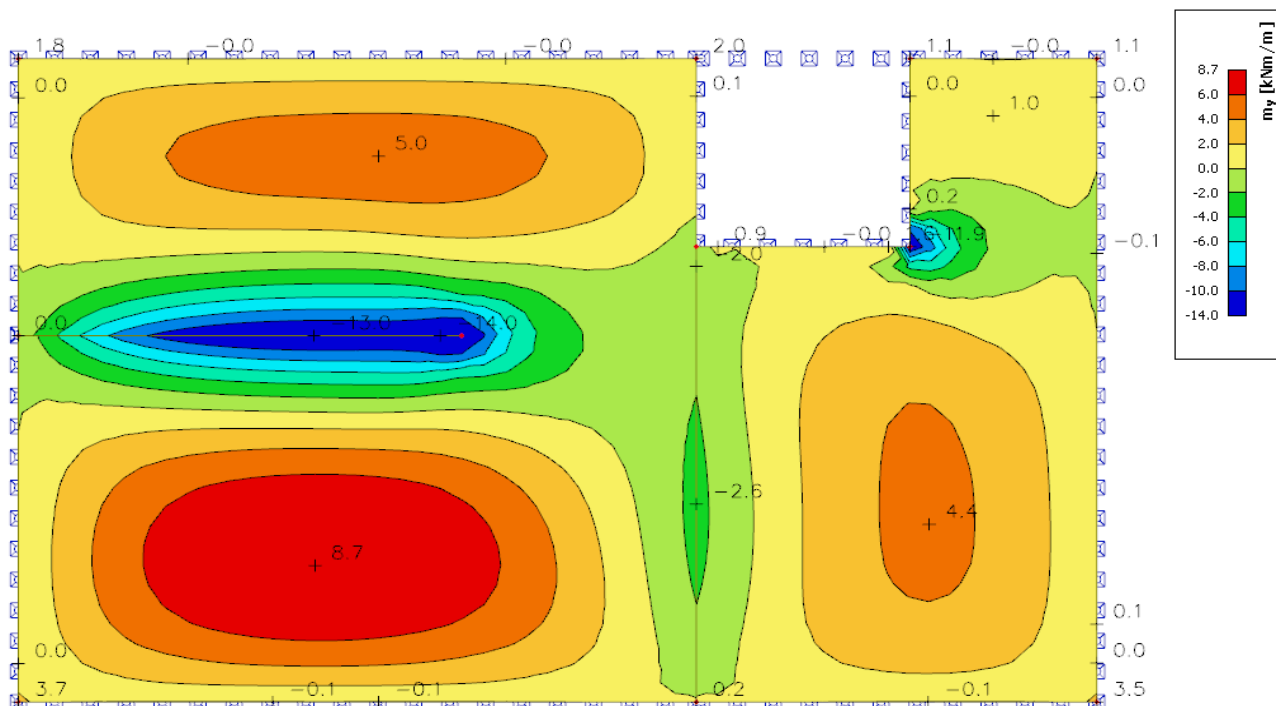
SO4- opterećenje snijegom



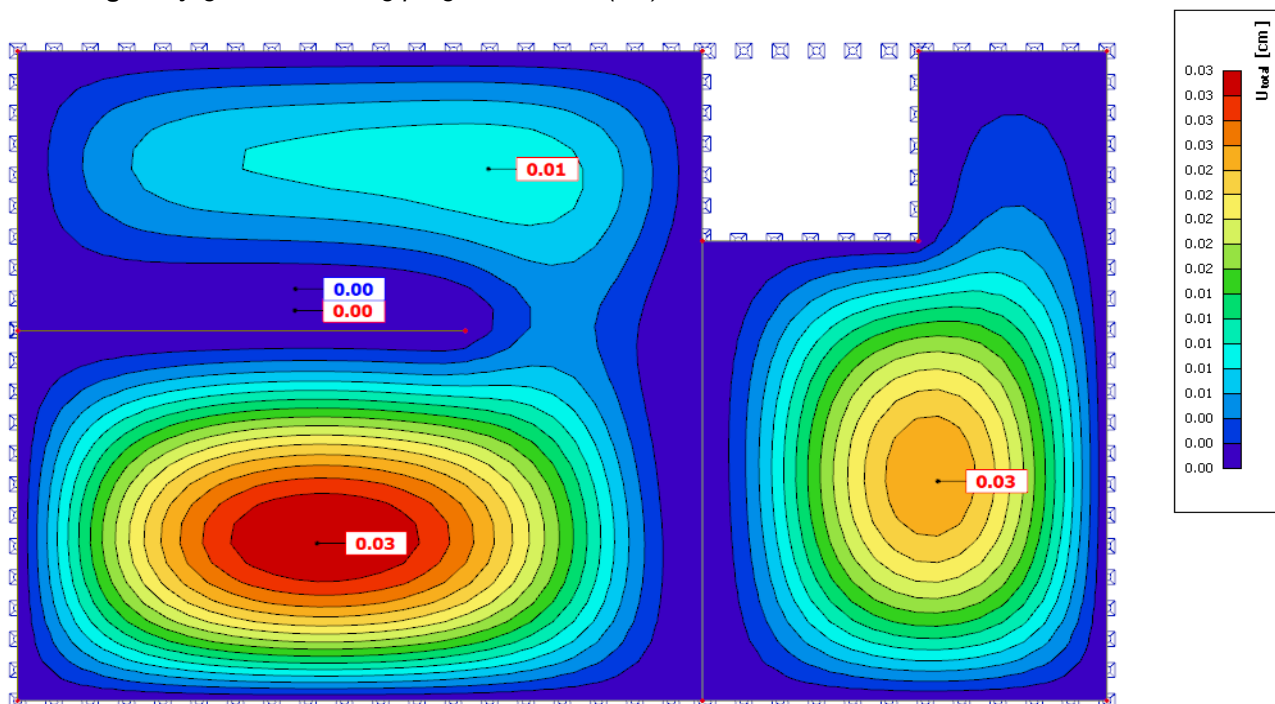
Prilog 3. Dijagram momenata savijanja u X smjeru m_x od A01 (kNm/m')



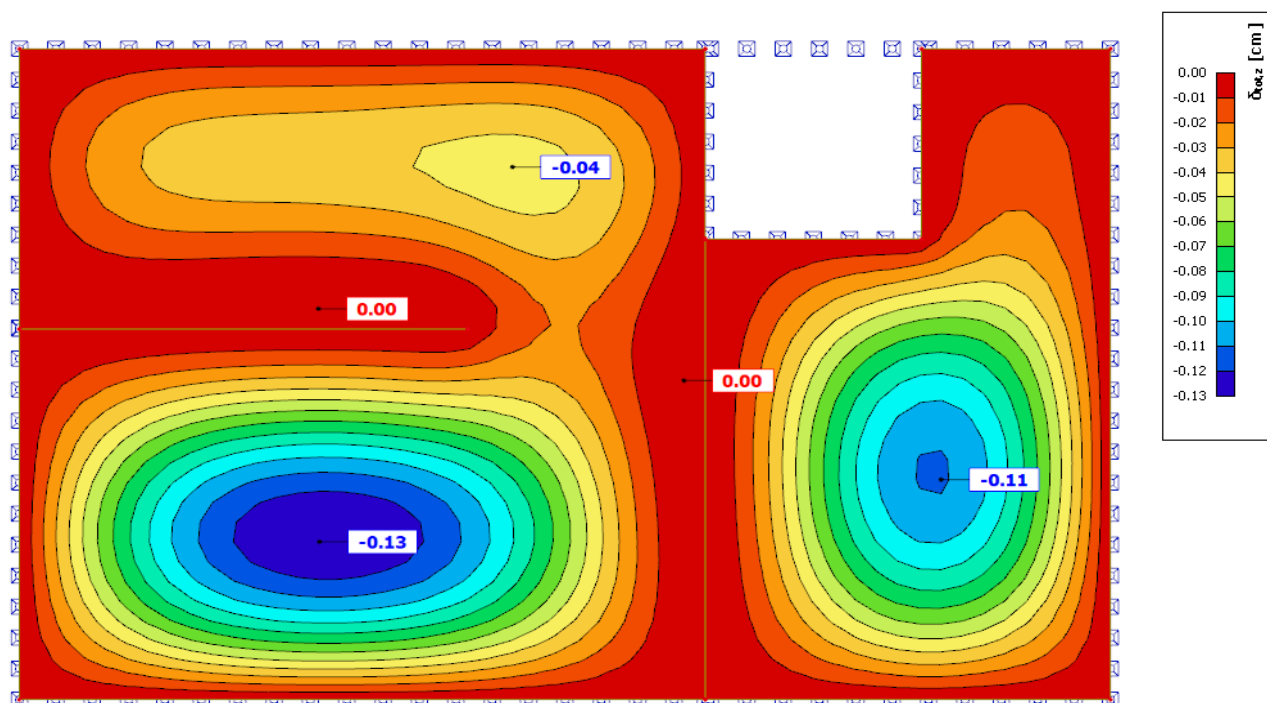
Prilog 4. Dijagram momenata savijanja u Y smjeru m_y od AO1 (kNm/m')



Prilog 5. Dijagrami elastičnog progiba od AO2 (cm)

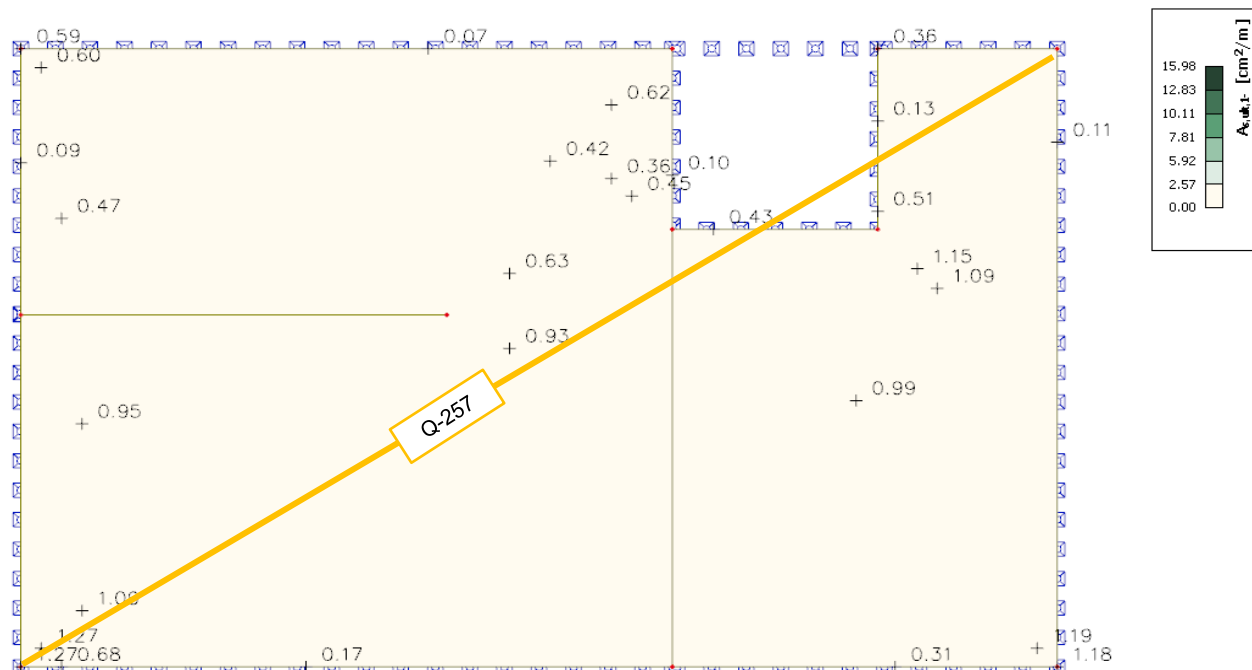


Prilog 6. Dijagrami dugotrajnog progiba - kombinacija GSU dugotrajni progib (cm)

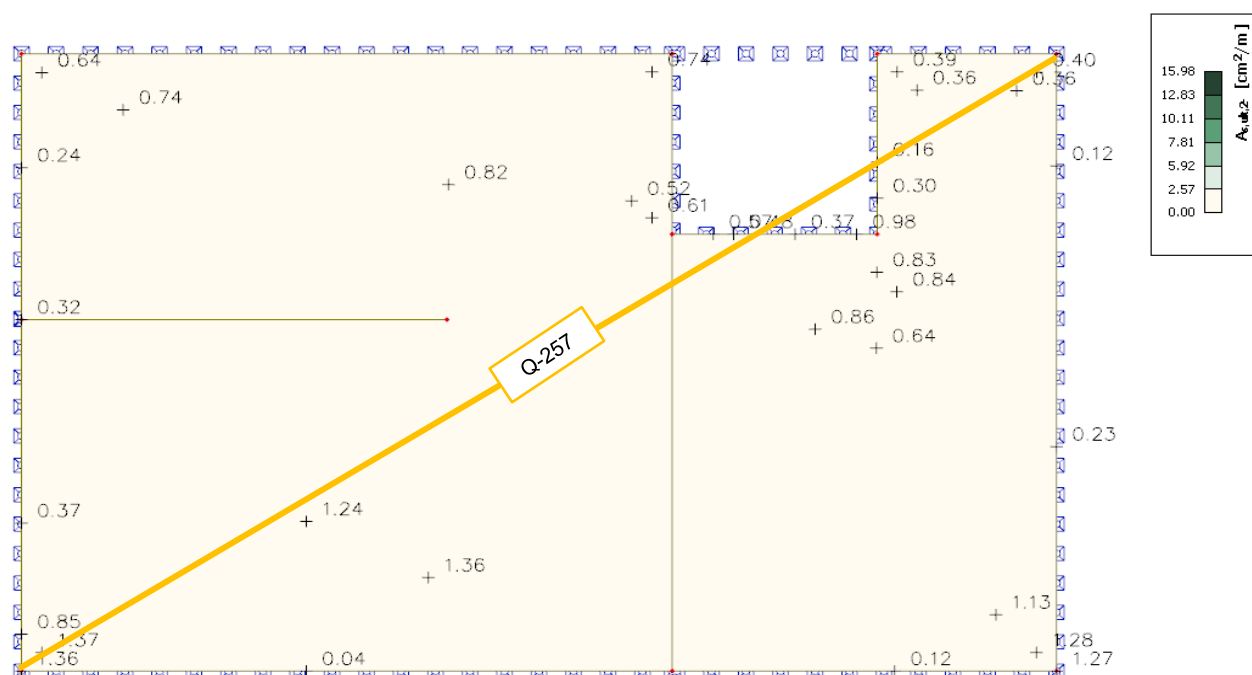


$$u_{z,max}=0,13 \text{ cm} < u_{dop}=L/200=370/200=1,85 \text{ cm}$$

Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od AO1 (cm^2/m')

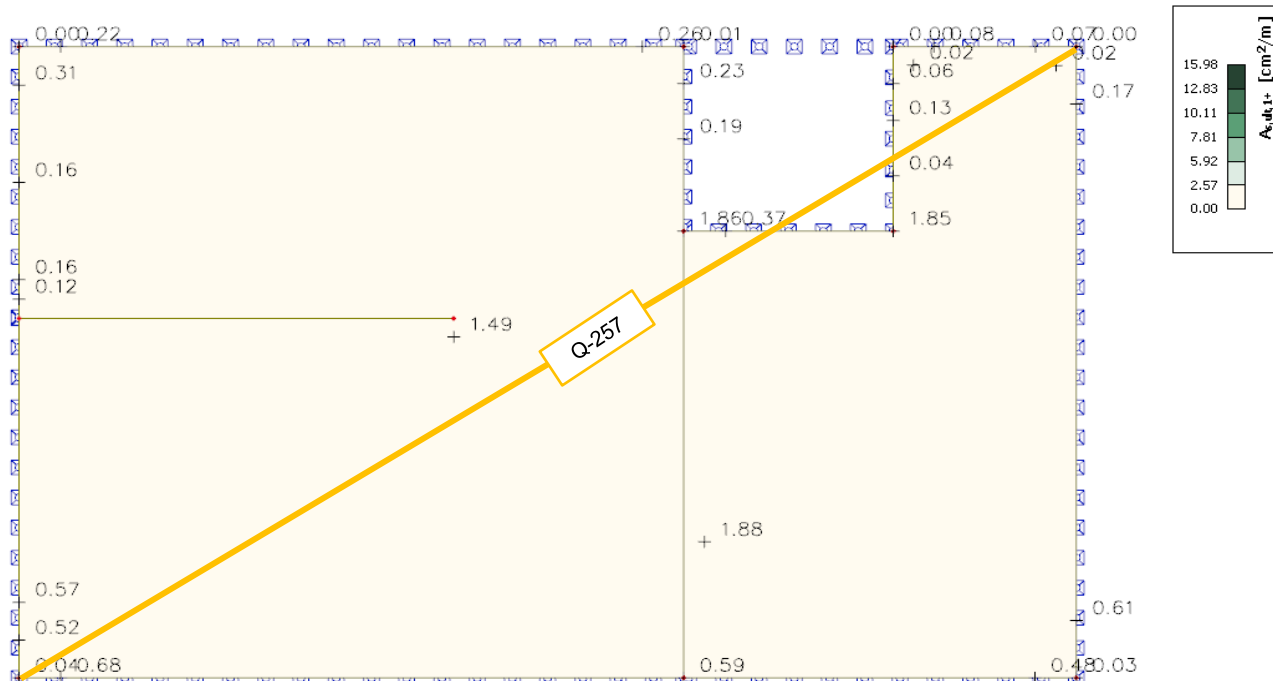


Prilog 8. Dijagrami armature u smjeru Y u donjoj zoni od AO1 (cm^2/m')

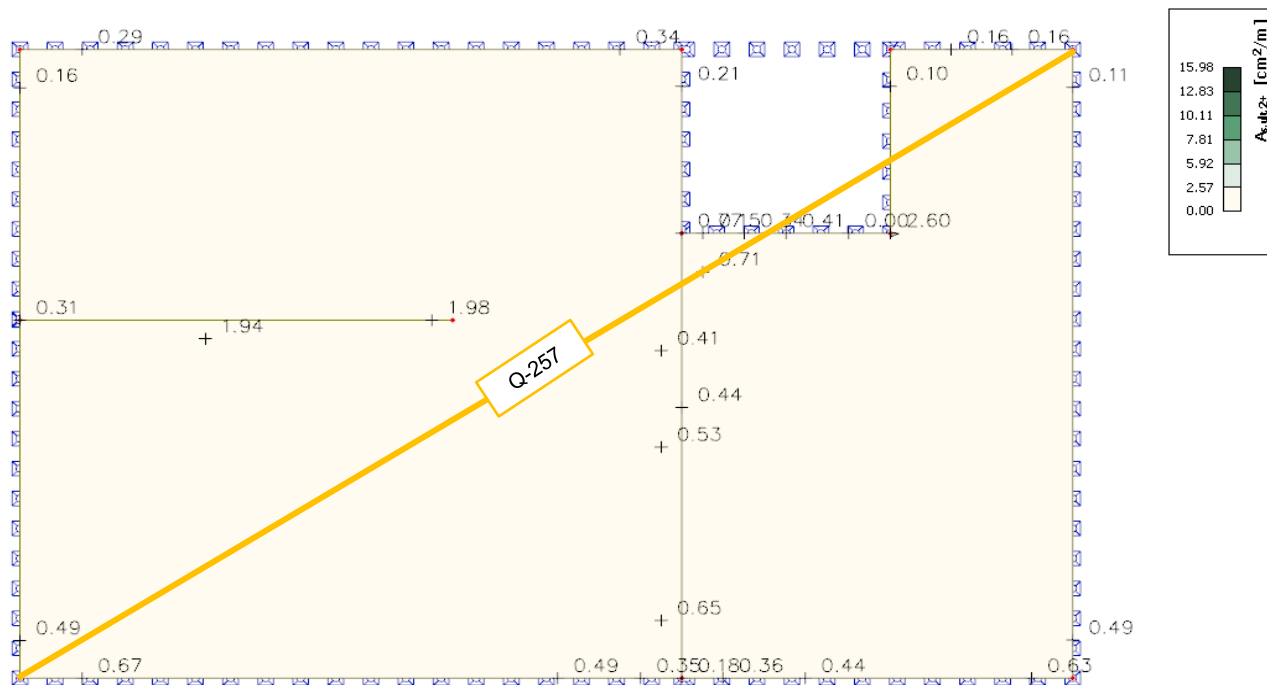


- minimalna armatura $A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,20 \text{ cm}^2/\text{m}'$
- donju zonu armirati mrežama Q 257 (B 500)
- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama 4Φ14 i vilicama Φ8/15 cm

Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')



Prilog 10. Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')



- minimalna armatura $A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,20 \text{ cm}^2/\text{m}'$
- gornju zonu armirati mrežama Q257 (B 500)
- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama 4Φ14 i vilicama Φ8/15 cm

11. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA POZICIJE 300

11.1. PRORAČUN STROPNE PLOČE 1. KATA/POZ 300

Stropna ploča 1.kata monolitna je AB ploča koja se oslanja na AB zidove i grede.
Proračun stropne ploče 1. kata bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemenata, uz sljedeće pretpostavke:

- AB monolitna ploča debljine $d = 20$ cm
- kakvoća betona C25/30 (MB 30)
- kakvoća čelika za armiranje B 500A (MAR 500/560) i dodatna armatura B 500B (RA 400/500)
- debljina zaštitnog sloja 2,5 cm

Program automatski uzima u proračun vlastitu težinu elemenata.

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti:

nepovoljno:	$\gamma_g = 1,35$	povoljno:	$\gamma_g = 1,0$
	$\gamma_q = 1,5$		$\gamma_q = 0$

I uz koeficijente kombinacija:

Djelovanje	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Uporabna opterećenja u zgradama kategorije (vidjeti normu EN 1991-1-1):			
Kategorija A: kuće, stambene zgrade	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: uredi	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: područja za skupove	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišta	1,0	0,9	0,8
Kategorija F: prometna područja, težina vozila ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorija G: prometna područja, $30 \text{ kN} \leq \text{težina vozila} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: krovovi	0	0	0
Opterećenja snijegom u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-3)*:			
– Finska, Island, Norveška, Švedska	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini $H > 1000$ m n.m.	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini $H \leq 1000$ m n.m.	0,50	0,20	0
Opterećenja vjetrom na zgrade (vidjeti normu EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (osim požara) u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NAPOMENA: Vrijednosti ψ mogu se odrediti u nacionalnom dodatku.			
* Za države koje nisu navedene, vidjeti odgovarajuće mjesne uvjete.			

2. OPTEREĆENJA

opterećenja:

Name	Description	Action type	Load group	Load type	Direction
SO1	Vlastita težina	Permanent	LG1	Self weight	-Z
SO2	Dodatno stalno	Permanent	LG1	Standard	
SO3.1	Uporabno - kat. H	Variable	LG2 - kat. H	Static	
SO3.2	Uporabno - kat. A	Variable	LG3 - kat. A	Static	
SO4	snijeg	Variable	LG4 - snijeg	Static	

kombinacije opterećenja:

Osnovne kombinacije (stalne ili prolazne proračunske situacije)

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Karakteristične kombinacije (stalne ili prolazne proračunske situacije)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kvazistalne kombinacije

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

Popis kombinacija:

Name	Description	Type	Load cases	Coeff. [-]
GSN - krov - uporabno H		Linear - ultimate	SO1 - Vlastita težina	1,350
			SO2 - Dodatno stalno	1,350
			SO3.1 - Uporabno - kat. H	1,500
GSN - krov - snijeg		Linear - ultimate	SO1 - Vlastita težina	1,350
			SO2 - Dodatno stalno	1,350
			SO4 - snijeg	1,500
GSN - krov - uporabno vodeće		Linear - ultimate	SO1 - Vlastita težina	1,350
			SO2 - Dodatno stalno	1,350
			SO3.1 - Uporabno - kat. H	1,500
			SO4 - snijeg	0,750
GSU - krov - uporabno	karakteristična	Linear - ultimate	SO1 - Vlastita težina	1,000
			SO2 - Dodatno stalno	1,000
			SO3.1 - Uporabno - kat. H	1,000
GSU - krov - snijeg	karakteristična	Linear - ultimate	SO1 - Vlastita težina	1,000
			SO2 - Dodatno stalno	1,000
			SO4 - snijeg	1,000
GSU - krov - uporabno vodeće	karakteristična	Linear - ultimate	SO1 - Vlastita težina	1,000
			SO2 - Dodatno stalno	1,000
			SO3.1 - Uporabno - kat. H	1,000
			SO4 - snijeg	0,500
GSU - krov - dugotrajni	nazovistalna	Linear - serviceability	SO1 - Vlastita težina	1,000
			SO2 - Dodatno stalno	1,000
			SO3.1 - Uporabno - kat. H	0,000
			SO4 - snijeg	0,000

3. PRILOZI

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

Prilog 2. Opterećenja (kN, kN/m2)

Prilog 3. Dijagram momenata savijanja u

Prilog 4. Dijagram momenata savijanja u

Prilog 5. Dijagrami elastičnog

Prilog 6. Dijagrami dugotrajnog

Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru

Prilog 8. Dijagrami armature u smjeru

Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru

Prilog 10. Dijagrami armature u smjeru

X smjeru mx od AO1 (kNm/m')

Y smjeru my od AO1 (kNm/m')

progiba od AO2(cm)

progiba - kombinacija GSU dugotrajni (cm)

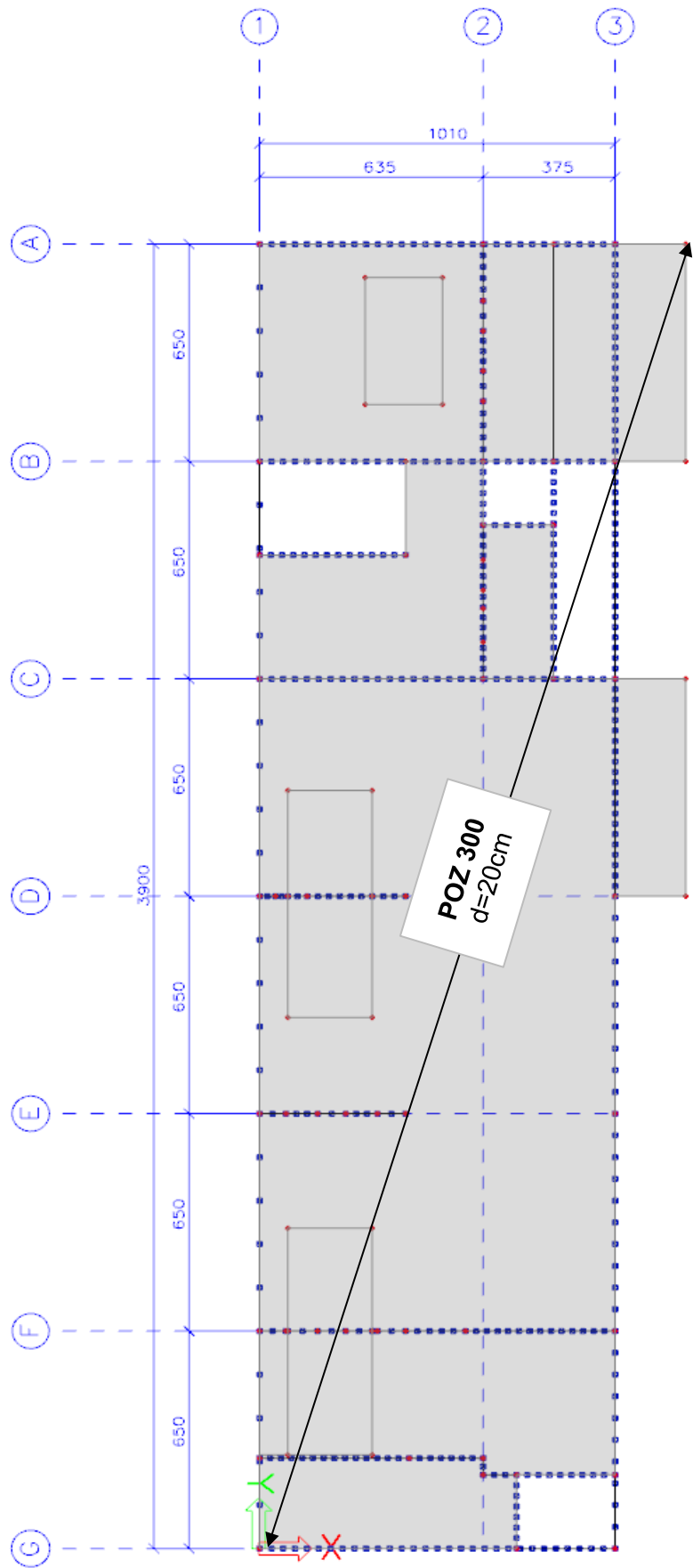
X u donjoj zoni od AO1 (cm2/m')

Y u donjoj zoni od AO1 (cm2/m')

X u gornjoj zoni od AO1 (cm2/m')

Y u gornjoj zoni od AO1 (cm2/m')

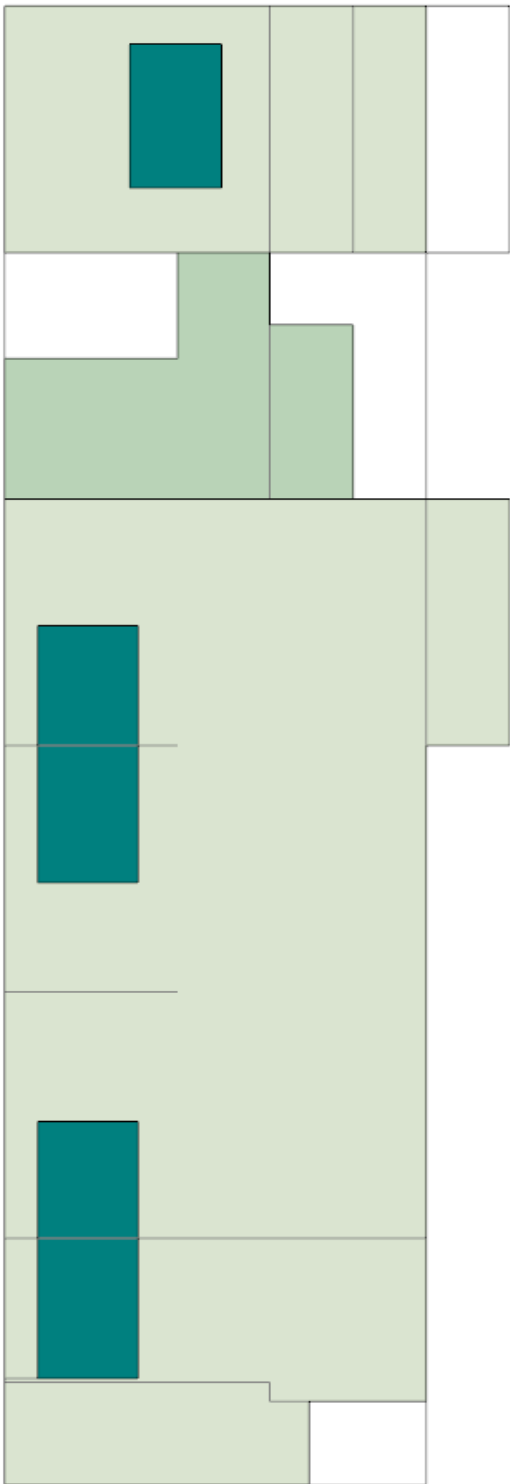
Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca



Prilog 2. Opterećenja (kN, kN/m²)

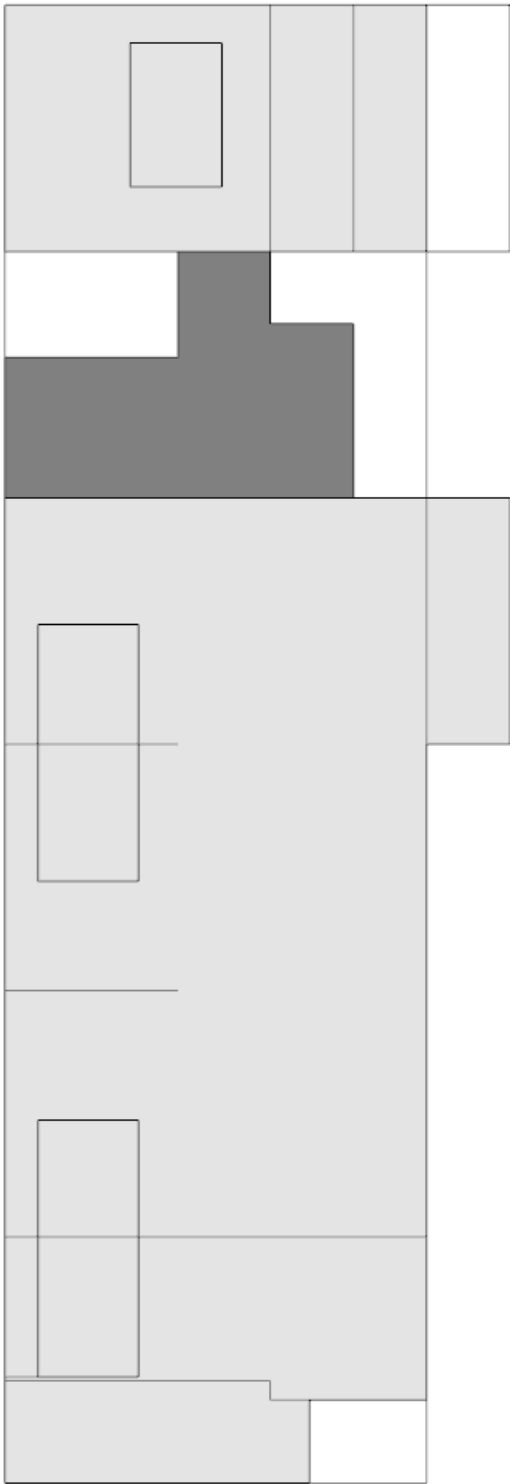
SO2 - dodatno stalno opterećenje

qz [kN/m ²]	
-1.5	
-2.5	
-6.7	



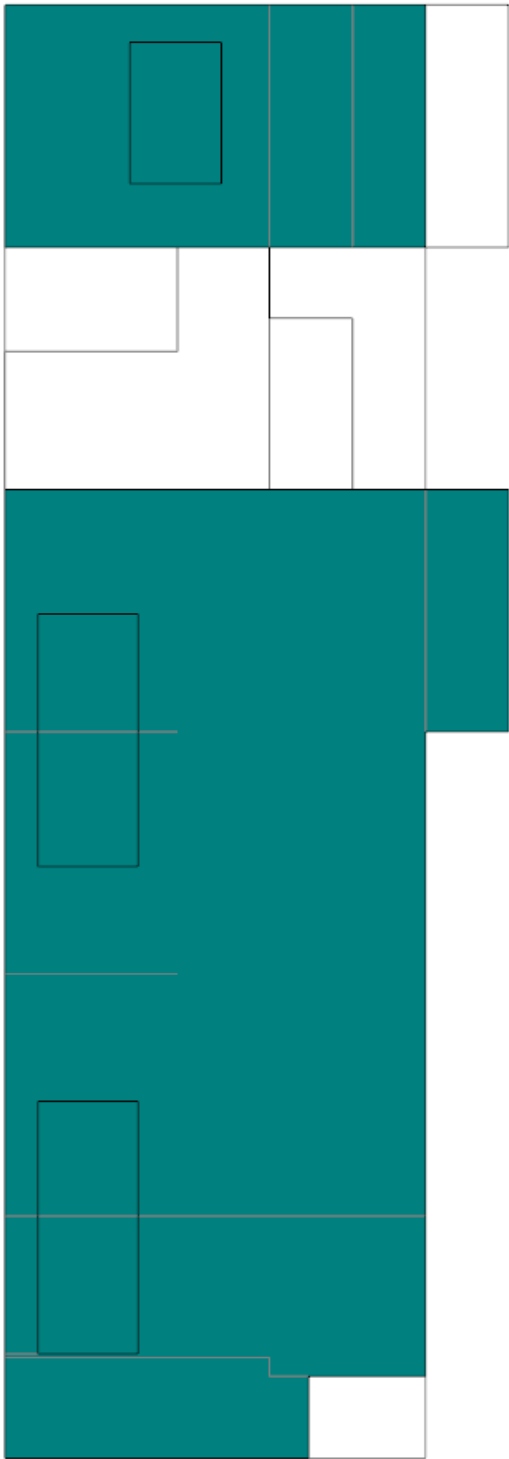
SO3.1 - uporabno opterećenje (kat. H)

qz [kN/m ²]	
-0.6	
-3.0	

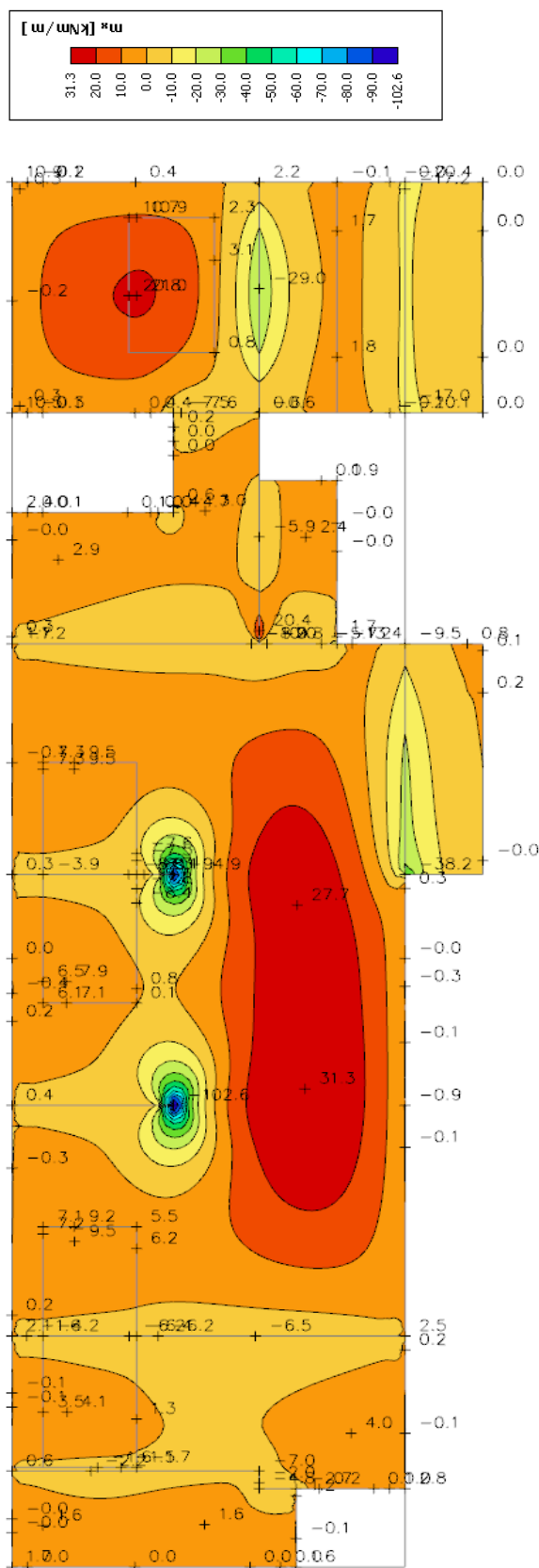


SO4- opterećenje snijegom

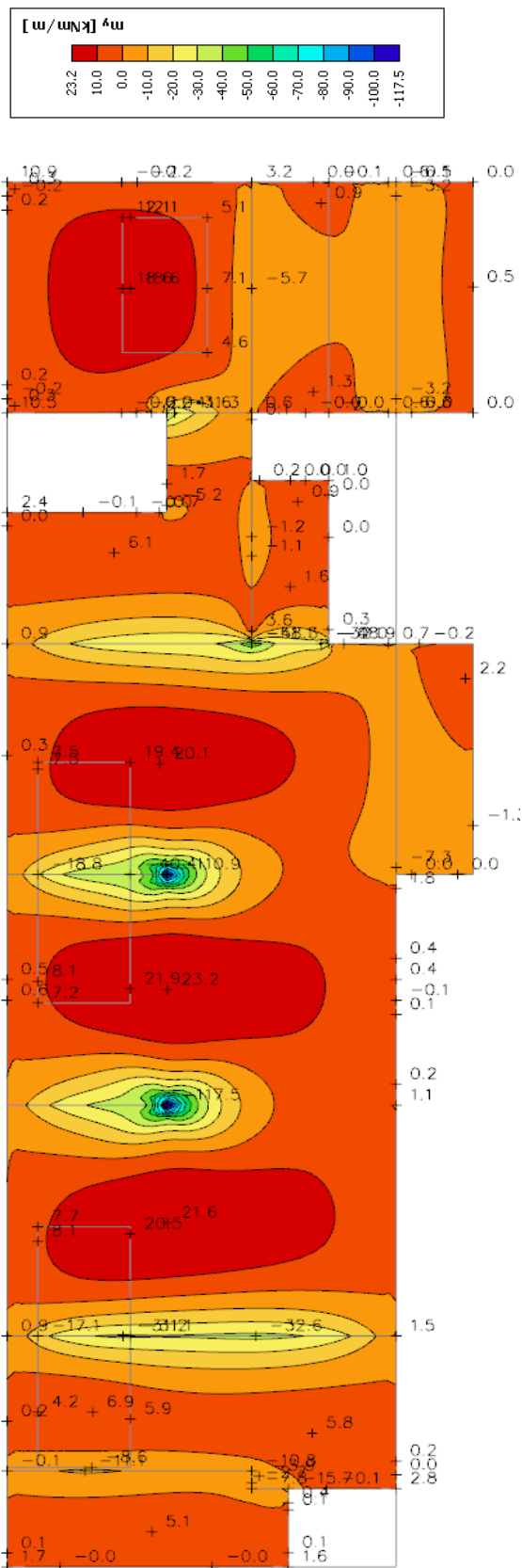
q _z [kN/m ²]
-1.0



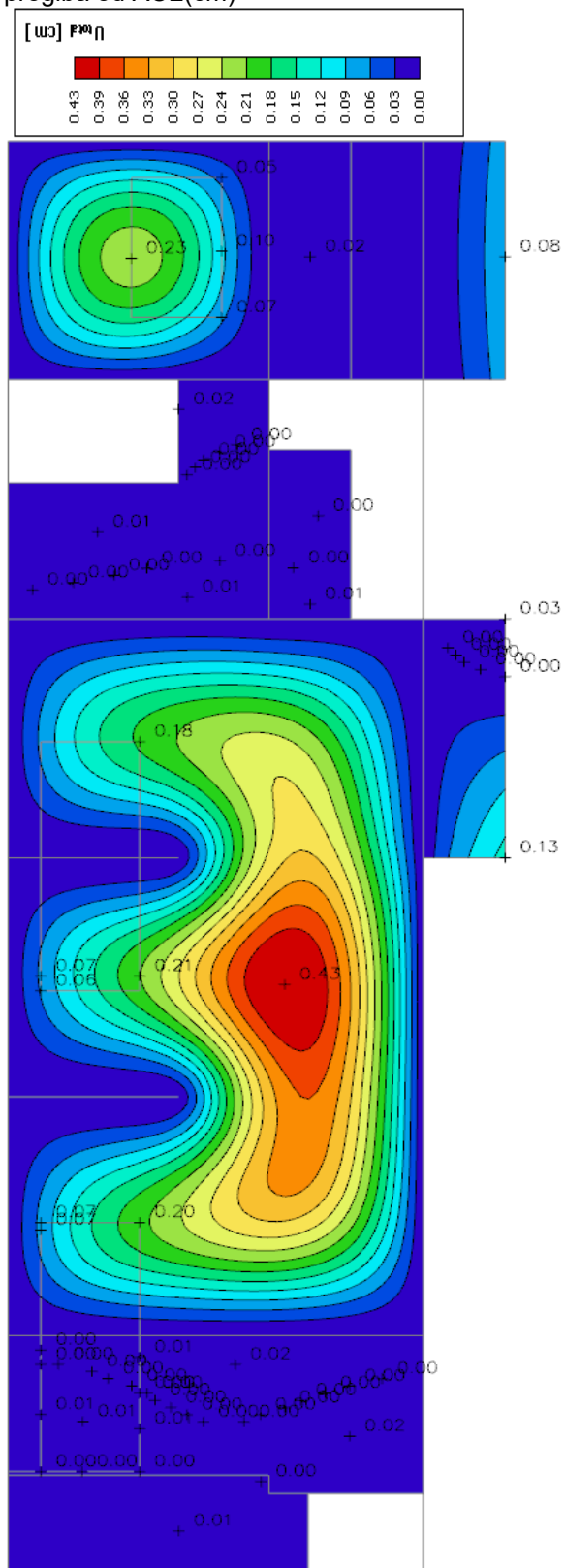
Prilog 3. Dijagram momenata savijanja u X smjeru m_x od AO1 (kNm/m')



Prilog 4. Dijagram momenata savijanja u Y smjeru m_y od AO1 (kNm/m')



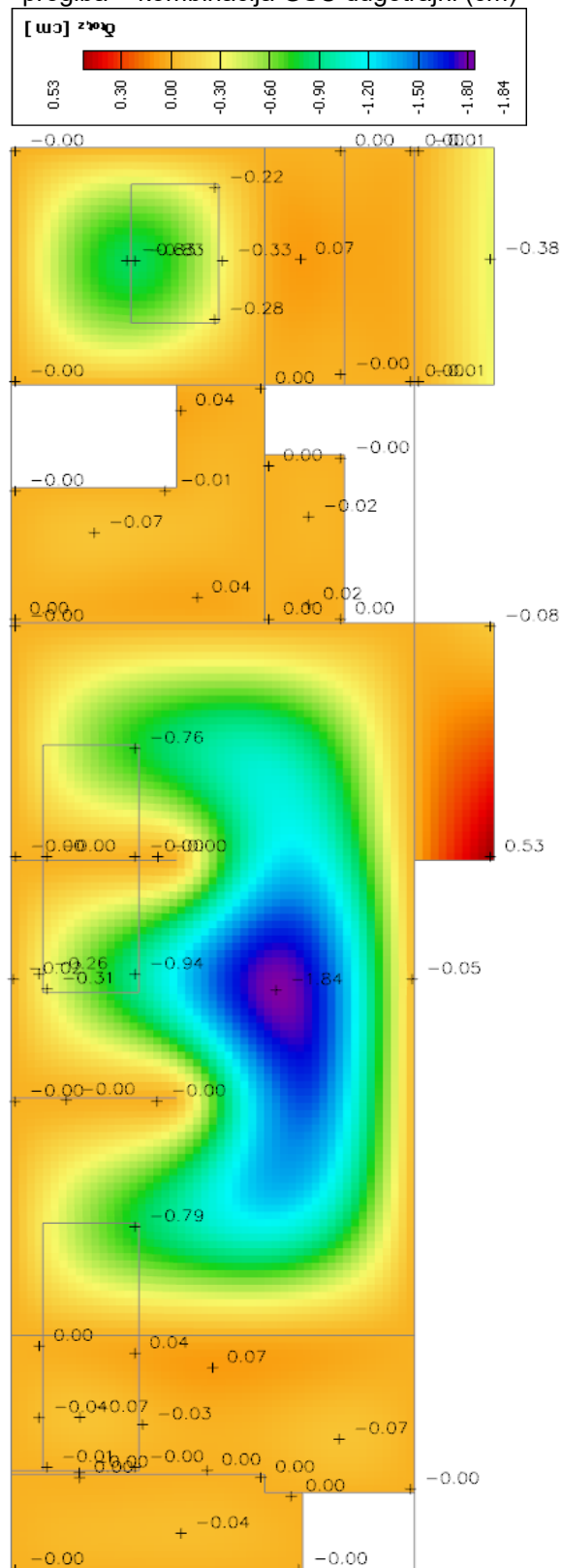
Prilog 5. Dijagrami elastičnog
progiba od AO2(cm)



$$u_{z,max} = 0,4 \text{ cm} < u_{dop}$$

$$= L/200 = 590/200 = 2,95 \text{ cm}$$

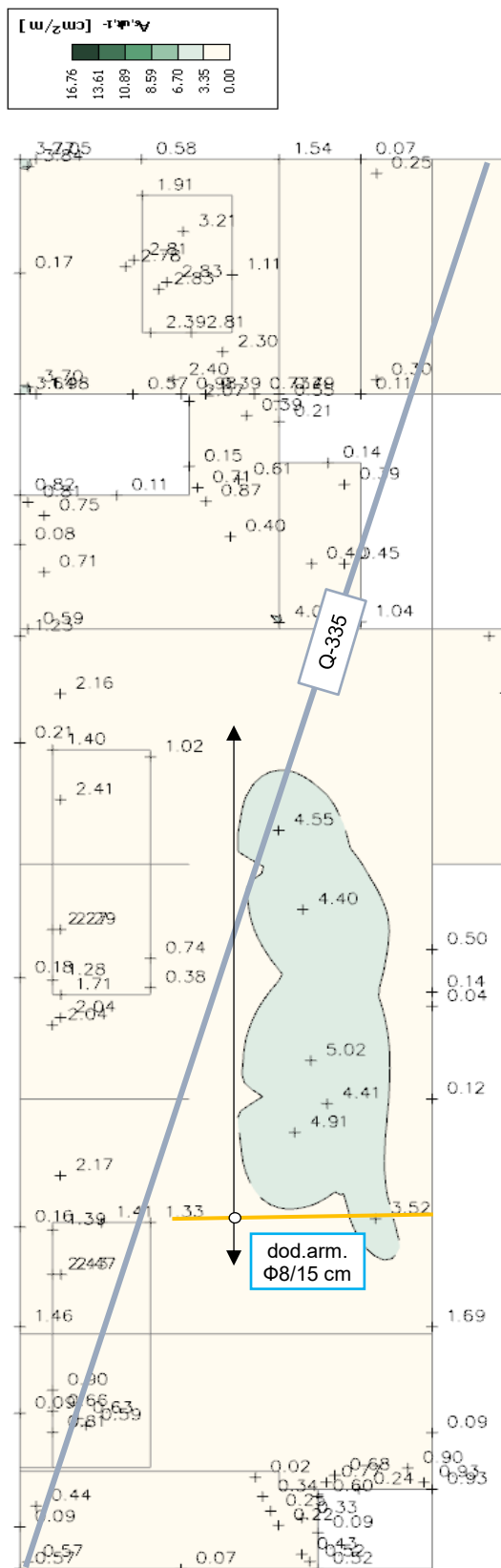
Prilog 6. Dijagrami dugotrajnog
progiba - kombinacija GSU dugotrajni (cm)



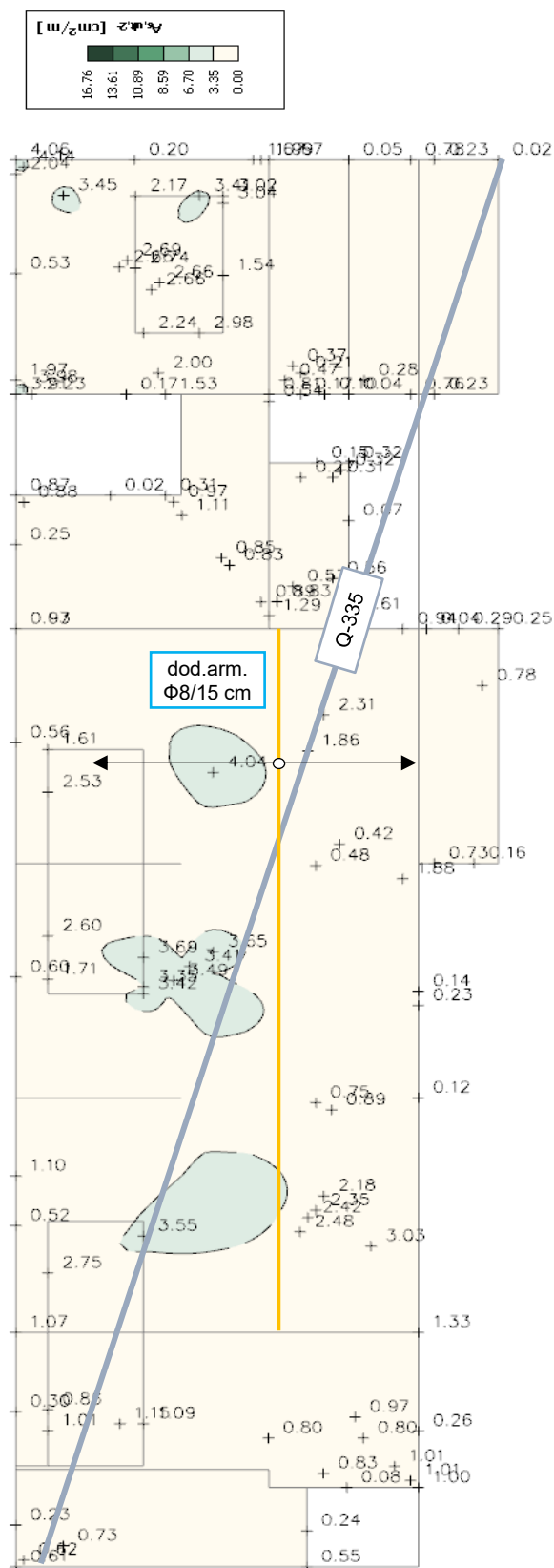
$$u_{z,max} = 1,84 \text{ cm} < u_{dop}$$

$$= L/200 = 590/200 = 2,95 \text{ cm}$$

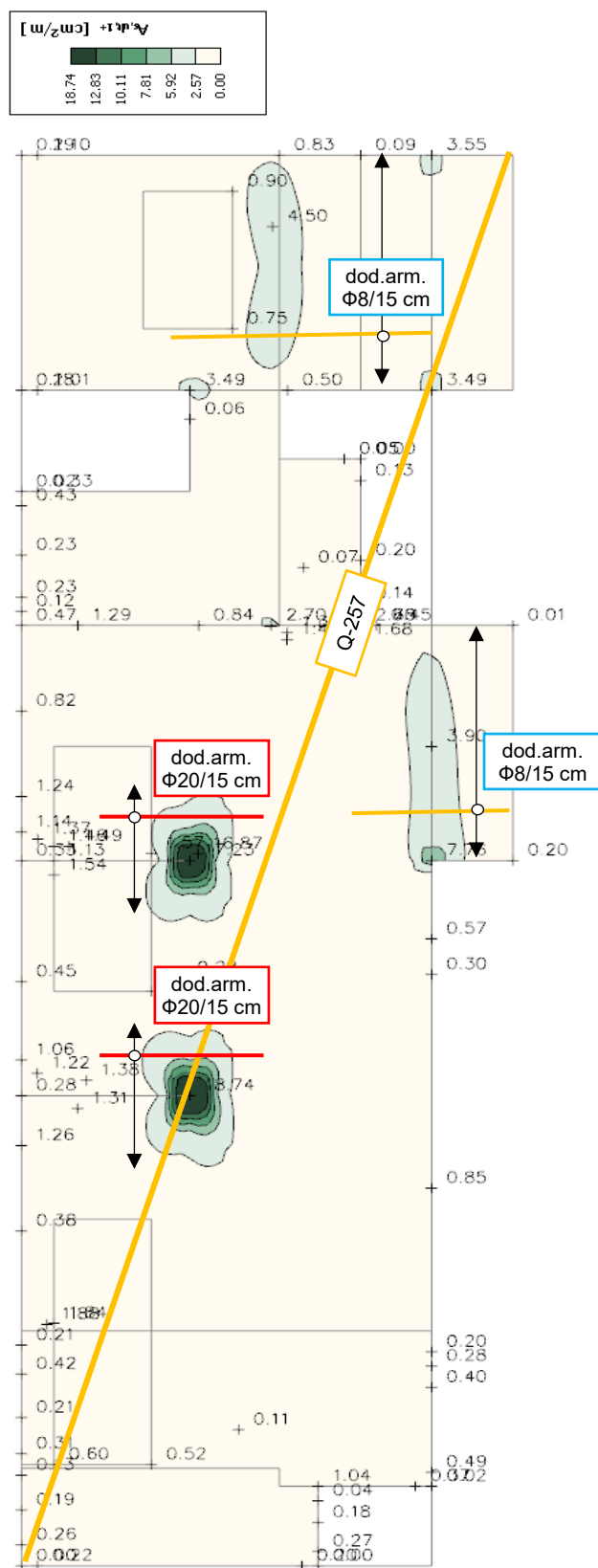
**Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru
X u donjoj zoni od AO1 (cm²/m')**



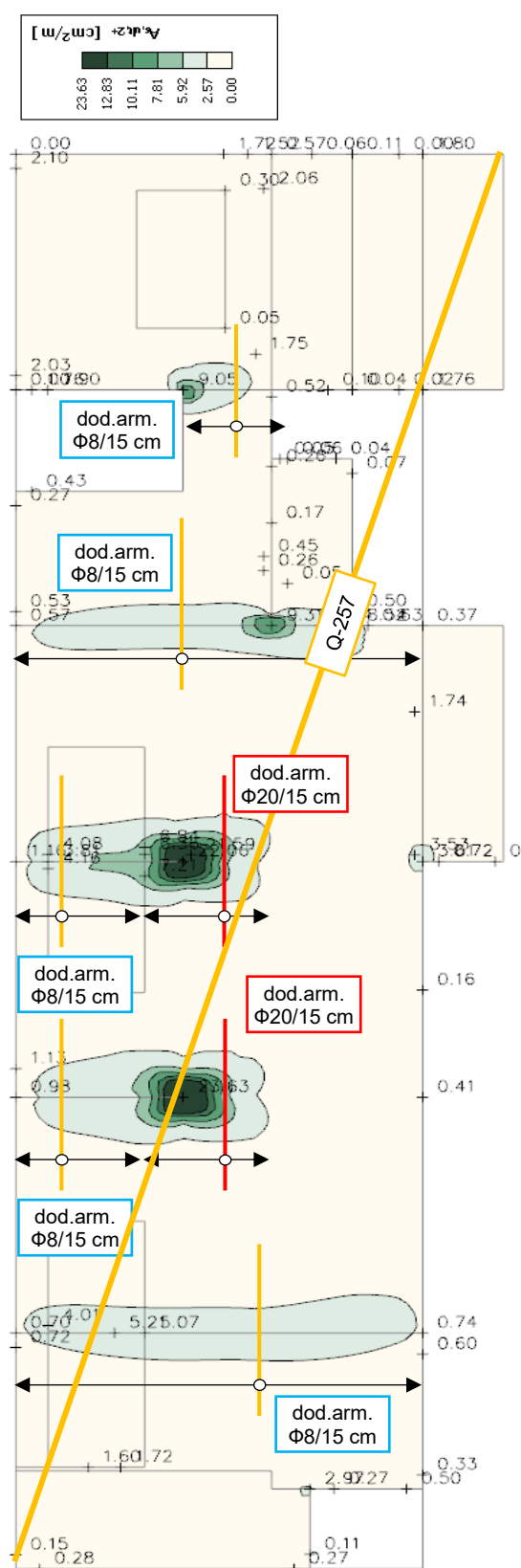
**Prilog 8. Dijagrami armature u smjeru
Y u donjoj zoni od AO1 (cm²/m')**



Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')



Prilog 10. *Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')*



- minimalna armatura $A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d =$ 2,20 cm^2/m'

- donju zonu armirati mrežama Q 335 (B 500)

- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama 4Φ14 i vilicama Φ8/15 cm

- gornju zonu armirati mrežama Q-257 (B 500) i dodatnim šipkama

- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama 4Φ14 i vilicama Φ8/15 cm

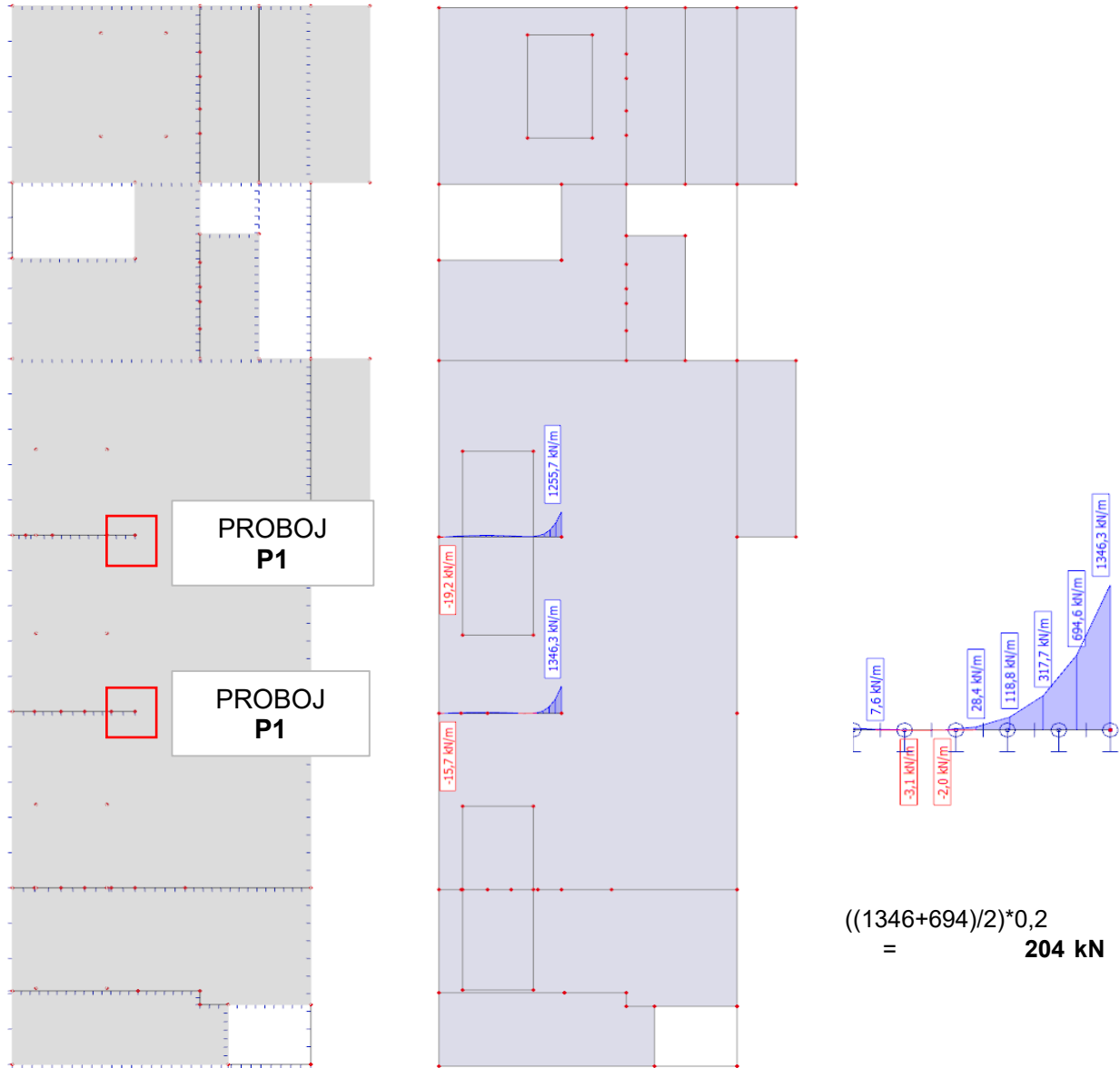
11.1.1. PROVJERA PROBOJA STROPNE PLOČE 1. KATA - POZ 300

klasa betona: C25/30
modul elastičnosti: $E_{cm} = 31500 \text{ MN/m}^2$

debljina zida	visina zida	krutost oslonca
[cm]	[cm]	[MN/m ²]
20	327	1926,6

Constraint	Custom
X	Rigid
Y	Rigid
Z	Flexible
Stiffness Z [MN/m ²]	1926,6000
Rx	Free
Ry	Free
Rz	Free
Edge	MIXED

Prikaz pozicija proboja



1. REZNE SILE

Računska sila proboja:

$$V_{Ed} = 204 \text{ kN}$$

2. DIMENZIONIRANJE

C25/30

$$f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

B 500

$$f_{yk} = 50,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

debljina ploče

$$c = 2,5 \text{ cm}$$

zaštitni sloj betona

$$d = 17,5 \text{ cm}$$

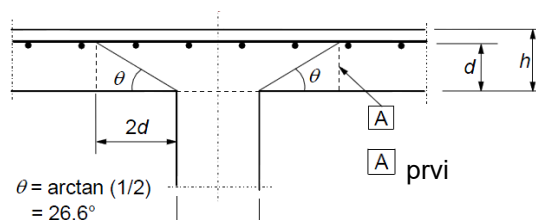
statička visina

promjer armature $d_s = 20 \text{ mm}$

$$d_x = h - c - d_s / 2 = 16,5 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - d_s = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_m = (d_x + d_y) / 2 = 15,5 \text{ cm}$$



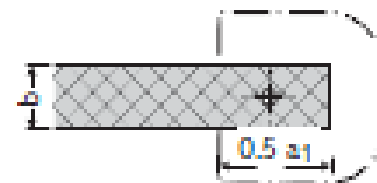
kraj zida

$$a_1 = 40 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

Kritična površina:

$$A_{crit} = 1/2 \cdot (2d)^2 \pi + 2 \cdot 0,5 \cdot a_1 (2d) + b(2d) + 0,5 \cdot a_1 \cdot b = 0,528 \text{ m}^2$$



Kritični opseg:

$$u_{crit} = 2 \cdot 0,5 \cdot a_1 + b + (2d)\pi = 157,34 \text{ cm}$$

$$a_1 = \min(2b; 6d - b)$$

kritični opseg proboja

Udaljenost prvog kontrolnog opsega:

$$2d$$

Korekcijski faktor:

$$\beta = 1,00$$

simetrično naprezanje

$$\beta = 1,50$$

za stupove u kutovima

$$\beta = 1,15$$

nesimetrično napreznani

$$\beta = 1,40$$

za stupove na rubovima

$$\beta = 1,35$$

za krajeve zidova

Odabrano:

$$\beta = 1,35$$

Računsko poprečno naprezanje proboja po kritičnom opsegu:

$$v_{Ed} = V_{Ed} / \beta u_{crit} d = 1,13 \text{ N/mm}^2$$

Armatura ploče u x smjeru:

$$a_{sx} = 23,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\mathbf{Q-257 + \Phi 20/15 \text{ cm}}$$

Armatura ploče u y smjeru:

$$a_{sy} = 23,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\mathbf{Q-257 + \Phi 20/15 \text{ cm}}$$

Koeficijent armiranja ploče u x smjeru:

$$\rho_x = a_{sx} / d_x = 0,0142$$

Koeficijent armiranja ploče u y smjeru:

$$\rho_y = a_{sy} / d_y = 0,0162$$

Ukupno:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \rho_y} = 0,01520$$

Uvjet nosivosti ploče bez probojne armature:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \geq v_{min}$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,55 \text{ N/mm}^2$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 2,14 \leq 2,0$$

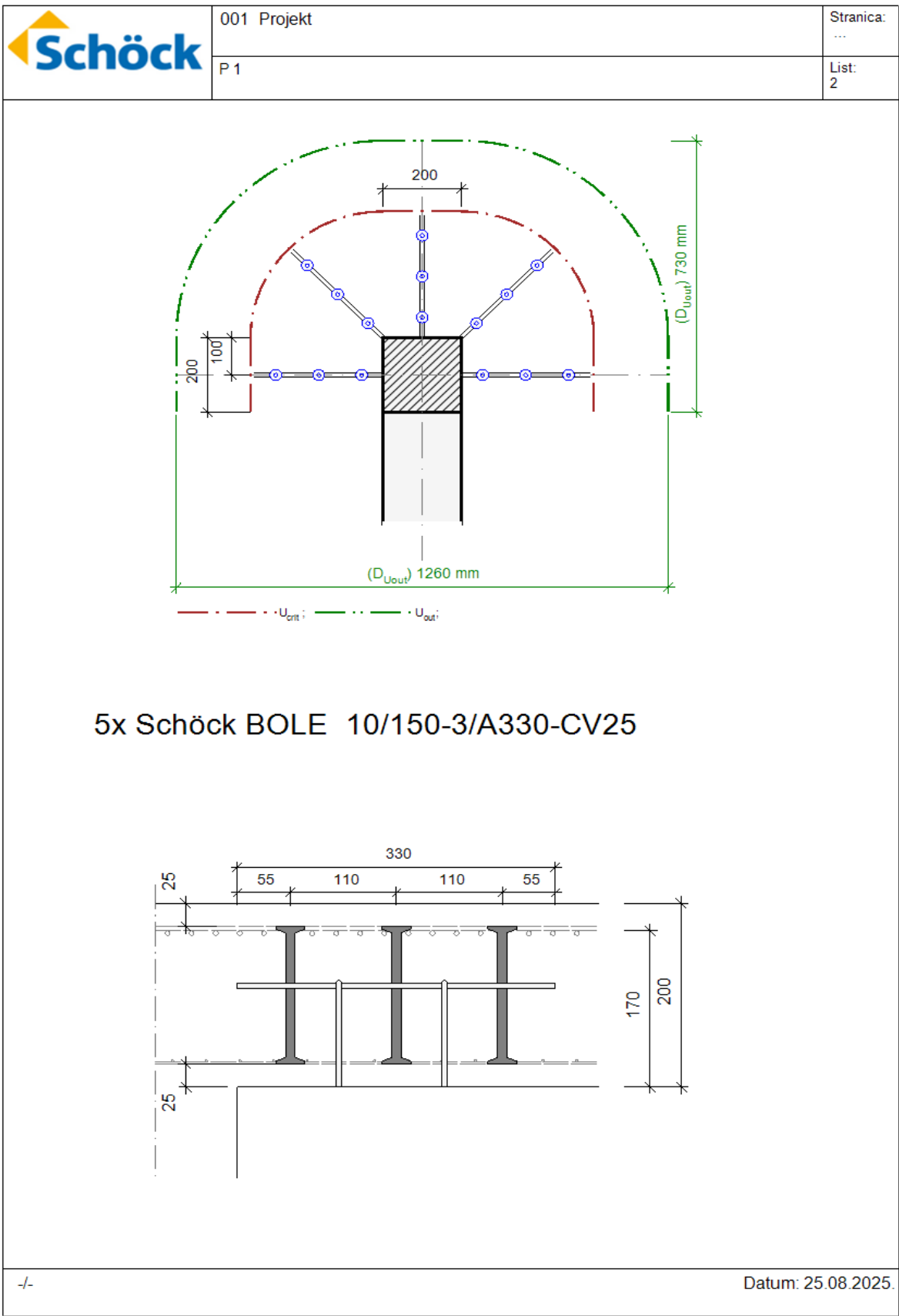
$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12$$

$$v_{Ed} = 1,13 \text{ N/mm}^2 > v_{Rd,c} = 0,81 \text{ N/mm}^2$$

Potrebna je poprečna armatura za osiguranje od proboja ploče

11.1.2. PRORAČUN PROBOJA P1

	001 Projekt	Stranica: ...
	P 1	List: 1
Djelovanje sila Probojno opterećenje $V_{Ed} = 205 \text{ kN}$ Dinamički udio $V_{Ed,dyn} = 0 \text{ kN}$ Faktor povećanja opterećenja $\beta = 1,35$		
Dimenzija - Kraj zida Širina zida $b = 200 \text{ mm}$ Debljina ploče $h = 200 \text{ mm}$ Korisna statička visina $d = 170 \text{ mm}$ Zaštitini sloj betona odozgo/ispod $co; cu = 25; 25 \text{ mm}$		
Materijal Beton C25/30 ($f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$) Čelik B500 ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$) Postotak armiranja $\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2} = (1,38 \cdot 1,38)^{1/2} = 1,38 \%$ $A_{sx} = 23,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \varnothing 20/134 \text{ mm}$); $A_{sy} = 23,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \varnothing 20/134 \text{ mm}$) Armatura mora biti usidrena preko vanjskog kružnog presjeka "Uout" Armaturu protiv kolapsa konstrukcije, treba rasporediti preko stupova: $V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 2,9 \text{ cm}^2$		
Izračun proboja EC2 + ETA Faktor $\kappa = \min\{1 + (200/d)^{1/2}; 2\} = 2,00$ Utjecaj debljine ploče $\eta = 1 + (d-200)/1000 \cdot \{\min 1,0; \max 1,6\} = 1,00$ Faktor $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$ Minimalna nosivost betona $v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot \kappa^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 495,0 \text{ kN/m}^2$ Nosivost betona $V_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 781,7 \text{ kN/m}^2$		
Rub stupa u₀ Opseg kružnog presjeka $u_0 = 0,600 \text{ m}$ Nosivost betona $V_{Rd,c,max,u0} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 4500,0 \text{ kN/m}^2$ Nosivost betona $V_{Rd,c,max,u0} = V_{Rd,c,max,u0} \cdot d \cdot u_0 = 459,0 \text{ kN}$		
Kritični kružni presjek u_{crit} Kritično odstojanje $a_{crit} = 2,0d = 340 \text{ mm}$ Opseg kružnog presjeka $u_{crit} = 1,668 \text{ m}$ Poprečna sila koja će se preuzeti $V_{Ed,\beta} = \beta \cdot V_{Ed} = 276,8 \text{ kN}$ Nosivost betona $V_{Rd,c,crit} = V_{Rd,c} \cdot d \cdot u_{crit} = 221,7 \text{ kN}$ Maksimalna nosivost $V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit} \cdot (CRdc=0,12) \cdot 1,96 = 434,5 \text{ kN}$		
$\min\{V_{Rd,c,crit}; V_{Rd,c,max,u0}\} = 221,7 \text{ kN} \leq V_{Ed,\beta} = 276,8 \text{ kN} \leq V_{Rd,max,crit} = 434,5 \text{ kN}$		
Potrebna je armatura protiv proboja, Izabrano:		
5x Schöck BOLE 10/150-3/A330-CV25		
Dokaz nosivosti čelika $V_{Ed,\beta} = 276,8 \text{ kN} \leq V_{Rd,sy,crit} = m_c \cdot \eta_c \cdot A_{s,i} \cdot f_{yd} / \eta = 341 \text{ kN}$		
Vanjski kružni presjek u_{out} (vorh Is + 1,5d) Duljina armiranog područja $Is = 275 \text{ mm}$ Opseg kružnog presjeka $u_{out} = 2,265 \text{ m}$ Faktor povećanja opterećenja $\beta_{red} = \beta = 1,35$ Poprečna sila koja će se preuzeti $V_{Ed,out} = \beta_{red} \cdot V_{Ed} = 276,8 \text{ kN}$ Nosivost betona $V_{Rd,c,out} = \max\{C_{Rd,c,out} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 781,7 \text{ kN/m}^2$ Nosivost betona $V_{Rd,c,out} = V_{Rd,c,out} \cdot d \cdot u_{out} = 301,0 \text{ kN}$		
$V_{Ed,out} = 276,8 \text{ kN} \leq V_{Rd,c,out} = 301,0 \text{ kN}$		
Duljina probojne armature dovoljna		
-/-		Datum: 25.08.2025.



12. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA POZICIJE 200

12.1. PRORAČUN STROPNE PLOČE PRIZEMLJA

Stropna ploča prizemlja, monolitna je AB ploča koja se oslanja na AB zidove i grede.
Proračun stropne ploče prizemlja bit će izveden pomoću programa Scia Engineer,
metodom konačnih elemenata, uz sljedeće pretpostavke:

- AB monolitna ploča debljine $d = 20$ cm
- kakvoća betona C25/30 (MB 30)
- kakvoća čelika za armiranje B 500A (MAR 500/560) i dodatna armatura B 400B (RA 400/500)
- debljina zaštitnog sloja 2,5 cm

Program automatski uzima u proračun vlastitu težinu elemenata.

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti:

$$\begin{array}{llll} \text{nepovoljno:} & \gamma_g = & 1,35 & \text{povoljno:} & \gamma_g = & 1,0 \\ & \gamma_q = & 1,5 & & \gamma_q = & 0 \end{array}$$

I uz koeficijente kombinacija:

Djelovanje	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Uporabna opterećenja u zgradama kategorije (vidjeti normu EN 1991-1-1):			
Kategorija A: kuće, stambene zgrade	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: uredi	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: područja za skupove	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišta	1,0	0,9	0,8
Kategorija F: prometna područja, težina vozila ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorija G: prometna područja, $30 \text{ kN} \leq$ težina vozila ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: krovovi	0	0	0
Opterećenja snijegom u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-3)*:			
– Finska, Island, Norveška, Švedska	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini $H > 1000$ m n.m.	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini $H \leq 1000$ m n.m.	0,50	0,20	0
Opterećenja vjetrom na zgrade (vidjeti normu EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (osim požara) u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NAPOMENA: Vrijednosti ψ mogu se odrediti u nacionalnom dodatku.			
* Za države koje nisu navedene, vidjeti odgovarajuće mjesne uvjete.			

2. OPTEREĆENJA

opterećenja:

Name	Description	Action type	Load group	Load type	Direction
SO1	Vlastita težina	Permanent	LG1	Self weight	-Z
SO2	Dodatno stalno	Permanent	LG1	Standard	
SO3.1	Uporabno - kat. H	Variable	LG2 - kat. H	Static	
SO3.2	Uporabno - kat. A	Variable	LG3 - kat. A	Static	
SO4	snijeg	Variable	LG4 - snijeg	Static	

kombinacije opterećenja:

Osnovne kombinacije (stalne ili prolazne proračunske situacije)

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

Karakteristične kombinacije (stalne ili prolazne proračunske situacije)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kvazistalne kombinacije

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

Popis kombinacija:

Name	Description	Type	Load cases	Coeff. []
KO1 GSN - uporabno kat. A		Linear - ultimate	SO1 - vl težina	1,350
			SO2 - dod. stalno	1,350
			SO3.2 - uporabno kat. A	1,500
KO2 GSU - uporabno	karak. komb	Linear - ultimate	SO1 - vl težina	1,000
			SO2 - dod. stalno	1,000
			SO3.2 - uporabno kat. A	1,000
KO3 GSU - dugotrajni progib	nazovistalna komb.	Linear - serviceability	SO1 - vl težina	1,000
			SO2 - dod. stalno	1,000
			SO3.2 - uporabno kat. A	0,600

3. PRILOZI

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

Prilog 2. Opterećenja (kN, kN/m²)

Prilog 3. Dijagram momenata savijanja u

Prilog 4. Dijagram momenata savijanja u

Prilog 5. Dijagrami elastičnog

Prilog 6. Dijagrami dugotrajnog

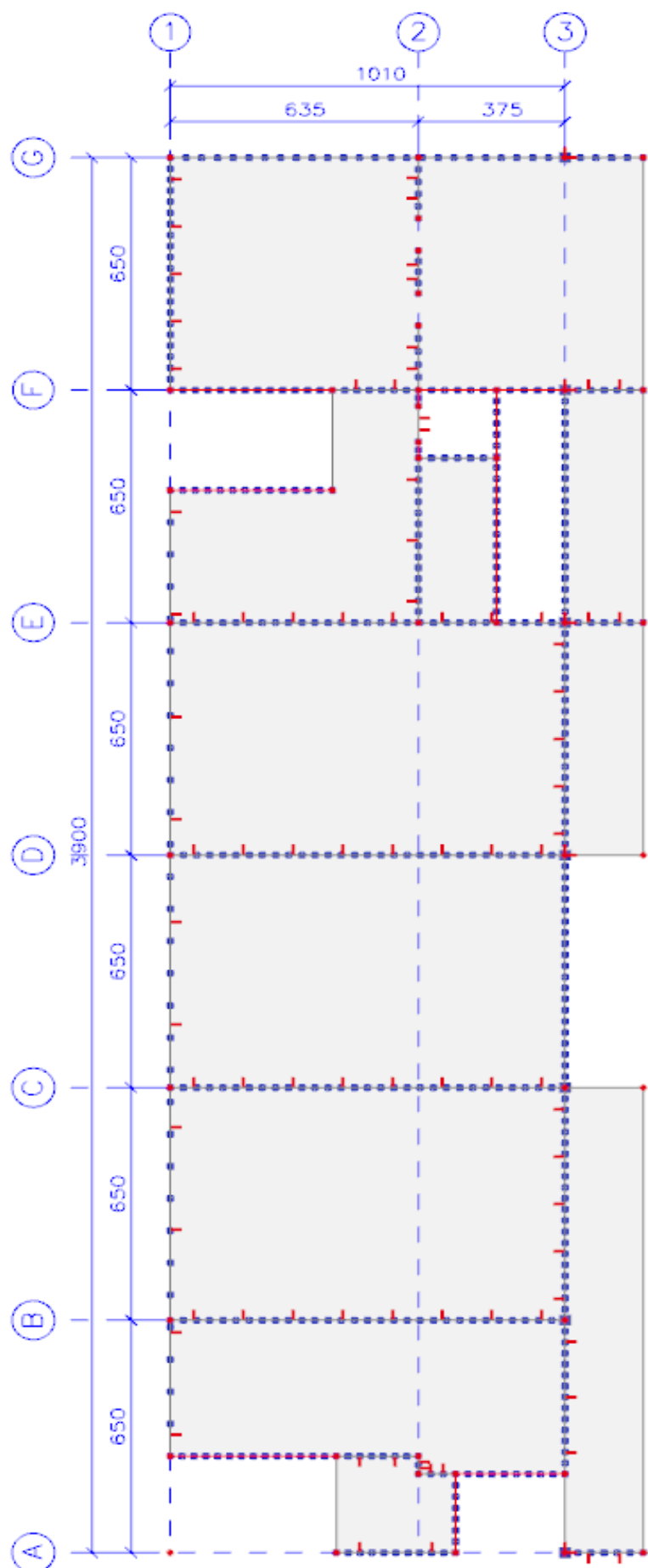
Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od KO1 (cm²/m')

Prilog 8. Dijagrami armature u smjeru Y u donjoj zoni od KO1 (cm²/m')

Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od KO1 (cm²/m')

Prilog 10. Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od KO1 (cm²/m')

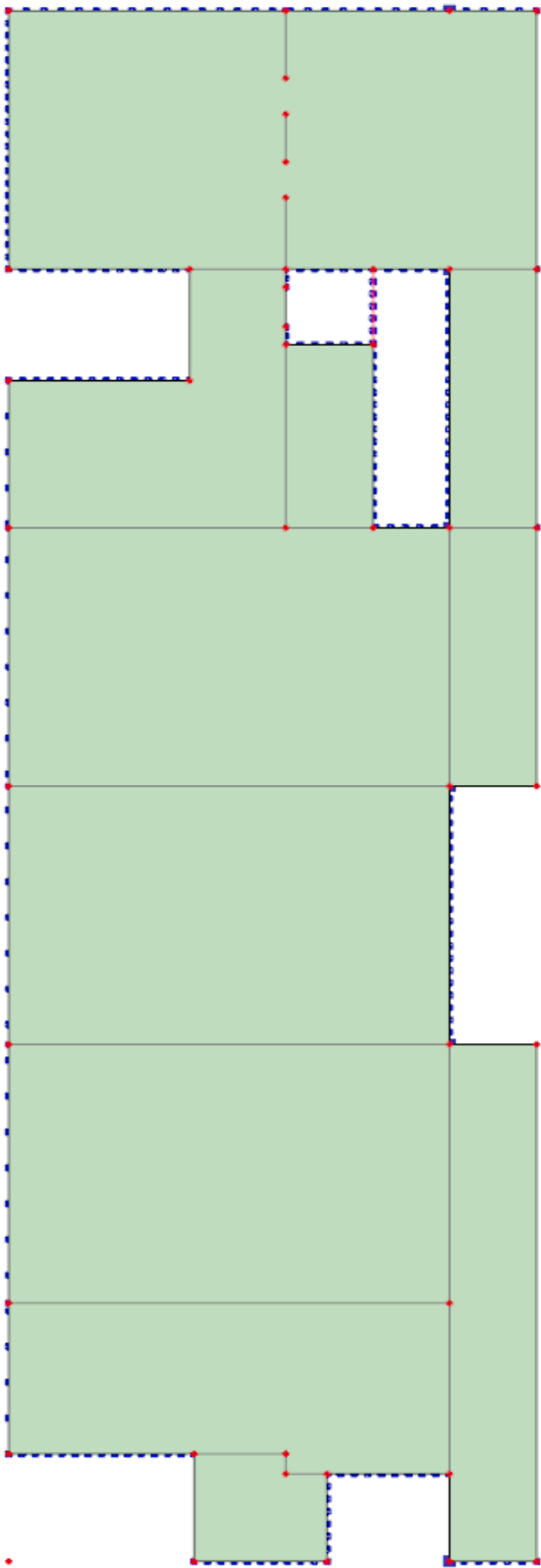
Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca



Prilog 2. Opterećenja (kN, kN/m²)

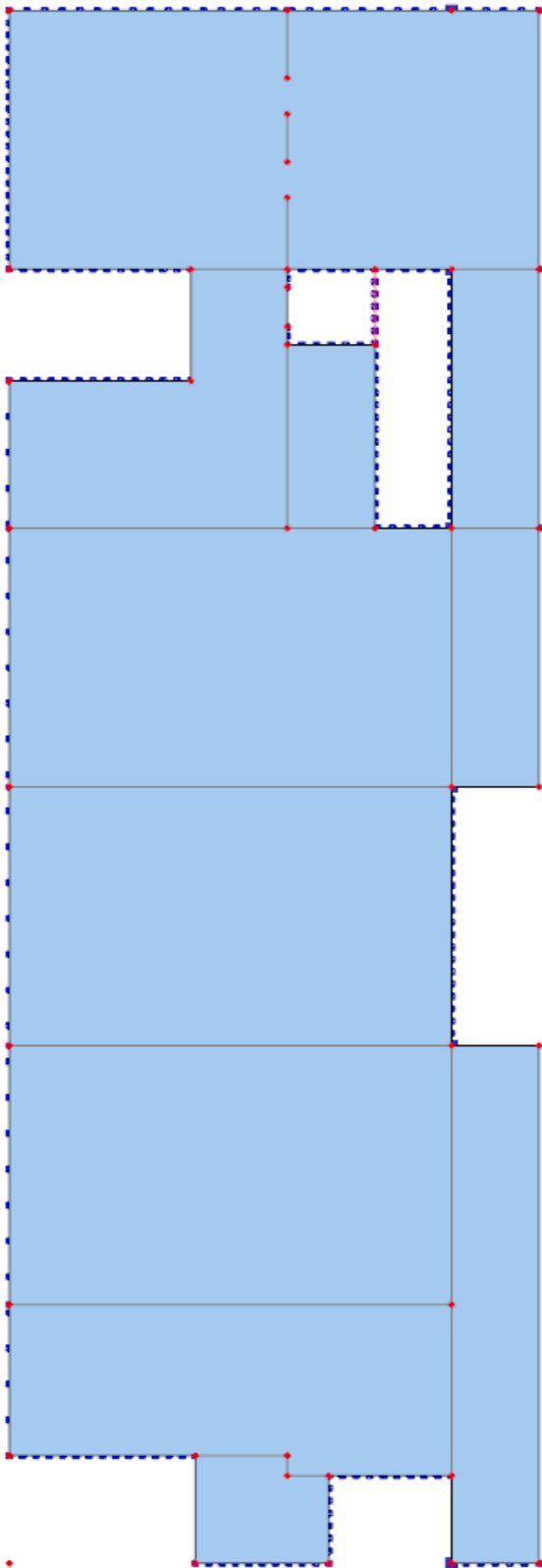
SO2 - dodatno stalno opterećenje

qz [kN/m ²]
-2.5

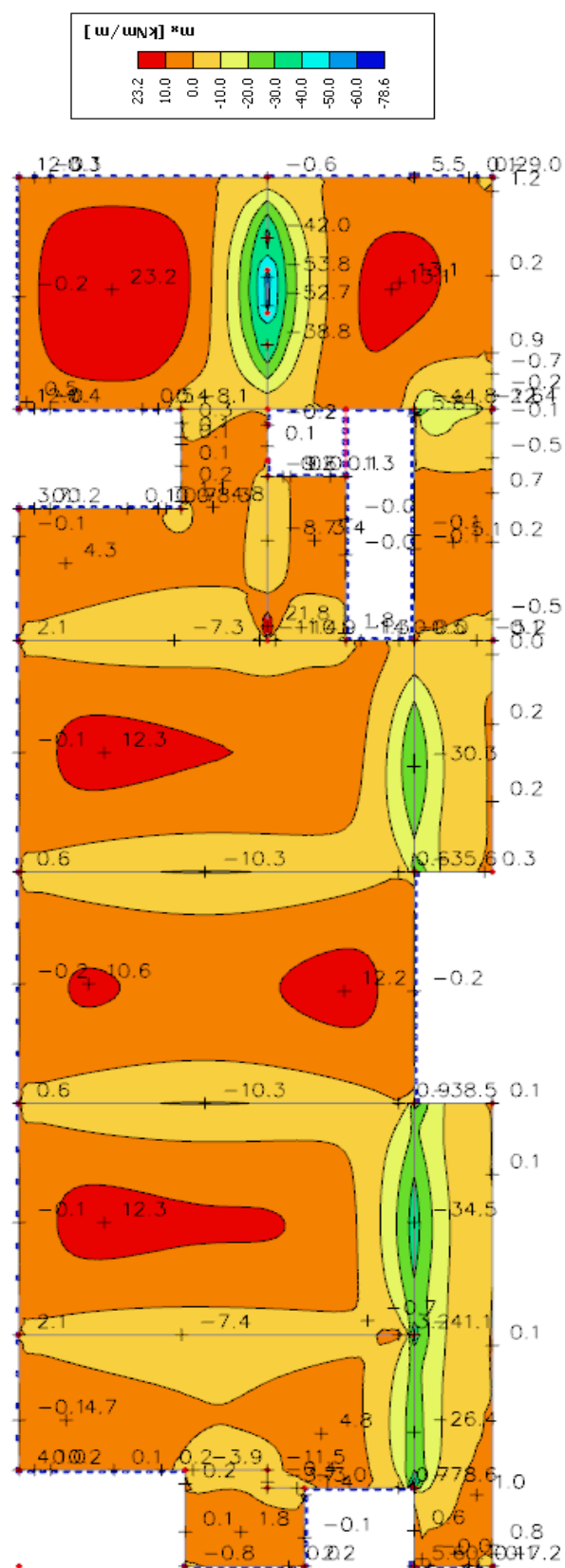


SO3.1 - uporabno opterećenje (kat. C)

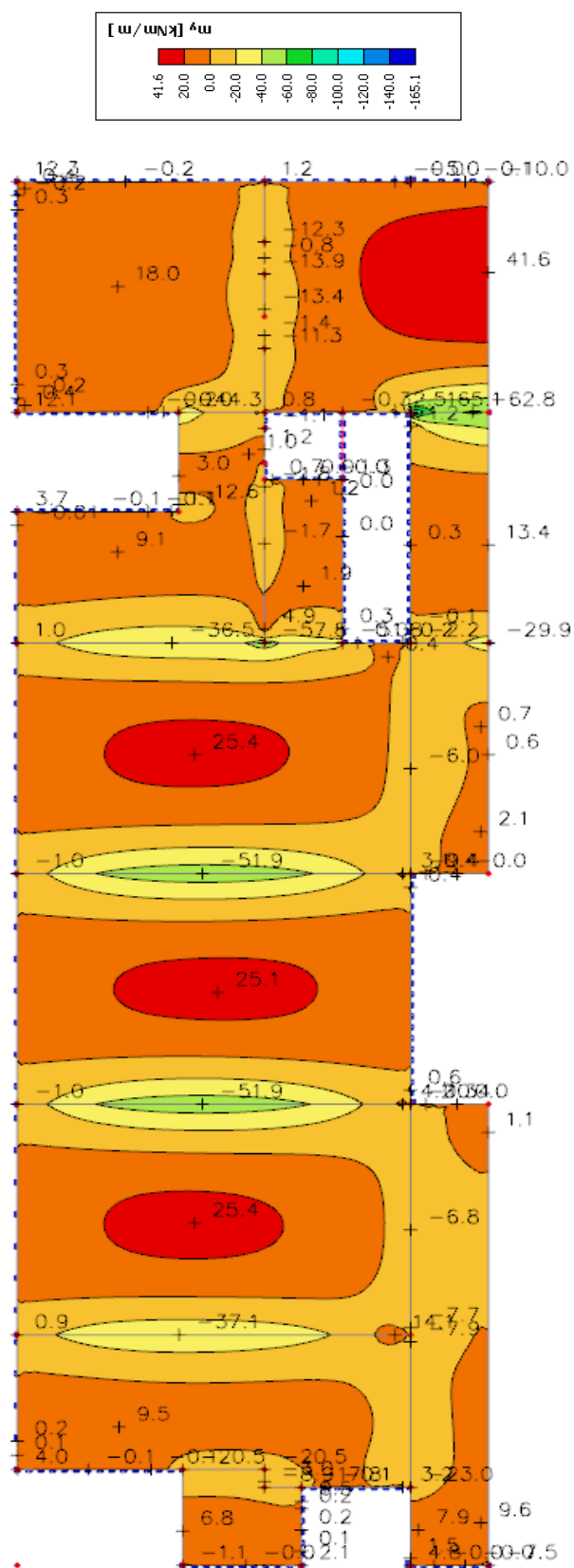
qz [kN/m ²]
-3.0



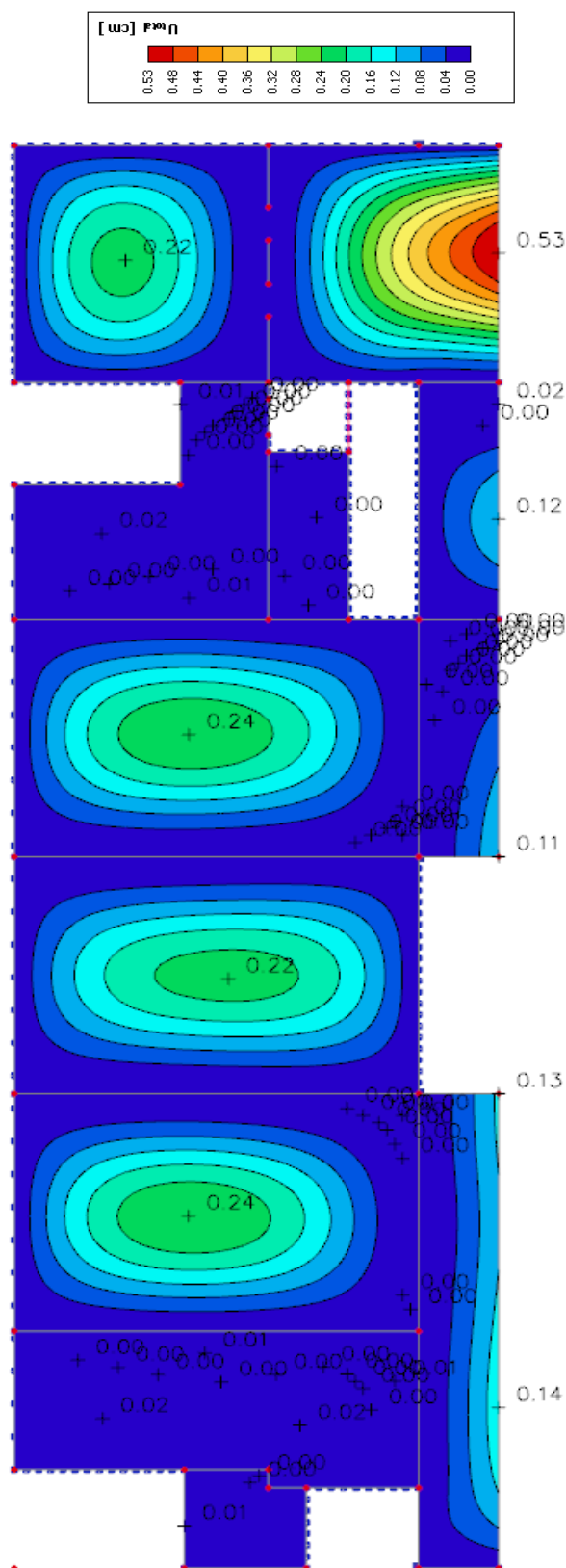
Prilog 3. Dijagram momenata savijanja u X smjeru m_x od KO1 (kNm/m')



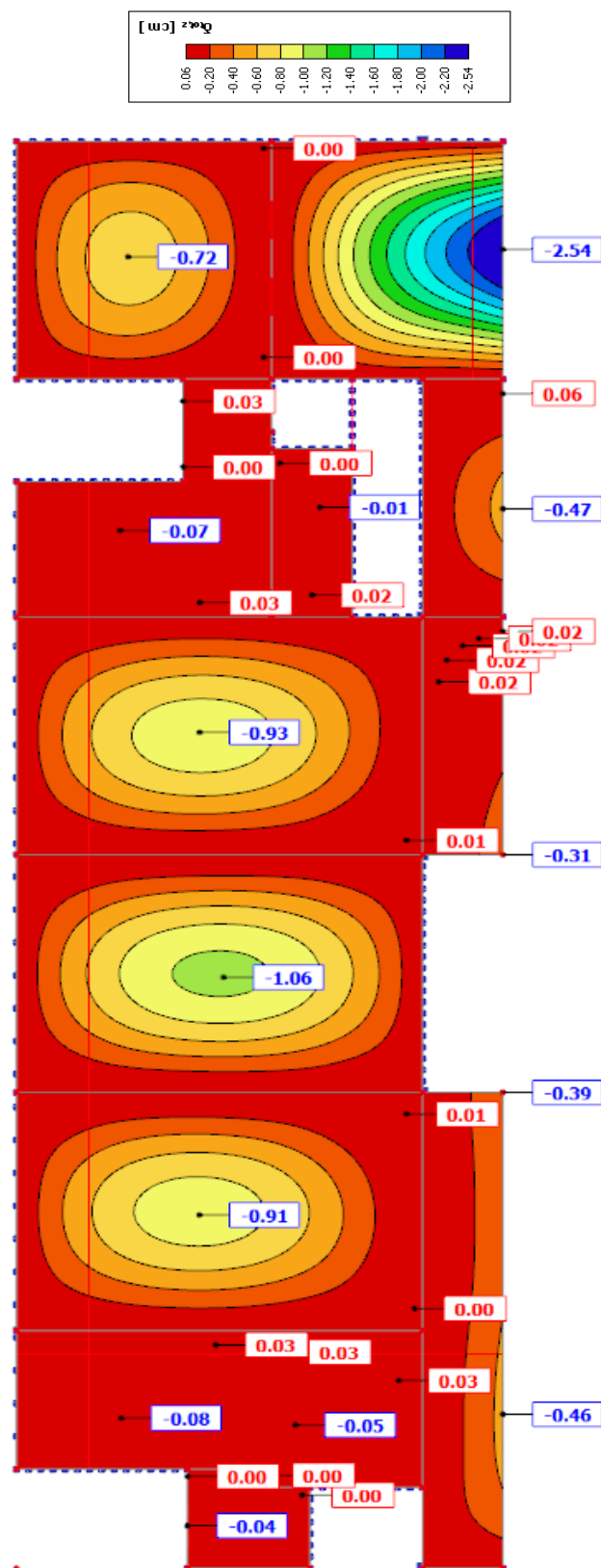
Prilog 4. Dijagram momenata savijanja u Y smjeru m_y od KO1 (kNm/m')



Prilog 5. Dijagrami elastičnog
progiba od KO2(cm)

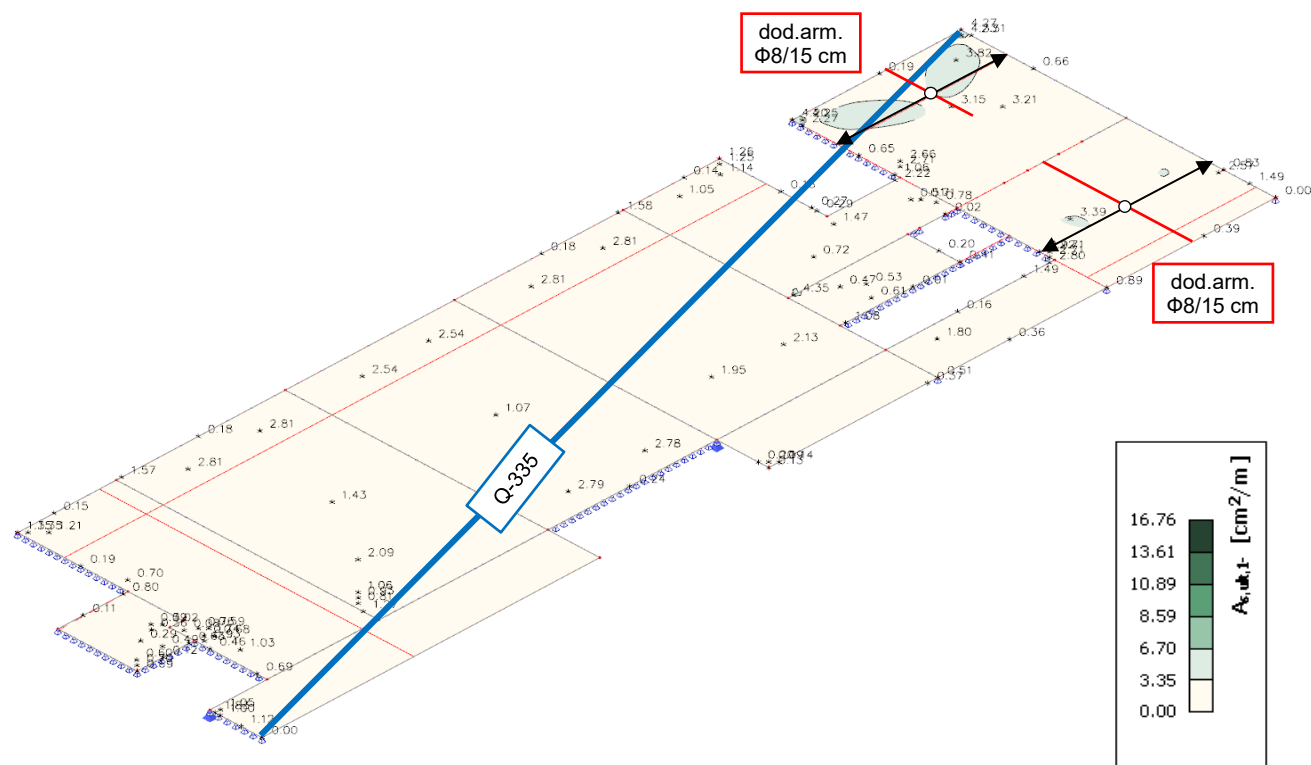


Prilog 6. Dijagrami dugotrajnog
progiba - kombinacija GSU dugotrajni (cm)

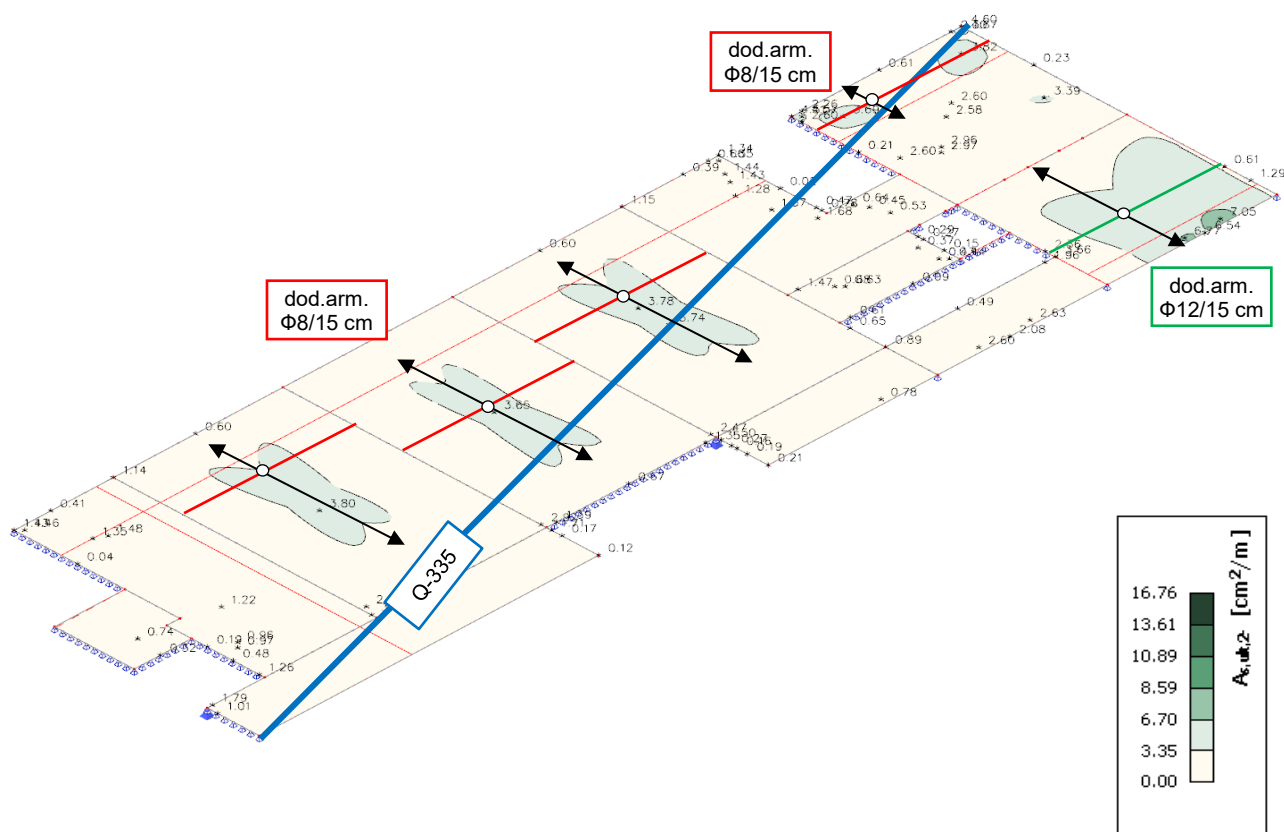


$$u_{z,max} = 2,54 \text{ cm} < u_{dop} = L/200 = 650250 = 2,6 \text{ cm}$$

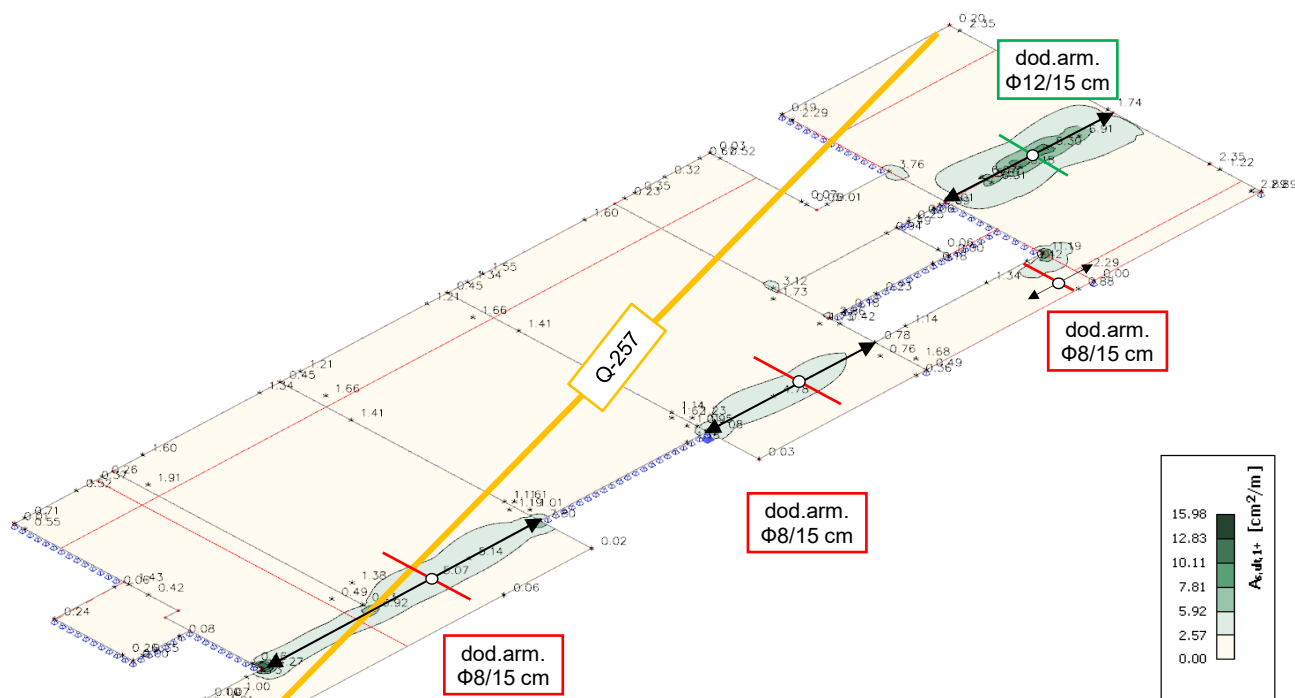
Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od KO1 (cm^2/m')



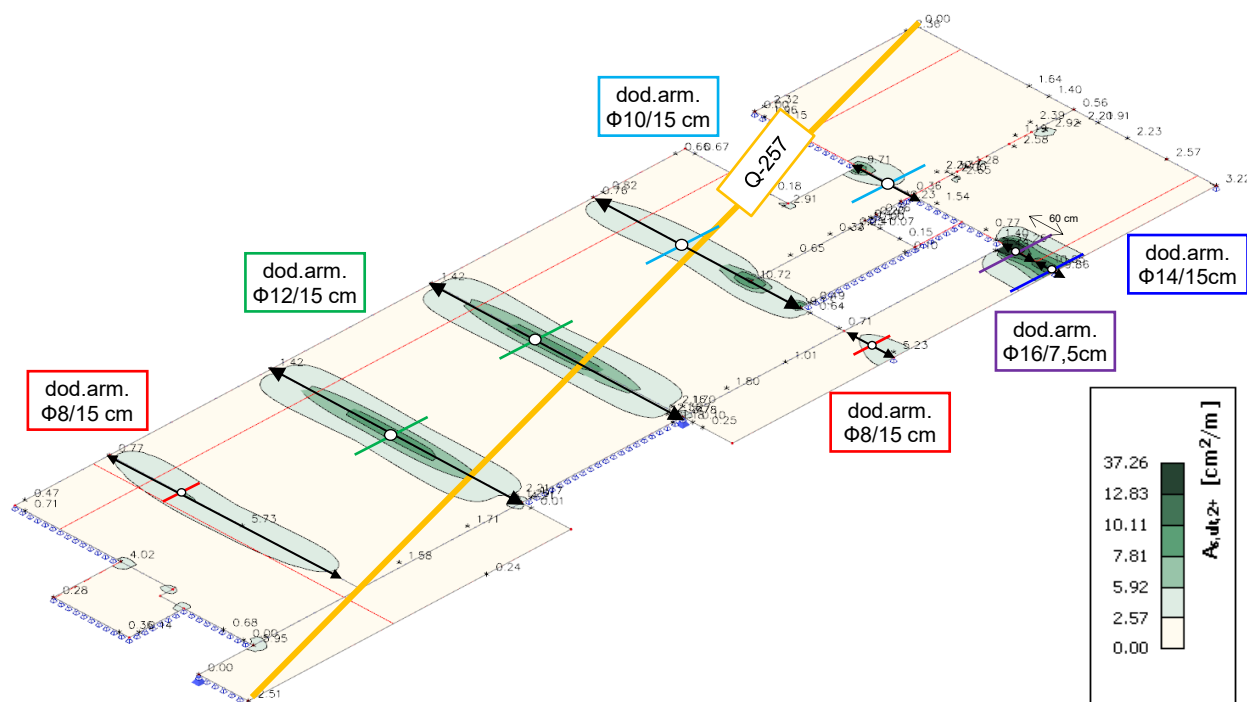
Prilog 8. Dijagrami armature u smjeru Y u donjoj zoni od KO1 (cm^2/m')



Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od KO1 (cm^2/m)



Prilog 10. Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od KO1 (cm^2/m)



- minimalna armatura $A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d =$ 2,20 cm^2/m'

- donju zonu armirati mrežama Q 335 (B 500)

- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama 4Φ16 i vilicama Φ8/15 cm

- gornju zonu armirati mrežama Q-257 (B 500) i dodatnim šipkama

- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama 4Φ16 i vilicama Φ8/15 cm

13. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA POZICIJE 100

13.1. PRORAČUN STROPNE PLOČE PODRUMA

Stropna ploča podruma, odnosno kata, monolitna je AB ploča koja se oslanja na AB zidove i grede. Proračun stropne ploče podruma bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemenata, uz sljedeće pretpostavke:

- AB monolitna ploča debljine $d = 22 \text{ cm}$ i $d = 20 \text{ cm}$
- kakvoća betona C25/30 (MB 30)
- kakvoća čelika za armiranje B 500A (MAR 500/560) i dodatna armatura B 500B (RA 400/500)
- debljina zaštitnog sloja $2,5 \text{ cm}$ s donje strane ploče, $4,5 \text{ cm}$ sa gornje strane

Program automatski uzima u proračun vlastitu težinu elemenata.

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti:

$$\begin{array}{llll} \text{nepovoljno:} & \gamma_g = & 1,35 & \text{povoljno:} & \gamma_g = & 1,0 \\ & \gamma_q = & 1,5 & & \gamma_q = & 0 \end{array}$$

I uz koeficijente kombinacija:

Djelovanje	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Uporabna opterećenja u zgradama kategorije (vidjeti normu EN 1991-1-1):			
Kategorija A: kuće, stambene zgrade	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: uredi	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: područja za skupove	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišta	1,0	0,9	0,8
Kategorija F: prometna područja, težina vozila $\leq 30 \text{ kN}$	0,7	0,7	0,6
Kategorija G: prometna područja, $30 \text{ kN} \leq \text{težina vozila} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: krovovi	0	0	0
Opterećenja snijegom u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-3)*:			
– Finska, Island, Norveška, Švedska	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini $H > 1000 \text{ m n.m.}$	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini $H \leq 1000 \text{ m n.m.}$	0,50	0,20	0
Opterećenja vjetrom na zgrade (vidjeti normu EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (osim požara) u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NAPOMENA: Vrijednosti ψ mogu se odrediti u nacionalnom dodatku. * Za države koje nisu navedene, vidjeti odgovarajuće mjesne uvjete.			

2. OPTEREĆENJA

opterećenja:

Name	Description	Action type	Load type	Direction
SO1	vlastita težina	Permanent	Self weight	-Z
SO2	dodatno stalno	Permanent	Standard	
SO3	uporabno (kat C)	Variable	Static	

kombinacije opterećenja:

Osnovne kombinacije (stalne ili prolazne proračunske situacije)

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

Karakteristične kombinacije (stalne ili prolazne proračunske situacije)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kvazistalne kombinacije

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

Popis kombinacija:

Name	Type	Load cases	Coeff. [-]
GSN	Linear - ultimate	SO1 - vlastita težina	1,350
		SO2 - dodatno stalno	1,350
		SO3 - uporabno (kat. C)	1,500
GSU-karakt.	Linear - serviceability	SO1 - vlastita težina	1,000
		SO2 - dodatno stalno	1,000
		SO3 - uporabno (kat. C)	1,000
GSU-nazovist.	Linear - serviceability	SO1 - vlastita težina	1,000
		SO2 - dodatno stalno	1,000
		SO3 - uporabno (kat. C)	0,600

3. PRILOZI

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

Prilog 2. Opterećenja (kN, kN/m²)

Prilog 3. Dijagram momenata savijanja u X smjeru mx od AO1 (kNm/m')

Prilog 4. Dijagram momenata savijanja u Y smjeru my od AO1 (kNm/m')

Prilog 5. Dijagrami elastičnog progiba od AO2(cm)

Prilog 6. Dijagrami dugotrajnog progiba - kombinacija GSU dugotrajni (cm)

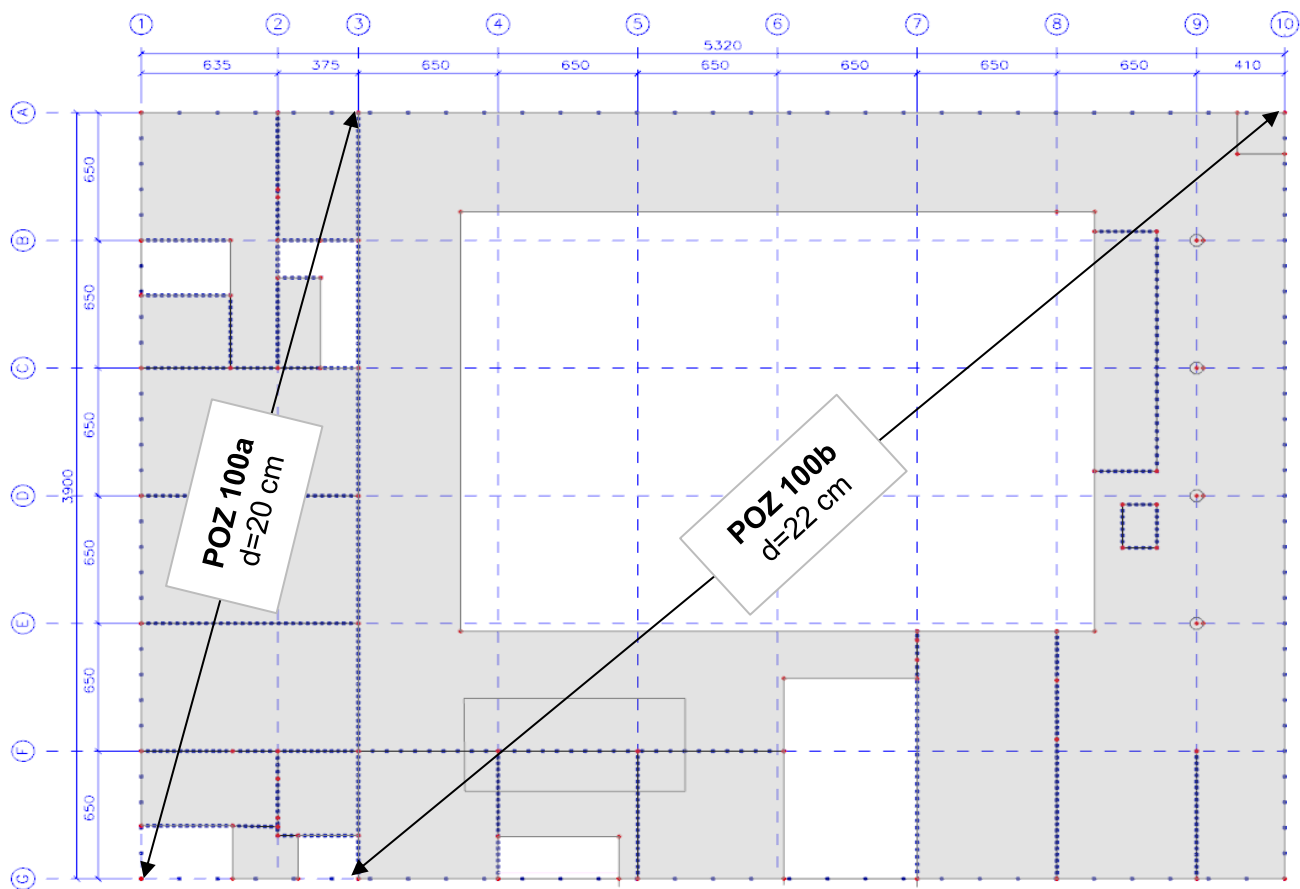
Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od AO1 (cm²/m')

Prilog 8. Dijagrami armature u smjeru Y u donjoj zoni od AO1 (cm²/m')

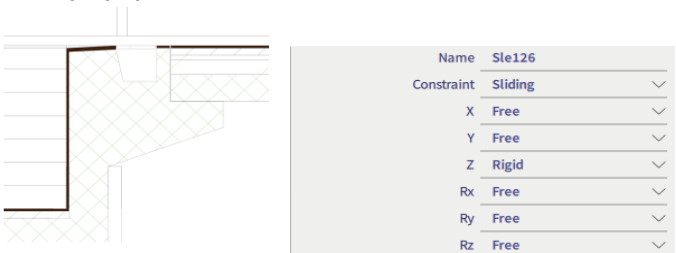
Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')

Prilog 10. Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca



Oslanjanje ploče na zidove bazena



Oslanjanje ploče na stupove fi60

klasa betona: C25/30
modul elastičnosti: $E_{cm} = 31500 \text{ MN/m}^2$

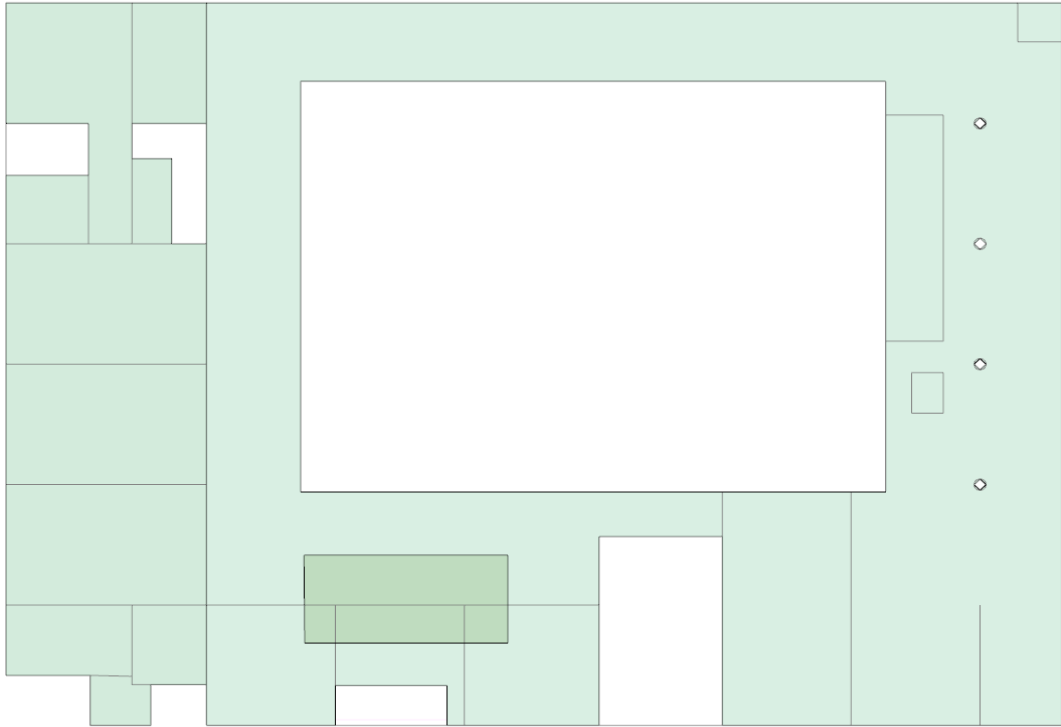
visina stupa	krutost oslonca
[m]	[MN/m3]
4,15	7590,4

Name	STUP
Description	
C1x [MN/m^3]	759,0000
C1y [MN/m^3]	759,0000
C1z	Flexible
Stiffness [MN/m^3]	7590,3600
C2x [MN/m]	0,0000
C2y [MN/m]	0,0000

Prilog 2. Opterećenja (kN, kN/m²)

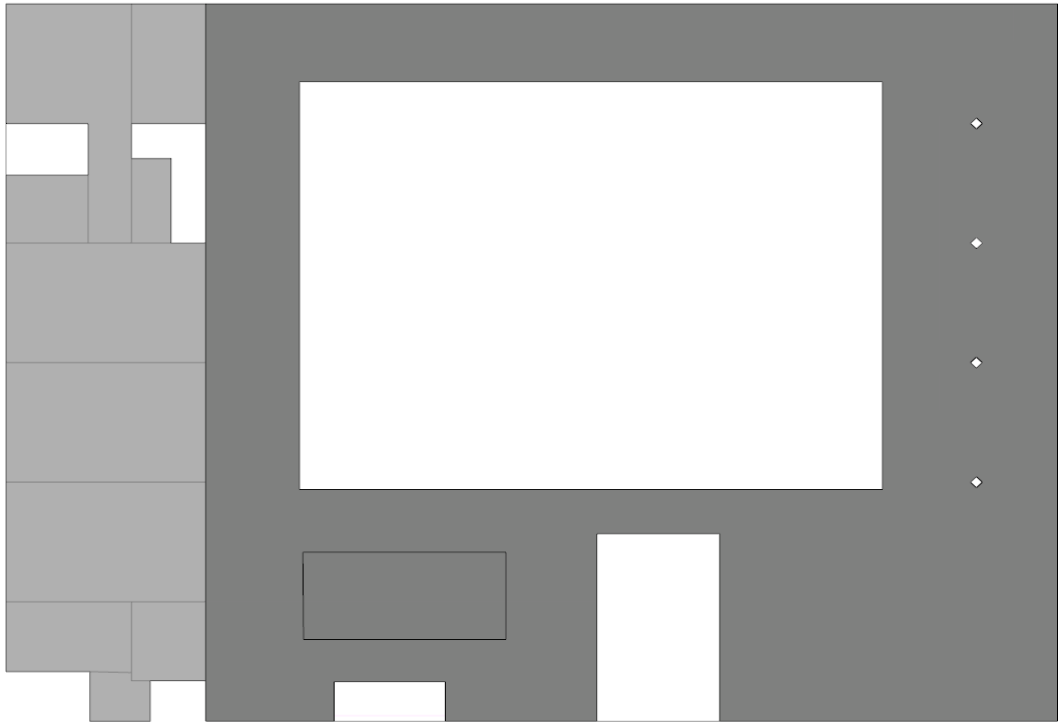
SO2 - dodatno stalno opterećenje

q _z [kN/m ²]	
-2.1	
-2.5	
-4.1	

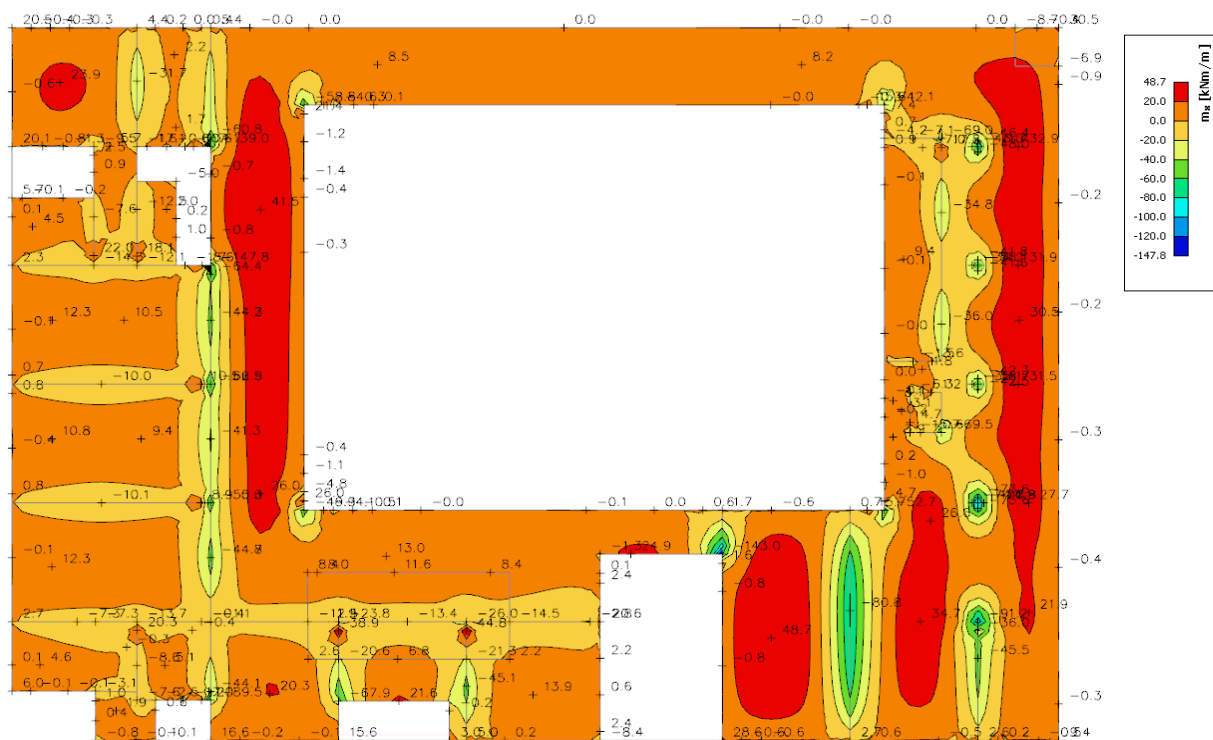


SO3.1 - uporabno opterećenje (kat. C)

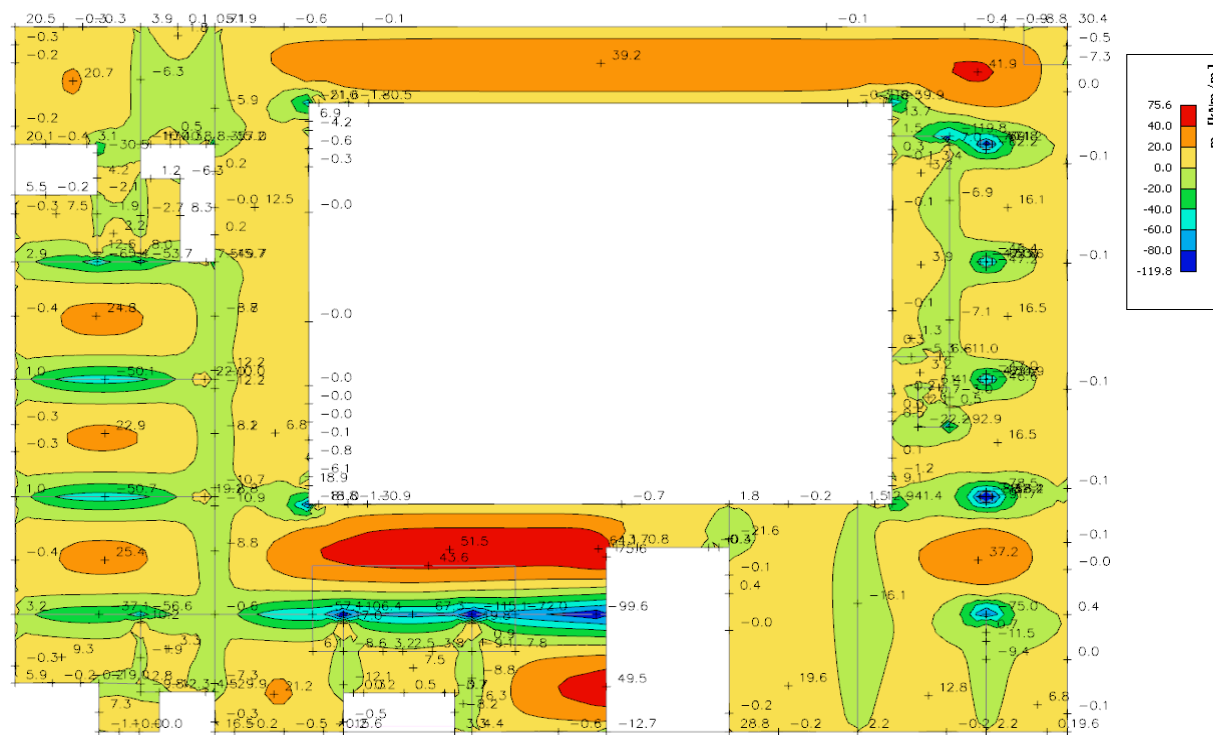
q _z [kN/m ²]	
-3.0	
-5.0	



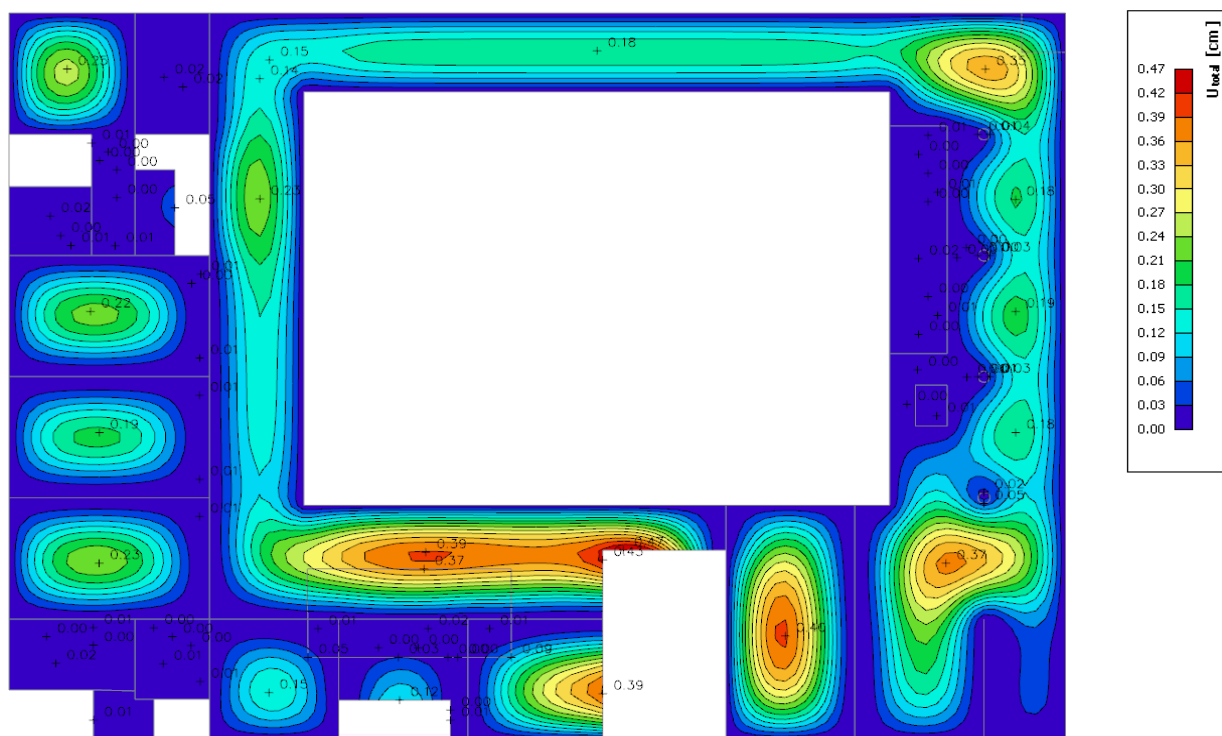
Prilog 3. Dijagram momenata savijanja u X smjeru m_x od AO1 (kNm/m')



Prilog 4. Dijagram momenata savijanja u Y smjeru m_y od AO1 (kNm/m')



Prilog 5. Dijagrami elastičnog progiba od AO2(cm)

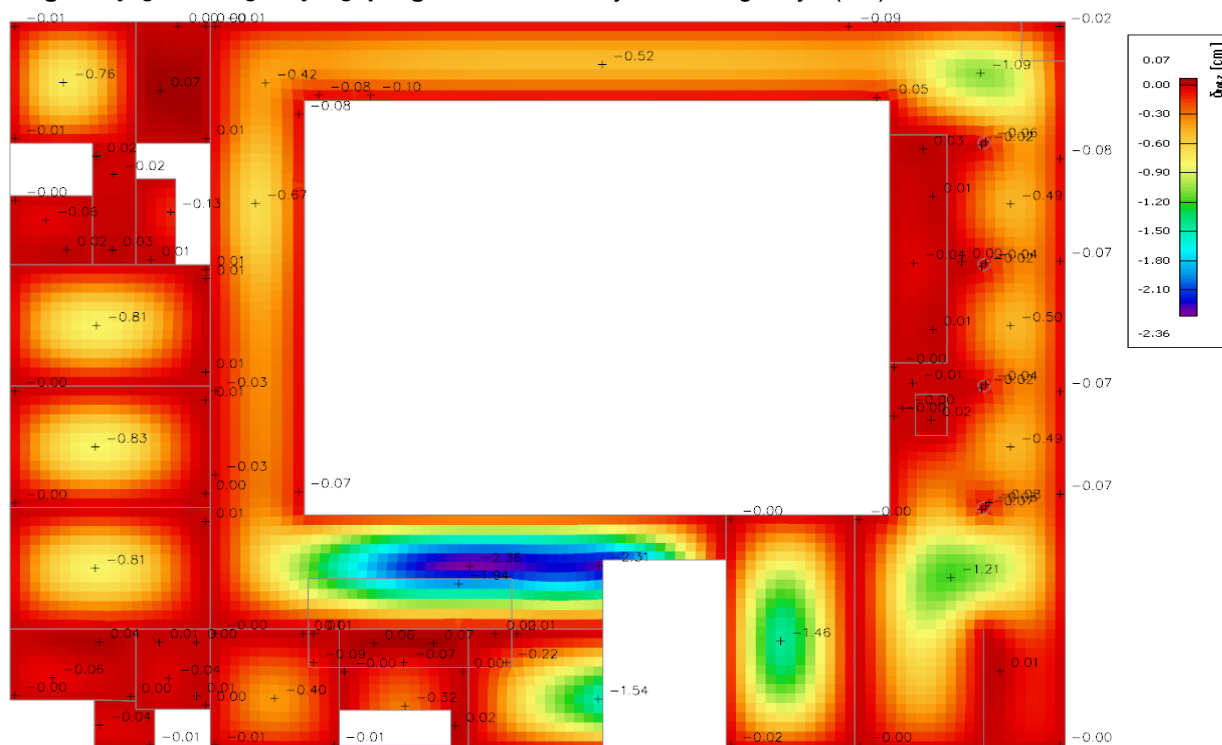


$$u_{z,max} = 0,47 \text{ cm} < u_{dop}$$

$$= L/250 = 610/250 = 2,44 \text{ cm}$$

- ZADOVOLJAVA

Prilog 6. Dijagrami dugotrajnog progiba - kombinacija GSU dugotrajni (cm)

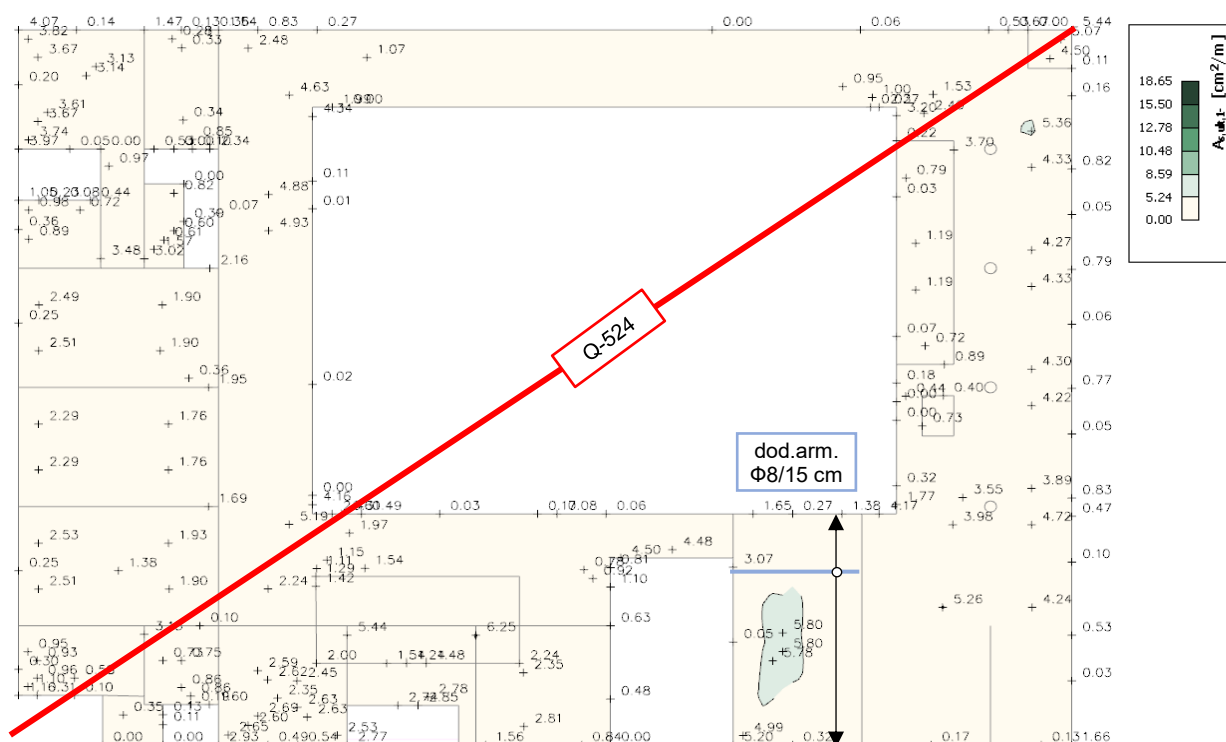


$$u_{z,max} = 2,36 \text{ cm} < u_{dop}$$

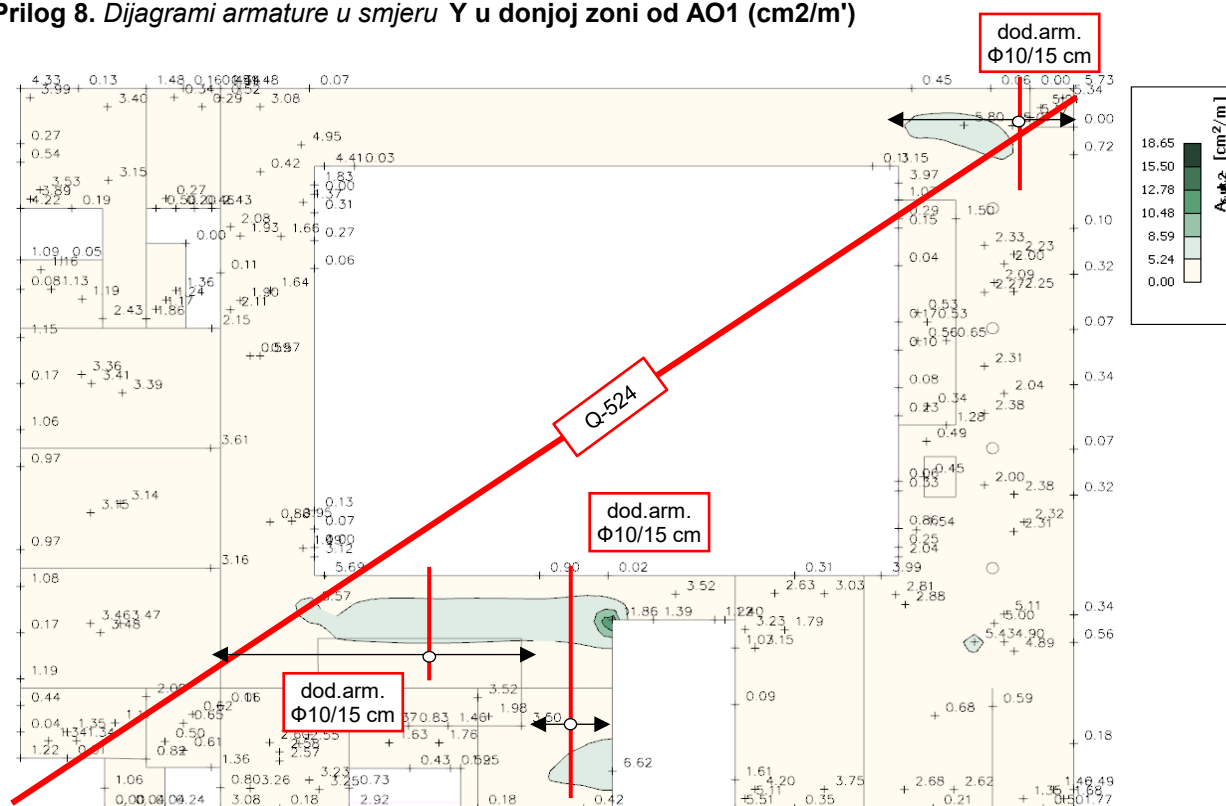
$$= L/250 = 610/250 = 2,44 \text{ cm}$$

- ZADOVOLJAVA

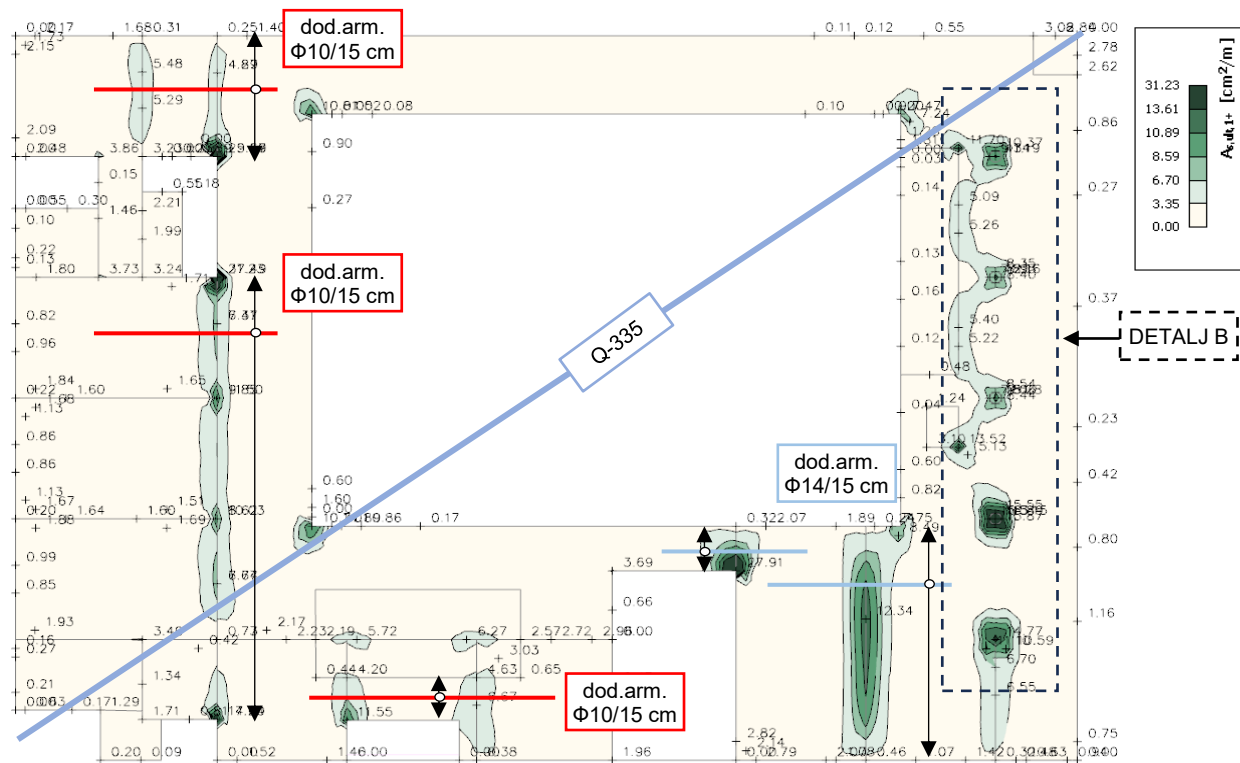
Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od AO1 (cm²/m')



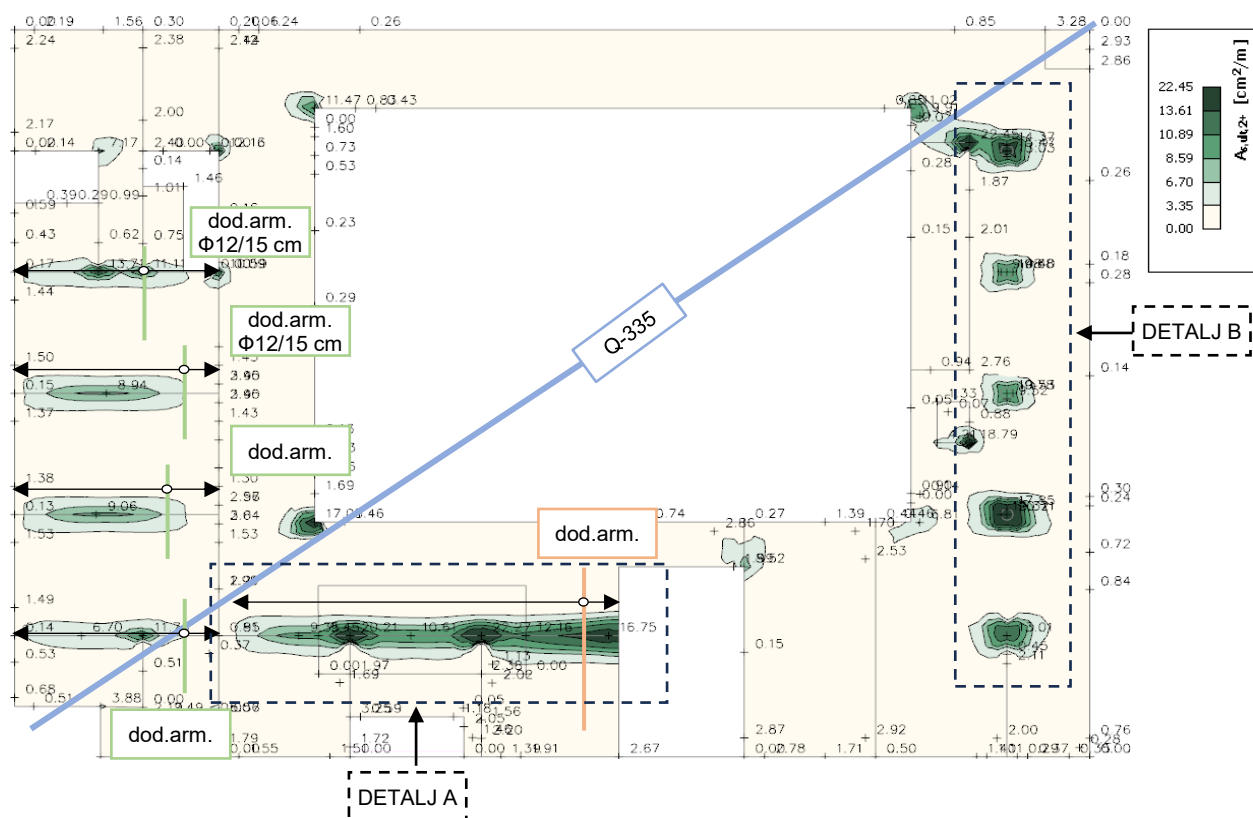
Prilog 8. Dijagrami armature u smjeru Y u donjoj zoni od AO1 (cm²/m')



Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')



Prilog 10. Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')



- minimalna armatura $A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d =$ 2,47 cm^2/m'

- donju zonu armirati mrežama Q 524 (B 500)

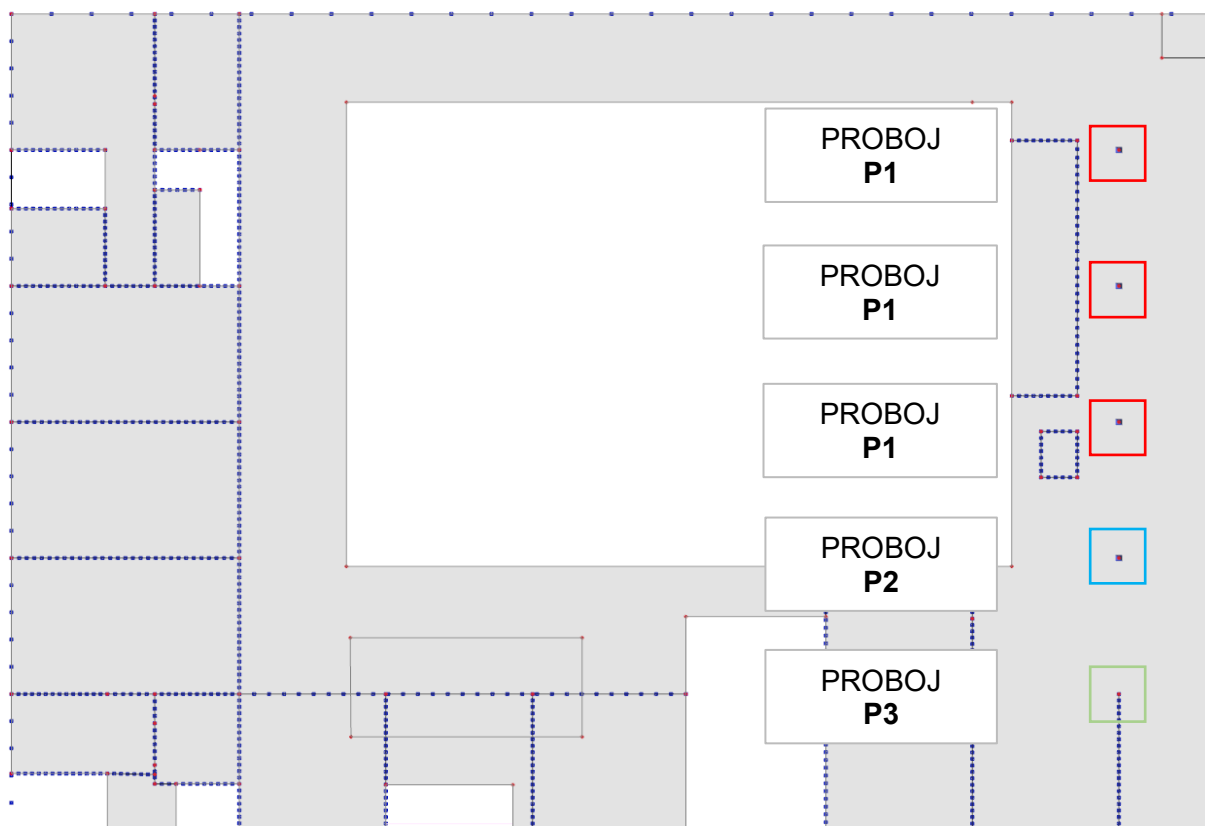
- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama 4Φ16 i vilicama Φ8/15 cm

- gornju zonu armirati mrežama Q-335 (B 500) i dodatnim šipkama

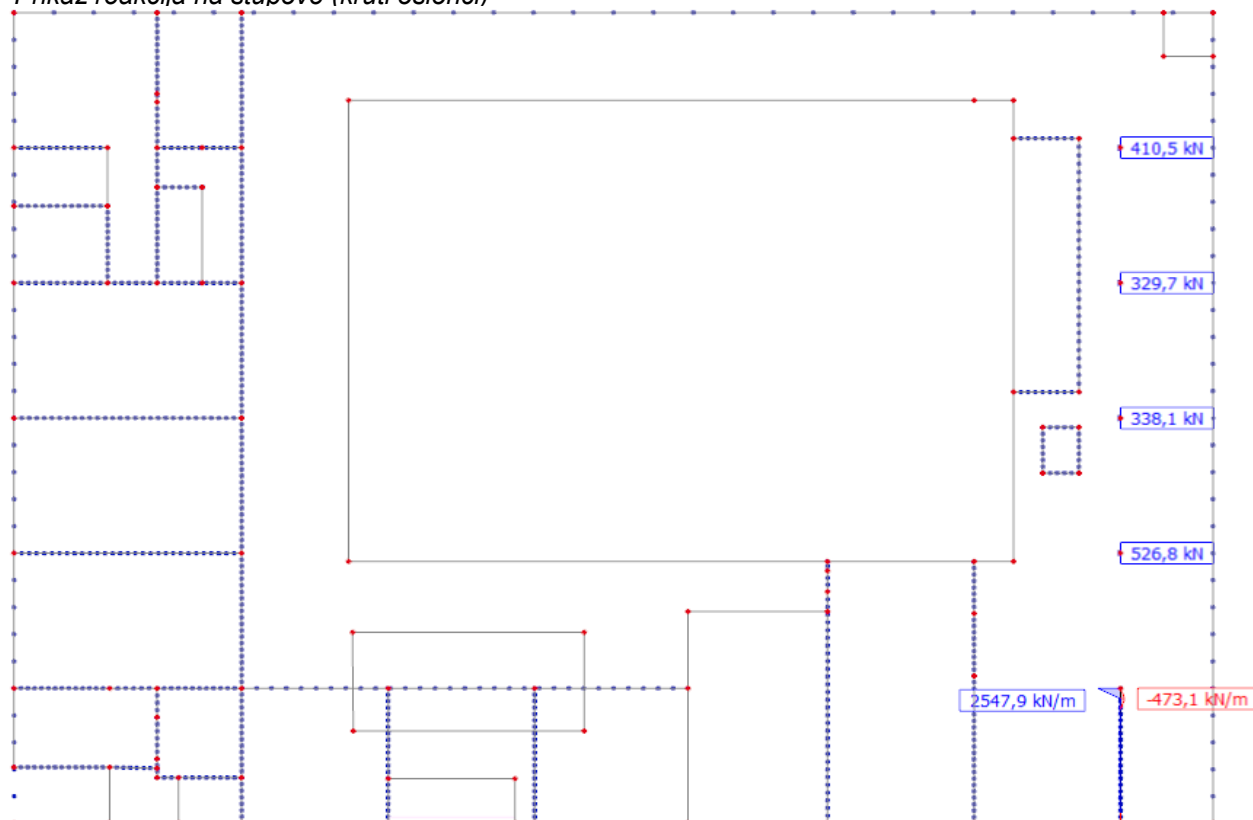
- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama 4Φ16 i vilicama Φ8/15 cm

13.1.1. PROVJERA PROBOJA STROPNE PLOČE PODURMA - POZ 100

Prikaz pozicija proboja



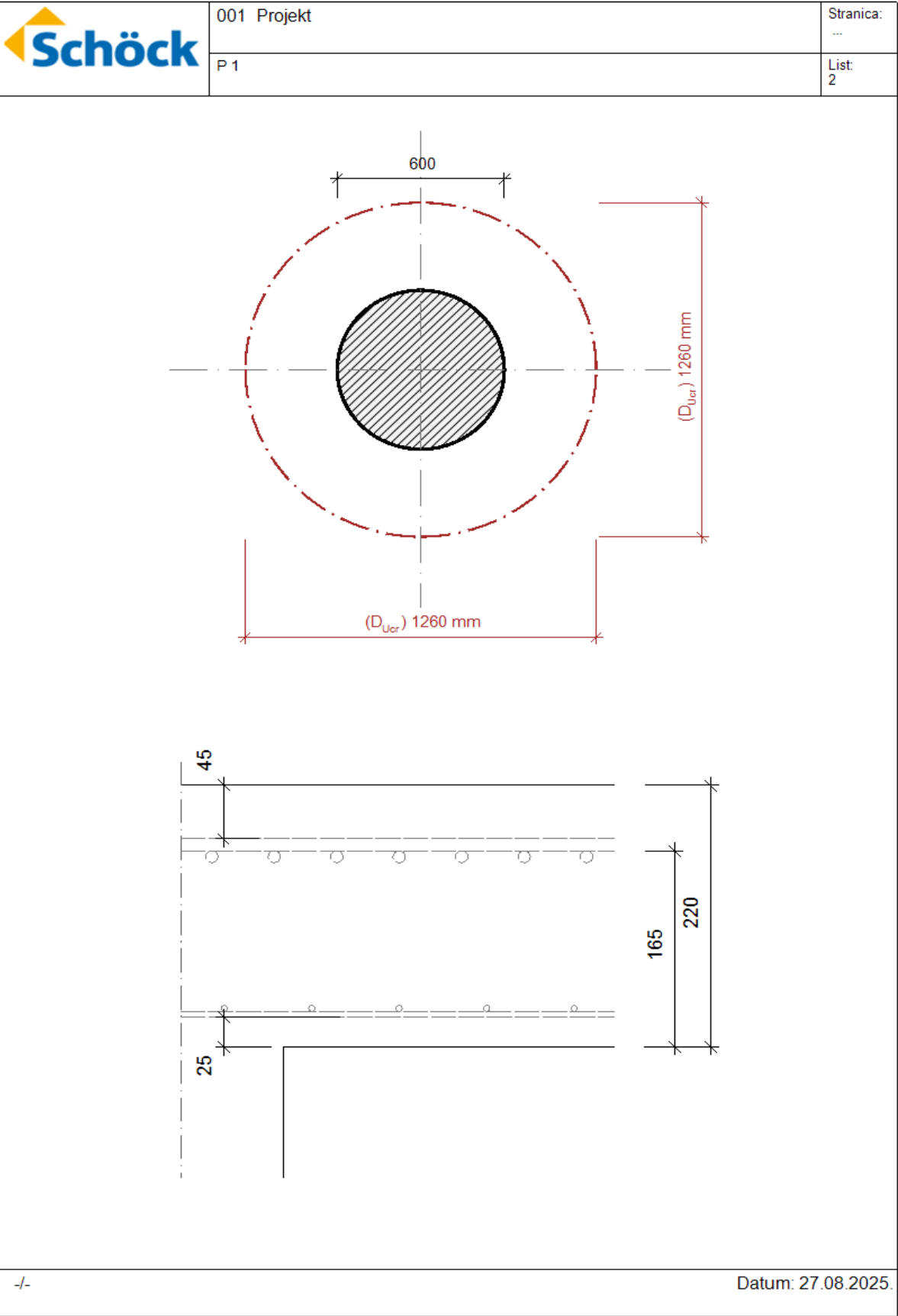
Prikaz reakcija na stupove (kruti oslonci)



$$\text{sila na rubu zida} = ((2547,9 - 473,1)/2) * 0,2 = 208 \text{ kN}$$

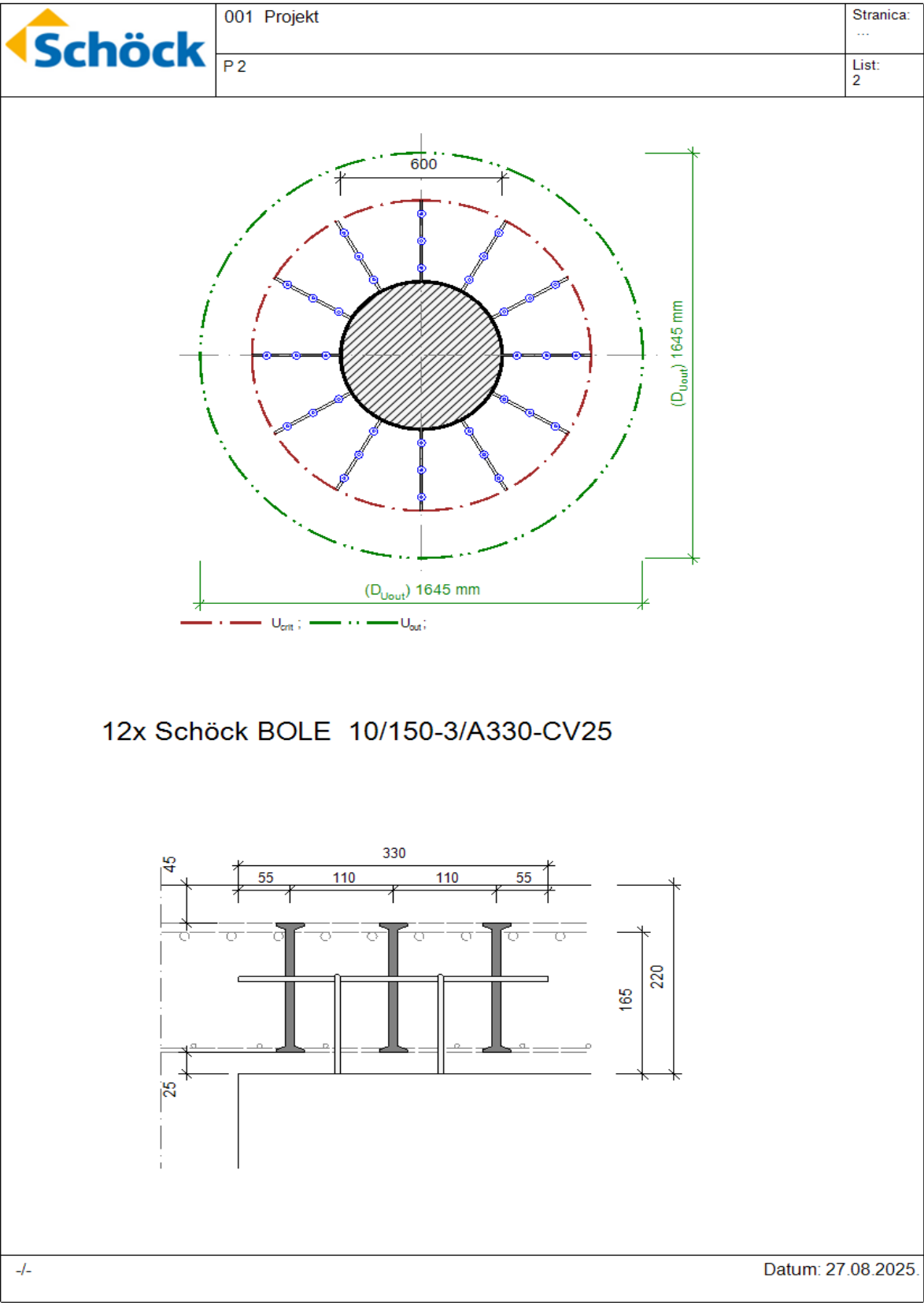
13.1.2. PRORAČUN PROBOJA P1

	001 Projekt P 1	Stranica: ... List: 1
Djelovanje sila Probojno opterećenje $V_{Ed} = 410 \text{ kN}$ Dinamički udio $V_{Ed,dyn} = 0 \text{ kN}$ Faktor povećanja opterećenja $\beta = 1,15$ Dimenzija - Unutarnji stup Okrugli Promjer $D = 600 \text{ mm}$ Debljina ploče $h = 220 \text{ mm}$ Korisna statička visina $d = 165 \text{ mm}$ Zaštitini sloj betona odozgo/ispod $co; cu = 45; 25 \text{ mm}$ Materijal Beton C25/30 ($f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$) Čelik B500 ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$) Postotak armiranja $\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2} = (1,47 \cdot 1,47)^{1/2} = 1,47 \%$ $A_{sx} = 24,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \emptyset 20/130 \text{ mm}$); $A_{sy} = 24,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \emptyset 20/130 \text{ mm}$) Armatura mora biti usidrena preko vanjskog kružnog presjeka "Uout" Armaturu protiv kolapsa konstrukcije, treba rasporediti preko stupova: $V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 5,9 \text{ cm}^2$ Izračun proboja EC2 + ETA Faktor $\kappa = \min\{1 + (200/d)^{1/2}; 2\} = 2,00$ Utjecaj debljine ploče $\eta = 1 + (d-200)/1000 \{\min 1,0; \max 1,6\} = 1,00$ Faktor $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$ Minimalna nosivost betona $v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot \kappa^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 495,0 \text{ kN/m}^2$ Nosivost betona $v_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 797,3 \text{ kN/m}^2$ Rub stupa u_0 Opseg kružnog presjeka $u_0 = 1,885 \text{ m}$ Nosivost betona $v_{Rd,c,max,u0} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 4500,0 \text{ kN/m}^2$ Nosivost betona $V_{Rd,c,max,u0} = v_{Rd,c,max,u0} \cdot d \cdot u_0 = 1399,6 \text{ kN}$ Kritični kružni presjek u_{crit} Kritično odstojanje $a_{crit} = 2,0d = 330 \text{ mm}$ Opseg kružnog presjeka $u_{crit} = 3,958 \text{ m}$ Poprečna sila koja će se preuzeti $V_{Ed,\beta} = \beta \cdot V_{Ed} = 471,5 \text{ kN}$ Nosivost betona $V_{Rd,c,crit} = v_{Rd,c} \cdot d \cdot u_{crit} = 520,8 \text{ kN}$ Maksimalna nosivost $V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit} \cdot (CRdc=0,12)^{1,96} = 1020,7 \text{ kN}$ $V_{Ed,\beta} = 471,5 \text{ kN} \leq V_{Rd,c,crit} = 520,8 \text{ kN}$ Armatura protiv proboja nije potrebna!		
-/-	Datum: 27.08.2025.	



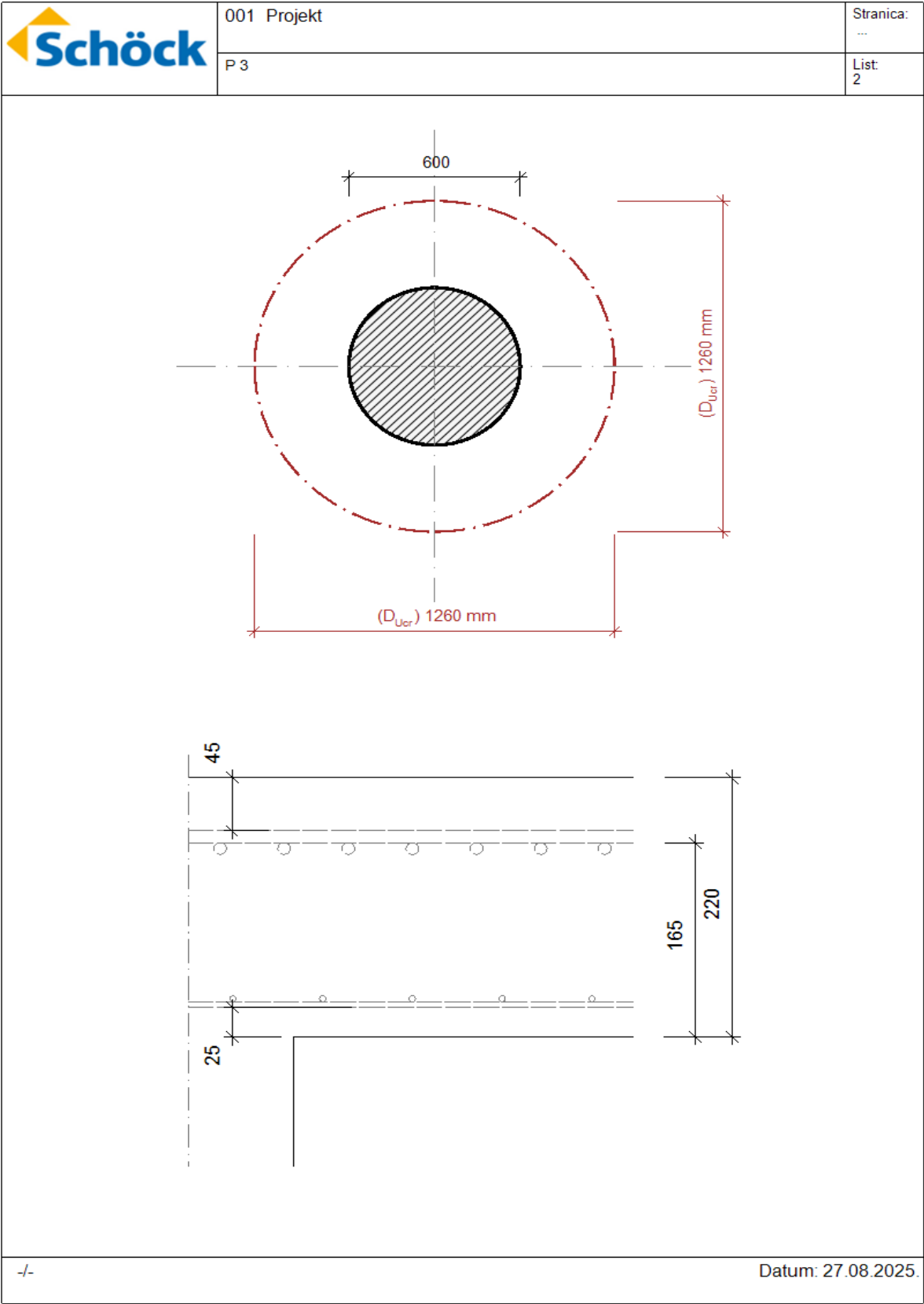
12.1.3. PRORAČUN PROBOJA P2

	001 Projekt	Stranica: ...
	P 2	List: 1
Djelovanje sila Probojno opterećenje $V_{Ed} = 530 \text{ kN}$ Dinamički udio $V_{Ed,dyn} = 0 \text{ kN}$ Faktor povećanja opterećenja $\beta = 1,15$		
Dimenzija - Unutarnji stup Okrugli Promjer $D = 600 \text{ mm}$ Debljina ploče $h = 220 \text{ mm}$ Korisna statička visina $d = 165 \text{ mm}$ Zaštitini sloj betona odozgo/ispod $co; cu = 45; 25 \text{ mm}$		
Materijal Beton C25/30 ($f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$) Čelik B500 ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$) Postotak armiranja $\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2} = (1,47 \cdot 1,47)^{1/2} = 1,47 \%$ $A_{sx} = 24,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \emptyset 20/130 \text{ mm}$); $A_{sy} = 24,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \emptyset 20/130 \text{ mm}$) Armatura mora biti usidrena preko vanjskog kružnog presjeka "Uout" Armaturu protiv kolapsa konstrukcije, treba rasporediti preko stupova: $V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 7,6 \text{ cm}^2$		
Izračun proboja EC2 + ETA Faktor $\kappa = \min\{1 + (200/d)^{1/2}; 2\} = 2,00$ Utjecaj debljine ploče $\eta = 1 + (d-200)/1000 \{\min 1,0; \max 1,6\} = 1,00$ Faktor $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$ Minimalna nosivost betona $v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot \kappa^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 495,0 \text{ kN/m}^2$ Nosivost betona $V_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 797,3 \text{ kN/m}^2$		
Rub stupa u_0 Opseg kružnog presjeka $u_0 = 1,885 \text{ m}$ Nosivost betona $V_{Rd,c,max,u0} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 4500,0 \text{ kN/m}^2$ Nosivost betona $V_{Rd,c,max,u0} = V_{Rd,c,max,u0} \cdot d \cdot u_0 = 1399,6 \text{ kN}$		
Kritični kružni presjek u_{crit} Kritično odstojanje $a_{crit} = 2,0d = 330 \text{ mm}$ Opseg kružnog presjeka $u_{crit} = 3,958 \text{ m}$ Poprečna sila koja će se preuzeti $V_{Ed,\beta} = \beta \cdot V_{Ed} = 609,5 \text{ kN}$ Nosivost betona $V_{Rd,c,crit} = V_{Rd,c} \cdot d \cdot u_{crit} = 520,8 \text{ kN}$ Maksimalna nosivost $V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit} \cdot (CRdc=0,12) \cdot 1,96 = 1020,7 \text{ kN}$ $\min\{V_{Rd,c,crit}; V_{Rd,c,max,u0}\} = 520,8 \text{ kN} \leq V_{Ed,\beta} = 609,5 \text{ kN} \leq V_{Rd,max,crit} = 1020,7 \text{ kN}$ Potrebna je armatura protiv proboja, Izabrano: 12x Schöck BOLE 10/150-3/A330-CV25		
Dokaz nosivosti čelika $V_{Ed,\beta} = 609,5 \text{ kN} \leq V_{Rd,sy,crit} = m_c \cdot \eta_c \cdot A_{s,i} \cdot f_{yd} / \eta = 820 \text{ kN}$		
Vanjski kružni presjek u_{out} (vorh $l_s + 1,5d$) Duljina armiranog područja $l_s = 275 \text{ mm}$ Opseg kružnog presjeka $u_{out} = 5,168 \text{ m}$ Faktor povećanja opterećenja $\beta_{red} = \beta = 1,15$ Poprečna sila koja će se preuzeti $V_{Ed,out} = \beta_{red} \cdot V_{Ed} = 609,5 \text{ kN}$ Nosivost betona $V_{Rd,c,out} = \max\{C_{Rd,c,out} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 797,3 \text{ kN/m}^2$ Nosivost betona $V_{Rd,c,out} = V_{Rd,c,out} \cdot d \cdot u_{out} = 679,9 \text{ kN}$ $V_{Ed,out} = 609,5 \text{ kN} \leq V_{Rd,c,out} = 679,9 \text{ kN}$		
Duljina probojne armature dovoljna -/- Datum: 27.08.2025.		



12.1.4. PRORAČUN PROBOJA P3

	001 Projekt P 3	Stranica: ... List: 1
Djelovanje sila Probojno opterećenje $V_{Ed} = 208 \text{ kN}$ Dinamički udio $V_{Ed,dyn} = 0 \text{ kN}$ Faktor povećanja opterećenja $\beta = 1,15$ Dimenzija - Unutarnji stup Okrugli Promjer $D = 600 \text{ mm}$ Debljina ploče $h = 220 \text{ mm}$ Korisna statička visina $d = 165 \text{ mm}$ Zaštitini sloj betona odozgo/ispod $co; cu = 45; 25 \text{ mm}$ Materijal Beton C25/30 ($f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$) Čelik B500 ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$) Postotak armiranja $\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2} = (1,38 \cdot 1,38)^{1/2} = 1,38 \%$ $A_{sx} = 22,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \varnothing 20/138 \text{ mm}$); $A_{sy} = 22,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sim \varnothing 20/138 \text{ mm}$) Armatura mora biti usidrena preko vanjskog kružnog presjeka "Uout" Armaturu protiv kolapsa konstrukcije, treba rasporediti preko stupova: $V_{Ed} / 1,4 / f_{yk} = 3,0 \text{ cm}^2$ Izračun proboja EC2 + ETA Faktor $\kappa = \min\{1 + (200/d)^{1/2}; 2\} = 2,00$ Utjecaj debljine ploče $\eta = 1 + (d-200)/1000 \{\min 1,0; \max 1,6\} = 1,00$ Faktor $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$ Minimalna nosivost betona $v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot \kappa^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 495,0 \text{ kN/m}^2$ Nosivost betona $v_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} \cdot \kappa \cdot (\rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} = 781,7 \text{ kN/m}^2$ Rub stupa u_0 Opseg kružnog presjeka $u_0 = 1,885 \text{ m}$ Nosivost betona $v_{Rd,c,max,u0} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 4500,0 \text{ kN/m}^2$ Nosivost betona $V_{Rd,c,max,u0} = v_{Rd,c,max,u0} \cdot d \cdot u_0 = 1399,6 \text{ kN}$ Kritični kružni presjek u_{crit} Kritično odstojanje $a_{crit} = 2,0d = 330 \text{ mm}$ Opseg kružnog presjeka $u_{crit} = 3,958 \text{ m}$ Poprečna sila koja će se preuzeti $V_{Ed,\beta} = \beta \cdot V_{Ed} = 239,2 \text{ kN}$ Nosivost betona $V_{Rd,c,crit} = v_{Rd,c} \cdot d \cdot u_{crit} = 510,6 \text{ kN}$ Maksimalna nosivost $V_{Rd,max,crit} = V_{Rd,c,crit} \cdot (CRdc=0,12)^{1,96} = 1000,7 \text{ kN}$ $V_{Ed,\beta} = 239,2 \text{ kN} \leq V_{Rd,c,crit} = 510,6 \text{ kN}$ Armatura protiv proboja nije potrebna!		
-/- Datum: 27.08.2025.		



13.2 PRORAČUN AB GREDA POZICIJA 100

1. UVOD

AB grede modelirane su zasebno u modelu sa smanjenom krutošću ploča, kako bi dobili mjerodavne unutarnje sile u gredama

Proračun greda bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemenata uz sljedeće pretpostavke:

- kvaliteta betona C25/30
- debljina zaštitnog sloja 2,5 cm

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti. Program sam uzima u obzir opterećenje vlastitom težinom.

Grede su u modelu modelirane sa smanjenom krutošću ploče.

2. OPTEREĆENJA

Opterećenja i kombinacije opterećenja prikazana su u prikazu modela ploče, pa se u ovom poglavlju više neće dodatno prikazivati.

3. PRILOZI

Prilog 1. Shema pozicija greda

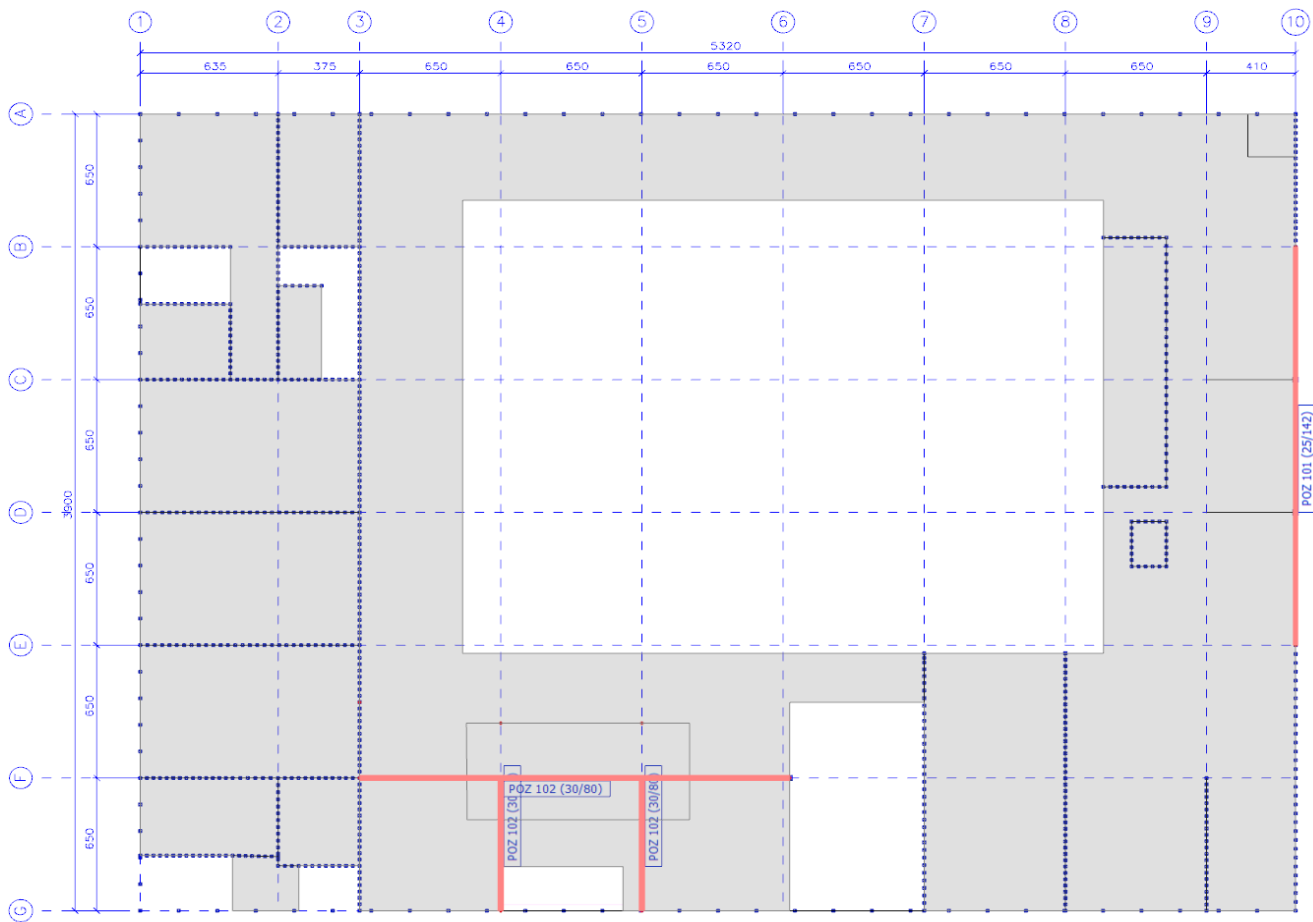
Prilog 2. Dijagram momenata savijanja $M_{y,Ed}$ od GSN u gredama (kNm)

Prilog 3. Dijagram poprečnih sila $V_{z,Ed}$ od GSN u gredi (kN)

Prilog 4. Dijagram elastičnih progiba u_z od GSN u gredi (cm)

Napomena: Grede koje nisu obrađene u ovom poglavlju, bit će dimenzionirane u sklopu proračuna zidova i visokostijjenih nosača

Prilog 1. Shema pozicija greda

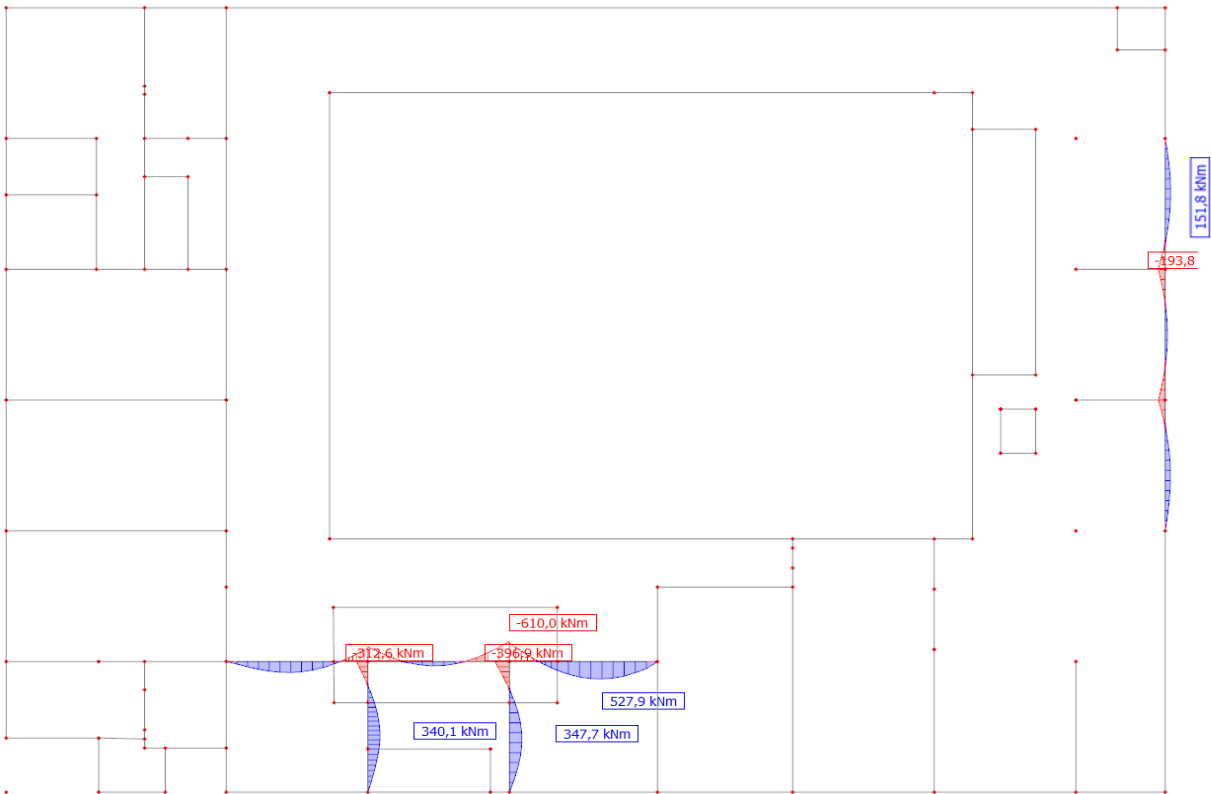


AB grede poprečnog presjeka:

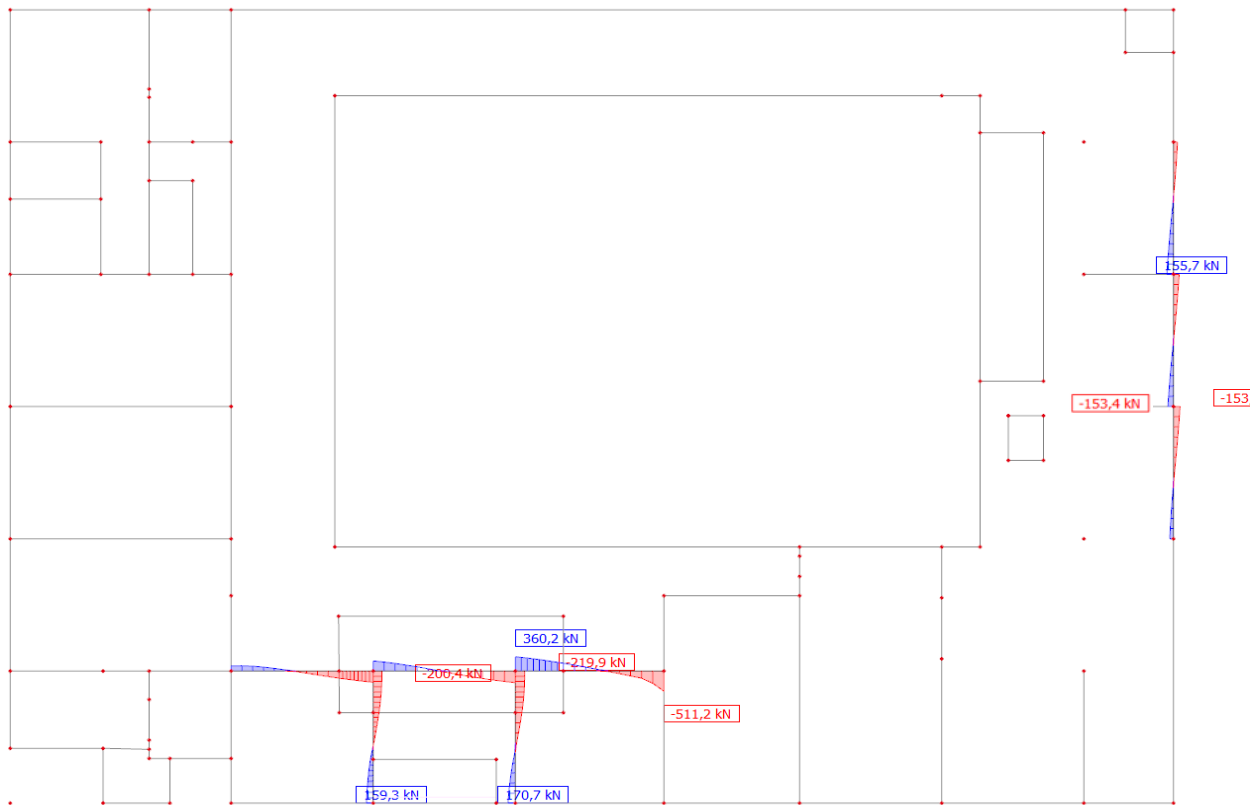
POZ 101
POZ 102

b/h = 25/142 cm
b/h = 30/80 cm

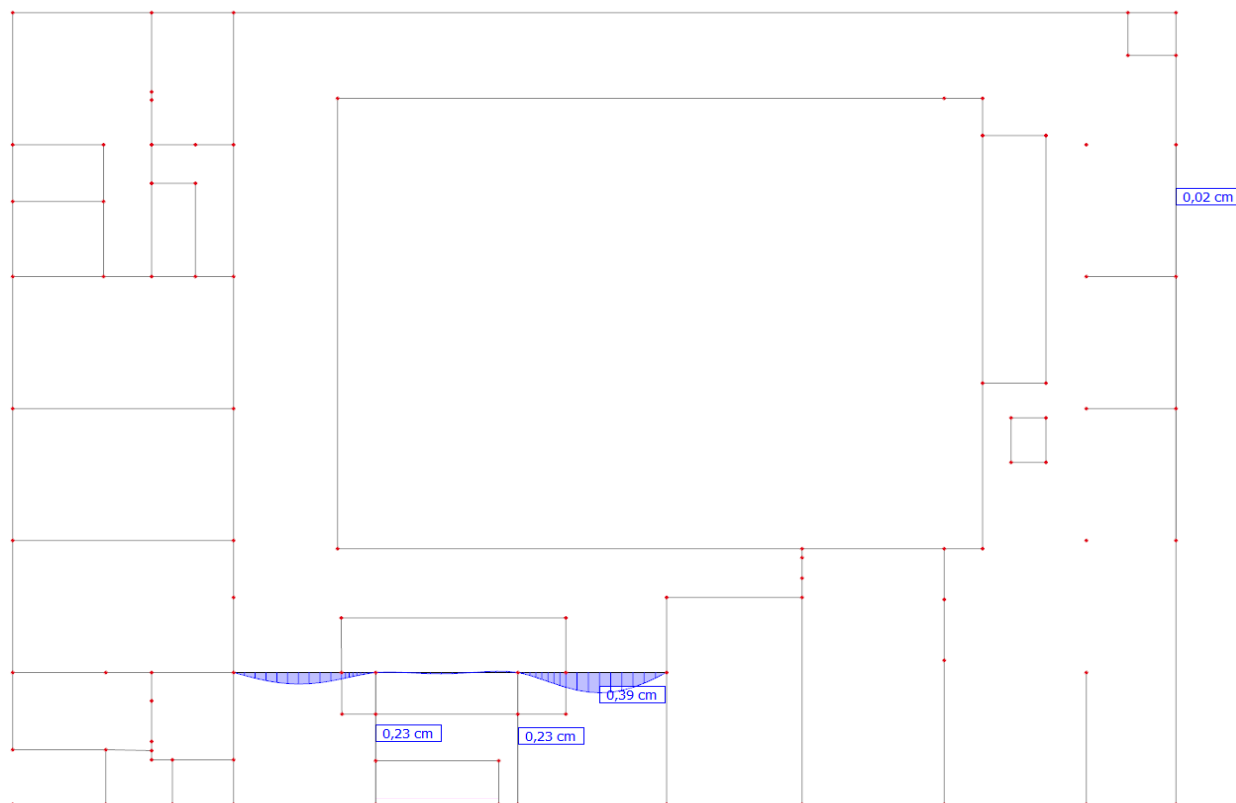
Prilog 2. Dijagram momenata savijanja $M_{y,Ed}$ od AO3 u gredama (kNm)



Prilog 3. Dijagram poprečnih sila $V_{z,Ed}$ od AO3 u gredi (kN)



Prilog 4. Dijagram elastičnih progiba u_z od AO4 u gredi (cm)



prosta greda:

$$u_z = 0,39 \text{ cm} < u_{\text{dop}} = L/250 = 650/250 = 2,6 \text{ cm}$$

ZADOVOLJAVA

DIMENZIONIRANJE GREDE POZ 101

1. REZNE SILE rezne sile su dobivene programom SCIA Engineer

momenti savijanja

$$M_{y,Sd,polje} = 156,00 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Sd,ležaj1} = 194,00 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Sd,ležaj2} = 194,00 \text{ kNm}$$

poprečne sile

$$V_{Sd,ležaj1} = 156,00 \text{ kN}$$

$$V_{Sd,ležaj2} = 156,00 \text{ kN}$$

2. DIMENZIONIRANJE

C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

B500A

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,m} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / 1.5 = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{širina } b_w = 25 \text{ cm}$$

$$\text{visina } h = 142 \text{ cm}$$

$$\text{zašt. sloj } c = 4,5 \text{ cm}$$

statička visina presjeka

$$d = h - \phi_1 - \phi_2 / 2 - c = 136,30 \text{ cm}$$

momenti savijanja

POLJE

$$\mu_{Sd} = M_{Sd} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,030 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,332$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,976$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -1,43 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,067$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_{s1} = M_{sd} / (\zeta d f_{yd}) = 2,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0015 b_w d = 5,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 142 \text{ cm}^2$$

$$\text{odabrano: } 2 \quad \Phi 16 \quad A_{s1} = 4,02 \text{ cm}^2$$

LEŽAJ 1

$$\mu_{Sd} = M_{Sd} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,030 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,332$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,976$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -1,43 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,067$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_{s1} = M_{sd} / (\zeta d f_{yd}) = 3,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{odabrano: } 2 \quad \Phi 16 \quad A_{s1} = 4,02 \text{ cm}^2$$

LEŽAJ 2

$$\mu_{Sd} = M_{Sd} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,030 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,332$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,976$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -1,43 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,067$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_{s1} = M_{sd} / (\zeta d f_{yd}) = 3,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{odabrano: } 2 \quad \Phi 16 \quad A_{s1} = 4,02 \text{ cm}^2$$

poprečne sile

LEŽAJ 1

Izračun poprečne sile za koju nije potrebna posmična armatura

Proračunska vrijednost nosivosti pri smicanju

$$V_{Rd,c} = v_{min} b_w d = 96,99 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,285 \text{ N/mm}^2$$

koeficijent povećanja nosivosti na poprečne sile

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,38$$

Proračunska vrijednost nosivosti pri smicanju

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} b_w d = 81,10 \text{ kN}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

koeficijent armiranja uzdužnom armaturom

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0,02 = 0,0012$$

$$\rho_1 = 0,0012$$

$$\text{mjerodavan } V_{Rd,c} = 96,99 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 97,0 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 156,00 \text{ kN}$$



potrebno je provesti izračun posmične armature

$$V_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd} b_w d$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max}$$

koeficijent smanjenja čvrstoće betona s pukotinama uslijed smicanja

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_w z / (tg \theta + ctg \theta)$$

$$V_{Rd,max} = 1533,38 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 1357,37 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = v = 0,540$$

$$\theta = 39,8$$

$$tg \theta = 0,83$$

$$ctg \theta = 1,20$$

$$V_{Rd,max} = 1357,37 \text{ kN}$$

>

$$V_{sd} = 156,00 \text{ kN}$$

☒ ZADOVOLJAVA

izračun minimalne armature

$$A_{sw, min} = \rho_{w, min} s_w b_w \sin \alpha$$

minimalni koeficijent poprečne armature

$$\rho_{w, min} = (0,08 f_{ck}^{0,5}) / f_{yk} = 0,00080$$

prema HRN EN 1992-1-1:2013/NA

$$\rho_{w, min} = 0,15 f_{ct, m} / f_{yd} = 0,000897$$

$$\text{razmak vilica } s_w = 15,00 \text{ cm}$$

$$A_{sw, min} = 0,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = s V_{ed} / z f_{ywd} ctg \theta = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{reznost } m = 2$$

$$\text{potrebna površina jedne grane } A_{sw1} = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{odabrano: } \Phi 8 / 15,00 \text{ cm} \quad (0,50 \text{ cm}^2)$$

LEŽAJ 2

$$V_{Rd,max} = 1357,37 \text{ kN}$$

>

$$V_{sd} = 156,00 \text{ kN}$$

$$\text{razmak vilica } s_w = 15,00 \text{ cm}$$

$$A_{sw, min} = 0,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = s V_{ed} / z f_{ywd} ctg \theta = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{reznost } m = 2$$

$$\text{potrebna površina jedne grane } A_{sw1} = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{odabrano: } \Phi 10 / 15,00 \text{ cm} \quad (0,79 \text{ cm}^2)$$

DIMENZIONIRANJE GREDE POZ 102

1. REZNE SILE rezne sile su dobivene programom SCIA Engineer

momenti savijanja

$$M_{y,Sd,polje} = 527,90 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Sd,ležaj1} = 610,00 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Sd,ležaj2} = 610,00 \text{ kNm}$$

poprečne sile

$$V_{Sd,ležaj1} = 360,00 \text{ kN}$$

$$V_{Sd,ležaj2} = 511,20 \text{ kN}$$

2. DIMENZIONIRANJE

C20/25

$$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$$

B500A

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,m} = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / 1.5 = 13,33 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{širina } b_w = 30 \text{ cm}$$

$$\text{visina } h = 80 \text{ cm}$$

$$\text{zašt. sloj } c = 4,5 \text{ cm}$$

$$\text{statička visina presjeka}$$

$$d = h - \phi_1 - \phi_2 / 2 - c = 74,00 \text{ cm}$$

momenti savijanja

POLJE

$$\mu_{Sd} = M_{Sd} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,250 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,332$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,814$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -3,50 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,446$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 4,35 \text{ ‰}$$

$$A_{s1} = M_{Sd} / (\zeta d f_{yd}) = 20,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0015 b_w d = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{odabrano: } 7 \quad \Phi 20 \quad A_{s1} = 21,98 \text{ cm}^2$$

LEŽAJ 1

$$\mu_{Sd} = M_{Sd} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,280 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,332$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,784$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -3,50 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,519$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 3,24 \text{ ‰}$$

$$A_{s1} = M_{Sd} / (\zeta d f_{yd}) = 24,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{odabrano: } 8 \quad \Phi 20 \quad A_{s1} = 25,12 \text{ cm}^2$$

LEŽAJ 2

$$\mu_{Sd} = M_{Sd} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,280 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,332$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,784$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -3,50 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,519$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 3,24 \text{ ‰}$$

$$A_{s1} = M_{Sd} / (\zeta d f_{yd}) = 24,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{odabrano: } 8 \quad \Phi 20 \quad A_{s1} = 25,12 \text{ cm}^2$$

poprečne sile

LEŽAJ 1

Izračun poprečne sile za koju nije potrebna posmična armatura

Proračunska vrijednost nosivosti pri smicanju

$$V_{Rd,c} = v_{min} b_w d = 65,11 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,293 \text{ N/mm}^2$$

koeficijent povećanja nosivosti na poprečne sile

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,52$$

Proračunska vrijednost nosivosti pri smicanju

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} b_w d = 114,53 \text{ kN}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

koeficijent armiranja uzdužnom armaturom

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0,02 = 0,0113$$

$$\rho_1 = 0,0113$$

$$\text{mjerodavan } V_{Rd,c} = 114,53 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 114,5 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 360,00 \text{ kN}$$



potrebno je provesti izračun posmične armature

$$V_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd} b_w d$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max}$$

koeficijent smanjenja čvrstoće betona s pukotinama uslijed smicanja

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,552$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_w z / (tg \theta + ctg \theta)$$

$$V_{Rd,max} = 816,96 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 723,18 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = v = 0,552$$

$$\theta = 39,8$$

$$tg \theta = 0,83$$

$$ctg \theta = 1,20$$

$$V_{Rd,max} = 723,18 \text{ kN}$$

>

$$V_{sd} = 360,00 \text{ kN}$$

☒ ZADOVOLJAVA

izračun minimalne armature

$$A_{sw, min} = \rho_{w, min} s_w b_w \sin \alpha$$

minimalni koeficijent poprečne armature

$$\rho_{w, min} = (0,08 f_{ck}^{0,5}) / f_{yk} = 0,00072$$

prema HRN EN 1992-1-1:2013/NA

$$\rho_{w, min} = 0,15 f_{ct, m} / f_{yd} = 0,000759$$

$$\text{razmak vilica } s_w = 10,00 \text{ cm}$$

$$A_{sw, min} = 0,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = s V_{ed} / z f_{ywd} ctg \theta = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{reznost } m = 2$$

$$\text{potrebna površina jedne grane } A_{sw1} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{odabrano: } \Phi 10 / 10,00 \text{ cm} \quad (0,79 \text{ cm}^2)$$

LEŽAJ 2

$$V_{Rd,max} = 723,18 \text{ kN}$$

>

$$V_{sd} = 511,20 \text{ kN}$$

$$\text{razmak vilica } s_w = 10,00 \text{ cm}$$

$$A_{sw, min} = 0,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = s V_{ed} / z f_{ywd} ctg \theta = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{reznost } m = 2$$

$$\text{potrebna površina jedne grane } A_{sw1} = 0,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{odabrano: } \Phi 10 / 10,00 \text{ cm} \quad (0,79 \text{ cm}^2)$$

14. SEIZMIČKI PRORAČUN KONSTRUKCIJE

14.1. MODELIRANJE KONSTRUKCIJE I ODABIR METODE PRORAČUNA

Kriteriji za odabir metode proračuna

Kriterij pravilnosti u tlocrtu

- zgrada je približno simetrična u odnosu na dvije ortogonalne osi
- stropne ploče su krute u svojoj ravnini
- omjer duljine i širine zgrade je manji od 4

$$L_{\max} = 49,1 \text{ m}$$

$$L_{\min} = 39,0 \text{ m}$$

$$\lambda = L_{\max}/L_{\min} < 4$$

$$\lambda = 1,26 < 4$$

Kriterij pravilnosti po visini

- glavni seizmički zidovi nisu regularni po visini

Posljedice konstrukcijske pravilnosti na proračun

Pravilnost		Dopuštena pojednostavljenja		Faktor
Tlocrt	Po visini	Model	Proračun	
Da	Da	Ravninski	Pojednostavljen	Propisan
Da	Ne	Ravninski	Višemodalan	Smanjen
Ne	Da	Prostorni*	Višemodalan*	Propisan
Ne	Ne	Prostorni	Višemodalan	Smanjen

14.2. SEIZMIČKI PRORAČUN

14.2.1. Prikaz vlastitih vrijednosti osciliranja konstrukcije

Proračun utjecaja potresne sile će se izraditi pomoću 3D modela konstrukcije programom Scia Engineer. Za analizu utjecaja potresa koristiti će se višemodalna spektralna analiza proračuna potresne sile.

Proračun vlastitih vrijednosti proveden je na modelu s **raspucalim presjecima zidova** (krutost presjeka je uzeta s dvostruko manjom vrijednosti od krutosti neraspucalog presjeka).

Frekvencije vlastitog osciliranja izračunate su dinamičkom analizom programom Scia Engineer.

Sudjelujuće mase:

M1 vlastita težina

M2 dodatno stalno opterećenje

M3 uporabno opterećenje

$\varphi = 0,80$ (katovi s povezanom zauzetošću)

$\varphi = 1,00$ (krov)

Kombinacija sudjelujućih masa:

$$\Sigma G_{ki} + \Sigma \psi_{Ei} \times Q_{ki}$$

$$\psi_{Ei} = \varphi \times \psi_{2i} \quad (\text{koeficijent komb.})$$

$$\psi_{2,1} = 0,60 \quad (\text{uporabno opt.-kat.A})$$

$$\psi_{2,1} = 0,00 \quad (\text{uporabno opt.-kat.H})$$

$$KM1 = 1,00 \times M1 + 1,00 \times M2 + 0,80 \times 0,60 \times M3$$

Participirajuće mase i periodi osciliranja

Relative modal masses

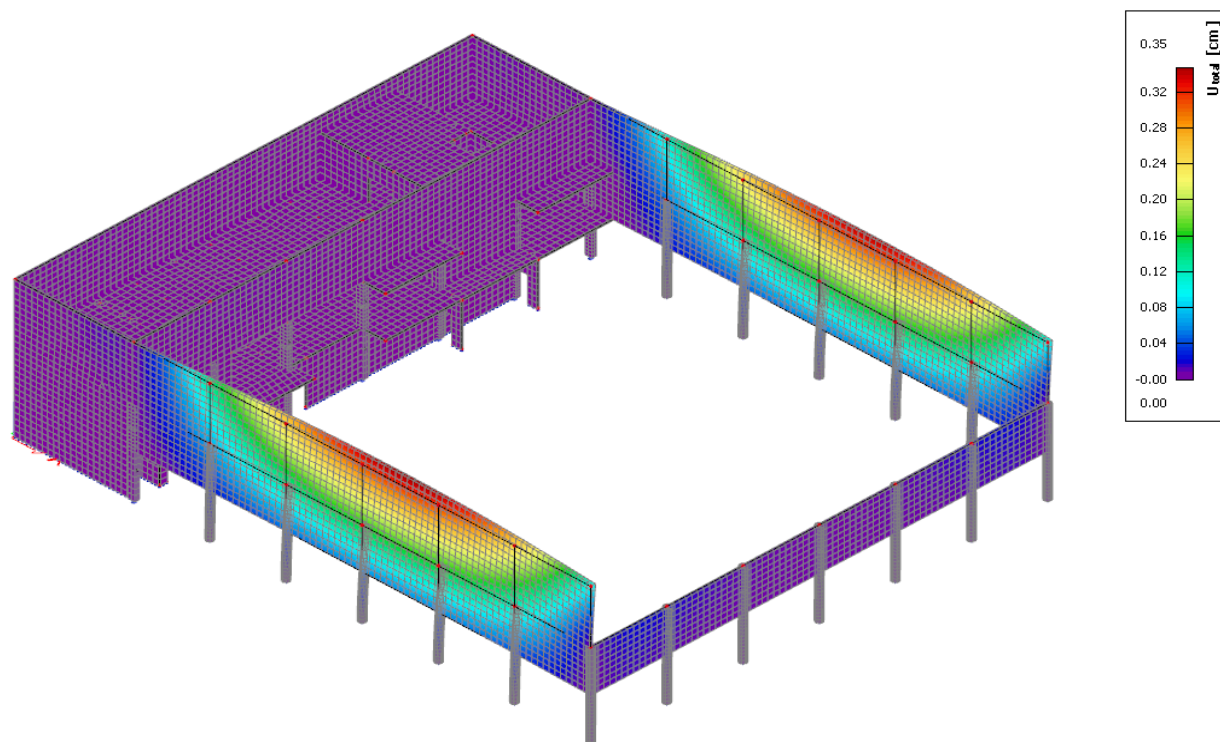
Mode	Wega [rad]	Period [s]	Freq. [Hz]	Γ_{xi}	Γ_{yi}	Γ_{zi}	W_{xi}/W_{xtot}	W_{yi}/W_{ytot}	W_{zi}/W_{ztot}	$x_{i,R}/W_{xtot}$	$y_{i,R}/W_{ytot}$	$z_{i,R}/W_{ztot}$
1	6.31882	0,99	1,01	-0,0285	558,1892	0,0000	0,0000	0,1193	0,0000	0,1074	0,0000	0,1303
2	11.81112	0,53	1,88	23,5106	-73,6307	0,0000	0,0002	0,0021	0,0000	0,0014	0,0002	0,0461
3	13.9888	0,45	2,23	237,5652	-1,2861	0,0000	0,0216	0,0000	0,0000	0,0000	0,0068	0,0002
4	15.7359	0,40	2,50	386,3825	6,7690	0,0000	0,0571	0,0000	0,0000	0,0000	0,0635	0,0004
5	30.1847	0,21	4,80	35,8607	201,8235	0,0000	0,0005	0,0156	0,0000	0,0243	0,0001	0,1582
6	33.8669	0,19	5,39	-49,9858	191,0255	0,0000	0,0010	0,0140	0,0000	0,0383	0,0002	0,0090
7	40.9338	0,15	6,51	-43,0337	489,6219	0,0000	0,0007	0,0918	0,0000	0,0001	0,0001	0,1463
8	55.4635	0,11	8,83	260,4875	164,4165	0,0000	0,6081	0,0103	0,0000	0,0038	0,0493	0,0314
9	76.2194	0,08	12,13	454,3692	028,7944	0,0000	0,0790	0,4051	0,0000	0,0329	0,0039	0,0055
10	80.2274	0,08	12,77	175,6510	503,9782	0,0000	0,0118	0,0972	0,0000	0,0033	0,0095	0,0351
11	95.2569	0,07	15,16	201,5021	506,8951	0,0000	0,0155	0,0983	0,0000	0,0036	0,0004	0,0779
12	123.309	0,05	19,63	370,4699	184,4219	0,0000	0,0525	0,0130	0,0000	0,0088	0,0747	0,0964
13	139.36	0,05	22,18	254,5822	314,8461	0,0000	0,0248	0,0379	0,0000	0,1494	0,0728	0,0060
14	142.044	0,04	22,61	366,6104	125,6780	0,0000	0,0514	0,0060	0,0000	0,0478	0,1450	0,0005
15	165.429	0,04	26,33	-59,8988	132,9992	0,0000	0,0014	0,0068	0,0000	0,0092	0,0027	0,0121
16	166.326	0,04	26,47	-52,6173	251,8797	0,0000	0,0011	0,0243	0,0000	0,0006	0,0003	0,0216
17	182.15	0,03	28,99	123,2162	-17,4363	0,0000	0,0058	0,0001	0,0000	0,0002	0,0023	0,0126
18	193.735	0,03	30,83	45,7559	166,6148	0,0000	0,0008	0,0106	0,0000	0,0040	0,0000	0,0007
							0,9334	0,9525	0,0000	0,4352	0,4319	0,7903

ZBROJ PRORAČUNSKIH MASA ZA X SMJER JE VEĆI OD 90% → zadovoljava zahtjev iz HRN EN 1998-1 točka 4.3.3.3.1.

ZBROJ PRORAČUNSKIH MASA ZA Y SMJER JE VEĆI OD 90% → zadovoljava zahtjev iz HRN EN 1998-1 točka 4.3.3.3.1.

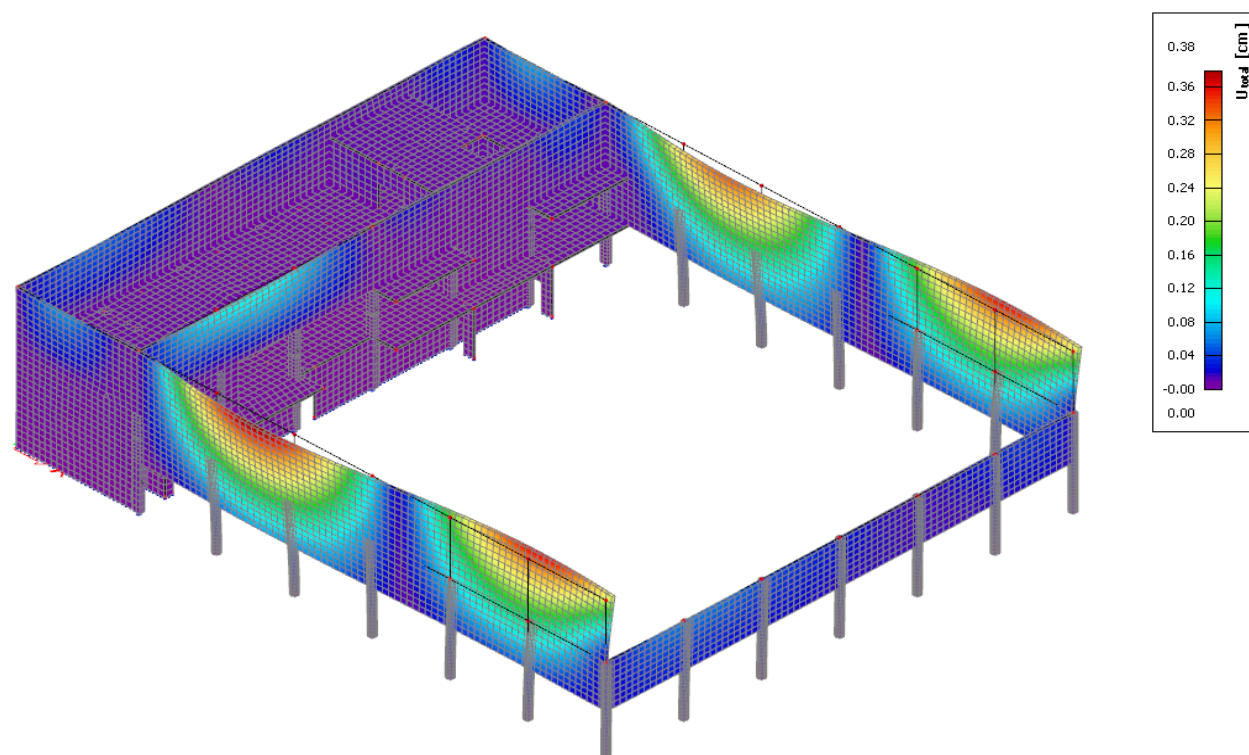
Prikaz 1. tona osciliranja konstrukcije $T = 0,99$ s u pogledu

Pogled



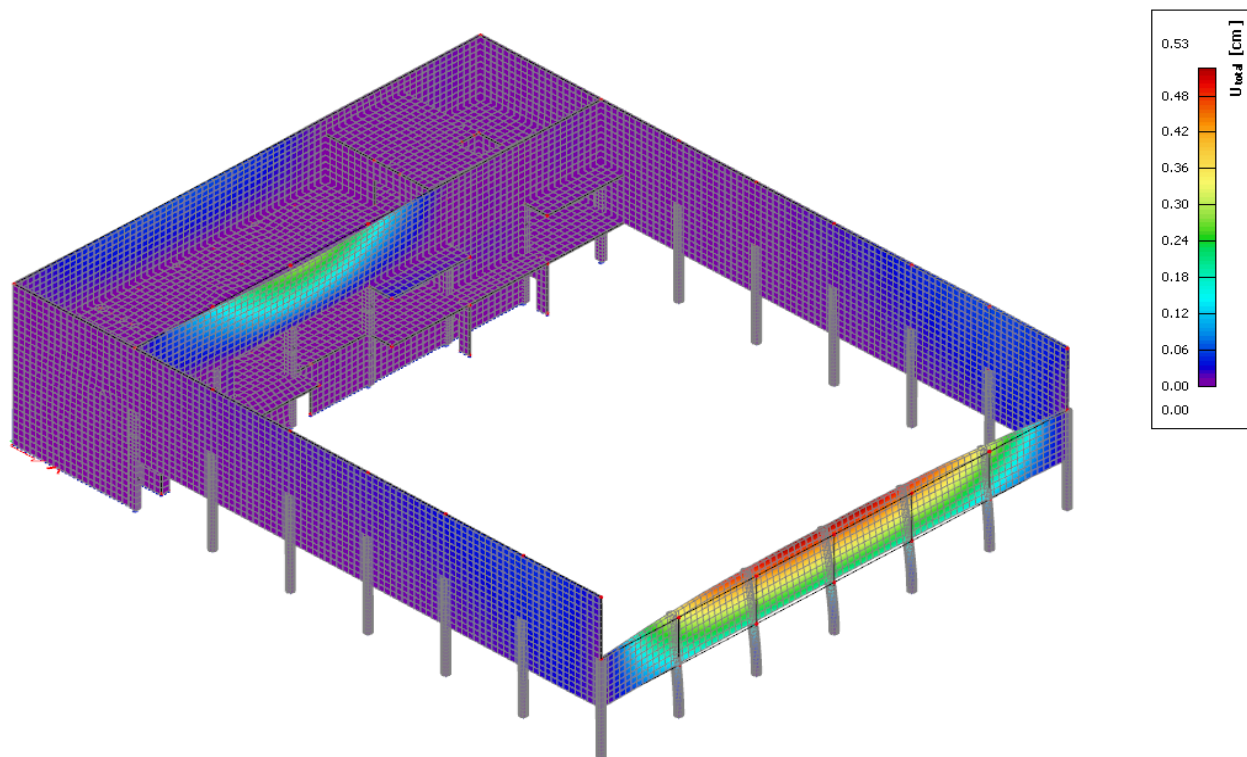
Prikaz 2. tona osciliranja konstrukcije $T = 0,53$ s u pogledu

Pogled



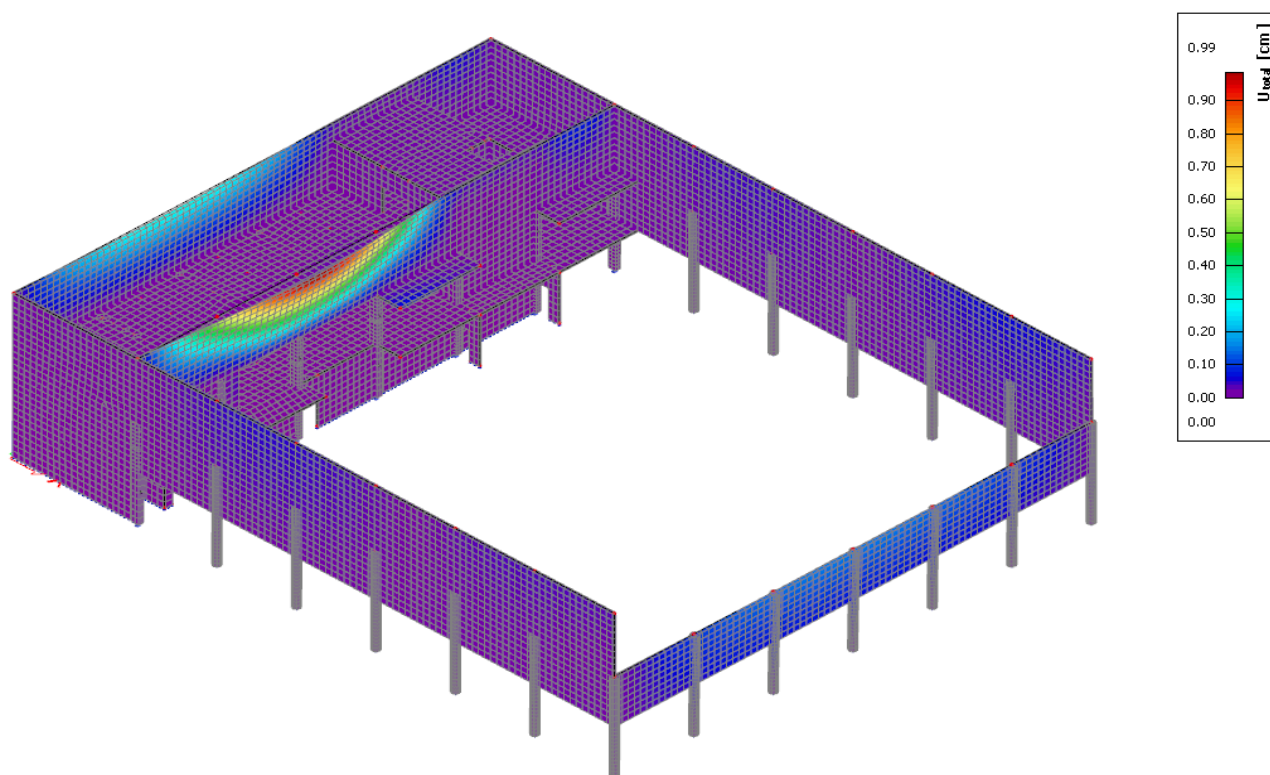
Prikaz 3. tona osciliranja konstrukcije $T = 0,45$ s u pogledu

Pogled



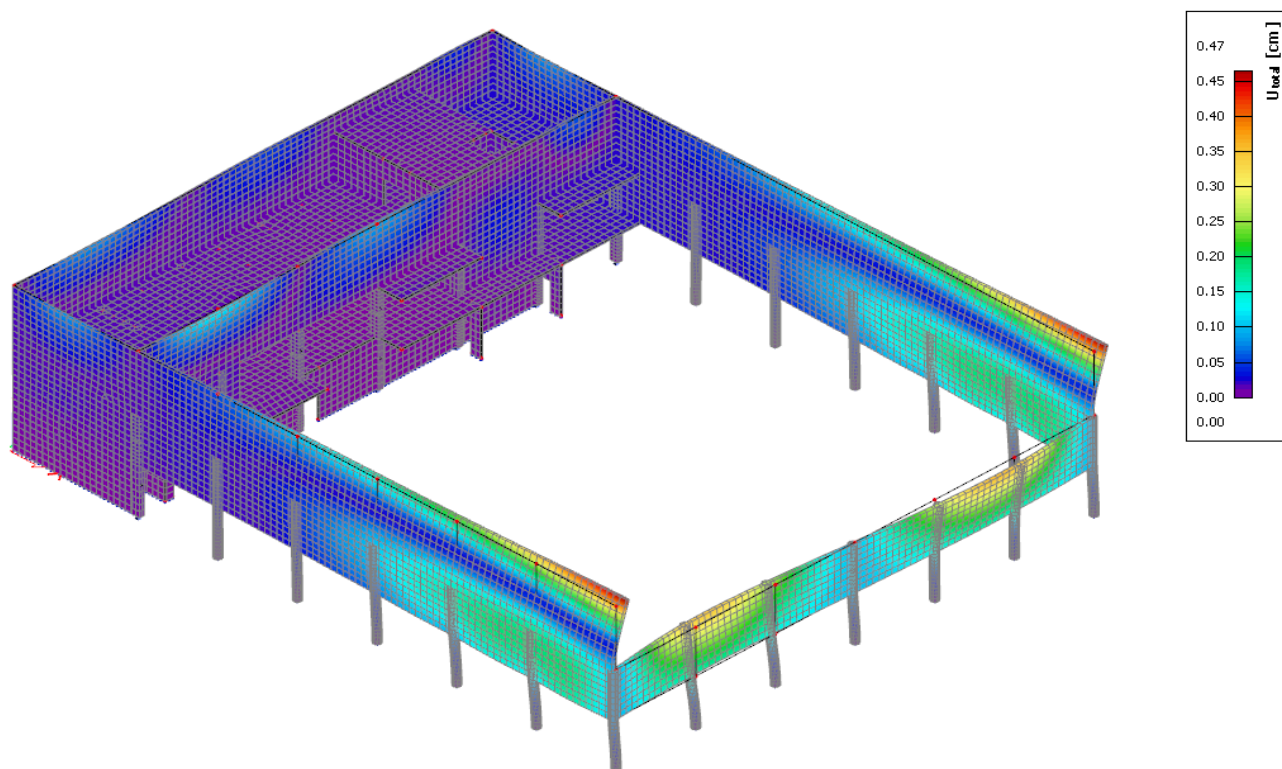
Prikaz 4. tona osciliranja konstrukcije $T = 0,40$ s u pogledu

Pogled



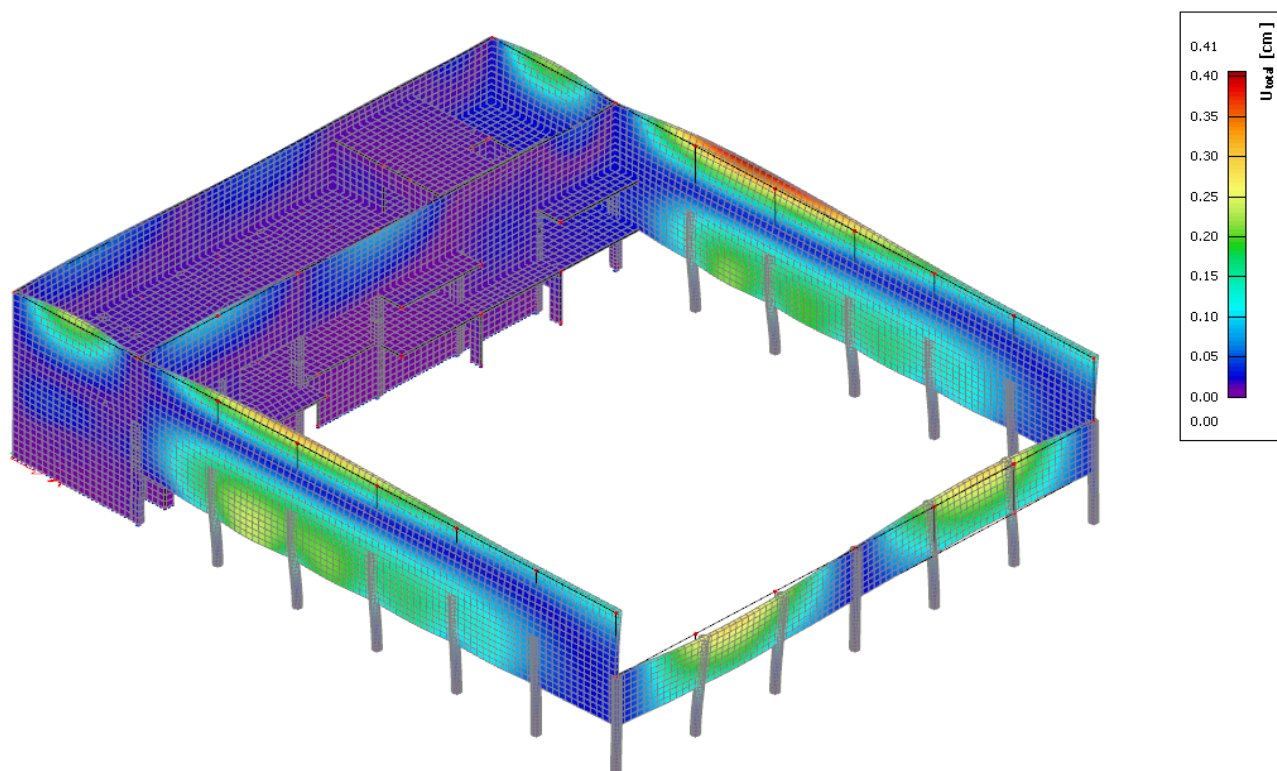
Prikaz 5. tona osciliranja konstrukcije $T = 0,21$ s u pogledu

Pogled



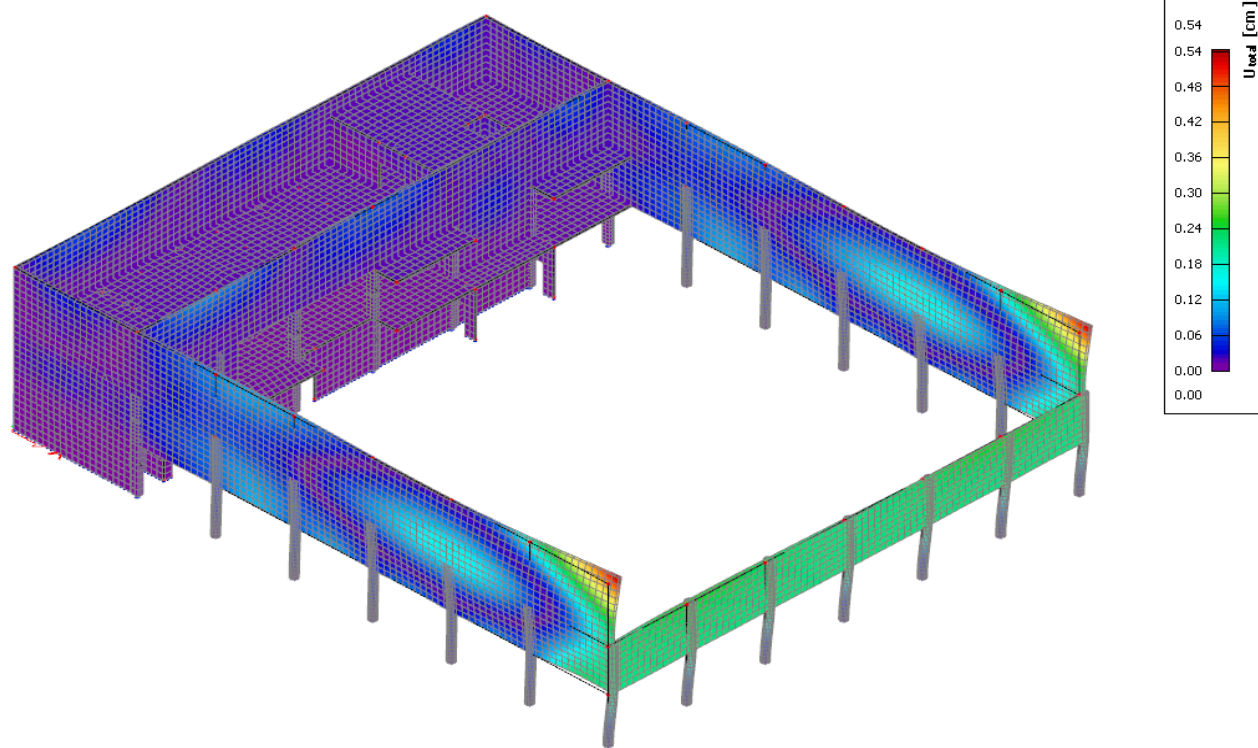
Prikaz 6. tona osciliranja konstrukcije $T = 0,19$ s u pogledu

Pogled



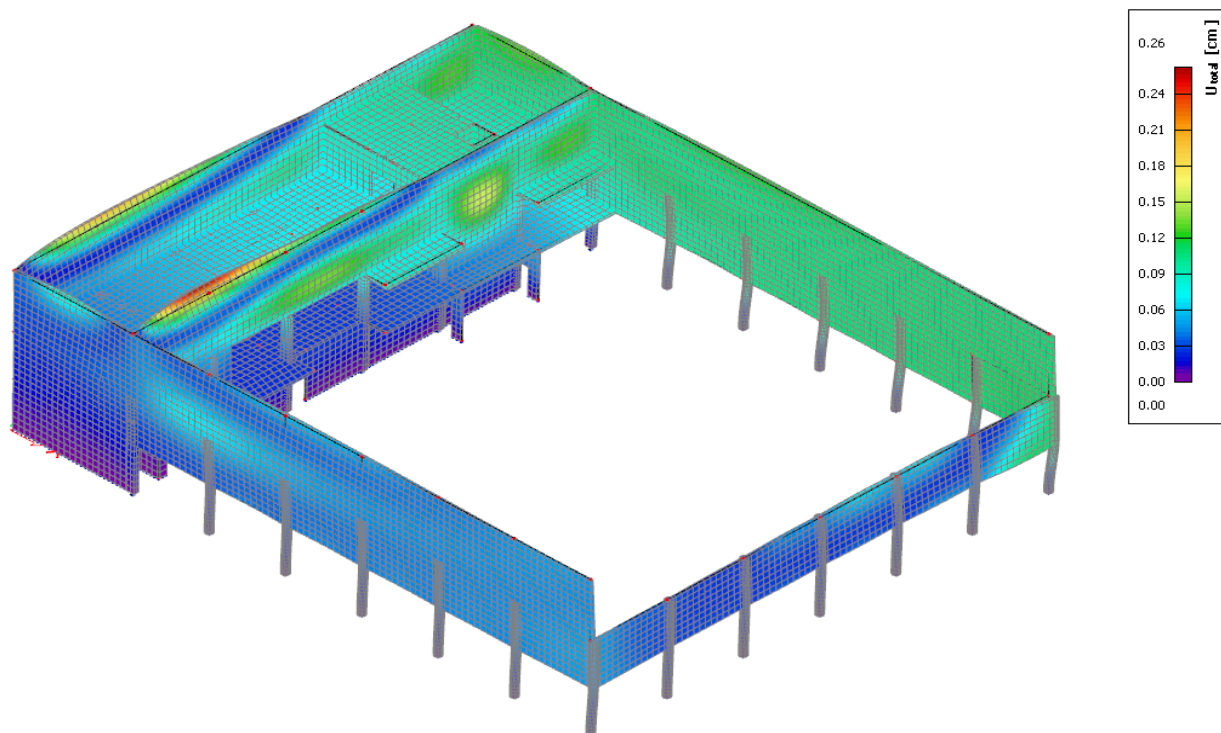
Prikaz 7. tona osciliranja konstrukcije $T = 0,15$ s u pogledu

Pogled



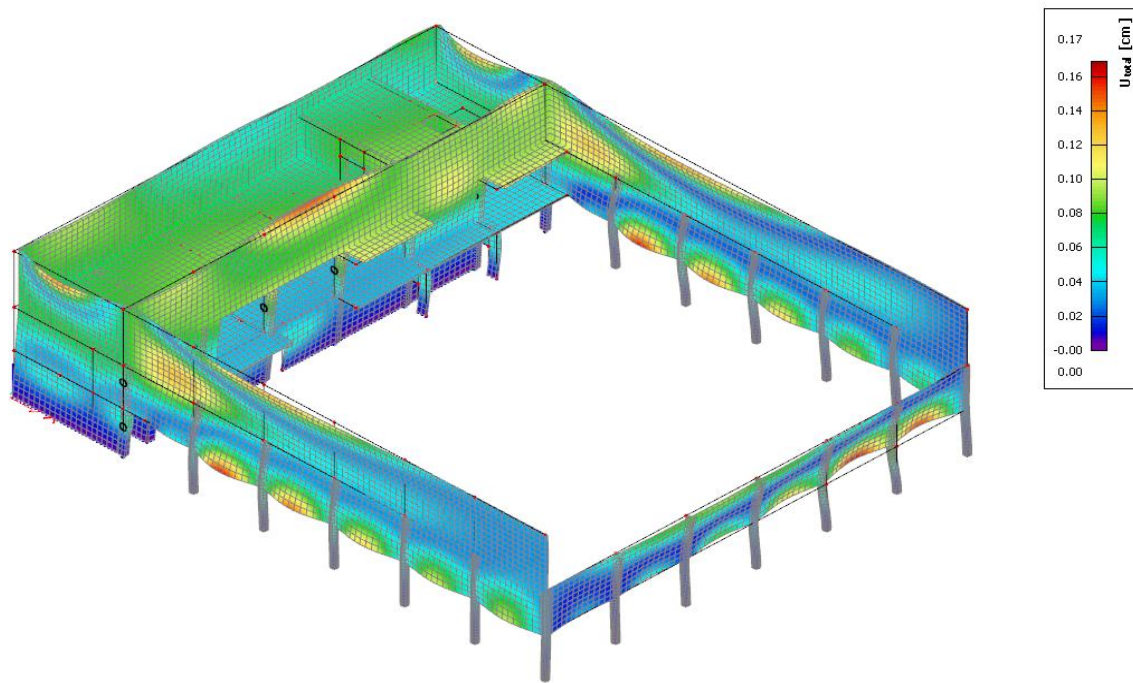
Prikaz 8. tona osciliranja konstrukcije $T = 0,11$ s u pogledu

Pogled



Prikaz 9. tona osciliranja konstrukcije $T=0,08$ s u pogledu

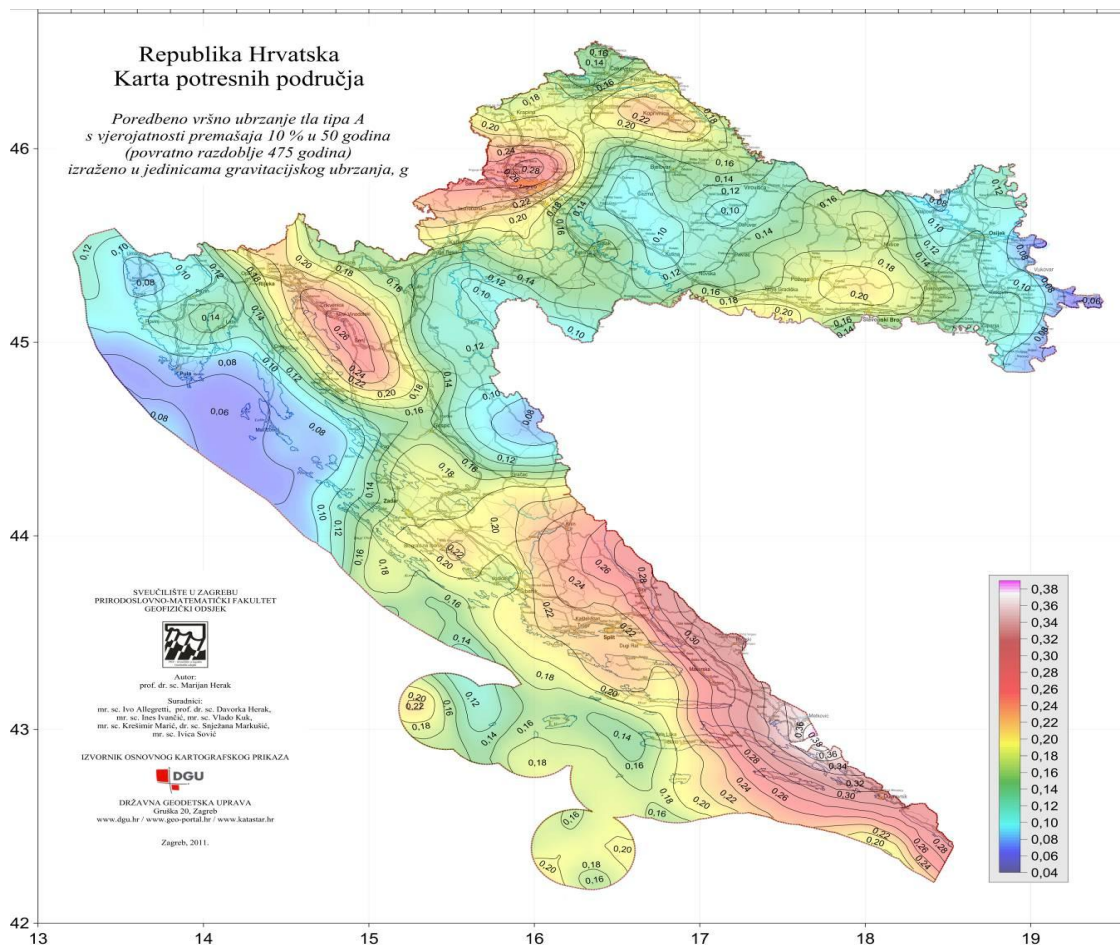
Pogled



14.2.2. Proračunsko ubrzanje tla i razredi temeljnog tla

Proračunsko ubrzanje tla

Potresno djelovanje određuje se preko poredbene vrijednosti maksimalnog vršnog ubrzanja tla a_{gR} , koje odgovara povratnom periodu potresa od 475 godina za granično stanje nosivosti i povratnom periodu potresa od 95 godina za granično stanje uporabivosti. Računsko ubrzanje tla ovisi o stupnju potresnog rizika i određuje se na temelju odgovarajućih seizmoloških ispitivanja ili prema usvojenim vrijednostima za potresna područja državnog teritorija prema seizmološkoj karti Hrvatske.



Očitano sa seizmološke karte za lokaciju: **Varaždin**

Poredbeno vršno ubrzanje tla tipa C za povratno razdoblje od 475 godina:

$$a_{gR} = 0,16 \text{ g}$$

Poredbeno vršno ubrzanje tla tipa C za povratno razdoblje od 95 godina:

$$a_{gR} = 0,08 \text{ g}$$

Vrijednost iz baze:	
$T_p = 95$ godina:	$a_{gR} = 0,078 \text{ g}$
$T_p = 225$ godina:	$a_{gR} = 0,113 \text{ g}$
$T_p = 475$ godina:	$a_{gR} = 0,158 \text{ g}$

Kategorija važnosti objekta: III $\gamma_I = 1,2$
(obične zgrade)

$$\text{projektno ubrzanje tla } a_g = \gamma_I \times a_{gR}: \quad a_g = 0,19 \text{ g}$$

Razredi temeljnog tla

Razred tla	Opis tla	$v_{s,30}$ (m/s)
A	Stijena ili druga geološka formacija slična stijeni, uzimajući u obzir najviše 5 metara slabijeg materijala na površini	> 800
B	Depoziti vrlo zbijenog pijeska, šljunka ili tvrde gline, najmanje dubine nekoliko desetina metara, s postupnim povećanjem mehaničkih karakteristika tih materijala s dubinom	360 - 800
C	Duboki depoziti zbijenog ili srednje zbijenog pijeska, šljunka ili tvrde gline debljine od nekoliko desetina do više stotina metara	180 - 360
D	Depoziti nekoherentnog tla (sa ili bez mekih koherentnih slojeva) ili prevladavajuća meka do tvrda koherentna tla	< 180
E	Profil tla čine površinske aluvijalne naslage sa vrijednostima v_s kao u slučaju tla C ili D, čije su debljine između 5 i 20 metara, a nalaze se iznad krutog materijala s vrijednostima $v_s > 800$ m/s	

Vrijednosti parametara kojima se opisuje horizontalni elastični spektar odziva za potres Tipa 2

Razred tla	S	β	T_B	T_C	T_D
A	1,00	0,2	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,2	0,05	0,25	1,2
C	1,50	0,2	0,10	0,25	1,2
D	1,80	0,2	0,10	0,30	1,2
E	1,60	0,2	0,05	0,25	1,2

Odabrani razred tla: **C**

Vrijednosti parametara:

S= 1,50

β = 0,20

T_A = 0,00

T_B = 0,10

T_C = 0,25

T_D = 1,20

S - parametar tla

T_B , T_C i T_D - karakteristične vrijednosti

perioda koje definiraju početak dijelova

spektra s konstantnim ubrzanjem, brzinom

i pomacima odziva

14.2.3. Projektni spektar za elastičnu analizu

Da bi se izbjegla nelinearna analiza konstrukcije, kapacitet gubljenja energije u konstrukciji uzima se u obzir radeći linearnu analizu konstrukcije zasnovanu na reduciranom elastičnom spektru odziva ubrzanja podloge. Redukcija je izvršena uvođenjem faktora ponašanja q , čija je vrijednost veća od jedinice.

Projektni spektar za horizontalne komponente seizmičkog djelovanja:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \times S \times [2/3 + T/T_B \times (2,5/q - 2/3)]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \times S \times 2,5/q$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \times S \times 2,5/q \times [T_C/T]$$

$$S_d(T) \geq \beta \times a_g$$

$$T_D < T \quad S_d(T) = a_g \times S \times 2,5/q \times [T_C \times T_D/T^2]$$

$$S_d(T) \geq \beta \times a_g$$

Faktor ponašanja q

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

q_0 - osnovna vrijednost faktora ponašanja, koji ovisi o vrsti konstrukcije i njenoj duktilnosti

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
okvirni sustav		
dvojni sustav	$3\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
zidni sustav s povezanim zidovima		
zidni sustav (s nepovezanim zidovima)	3,0	$4\alpha_u/\alpha_1$
torzijski fleksibilan sustav	2,0	3,0
sustav obrnutog njihala	1,5	2,0

sustav obrnutog njihala

osnovna vrijednost $q_0 = 1,5$

Faktor ponašanja q = 1,50

Ordinata računskog spektra se računa po izrazu: $S_d(T) = a_g \times S \times 2,5/q$

(jer je $T_B \leq T \leq T_C$)

$$S_d(T) = 0,48$$

$$> \beta a_g =$$

$$0,038$$

- opterećenja:**
- SO1** vlastita težina
 - SO2** opterećenje
 - SO3.2** uporabno opterećenje (kat. A)
 - SO4** seizmika X - PR 475
 - SO5** seizmika Y - PR 475
 - SO6** seizmika X - PR 95
 - SO7** seizmika X - PR 95

kombinacije:

$$KO1 = 1,00 \times (SO1 + SO2 + SO3)$$

GSU

$$KO2 = 1,35 \times (SO1 + SO2) + 1,50 \times SO3$$

GSN

$$KO3 = 1,00 \times (SO1 + SO2) + 0,3 \times SO3 \pm 1,0 \times SO4 \pm 0,3 \times SO5$$

seizmika X + 0,3 Y PR 475

$$KO4 = 1,00 \times (SO1 + SO2) + 0,3 \times SO3 \pm 0,3 \times SO4 \pm 1,0 \times SO5$$

seizmika Y + 0,3 X PR 475

$$KO5 = 1,00 \times (SO1 + SO2) + 0,3 \times SO3 \pm 1,0 \times SO6 \pm 0,3 \times SO7$$

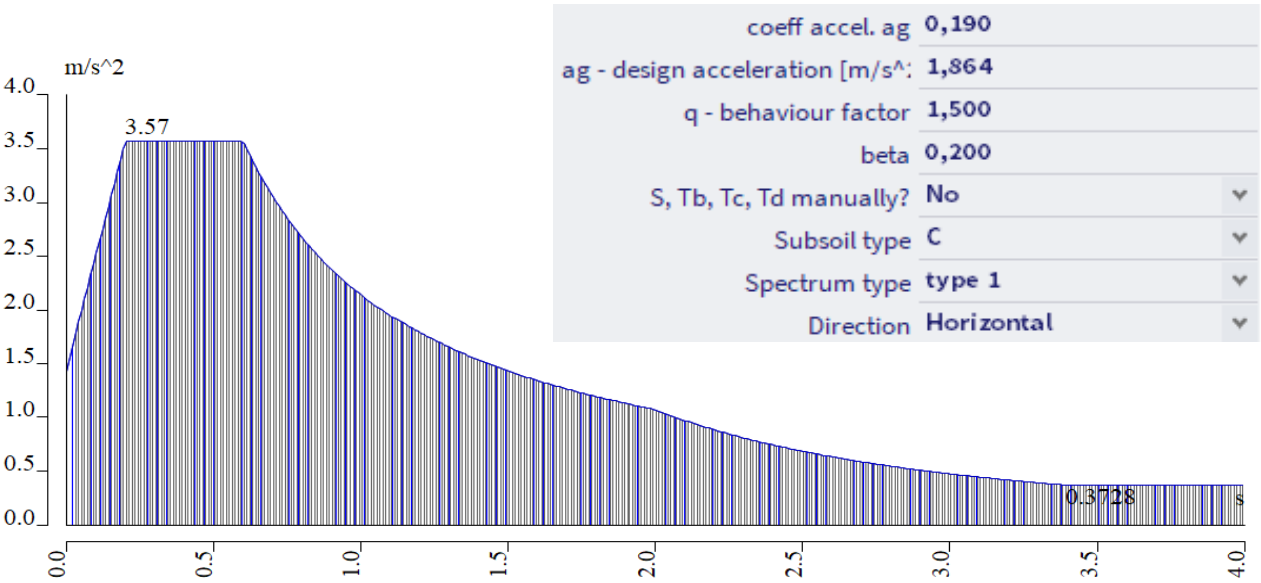
seizmika X + 0,3 Y PR 95

$$KO6 = 1,00 \times (SO1 + SO2) + 0,3 \times SO3 \pm 0,3 \times SO6 \pm 1,0 \times SO7$$

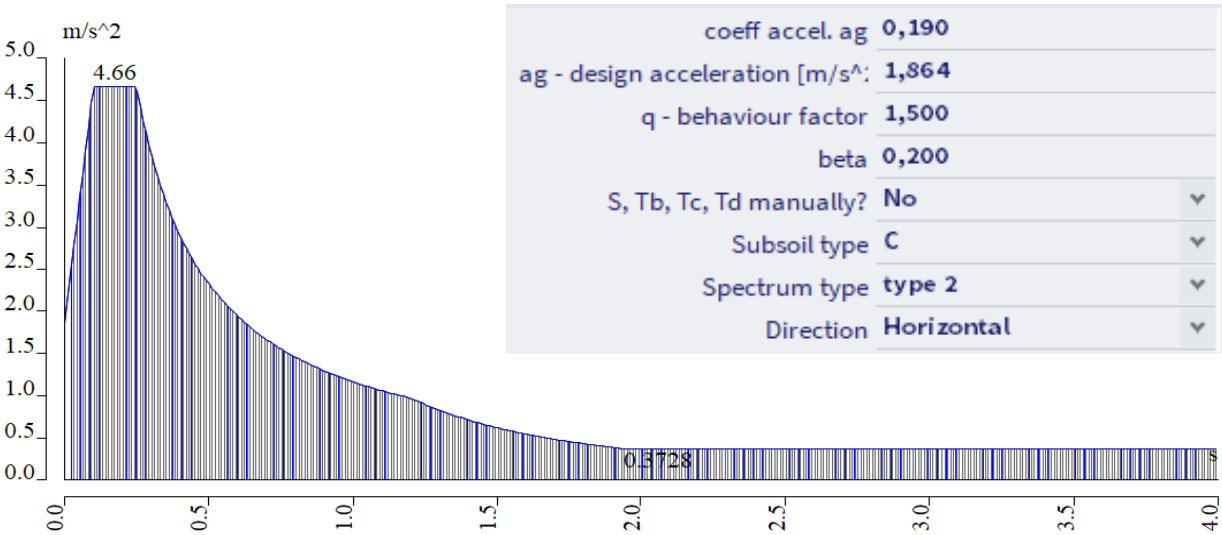
seizmika 0,3X + 1,0 Y PR 95

This 3D perspective view illustrates the structural frame of the building, including columns, beams, and slabs. The model is annotated with numerous dimensions and levels, such as -1,5, -2,5, -5,2, -220,0, and -220,0, indicating the vertical alignment and spacing of the structural elements. The view shows the internal layout of the structure, with columns supporting the beams and slabs.

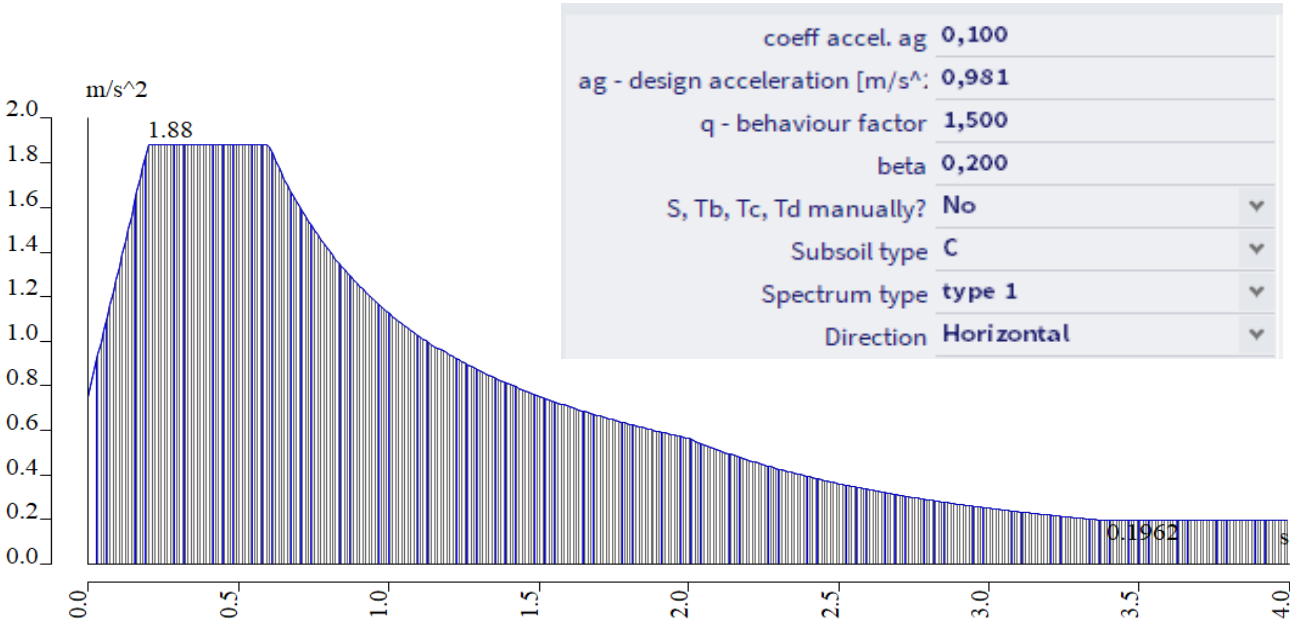
SO4 seizmika X PR 475 - type 1
SO5 seizmika Y PR 475 - type 1



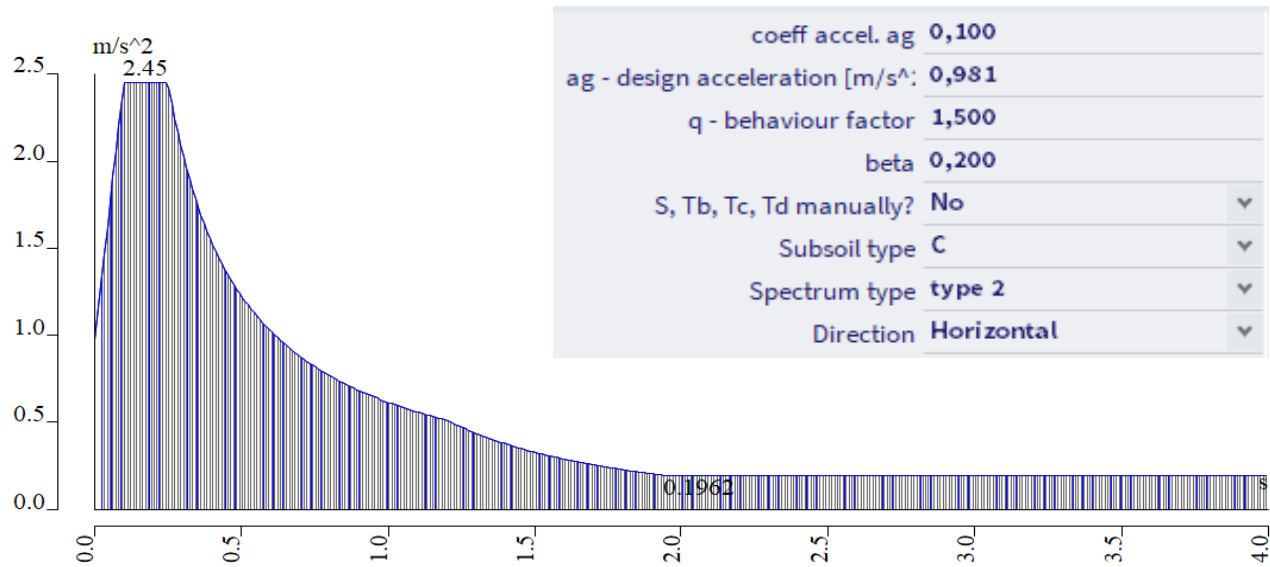
SO6 seizmika X PR 95 - type 1
SO7 seizmika Y PR 95 - type 1



SO4 seizmika X PR 475 - type 2
SO5 seizmika Y PR 475 - type 2

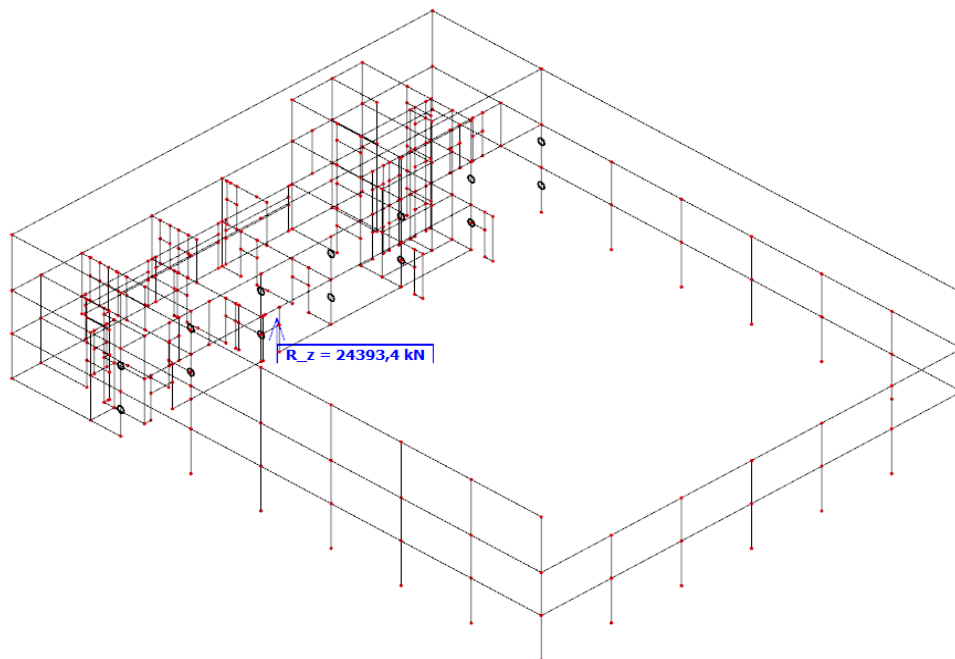


SO6 seizmika X PR 95 - type 2
SO7 seizmika Y PR 95 - type 2



14.2.4. Ukupna potresna sila F_b u podnožju

- težina konstrukcije



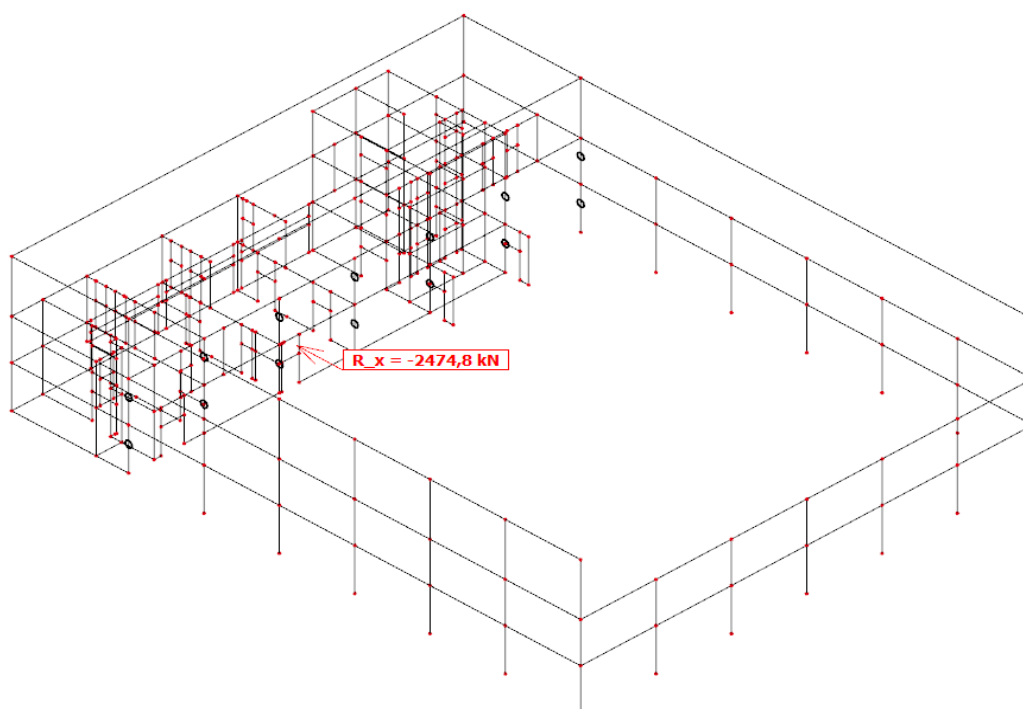
ukupna težina građevine

$$W = G + \psi Q = G + 0,6 Q$$

$$W = 24393 \text{ kN}$$

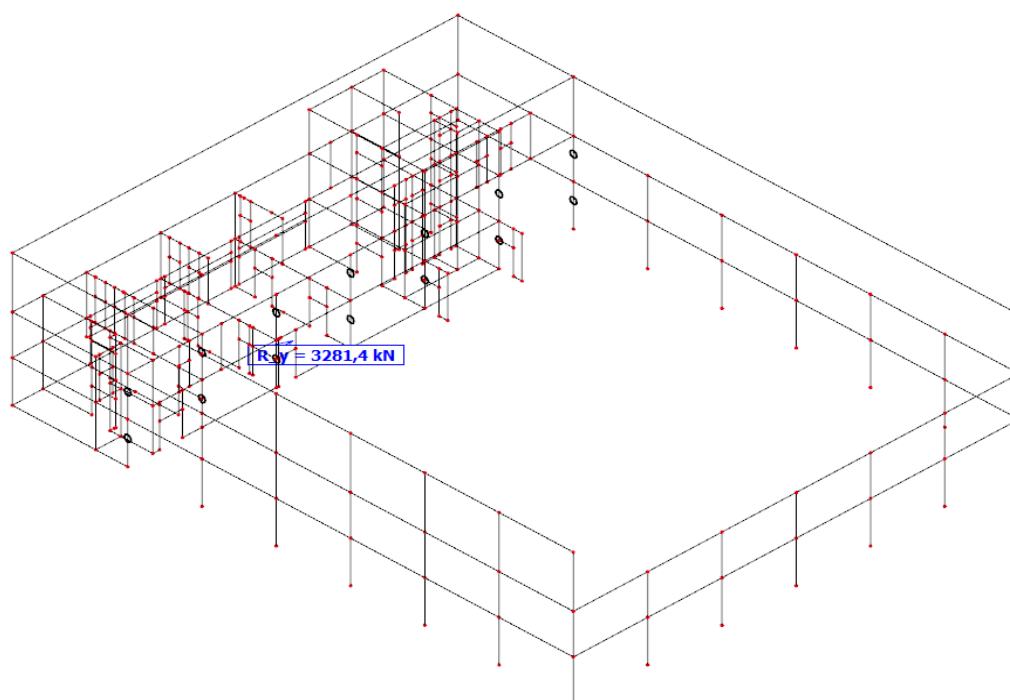
- Proračunska potresna sila u podnožju konstrukcije za spektar tipa 1

Ukupna proračunska potresna sila u smjeru X:



$$F_{bx} = 2475 \text{ kN}$$

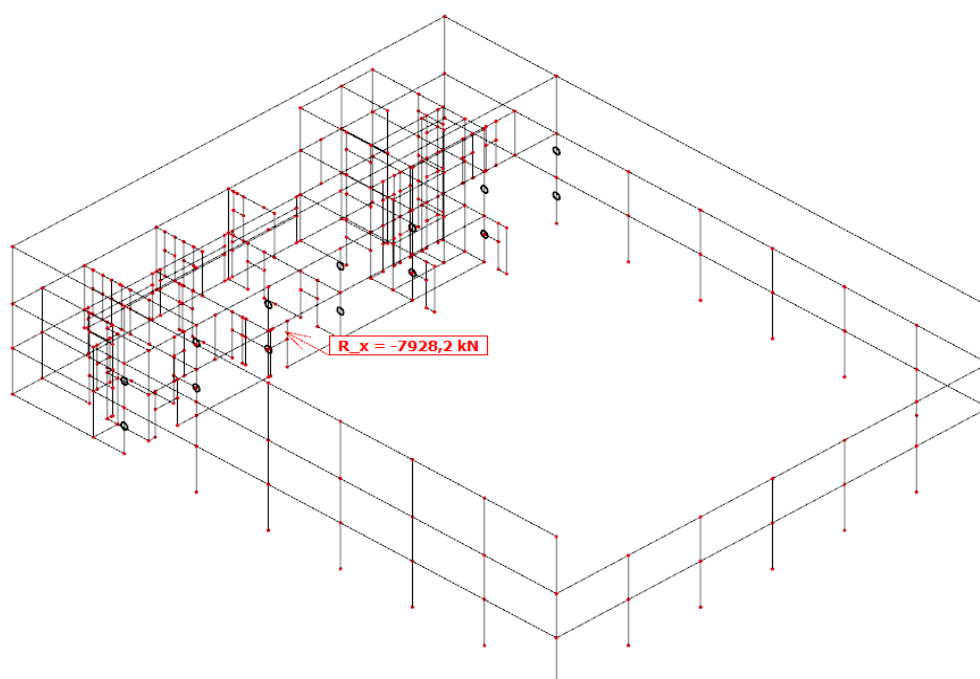
Ukupna proračunska potresna sila u smjeru Y:



$$F_{by} = 3281 \text{ kN}$$

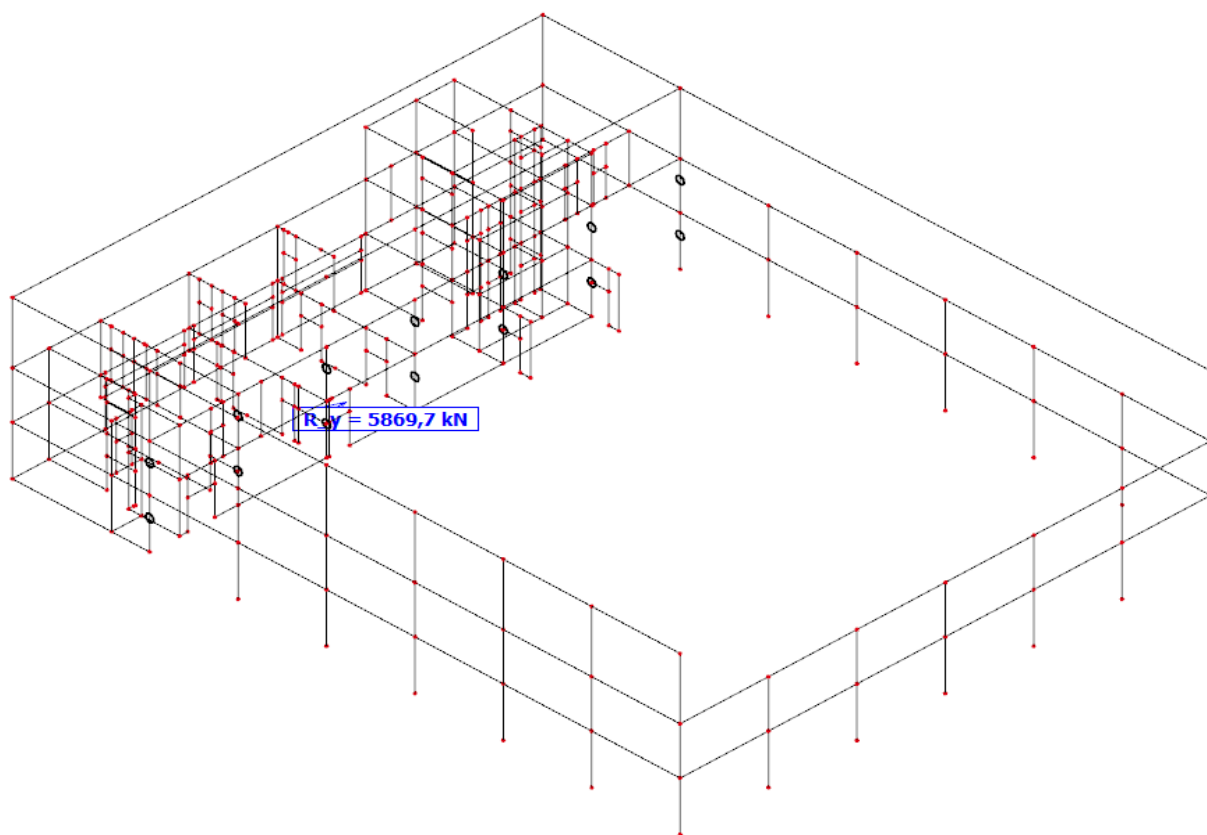
- Proračunska potresna sila u podnožju konstrukcije za spektar tipa 2

Ukupna proračunska potresna sila u smjeru X:



$$F_{bx} = 7928 \text{ kN}$$

Ukupna prolačunska potresna sila u smjeru Y:



$$F_{by} = 5870 \text{ kN}$$

		Type 1		Type 2
$S_d(T)=F_b/W$	$S_d(T)_X$	0,10		0,33
	$S_d(T)_y$	0,13		0,24

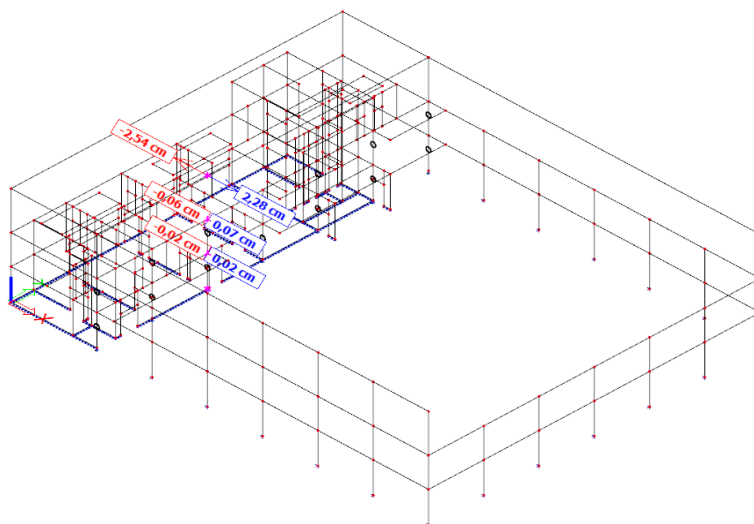
Prikazane su proračunske potresne sile u podnožju konstrukcije (base shear) za spektar tipa 1 i tipa 2. Proračunske potresne sile u podnožju konstrukcije za spektar tipa 2 su iznosom veće te će one biti korištene prilikom proračuna otpornosti i ojačanja zidova.

REZULTATI PRORAČUNA

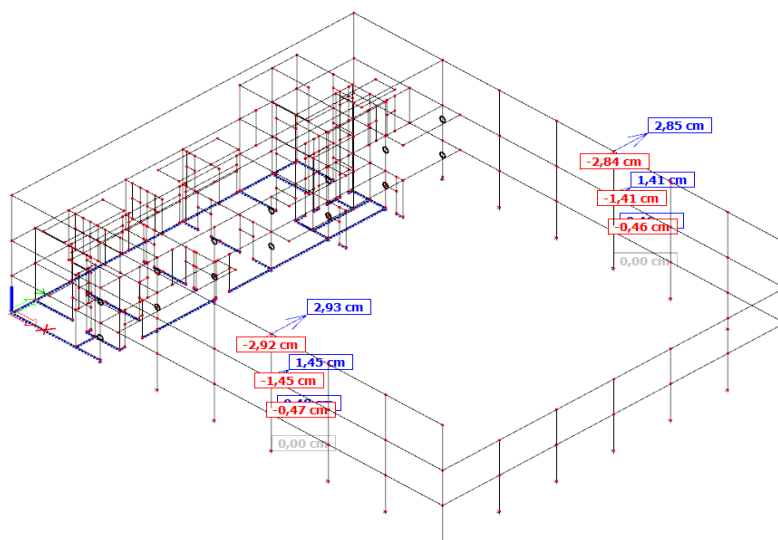
Rezultati proračuna za utjecaj seizmičke sile su pokazali da je objekt dostatno krut za preuzimanje potresnog opterećenja prema kriteriju dopuštenih relativnih pomaka pojedinih etaža.

Pomak od seizmičke kombinacije za djelovanje seizmičke sile (cm) :

najveći pomak u X smjeru



najveći pomak u Y smjeru



$$d_{e,max} = 2,93 \text{ cm}$$

međukatni pomak dobiven linearnom analizom na računskom spektru odziva

$$d_r = q \cdot d_e = 4,40 \text{ cm}$$

međukatni pomak izazvan računskim seizmičkim djelovanjem

Ograničenje relativnog pomaka (prema EC8):

$$d_r / \nu \leq 0,0075 h * \nu \text{ - faktor redukcije (prema kategoriji značaja objekta = 1,0)}$$

$$h \text{ - visina kata} \approx 1250,00$$

* - za zgrade koje imaju nekonstrukcijske elemente na koje ne utječu deformacije konstrukcije

$$d_{r,max} / \nu = 4,40 / 1,00 = 4,40 < 9,38 \text{ cm}$$

15. PRORAČUN AB ZIDOVA, STUPOVA I VISOKOSTIJIENIH NOSAČA

Proračun zidova i visokostijjenih nosača bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemenata uz sljedeće pretpostavke:

- kvaliteta betona C25/30
- debljina zaštitnog sloja 2,5 cm

Zidovi su projektirani kao duktilni zidovi: DCM

uvjet debljine hrpta: $b_w \geq \max \{0,15; h_s/20\}$

svijetla visina kata: $h_s = 3,9$ m

minimalna debljina hrpta: $b_w = 0,20$ m

odabrana debljina zida: $b = 0,25$ m

ukrućenja svakih 650cm; 60 cm
1. kat

uvjet debljine hrpta: $b_w \geq \max \{0,15; h_s/20\}$

svijetla visina kata: $h_s = 4,85$ m

minimalna debljina hrpta: $b_w = 0,24$ m

odabrana debljina zida: $b = 0,25$ m

2. kat

Provjere na posmik i savijanje provode se prema EN 1992-1 i EN 1998-1

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max}$$

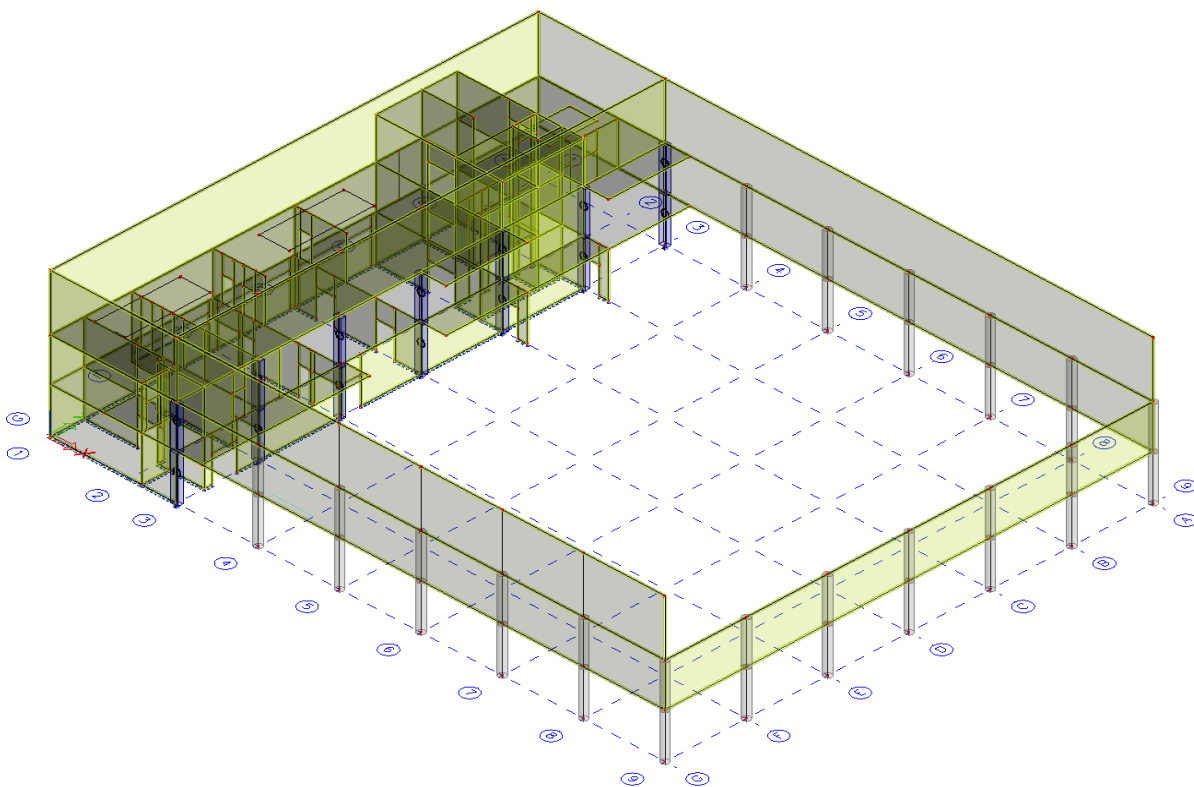
Najveća vrijednost normaliziranog osnovnog opterećenja za zidove:

$$v_{max} = 0,4$$

Najveća vrijednost normaliziranog osnovnog opterećenja za stupove:

$$v_{max} = 0,65$$

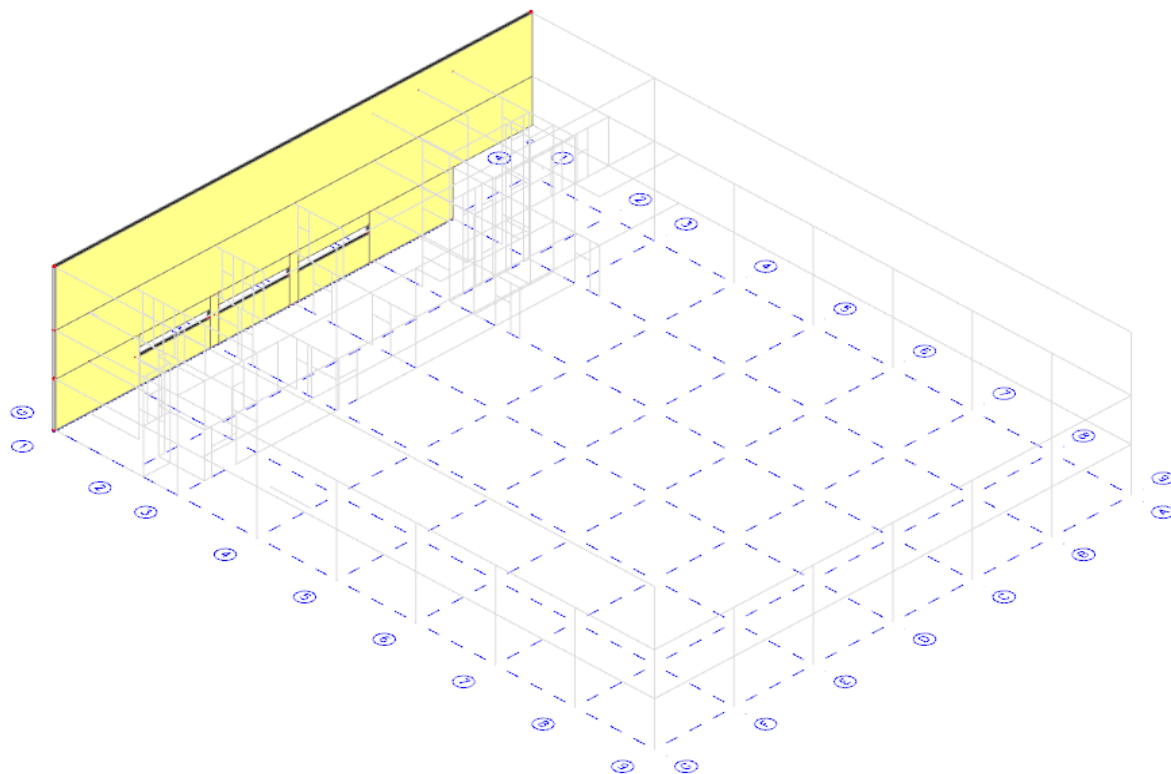
Shema zidova i stupova



Napomena:

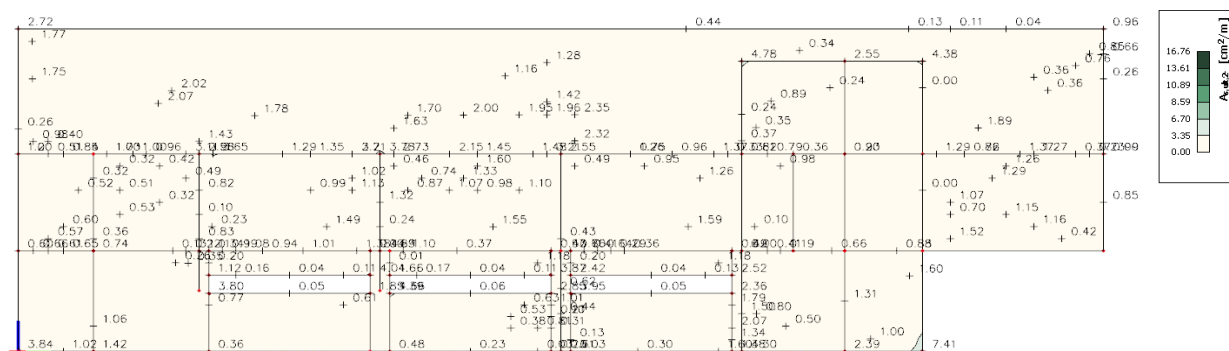
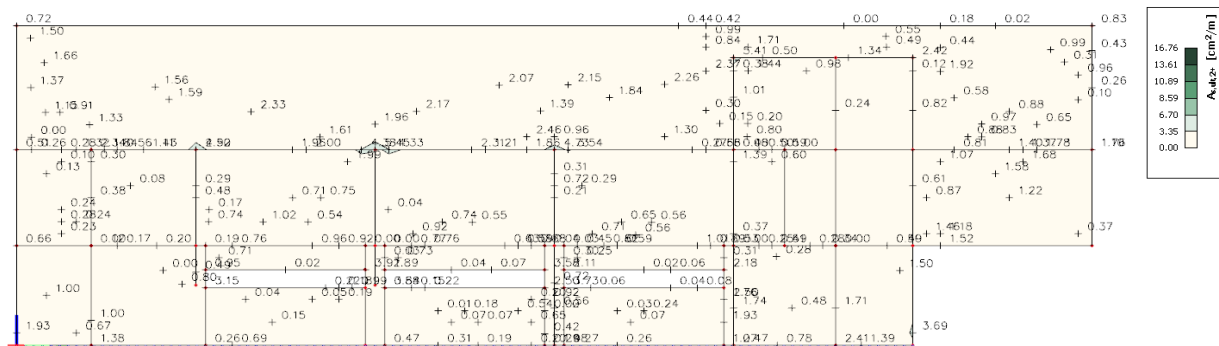
- zidove armirati prema dijagramima armature i provedenom proračunu
- zidove koji nisu proračunati armirati mrežama Q335 i rubnom armaturom 4Φ14
- nadvoje armirati 4Φ16 i vilicama Φ8/15

15.1. PRORAČUN ZIDA U OSI 1

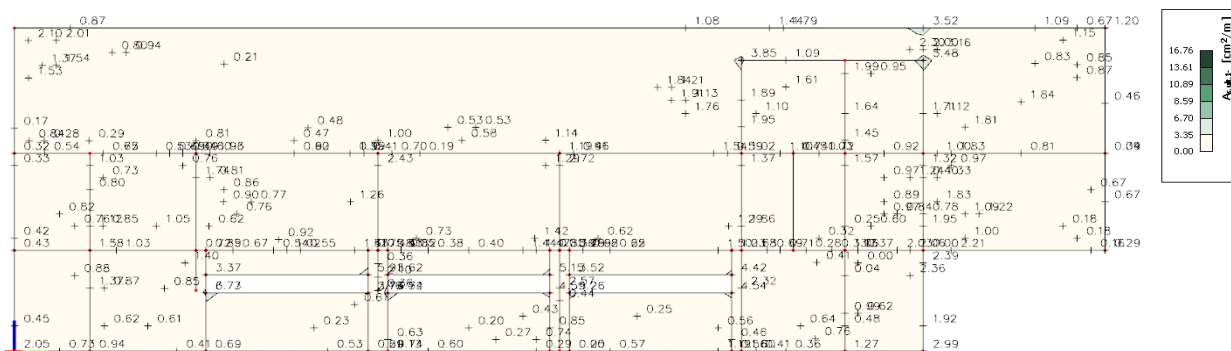
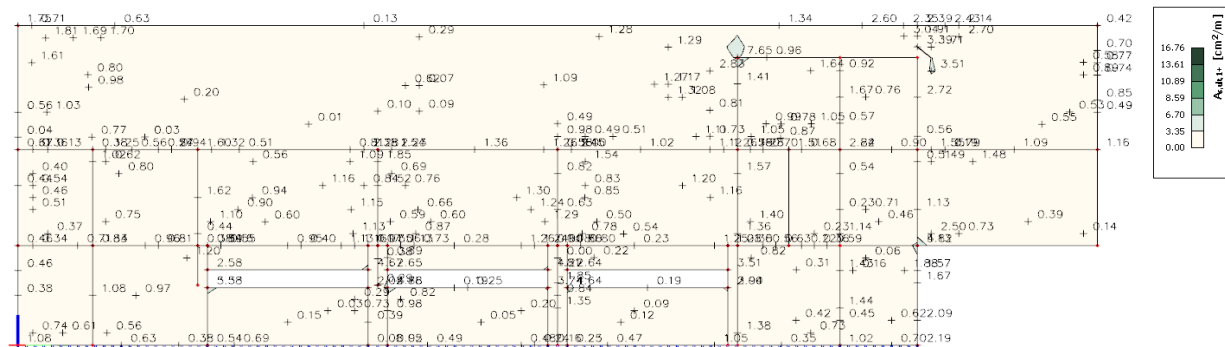


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

Dijagrami armature u smjeru Y (vertikalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



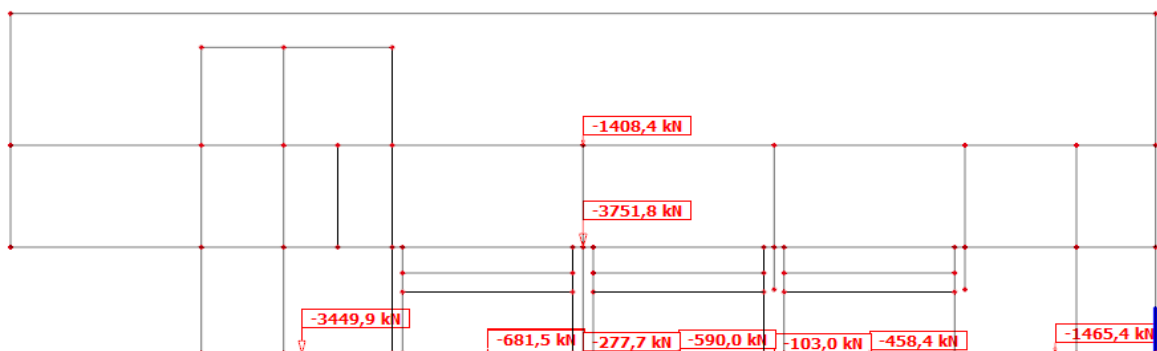
Dijagrami armature u smjeru X (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



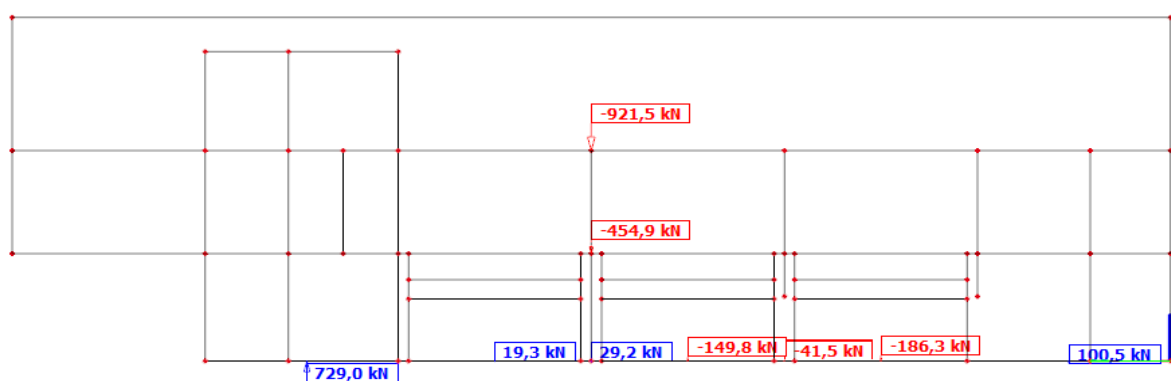
PRORAČUN ZIDA NA SEIZMIČKA DJELOVANJA

Unutarnje sile u zidu

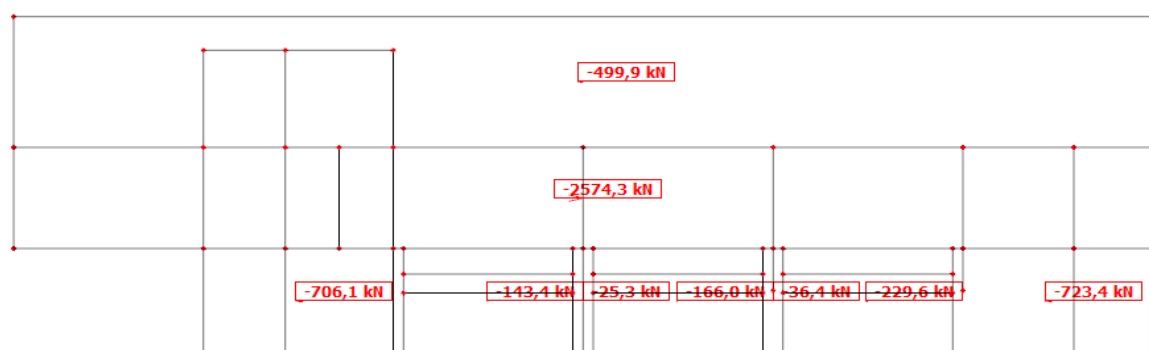
Minimalna uzdužna sila u zidu



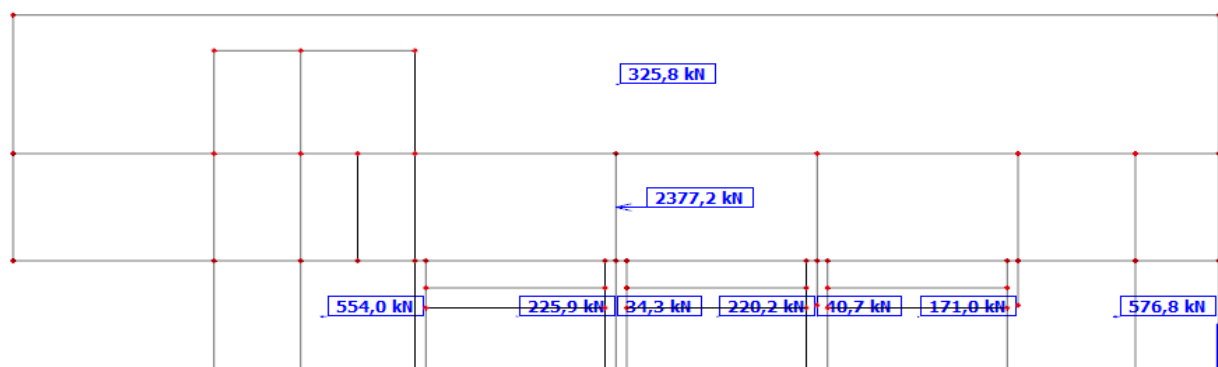
Maksimalna uzdužna sila u zidu



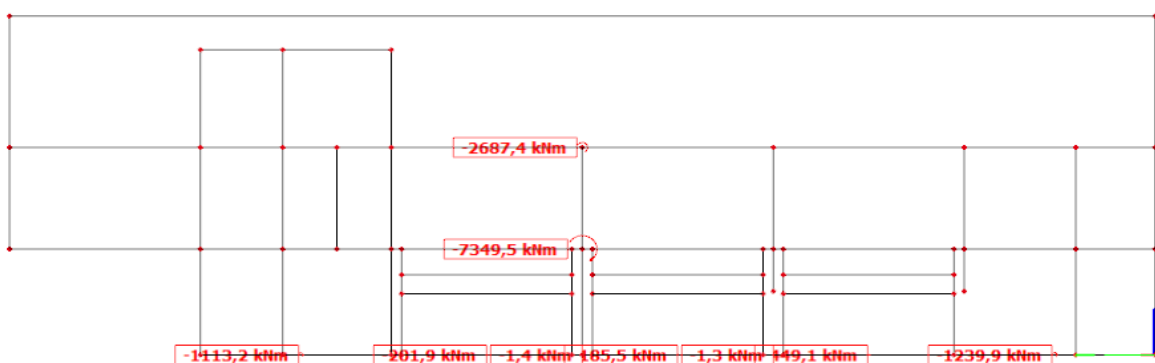
Poprečna sila u zidu (min)



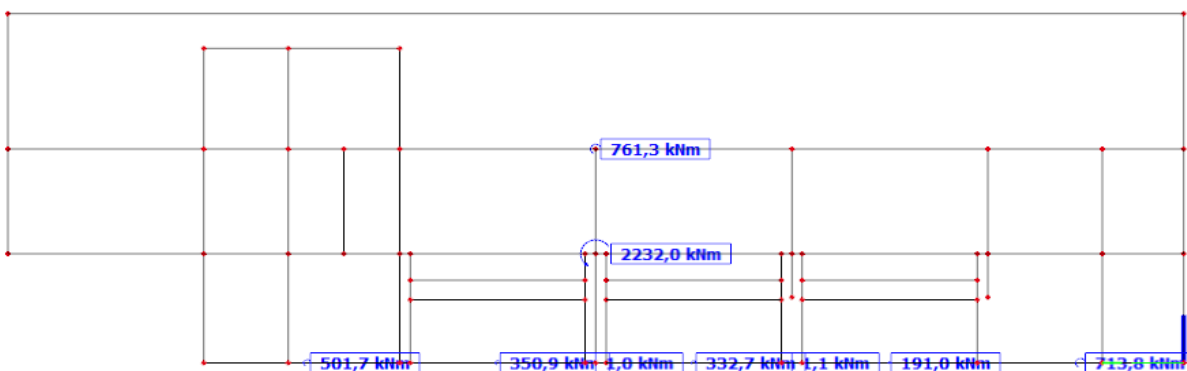
Poprečna sila u zidu (max)



Momenti savijanja u ravni zida (max)



Momenti savijanja u ravni zida (min)



PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA) - PRIZEMLJE

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w = 1250,00$ cm	debljina zida	$b_w = 25,00$ cm
visina etaže	$h_e = 390,00$ cm	duljina zida	$l_w = 685,00$ cm
svijetla visina zida	$h_s = 370,00$ cm		
duljina izvijanja	$l_i = 3,70$ m	zaštitni sloj	$c = 2,5$ cm
statička visina presjeka		$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$	4,10 cm
		$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$	680,90 cm
		$d_y = h - d_1 =$	20,90 cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} = 2,5$ kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 1,67$ kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} = 50$ kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$ kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} = 50$ kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$ kN/cm ²
	$E_s = 20500$ kN/cm ²		

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravni zida	$M_{Ed,max} = 1113,20$ kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} = 729,00$ kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} = 777,30$ kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} = -3449,00$ kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,12 < 0,4 \quad \text{Zadovoljava!}$$

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = -1242,42 \text{ kNm}$$
$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = -0,010 < \mu_{Rd,lim} = 0,296$$

ekscentricitet $e = M_{Ed}/N_{Ed} =$	152,70 cm	$A_{s1} = \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \frac{e_1}{e_1 + e_2} =$	4,62 cm ²
$e_1 =$	187,7 cm	$A_{s2} = \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \frac{e_2}{e_1 + e_2} =$	12,14 cm ²
$e_2 =$	493,2 cm		

odabrano $A_{s1}:$	8	$\Phi 16$	$A_{s1} = 16,08$ cm ²
odabrano $A_{s2}:$	8	$\Phi 16$	$A_{s1} = 16,08$ cm ²

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 1165,95 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,min} = 0,002 b_w l = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

maksimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,max} = 0,04 b_w l = 100,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

odabrana armatura hrpta: mreže **Q-335** obostrano $A_{sh,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg} \Theta + \text{tg} \Theta) = 6128,1 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg} \Theta = \text{tg} \Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 1166,0 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 6128,1 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 0,209$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg} \Theta = 1596,3 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00268$$

$$V_{Ed}' = 1166,0 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 1596,3 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

- minimalna armatura za zid = 25,0 cm

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm} / f_{yk} \times b \times d = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA) - 1.KAT

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w =$	1250,00	cm	debljina zida	$b_w =$	25,00	cm
visina etaže	$h_e =$	375,00	cm	duljina zida	$l_w =$	3900,00	cm
svijetla visina zida	$h_s =$	355,00	cm				
duljina izvijanja	$l_i =$	3,55	m	zaštitni sloj	$c =$	2,5	cm
statička visina presjeka				$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$		4,10	cm
				$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$		3895,90	cm
				$d_y = h - d_1 =$		20,90	cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} =$	2,5	kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 =$	1,67	kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} =$	50	kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 =$	43,48	kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} =$	50	kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 =$	43,48	kN/cm ²
	$E_s =$	20500	kN/cm ²				

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravni zida	$M_{Ed,max} =$	7349,50	kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} =$	-454,90	kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} =$	2567,30	kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} =$	-3751,80	kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,02 < 0,4$$

Zadovoljava!

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = 16936,35 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,010 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,296$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,987$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -0,75 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,036$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) = 27,25$$

odabrano: 14 Φ 16 $A_{s1} = 28,13 \text{ cm}^2$

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 3850,95 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,min} = 0,002 b_w l = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

maksimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,max} = 0,04 b_w l = 100,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

odabrana armatura hrpta: mreže Q-335 obostrano $A_{sh,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg} \Theta + \text{tg} \Theta) = 35063,1 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg} \Theta = \text{tg} \Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 3851,0 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 35063,1 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 0,073$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg} \Theta = 9088,7 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00268$$

$$V_{Ed}' = 3851,0 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 9088,7 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

- minimalna armatura za zid = 25,0 cm

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm} / f_{yk} \times b \times d = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA) - 2.KAT

Đ

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w = 1250,00$ cm	debljina zida	$b_w = 25,00$ cm
visina etaže	$h_e = 485,00$ cm	duljina zida	$l_w = 3900,00$ cm
svijetla visina zida	$h_s = 475,00$ cm		
duljina izvijanja	$l_i = 4,75$ m	zaštitni sloj	$c = 2,5$ cm
statička visina presjeka		$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$	4,10 cm
		$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$	3895,90 cm
		$d_y = h - d_1 =$	20,90 cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} = 2,5$ kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 1,67$ kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} = 50$ kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$ kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} = 50$ kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$ kN/cm ²
	$E_s = 20500$ kN/cm ²		

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravlini zida	$M_{Ed,max} = 2687,00$ kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} = -921,50$ kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} = 499,90$ kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} = -1408,00$ kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,01 < 0,4$$

Zadovoljava!

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = 20887,17 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,010 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,296$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,987$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -0,75 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,036$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) = 16,51$$

odabrano: 10 Φ 16 $A_{s1} = 20,10 \text{ cm}^2$

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 749,85 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,min} = 0,002 b_w l = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

maksimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,max} = 0,04 b_w l = 100,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

odabrana armatura hrpta: mreže **Q-335** obostrano $A_{sh,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg} \Theta + \text{tg} \Theta) = 35063,1 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg} \Theta = \text{tg} \Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 749,9 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 35063,1 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 0,138$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg} \Theta = 9088,7 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00268$$

$$V_{Ed}' = 749,9 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 9088,7 \text{ kN}$$

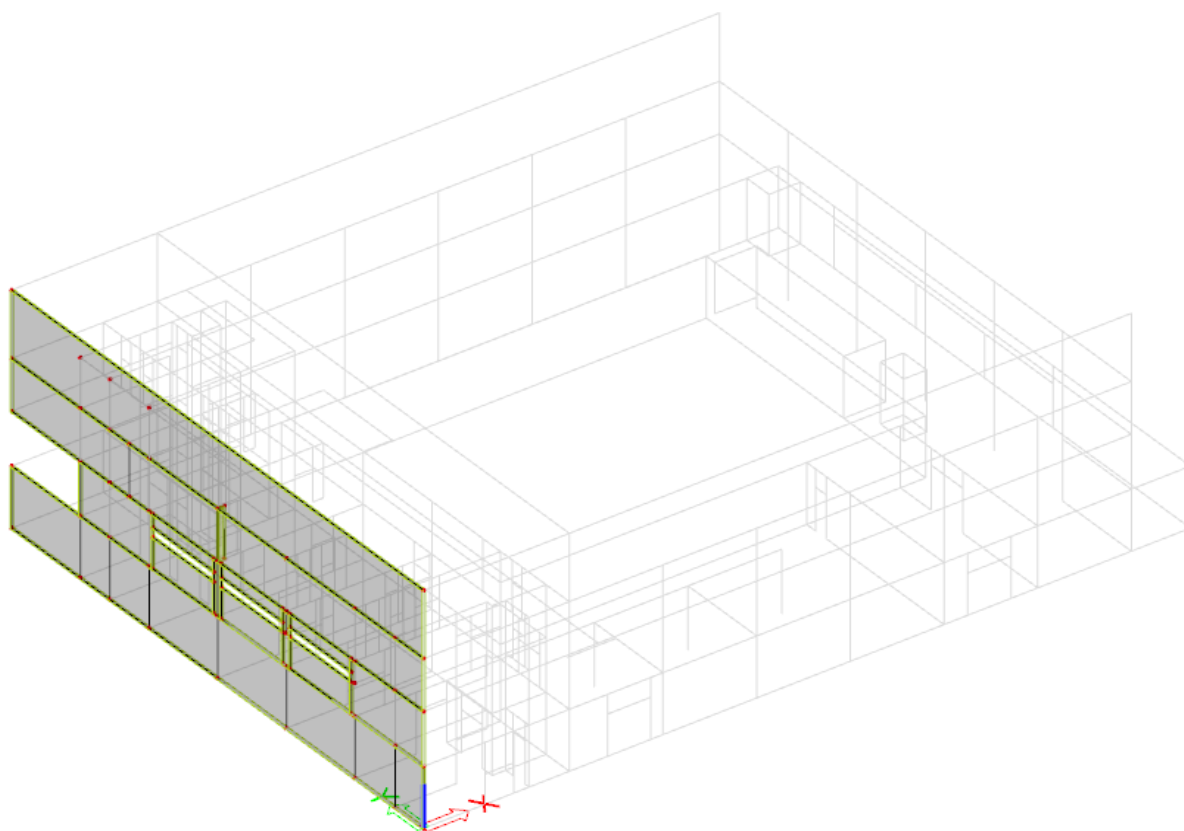
Zadovoljava!

- minimalna armatura za zid = 20,0 cm

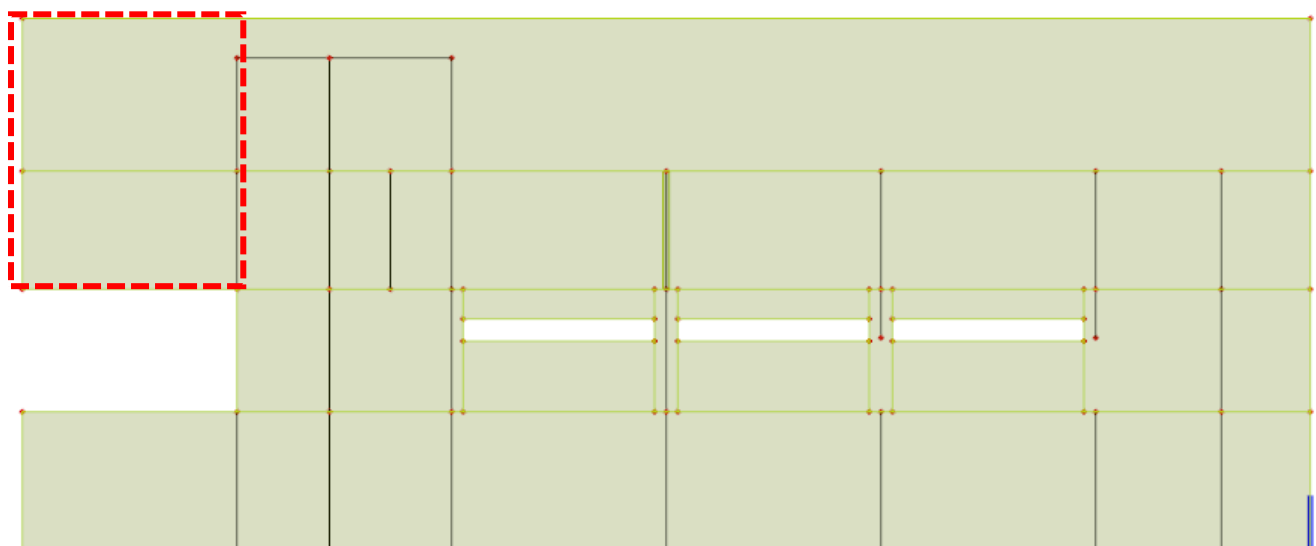
$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm} / f_{yk} \times b \times d = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

- odabrana osnovna armatura: Q-257 (obostrano)

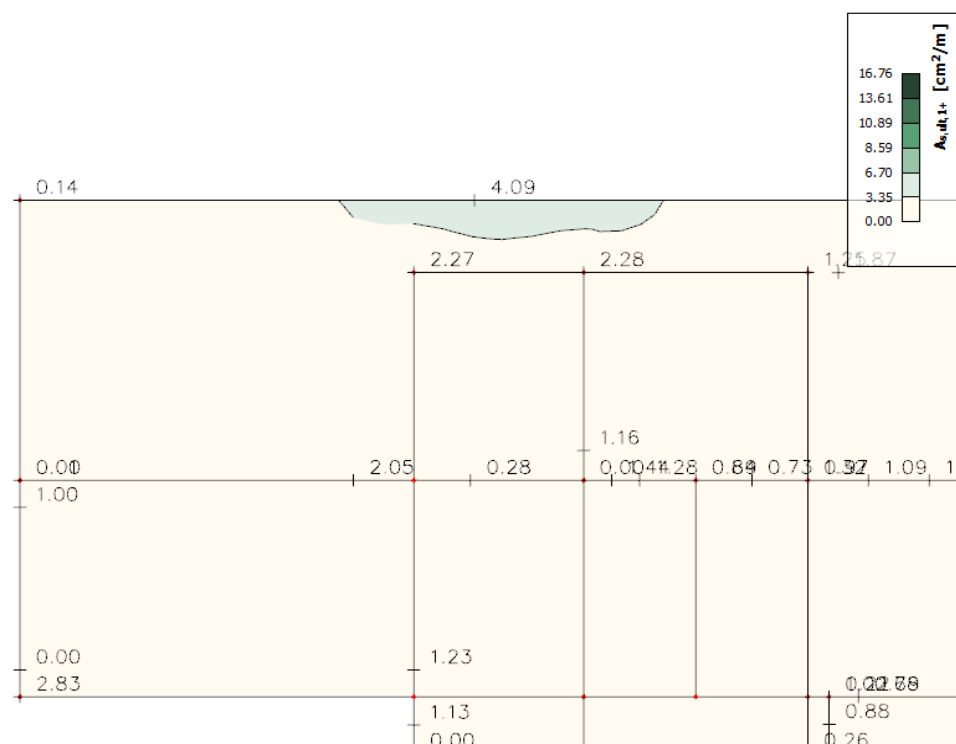
15.1.1 PRORAČUN VISOKOSTIJENCA U OSI 1



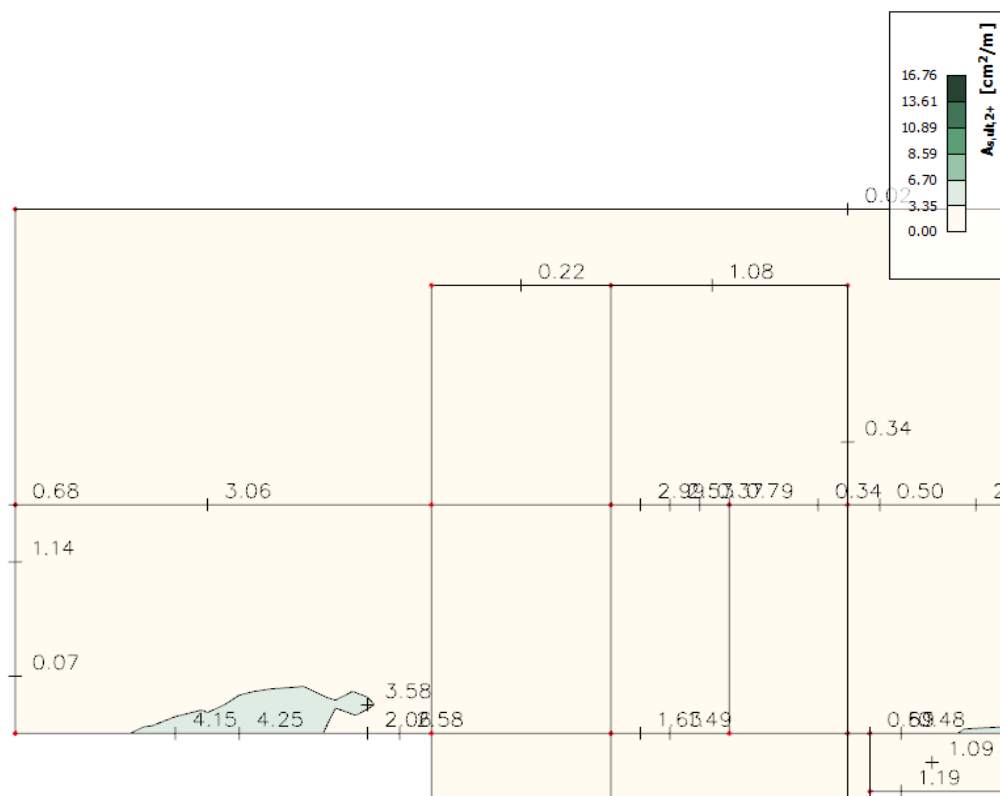
VN os 1



Dijagrami armature u smjeru X (horizontalna armatura) (cm^2/m')



Dijagrami armature u smjeru Y (vertikalna armatura) (cm^2/m')



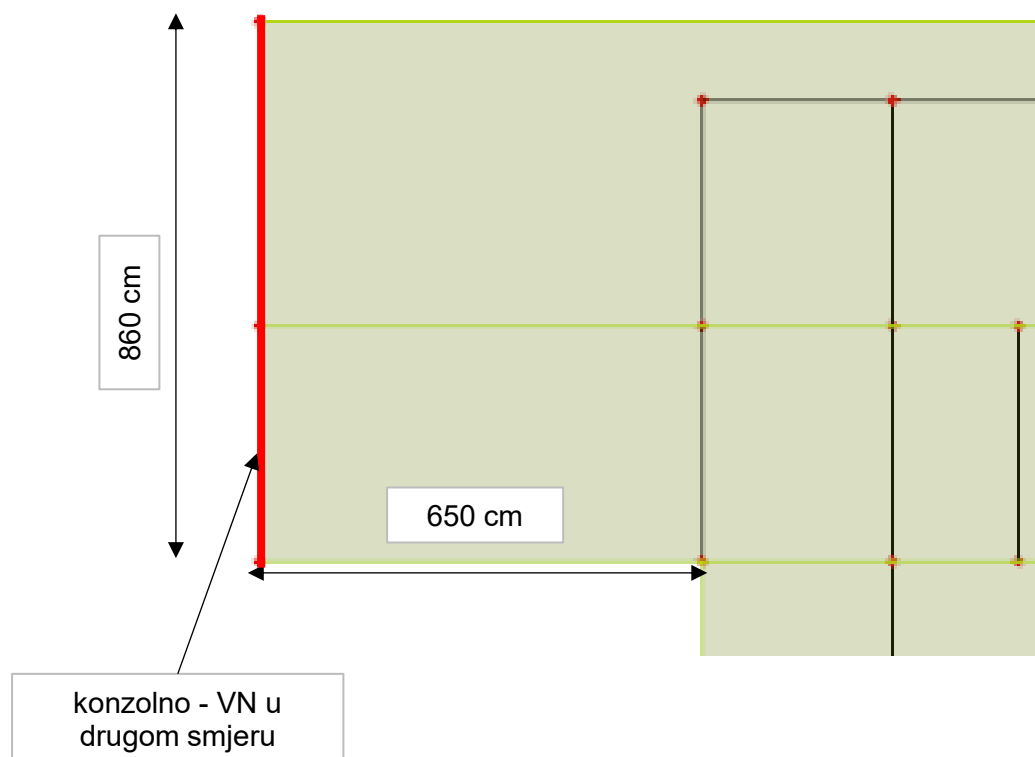
- minimalna armatura za zid 20 cm

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

PRORAČUN VISOKOSTIJENOG NOSAČA

- zbog prostornog djelovanja i međusobne interakcije s ostalim elementima visokostijeni nosač se neće promatrati kao izdvojeni 2D element, već kao element u sklopu cjelokupnog 3D modela

Pogled na visokostijeni nosač VN 1



širina zida:	b =	20	cm
visina zida na rubu:	h_1 =	860	cm
visina zida u sredini raspona:	h_2 =	860	cm
srednja visina zida:	h_{sr} =	860	cm
raspon zida:	l =	650	cm

Provjera minimalne debljine nosača iz uvjeta izbočenja tlačnog pojasa

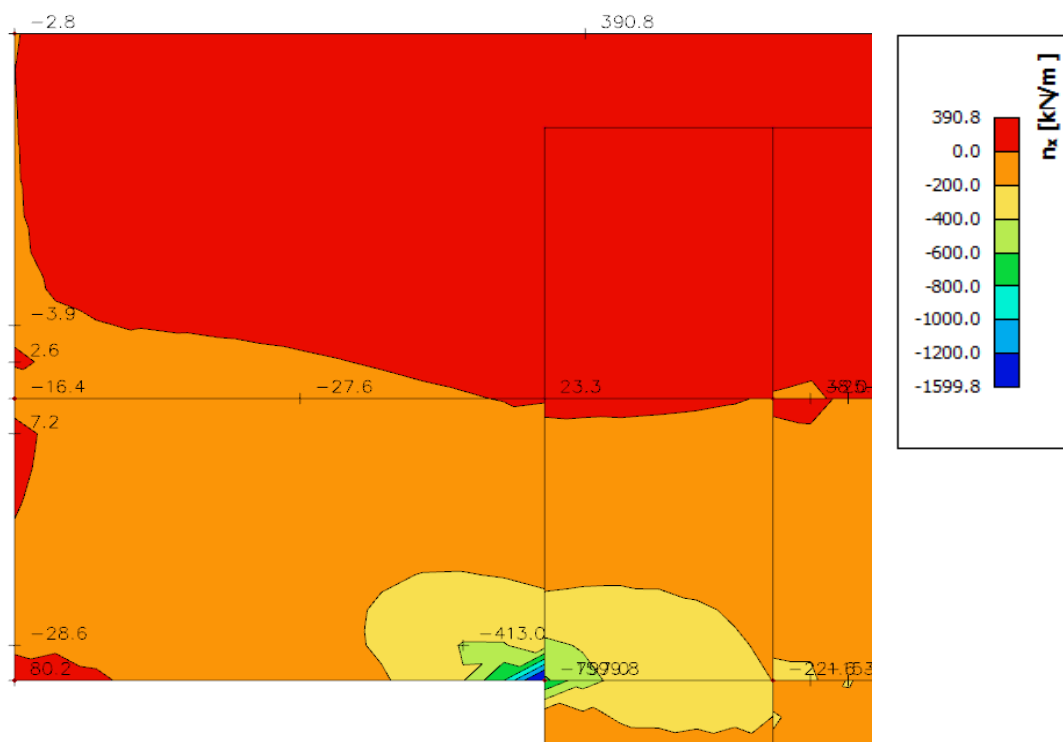
$$b_{min} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{SLS}}{100 \cdot \sigma_s \cdot h}} := 12,06 \text{ cm} \quad (\text{zid je ukrućen pločom na donjem i gornjem rubu})$$

Odabrana debljina zida od 20 cm zadovoljava uvjet

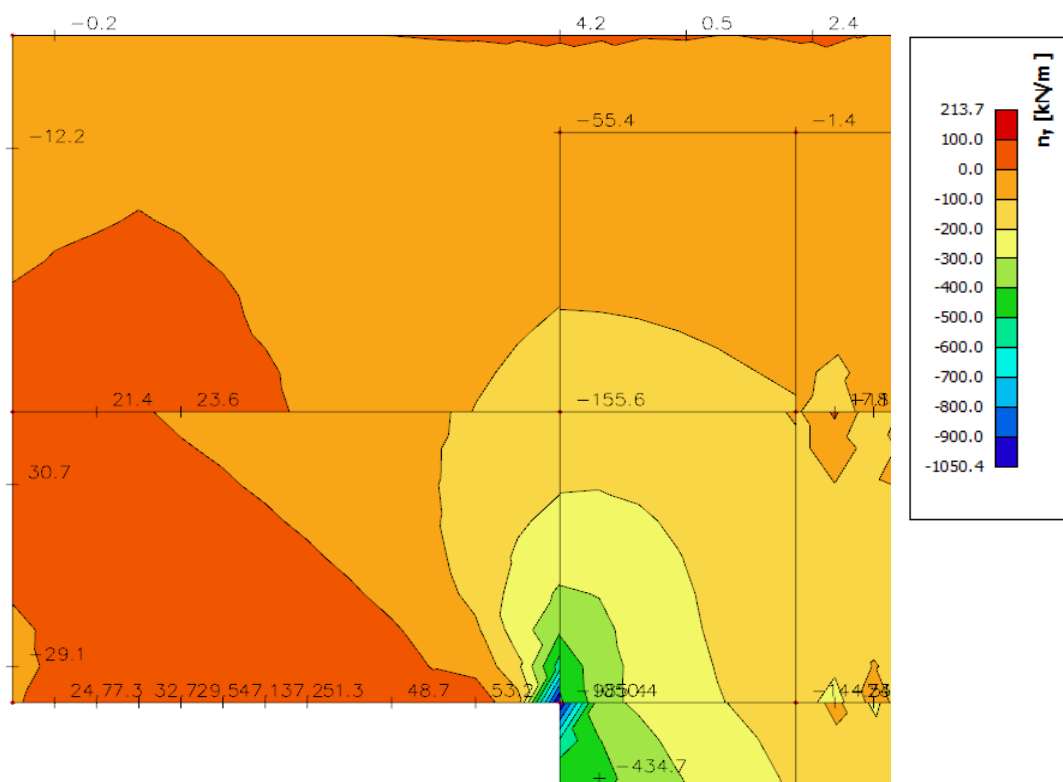
q_{SLS} =	0,44	kN/cm	
$\sigma_s = 0,25 f_{ck,cube}$ =	0,75	kN/cm ²	
$f_{ck,cube}$ =	3,0	kN/cm ²	
h_{max} =	340	cm	(maksimalna visina nosača između dviju ploča)
h_{min} =	340	cm	(minimalna visina nosača između dvije ploče)
h_{sr} =	340	cm	(srednja visina nosača)
l =	650	cm	(raspon zida)

Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača

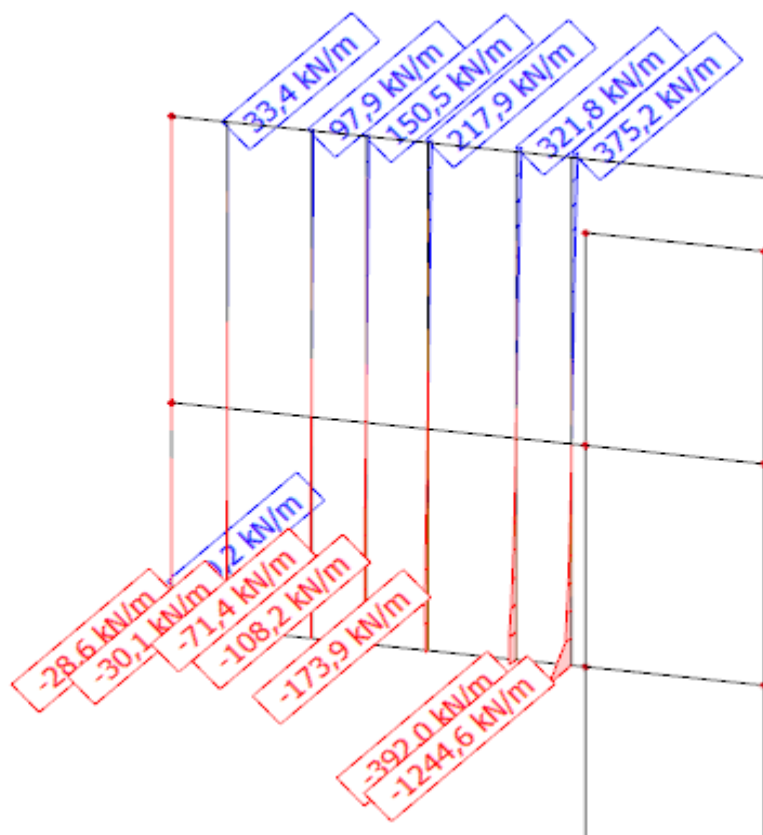
vlačna sila n_x



vlačna sila n_y



Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača



Glavna vlačna armatura na vrhu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 375,2 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 2,15 \text{ m}$$

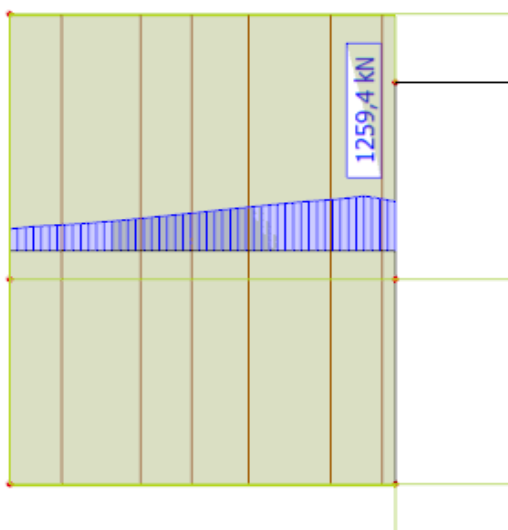
ukupna vlačna sila:

$$N_{Ed} = n_{Ed} \cdot h/2 = 403,3 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 9,28 \text{ cm}^2$$

odabrano:	5	Φ 16	$A_{s1,prov} =$	10,05	cm²
-----------	----------	-------------	-----------------	--------------	-----------------------



ukupna sila:

$$V_{Ed} = 1259,4 \text{ kN}$$

maksimalna poprečna sila:

$$V_{Rd,max} = 0,1 \times b \times h \times 0,85 f_{cd} = 2924,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} > 1/3 V_{Rd,max} = 974,67 \text{ kN}$$

potreban je proračun armature hrpta

minimalna armatura:

$$A_{s,min} = 0,25 \times b = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

mreže obostrano:

odabrano: Q-335	$A_{s1,prov} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m'}$
------------------------	---

Dijagram poprečne sile u nosaču:

potrebna armatura za jedno lice zida:

$$A_{v,req} = V_{Ed}/f_{yd} = 14,48 \text{ cm}^2$$

potrebna vert. dodatna armatura za jedno lice zida:

$$A'_{v,req} = A_{s1,prov} - A_{v,req} = 11,13 \text{ cm}^2$$

potrebna hor. dodatna armatura za jedno lice zida:

$$A'_{h,req} = 0,8 A_{v,req} = 8,91 \text{ cm}^2$$

dodatna vert. na oba lica

odabrano: Φ 12 / 10 cm	$A_{s1,prov} = 11,30 \text{ cm}^2/\text{m'}$
-------------------------------	--

dodatna hor. na oba lica

odabrano: Φ 10 / 10 cm	$A_{s1,prov} = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m'}$
-------------------------------	---

duljina postavljanja vertikalne armature:

$$0,4h = 344 \text{ cm}$$

visina postavljanja horizontalne armature:

$$0,5h = 430 \text{ cm}$$

potrebna vert. armatura u širini od $2b = 40 \text{ cm}$ (unutar zida na koji se oslanja visokostijeni nosač)

$$A_{s1,req} = V_{Ed}/f_{yd} = 28,97 \text{ cm}^2$$

dvorezne ver. vilice:

odabrano: 7 Φ 16	$A_{s1,prov} = 28,13 \text{ cm}^2$
-------------------------	--

Proračun armature za vješanje tereta u tlačnu zonu zida

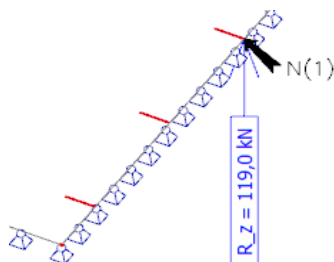
$$R_z = 119 \text{ kN}$$

$$l = 6,5 \text{ m}$$

$$q_{Ed} = 18,31 \text{ kN/m'}$$

potrebna armatura za 1 lice zida:

$$A_{s1,req} = q_{Ed}/f_{yd} = 0,21 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

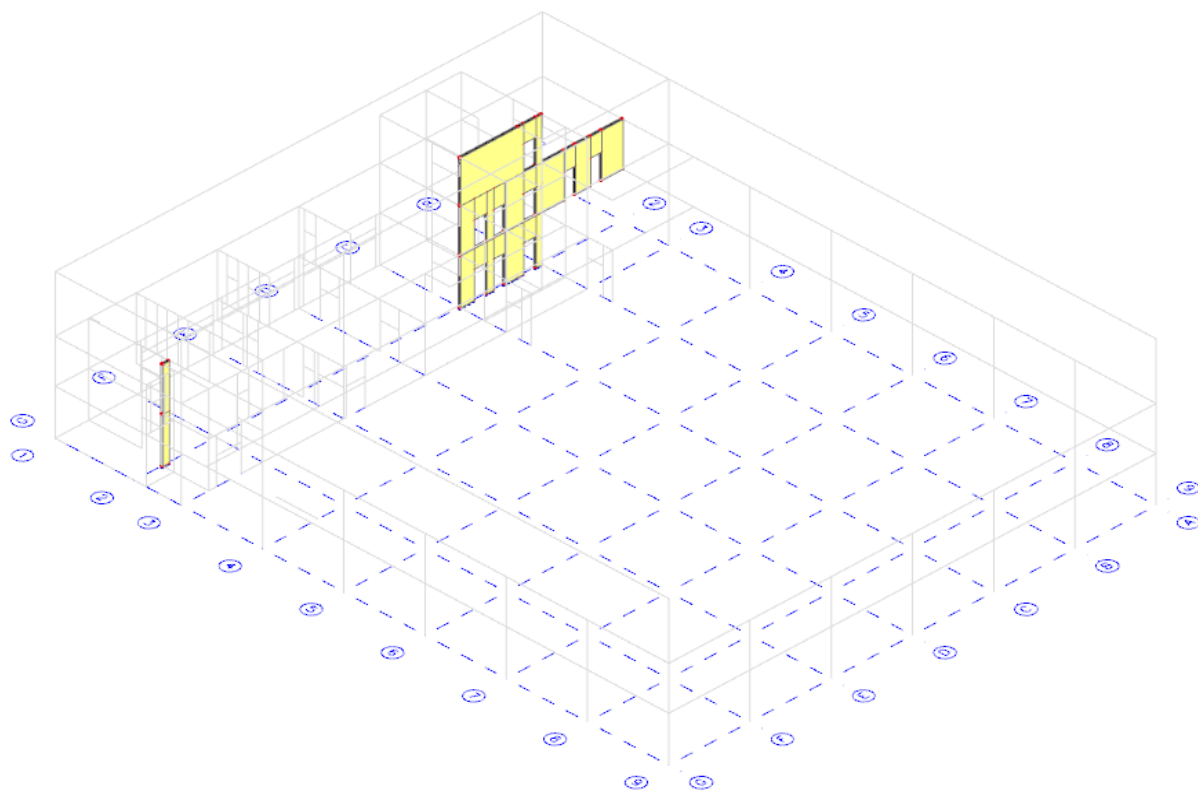


odabrano: Φ 8 / 15 cm	$A_{s1,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m'}$
------------------------------	---

Zadovoljava!

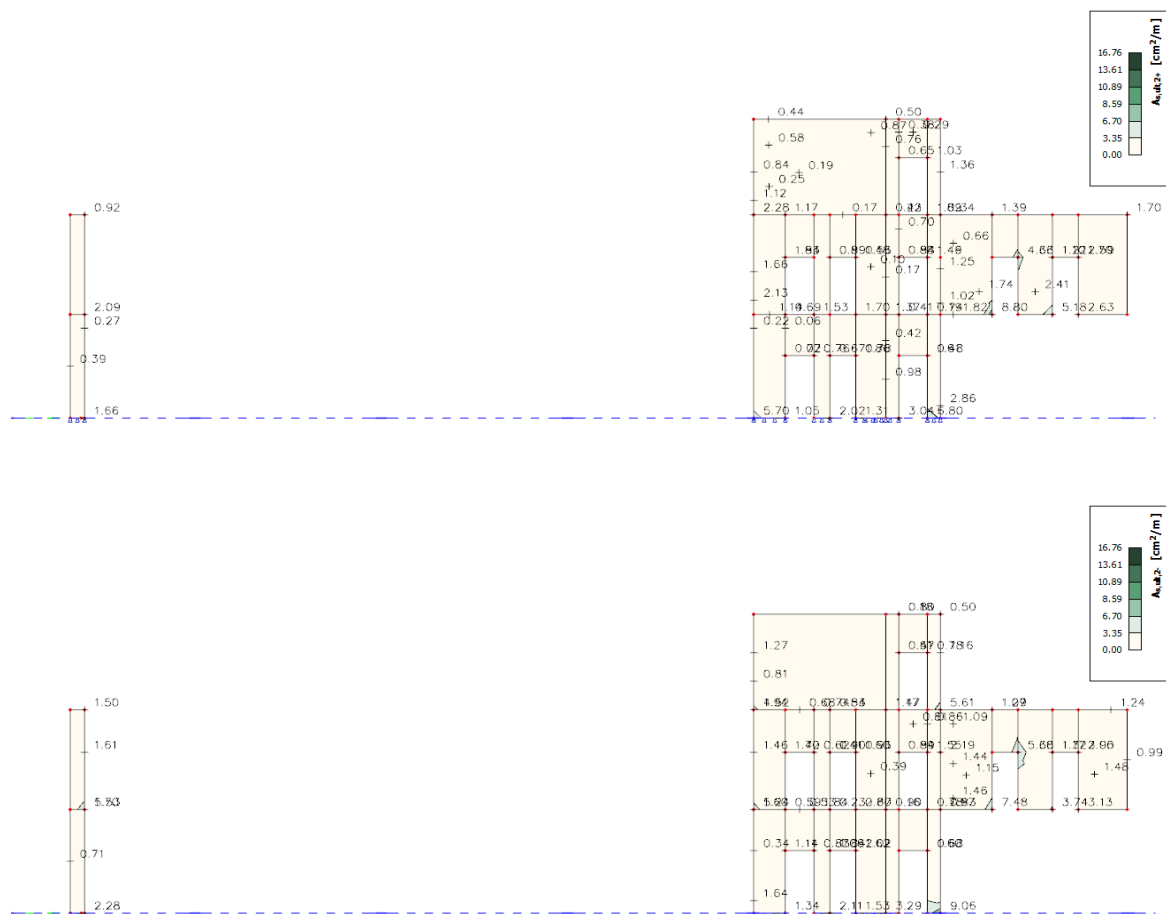
U vilice sidriti do 2/3 visine zida

15.2. PRORAČUN ZIDA U OSI 2

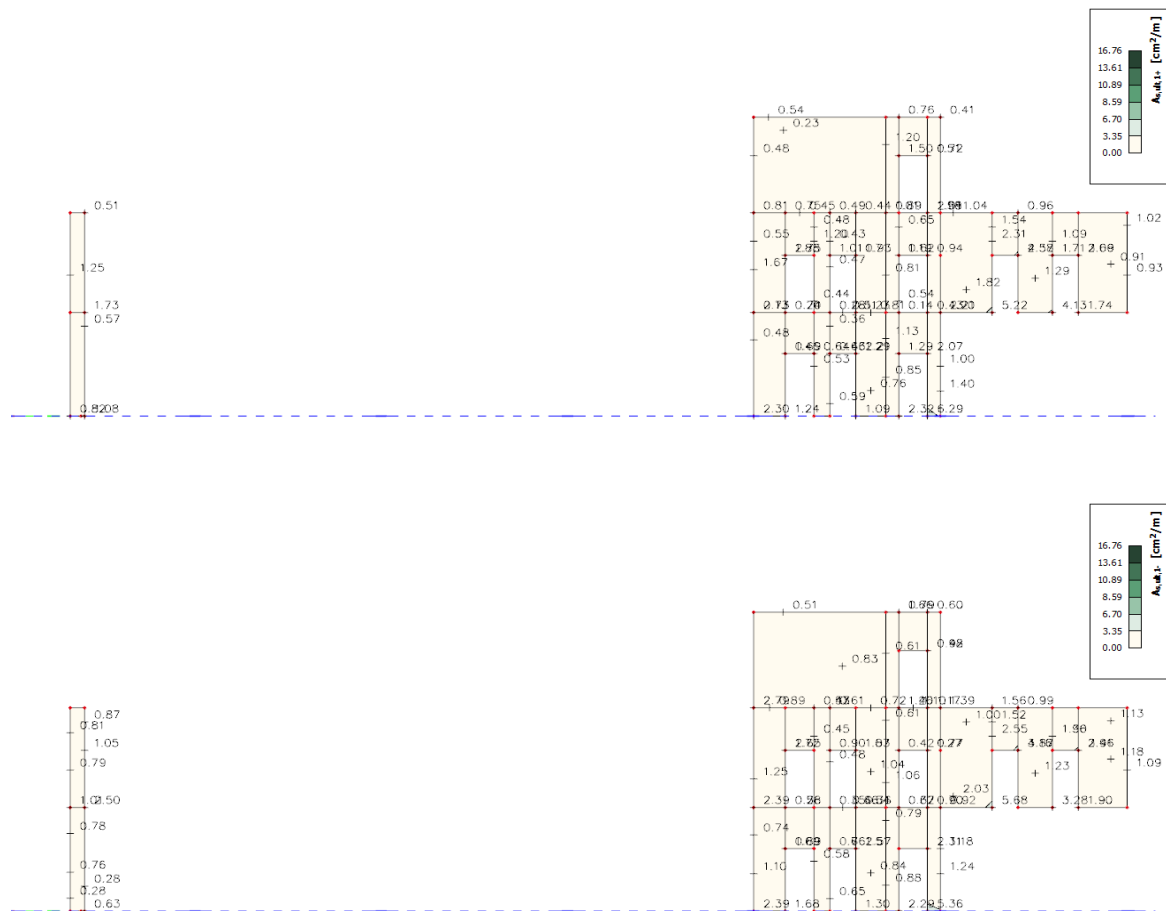


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m') - seizmika



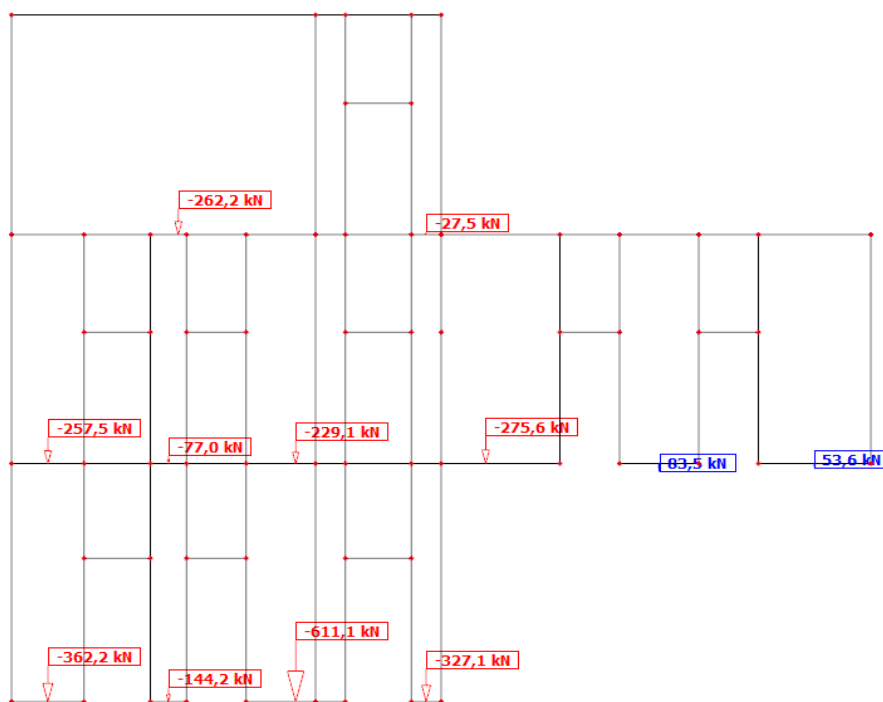
Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



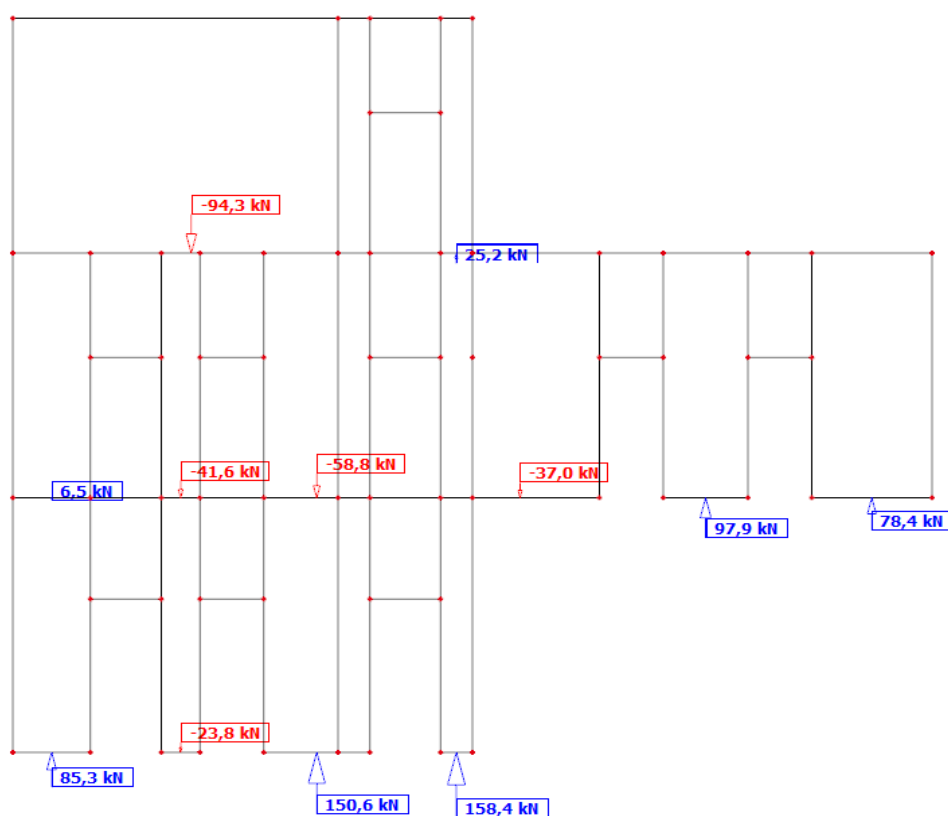
PRORAČUN ZIDA NA SEIZMIČKA DJELOVANJA

Unutarnje sile u zidu

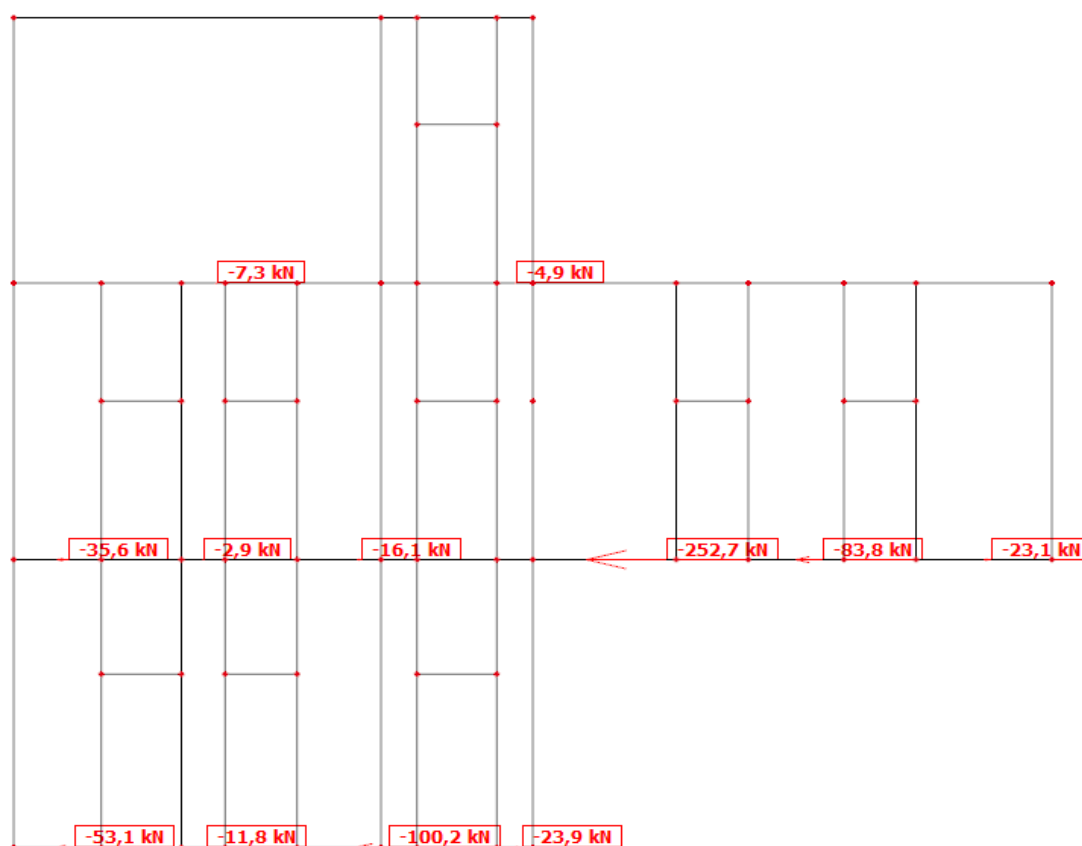
Minimalna uzdužna sila u zidu



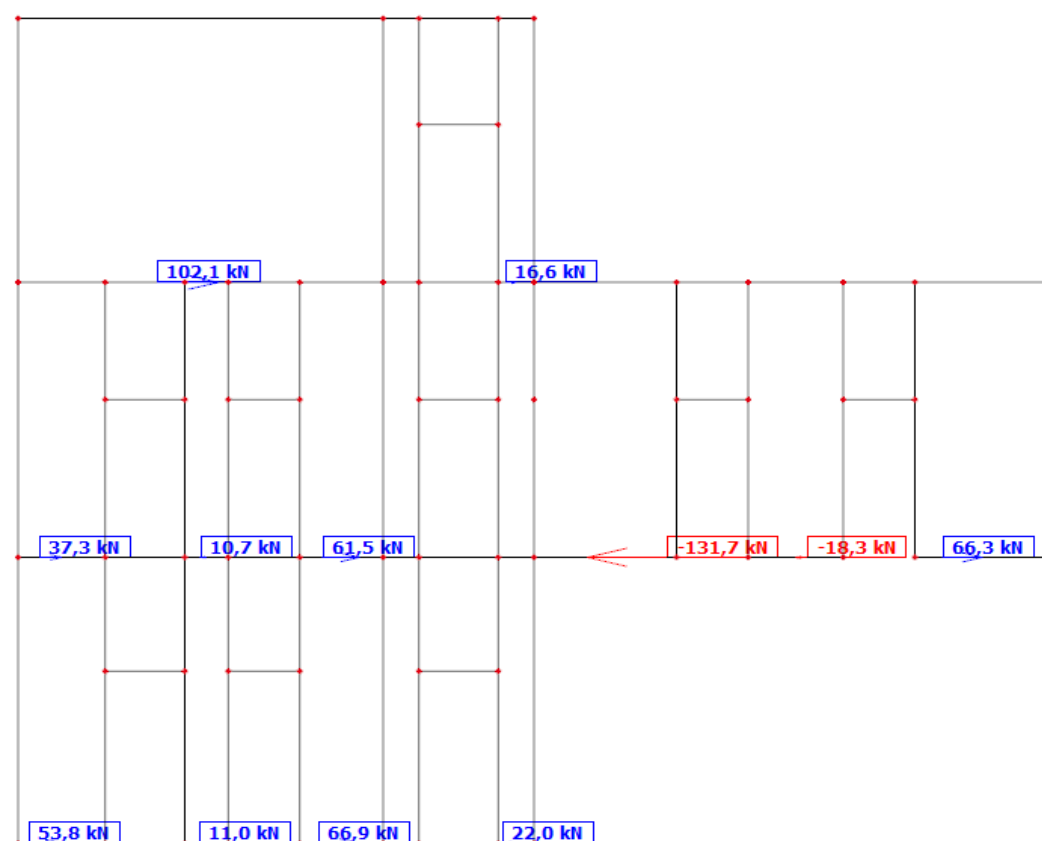
Maksimalna uzdužna sila u zidu



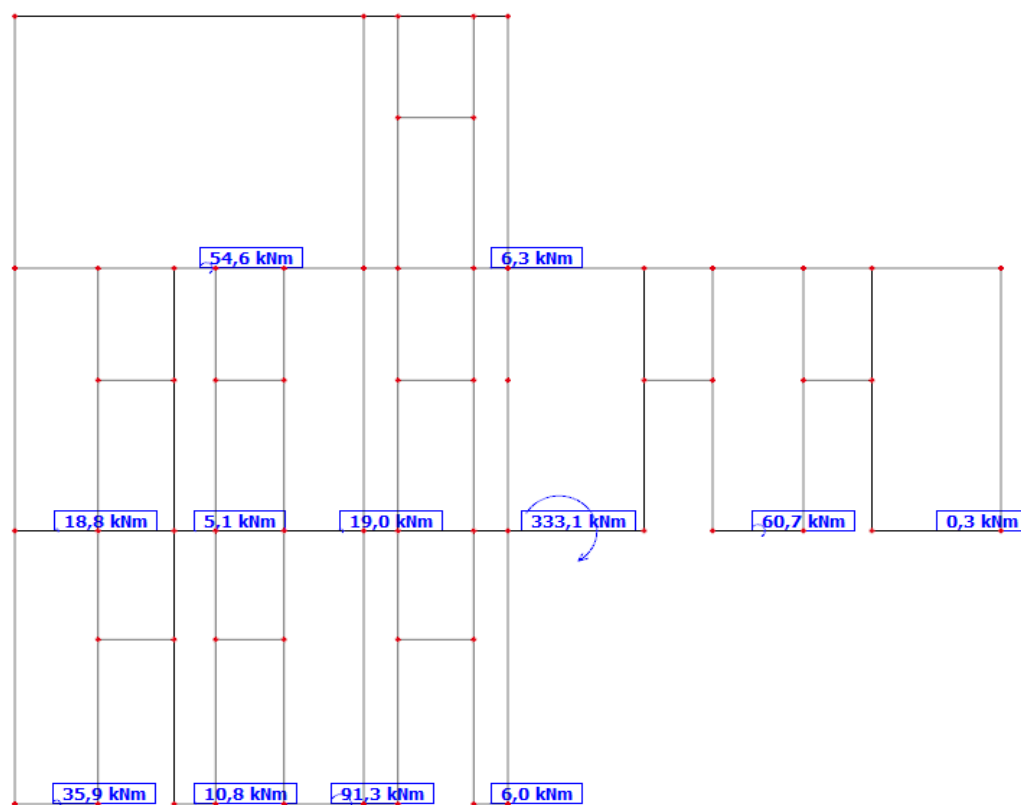
Poprečna sila u zidu (min)



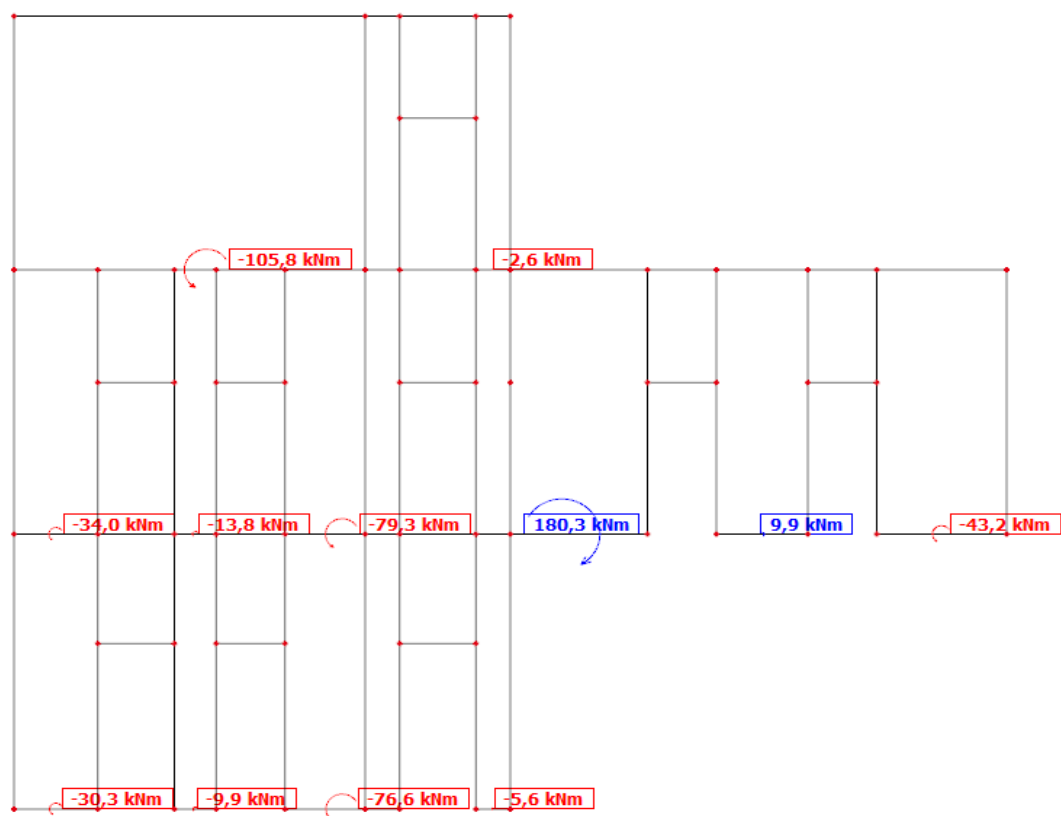
Poprečna sila u zidu (max)



Momenti savijanja u ravnini zida (min)



Momenti savijanja u ravnini zida (max)



PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA)

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w = 1125,00$	cm	debljina zida	$b_w = 20,00$	cm
visina etaže	$h_e = 390,00$	cm	duljina zida	$l_w = 150,00$	cm
svijetla visina zida	$h_s = 370,00$	cm			
duljina izvijanja	$l_i = 3,70$	m	zaštitni sloj	$c = 2,5$	cm
statička visina presjeka			$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$	4,10	cm
			$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$	145,90	cm
			$d_y = h - d_1 =$	15,90	cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} = 2,5$	kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 1,67$	kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$	kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$	kN/cm ²
	$E_s = 20500$	kN/cm ²			

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravnini zida	$M_{Ed,max} = 91,50$	kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} = 152,40$	kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} = 99,50$	kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} = -615,90$	kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,12 < 0,4 \quad \text{Zadovoljava!}$$

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = -7,40 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = -0,010 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,296$$

ekscentricitet $e = M_{Ed}/N_{Ed} = 60,04$	cm	$A_{s1} = \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \frac{e_1}{e_1 + e_2} =$	0,31	cm ²
$e_1 = 12,9$	cm	$A_{s2} = \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \frac{e_2}{e_1 + e_2} =$	3,20	cm ²
$e_2 = 133,0$	cm			

odabrano $A_{s1} :$	4	$\Phi 14$	$A_{s1} = 6,15$	cm ²
odabrano $A_{s2} :$	4	$\Phi 14$	$A_{s1} = 6,15$	cm ²

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 149,25 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta

$$A_{sh,min} = 0,002 b_w l = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

maksimalna poprečna armatura hrpta

$$A_{sh,max} = 0,04 b_w l = 80,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

odabrana armatura hrpta:

mreže	Q-335	obostrano	$A_{sh,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$
-------	-------	-----------	--

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg} \Theta + \text{tg} \Theta) = 1050,5 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg} \Theta = \text{tg} \Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 149,3 \text{ kN}$$

$$< V_{Rd,max} = 1050,5 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 0,613$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg} \Theta = 349,6 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00335$$

$$V_{Ed}' = 149,3 \text{ kN}$$

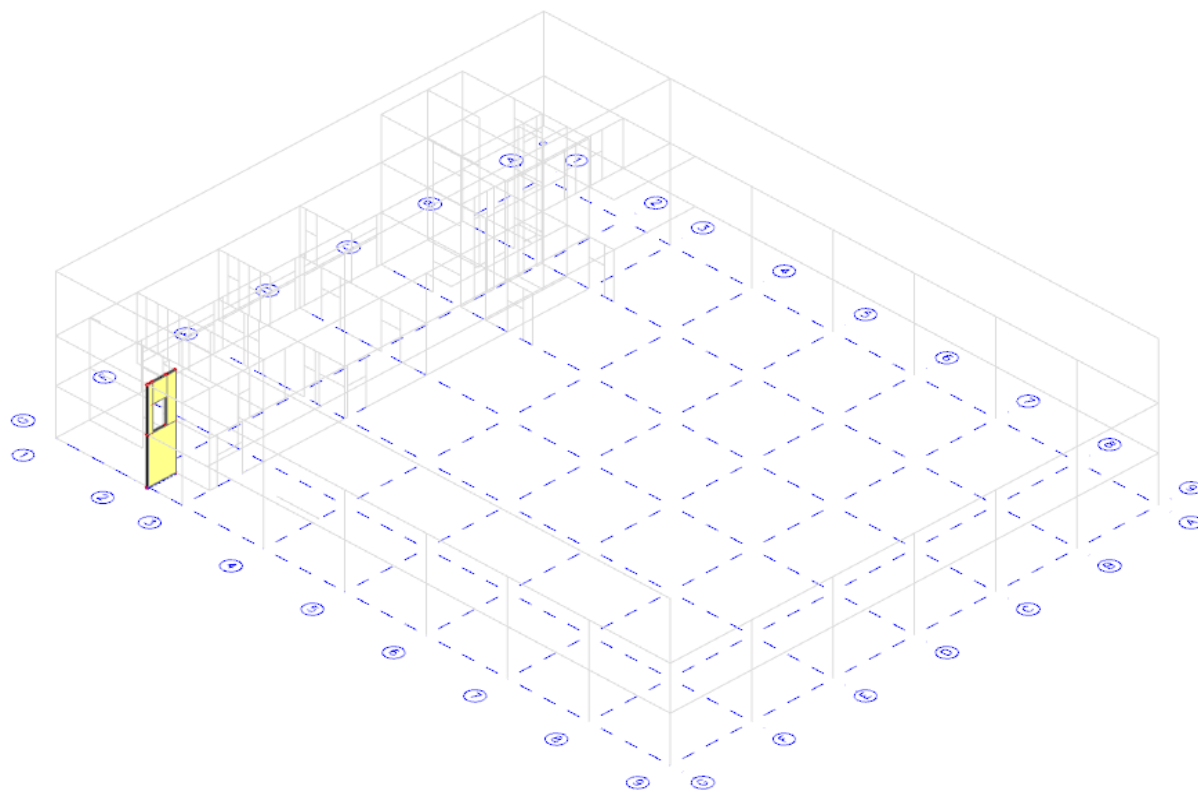
$$< V_{Rd,s} = 349,6 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

- minimalna armatura za zid = 20,0 cm

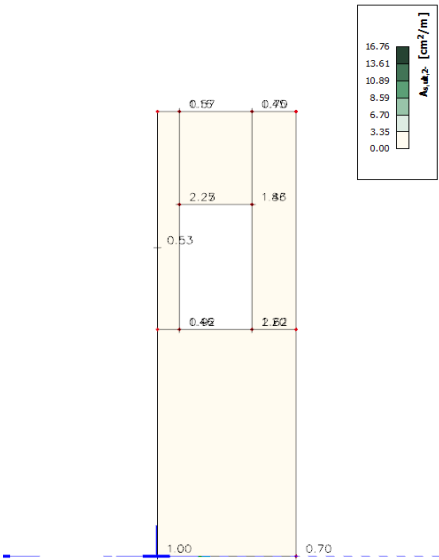
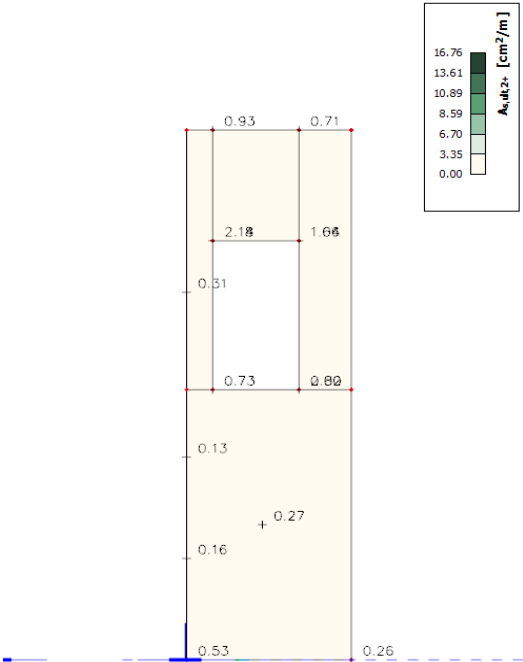
$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm} / f_{yk} \times b \times d = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

15.2.1 PRORAČUN ZIDA U OSI 2a

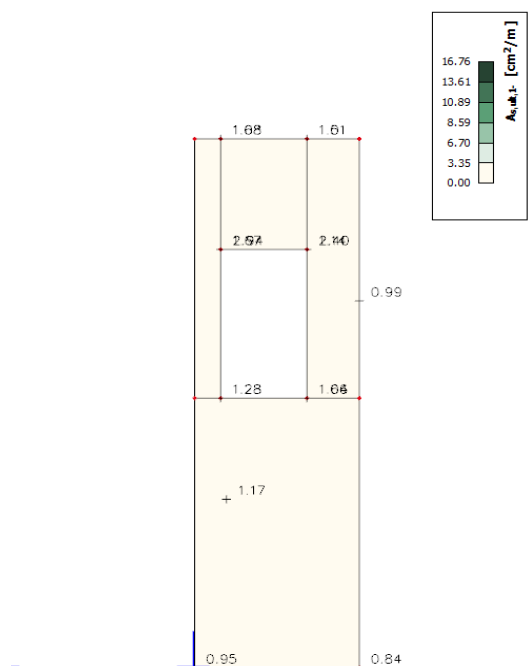
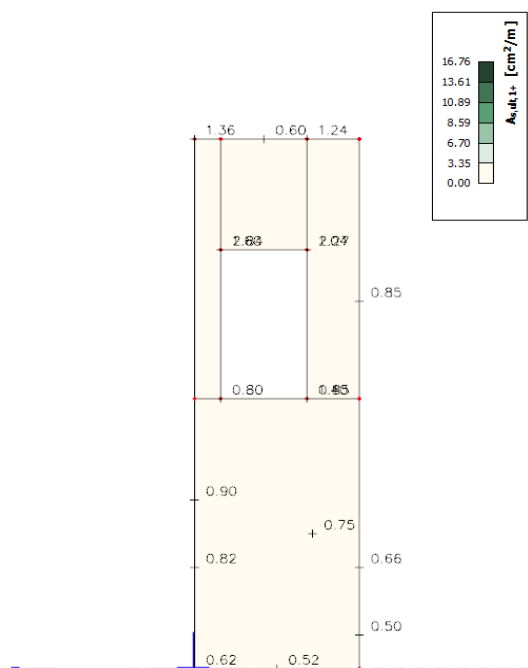


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

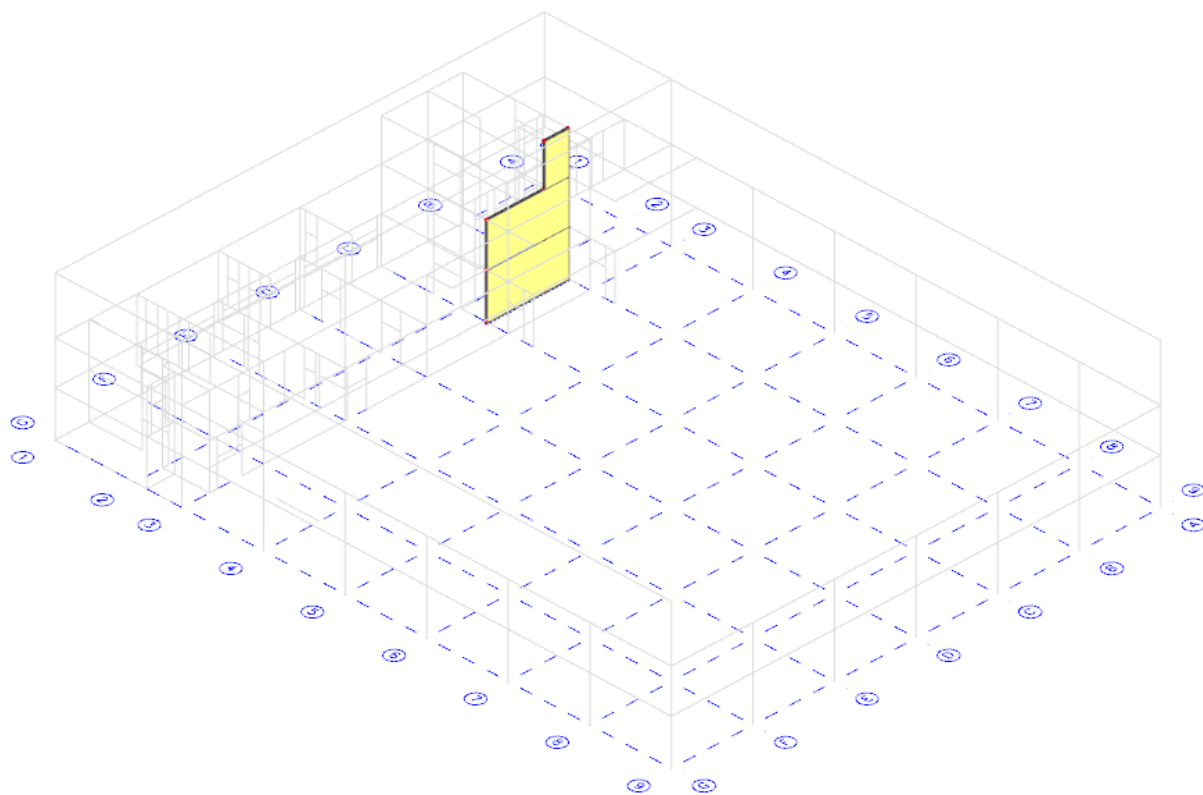
Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm²/m') - seizmika



Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



15.2.2. PRORAČUN ZIDA U OSI 2b



PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm²/m') - seizmika

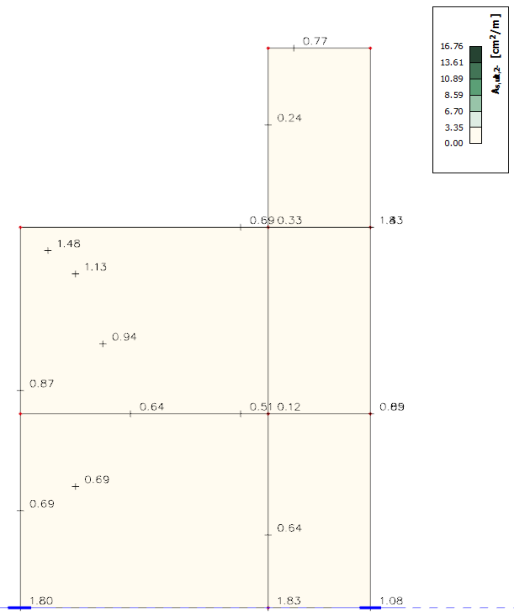
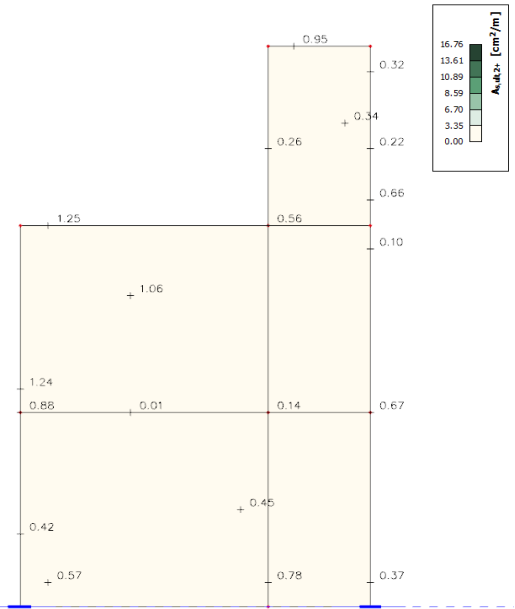
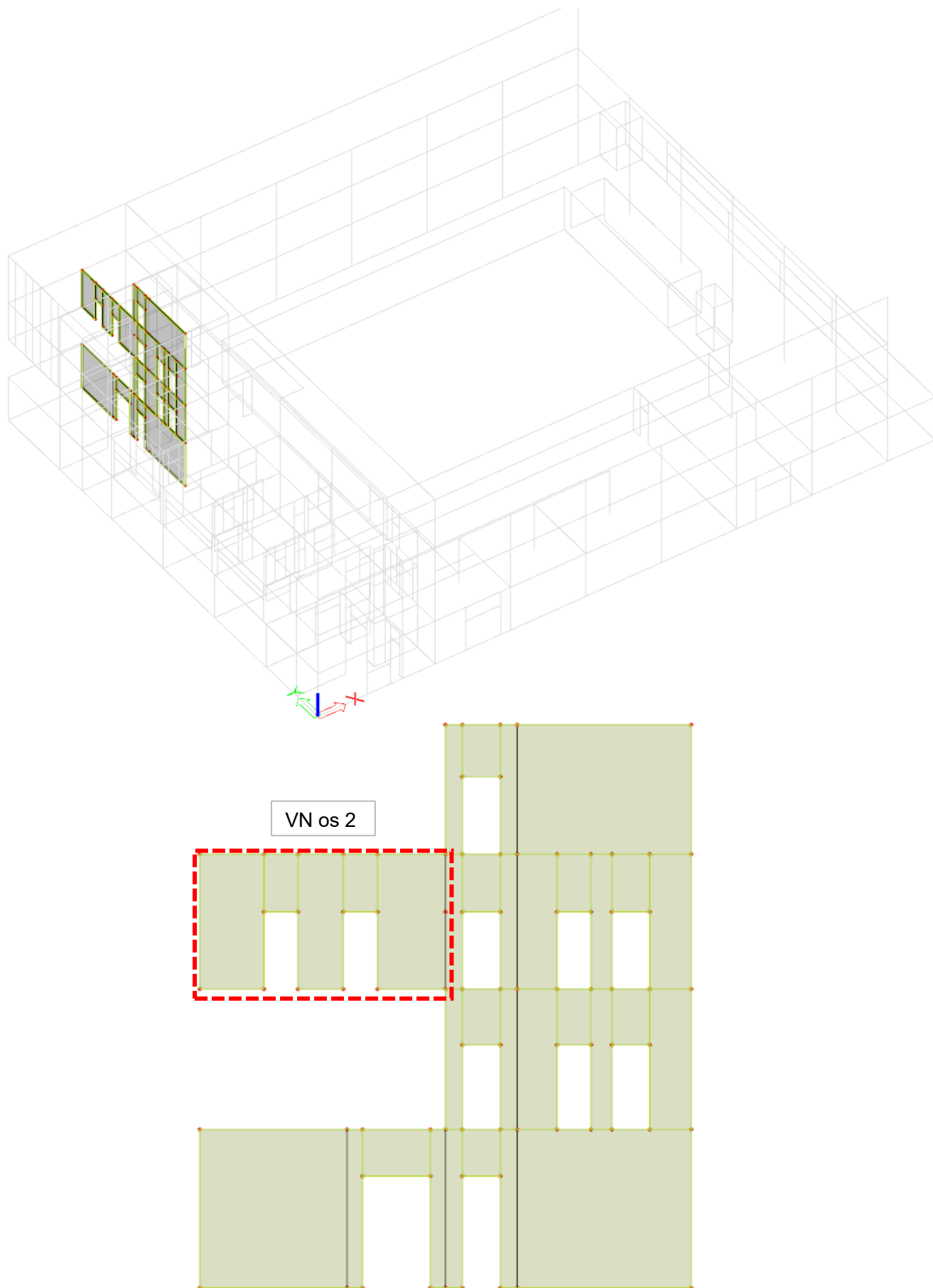
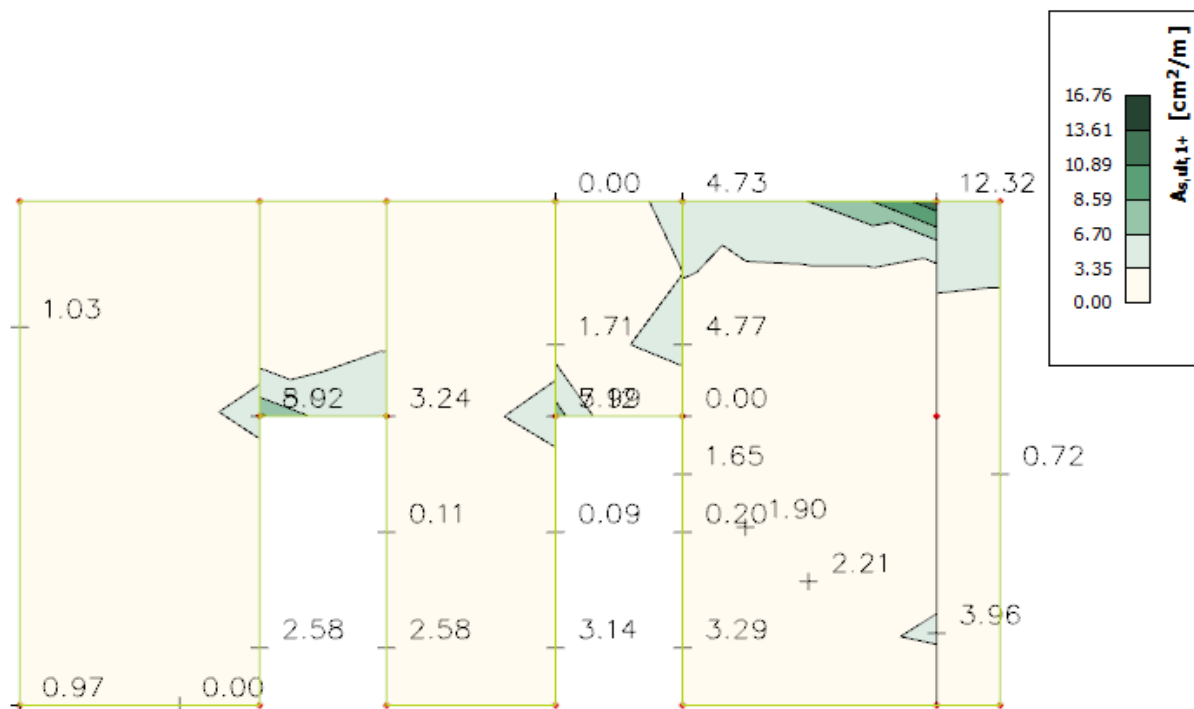


Figure 10 is a contour plot showing the spatial distribution of the normalized velocity field $u_{x,0.1}^*$ in cm^2/m . The plot is a square domain with axes ranging from 0 to 1.00. The color scale ranges from 0.00 (white) to 16.76 (dark green). The plot shows a complex pattern of contours and color gradients, with a legend on the right side.

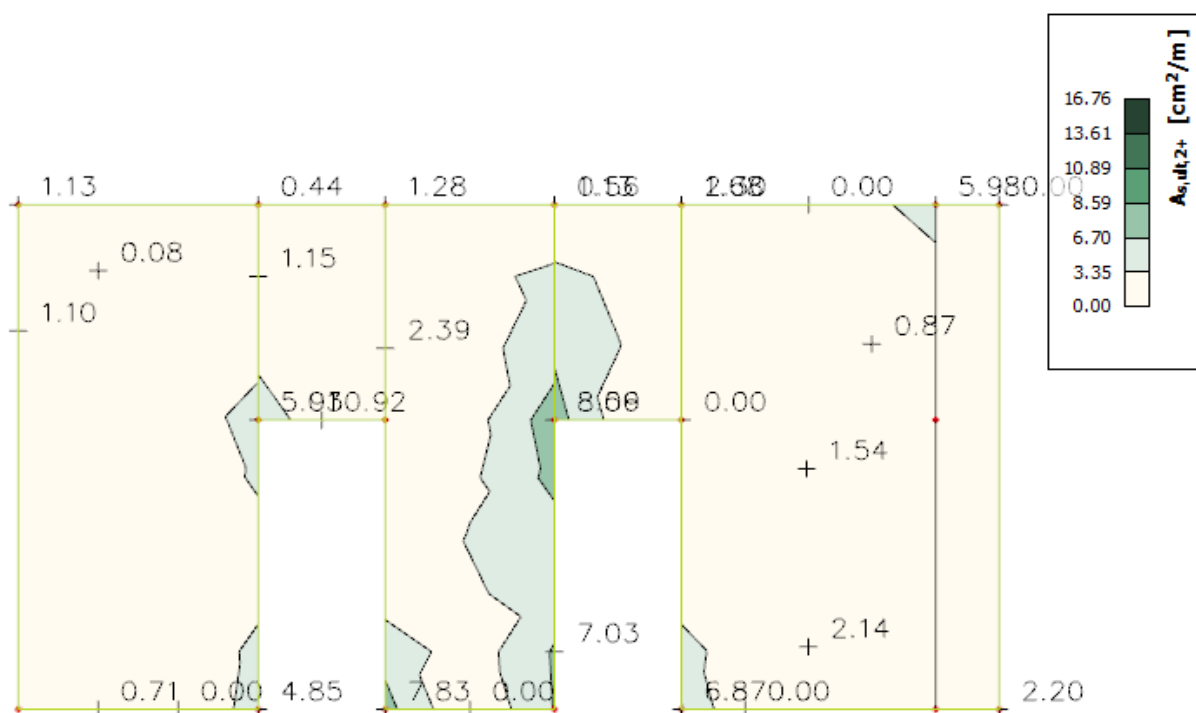
15.2.3. PRORAČUN VISOKOSTIJENCA U OSI 2



Dijagrami armature u smjeru X (horizontalna armatura) (cm^2/m')



Dijagrami armature u smjeru Y (vertikalna armatura) (cm^2/m')



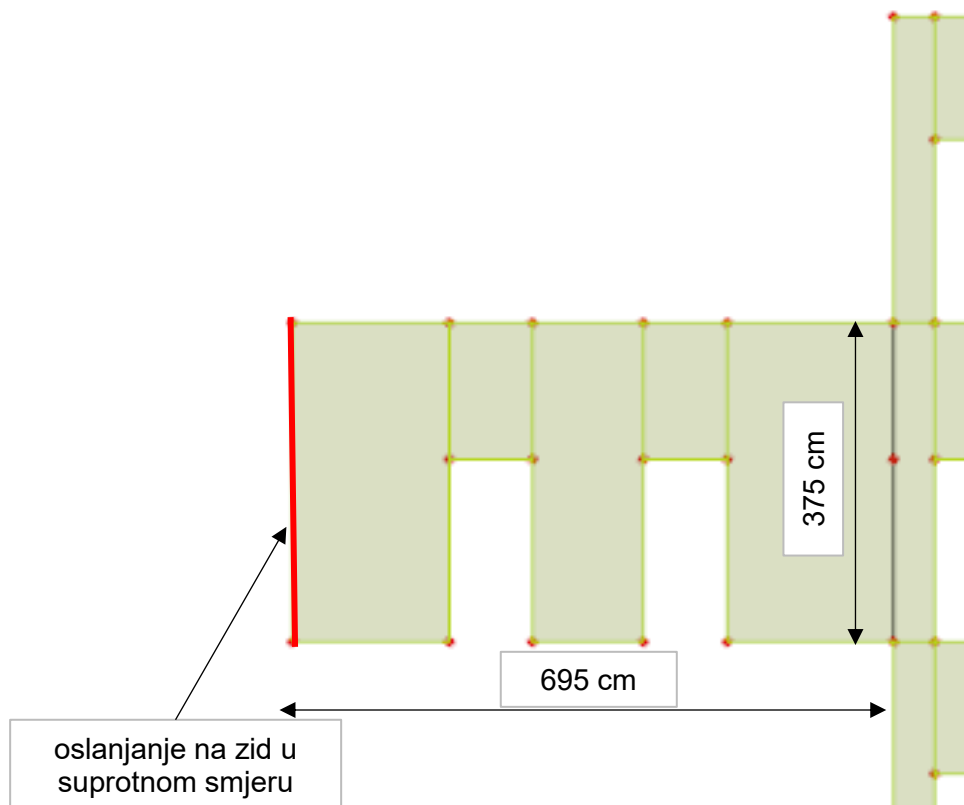
- minimalna armatura za zid 20 cm

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

PRORAČUN VISOKOSTIJIENOG NOSAČA

- zbog prostornog djelovanja i međusobne interakcije s ostalim elementima visokostijeni nosač se neće promatrati kao izdvojeni 2D element, već kao element u sklopu cjelokupnog 3D modela

Pogled na visokostijeni nosač VN 2



širina zida:	b =	20	cm
visina zida na rubu:	h_1 =	375	cm
visina zida u sredini raspona:	h_2 =	375	cm
srednja visina zida:	h_{sr} =	375	cm
raspon zida:	l =	695	cm

Provjera minimalne debljine nosača iz uvjeta izbočenja tlačnog pojasa

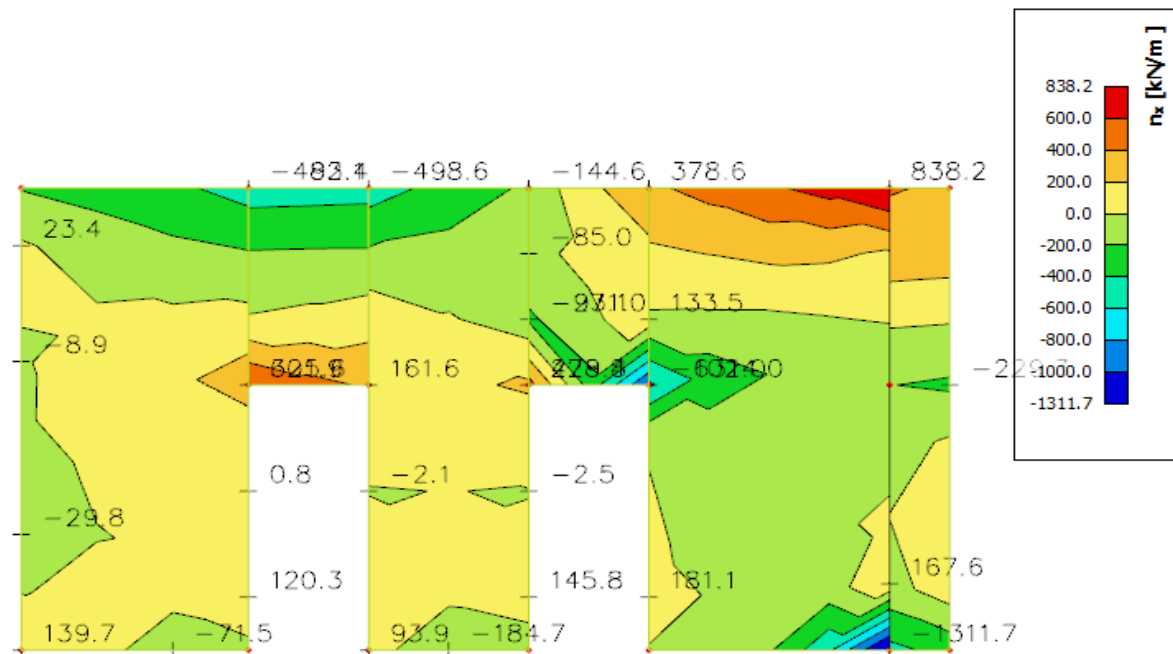
$$b_{min} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{SLS}}{100 \cdot \sigma_s \cdot h}} := 12,90 \text{ cm} \quad (\text{zid je ukrućen pločom na donjem i gornjem rubu})$$

Odabrana debljina zida od 20 cm zadovoljava uvjet

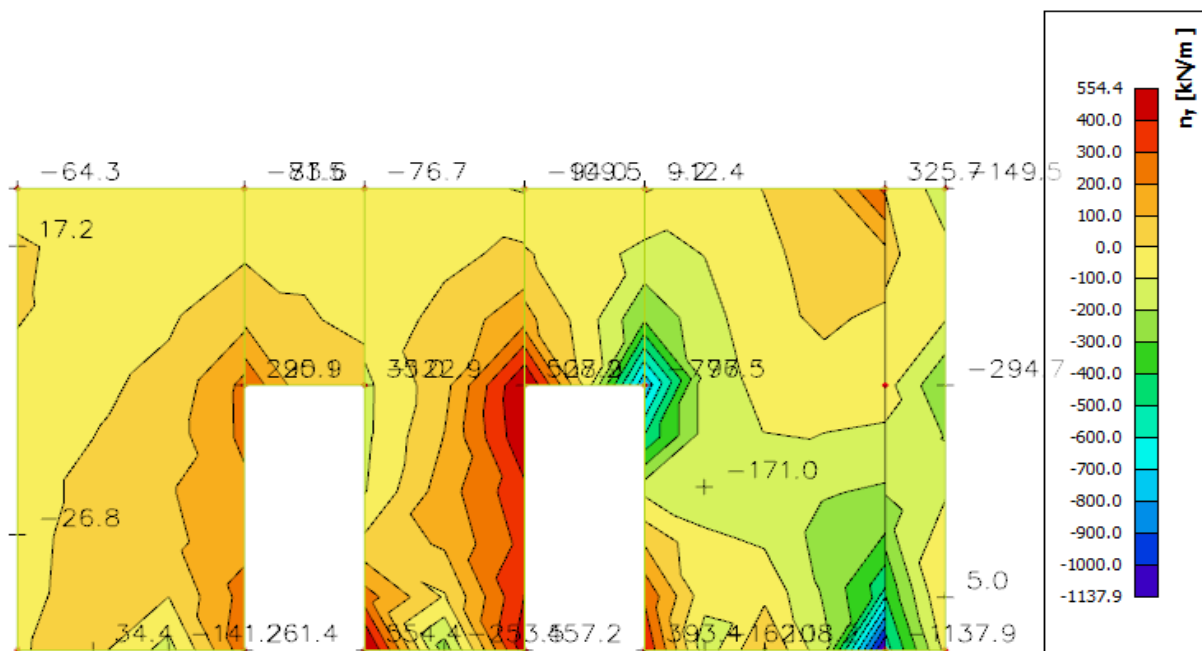
q_{SLS} =	0,44	kN/cm	
$\sigma_s = 0,25 f_{ck,cube}$ =	0,75	kN/cm ²	
$f_{ck,cube}$ =	3,0	kN/cm ²	
h_{max} =	340	cm	(maksimalna visina nosača između dviju ploča)
h_{min} =	340	cm	(minimalna visina nosača između dvije ploče)
h_{sr} =	340	cm	(srednja visina nosača)
l =	695	cm	(raspon zida)

Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača

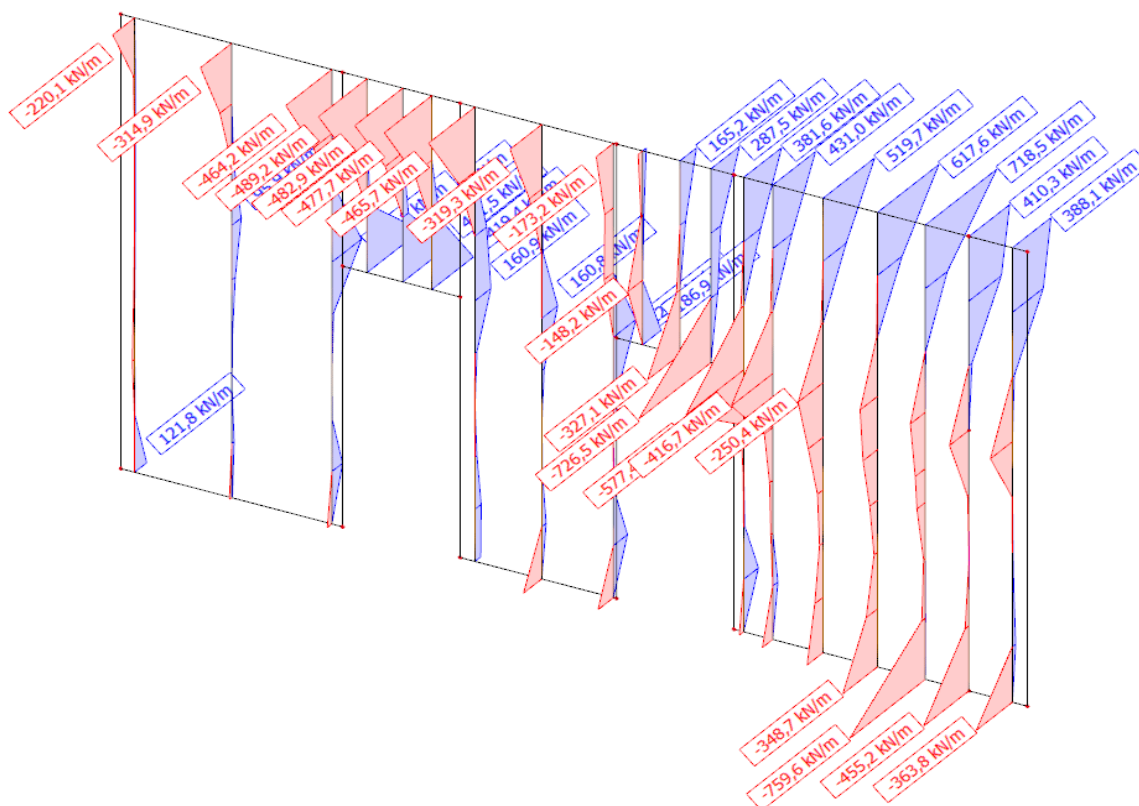
vlačna sila n_x



vlačna sila n_y



Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača



Glavna vlačna armatura na vrhu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 718,5 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 1 \text{ m}$$

ukupna vlačna sila:

$$N_{Ed} = n_{Ed} \cdot h/2 = 359,3 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 8,26 \text{ cm}^2$$

odabrano: **5 Φ 16** $A_{s1,prov} = 10,05 \text{ cm}^2$

U nadvoju 544,4 kN/m', armirati nadvoje sa 4Φ16.

Glavna vlačna armatura na dnu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 122 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 0,5 \text{ m}$$

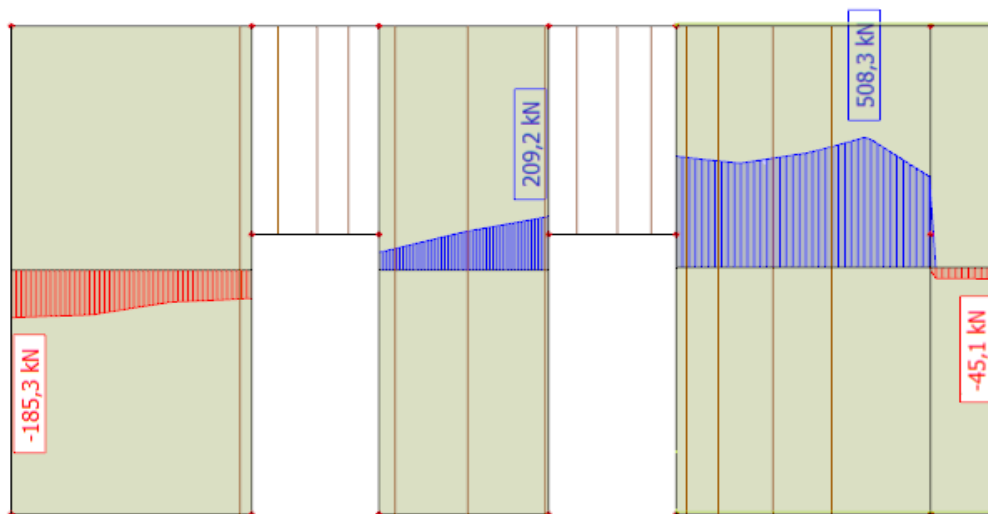
ukupna vlačna sila:

$$N_{Ed} = n_{Ed} \cdot h/2 = 30,5 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 0,70 \text{ cm}^2$$

odabrano: **2 Φ 16** $A_{s1,prov} = 3,08 \text{ cm}^2$



ukupna sila: $V_{Ed} = 508,3$ kN
maksimalna poprečna sila: $V_{Rd,max} = 0,1 \times b \times h \times 0,85 f_{cd} = 1275,0$ kN
 $V_{Ed} > 1/3 V_{Rd,max} = 425,00$ kN
potreban je proračun armature hrpta

minimalna armatura: $A_{s,min} = 0,25 \times b = 5,00$ cm²/m'
mreže obostrano: odabrano: **Q-335** $A_{s1,prov} = 6,70$ cm²/m'

Dijagram poprečne sile u nosaču:

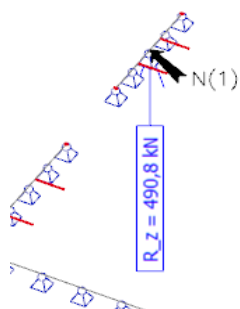
potrebna armatura za jedno lice zida:
 $A_{v,req} = V_{Ed}/f_{yd} = 5,85$ cm²
potrebna vert. dodatna armatura za jedno lice zida:
 $A'_{v,req} = A_{s1,prov} - A_{v,req} = 2,50$ cm²
potrebna hor. dodatna armatura za jedno lice zida:
 $A'_{h,req} = 0,8A_{v,req} = 2,00$ cm²

dodatna vert. na oba lica odabrano: **Φ 8 / 15 cm** $A_{s1,prov} = 3,35$ cm²/m'
dodatna hor. na oba lica odabrano: **Φ 8 / 15 cm** $A_{s1,prov} = 3,35$ cm²/m'
duljina postavljanja vertikalne armature: $0,4h = 150$ cm
visina postavljanja horizontalne armature: $0,5h = 187,5$ cm

potrebna vert. armatura u širini od $2b = 40$ cm (unutar zida na koji se oslanja visokostijeni nosač)

$A_{s1,req} = V_{Ed}/f_{yd} = 11,69$ cm²
dvorezne ver. vilice: odabrano: **4 Φ 14** $A_{s1,prov} = 12,32$ cm²

Proračun armature za vješanje tereta u tlačnu zonu zida



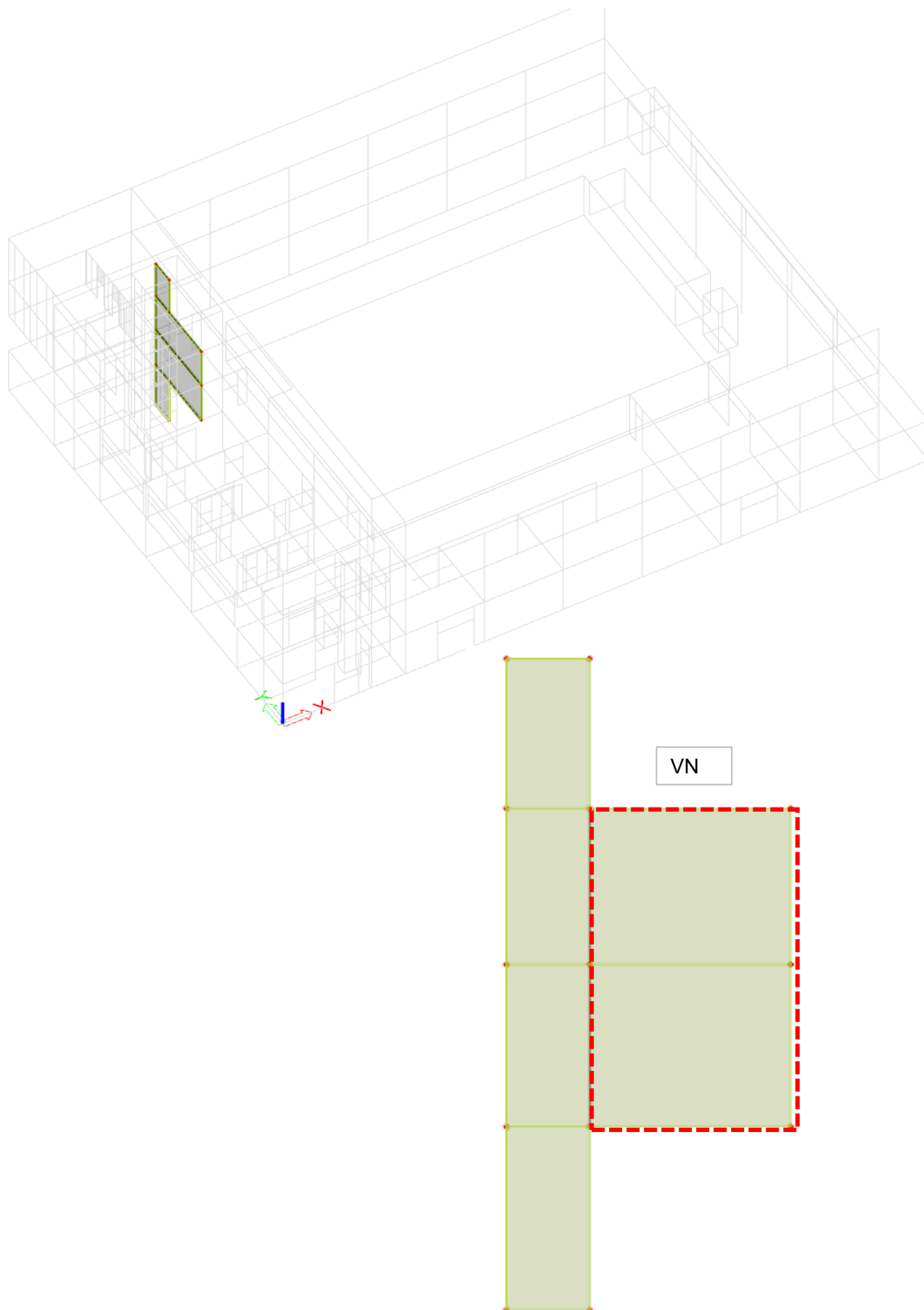
$R_z = 490,8$ kN
 $l = 6,95$ m
 $q_{Ed} = 70,62$ kN/m'
potrebna armatura za 1 lice zida:
 $A_{s1,req} = q_{Ed}/f_{yd} = 0,81$ cm²/m'

odabrano: **Φ 8 / 15 cm** $A_{s1,prov} = 3,35$ cm²/m'

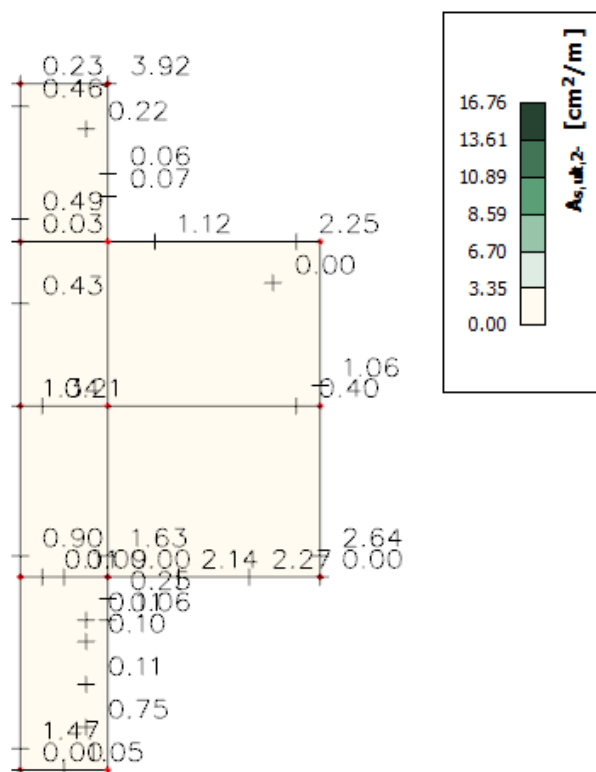
Zadovoljava!

U vilice sidriti do 2/3 visine zida

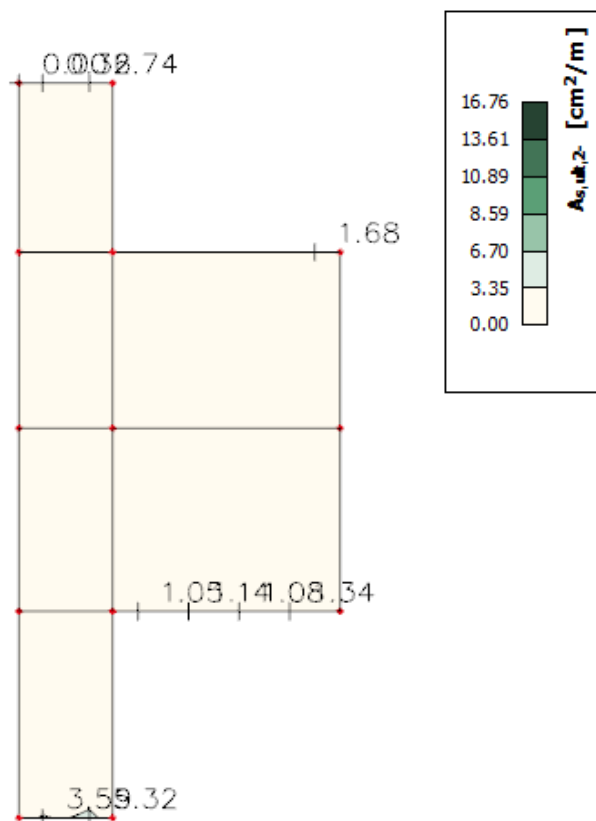
15.3. PRORAČUN VISOKOSTIJENCA IZMEĐU OSI 2 I 3



Dijagrami armature u smjeru X (horizontalna armatura) (cm^2/m')



Dijagrami armature u smjeru Y (vertikalna armatura) (cm^2/m')



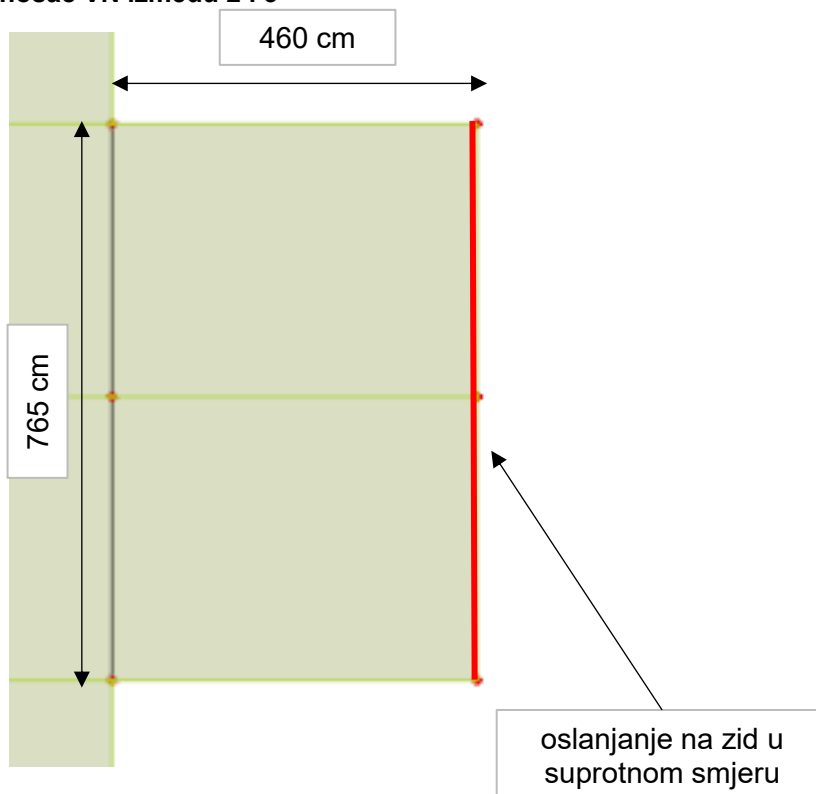
- minimalna armatura za zid 20 cm

$$A_{s,\min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,00 \quad \text{cm}^2/\text{m}'$$

PRORAČUN VISOKOSTIJIENOG NOSAČA

- zbog prostornog djelovanja i međusobne interakcije s ostalim elementima visokostijeni nosač se neće promatrati kao izdvojeni 2D element, već kao element u sklopu cjelokupnog 3D modela

Pogled na visokostijeni nosač VN između 2 i 3



širina zida:	b =	20	cm
visina zida na rubu:	h_1 =	765	cm
visina zida u sredini raspona:	h_2 =	765	cm
srednja visina zida:	h_{sr} =	765	cm
raspon zida:	l =	460	cm

Provjera minimalne debljine nosača iz uvjeta izbočenja tlačnog pojasa

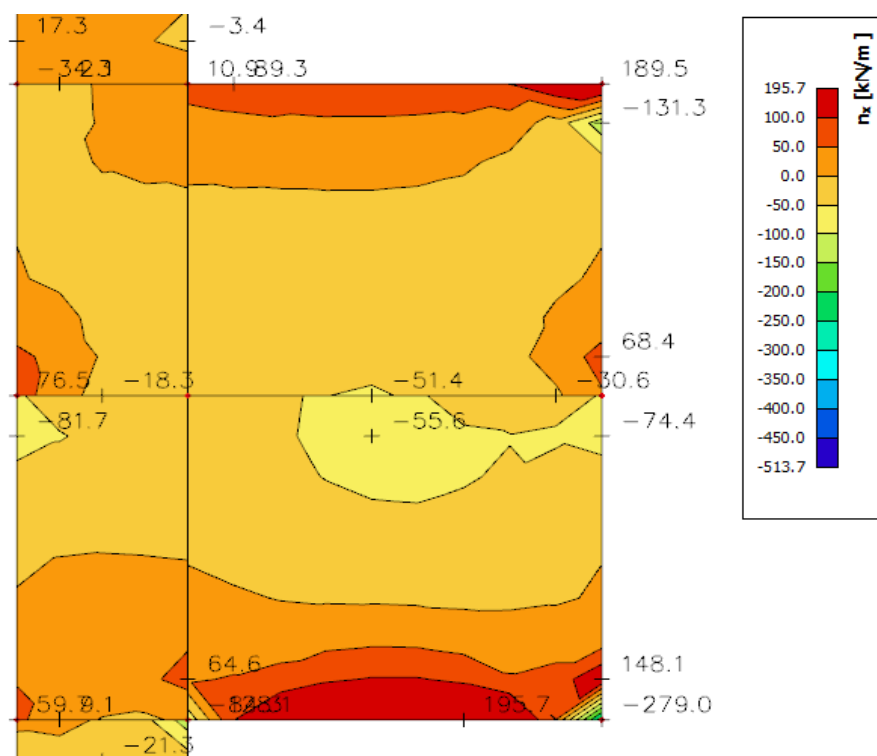
$$b_{min} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{SLS}}{100 \cdot \sigma_s \cdot h}} := 8,54 \text{ cm} \quad (\text{zid je ukrućen pločom na donjem i gornjem rubu})$$

Odabrana debljina zida od 20 cm zadovoljava uvjet

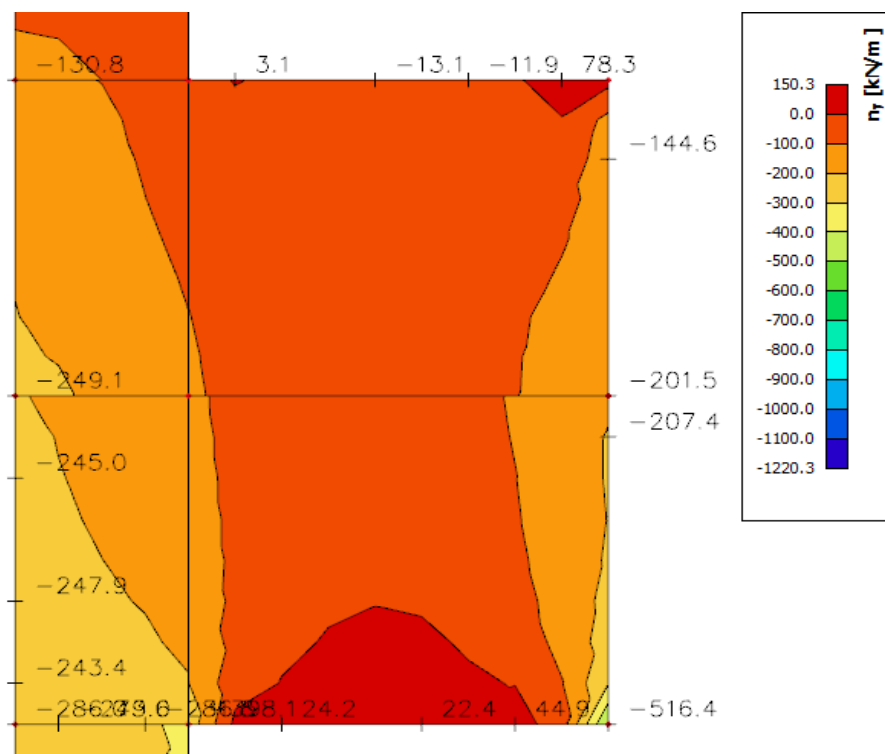
q_{SLS} =	0,44	kN/cm	
$\sigma_s = 0,25 f_{ck,cube}$ =	0,75	kN/cm ²	
$f_{ck,cube}$ =	3,0	kN/cm ²	
h_{max} =	340	cm	(maksimalna visina nosača između dviju ploča)
h_{min} =	340	cm	(minimalna visina nosača između dvije ploče)
h_{sr} =	340	cm	(srednja visina nosača)
l =	460	cm	(raspon zida)

Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača

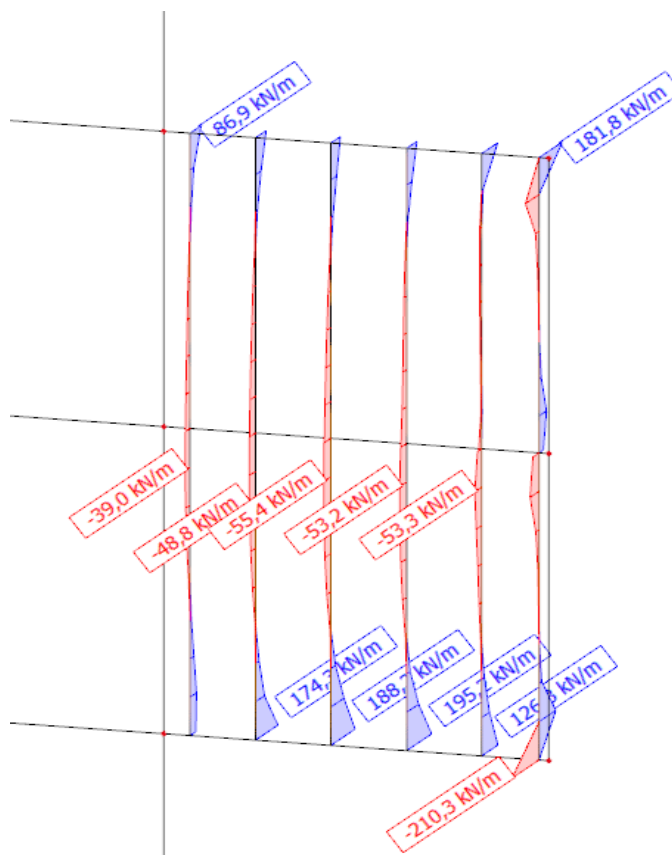
vlačna sila n_x



vlačna sila n_y



Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača



Glavna vlačna armatura na vrhu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 182 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 0,5 \text{ m}$$

ukupna vlačna sila:

$$N_{Ed} = n_{Ed} \cdot h/2 = 45,5 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 1,05 \text{ cm}^2$$

odabrano:	2	Φ 14	$A_{s1,prov} =$	3,08	cm ²
-----------	---	------	-----------------	------	-----------------

Glavna vlačna armatura na dnu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 195,2 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 1,25 \text{ m}$$

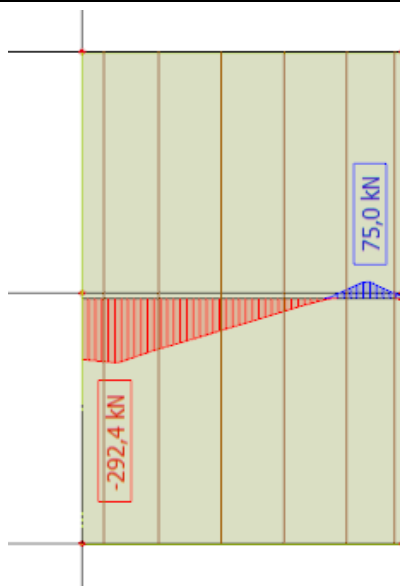
ukupna vlačna sila:

$$N_{Ed} = n_{Ed} \cdot h/2 = 122,0 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 2,81 \text{ cm}^2$$

odabrano:	2	Φ 14	$A_{s1,prov} =$	3,08	cm ²
-----------	---	------	-----------------	------	-----------------



ukupna sila:

$$V_{Ed} = 292,4 \text{ kN}$$

maksimalna poprečna sila:

$$V_{Rd,max} = 0,1 \times b \times h \times 0,85 f_{cd} = 2601,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < 1/3 V_{Rd,max} = 867,00 \text{ kN}$$

ugraditi minimalnu armaturu hrpta

minimalna armatura:

$$A_{s,min} = 0,25 \times b = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

mreže obostrano:

odabrano: Q-335	$A_{s1,prov} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m'}$
-----------------	---

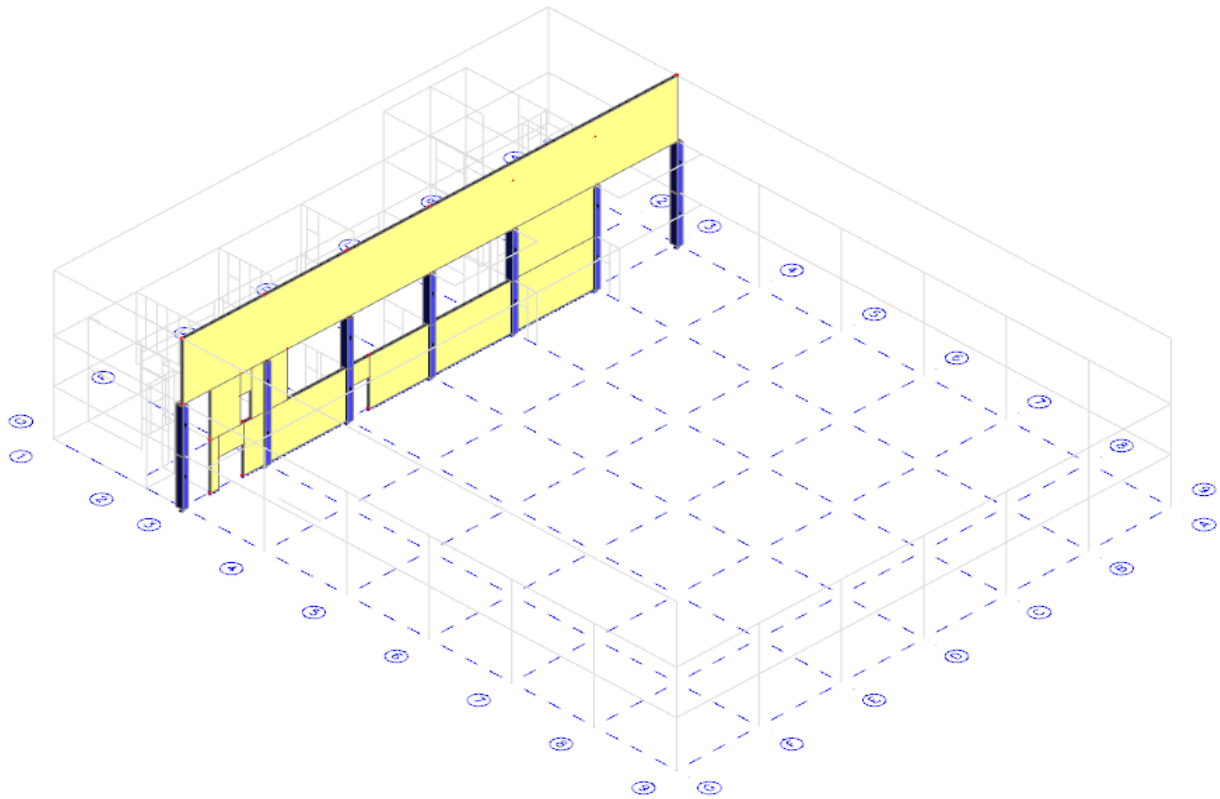
potrebna vert. armatura u širini od $2b = 40 \text{ cm}$ (unutar zida na koji se oslanja visokostijeni nosač)

$$A_{s1,req} = V_{Ed}/f_{yd} = 6,73 \text{ cm}^2$$

dvorezne ver. vilice:

odabrano: 3 Φ 14	$A_{s1,prov} = 9,24 \text{ cm}^2$
------------------	-----------------------------------

15.4. PRORAČUN ZIDA U OSI 3

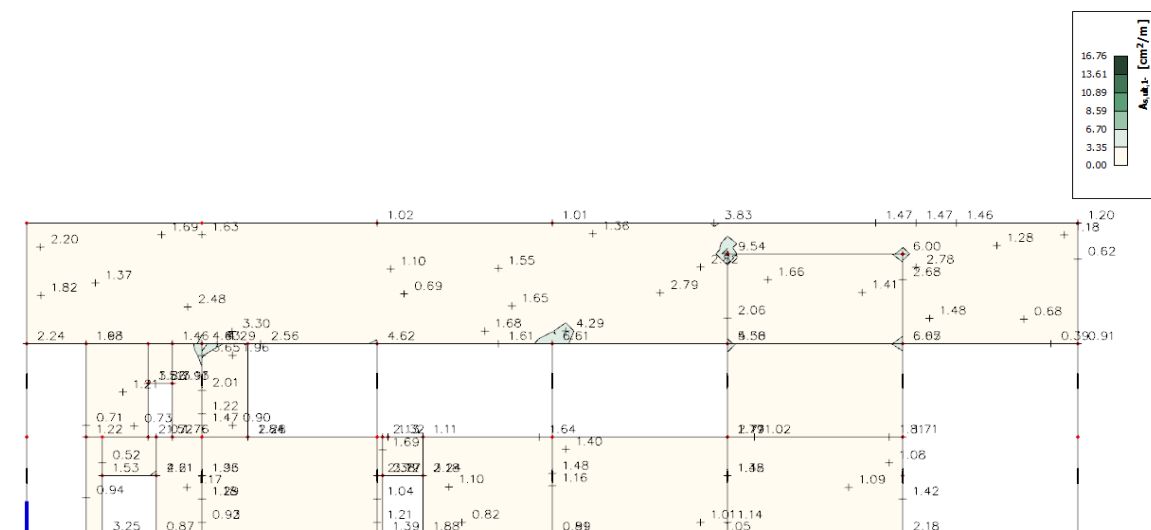
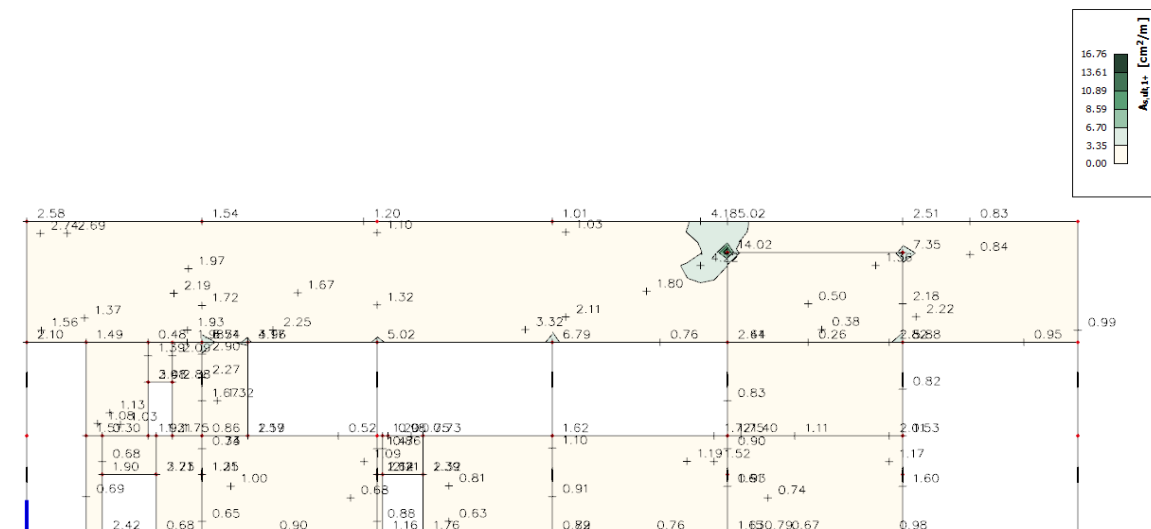


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



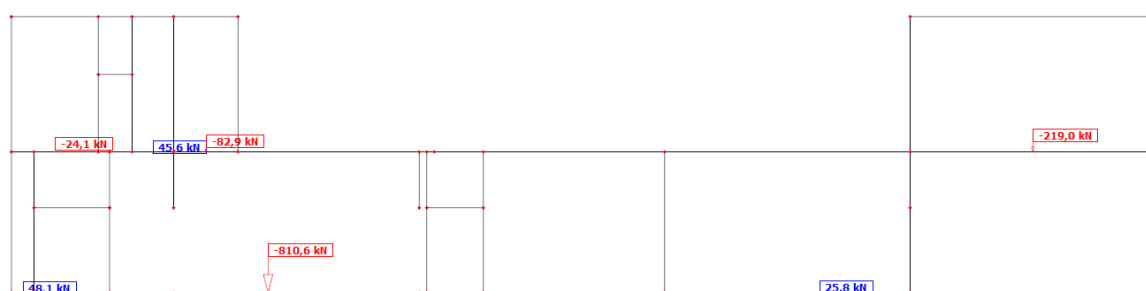
PRORAČUN ZIDA NA SEIZMIČKA DJELOVANJA

Unutarnje sile u zidu

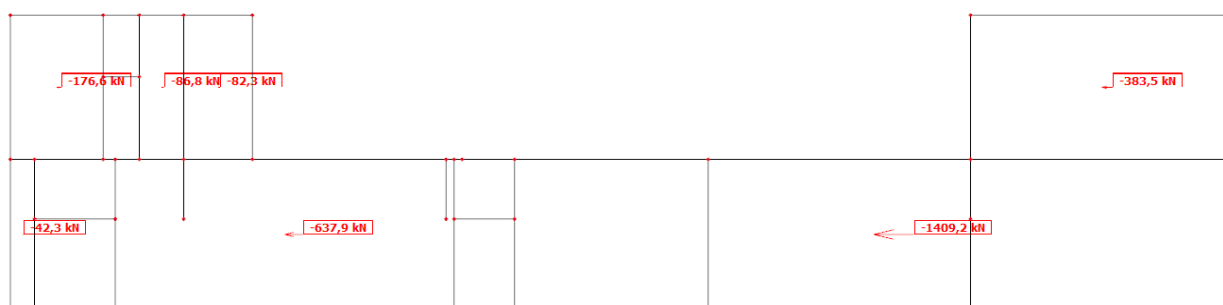
Minimalna uzdužna sila u zidu



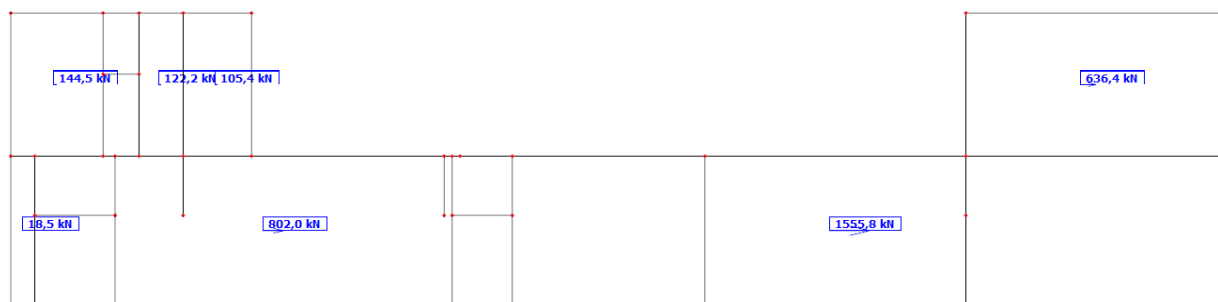
Maksimalna uzdužna sila u zidu



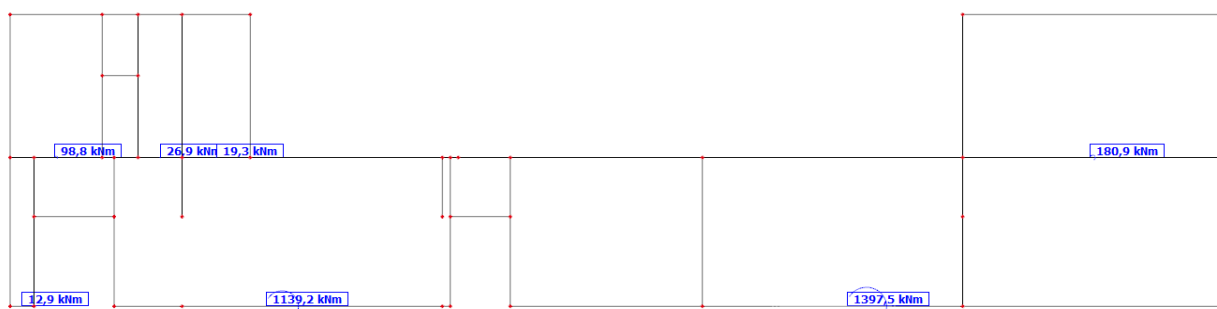
Poprečna sila u zidu (min)



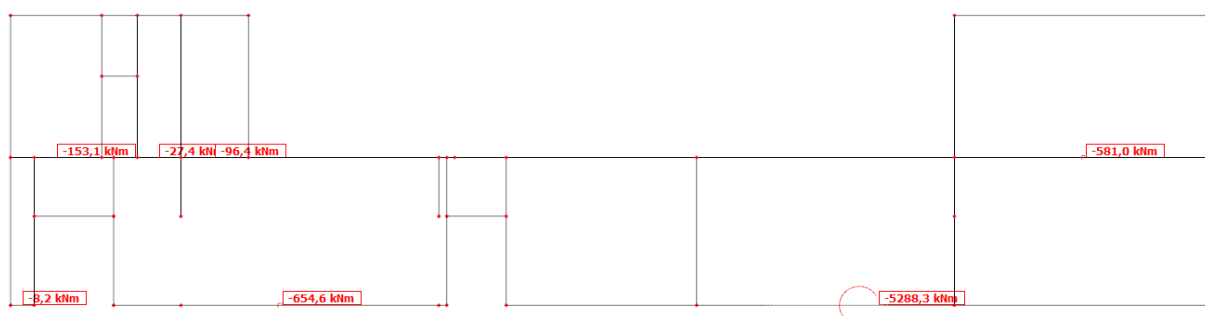
Poprečna sila u zidu (max)



Momenti savijanja u ravnini zida (min)



Momenti savijanja u ravnini zida (max)



PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA)

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w = 1250,00$ cm	debljina zida	$b_w = 20,00$ cm
visina etaže	$h_e = 390,00$ cm	duljina zida	$l_w = 1780,00$ cm
svijetla visina zida	$h_s = 370,00$ cm		
duljina izvijanja	$l_i = 3,70$ m	zaštitni sloj	$c = 2,5$ cm
statička visina presjeka		$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$	$4,10$ cm
		$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$	$1775,90$ cm
		$d_y = h - d_1 =$	$15,90$ cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} = 2,5$ kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 1,67$ kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} = 50$ kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$ kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} = 50$ kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$ kN/cm ²
	$E_s = 20500$ kN/cm ²		

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravnini zida	$M_{Ed,max} = 5288,30$ kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} = 25,80$ kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} = 1555,00$ kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} = -3163,00$ kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,05 < 0,4 \quad \text{Zadovoljava!}$$

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = 5588,57 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,010 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,296$$

očitano:

koeficijent kraka unutrašnjih sila $\zeta = 0,987$	deformacija betona $\varepsilon_{c2} = -0,75$ ‰
koeficijent položaja neutralne osi $\xi = 0,036$	deformacija čelika $\varepsilon_{s1} = 20,00$ ‰

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) = 14,34$$

odabrano	8	Φ 16	$A_{s1} = 16,08$ cm ²
----------	---	------	----------------------------------

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 2332,5 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,min} = 0,002 b_w l = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

maksimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,max} = 0,04 b_w l = 80,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

odabrana armatura hrpta: mreže Q-335 obostrano $A_{sh,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg}\Theta + \text{tg}\Theta) = 12786,5 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg}\Theta = \text{tg}\Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 2332,5 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 12786,5 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 0,191$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg}\Theta = 4148,2 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00335$$

$$V_{Ed}' = 2332,5 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 4148,2 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

- minimalna armatura za zid = 20,0 cm

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA)

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w = 1250,00$ cm	debljina zida	$b_w = 20,00$ cm
visina etaže	$h_e = 375,00$ cm	duljina zida	$l_w = 110,00$ cm
svijetla visina zida	$h_s = 355,00$ cm		
duljina izvijanja	$l_i = 3,55$ m	zaštitni sloj	$c = 2,5$ cm
statička visina presjeka		$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$	4,10 cm
		$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$	105,90 cm
		$d_y = h - d_1 =$	15,90 cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} = 2,5$ kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 1,67$ kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} = 50$ kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$ kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} = 50$ kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$ kN/cm ²
	$E_s = 20500$ kN/cm ²		

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravni zida	$M_{Ed,max} = 27,40$ kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} = 45,60$ kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} = 122,00$ kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} = -266,50$ kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,07 < 0,4 \quad \text{Zadovoljava!}$$

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = 6,93 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,010 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,296$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,987$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -0,75 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,036$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) = 1,87$$

odabrano	4	Φ 16	$A_{s1} = 8,04$ cm ²
----------	---	------	---------------------------------

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 183 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta	$A_{sh,min} = 0,002 b_w l =$	4,00	cm ² /m
maksimalna poprečna armatura hrpta	$A_{sh,max} = 0,04 b_w l =$	80,00	cm ² /m
odabrana armatura hrpta:	mreže Q-335 obostrano	$A_{sh,prov} =$	3,35 cm ² /m

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg}\Theta + \text{tg}\Theta) = 762,5 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg}\Theta = \text{tg}\Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 183,0 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 762,5 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 0,204$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg}\Theta = 256,3 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00335$$

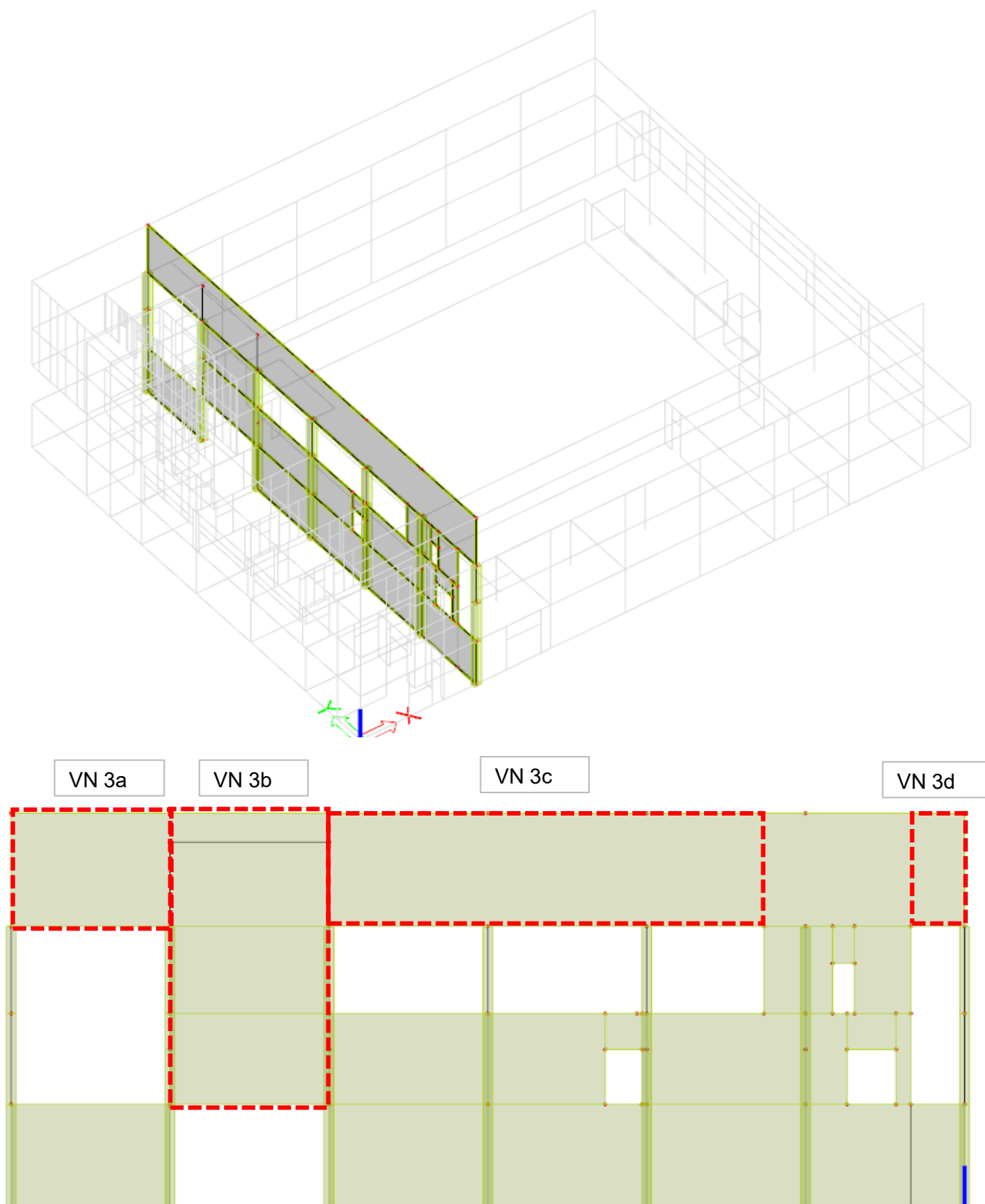
$$V_{Ed}' = 183,0 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 256,3 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

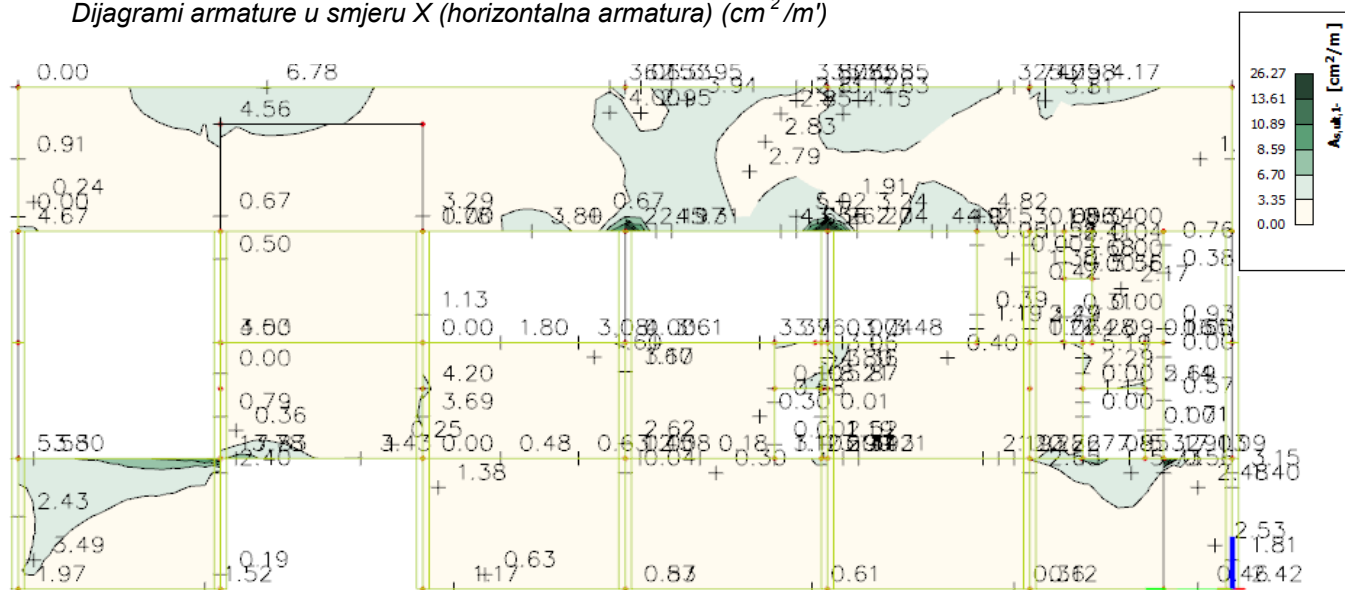
- minimalna armatura za zid = 20,0 cm

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm} / f_{yk} \times b \times d = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

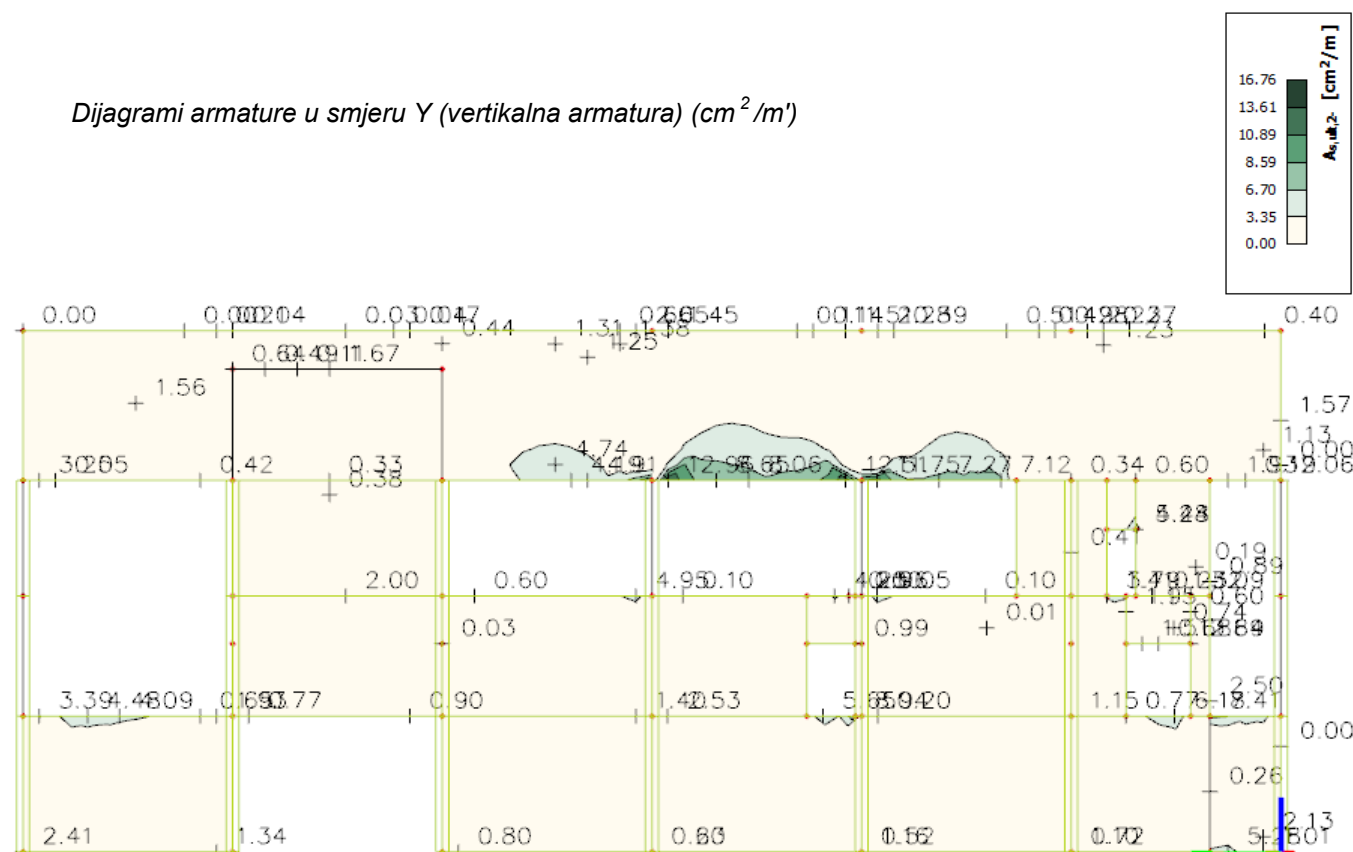
15.4.1. PRORAČUN VISOKOSTIJENCA U OSI 3



Dijagrami armature u smjeru X (horizontalna armatura) (cm²/m')



Dijagrami armature u smjeru Y (vertikalna armatura) (cm²/m')



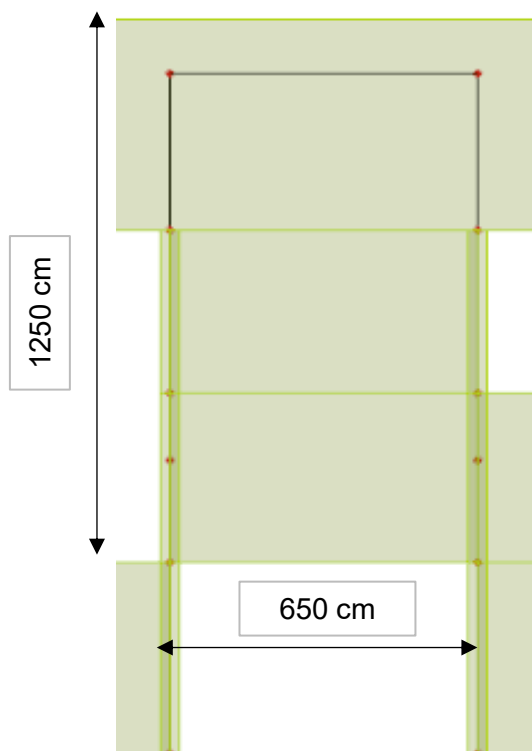
- minimalna armatura za zid 20 cm

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

PRORAČUN VISOKOSTIJIENOG NOSAČA 3b

- zbog prostornog djelovanja i međusobne interakcije s ostalim elementima visokostijeni nosač se neće promatrati kao izdvojeni 2D element, već kao element u sklopu cjelokupnog 3D modela

Pogled na visokostijeni nosač VN 3b



širina zida:	b = 20 cm
visina zida na rubu:	$h_1 = 1250$ cm
visina zida u sredini raspona:	$h_2 = 1250$ cm
srednja visina zida:	$h_{sr} = 1250$ cm
raspon zida:	l = 650 cm

Provjera minimalne debljine nosača iz uvjeta izbočenja tlačnog pojasa

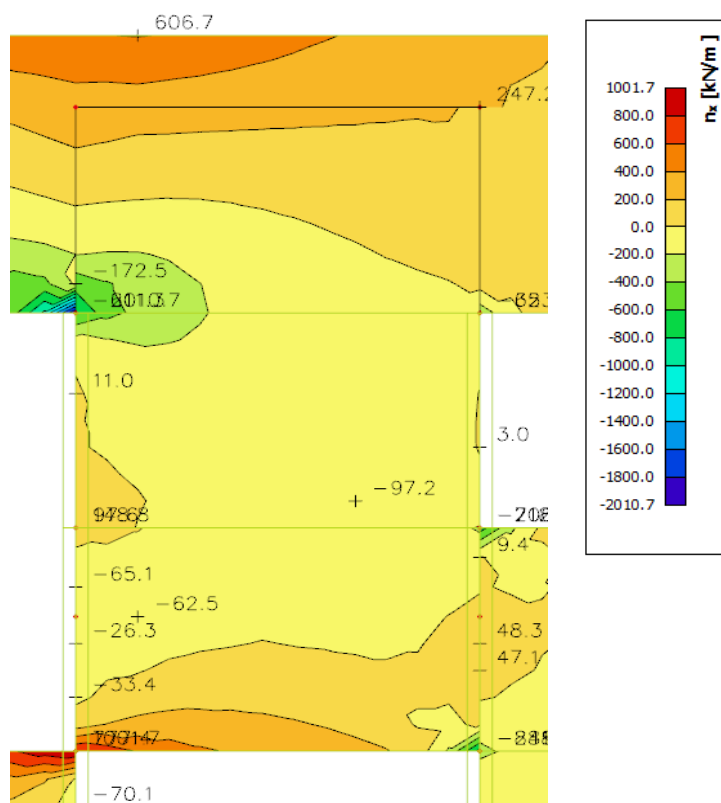
$$b_{min} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{SLS}}{100 \cdot \sigma_s \cdot h}} := 12,06 \text{ cm} \quad (\text{zid je ukrućen pločom na donjem i gornjem rubu})$$

Odabrana debljina zida od 20 cm zadovoljava uvjet

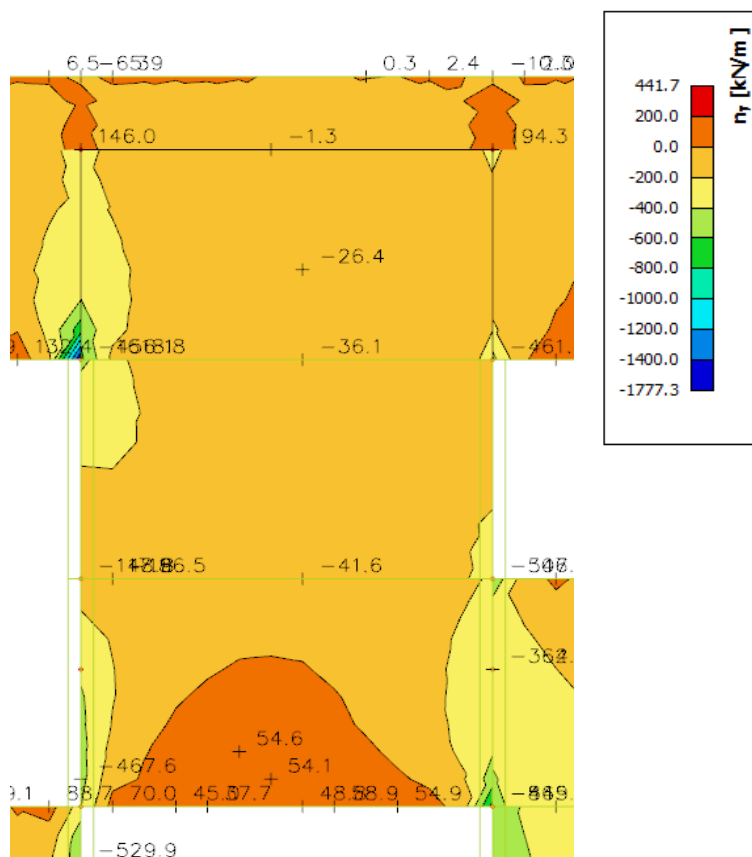
$q_{SLS} =$	0,44	kN/cm	
$\sigma_s = 0,25 f_{ck,cube} =$	0,75	kN/cm ²	
$f_{ck,cube} =$	3,0	kN/cm ²	
$h_{max} =$	340	cm	(maksimalna visina nosača između dviju ploča)
$h_{min} =$	340	cm	(minimalna visina nosača između dvije ploče)
$h_{sr} =$	340	cm	(srednja visina nosača)
l =	650	cm	(raspon zida)

Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača

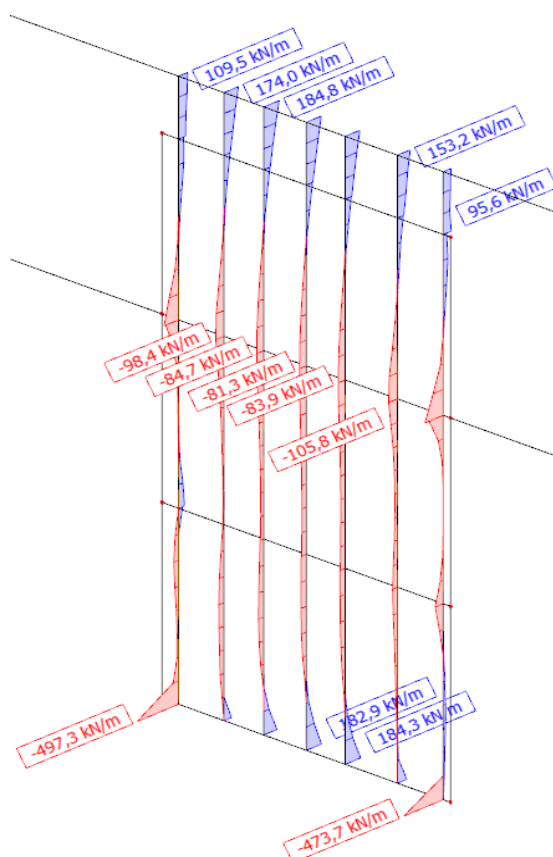
vlačna sila n_x



vlačna sila n_y



Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača



Glavna vlačna armatura na vrhu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 184,8 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 2,4 \text{ m}$$

ukupna vlačna sila:

$$N_{Ed} = n_{Ed} \cdot h/2 = 221,8 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 5,10 \text{ cm}^2$$

odabrano: **3 Φ 16** $A_{s1,prov} = 6,03 \text{ cm}^2$

Glavna vlačna armatura na dnu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 184,3 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 1,4 \text{ m}$$

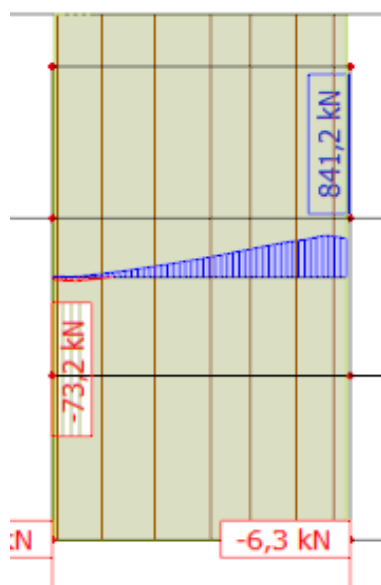
ukupna vlačna sila:

$$N_{Ed} = n_{Ed} \cdot h/2 = 129,0 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 2,97 \text{ cm}^2$$

odabrano: **3 Φ 16** $A_{s1,prov} = 6,03 \text{ cm}^2$



ukupna sila:

$$V_{Ed} = 841,2 \text{ kN}$$

maksimalna poprečna sila:

$$V_{Rd,max} = 0,1 \times b \times h \times 0,85 f_{cd} = 4250,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < 1/3 V_{Rd,max} = 1416,67 \text{ kN}$$

ugraditi minimalnu armaturu hrpta

minimalna armatura:

$$A_{s,min} = 0,25 \times b = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

mreže obostrano:

odabrano: Q-335	$A_{s1,prov} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m'}$
-----------------	---

Proračun armature za vješanje tereta u tlačnu zonu zida

$$R_z = 315,93 \text{ kN}$$

$$l = 6,5 \text{ m}$$

$$q_{Ed} = 48,60 \text{ kN/m'}$$

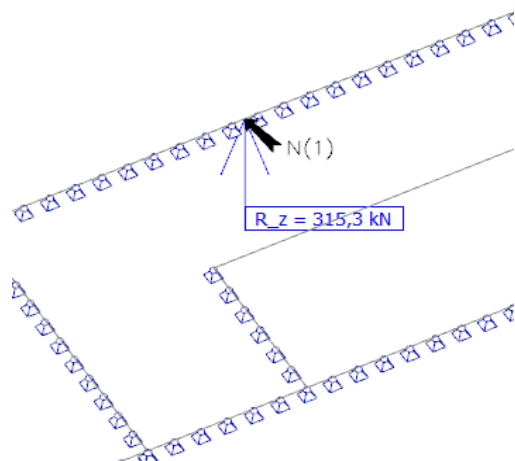
potrebna armatura za 1 lice zida:

$$A_{s1,req} = q_{Ed}/f_{yd} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

odabrano: $\Phi 8$ / 15 cm	$A_{s1,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m'}$
----------------------------	---

Zadovoljava!

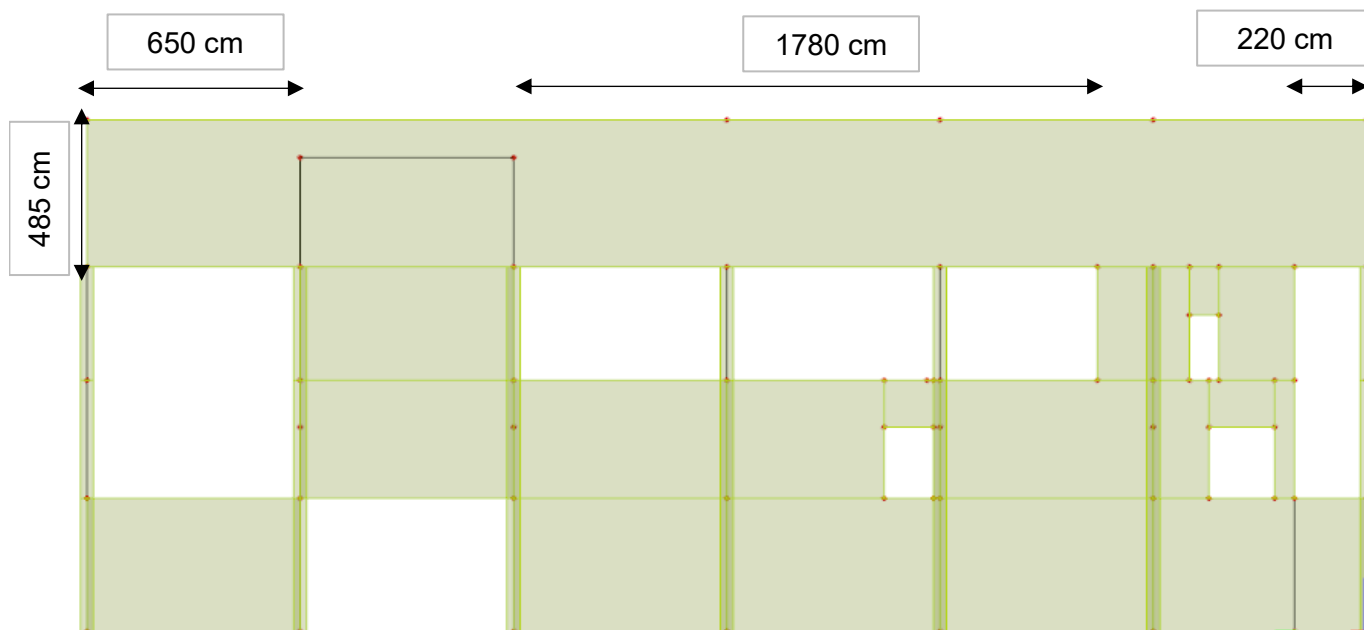
U vilice sidriti do 2/3 visine zida



PRORAČUN VISOKOSTIJIENOG NOSAČA 3a, 3c i 3d

- zbog prostornog djelovanja i međusobne interakcije s ostalim elementima visokostijeni nosač se neće promatrati kao izdvojeni 2D element, već kao element u sklopu cjelokupnog 3D modela

Pogled na visokostijeni nosač VN 3a, 3c i 3d



širina zida:	b =	20	cm
visina zida na rubu:	h_1 =	485	cm
visina zida u sredini raspona:	h_2 =	485	cm
srednja visina zida:	h_{sr} =	485	cm
raspon zida:	l =	650	cm

Provjera minimalne debljine nosača iz uvjeta izbočenja tlačnog pojasa

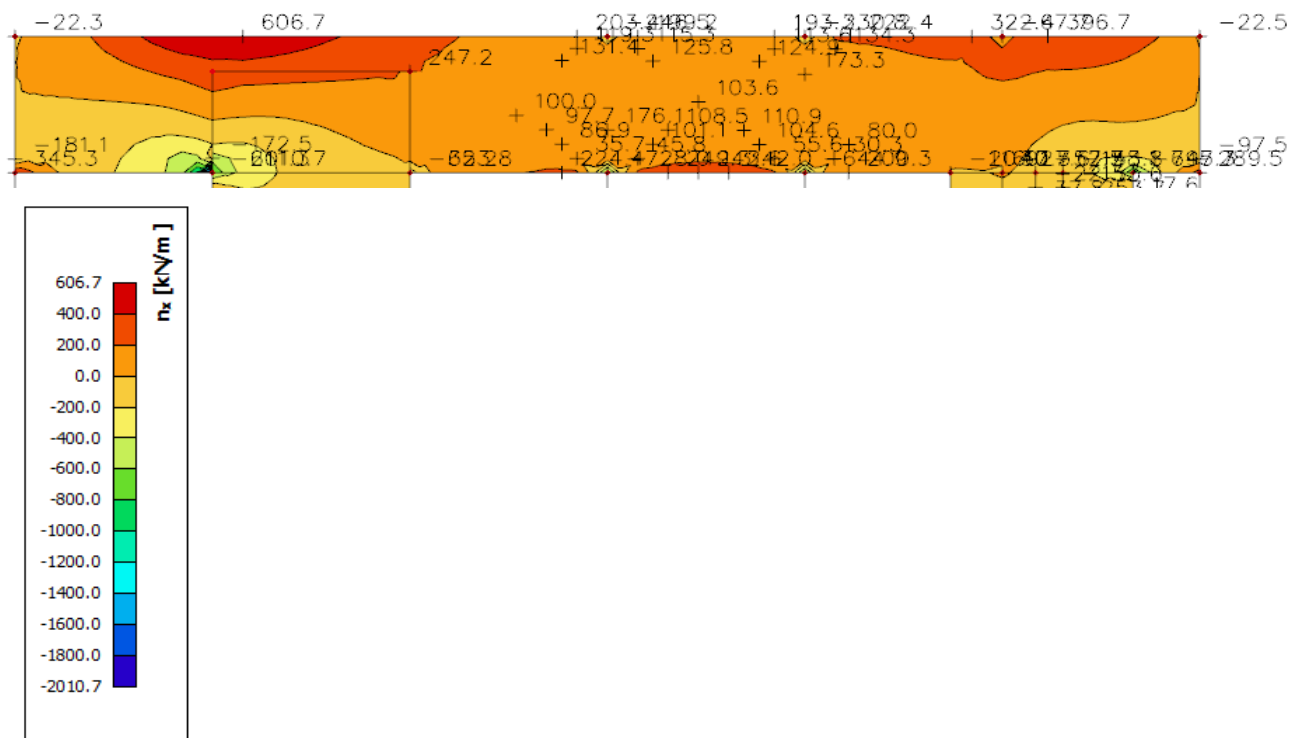
$$b_{min} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{SLS}}{100 \cdot \sigma_s \cdot h}} = 12,06 \text{ cm} \quad (\text{zid je ukrućen pločom na donjem i gornjem rubu})$$

Odabrana debljina zida od 20 cm zadovoljava uvjet

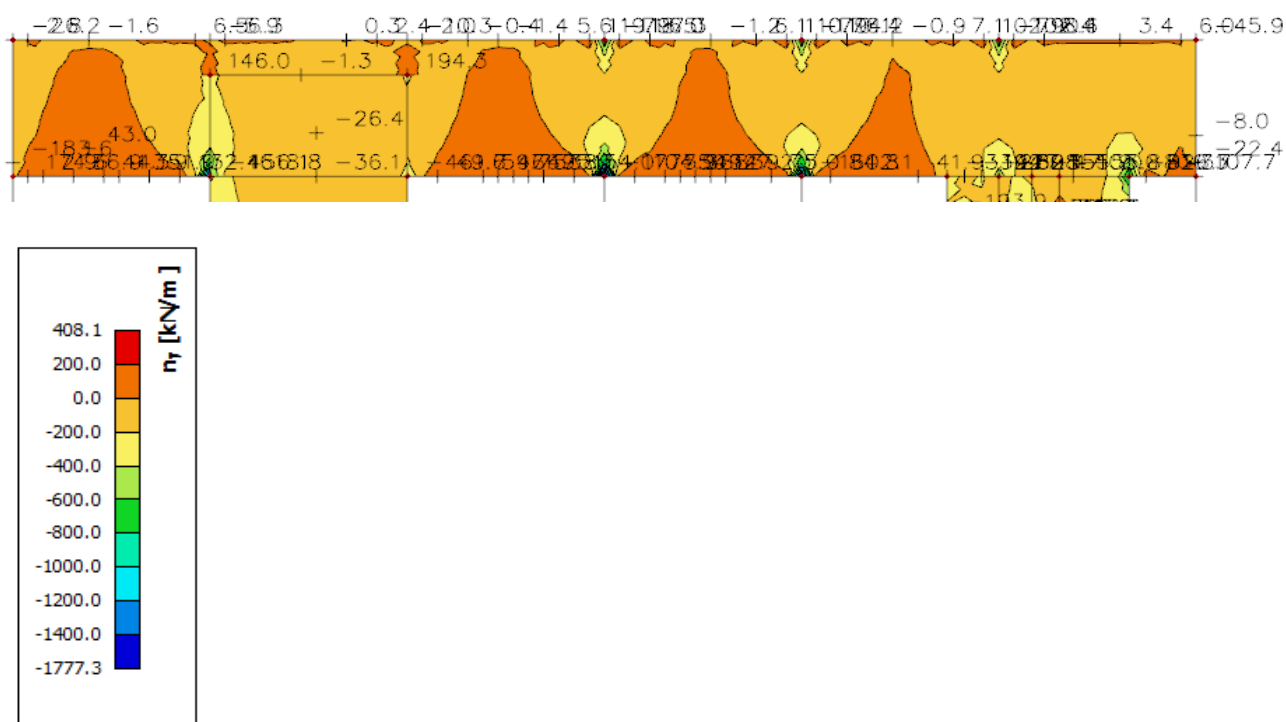
q_{SLS} =	0,44	kN/cm	
$\sigma_s = 0,25 f_{ck,cube}$ =	0,75	kN/cm ²	
$f_{ck,cube}$ =	3,0	kN/cm ²	
h_{max} =	340	cm	(maksimalna visina nosača između dviju ploča)
h_{min} =	340	cm	(minimalna visina nosača između dvije ploče)
h_{sr} =	340	cm	(srednja visina nosača)
l =	650	cm	(raspon zida)

Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača

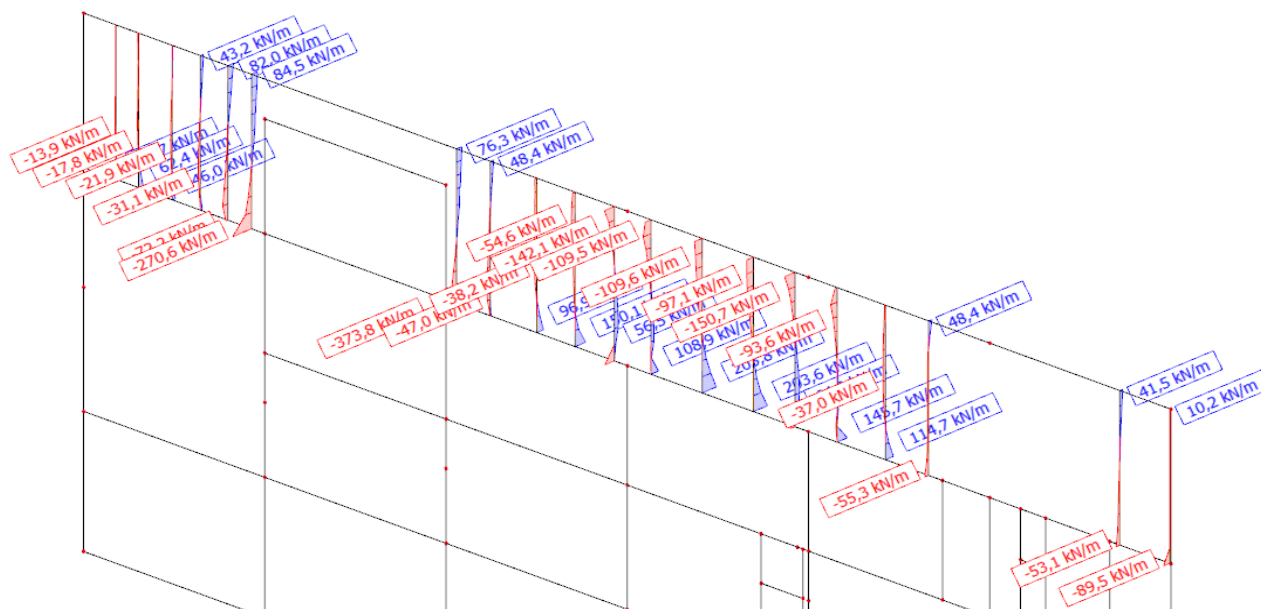
vlačna sila n_x



vlačna sila n_y



Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača



Glavna vlačna armatura na vrhu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 84,5 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 2,8 \text{ m}$$

ukupna vlačna sila:

$$N_{Ed} = n_{Ed} \cdot h/2 = 118,3 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 2,72 \text{ cm}^2$$

odabrano: **2 Φ 16** $A_{s1,prov} = 4,02 \text{ cm}^2$

Glavna vlačna armatura na dnu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 203,8 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 2 \text{ m}$$

ukupna vlačna sila:

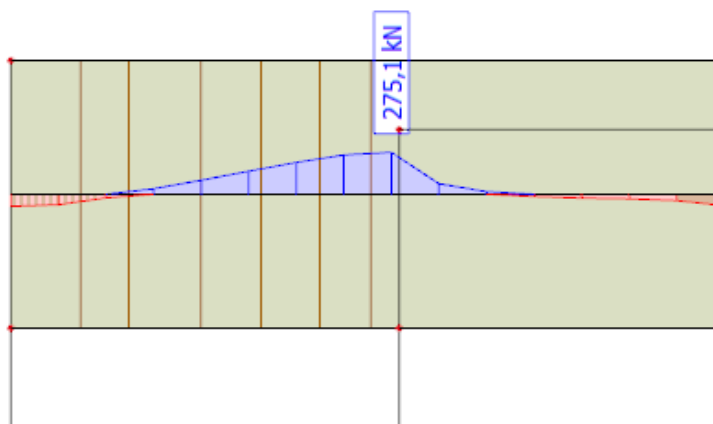
$$N_{Ed} = n_{Ed} \cdot h/2 = 203,8 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 4,69 \text{ cm}^2$$

odabrano: **3 Φ 16** $A_{s1,prov} = 6,03 \text{ cm}^2$

Poprečna mjerodavna u segmetu 3a.



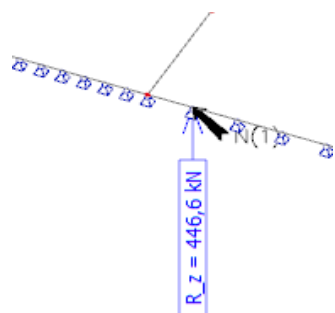
ukupna sila: $V_{Ed} = 275,1 \text{ kN}$
maksimalna poprečna sila: $V_{Rd,max} = 0,1 \times b \times h \times 0,85 f_{cd} = 1649,0 \text{ kN}$
 $V_{Ed} < 1/3 V_{Rd,max} = 549,67 \text{ kN}$
ugraditi minimalnu armaturu hrpta

minimalna armatura: $A_{s,min} = 0,25 \times b = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}'$
mreže obostrano:

odabrano: Q-335	$A_{s1,prov} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}'$
-----------------	---

Proračun armature za vješanje tereta u tlačnu zonu zida

$R_z = 446,6 \text{ kN}$
 $l = 6,5 \text{ m}$
 $q_{Ed} = 68,71 \text{ kN/m}'$
potrebna armatura za 1 lice zida:
 $A_{s1,req} = q_{Ed}/f_{yd} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{m}'$



odabrano: **Φ 8 / 15 cm** $A_{s1,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}'$

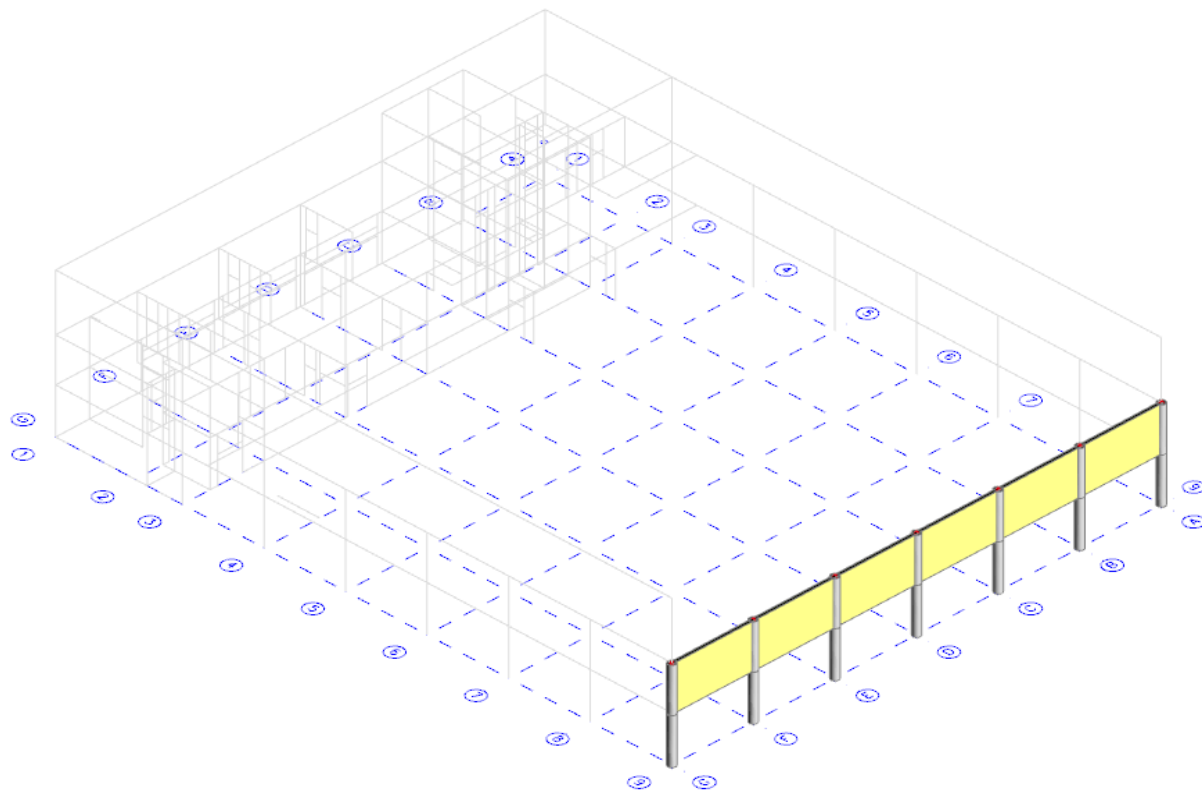
Zadovoljava!

U vilice sidriti do 2/3 visine zida

Kontrola tlačnog naprezanja na osloncu:

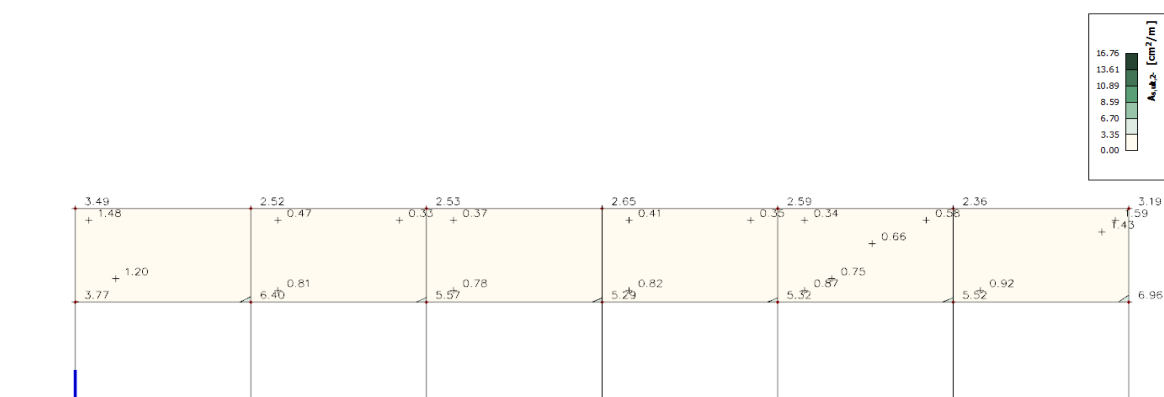
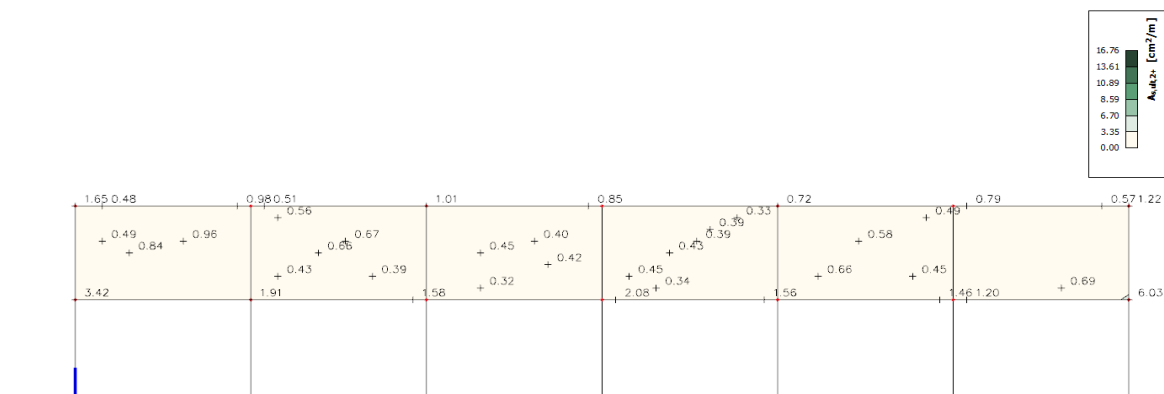
karakteristična tlačna čvrstoća betona:	C25/30	$f_{ck} =$	2,50	kN/cm ²
parcijalni koeficijent za beton:		$\gamma_c =$	1,5	
		$\nu = \eta_1 (1 - f_{ck}/250) =$	0,90	
		$\eta_1 =$	1	
dopušteno tlačno naprezanje:		$\sigma_{Rd,max} = \nu \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	1,28	kN/cm ²
		$\alpha =$	0,85	
vertikalna reakcija na osloncu:		$R_z =$	778,8	kN
širina oslonca:		$a =$	40	cm
duljina oslonca:		$b =$	60	cm
tlačno naprezanje:		$\sigma_c = R_z / (ab) =$	0,32	kN/cm ²
$\sigma_c =$	0,32	kN/cm ²	<	$\sigma_c =$
				1,28
				kN/cm ²
				Zadovoljava

15.5. PRORAČUN ZIDA U OSI 9

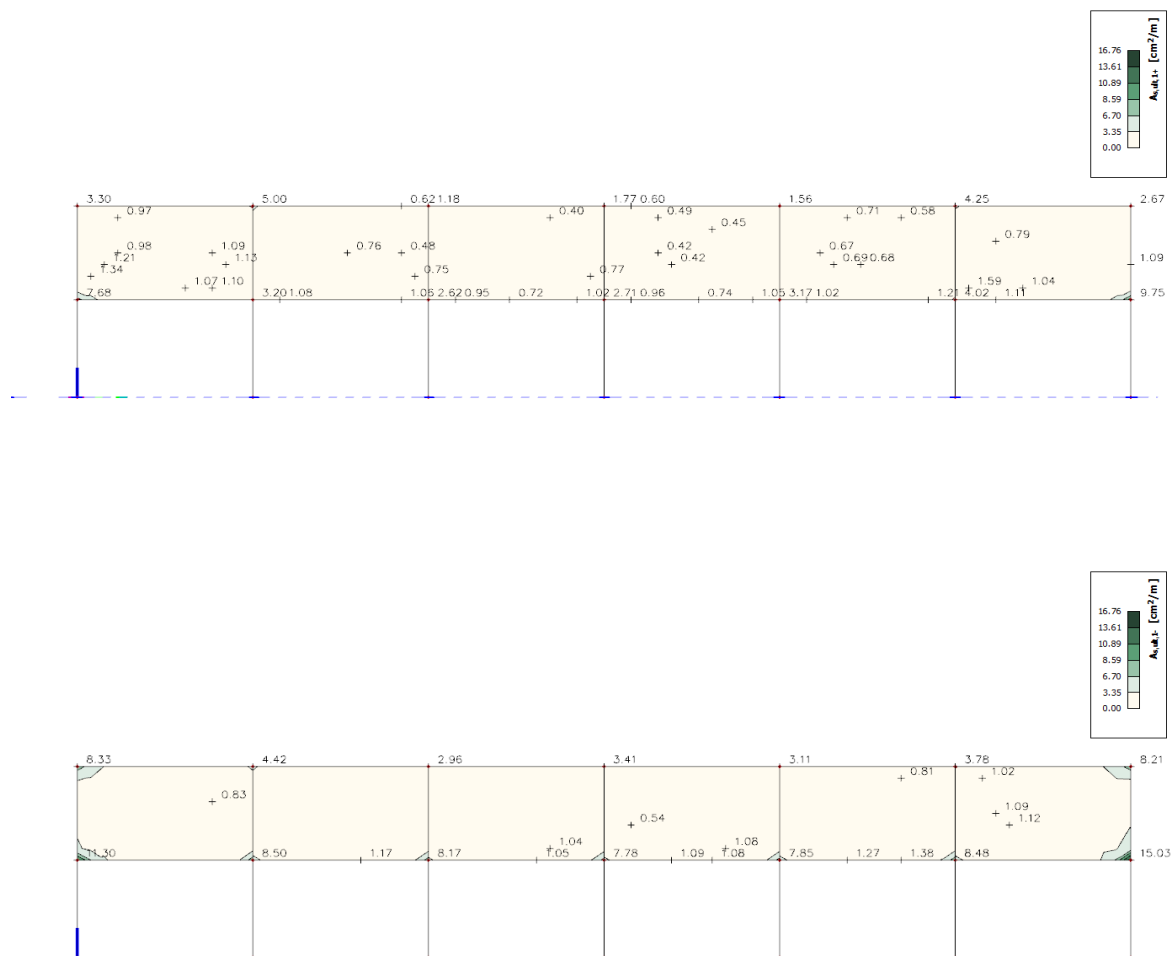


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

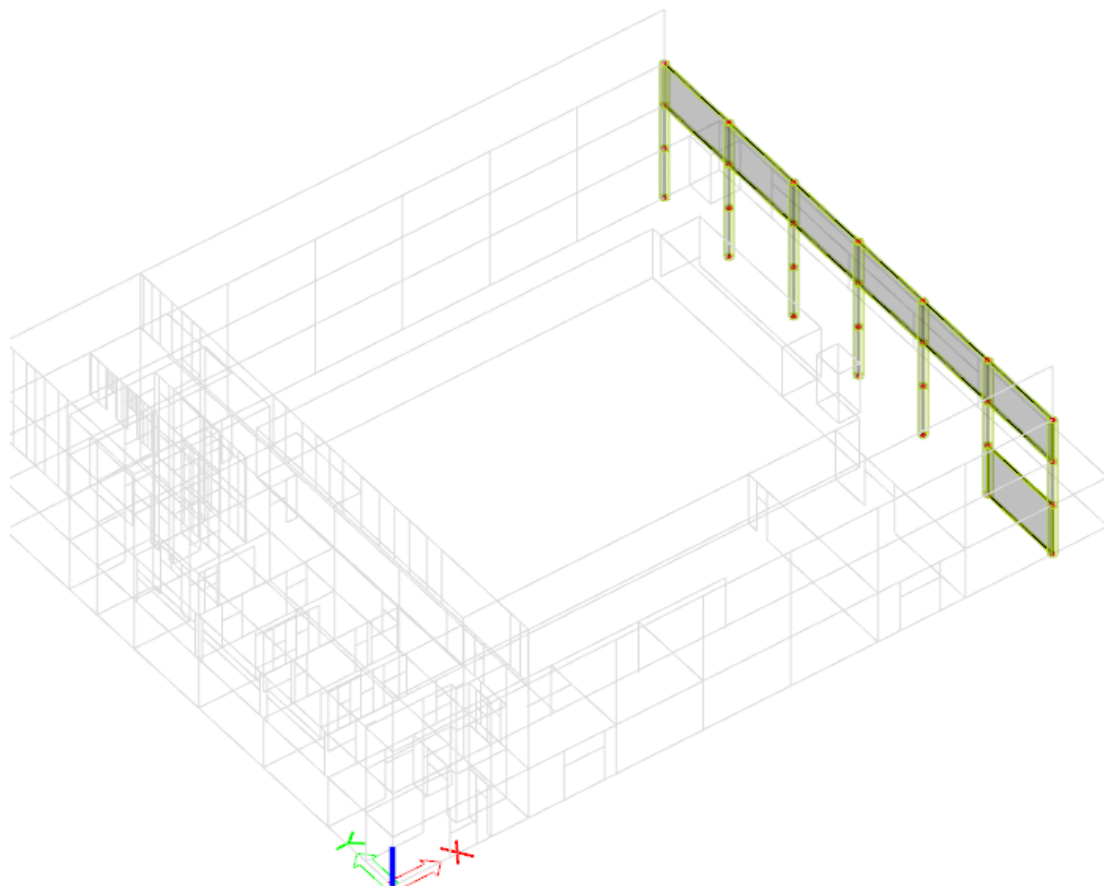
Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m') - seizmika



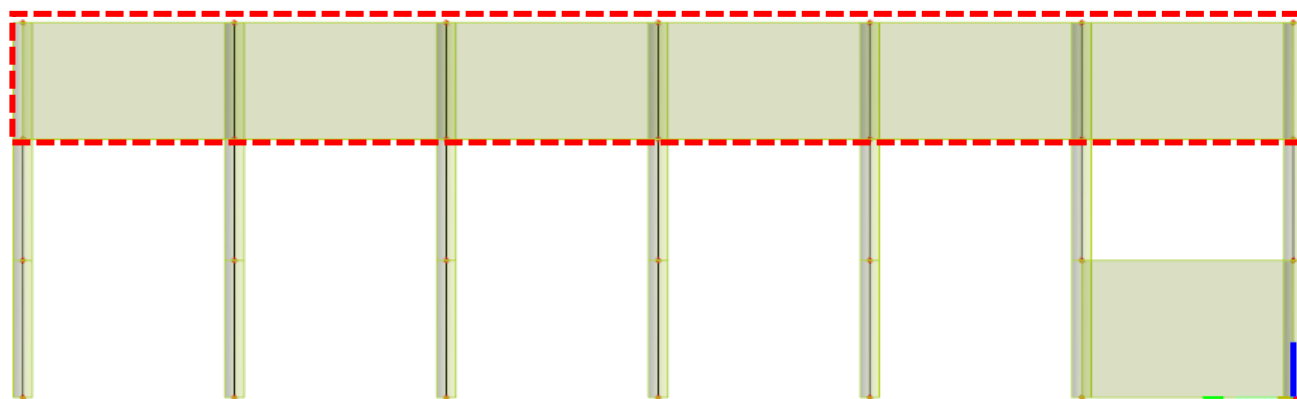
Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



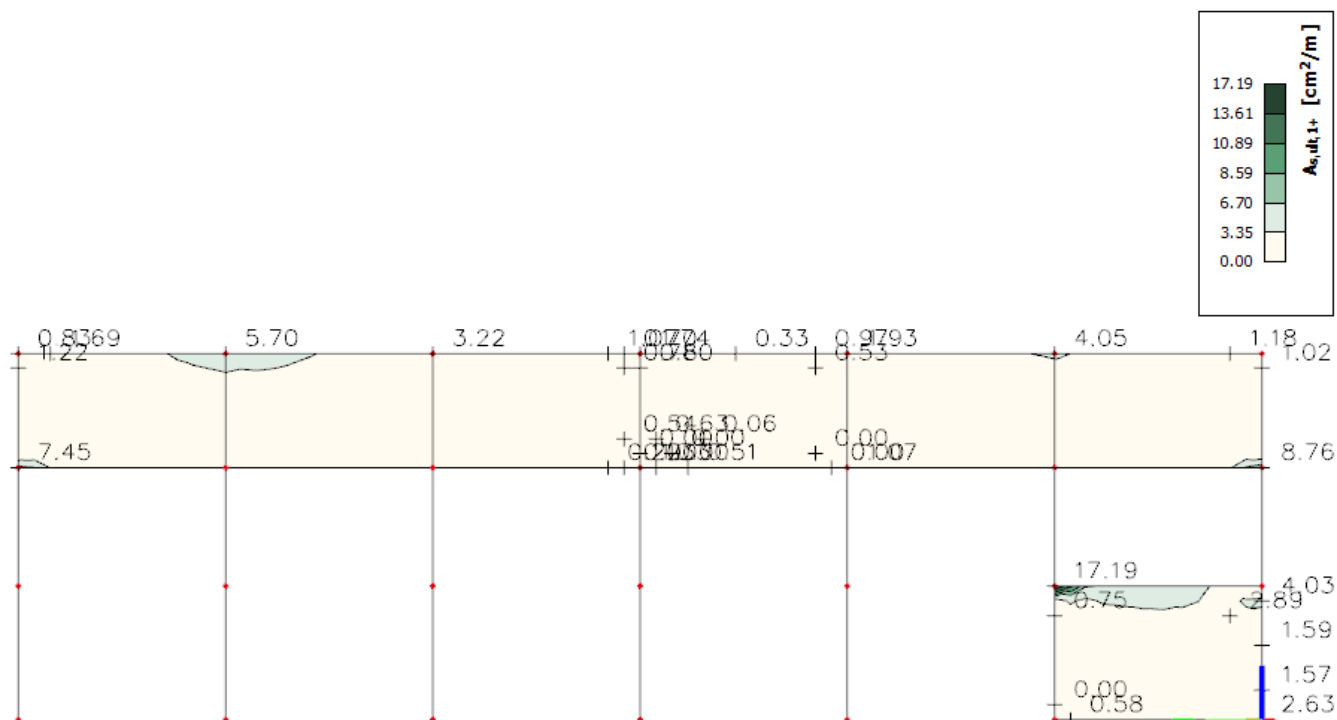
15.4.1. PRORAČUN VISOKOSTIJENCA U OSI 9



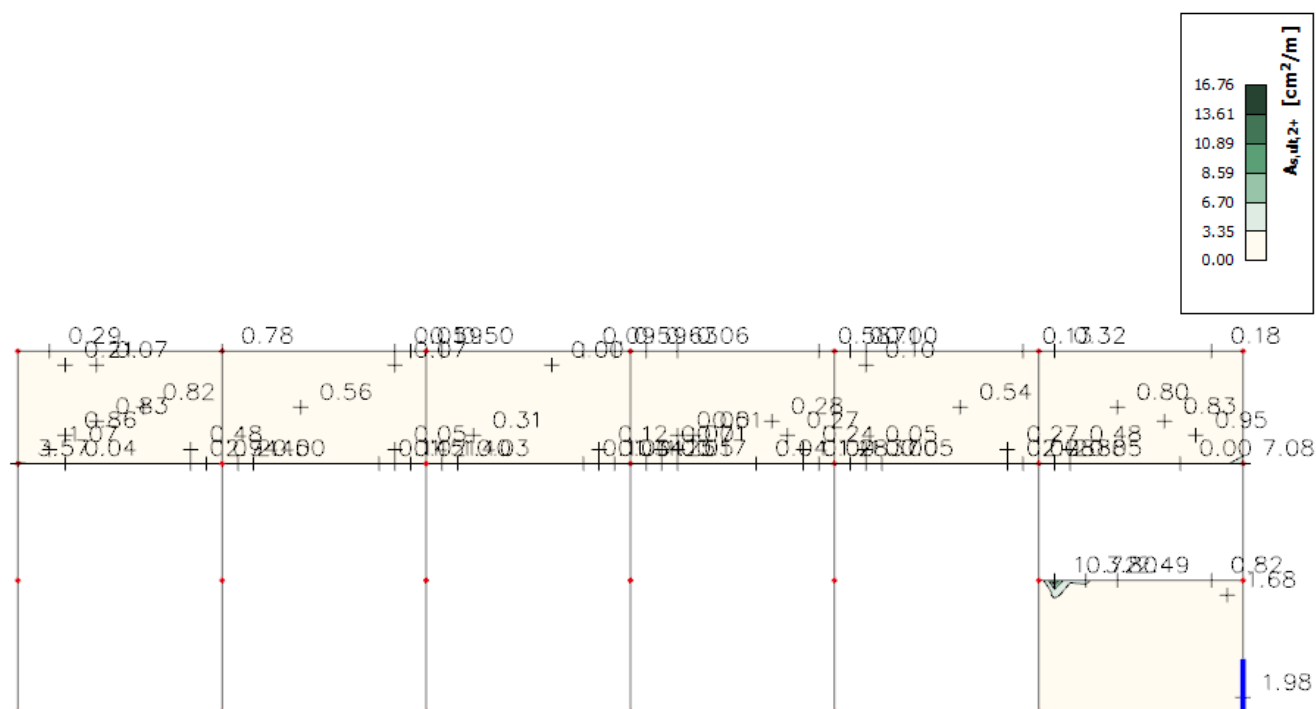
VN os 9



Dijagrami armature u smjeru X (horizontalna armatura) (cm^2/m')



Dijagrami armature u smjeru Y (vertikalna armatura) (cm^2/m')



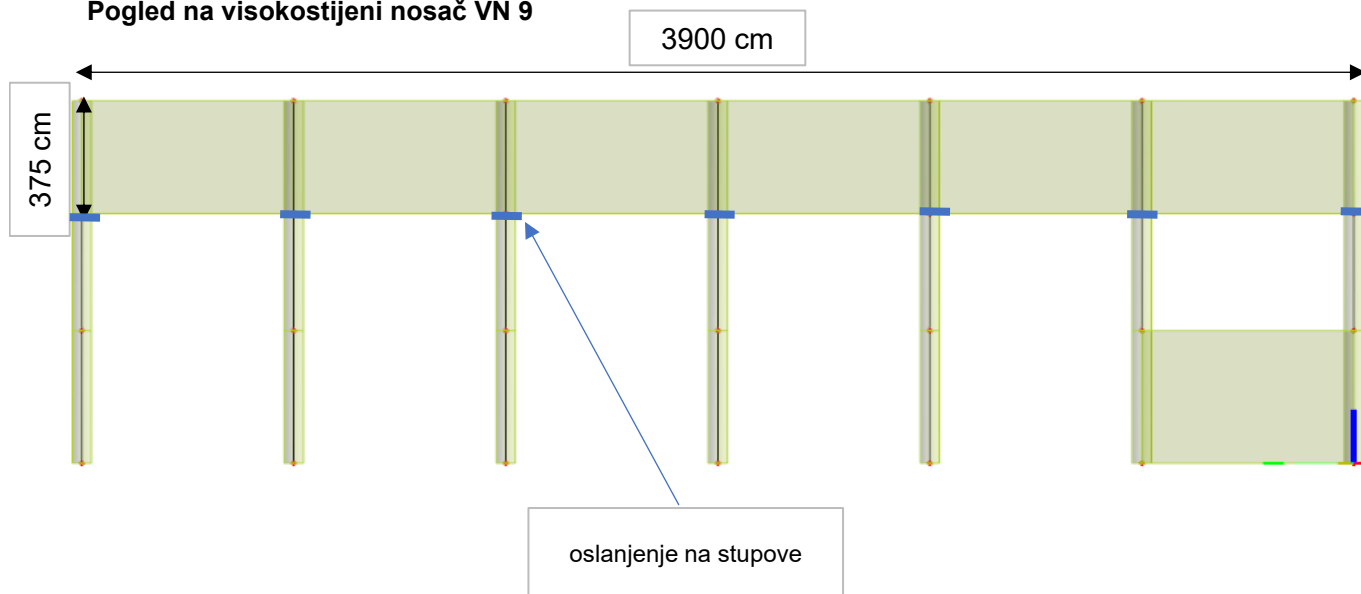
- minimalna armatura za zid 20 cm

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

PRORAČUN VISOKOSTIJENOG NOSAČA

- zbog prostornog djelovanja i međusobne interakcije s ostalim elementima visokostijeni nosač se neće promatrati kao izdvojeni 2D element, već kao element u sklopu cjelokupnog 3D modela

Pogled na visokostijeni nosač VN 9



širina zida:	b =	20	cm
visina zida na rubu:	h_1 =	375	cm
visina zida u sredini raspona:	h_2 =	375	cm
srednja visina zida:	h_{sr} =	375	cm
raspon zida:	l =	3900	cm

Provjera minimalne debljine nosača iz uvjeta izbočenja tlačnog pojasa

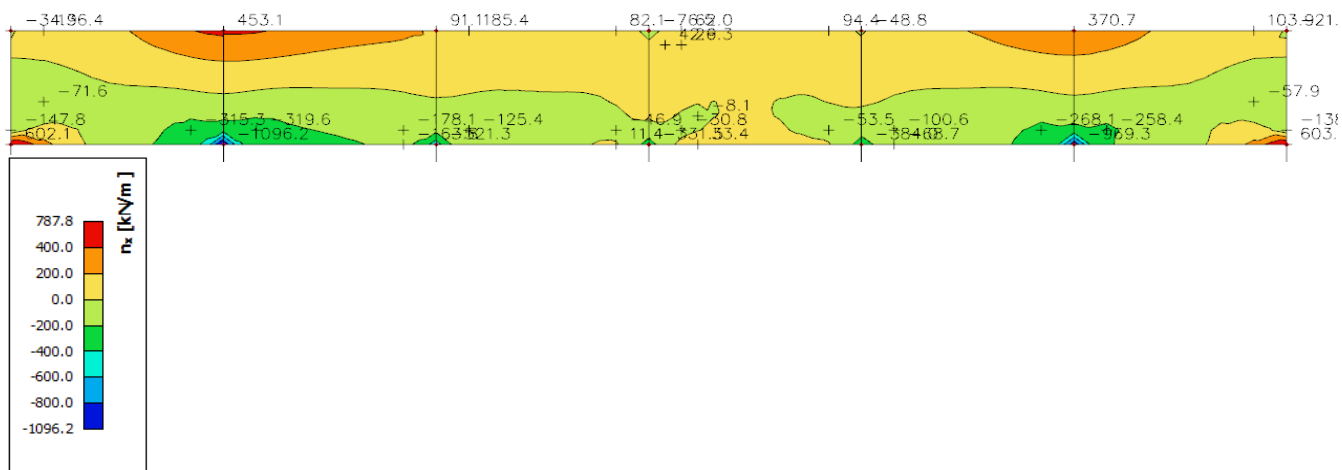
$$b_{min} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{SLS}}{100 \cdot \sigma_s \cdot h}} := 72,38 \text{ cm} \quad (\text{zid je ukrućen pločom na donjem i gornjem rubu})$$

Odabrana debljina zida od 20 cm zadovoljava uvjet

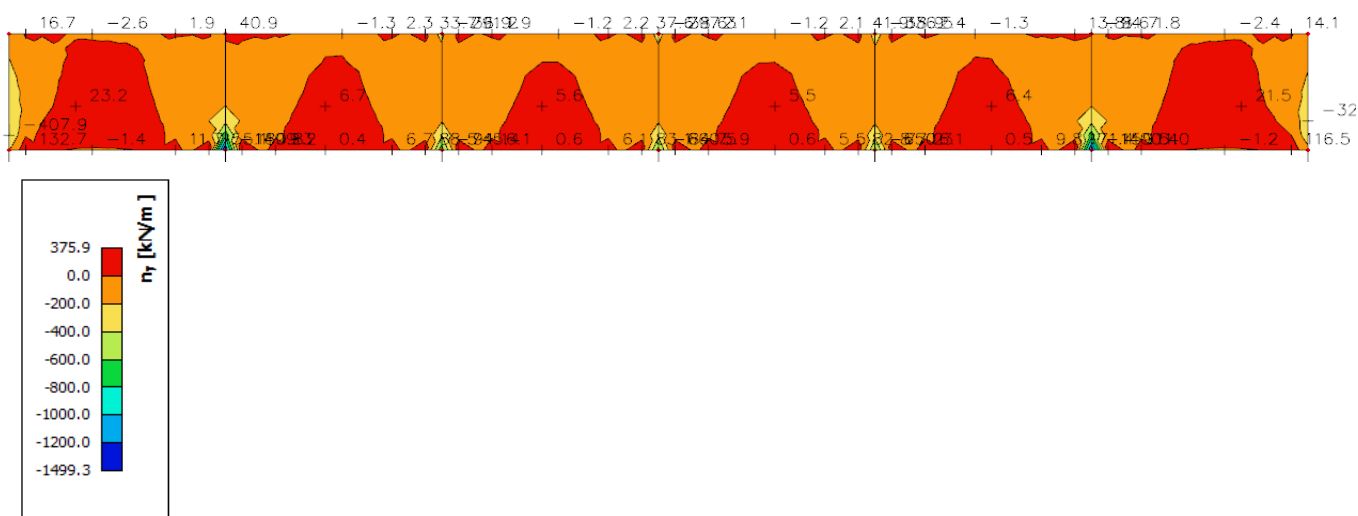
q_{SLS} =	0,44	kN/cm	
$\sigma_s = 0,25 f_{ck,cube}$ =	0,75	kN/cm ²	
$f_{ck,cube}$ =	3,0	kN/cm ²	
h_{max} =	340	cm	(maksimalna visina nosača između dviju ploča)
h_{min} =	340	cm	(minimalna visina nosača između dvije ploče)
h_{sr} =	340	cm	(srednja visina nosača)
l =	3900	cm	(raspon zida)

Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača

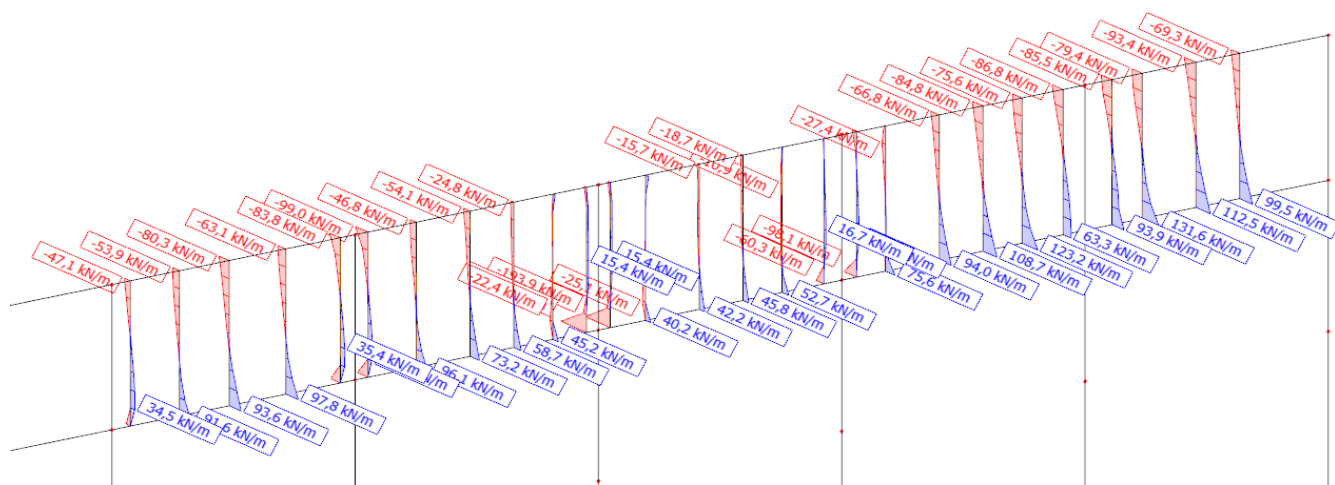
vlačna sila n_x



vlačna sila n_y



Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača



Glavna vlačna armatura na dnu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 131,6 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 1,9 \text{ m}$$

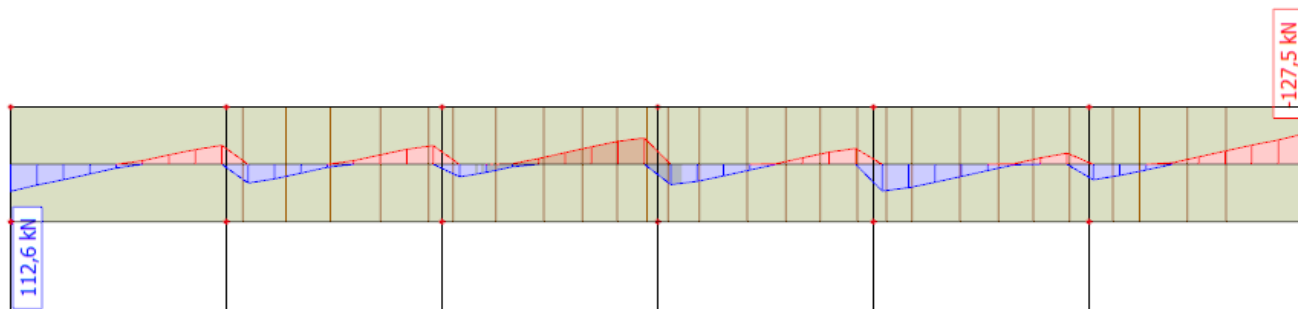
ukupna vlačna sila:

$$N_{Ed} = n_{Ed} \cdot h/2 = 125,0 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 2,88 \text{ cm}^2$$

odabrano:	2 Φ 16	$A_{s1,prov} =$	4,02	cm^2
-----------	-------------	-----------------	------	---------------

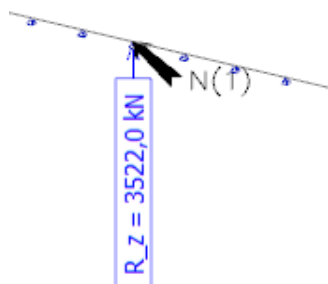


ukupna sila: $V_{Ed} = 127,5 \text{ kN}$
maksimalna poprečna sila: $V_{Rd,max} = 0,1 \times b \times h \times 0,85 f_{cd} = 1275,0 \text{ kN}$
 $V_{Ed} < 1/3 V_{Rd,max} = 425,00 \text{ kN}$
ugraditi minimalnu armaturu hrpta

minimalna armatura: $A_{s,min} = 0,25 \times b = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}'$
mreže obostrano:

odabrano: Q-335	$A_{s1,prov} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}'$
-----------------	---

Proračun armature za vješanje tereta u tlačnu zonu zida



$R_z = 3522 \text{ kN}$
 $l = 39 \text{ m}$
 $q_{Ed} = 90,31 \text{ kN/m}'$
potrebna armatura za 1 lice zida:
 $A_{s1,req} = q_{Ed}/f_{yd} = 1,04 \text{ cm}^2/\text{m}'$

odabrano: $\Phi 8 / 15 \text{ cm}$	$A_{s1,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}'$
------------------------------------	---

Zadovoljava!

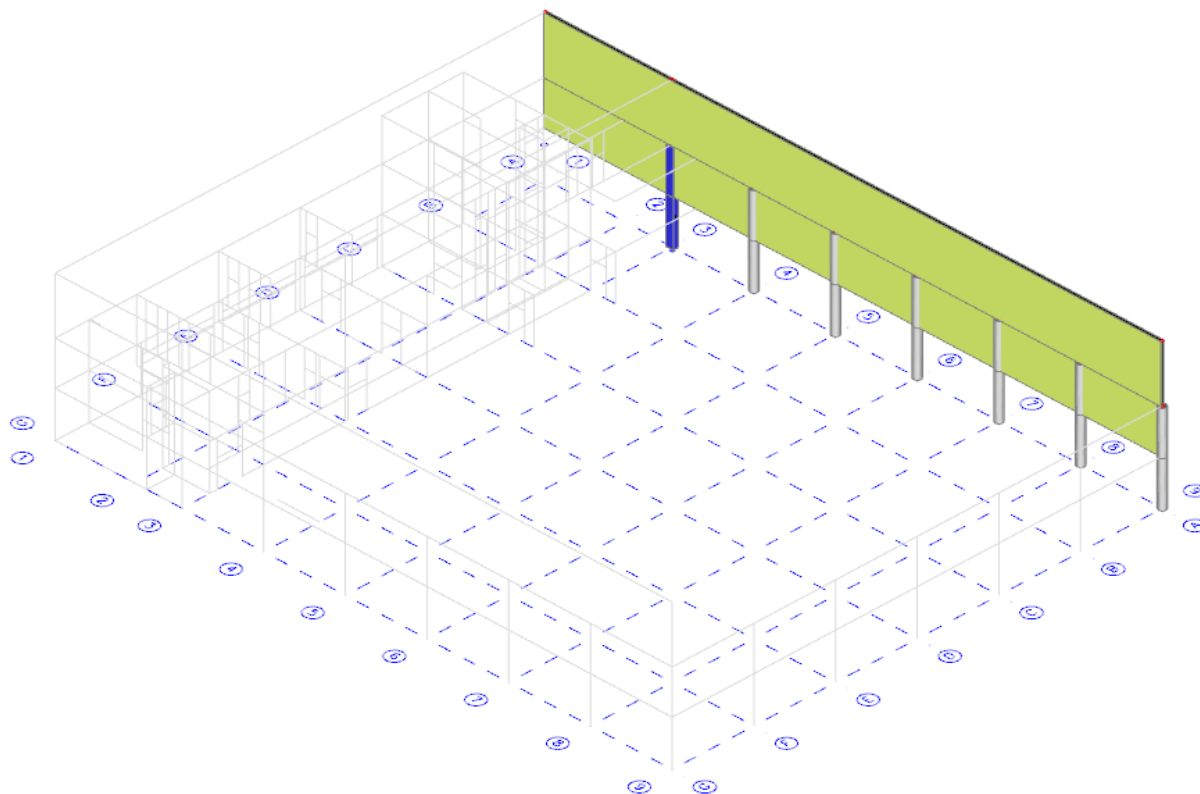
U vilice sidriti do 2/3 visine zida

Kontrola tlačnog naprezanja na osloncu:

karakteristična tlačna čvrstoća betona: **C25/30** $f_{ck} = 2,50 \text{ kN/cm}^2$
parcijalni koeficijent za beton: $\gamma_c = 1,5$
 $\nu = \eta_1 (1 - f_{ck}/250) = 0,90$
 $\eta_1 = 1$
dopušteno tlačno naprezanje: $\sigma_{Rd,max} = \nu \alpha f_{ck}/\gamma_c = 1,28 \text{ kN/cm}^2$
 $\alpha = 0,85$
vertikalna reakcija na osloncu: $R_z = 678,3 \text{ kN}$
kružni oslonac: $r = 60 \text{ cm}$
tlačno naprezanje: $\sigma_c = R_z / A = 0,06 \text{ kN/cm}^2$

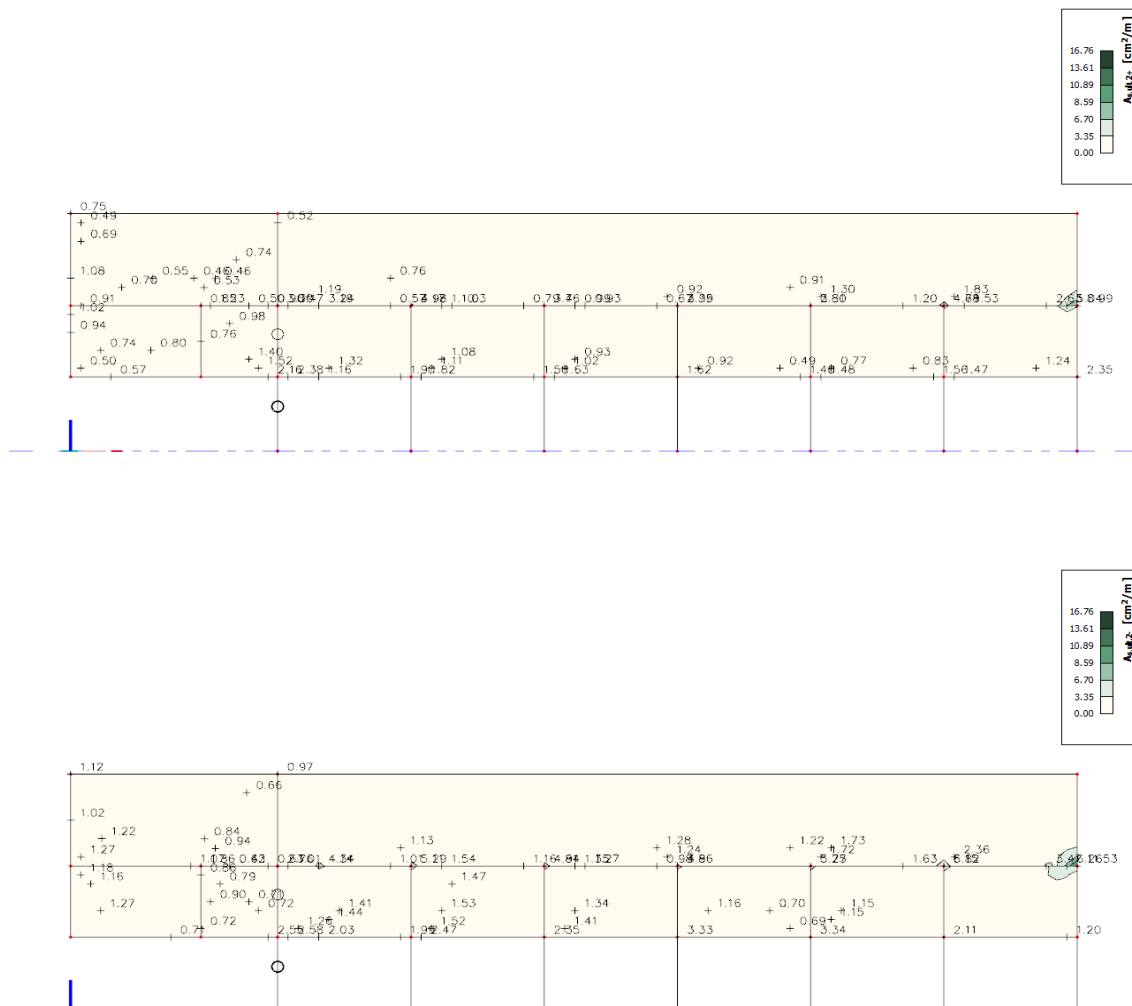
$\sigma_c = 0,06 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_c = 1,28 \text{ kN/cm}^2$ **Zadovoljava**

15.5. PRORAČUN ZIDA U OSI A

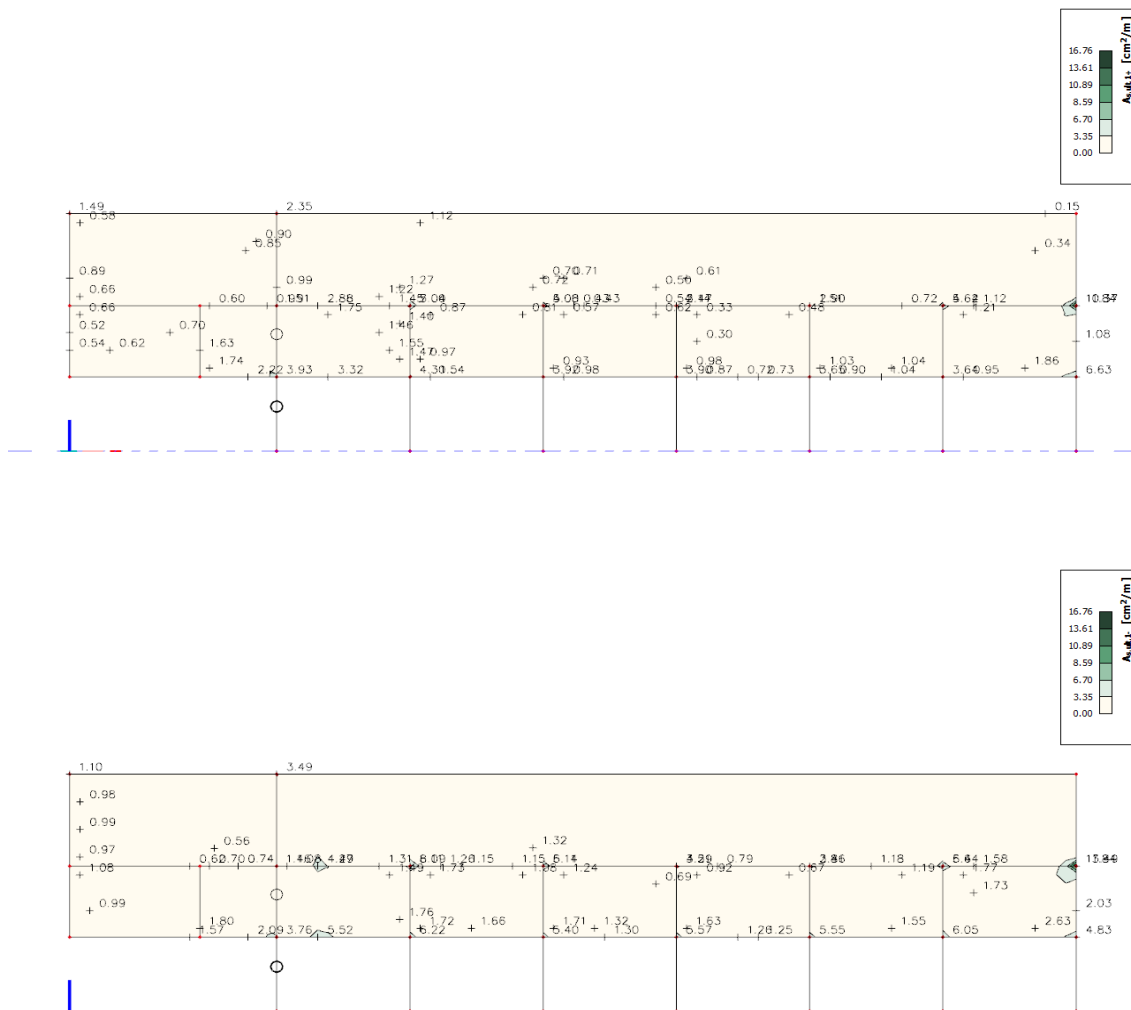


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

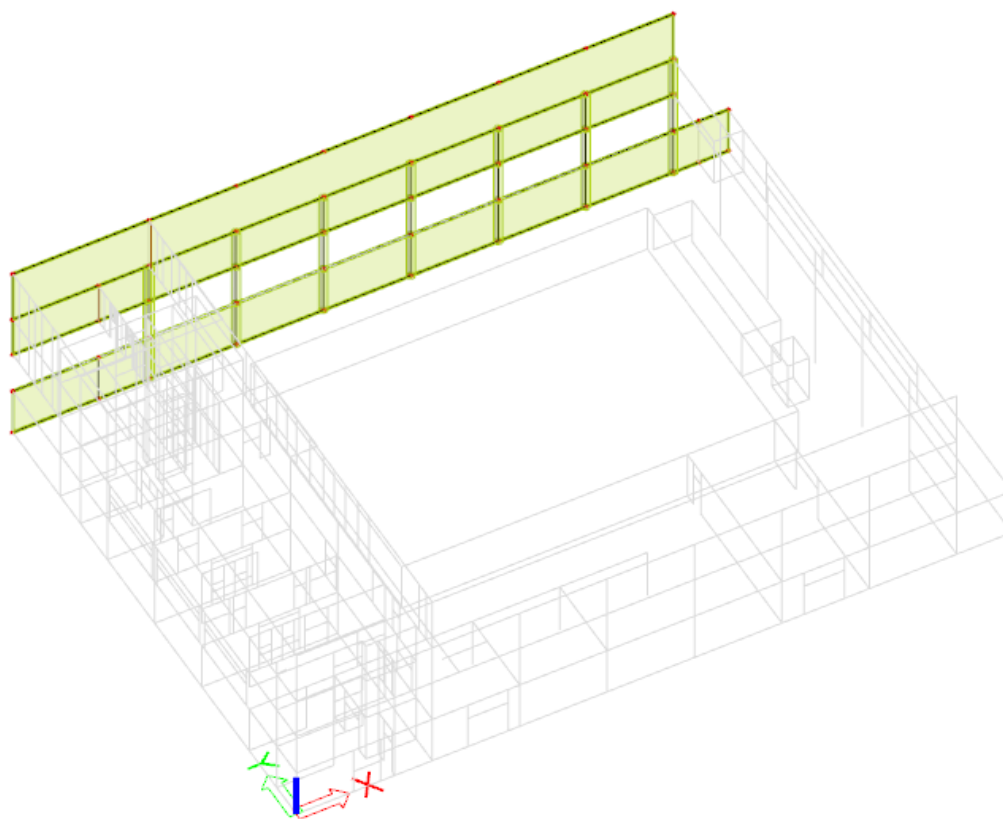
Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



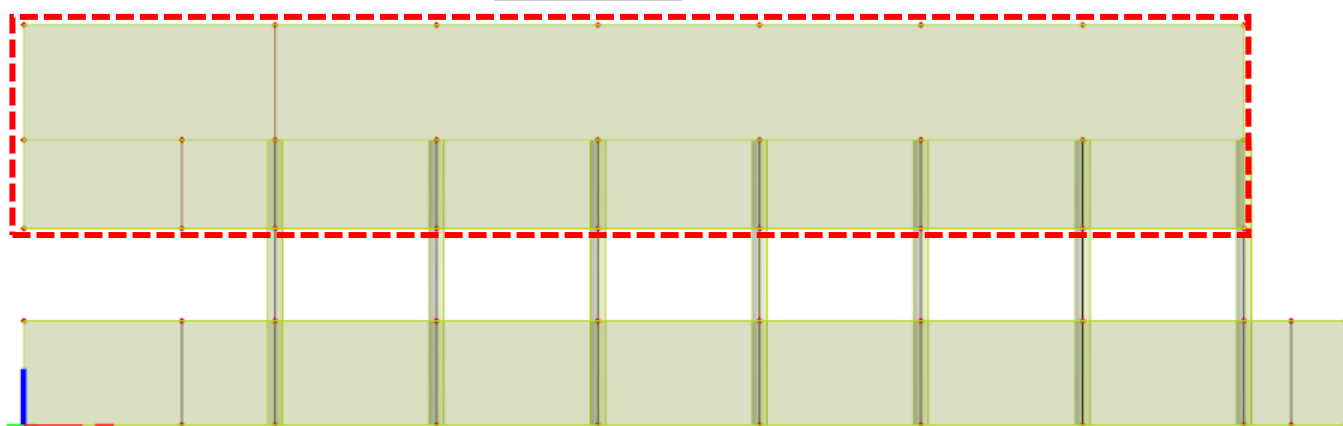
Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



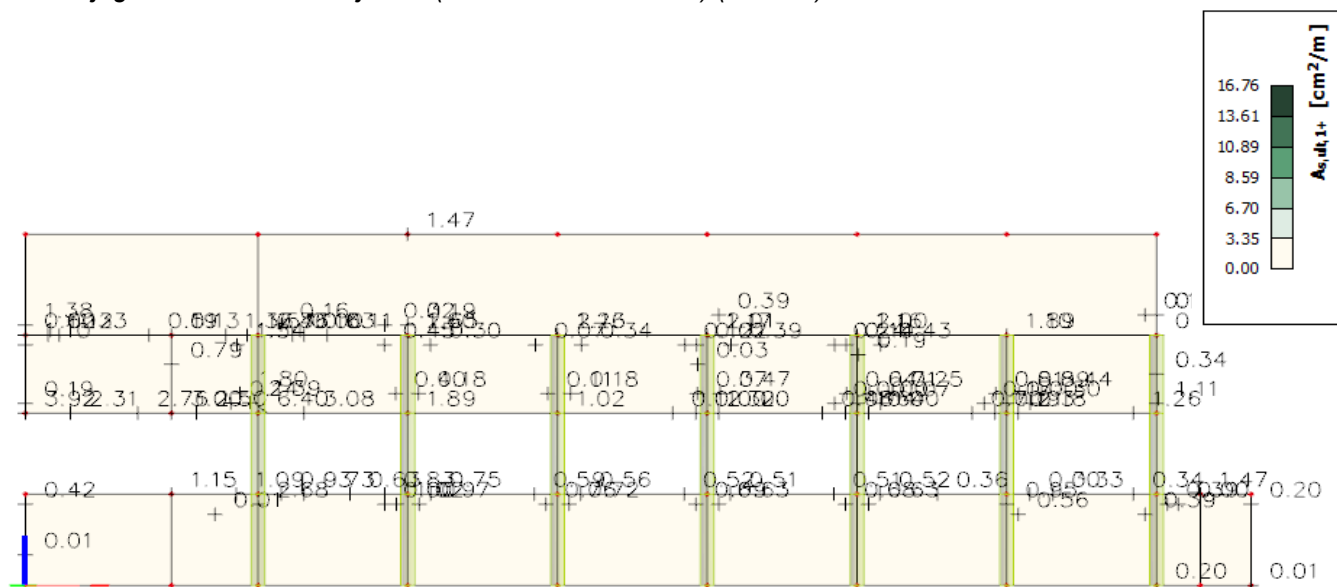
15.5.1. PRORAČUN VISOKOSTIJENCA U OSI A



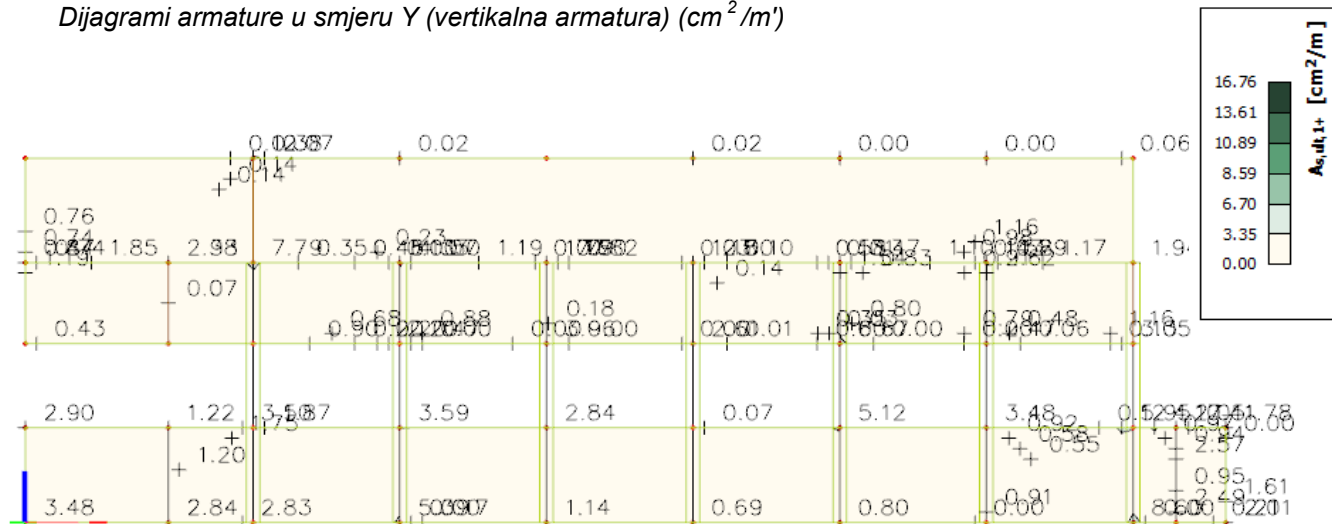
VN os A



Dijagrami armature u smjeru X (horizontalna armatura) (cm^2/m)



Dijagrami armature u smjeru Y (vertikalna armatura) (cm^2/m)



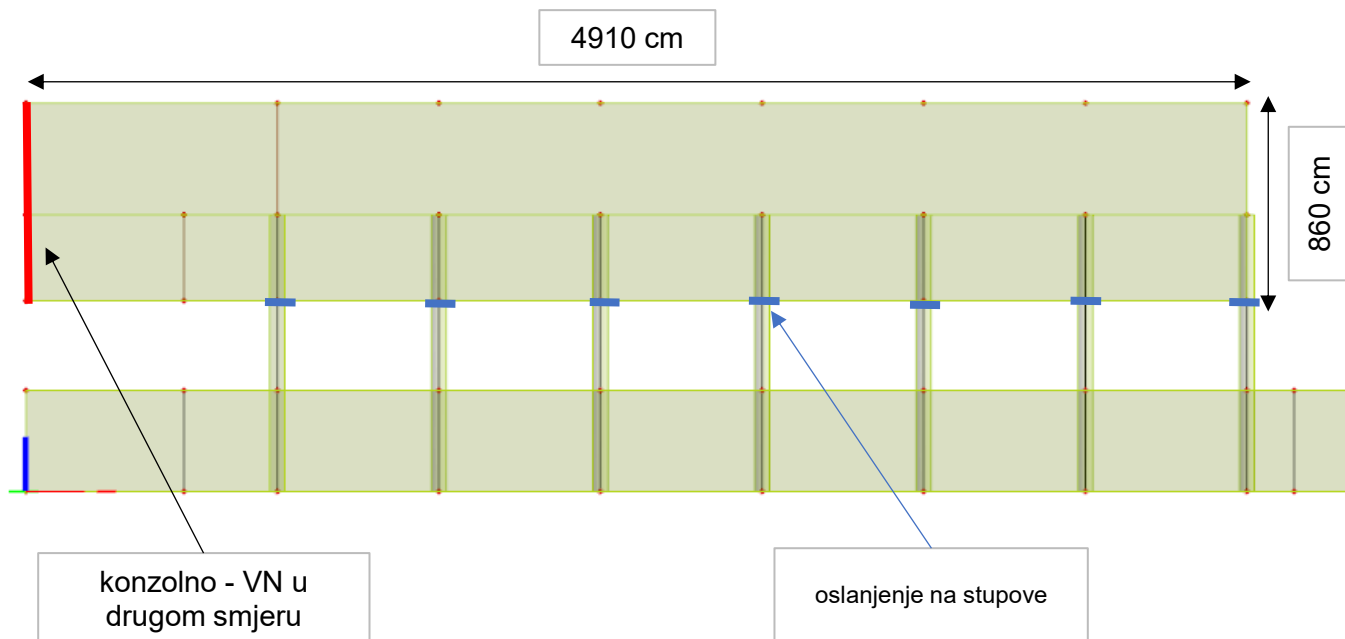
- minimalna armatura za zid 20 cm

$$A_{s,\min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,00 \quad \text{cm}^2/\text{m}'$$

PRORAČUN VISOKOSTIJIENOG NOSAČA

- zbog prostornog djelovanja i međusobne interakcije s ostalim elementima visokostijeni nosač se neće promatrati kao izdvojeni 2D element, već kao element u sklopu cjelokupnog 3D modela

Pogled na visokostijeni nosač VN A



širina zida:	b =	20	cm
visina zida na rubu:	h_1 =	860	cm
visina zida u sredini raspona:	h_2 =	860	cm
srednja visina zida:	h_{sr} =	860	cm
raspon zida:	l =	4910	cm

Provjera minimalne debljine nosača iz uvjeta izbočenja tlačnog pojasa

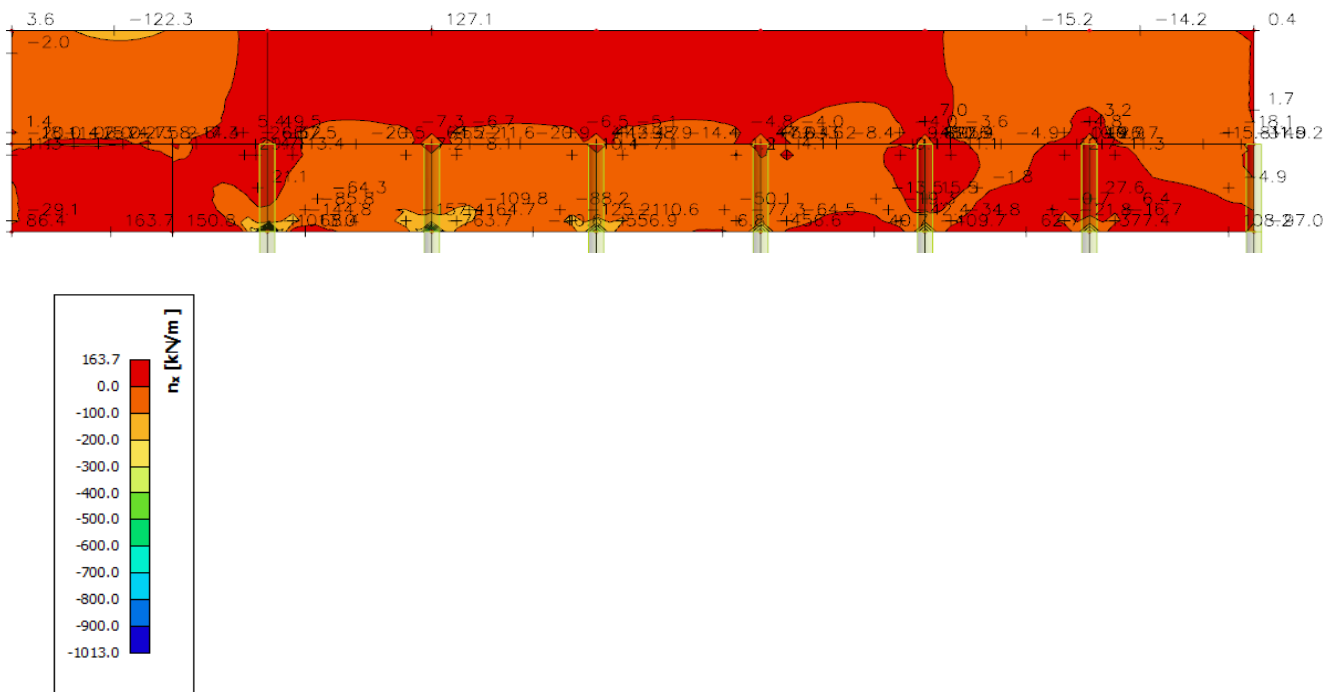
$$b_{min} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{SLS}}{100 \cdot \sigma_s \cdot h}} = 91,12 \text{ cm}$$

(zid je ukrućen pločom na donjem i gornjem rubu)
Odabrana debljina zida od 20 cm zadovoljava uvjet

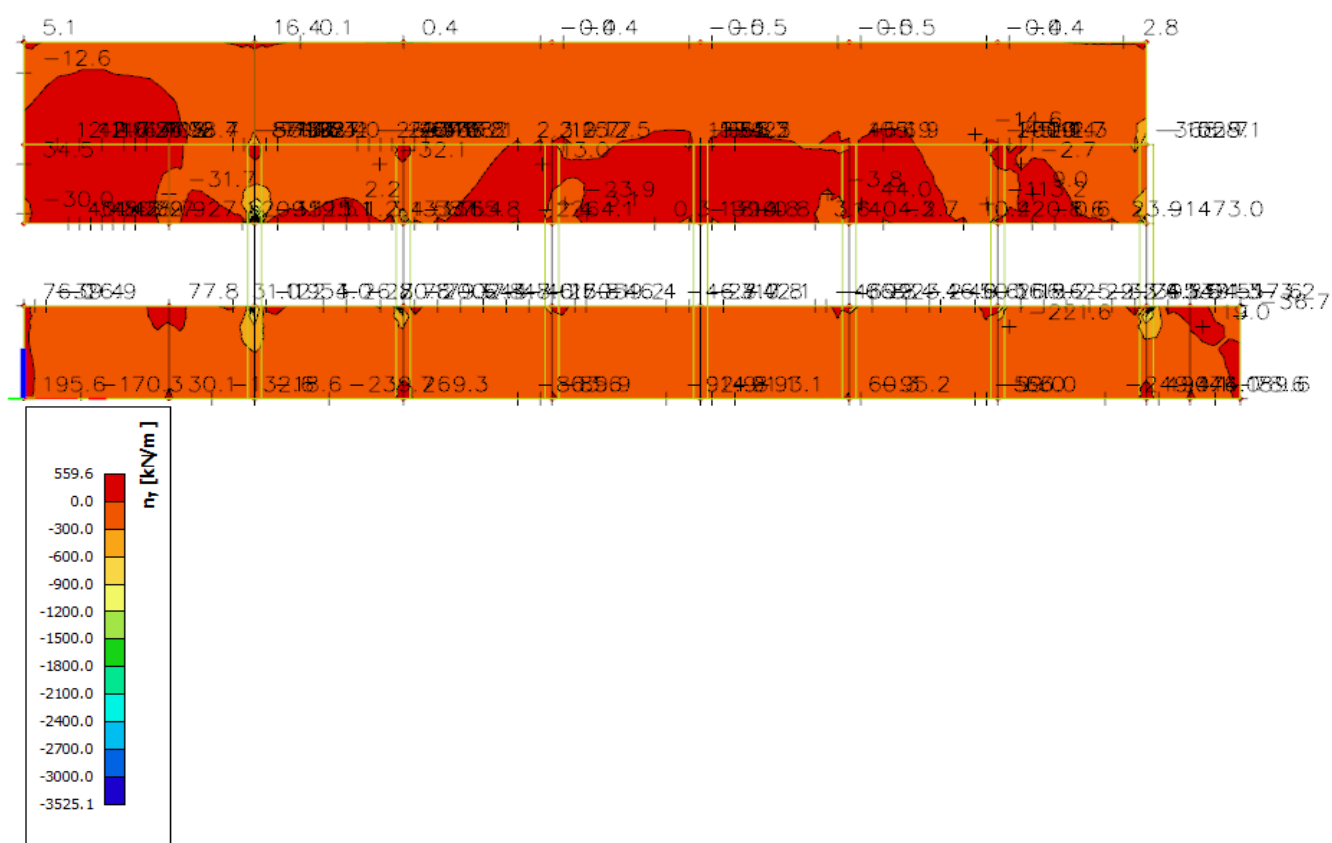
q_{SLS} =	0,44	kN/cm	
$\sigma_s = 0,25 f_{ck,cube}$ =	0,75	kN/cm ²	
$f_{ck,cube}$ =	3,0	kN/cm ²	
h_{max} =	340	cm	(maksimalna visina nosača između dviju ploča)
h_{min} =	340	cm	(minimalna visina nosača između dvije ploče)
h_{sr} =	340	cm	(srednja visina nosača)
l =	4910	cm	(raspon zida)

Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača

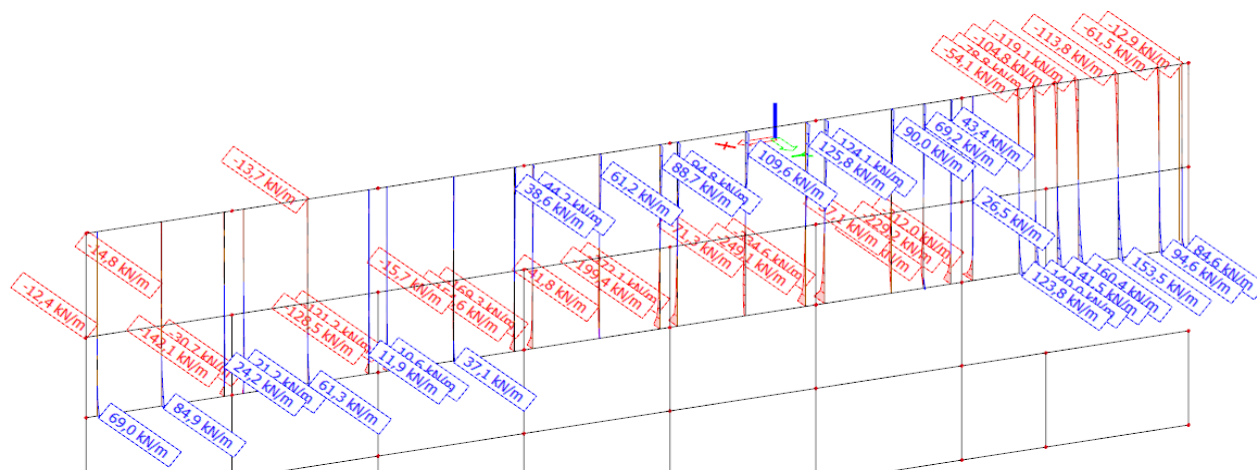
vlačna sila n_x



vlačna sila n_y



Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača



Glavna vlačna armatura na dnu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 160,4 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 3,75 \text{ m}$$

ukupna vlačna sila:

$$N_{Ed} = n_{Ed} * h/2 = 300,8 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 6,92 \text{ cm}^2$$

odabrano: **4 Φ 16** $A_{s1,prov} = 8,04 \text{ cm}^2$

Glavna vlačna armatura na vrhu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 125,8 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 4,3 \text{ m}$$

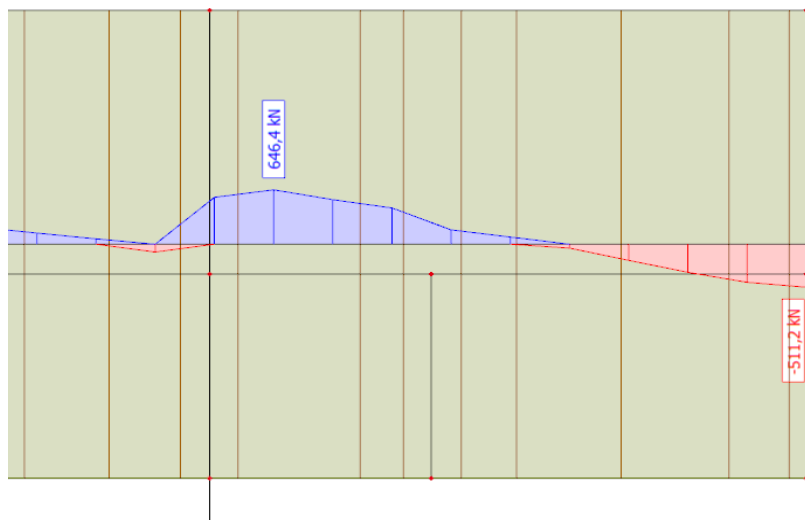
ukupna vlačna sila:

$$N_{Ed} = n_{Ed} * h/2 = 270,5 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 6,22 \text{ cm}^2$$

odabrano: **4 Φ 16** $A_{s1,prov} = 8,04 \text{ cm}^2$



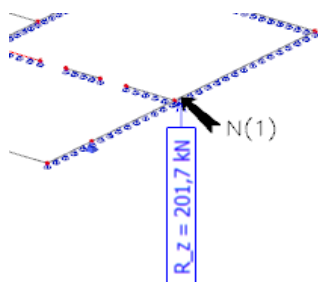
ukupna sila: $V_{Ed} = 646,4$ kN
maksimalna poprečna sila: $V_{Rd,max} = 0,1 \times b \times h \times 0,85 f_{cd} = 2924,0$ kN
 $V_{Ed} < 1/3 V_{Rd,max} = 974,67$ kN
ugraditi minimalnu armaturu hrpta

minimalna armatura: $A_{s,min} = 0,25 \times b = 5,00$ cm²/m'
mreže obostrano: **odabrano: Q-335 $A_{s1,prov} = 6,70$ cm²/m'**

potrebna vert. armatura u širini od $2b = 40$ cm (unutar zida na koji se oslanja visokostijeni nosač)

$A_{s1,req} = V_{Ed}/f_{yd} = 14,87$ cm²
dvorezne ver. vilice: **odabrano: 4 Φ 16 $A_{s1,prov} = 16,08$ cm²**

Proračun armature za vješanje tereta u tlačnu zonu zida



$R_z = 201,7$ kN
 $l = 12,1$ m
 $q_{Ed} = 16,67$ kN/m'
potrebna armatura za 1 lice zida:
 $A_{s1,req} = q_{Ed}/f_{yd} = 0,19$ cm²/m'

odabrano: Φ 8 / 15 cm $A_{s1,prov} = 3,35$ cm²/m'

Zadovoljava!

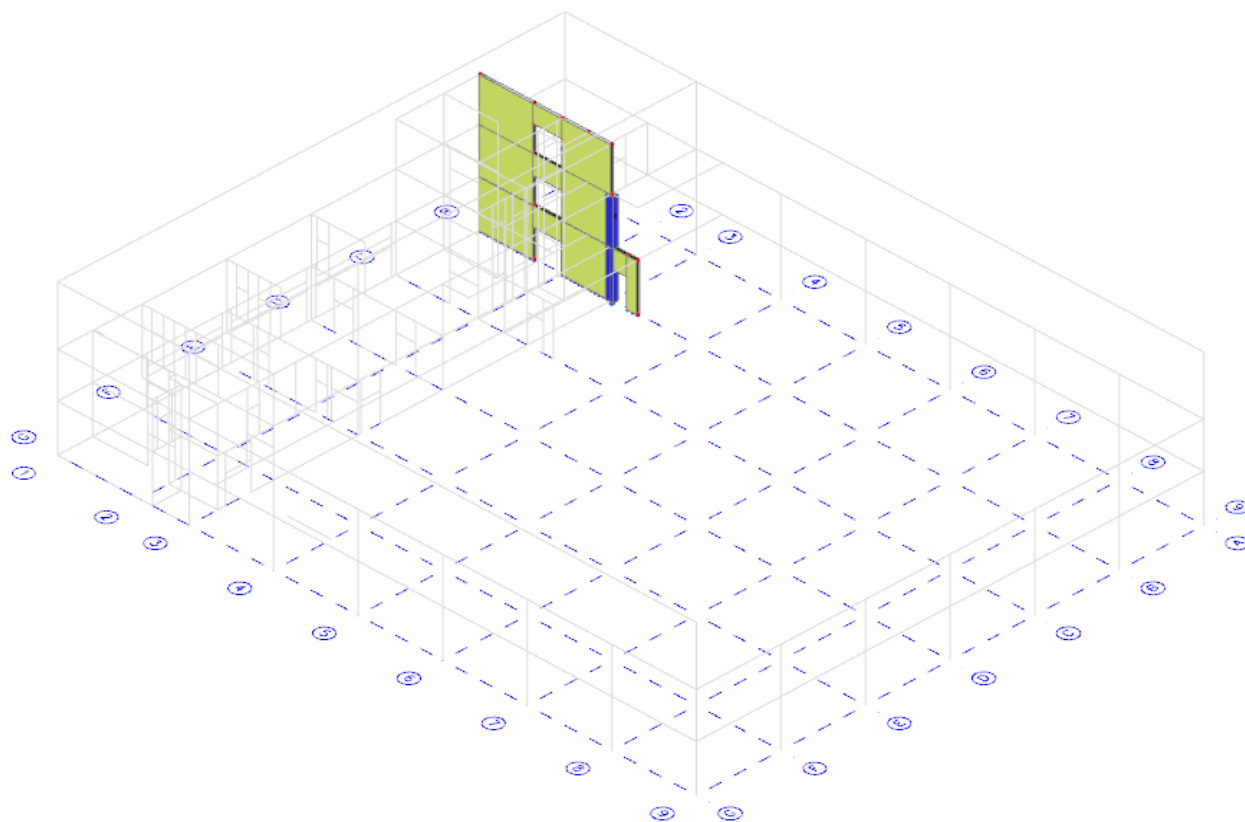
U vilice sidriti do 2/3 visine zida

Kontrola tlačnog naprezanja na osloncu:

karakteristična tlačna čvrstoća betona:	C25/30	$f_{ck} =$	2,50	kN/cm ²
parcijalni koeficijent za beton:		$\gamma_c =$	1,5	
		$\nu = \eta_1 (1 - f_{ck}/250) =$	0,90	
		$\eta_1 =$	1	
dopušteno tlačno naprezanje:		$\sigma_{Rd,max} = \nu \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	1,28	kN/cm ²
		$\alpha =$	0,85	
vertikalna reakcija na osloncu:		$R_z =$	1131,9	kN
širina oslonca:		$a =$	40	cm
duljina oslonca:		$b =$	60	cm
tlačno naprezanje:		$\sigma_c = R_z / (ab) =$	0,47	kN/cm ²

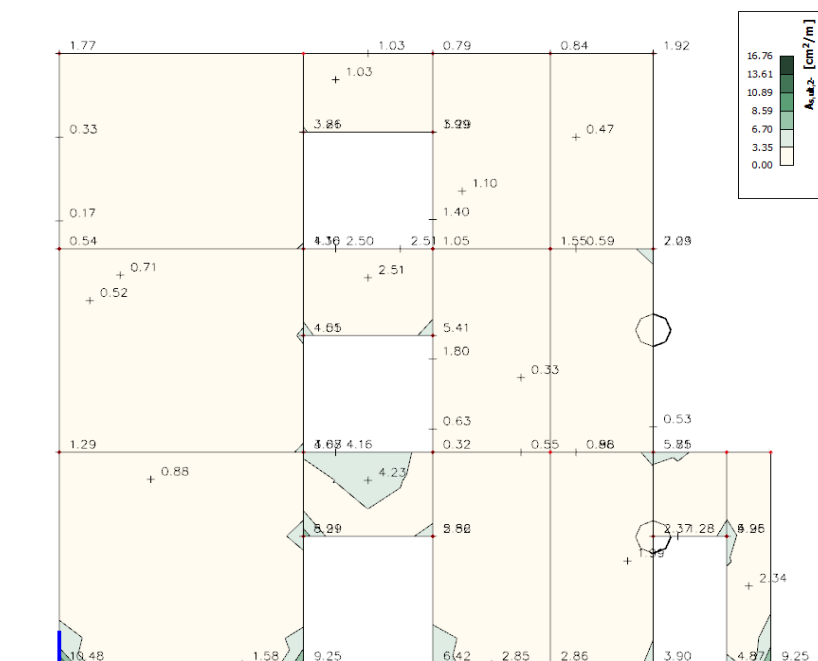
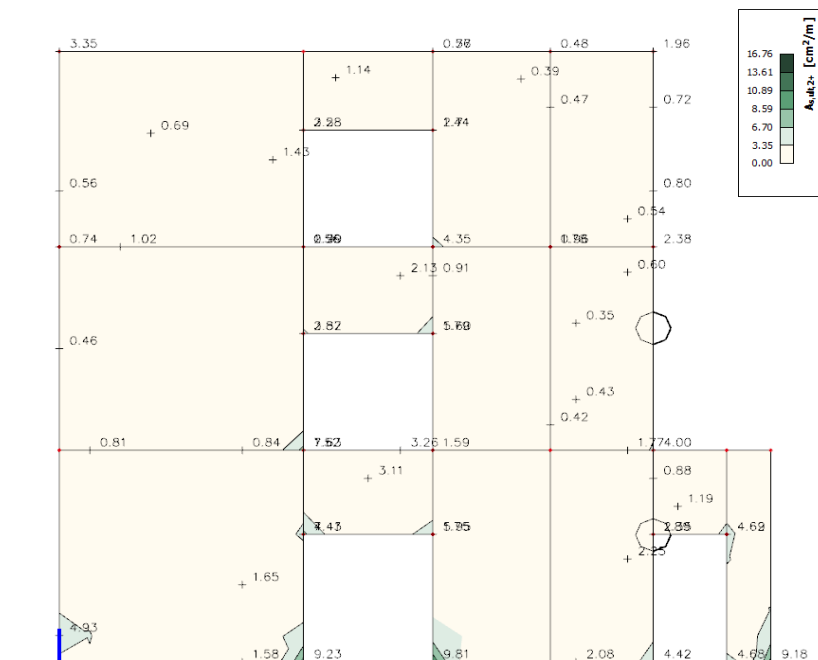
$$\sigma_c = 0,47 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_c = 1,28 \text{ kN/cm}^2 \quad \textbf{Zadovoljava}$$

15.6. PRORAČUN ZIDA U OSI B

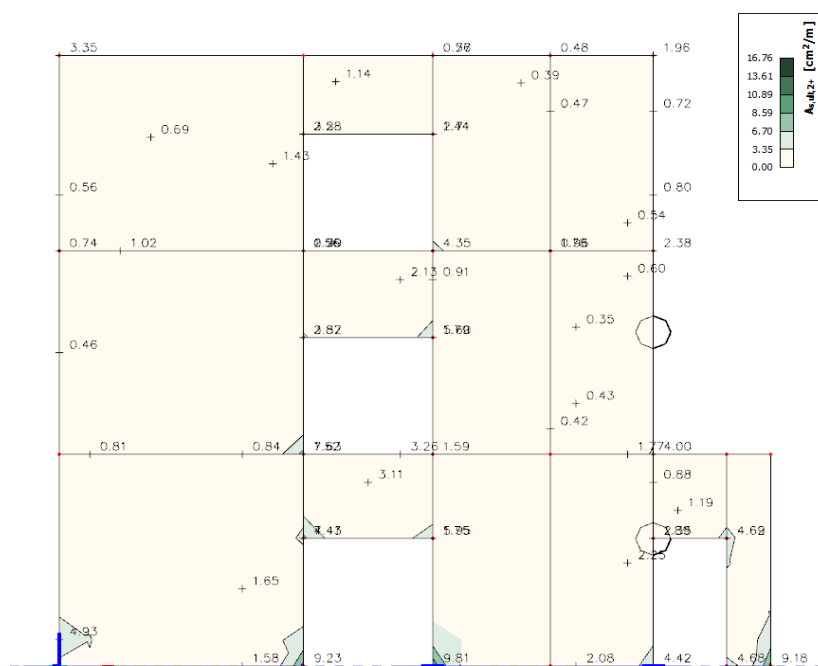
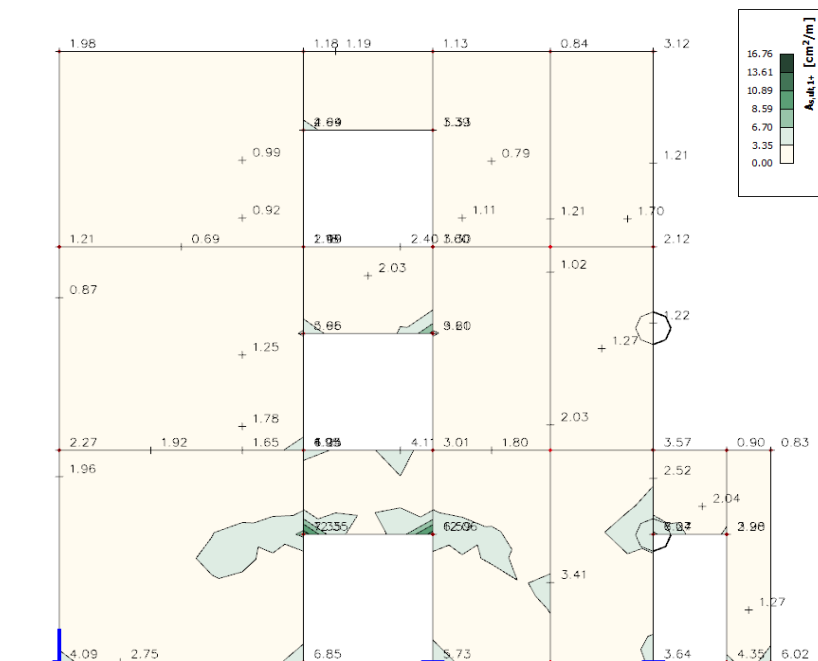


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



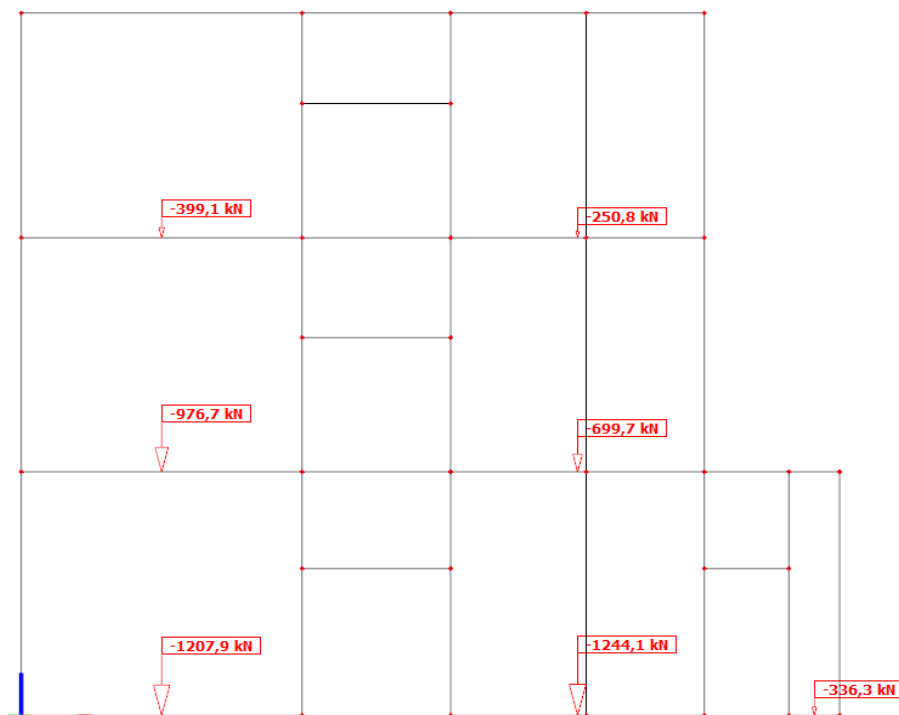
Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



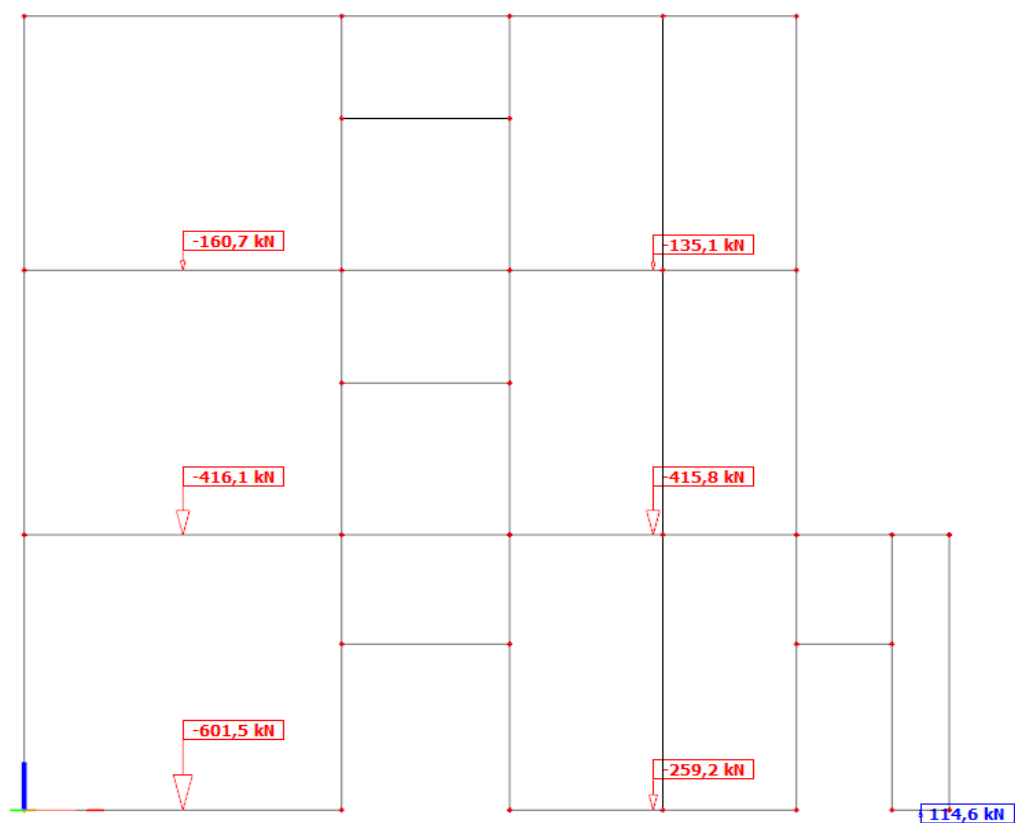
PRORAČUN ZIDA NA SEIZMIČKA DJELOVANJA

Unutarnje sile u zidu

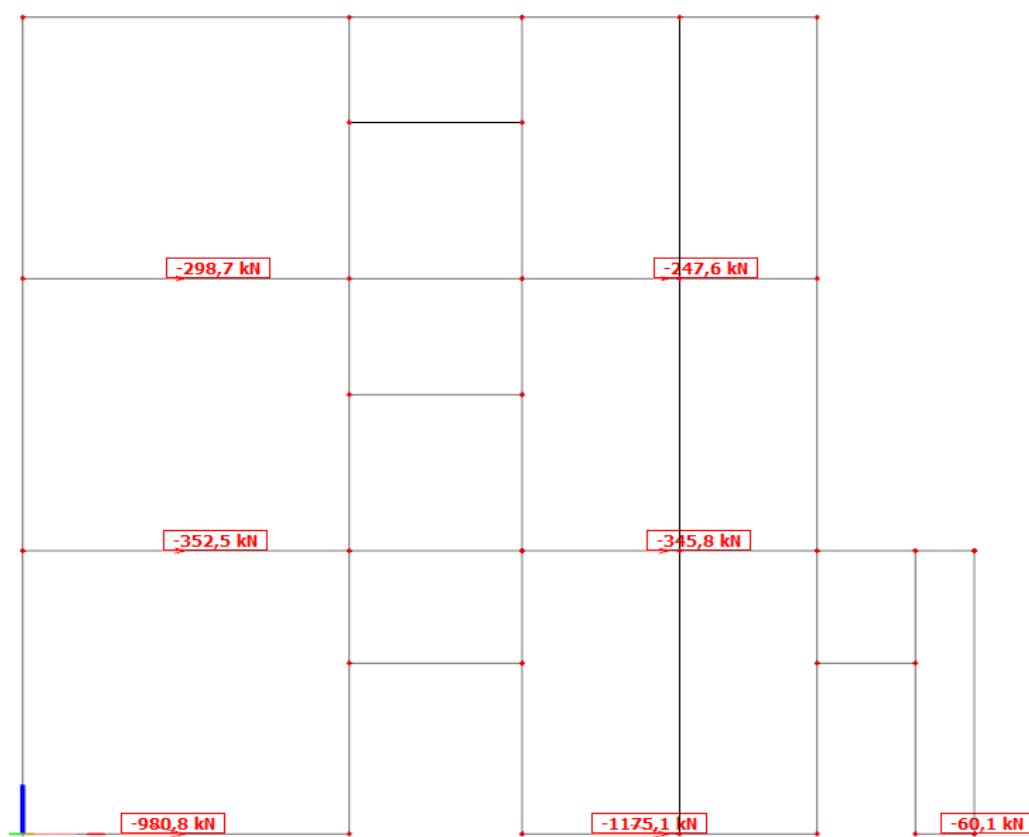
Minimalna uzdužna sila u zidu



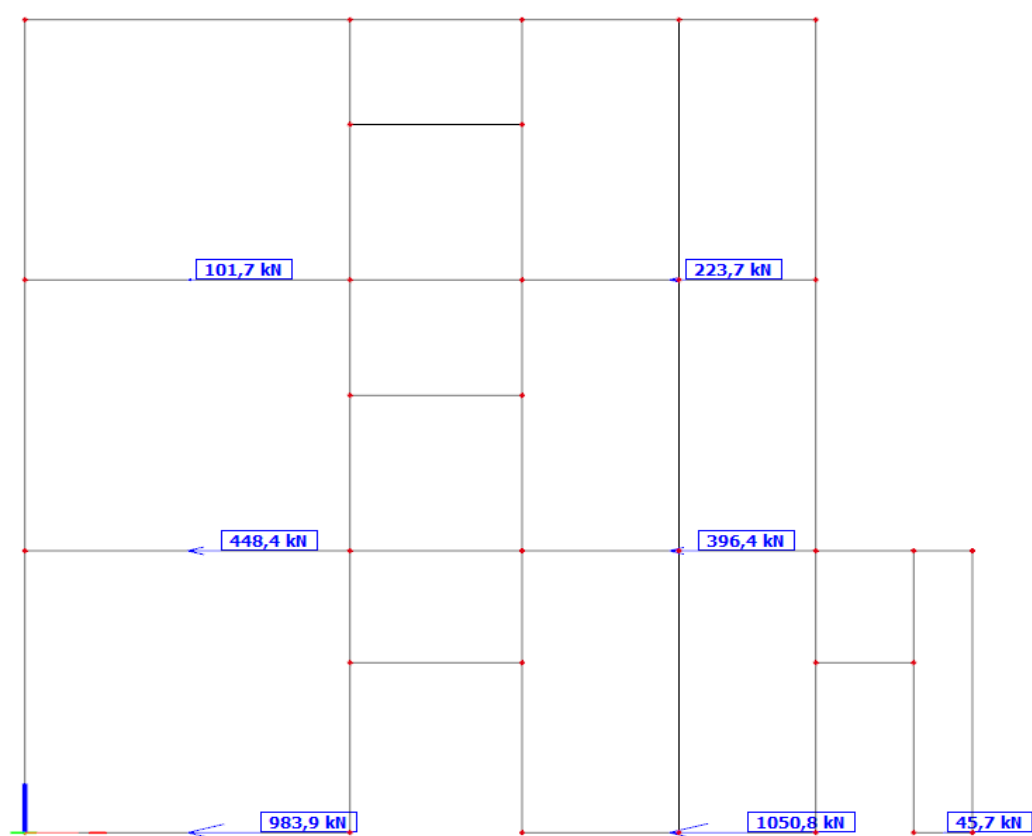
Maksimalna uzdužna sila u zidu



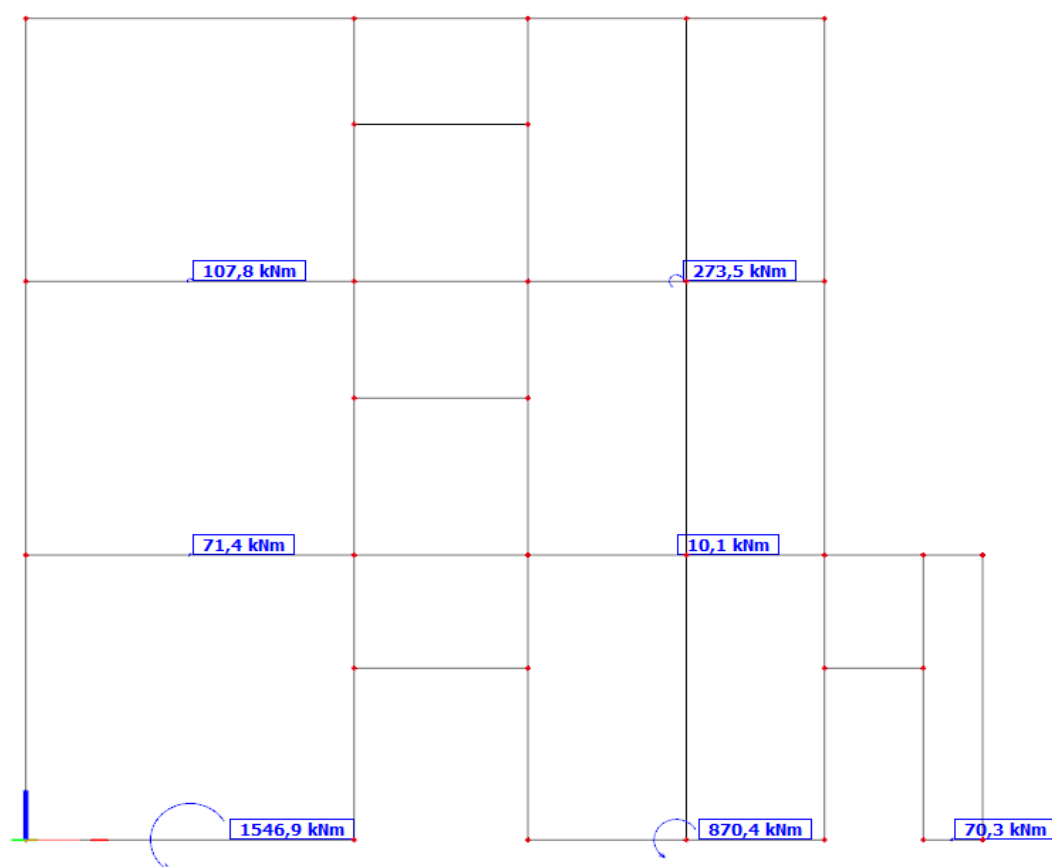
Poprečna sila u zidu (min)



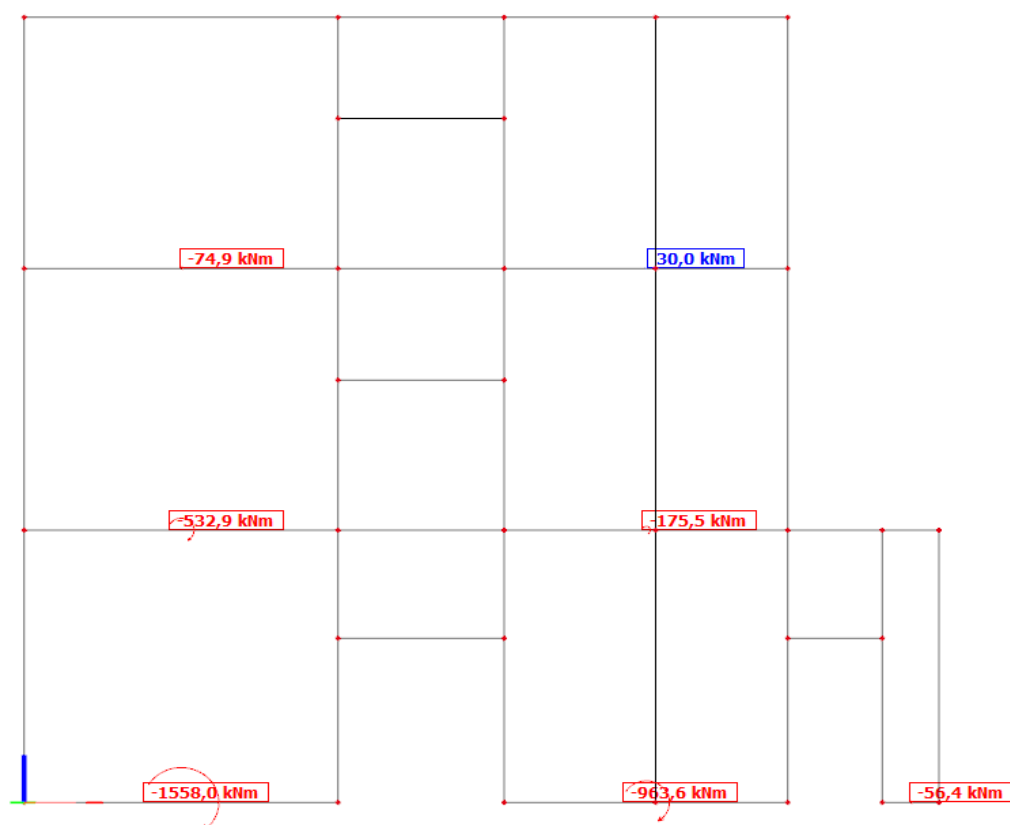
Poprečna sila u zidu (max)



Momenti savijanja u ravnini zida (min)



Momenti savijanja u ravnini zida (max)



PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA)

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w = 710,00$	cm	debljina zida	$b_w = 20,00$	cm
visina etaže	$h_e = 350,00$	cm	duljina zida	$l_w = 100,00$	cm
svijetla visina zida	$h_s = 334,00$	cm			
duljina izvijanja	$l_i = 3,34$	m	zaštitni sloj	$c = 2,5$	cm
statička visina presjeka			$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$	4,00	cm
			$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$	96,00	cm
			$d_y = h - d_1 =$	16,00	cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} = 2,5$	kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 1,67$	kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$	kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$	kN/cm ²
	$E_s = 20500$	kN/cm ²			

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravni zida	$M_{Ed,max} = 70,30$	kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} = 114,60$	kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} = 60,00$	kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} = -336,30$	kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,10 < 0,4$$

Zadovoljava!

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = 24,61 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,010 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,296$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,987$$

$$\text{deformacija betona } \epsilon_{c2} = -0,75 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,036$$

$$\text{deformacija čelika } \epsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) = 3,38$$

odabrano:	4	Φ 14	$A_{s1} = 6,15$	cm ²
-----------	---	------	-----------------	-----------------

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 90 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,min} = 0,002 b_w l = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

maksimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,max} = 0,04 b_w l = 80,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

odabrana armatura hrpta: mreže Q-524 obostrano $A_{sh,prov} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg}\Theta + \text{tg}\Theta) = 691,2 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg}\Theta = \text{tg}\Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 90,0 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 691,2 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 1,172$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg}\Theta = 364,5 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00524$$

$$V_{Ed}' = 90,0 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 364,5 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

- minimalna armatura za zid = 20,0 cm

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm} / f_{yk} \times b \times d = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA)

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w = 1125,00$	cm	debljina zida	$b_w = 20,00$	cm
visina etaže	$h_e = 390,00$	cm	duljina zida	$l_w = 415,00$	cm
svijetla visina zida	$h_s = 370,00$	cm			
duljina izvijanja	$l_i = 3,70$	m	zaštitni sloj	$c = 2,5$	cm
statička visina presjeka			$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$	4,00	cm
			$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$	411,00	cm
			$d_y = h - d_1 =$	16,00	cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} = 2,5$	kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 =$	1,67	kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 =$	43,48	kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 =$	43,48	kN/cm ²
	$E_s = 20500$	kN/cm ²				

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravnini zida	$M_{Ed,max} = 1558,00$	kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} = -602,00$	kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} = 984,00$	kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} = -1208,00$	kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,09 < 0,4$$

Zadovoljava!

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = 2938,87 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,060 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,296$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,966$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -2,01 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,091$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) = 5,85$$

odabrano: 4 $\Phi 14$ $A_{s1} = 6,15 \text{ cm}^2$

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 1476 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,min} = 0,002 b_w l = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

maksimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,max} = 0,04 b_w l = 80,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

odabrana armatura hrpta: mreže Q-524 obostrano $A_{sh,prov} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg}\Theta + \text{tg}\Theta) = 2959,2 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg}\Theta = \text{tg}\Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 1476,0 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 2959,2 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 0,382$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg}\Theta = 1512,8 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00524$$

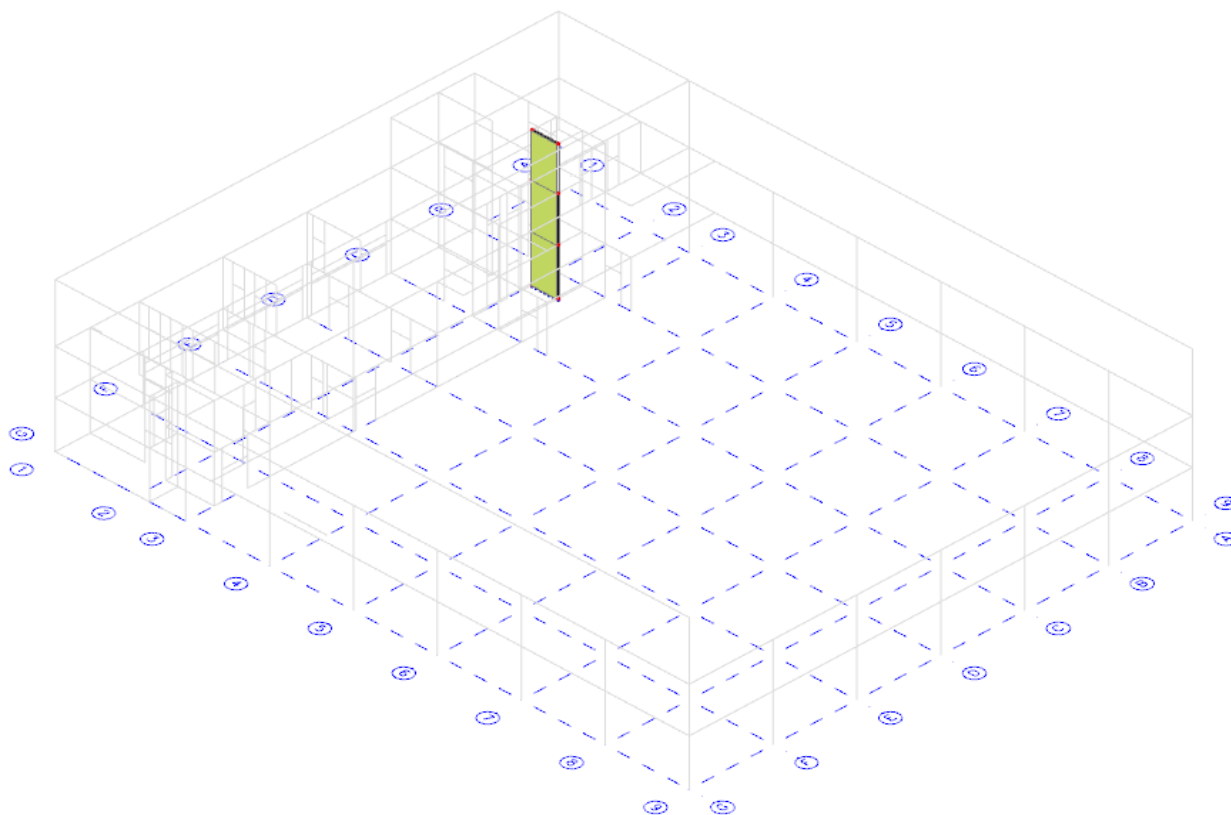
$$V_{Ed}' = 1476,0 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 1512,8 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

- minimalna armatura za zid = 25,0 cm

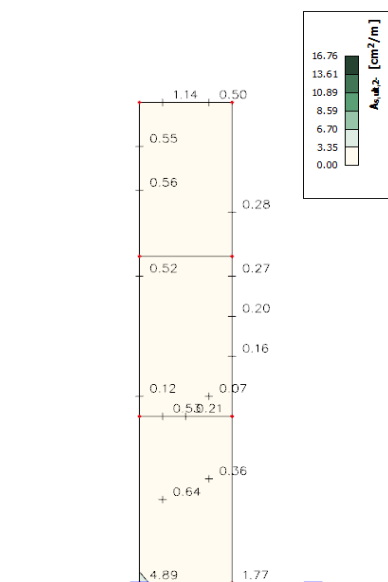
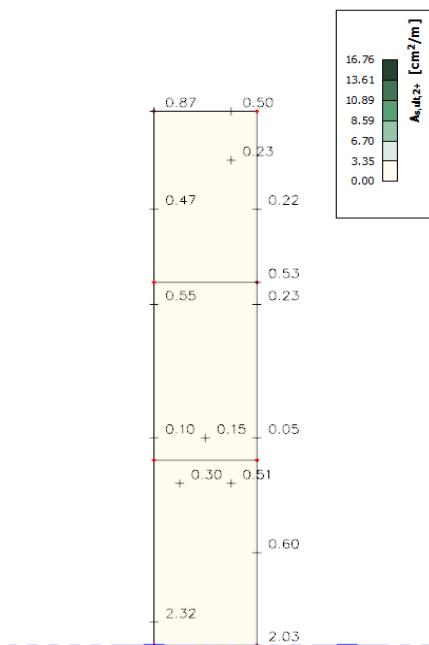
$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

15.7. PRORAČUN ZIDA U OSI B1

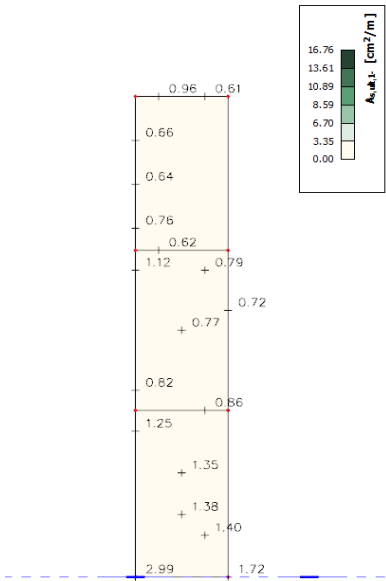
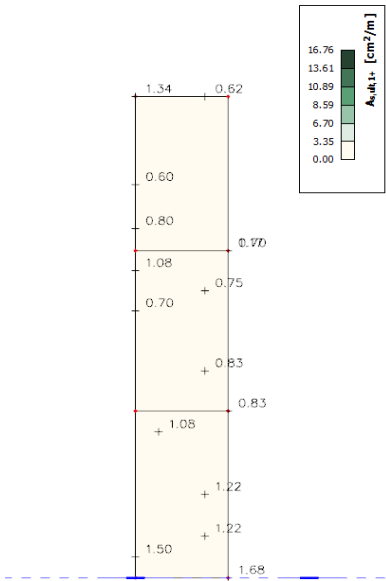


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

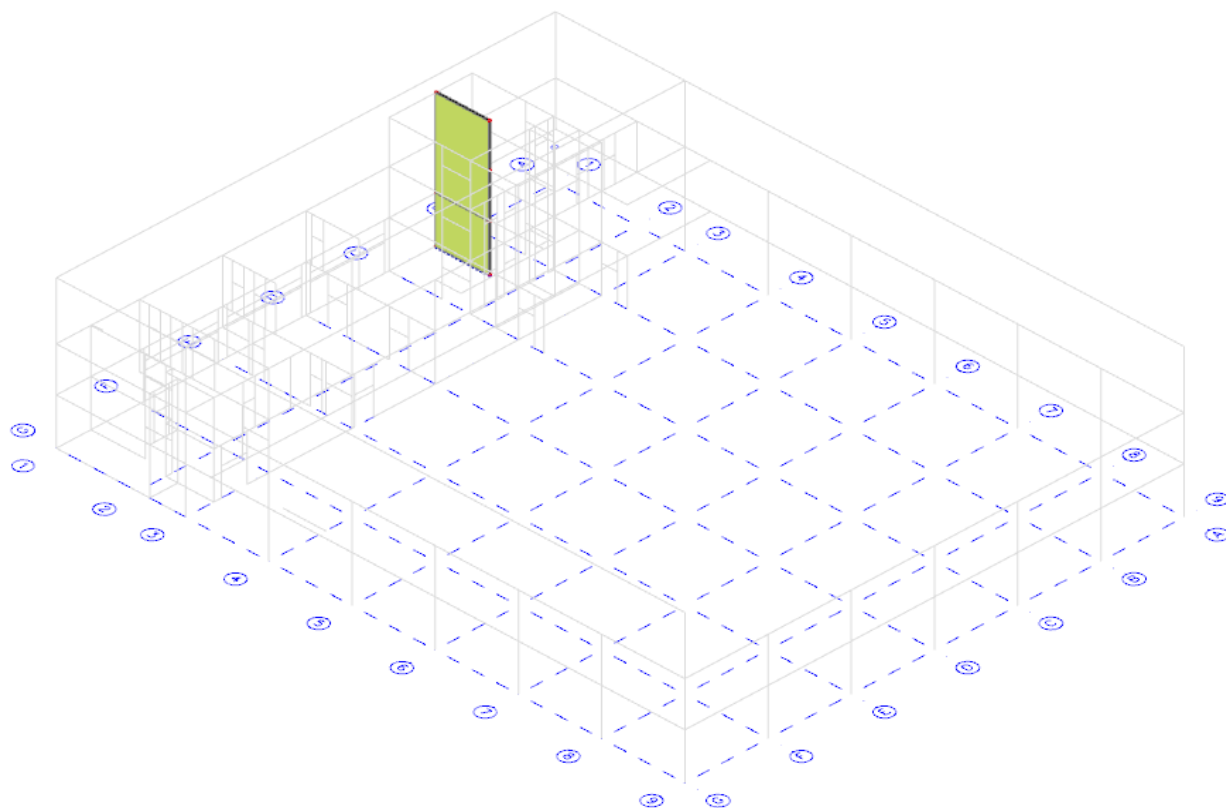
Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm²/m') - seizmika

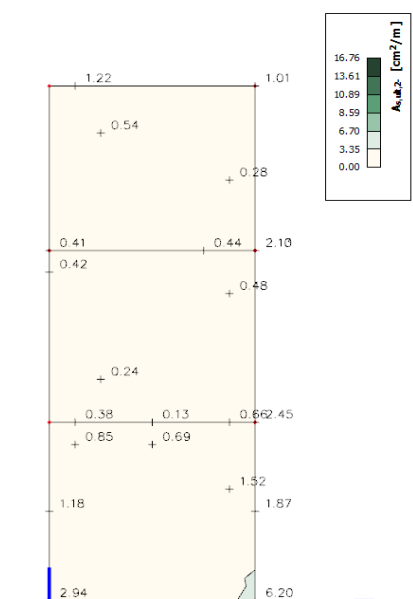
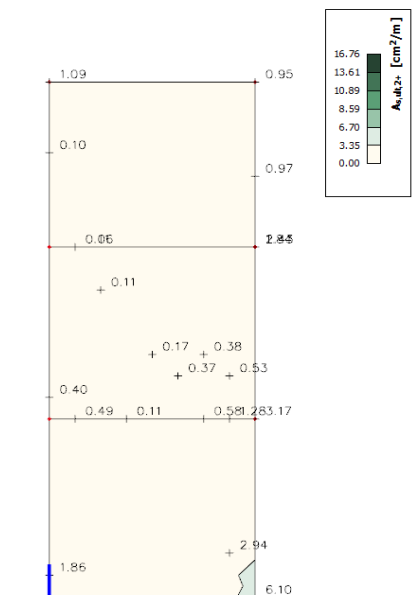


15.8. PRORAČUN ZIDA U OSI B2

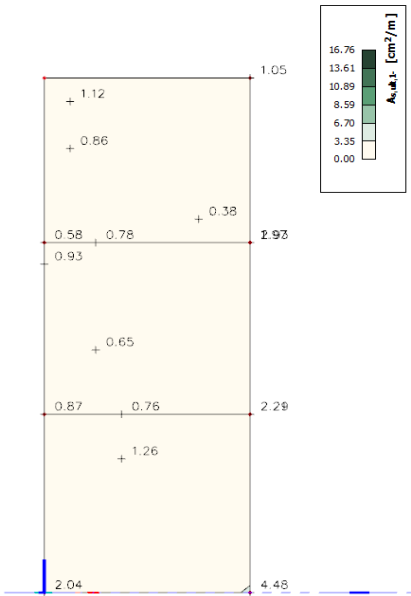
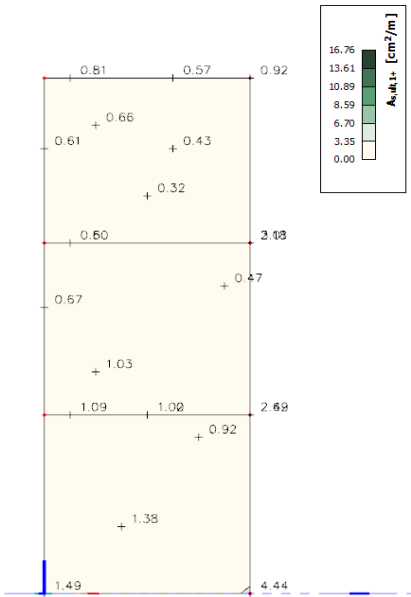


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

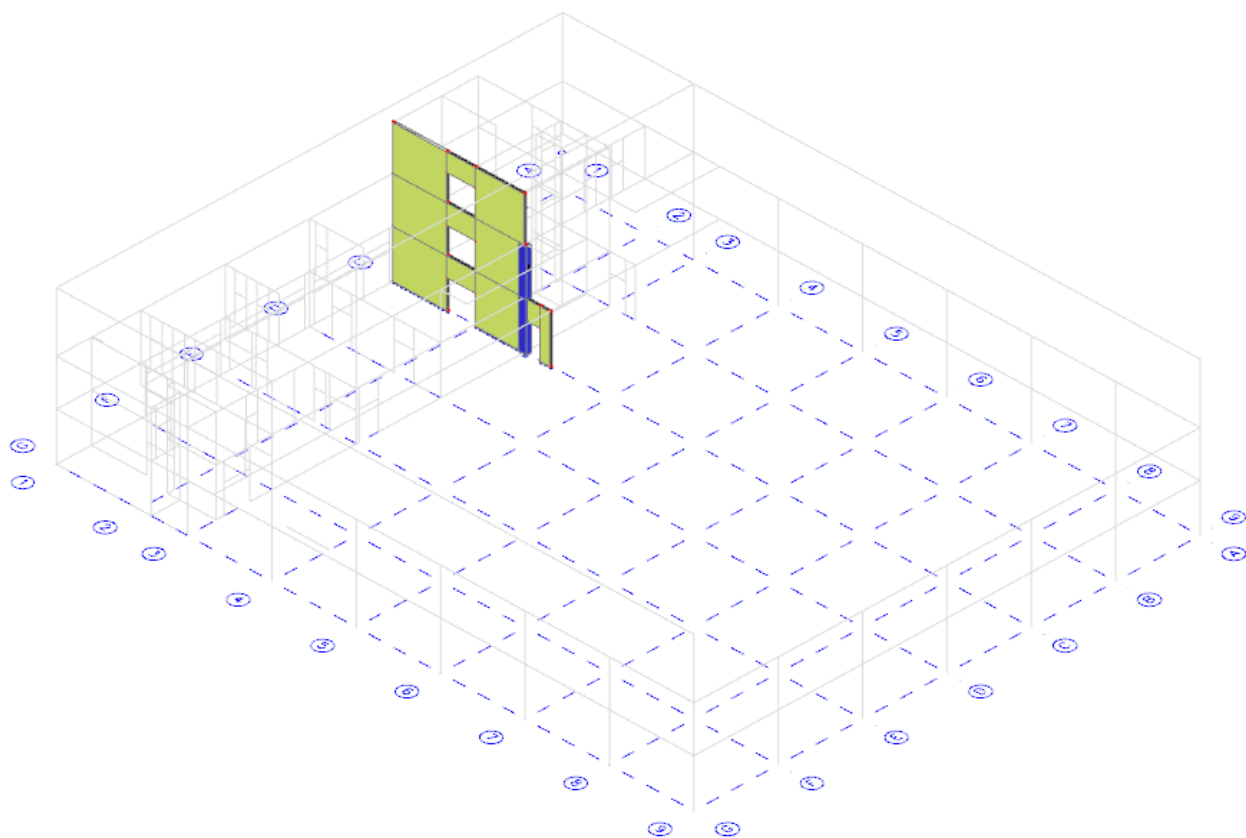
Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm²/m') - seizmika

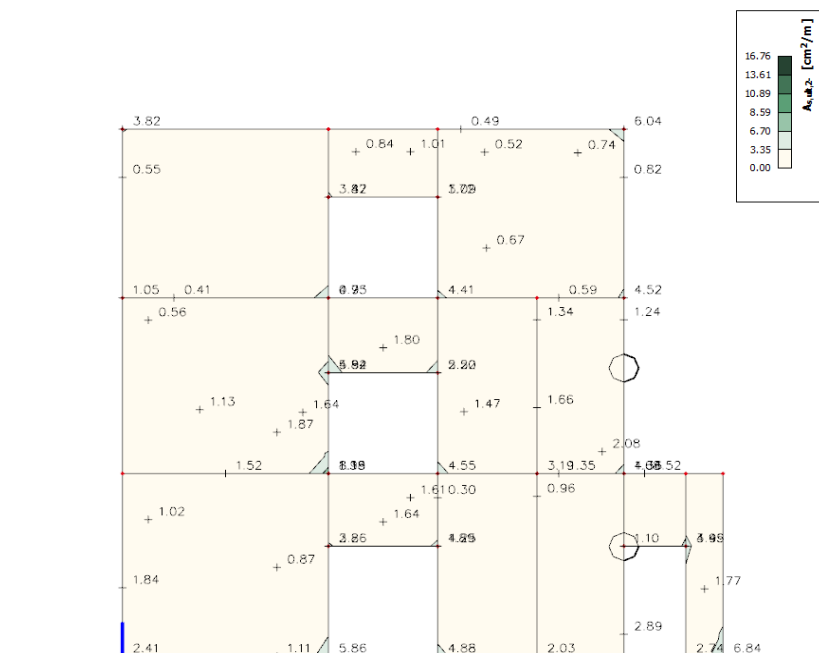
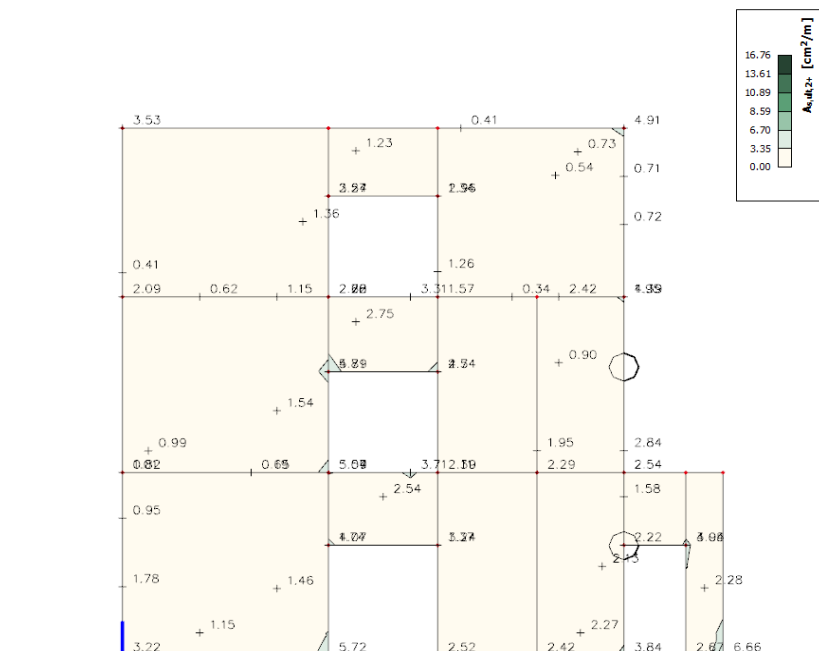


15.9. PRORAČUN ZIDA U OSI C

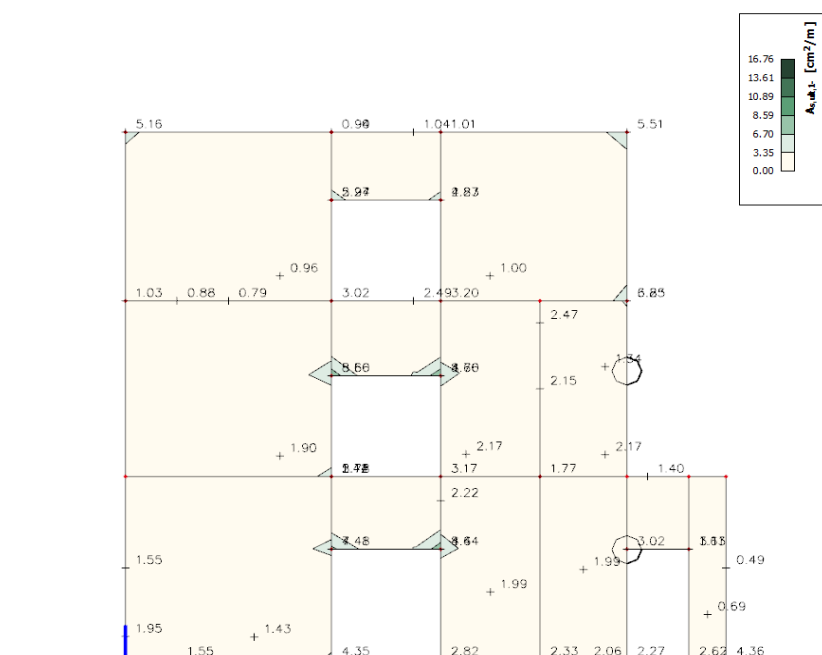
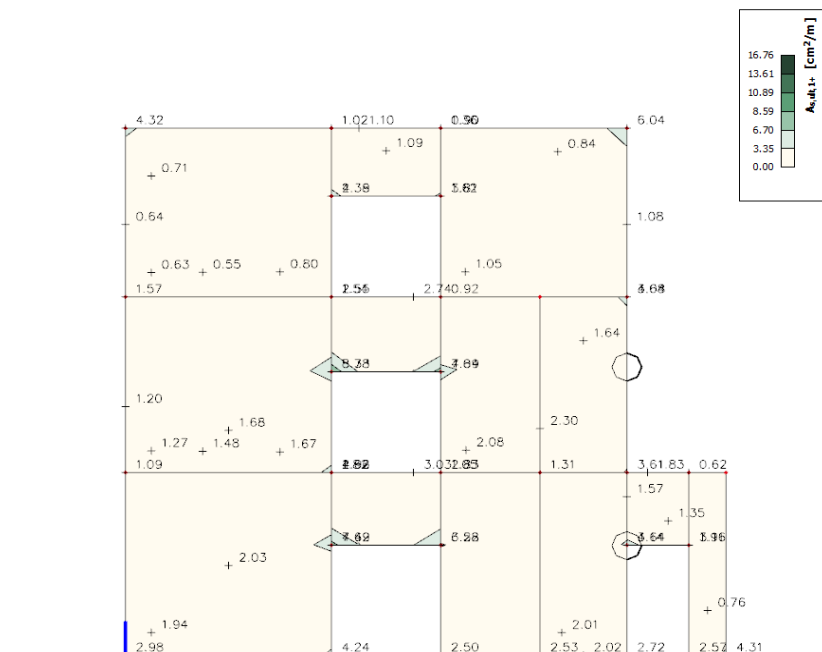


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



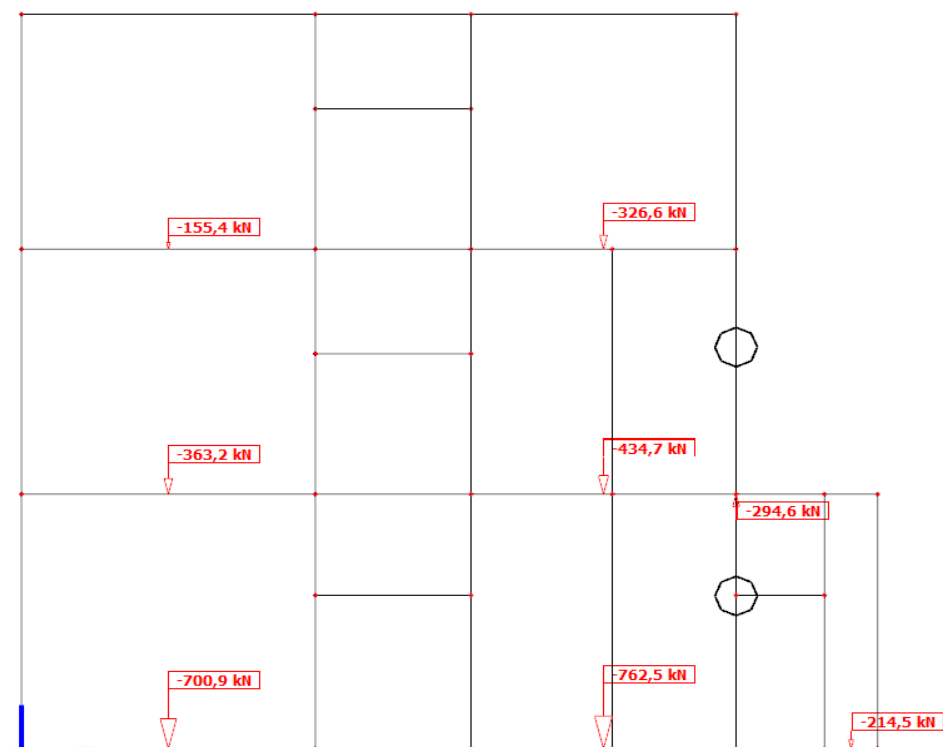
Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



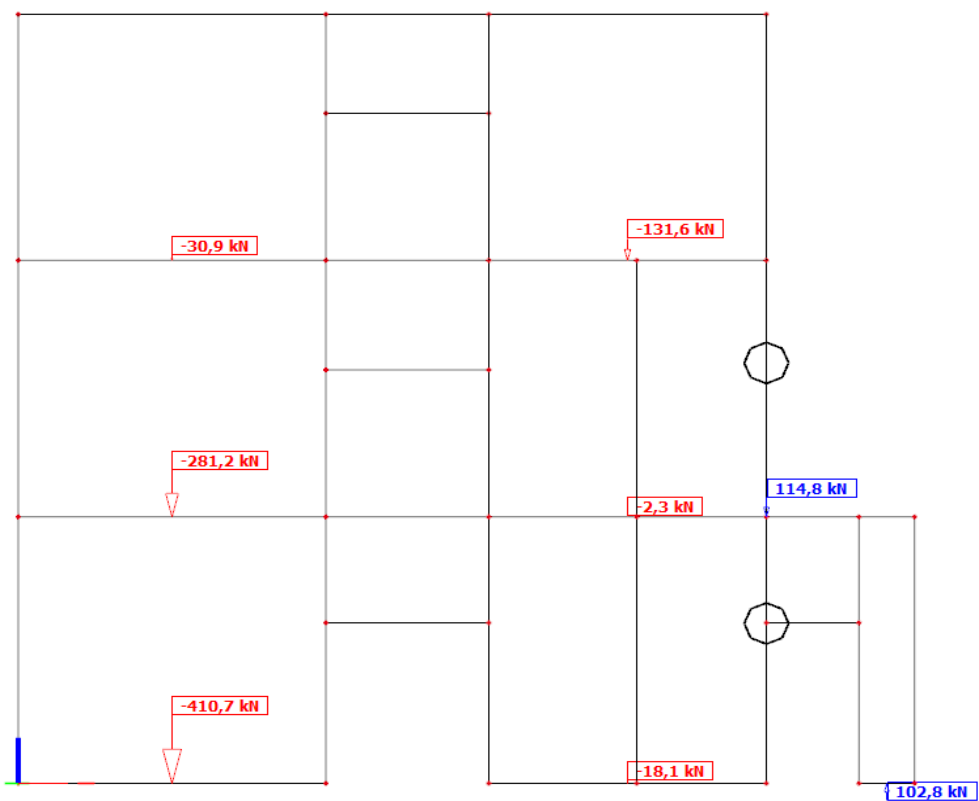
PRORAČUN ZIDA NA SEIZMIČKA DJELOVANJA

Unutarnje sile u zidu

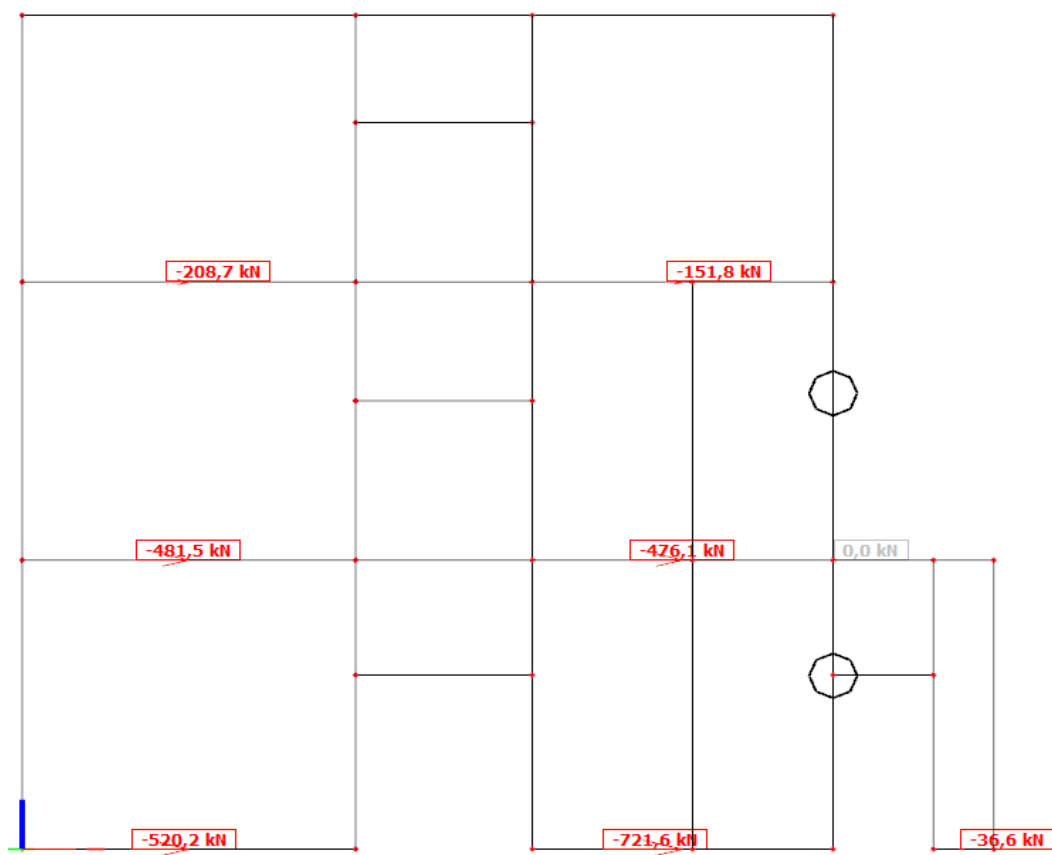
Minimalna uzdužna sila u zidu



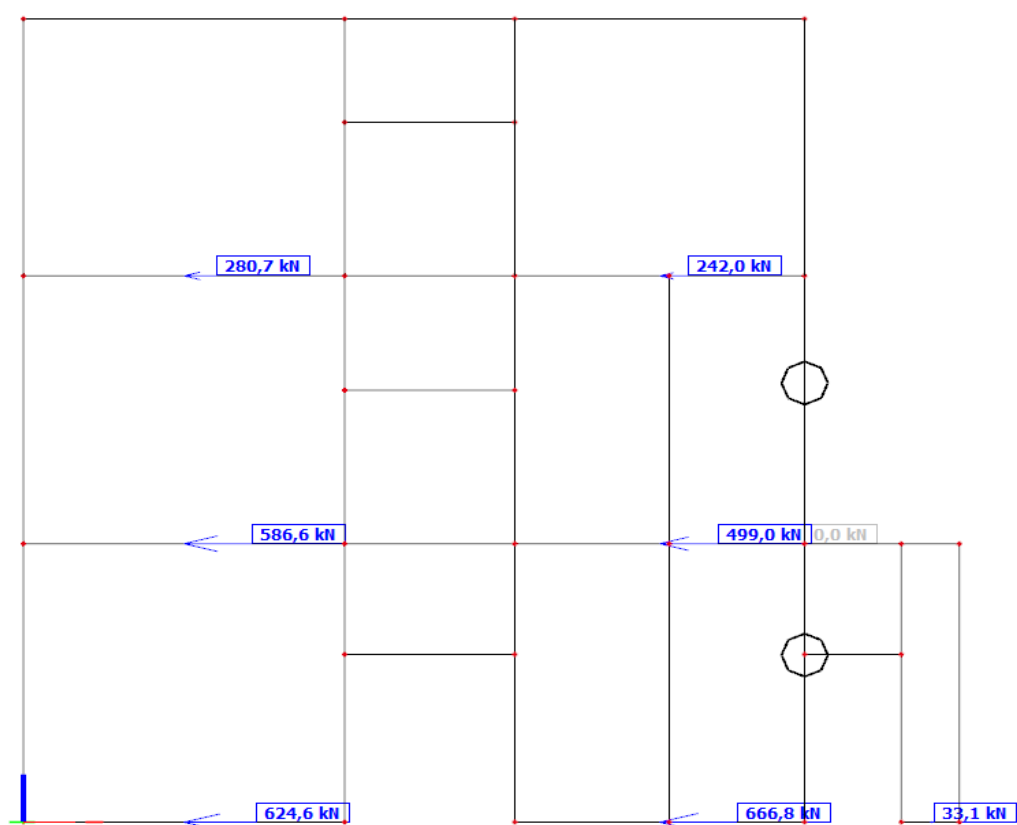
Maksimalna uzdužna sila u zidu



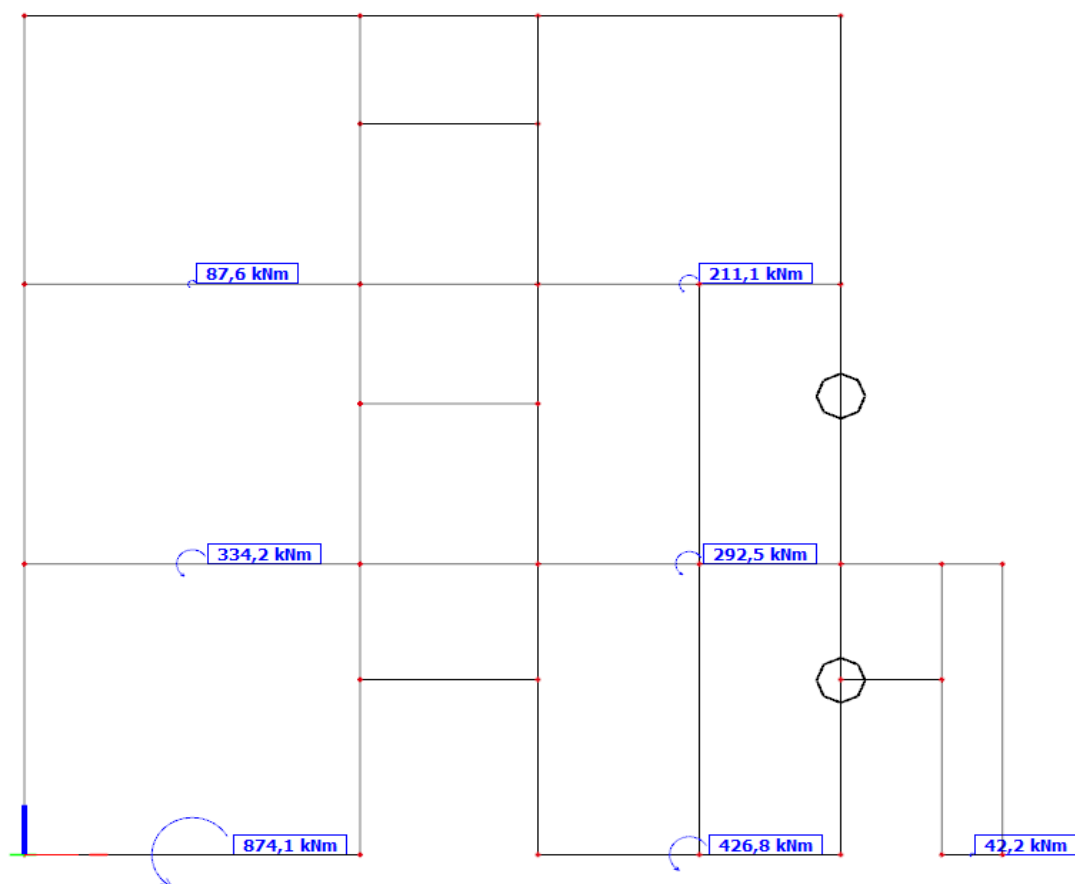
Poprečna sila u zidu (min)



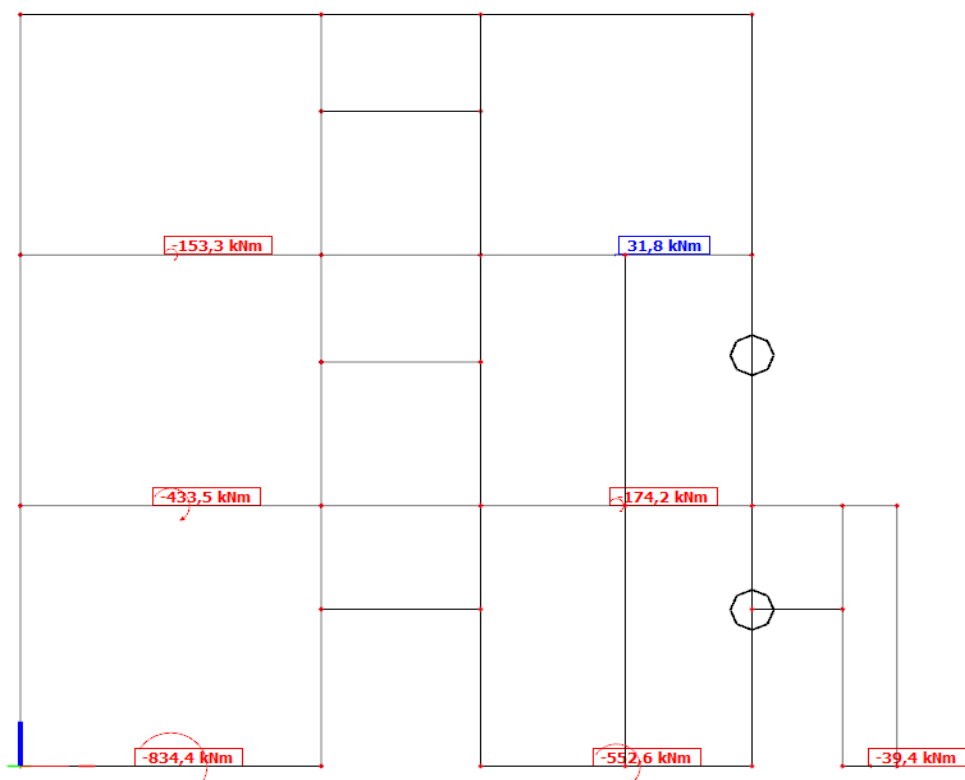
Poprečna sila u zidu (max)



Momenti savijanja u ravnini zida (min)



Momenti savijanja u ravnini zida (max)



PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA)

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w = 1250,00$	cm	debljina zida	$b_w = 20,00$	cm
visina etaže	$h_e = 390,00$	cm	duljina zida	$l_w = 415,00$	cm
svijetla visina zida	$h_s = 370,00$	cm			
duljina izvijanja	$l_i = 3,70$	m	zaštitni sloj	$c = 2,5$	cm
statička visina presjeka			$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$	4,00	cm
			$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$	411,00	cm
			$d_y = h - d_1 =$	16,00	cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} = 2,5$	kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 1,67$	kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$	kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$	kN/cm ²
	$E_s = 20500$	kN/cm ²			

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravni zida	$M_{Ed,max} = 874,00$	kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} = -411,00$	kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} = 625,00$	kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} = -701,00$	kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,05 < 0,4$$

Zadovoljava!

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = 1797,79 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,040 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,296$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,971$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -1,72 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,079$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) = 3,53$$

odabrano: 4 $\Phi 14$ $A_{s1} = 6,15 \text{ cm}^2$

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 937,5 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,min} = 0,002 b_w l = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

maksimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,max} = 0,04 b_w l = 80,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

odabrana armatura hrpta: mreže Q-335 obostrano $A_{sh,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg}\Theta + \text{tg}\Theta) = 2959,2 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg}\Theta = \text{tg}\Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 937,5 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 2959,2 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 0,337$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg}\Theta = 967,1 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00335$$

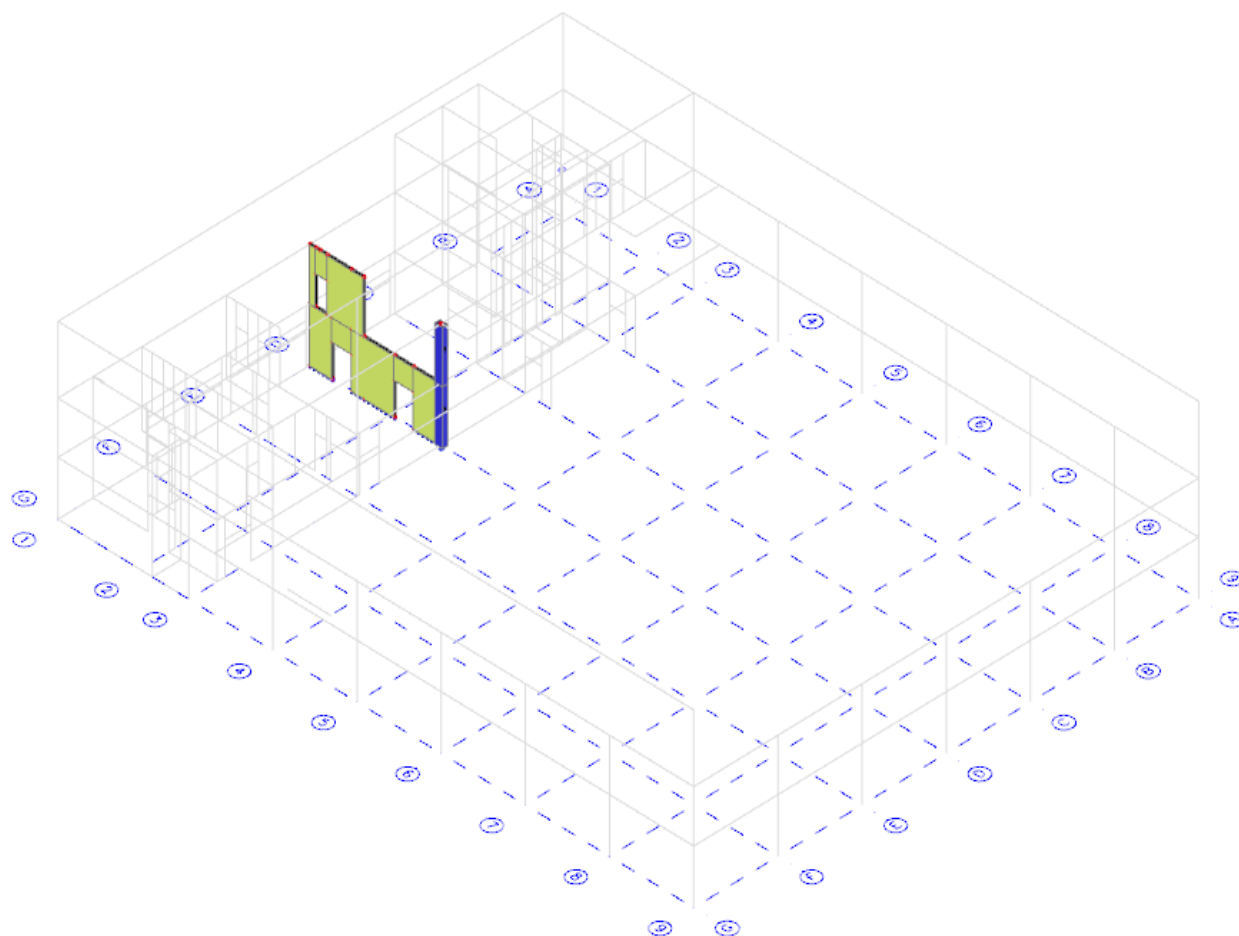
$$V_{Ed}' = 937,5 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 967,1 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

- minimalna armatura za zid = 20,0 cm

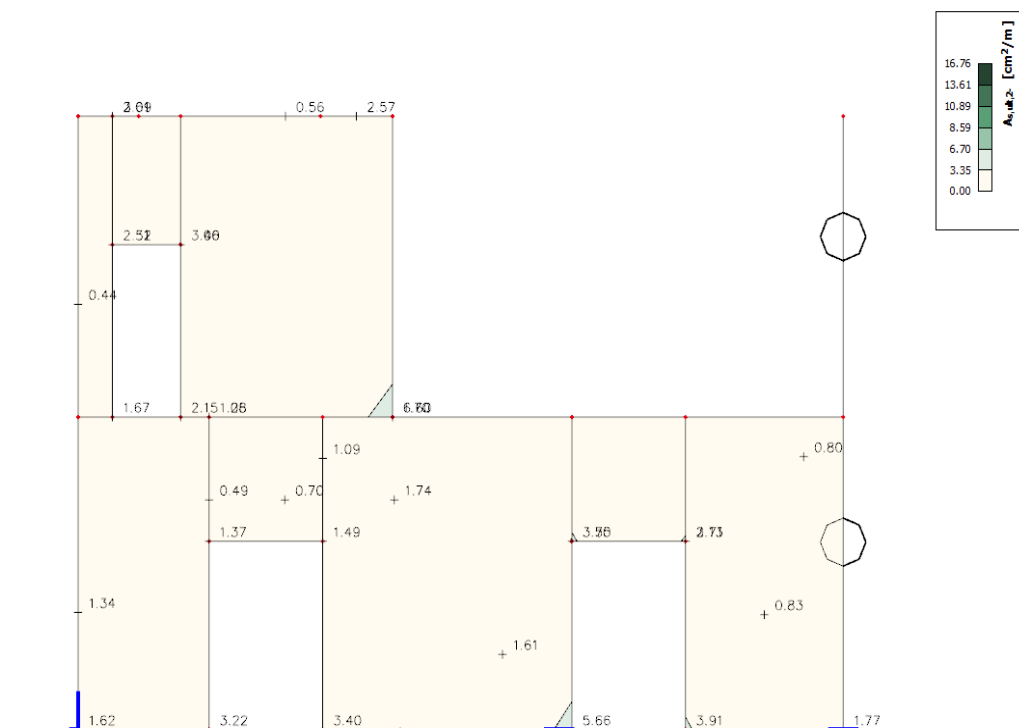
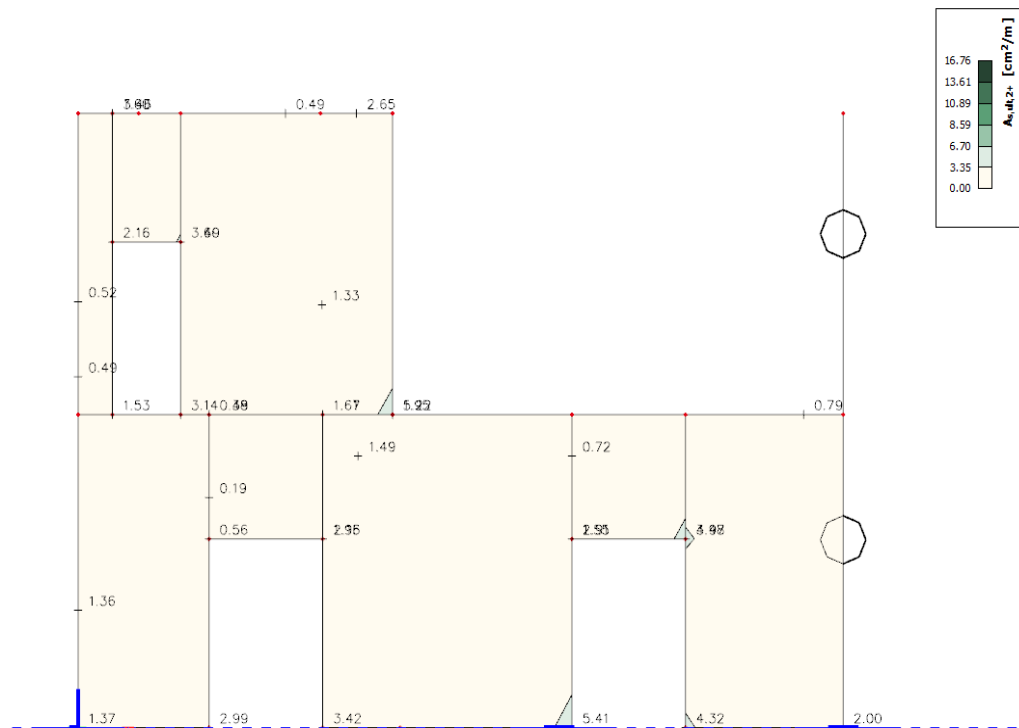
$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm} / f_{yk} \times b \times d = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

15.10. PRORAČUN ZIDA U OSI D

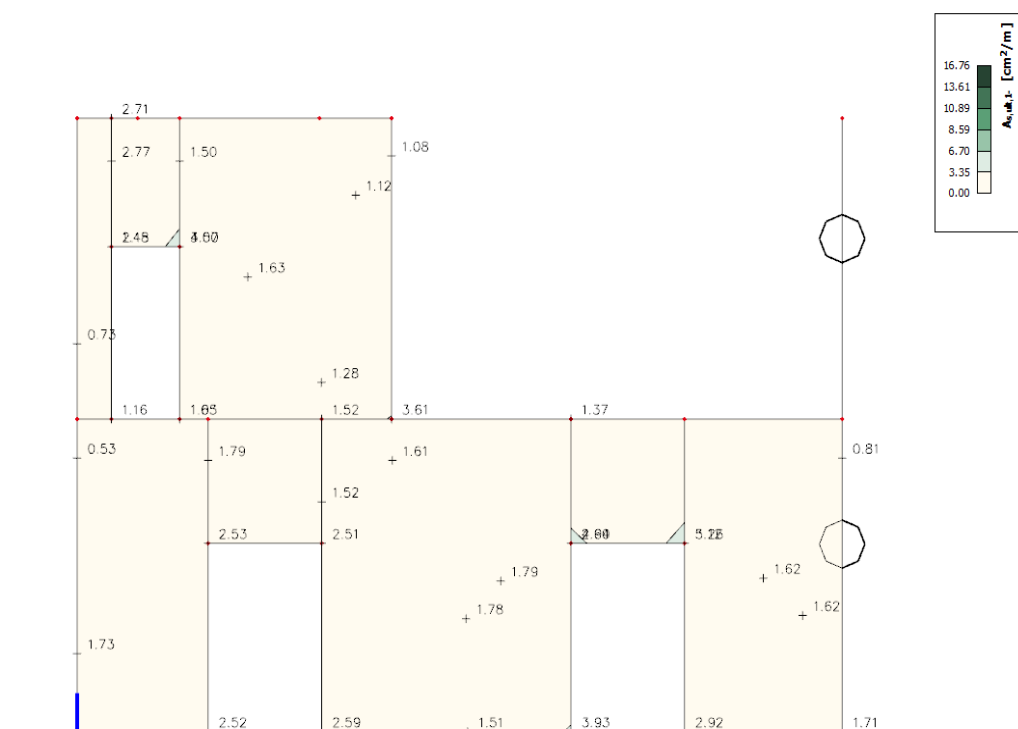
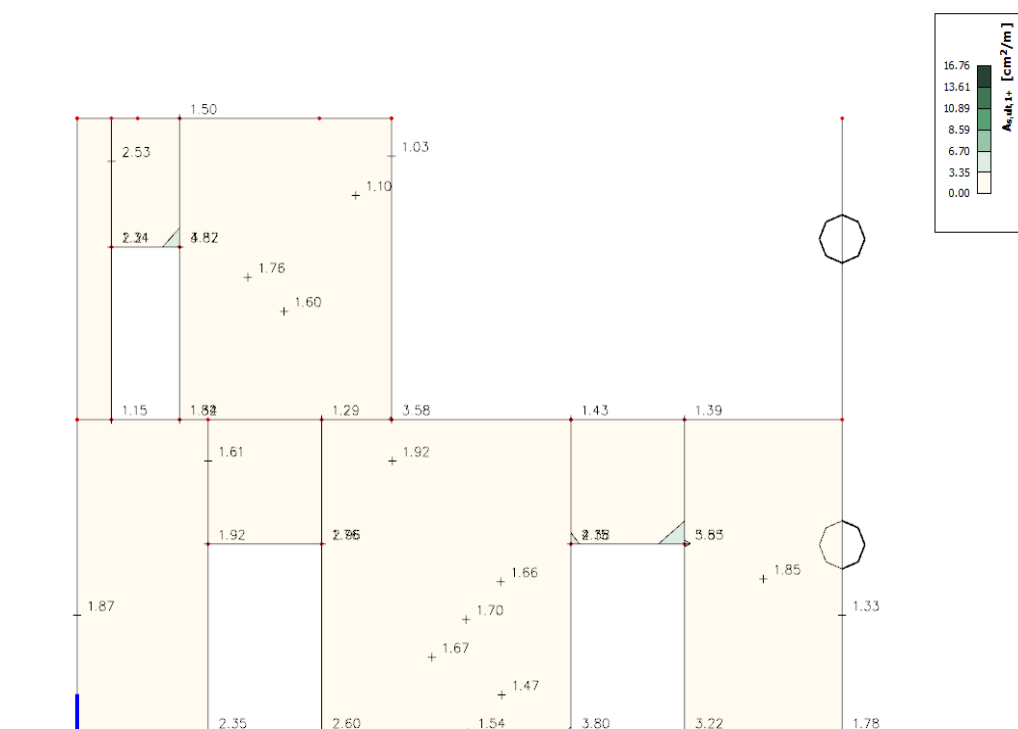


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



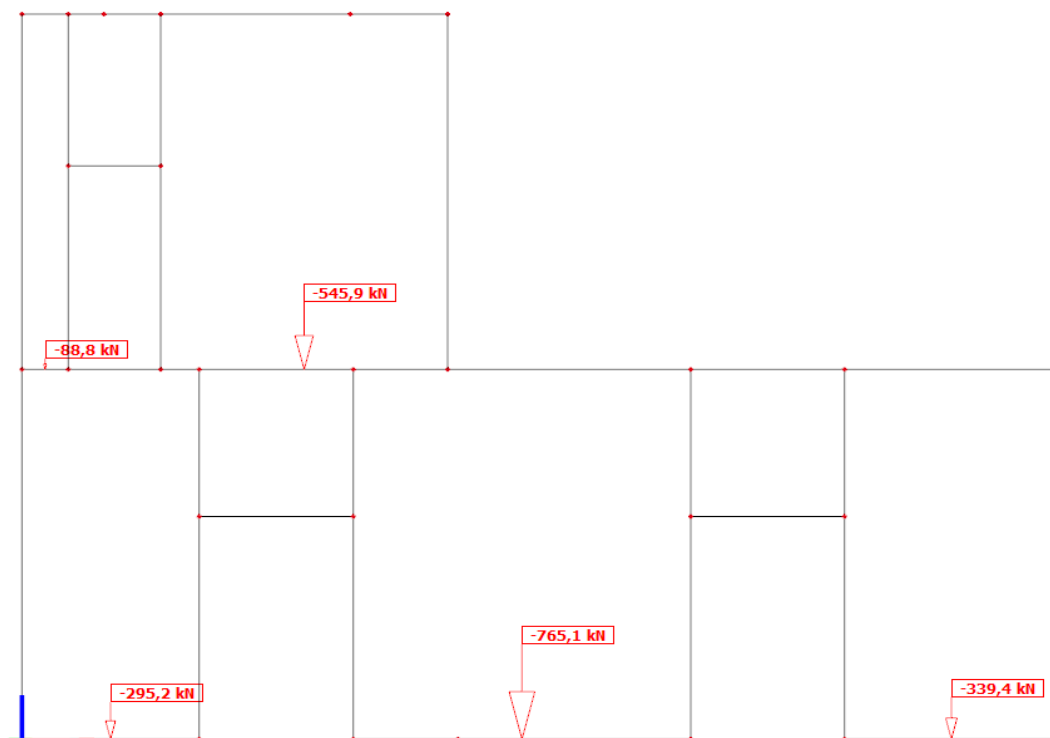
Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



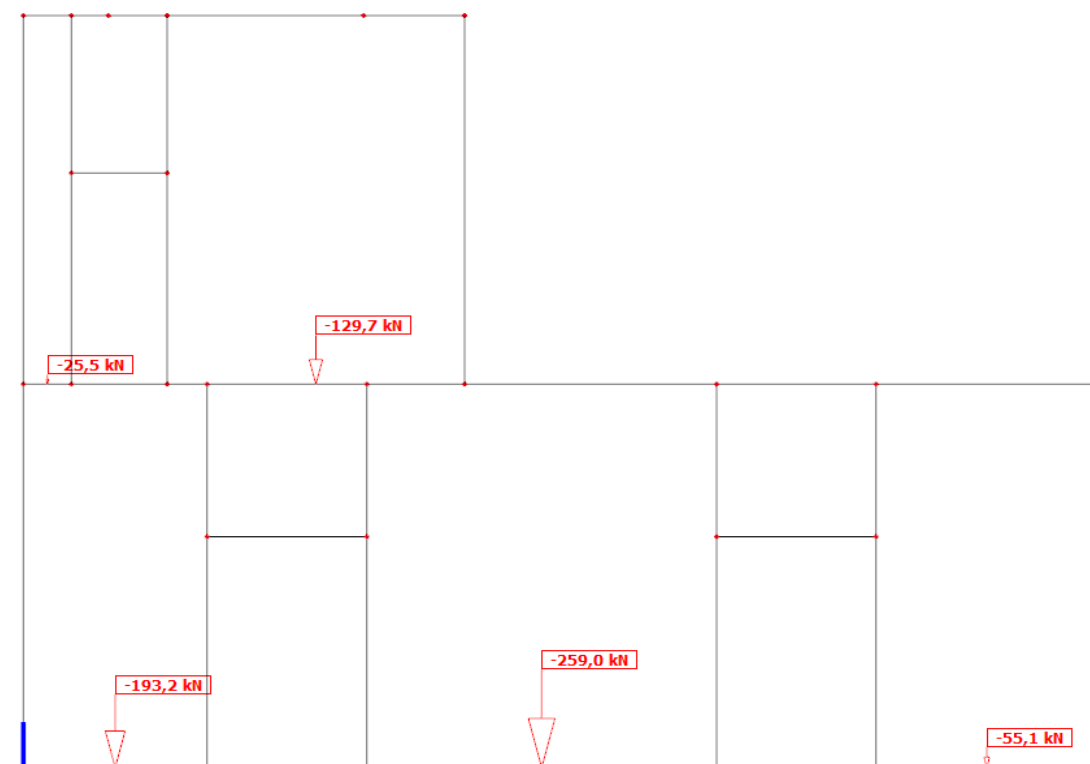
PRORAČUN ZIDA NA SEIZMIČKA DJELOVANJA

Unutarnje sile u zidu

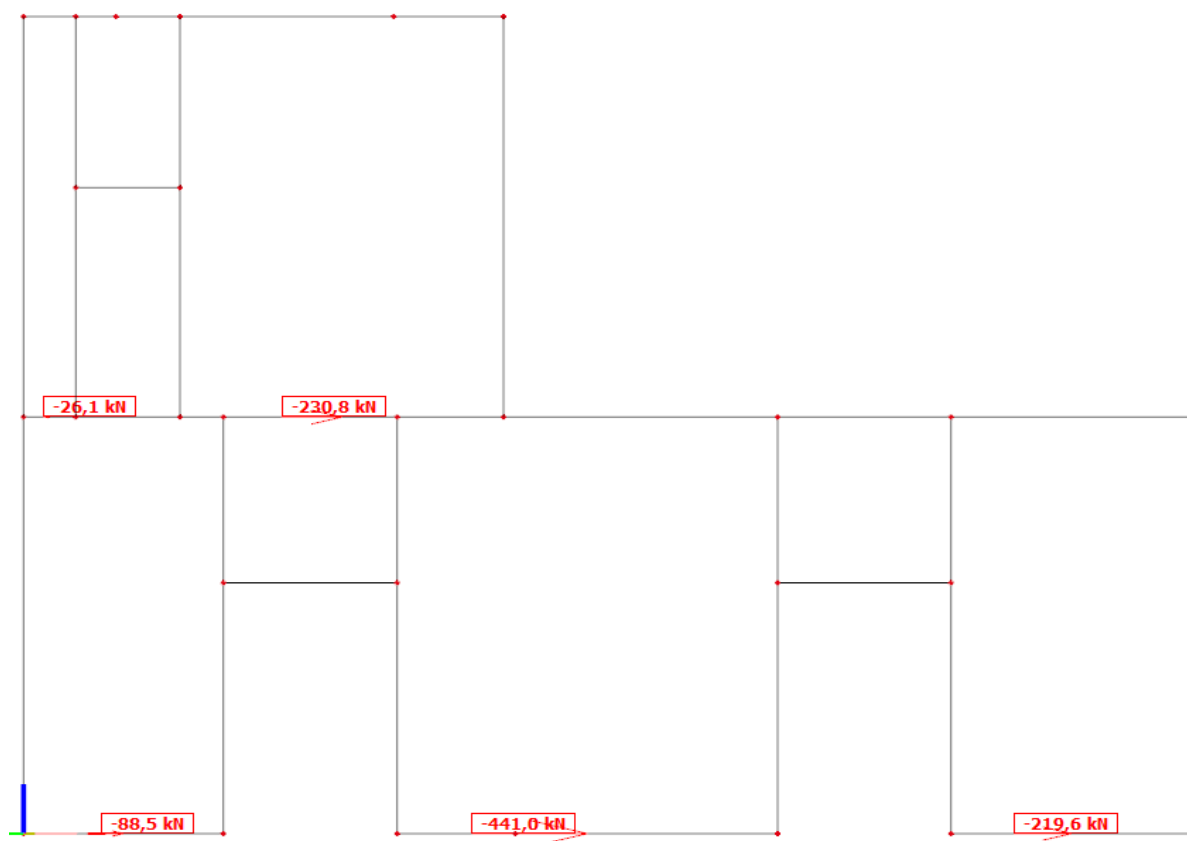
Minimalna uzdužna sila u zidu



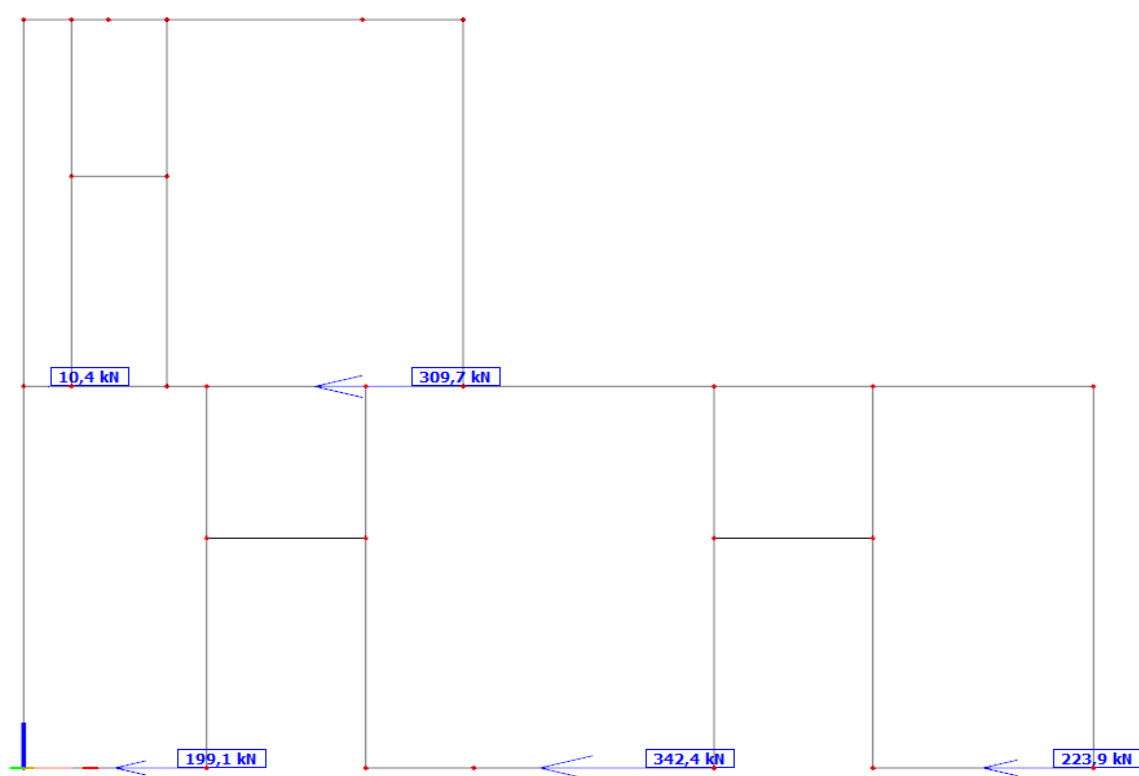
Maksimalna uzdužna sila u zidu



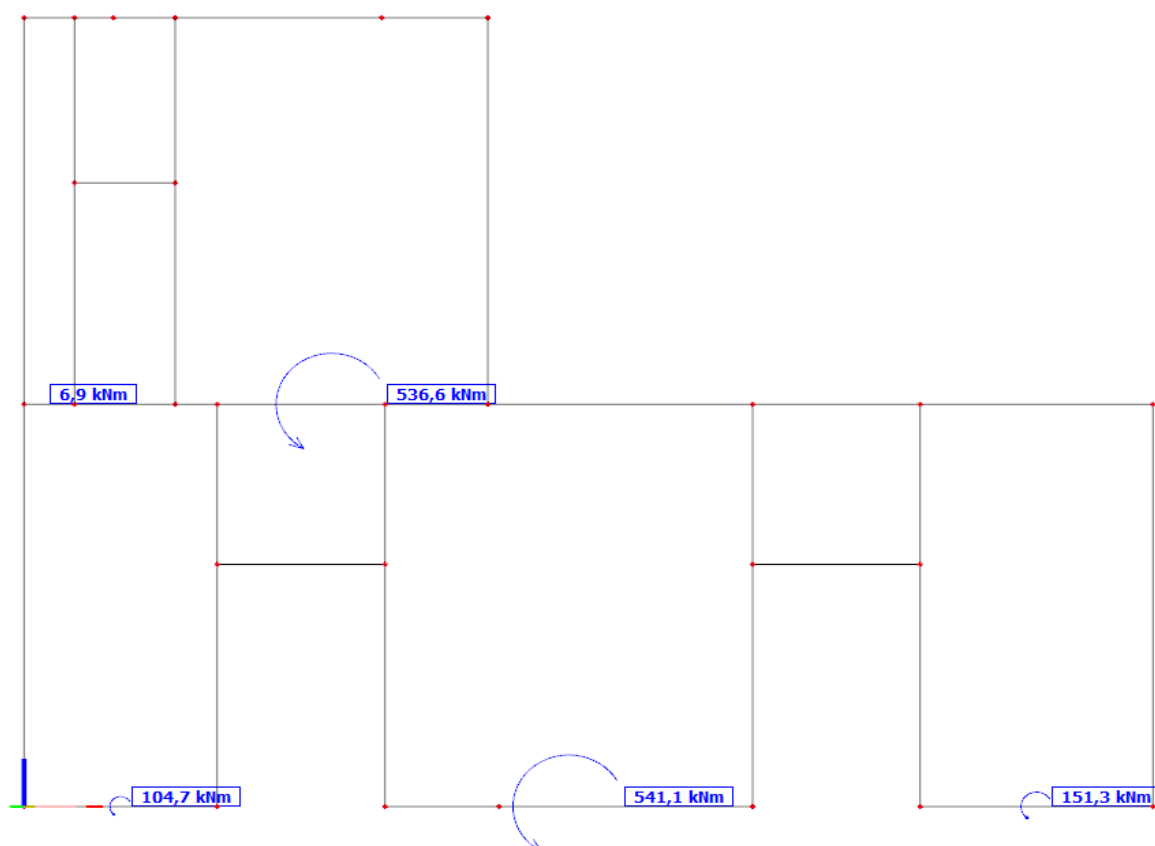
Poprečna sila u zidu (min)



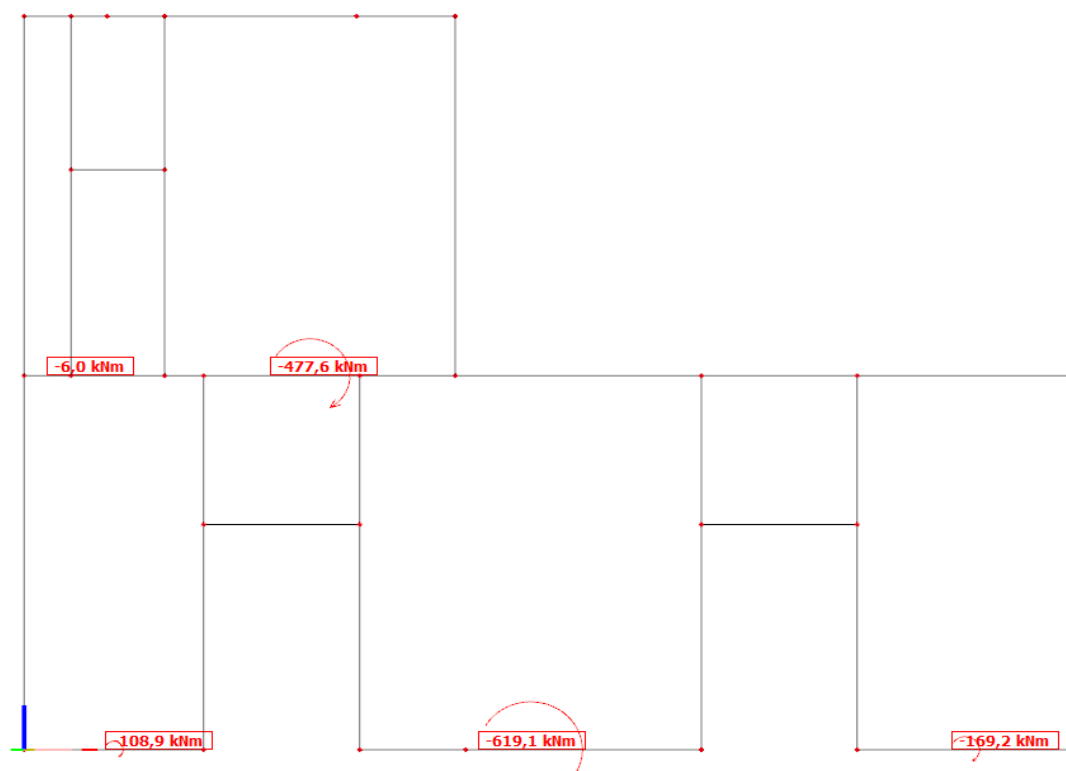
Poprečna sila u zidu (max)



Momenti savijanja u ravnini zida (min)



Momenti savijanja u ravnini zida (max)



PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA)

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w = 765,00$	cm	debljina zida	$b_w = 20,00$	cm
visina etaže	$h_e = 390,00$	cm	duljina zida	$l_w = 329,00$	cm
svijetla visina zida	$h_s = 370,00$	cm			
duljina izvijanja	$l_i = 3,70$	m	zaštitni sloj	$c = 2,5$	cm
statička visina presjeka			$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$	4,00	cm
			$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$	325,00	cm
			$d_y = h - d_1 =$	16,00	cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} = 2,5$	kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 =$	1,67	kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 =$	43,48	kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 =$	43,48	kN/cm ²
	$E_s = 20500$	kN/cm ²				

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravni zida	$M_{Ed,max} =$	619,00	kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} =$	-259,00	kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} =$	441,00	kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} =$	-765,00	kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,07 < 0,4$$

Zadovoljava!

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = 1096,60 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,040 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,296$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,971$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -1,72 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,079$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) = 4,31$$

odabrano:	4	Φ 14	$A_{s1} =$	6,15	cm ²
-----------	---	------	------------	------	-----------------

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 661,5 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,min} = 0,002 b_w l = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

maksimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,max} = 0,04 b_w l = 80,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

odabrana armatura hrpta: mreže Q-335 obostrano $A_{sh,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg}\Theta + \text{tg}\Theta) = 2340,0 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg}\Theta = \text{tg}\Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 661,5 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 2340,0 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 0,427$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg}\Theta = 766,7 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00335$$

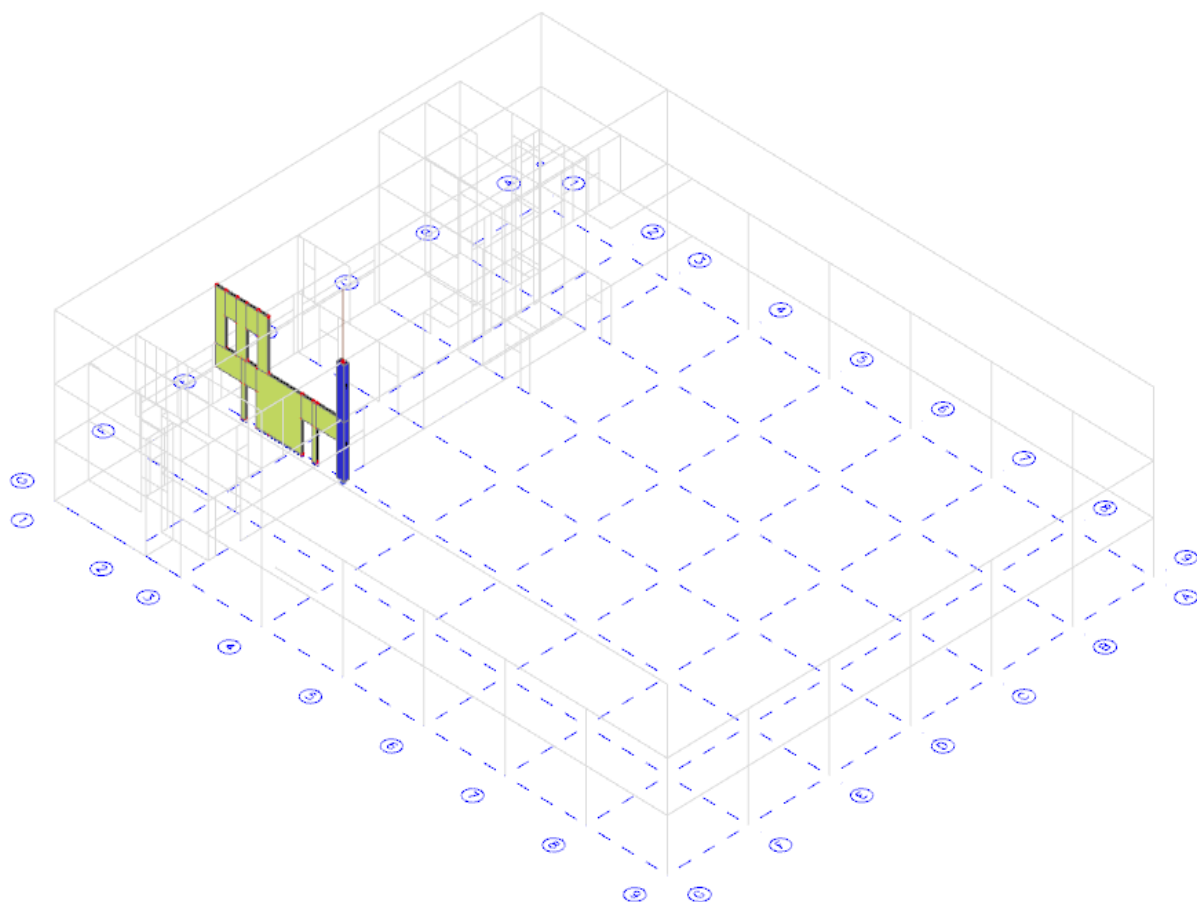
$$V_{Ed}' = 661,5 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 766,7 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

- minimalna armatura za zid = 20,0 cm

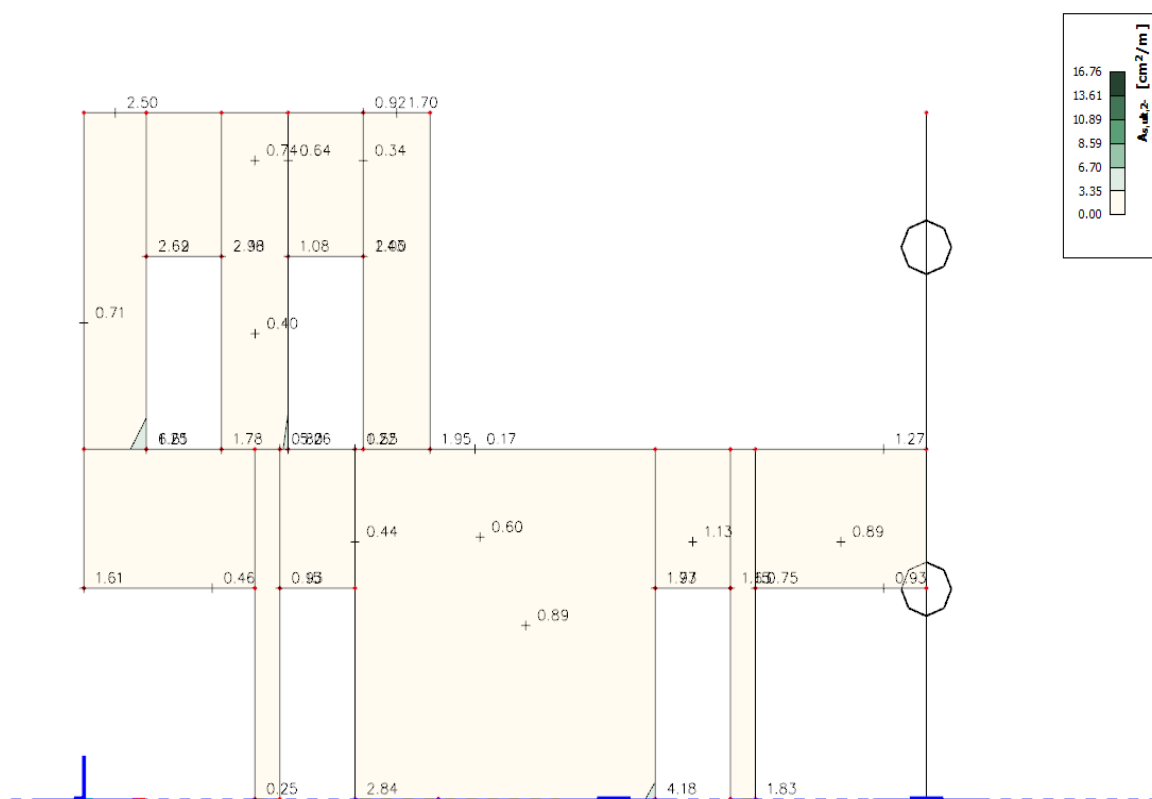
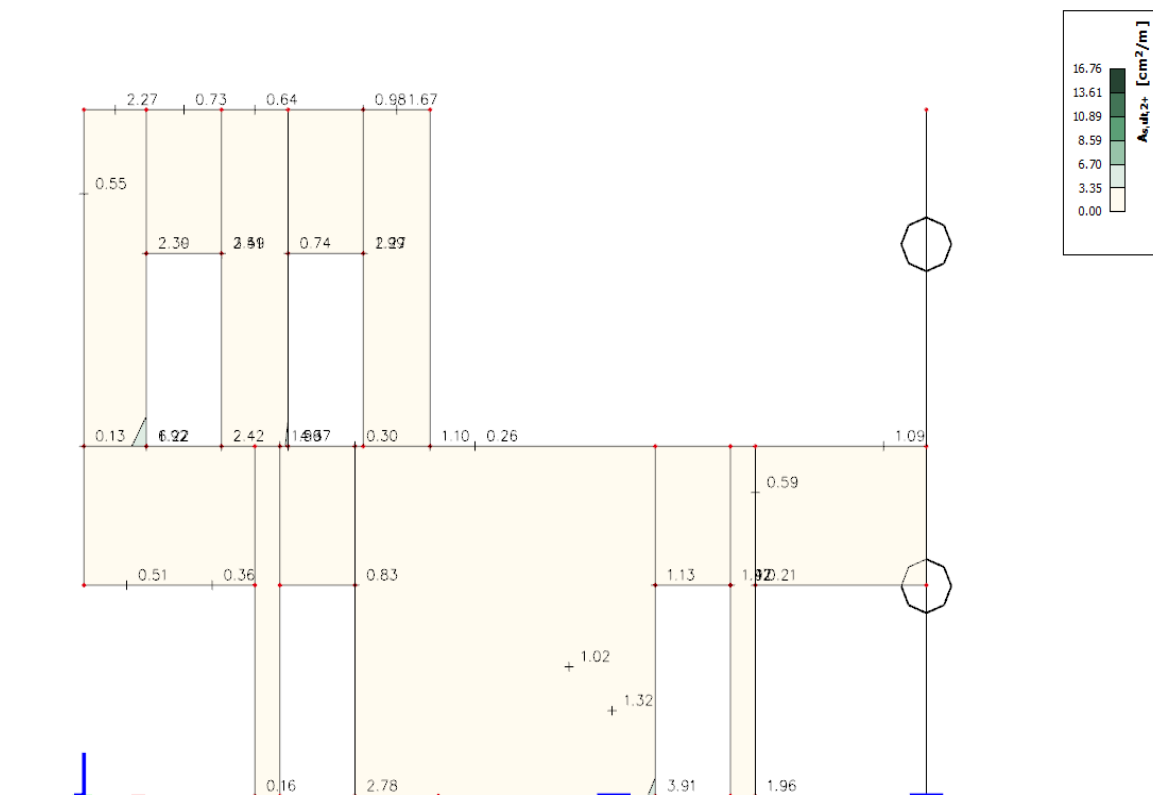
$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm} / f_{yk} \times b \times d = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

15.11. PRORAČUN ZIDA U OSI E

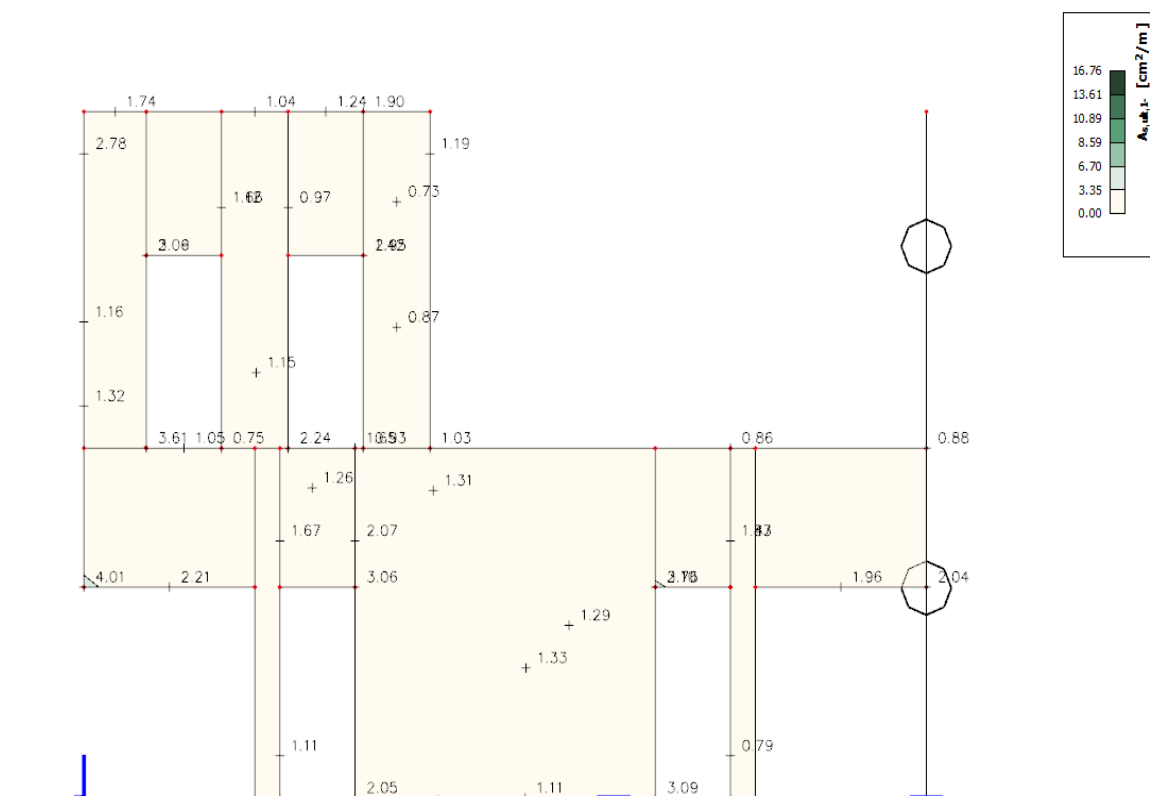
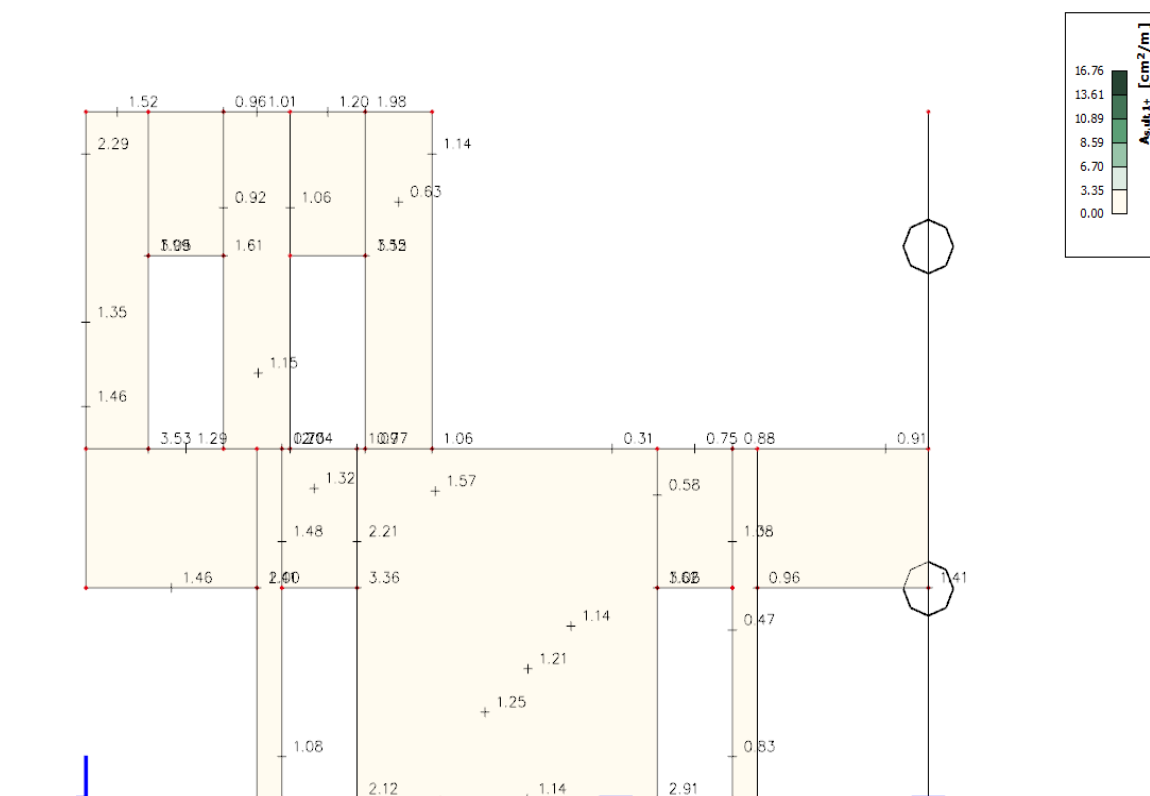


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



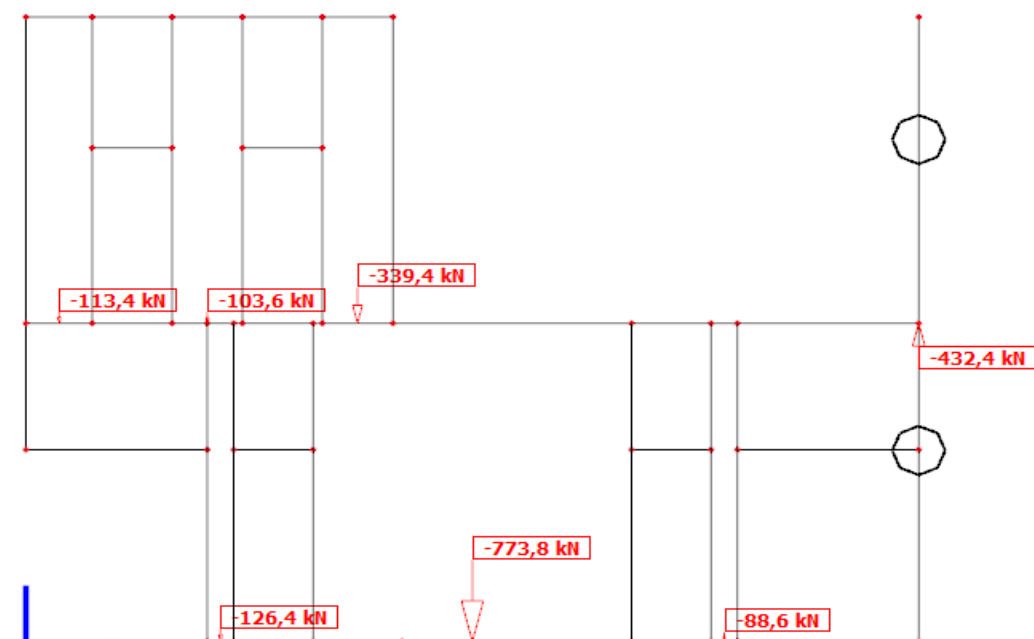
Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



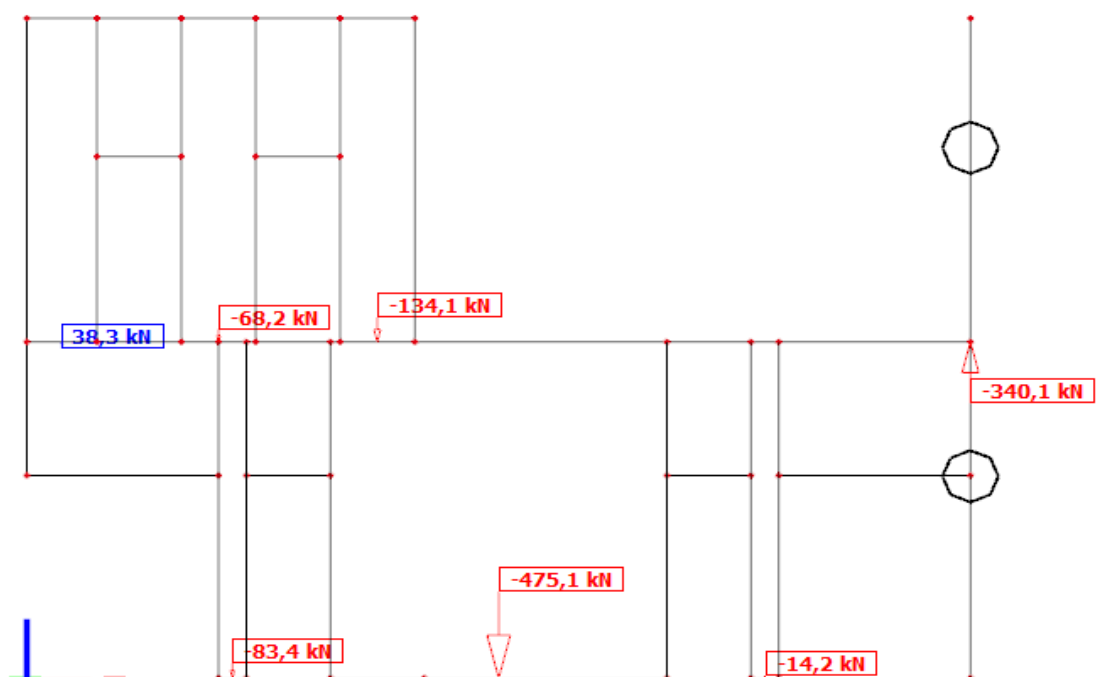
PRORAČUN ZIDA NA SEIZMIČKA DJELOVANJA

Unutarnje sile u zidu

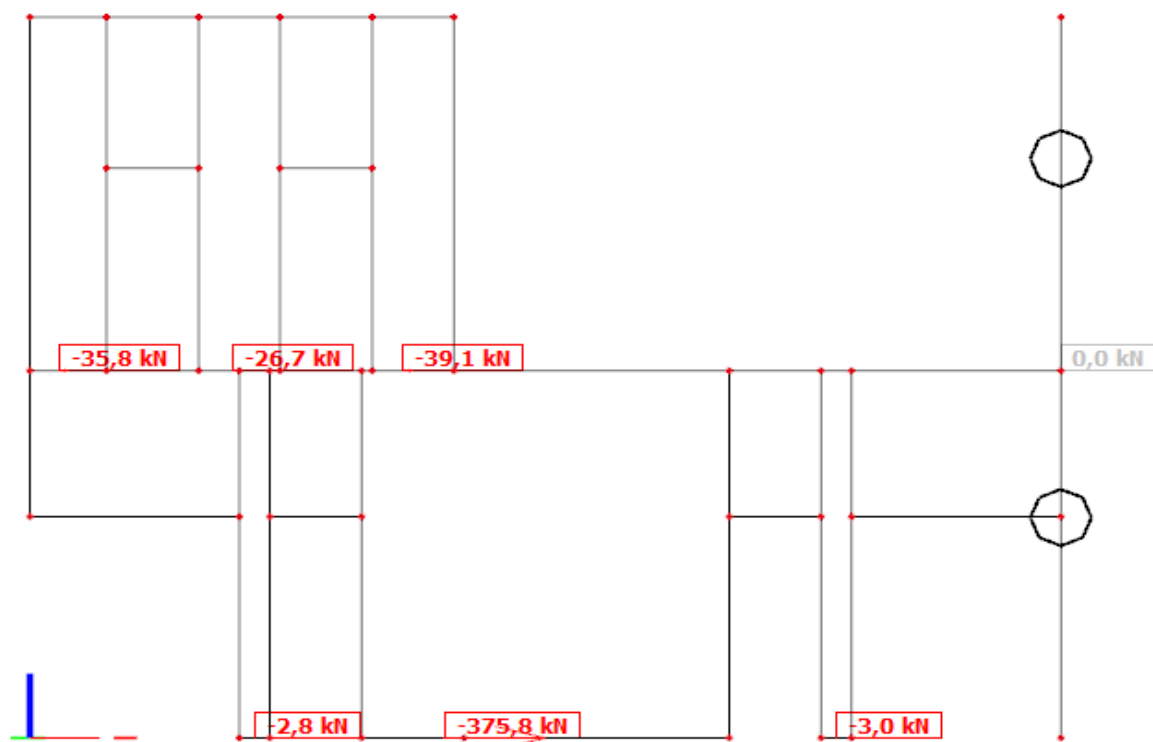
Minimalna uzdužna sila u zidu



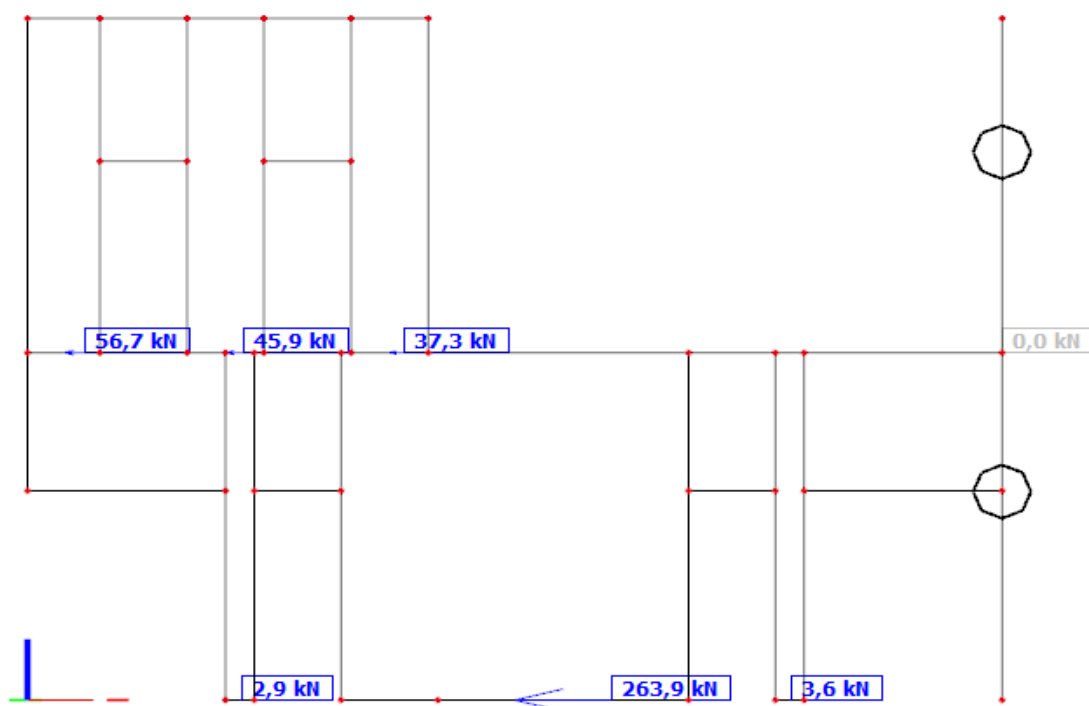
Maksimalna uzdužna sila u zidu



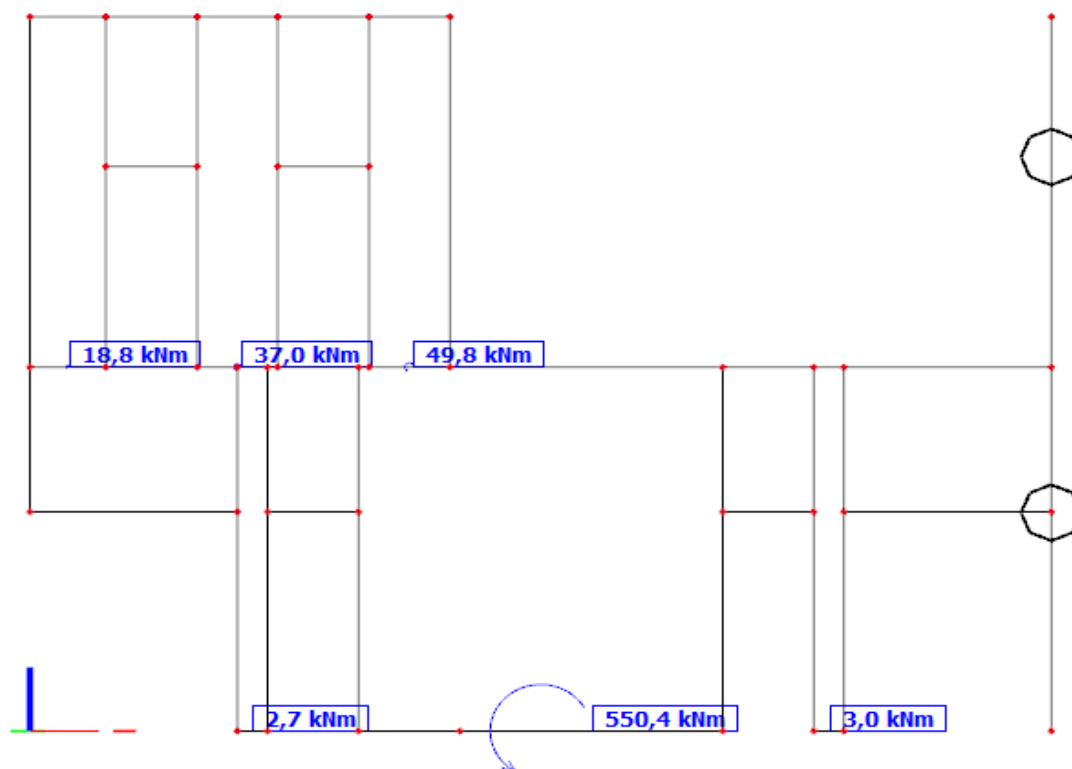
Poprečna sila u zidu (min)



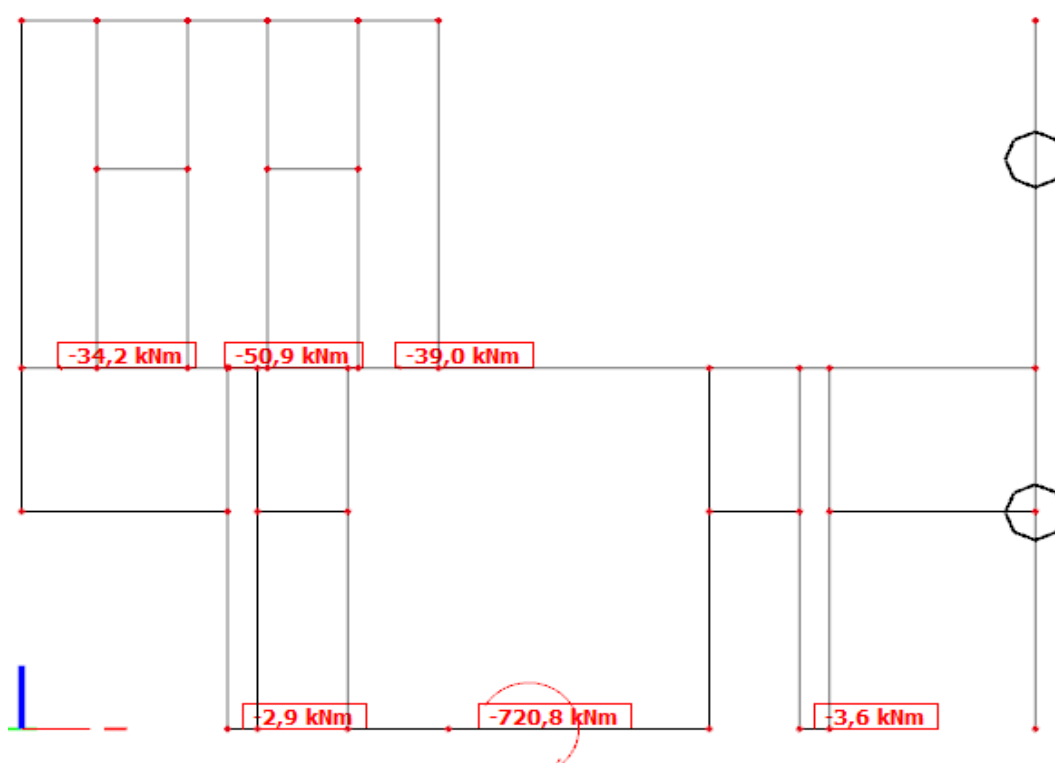
Poprečna sila u zidu (max)



Momenti savijanja u ravnini zida (min)



Momenti savijanja u ravnini zida (max)



PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA)

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w = 765,00$	cm	debljina zida	$b_w = 20,00$	cm
visina etaže	$h_e = 390,00$	cm	duljina zida	$l_w = 360,00$	cm
svijetla visina zida	$h_s = 370,00$	cm			
duljina izvijanja	$l_i = 3,70$	m	zaštitni sloj	$c = 2,5$	cm
statička visina presjeka			$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$	4,00	cm
			$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$	356,00	cm
			$d_y = h - d_1 =$	16,00	cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} = 2,5$	kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 1,67$	kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$	kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$	kN/cm ²
	$E_s = 20500$	kN/cm ²			

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravni zida	$M_{Ed,max} = 721,00$	kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} = -475,00$	kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} = 376,00$	kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} = -774,00$	kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,06 < 0,4$$

Zadovoljava!

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = 1629,10 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,040 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,296$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,971$$

$$\text{deformacija betona } \varepsilon_{c2} = -1,72 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,079$$

$$\text{deformacija čelika } \varepsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) = 0,32$$

odabrano: 4 $\Phi 14$ $A_{s1} = 6,15 \text{ cm}^2$

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 564 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,min} = 0,002 b_w l = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

maksimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,max} = 0,04 b_w l = 80,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

odabrana armatura hrpta: mreže Q-335 obostrano $A_{sh,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg}\Theta + \text{tg}\Theta) = 2563,2 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg}\Theta = \text{tg}\Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 564,0 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 2563,2 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 0,533$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg}\Theta = 839,0 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00335$$

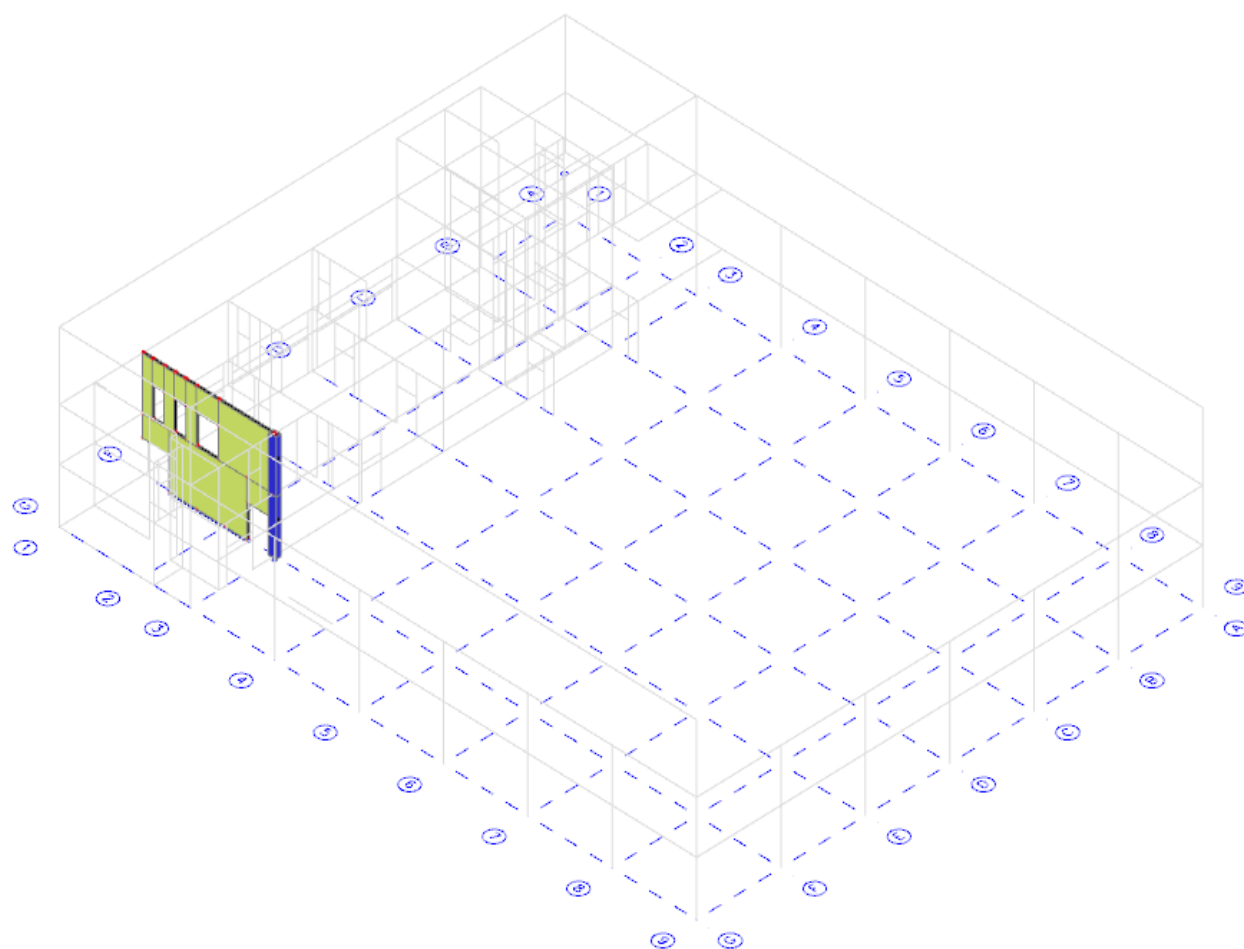
$$V_{Ed}' = 564,0 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 839,0 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

- minimalna armatura za zid = 20,0 cm

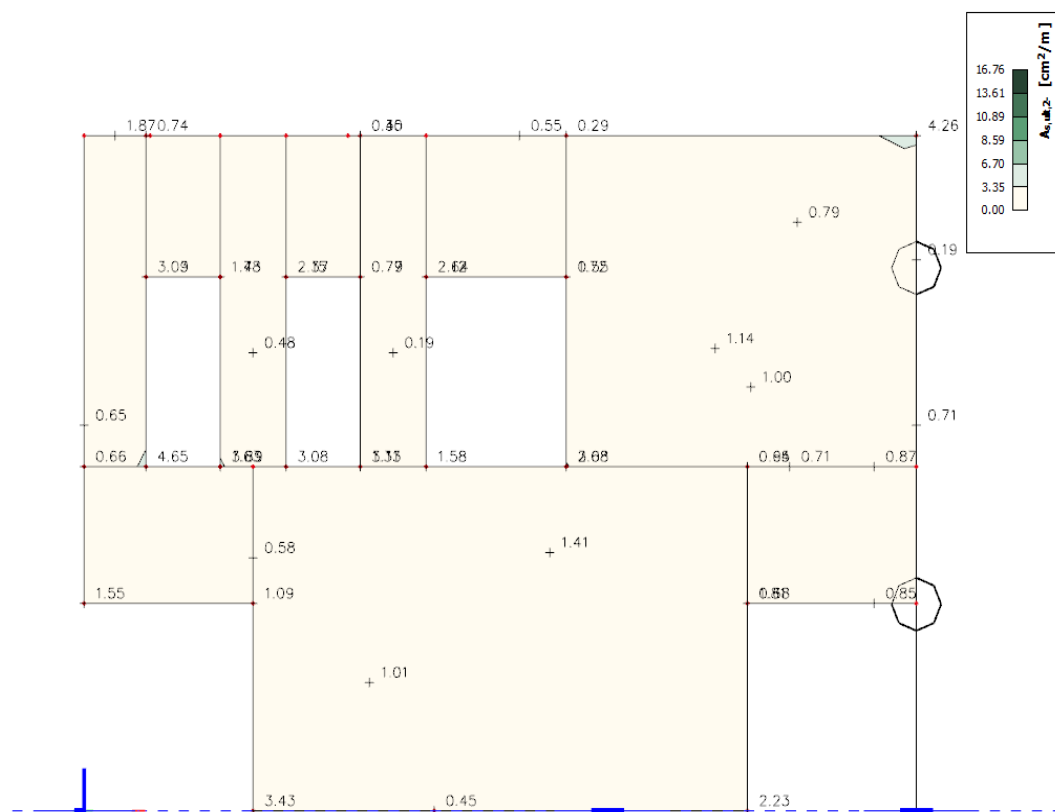
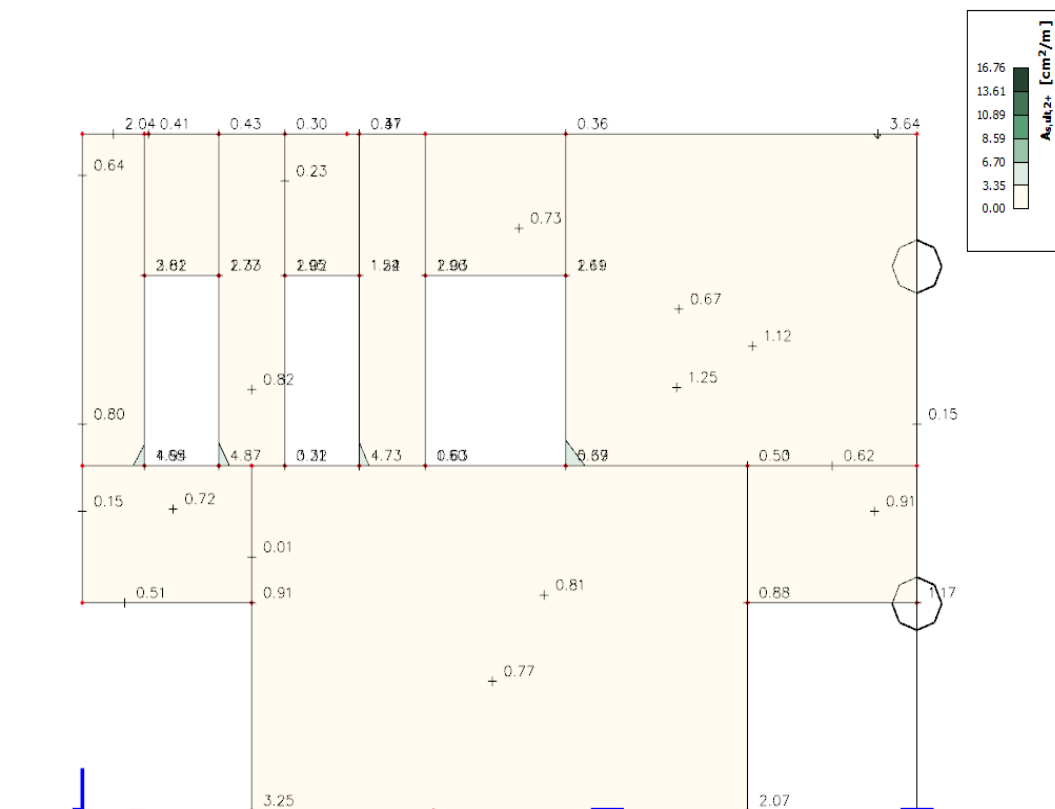
$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm} / f_{yk} \times b \times d = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

15.12. PRORAČUN ZIDA U OSI F

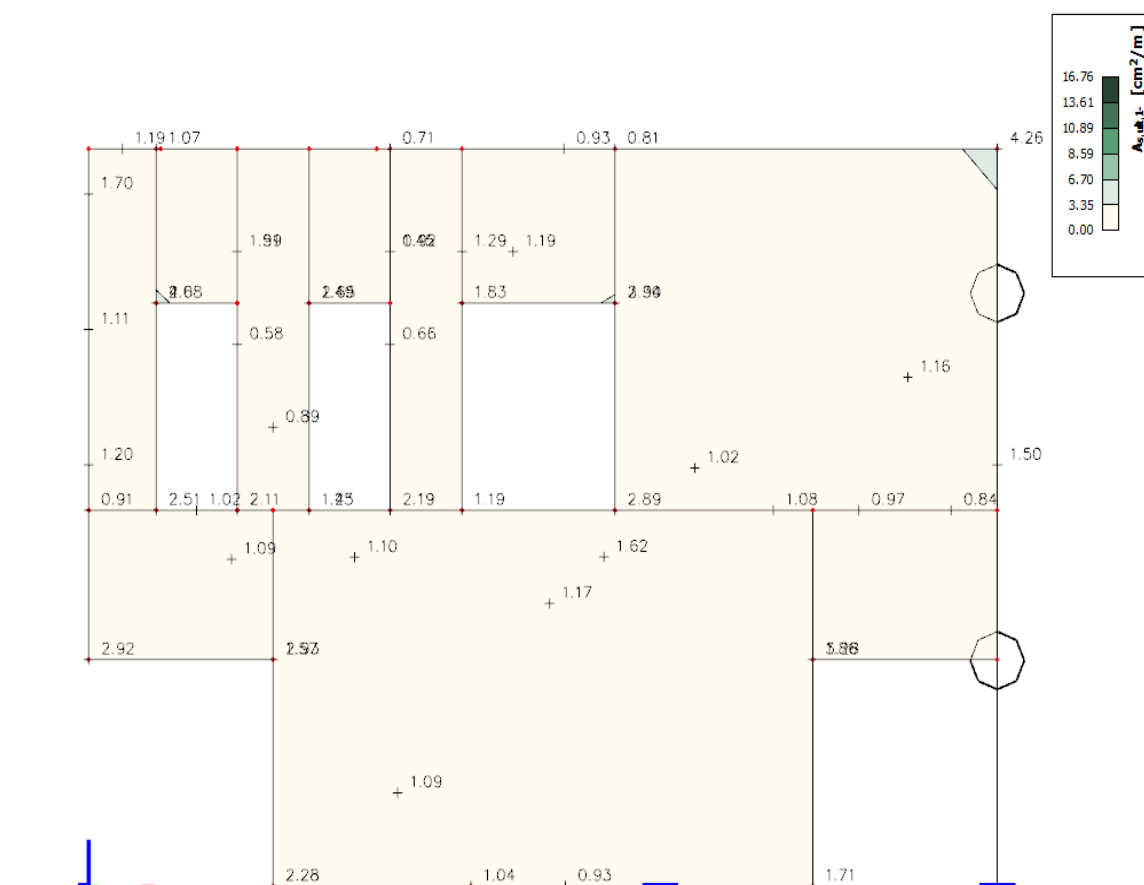
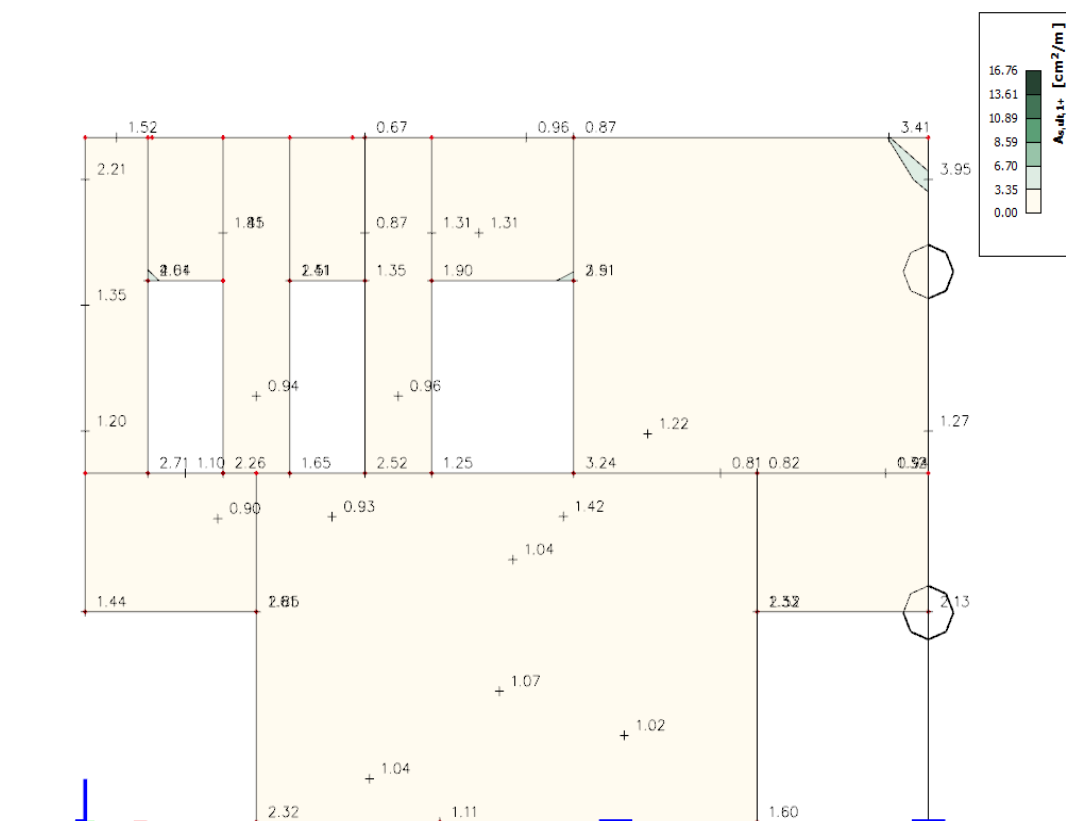


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m') - seizmika



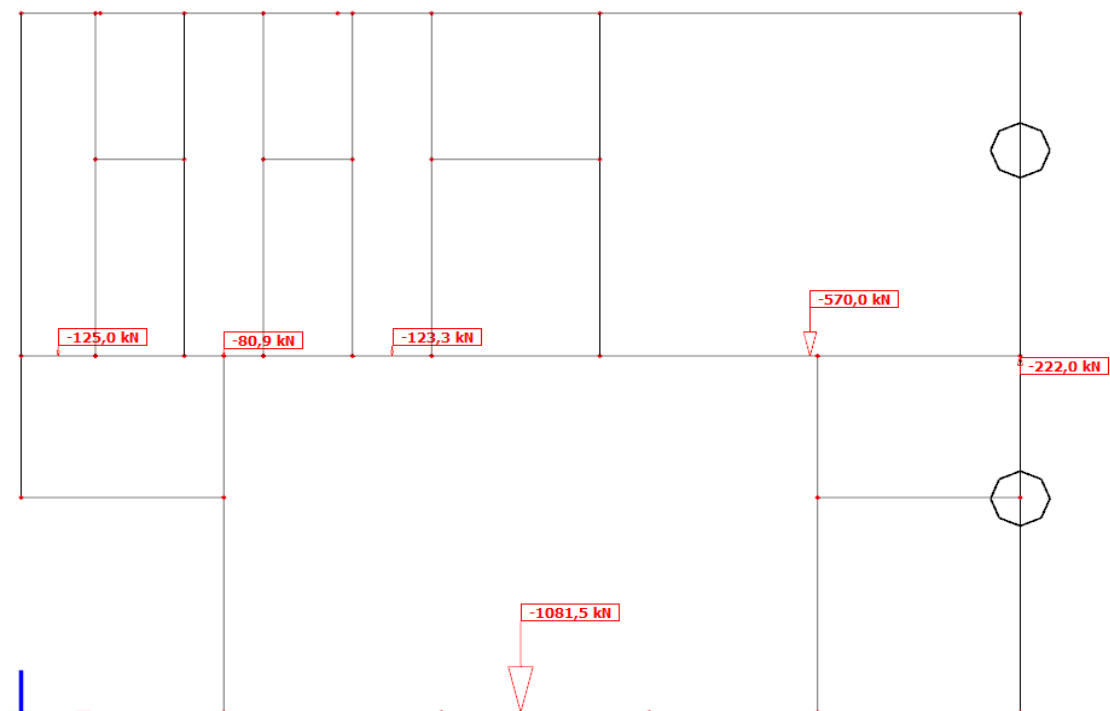
Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



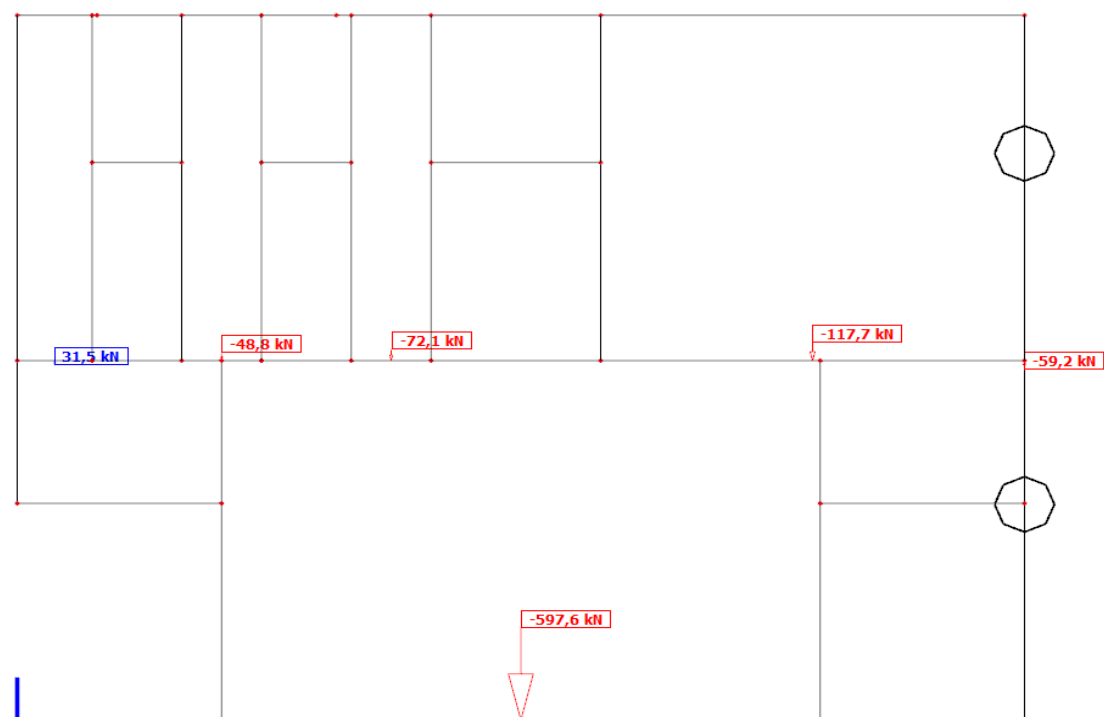
PRORAČUN ZIDA NA SEIZMIČKA DJELOVANJA

Unutarnje sile u zidu

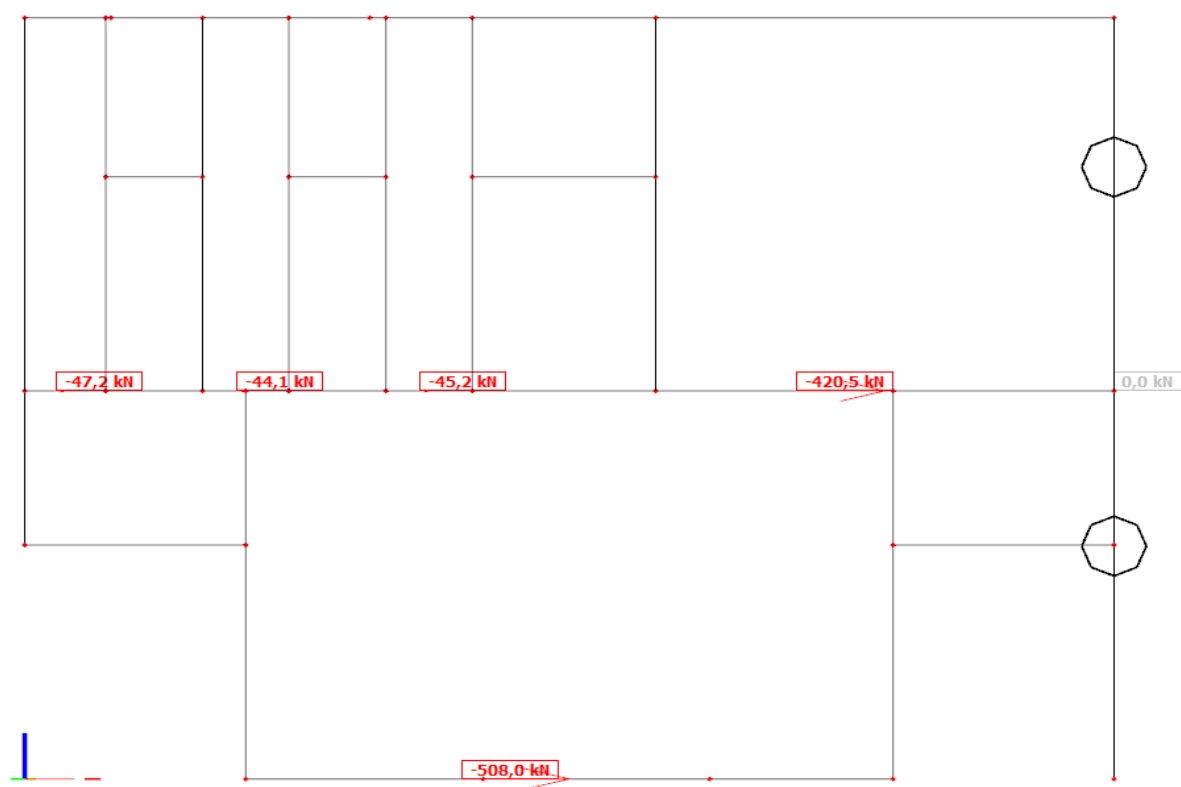
Minimalna uzdužna sila u zidu



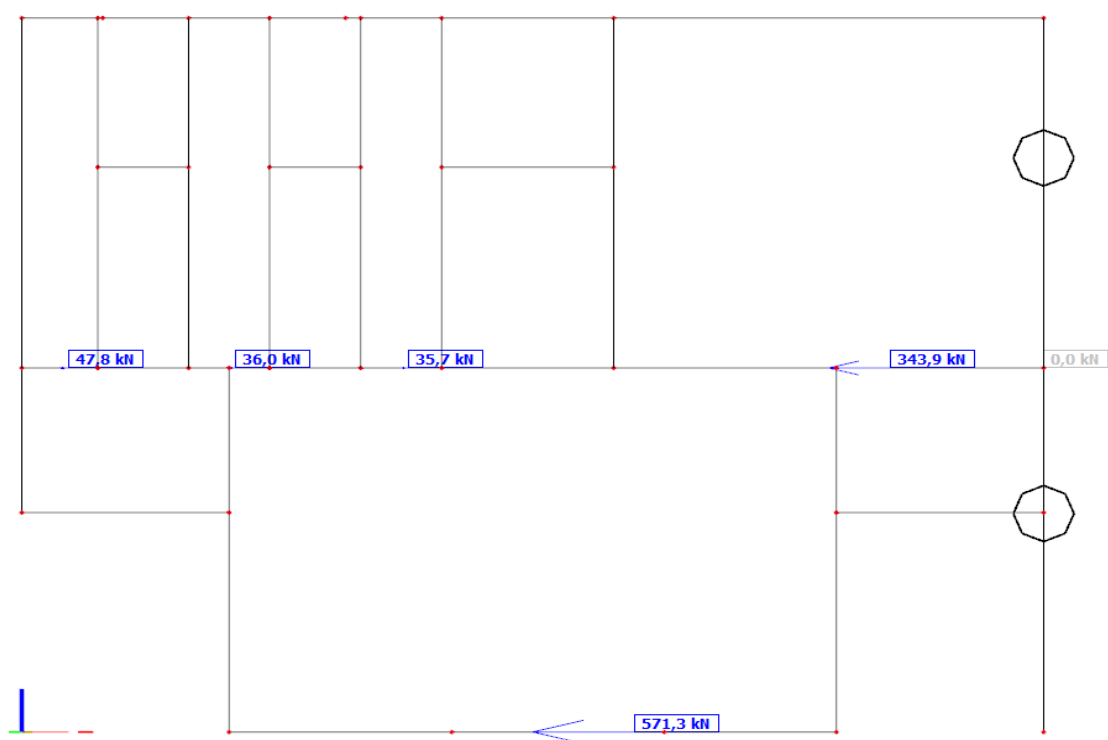
Maksimalna uzdužna sila u zidu



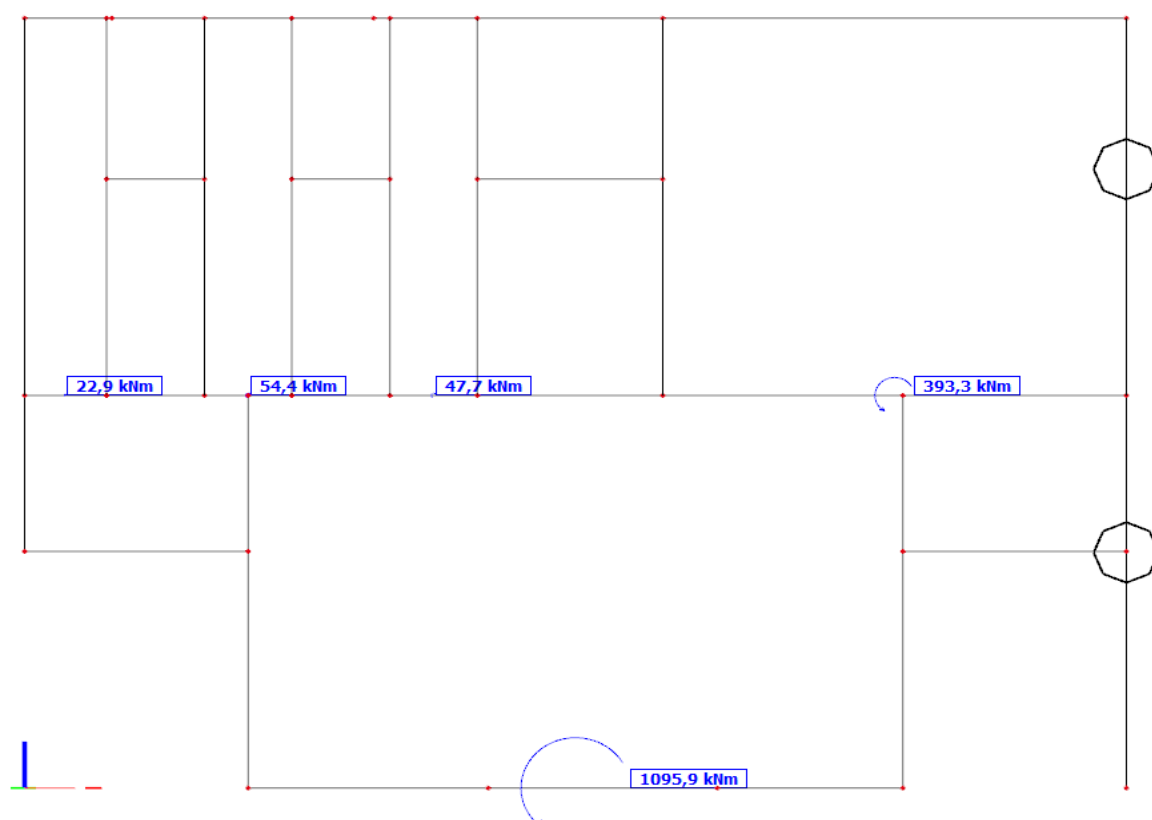
Poprečna sila u zidu (min)



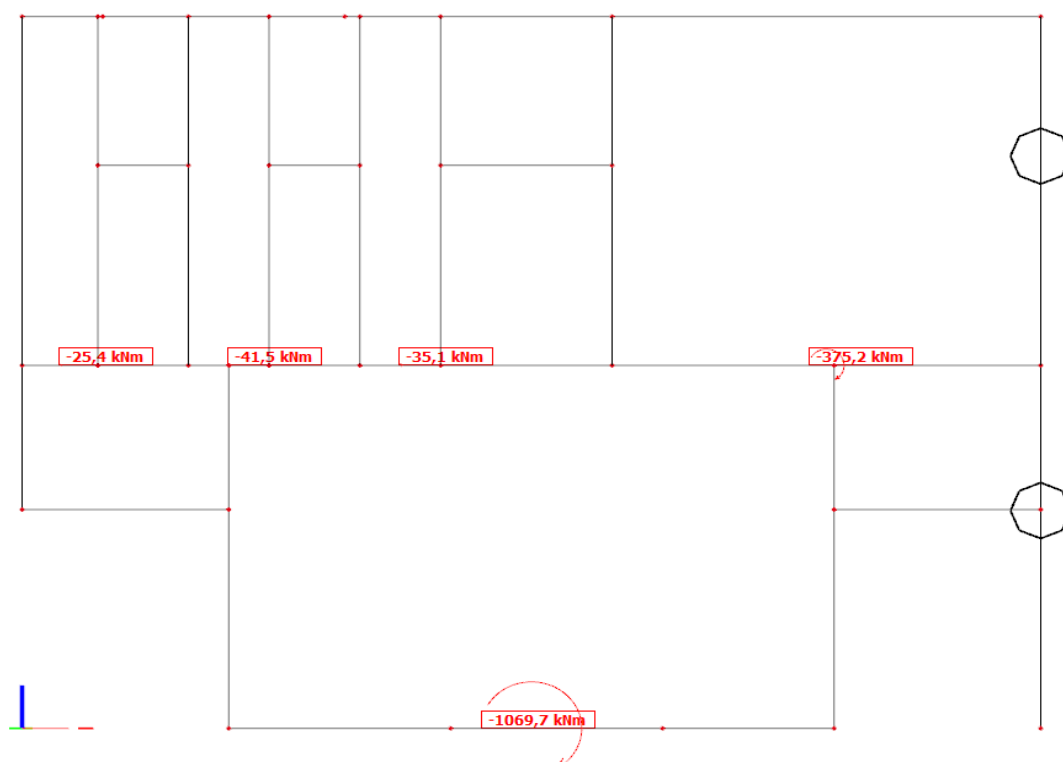
Poprečna sila u zidu (max)



Momenti savijanja u ravnini zida (min)



Momenti savijanja u ravnini zida (max)



PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA)

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w = 765,00$	cm	debljina zida	$b_w = 20,00$	cm
visina etaže	$h_e = 390,00$	cm	duljina zida	$l_w = 600,00$	cm
svijetla visina zida	$h_s = 370,00$	cm			
duljina izvijanja	$l_i = 3,70$	m	zaštitni sloj	$c = 2,5$	cm
statička visina presjeka			$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$	4,00	cm
			$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$	596,00	cm
			$d_y = h - d_1 =$	16,00	cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} = 2,5$	kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 =$	1,67	kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 =$	43,48	kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} = 50$	kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 =$	43,48	kN/cm ²
	$E_s = 20500$	kN/cm ²				

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravni zida	$M_{Ed,max} =$	1096,00	kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} =$	-598,00	kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} =$	571,00	kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} =$	-1082,00	kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,05 < 0,4$$

Zadovoljava!

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = 2975,68 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,030 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,296$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,976$$

$$\text{deformacija betona } \epsilon_{c2} = -1,43 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,067$$

$$\text{deformacija čelika } \epsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) = 0,27$$

odabrano: 4 $\Phi 14$ $A_{s1} = 6,15 \text{ cm}^2$

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 856,5 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,min} = 0,002 b_w l = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

maksimalna poprečna armatura hrpta $A_{sh,max} = 0,04 b_w l = 80,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

odabrana armatura hrpta: mreže Q-335 obostrano $A_{sh,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg}\Theta + \text{tg}\Theta) = 4291,2 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg}\Theta = \text{tg}\Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 856,5 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 4291,2 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 0,320$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg}\Theta = 1398,3 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00335$$

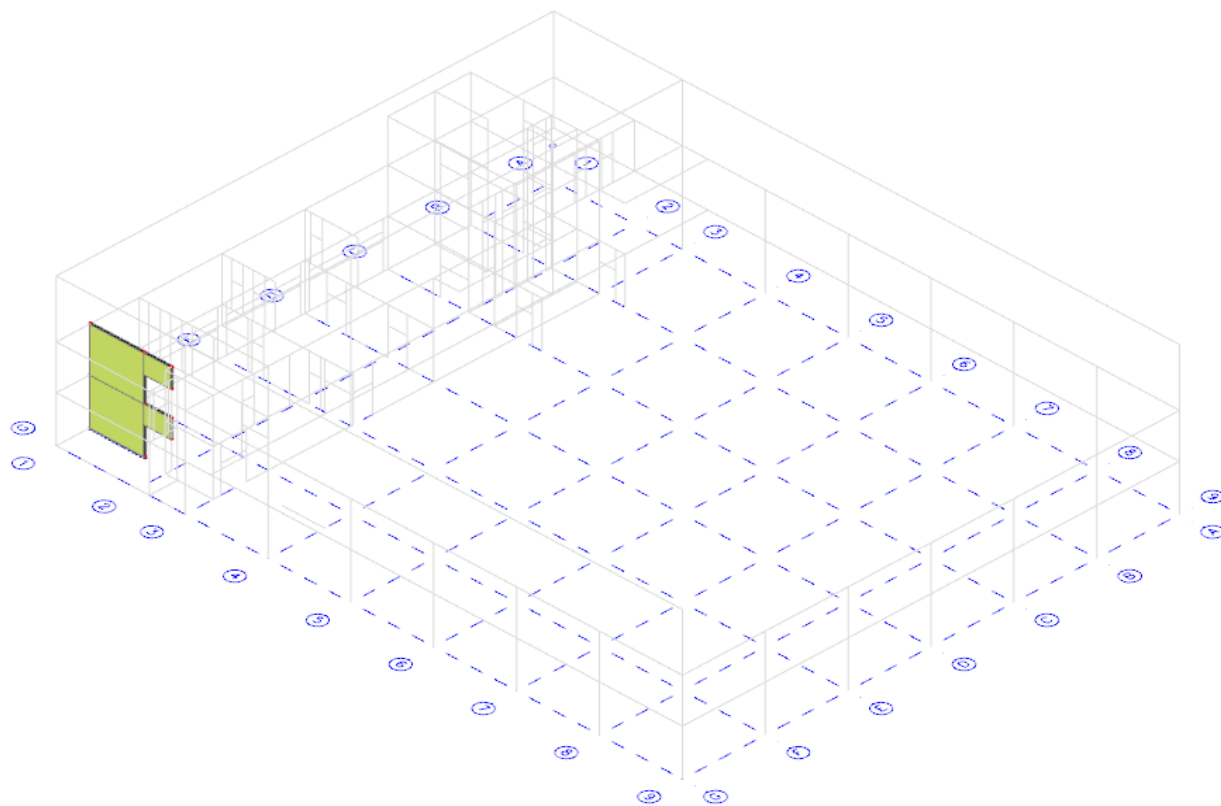
$$V_{Ed}' = 856,5 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 1398,3 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

- minimalna armatura za zid = 20,0 cm

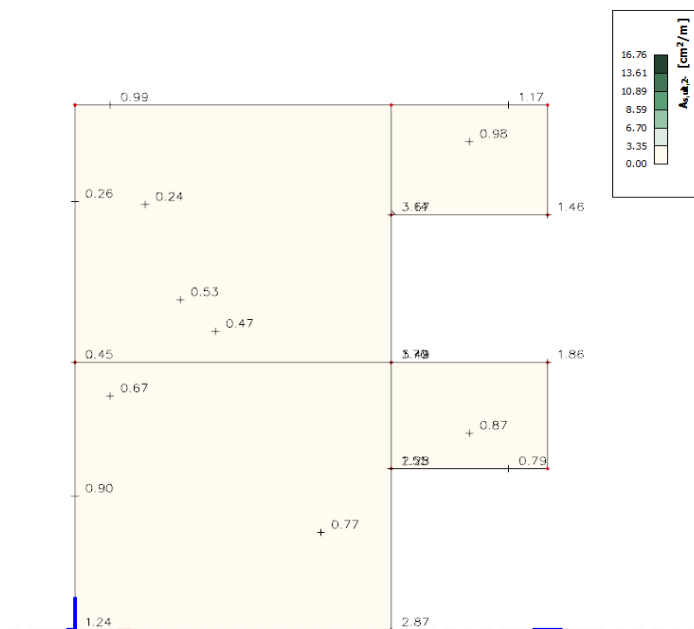
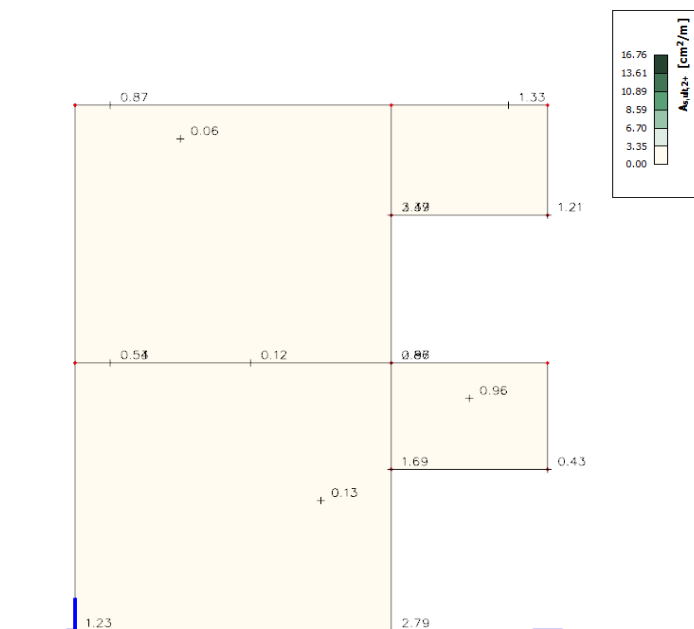
$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm} / f_{yk} \times b \times d = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

15.13. PRORAČUN ZIDA U OSI F1

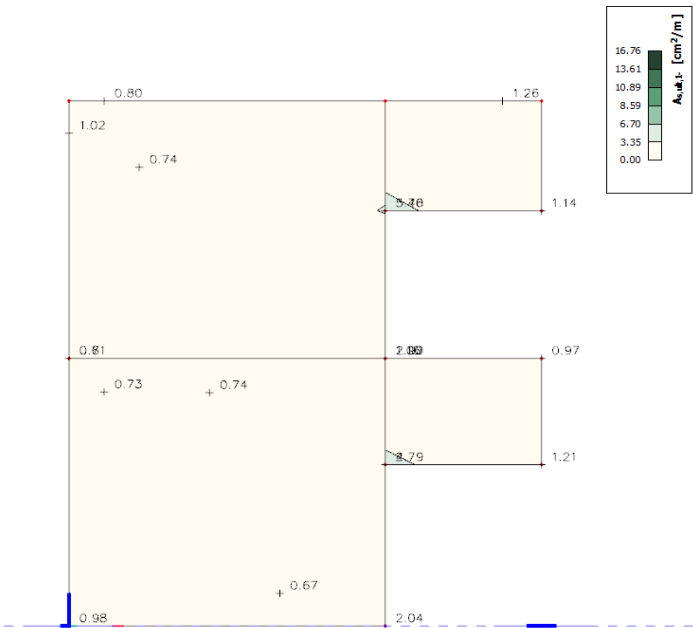
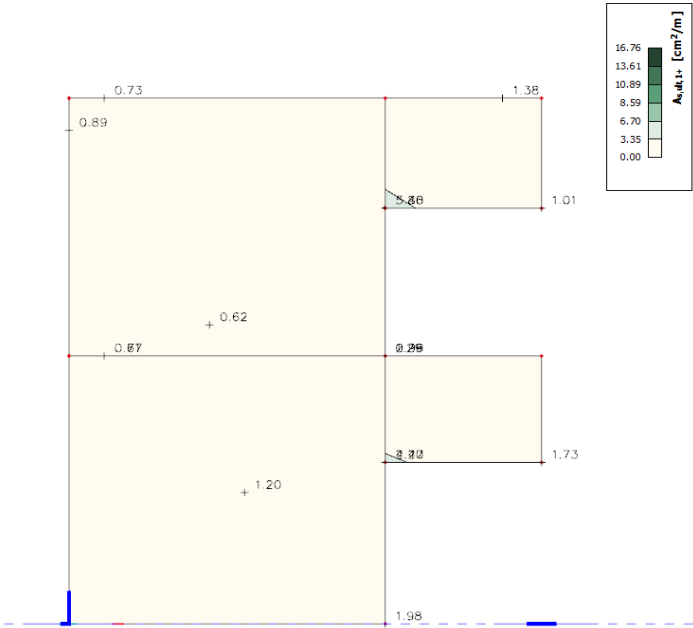


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

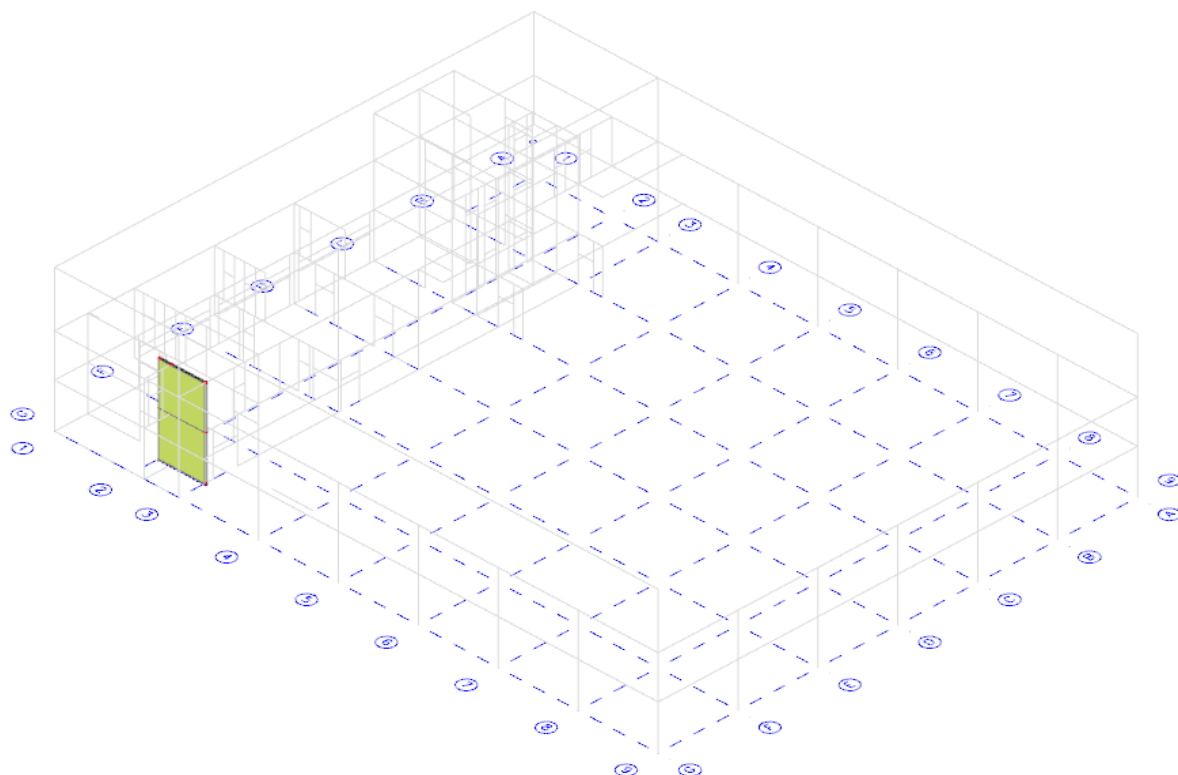
Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm²/m') - seizmika

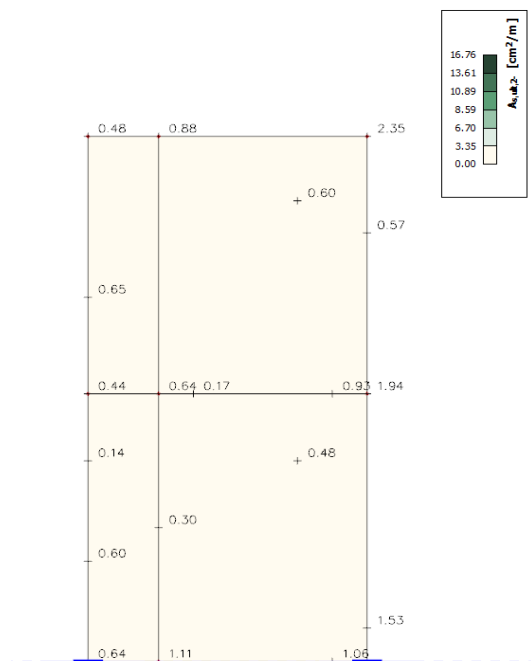
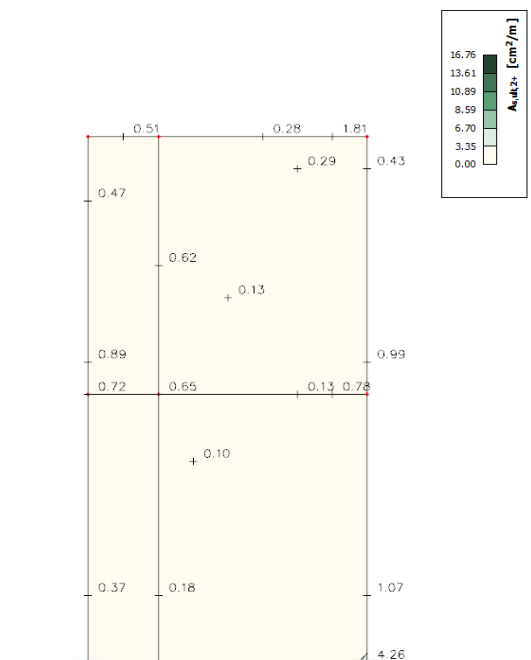


15.14. PRORAČUN ZIDA U OSI F2

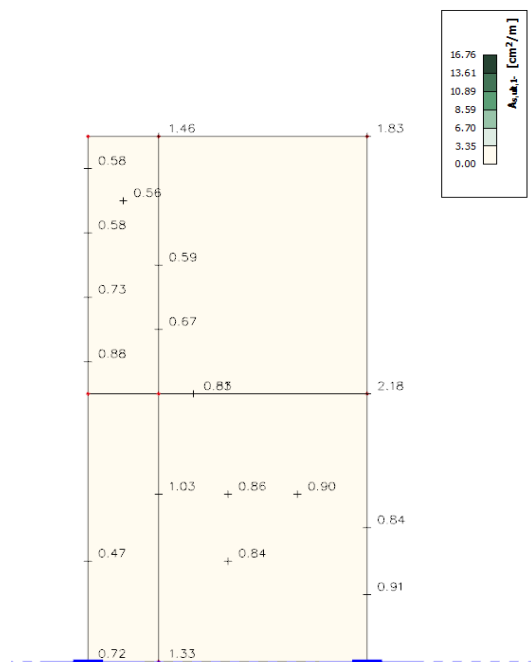
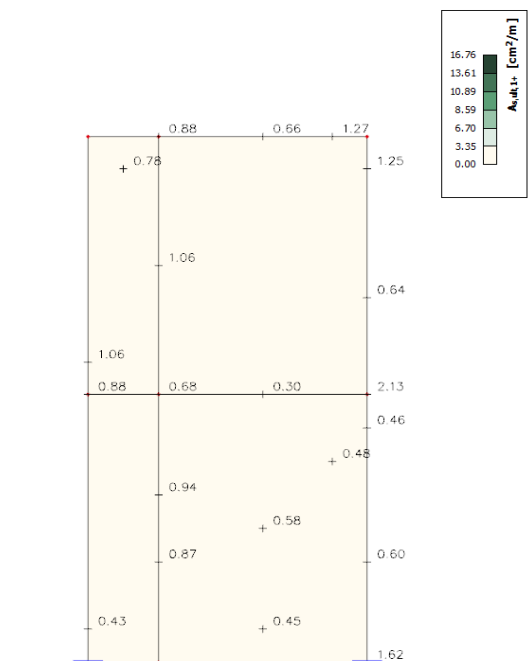


PRIKAZ DIJAGRAMA ARMATURE IZ SCIA ENGINEER

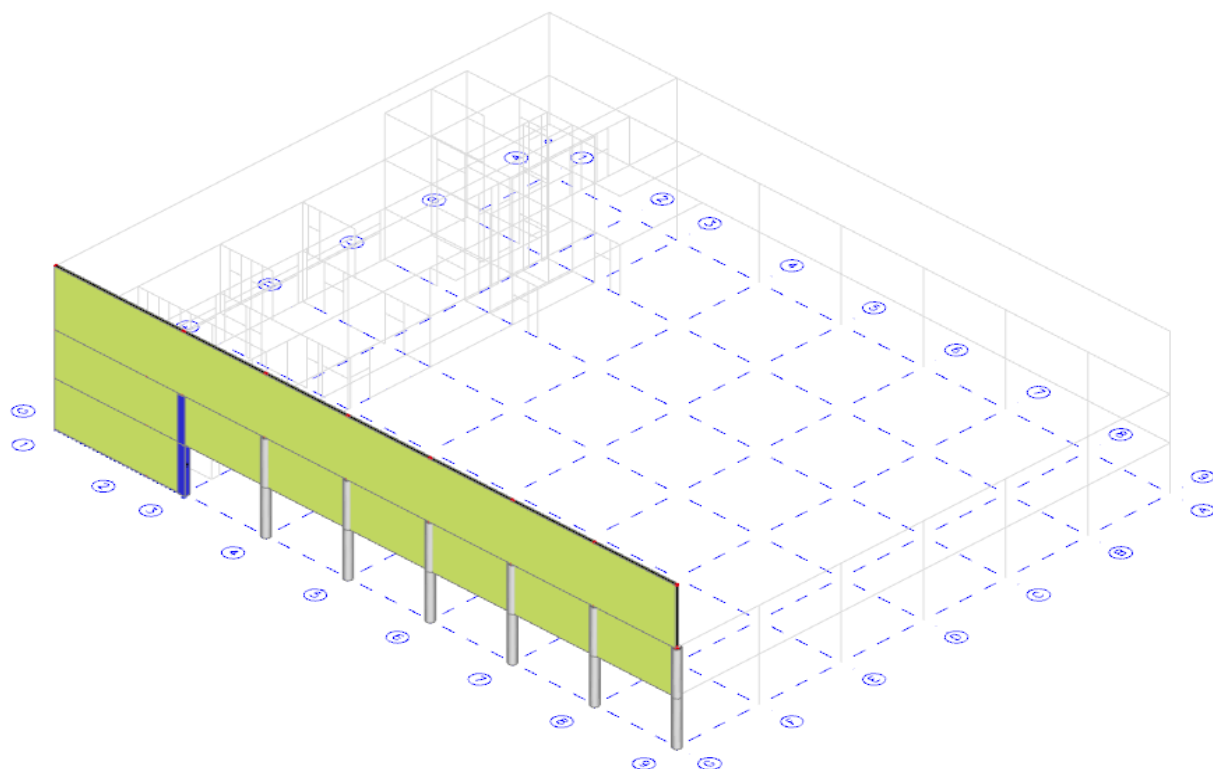
Dijagrami armature u smjeru Y od AO1 (vertikalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



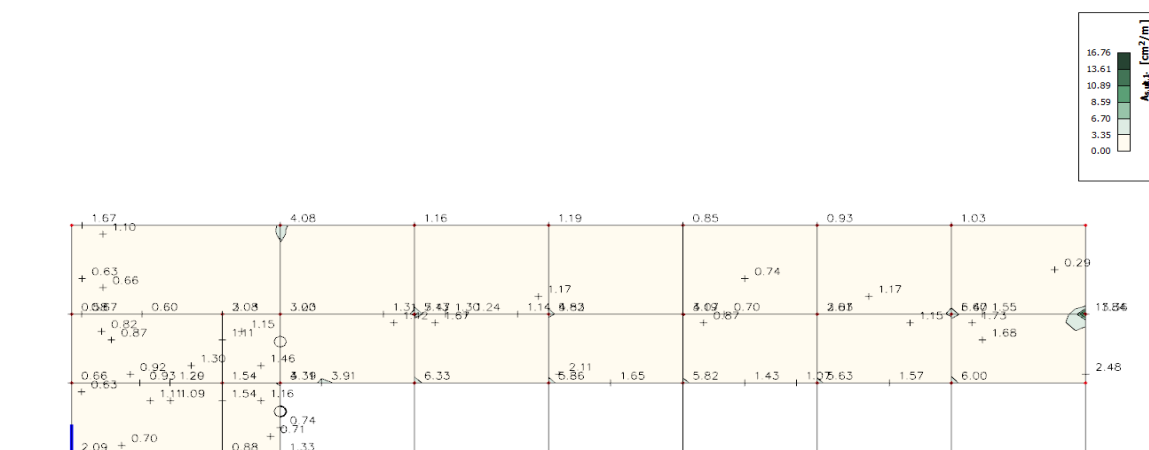
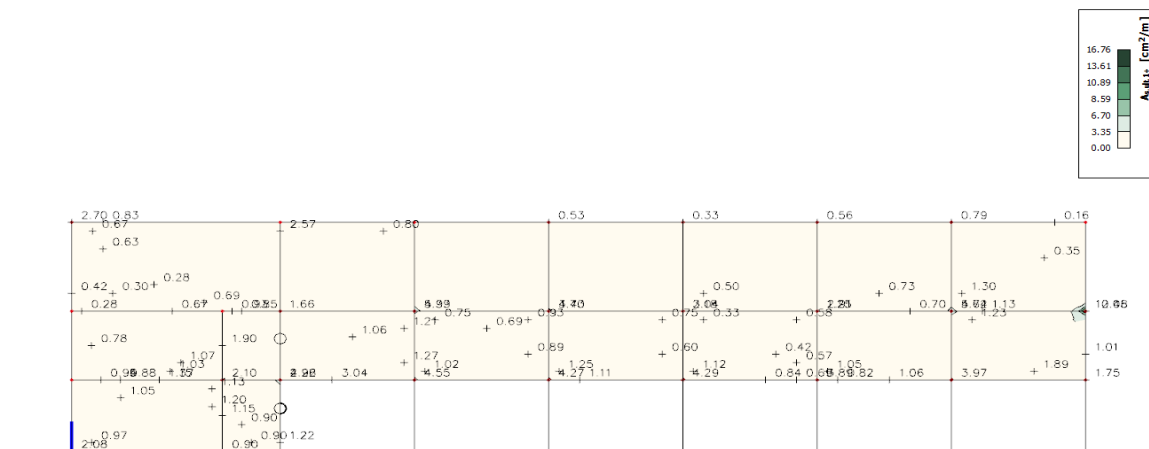
Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



15.15. PRORAČUN ZIDA U OSI G



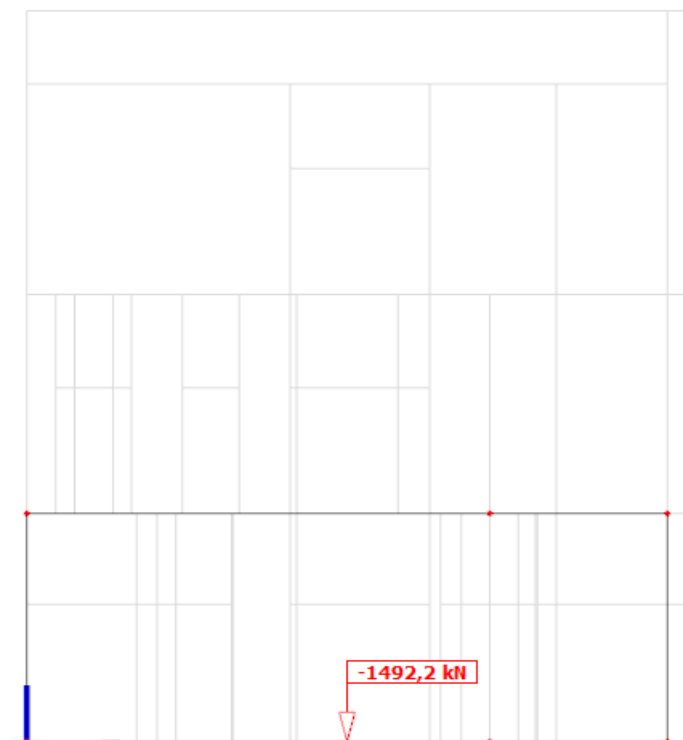
Dijagrami armature u smjeru X od AO1 (horizontalna armatura) (cm^2/m) - seizmika



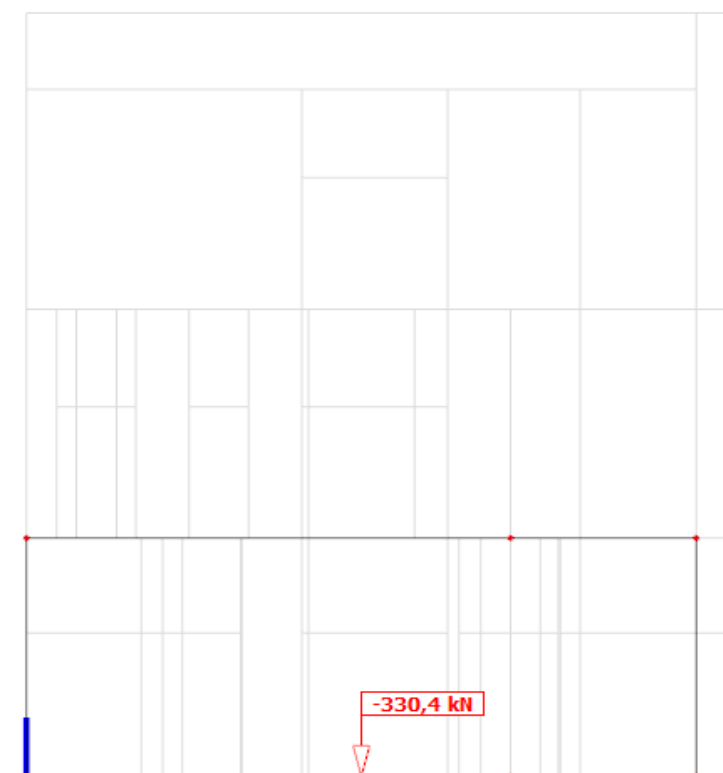
PRORAČUN ZIDA NA SEIZMIČKA DJELOVANJA

Unutarnje sile u zidu

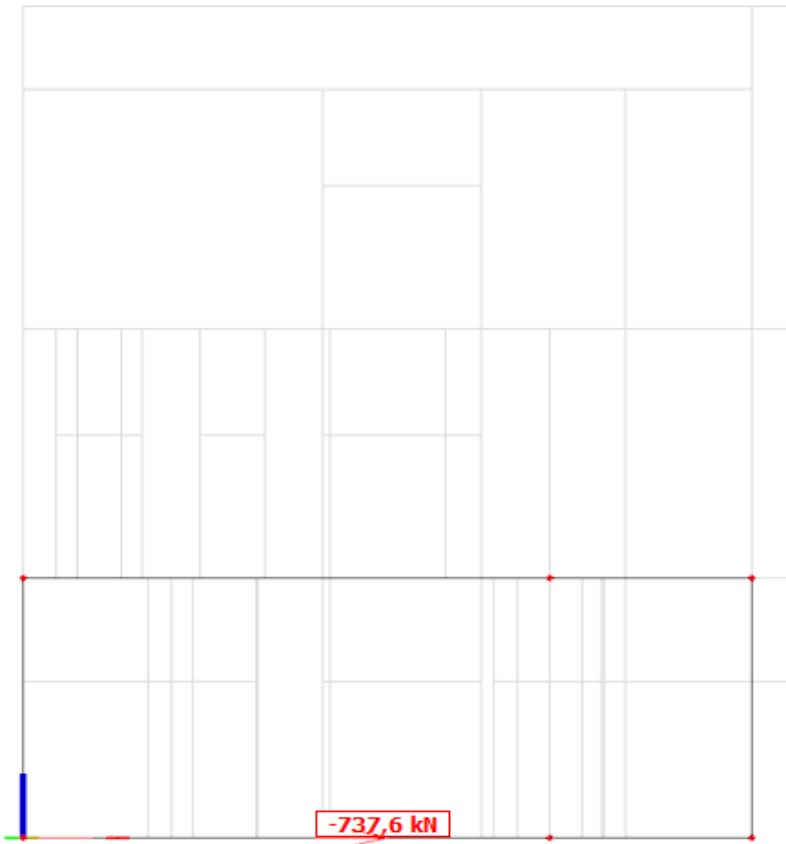
Minimalna uzdužna sila u zidu



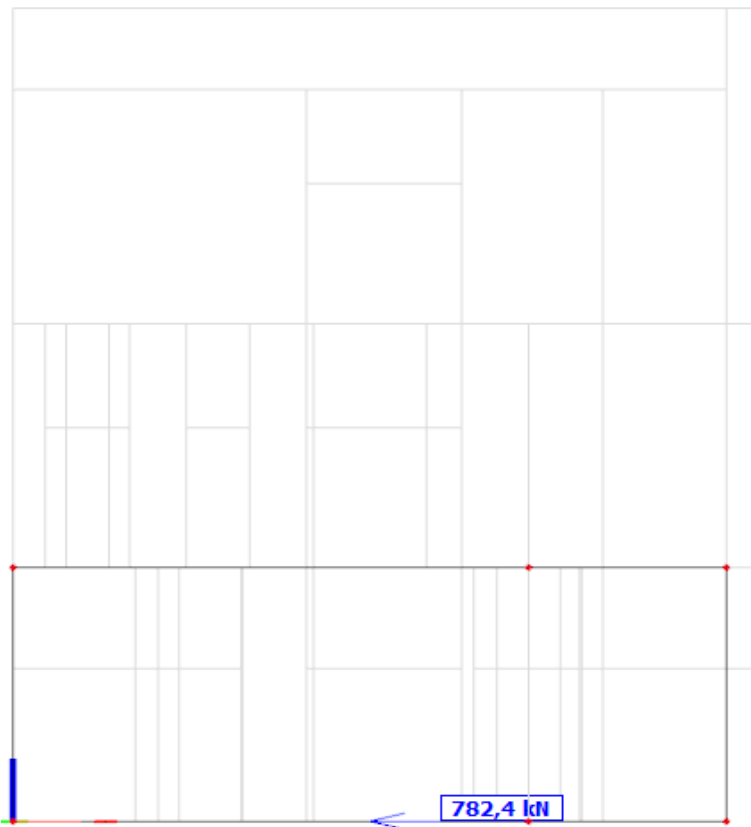
Maksimalna uzdužna sila u zidu



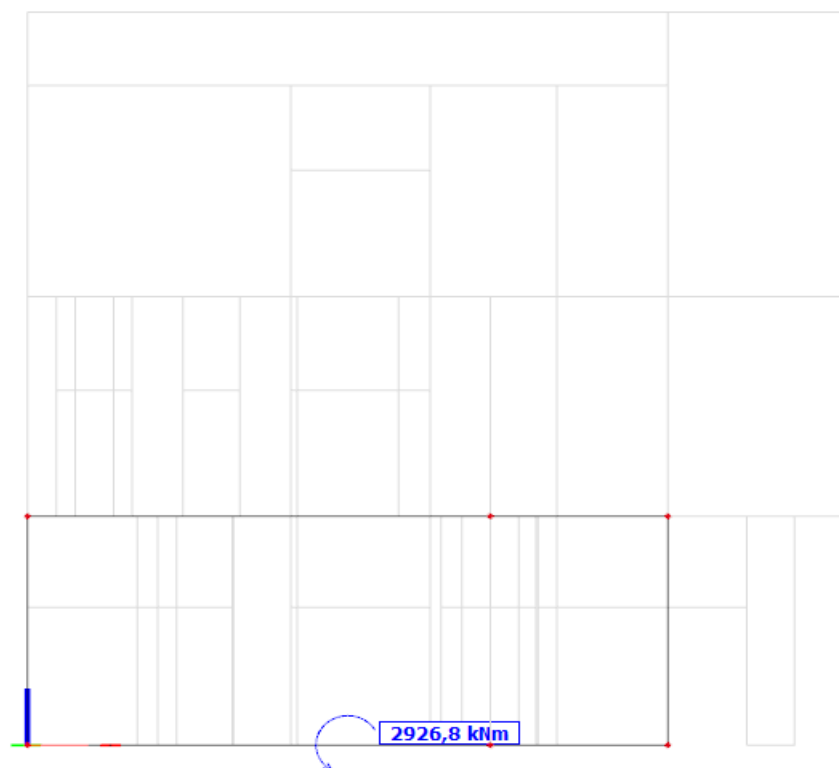
Poprečna sila u zidu (min)



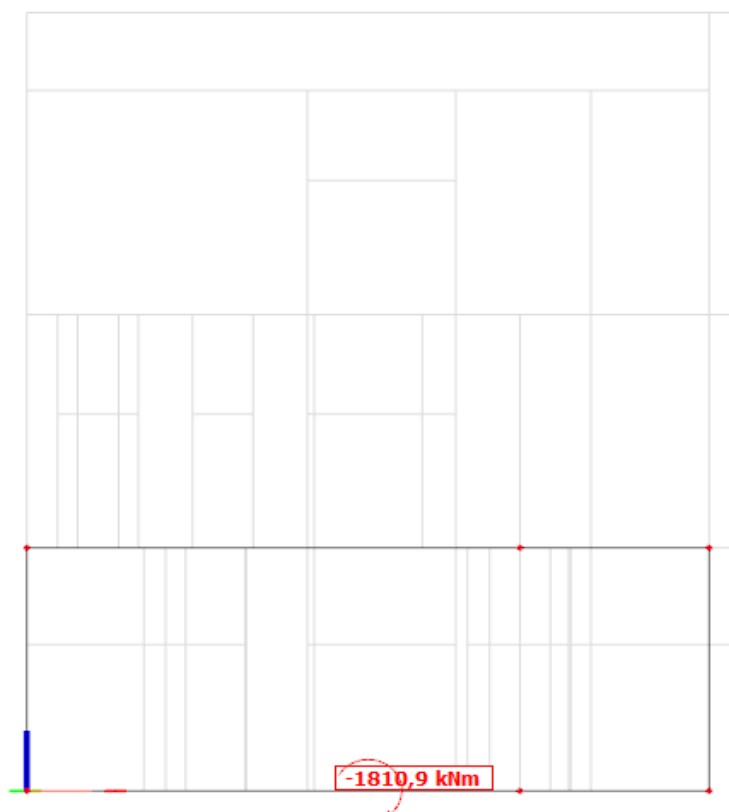
Poprečna sila u zidu (max)



Momenti savijanja u ravnini zida (min)



Momenti savijanja u ravnini zida (max)



PRORAČUN ZIDA (SEIZMIKA)

1. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

ukupna visina zida	$h_w = 1250,00$ cm	debljina zida	$b_w = 20,00$ cm
visina etaže	$h_e = 390,00$ cm	duljina zida	$l_w = 1010,00$ cm
svijetla visina zida	$h_s = 370,00$ cm		
duljina izvijanja	$l_i = 3,70$ m	zaštitni sloj	$c = 2,5$ cm
statička visina presjeka		$d_1 = \phi_1 + \phi_2/2 + c =$	$4,10$ cm
		$d_x = h - \phi_1 - \phi_2/2 - c =$	$1005,90$ cm
		$d_y = h - d_1 =$	$15,90$ cm

2. MATERIJALI

C25/30	$f_{ck} = 2,5$ kN/cm ²		$f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 1,67$ kN/cm ²
B500 A	$f_{yk} = 50$ kN/cm ²	mreže	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$ kN/cm ²
B500 B	$f_{yk} = 50$ kN/cm ²	šipke	$= f_{yk}/1,15 = 43,48$ kN/cm ²
	$E_s = 20500$ kN/cm ²		

3. OPTEREĆENJA

od seizmičkog opterećenja

moment savijanja u ravni zida	$M_{Ed,max} = 2927,00$ kNm
pripadajuća uzdužna sila	$N_{Ed,min} = -330,40$ kN
horizontalna sila paralelna sa zidom	$V_{Ed,max} = 782,00$ kN
vertikalna uzdužna sila (najveći tlak)	$N_{Ed,max} = -1492,00$ kN

4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w l_w f_{cd}) = 0,04 < 0,4$$

Zadovoljava!

5. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA SAVIJANJE

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed,min} z_{s1} = 4874,67 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Ed} = M_{Eds} / (b_w d^2 f_{cd}) = 0,020 <$$

$$\mu_{Rd,lim} = 0,296$$

očitano:

$$\text{koeficijent kraka unutrašnjih sila } \zeta = 0,981$$

$$\text{deformacija betona } \epsilon_{c2} = -1,12 \text{ ‰}$$

$$\text{koeficijent položaja neutralne osi } \xi = 0,053$$

$$\text{deformacija čelika } \epsilon_{s1} = 20,00 \text{ ‰}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) = 8,13$$

odabrano:	6	Φ 16	$A_{s1} = 12,06$ cm ²
-----------	---	------	----------------------------------

6. DIMENZIONIRANJE ZIDA NA POPREČNU SILU

Prema točki 5.4.2.4. (6) i (7), norme HRN EN 1998-1, mora se uzeti u obzir povećanje poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnog potresnog zida. Zahtjev se smije smatrati ispunjenim ako se u dimenzioniranju na poprečne sile uzme da su one 50% veće od poprečnih sila dobivenih proračunom.

$$V_{Ed}' = 1,5 V_{Ed,max} = 1173 \text{ kN}$$

minimalna poprečna armatura hrpta

$$A_{sh,min} = 0,002 b_w l = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

maksimalna poprečna armatura hrpta

$$A_{sh,max} = 0,04 b_w l = 80,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

odabrana armatura hrpta:

mreže	Q-335	obostrano	$A_{sh,prov} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$
-------	-------	-----------	--

Zadovoljava!

dijagonalni tlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = (\alpha_{cw} b_w v_1 z f_{cd}) / (\text{ctg}\Theta + \text{tg}\Theta) = 7242,5 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,54$$

$$\text{ctg}\Theta = \text{tg}\Theta = 1$$

$$V_{Ed}' = 1173,0 \text{ kN}$$

<

$$V_{Rd,max} = 7242,5 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

dijagonalni vlačni slom hrpta

uvjet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w) = 0,371$$

$$< 2$$

$$V_{Rd,s} = b_w (0,8 l_w) \rho_h f_{ywd} \text{ctg}\Theta = 2353,7 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \rho_v = 0,00335$$

$$V_{Ed}' = 1173,0 \text{ kN}$$

<

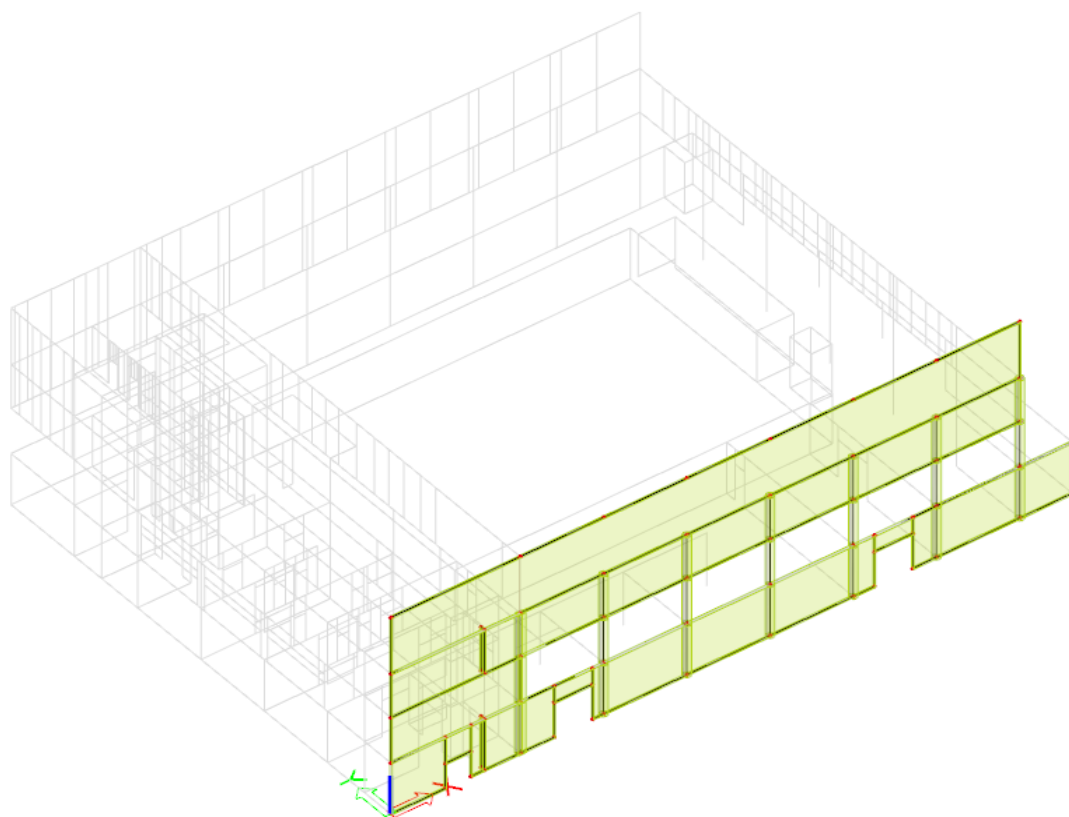
$$V_{Rd,s} = 2353,7 \text{ kN}$$

Zadovoljava!

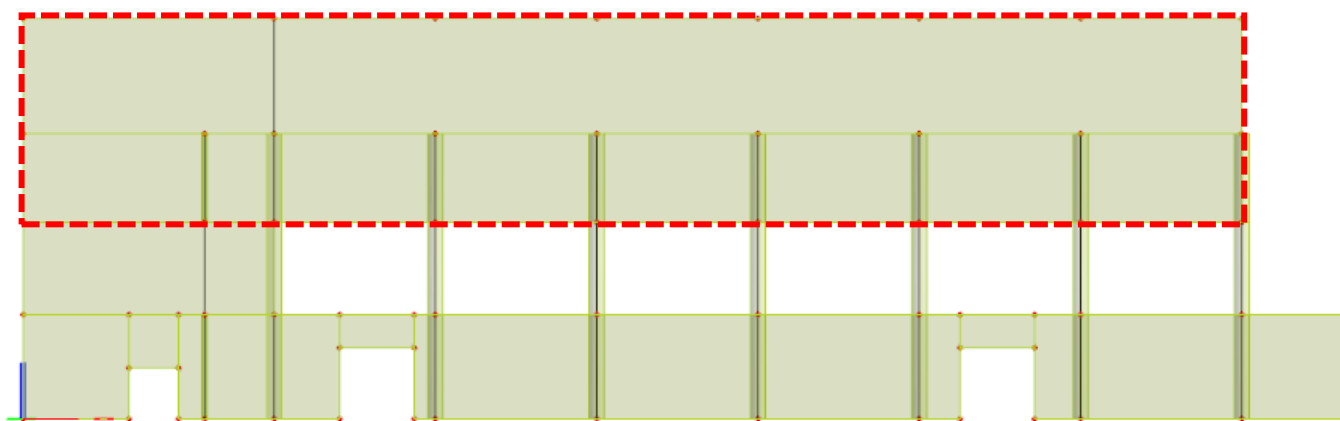
- minimalna armatura za zid = 20,0 cm

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

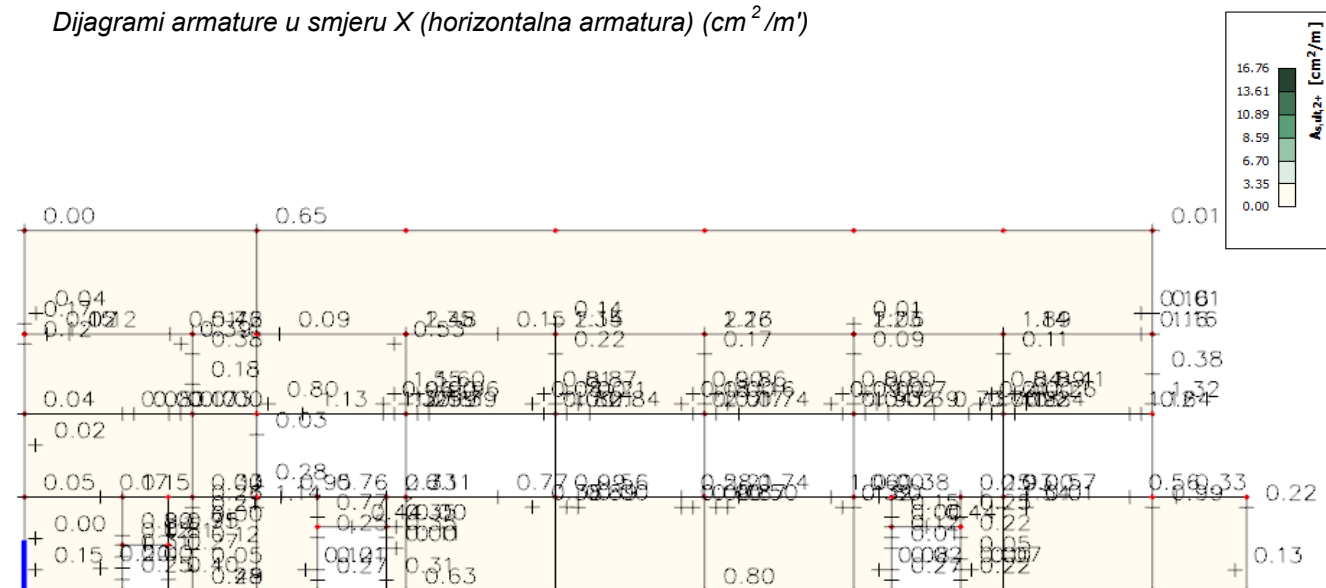
15.15.1. PRORAČUN VISOKOSTIJENCA U OSI G



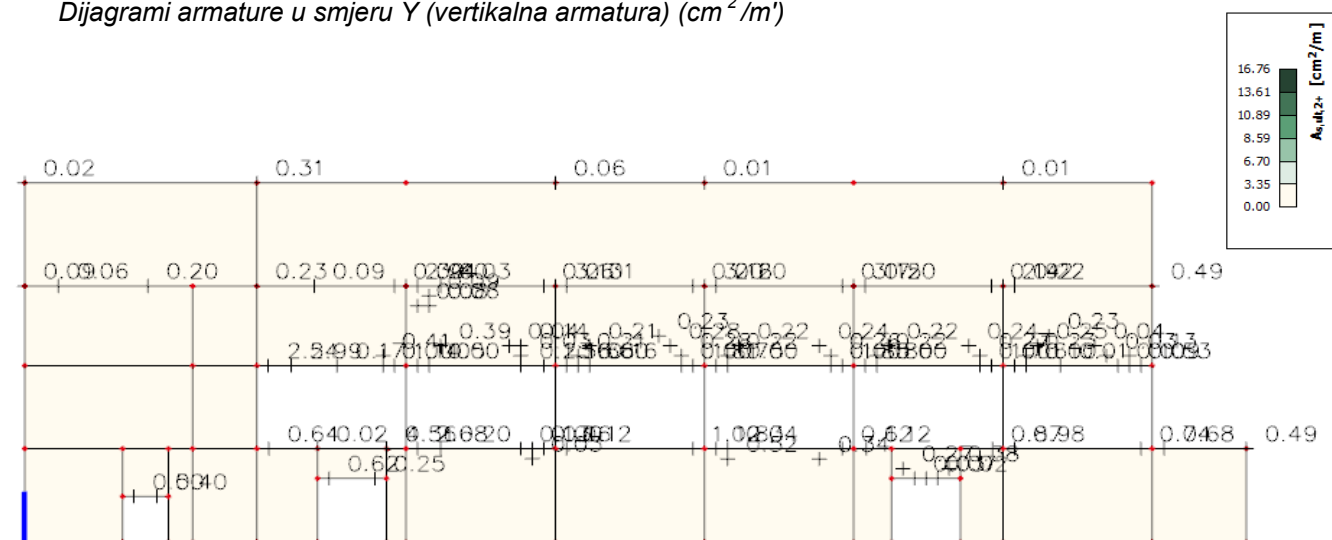
VN os G



Dijagrami armature u smjeru X (horizontalna armatura) (cm^2/m)



Dijagrami armature u smjeru Y (vertikalna armatura) (cm^2/m)



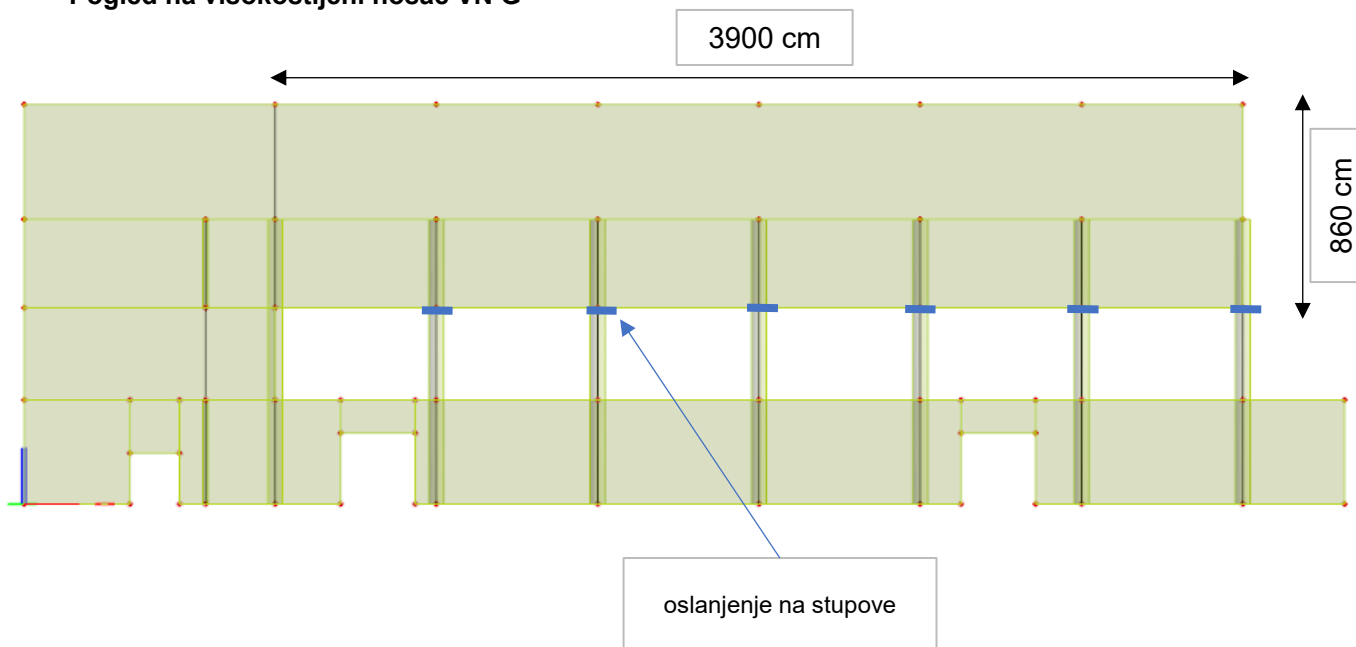
- minimalna armatura za zid 20 cm

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

PRORAČUN VISOKOSTIJIENOG NOSAČA

- zbog prostornog djelovanja i međusobne interakcije s ostalim elementima visokostijeni nosač se neće promatrati kao izdvojeni 2D element, već kao element u sklopu cjelokupnog 3D modela

Pogled na visokostijeni nosač VN G



širina zida:	b =	20	cm
visina zida na rubu:	h_1 =	860	cm
visina zida u sredini raspona:	h_2 =	860	cm
srednja visina zida:	h_{sr} =	860	cm
raspon zida:	l =	3900	cm

Provjera minimalne debljine nosača iz uvjeta izbočenja tlačnog pojasa

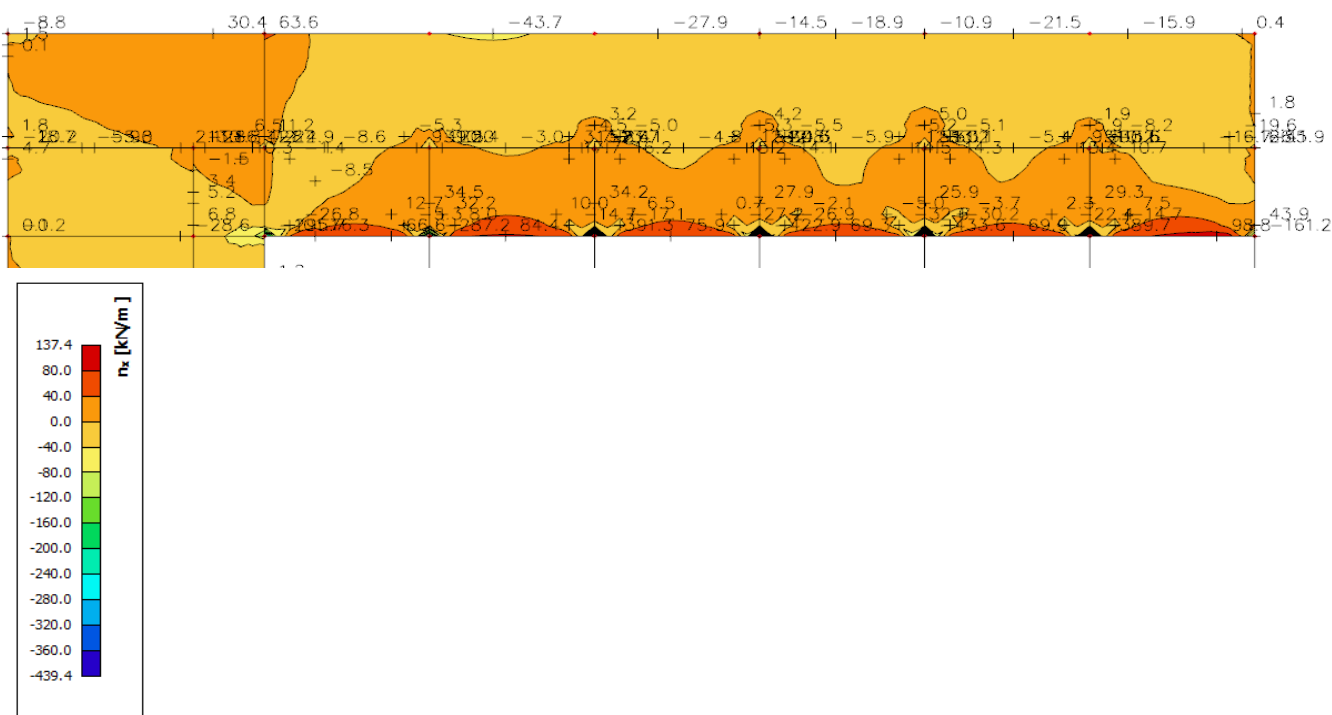
$$b_{min} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{SLS}}{100 \cdot \sigma_s \cdot h}} = 72,38 \text{ cm} \quad (\text{zid je ukrućen pločom na donjem i gornjem rubu})$$

Odabrana debljina zida od 20 cm zadovoljava uvjet

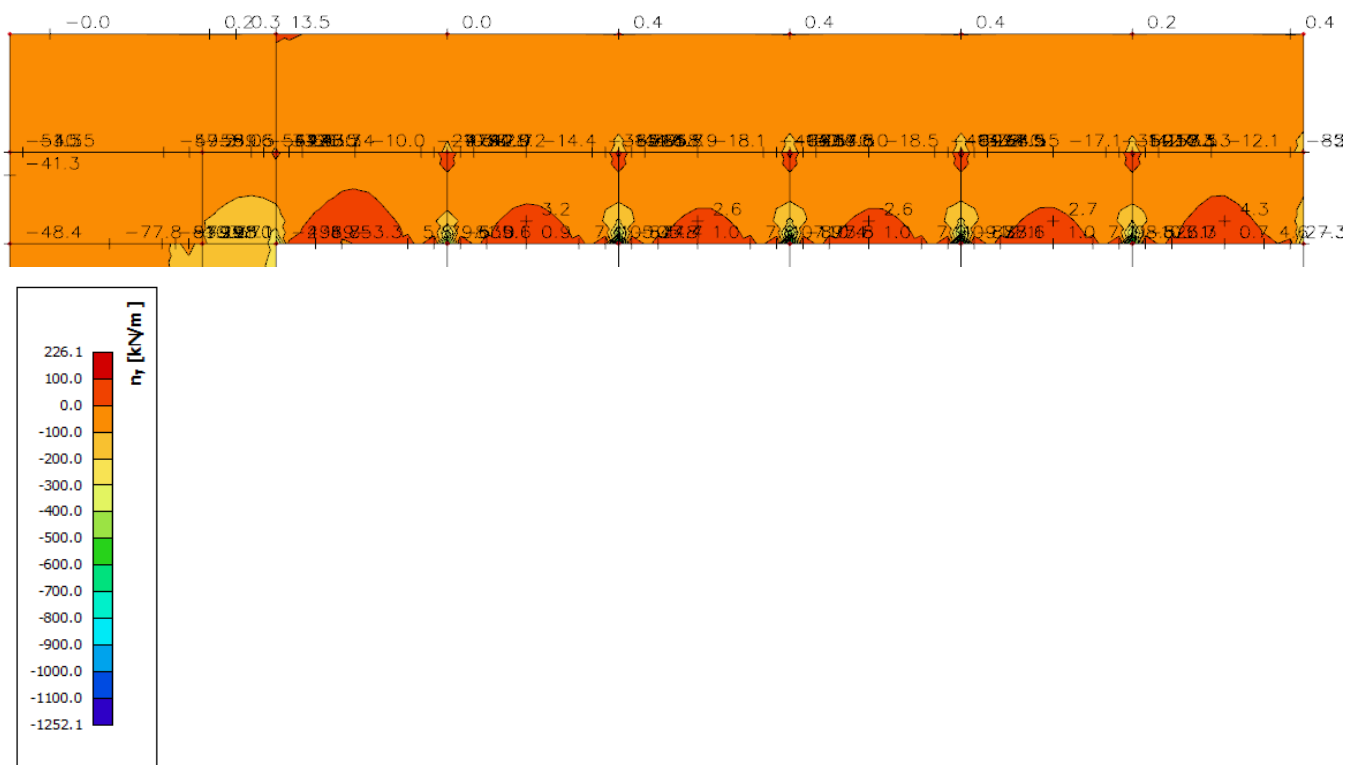
q_{SLS} =	0,44	kN/cm	
$\sigma_s = 0,25 f_{ck,cube}$ =	0,75	kN/cm ²	
$f_{ck,cube}$ =	3,0	kN/cm ²	
h_{max} =	340	cm	(maksimalna visina nosača između dviju ploča)
h_{min} =	340	cm	(minimalna visina nosača između dvije ploče)
h_{sr} =	340	cm	(srednja visina nosača)
l =	3900	cm	(raspon zida)

Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača

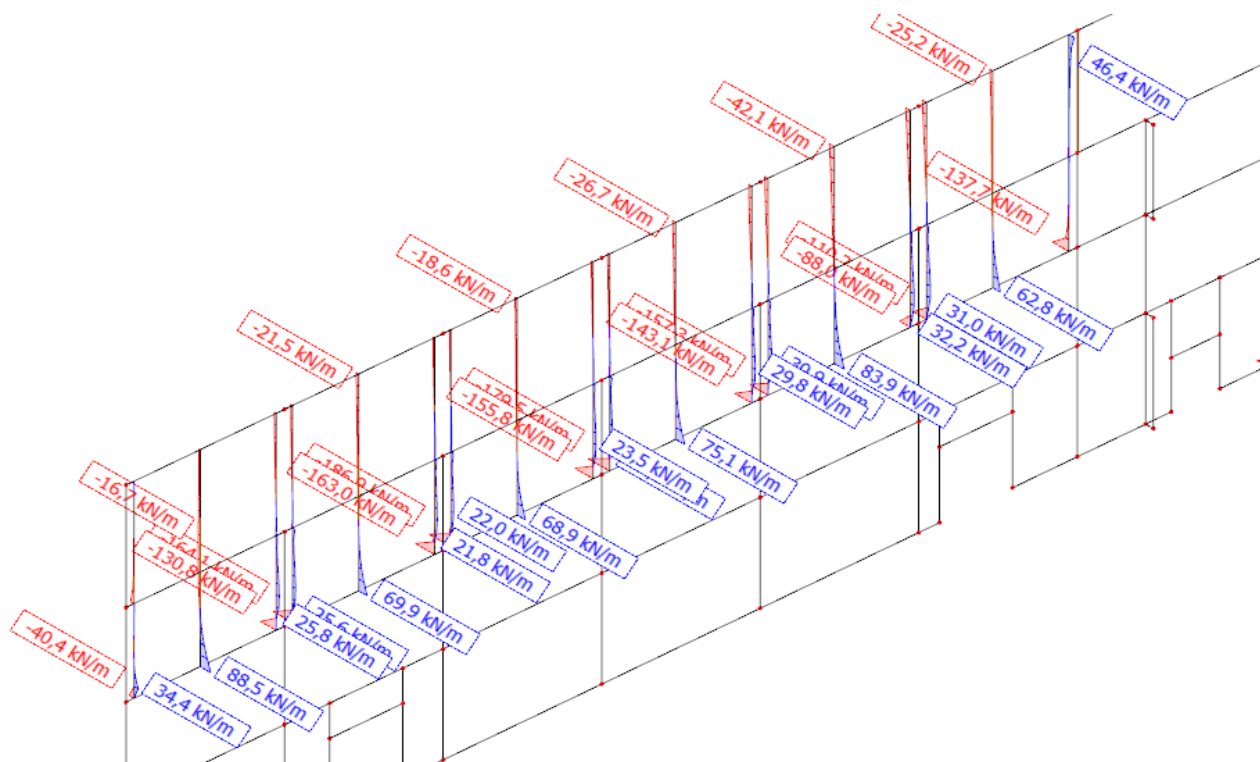
vlačna sila n_x



vlačna sila n_y



Proračun glavne vlačne armature visokostijenog nosača



Glavna vlačna armatura na dnu zida

vlačna sila po m':

$$n_{Ed} = 88,5 \text{ kN/m'}$$

visina vlačnog područja:

$$h = 2 \text{ m}$$

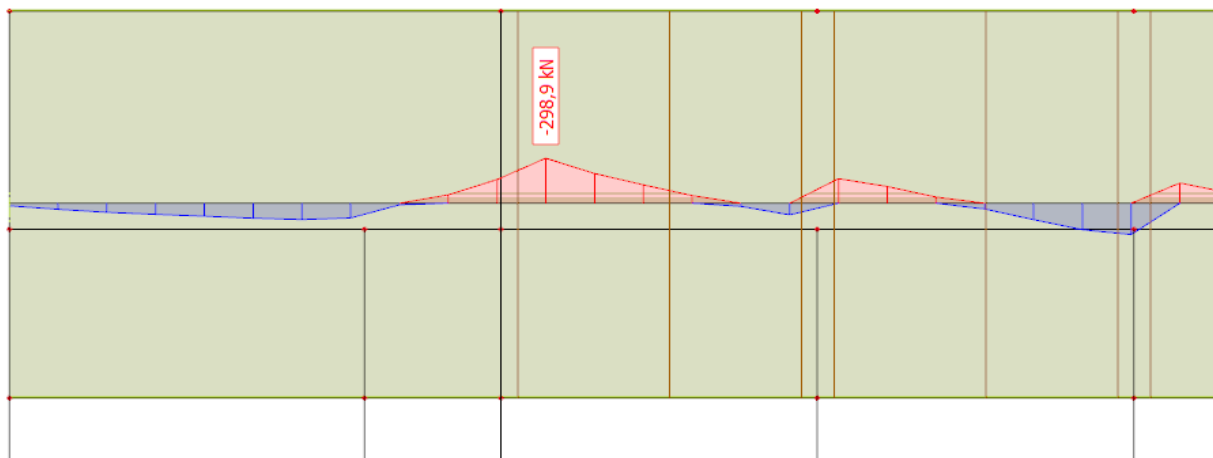
ukupna vlačna sila:

$$N_{Ed} = n_{Ed} \cdot h/2 = 88,5 \text{ kN}$$

potrebna glavna vlačna armatura

$$A_{s1,req} = N_{Ed}/f_{yd} = 2,04 \text{ cm}^2$$

odabrano:	2 Φ 16	$A_{s1,prov} =$	4,02 cm^2
-----------	-------------	-----------------	--------------------



ukupna sila:

$$V_{Ed} = 298,9 \text{ kN}$$

maksimalna poprečna sila:

$$V_{Rd,max} = 0,1 \times b \times h \times 0,85 f_{cd} = 2924,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < 1/3 V_{Rd,max} = 974,67 \text{ kN}$$

ugraditi minimalnu armaturu hrpta

Kontrola tlačnog naprezanja na osloncu:

karakteristična tlačna čvrstoća betona:

$$\text{C25/30} \quad f_{ck} = 2,50 \text{ kN/cm}^2$$

parcijalni koeficijent za beton:

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\nu = \eta_1 (1 - f_{ck}/250) = 0,90$$

$$\eta_1 = 1$$

dopušteno tlačno naprezanje:

$$\sigma_{Rd,max} = \nu \alpha f_{ck} / \gamma_c = 1,28 \text{ kN/cm}^2$$

$$\alpha = 0,85$$

vertikalna reakcija na osloncu:

$$R_z = 557,1 \text{ kN}$$

kružni oslonac:

$$r = 60 \text{ cm}$$

tlačno naprezanje:

$$\sigma_c = R_z / A = 0,05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 0,05 \text{ kN/cm}^2$$

<

$$\sigma_c =$$

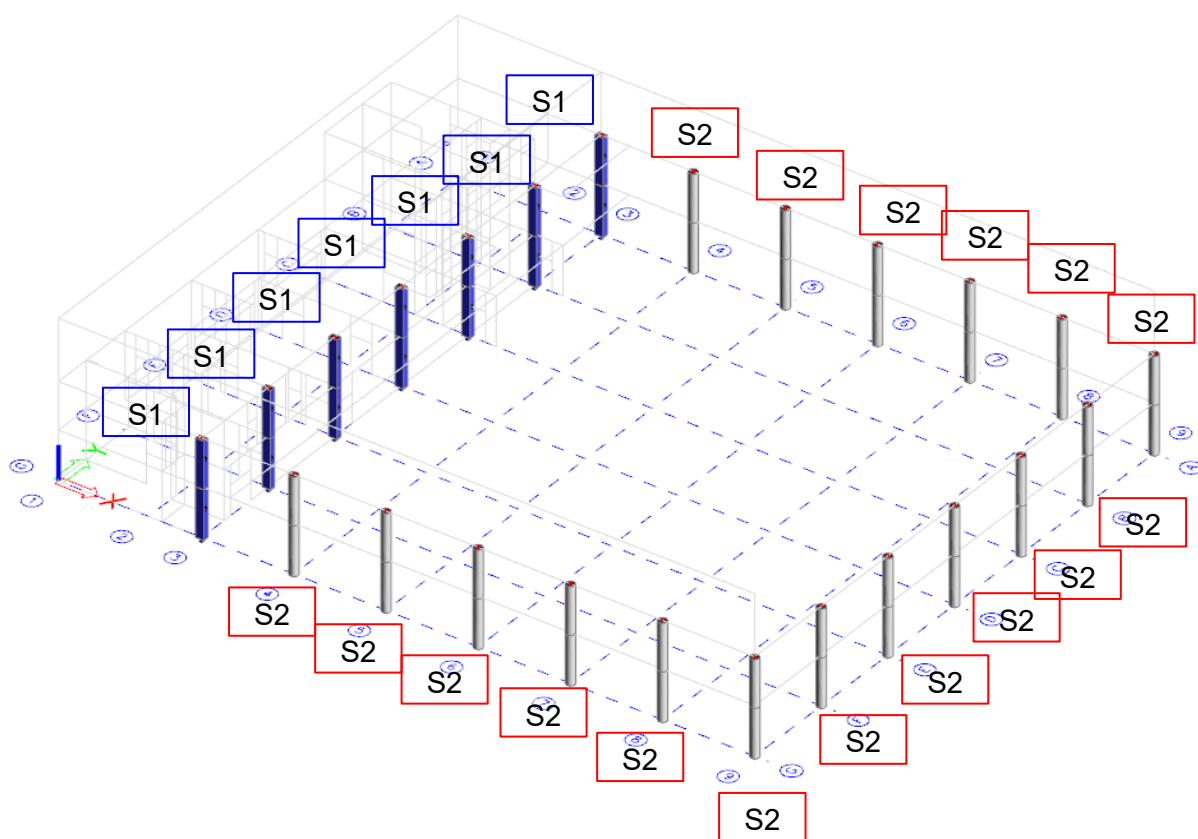
$$1,28$$

$$\text{kN/cm}^2$$

Zadovoljava

16. PRORAČUN STUPOVA

Shematski prikaz pozicije stupova



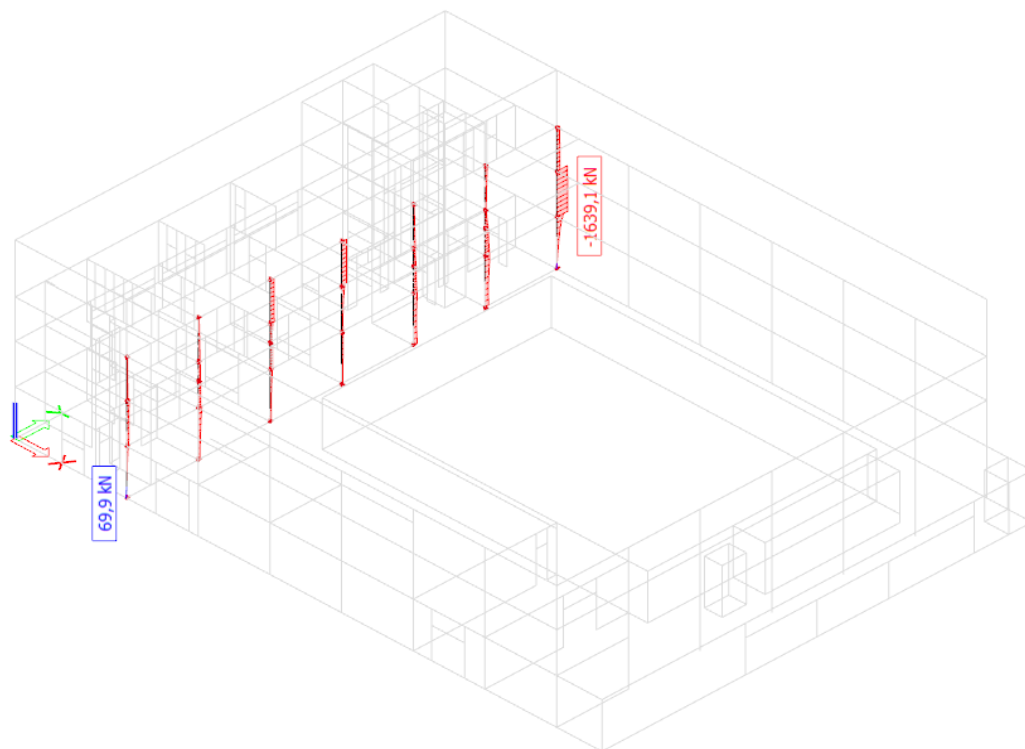
- stupovi u osi 3 prenose samo vertikalno opterećenje i
proračunati su kao "pendl" stupovi - pozicija S1 $b/h=40/60$ cm

- stupovi u osima 9, A i G proračunat će se kao primarni seizmički stupovi
pozicija S2 $d=60$ cm

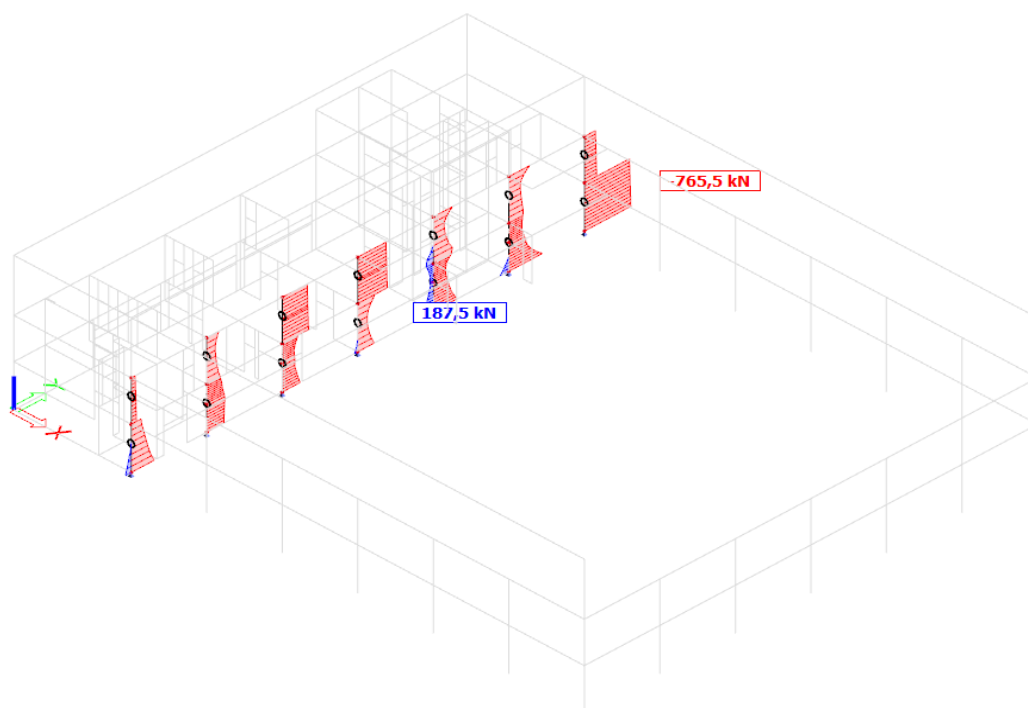
16.1. PRORAČUN STUPOVA S1

Uzdužne sile u stupovima

GSN - $1,35g+1,5q$



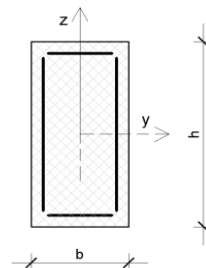
Seizmika - kombinacija 475_type2



16.1.1. DIMENZIONIRANJE AB PRAVOKUTNOG STUPA - 40/60 cm

1. STATIČKI SUSTAV I GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA

visina: $h = 60$ cm
širina: $b = 40$ cm
duljina stupa: $l_{st} = 3,90$ m
koeficijent izvijanja: $\beta_{y,z} = 1,00$
proračunska duljina: $l_{0,y} = \beta_y l_c = 3,90$ m (Pendl)
proračunska duljina: $l_{0,z} = \beta_z l_c = 3,90$ m (Pendl)



EC 2-1-1, 5.8.3.2 (1)

EC 2-1-1, 4.2 (TAB. 4.1)

razred izloženosti: **XC1** → min. klasa betona: C16/20
odabrani razred betona: **C25/30** in situ
odabrana klasa čelika: **B500 B** srednje duktilan čelik
zaštitni sloj betona: $c_{nom,prov} = 2,5$ cm
vilice: $\varnothing_w = 8$ mm
uzdužna armatura: $\varnothing_s = 16$ mm

EC 2-1-1, 3.1

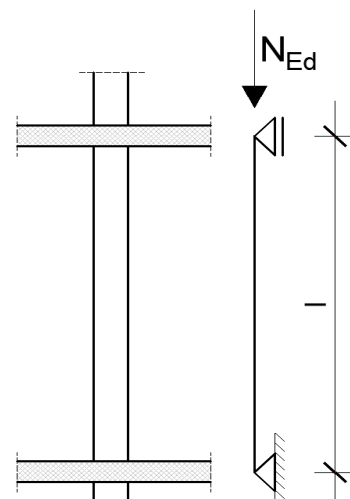
EC 2-1-1, 3.2

2. REZNE SILE PREMA TEORIJI I. REDA

uzdužna sila: $N_{Ed} = 1639,1$ kN
moment savijanja: $M_{Ed} = 0,0$ kNm

3. KAKVOĆA MATERIJALA

modul elastičnosti betona: $E_{cm} = 31000$ N/mm²
modul elastičnosti čelika: $E_s = 200000$ N/mm²
karakteristična čvrstoća betona: $f_{ck} = 25,0$ N/mm²
karakteristična čvrstoća čelika: $f_{yk} = 500,0$ N/mm²
karakteristična vlačna čvrstoća betona: $f_{ct,m} = 2,60$ N/mm²
proračunska čvrstoća betona: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / 1.5 = 1,67$ kN/cm²
proračunska čvrstoća čelika: $f_{yd} = f_{ywd} = f_{yk} / 1.15 = 43,48$ kN/cm²



4. NORMALIZIRANO OSNO OPTEREĆENJE

Za zadovoljenje uvjeta sila preuzeta iz seizmičke kombinacije.

mjerodavna uzdužna sila za seizmičku kombinaciju: $N_{Ed} = -765,5$ kN

$$v_d = N_{Ed,max} / (b_w d f_{cd}) = 0,19 < 0,65 \quad \text{Zadovoljava!}$$

PRORAČUN OVIJENOSTI STUPA

$b_c =$	60 cm	$d_{bl} =$	16 mm
$h_c =$	40 cm	$d_{bw} =$	8 mm
$l_{cl} =$	390,00 cm	$q_0 =$	3,00
$b_0 =$	54,00 cm	$f_{cd} =$	1,67 kN/cm ²
$h_0 =$	34,00 cm	$f_{yd} =$	43,48 kN/cm ²
		$E_s =$	20000 kN/cm ²

KRITIČNO PODRUČJE:

$$h_{crmin} = 65,00 \text{ cm} \quad h_{cr,min} \geq \max(h_c; b_c; 45 \text{ cm} \frac{l_{cl}}{6})$$

- mehanički obujamski omjer spona i betonske jezgre unutar kritičnog područja

$A_{sv} =$	30,8 cm ²	$T_1 =$	0,76 s
$s_w =$	10 cm	$T_c =$	0,6 s
$b_i =$	20 cm		
$z =$	10		
$N_{sd} =$	780 kN	$v_d \leq 0,65$	$v_d = 0,20$
$\rho_v =$	0,02		

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum z b_i^2}{6 b_0 h_0} = 0,637$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s_w}{2 b_0}\right) \times \left(1 - \frac{s_w}{2 h_0}\right) = 0,77 \quad \alpha = \alpha_n * \alpha_s = 0,493$$

$$\mu_\phi = 1,5 * (1 + (2(q_0 - 1) * \frac{T_c}{T})) = 6,24$$

$$\omega_v = \rho_v * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,52174 \quad \epsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,00217$$

$$\omega_{wdmin1} = \left[\frac{30 \mu_\phi v_d \epsilon_{syd} \frac{b_c}{b_0} - 0,035}{\alpha} \right] = 0,108$$

$$\omega_{wdmin2} = 0,08$$

$$A_{sw1} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$l_{sw1} = z_{uk} * b_0 + 2 h_0 = 608 \text{ cm}$$

$$V_{sl} = A_{sw1} l_{sw1} = 305,4592 \text{ cm}^3$$

$$V_0 = b_0 h_0 s_w = 18360 \text{ cm}^3$$

$$\omega_{wd,min} = \max(\omega_{wd,min1}; \omega_{wd,min2}) = 0,108$$

$$\omega_{wd} = \left(\frac{1,5 V_{sl}}{1,15 V_0} \right) \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,434$$

5. PRORAČUN PREMA TEORIJI I. REDA

Određivanje vitkosti stupa:

EC 2-1-1, 5.8.3.1 (1)

$$\lambda_{i,y} = l_{0,y} / i_z = l_{0,y} / 0,289 h = 22,5 \leq \lambda_{lim} = 25 \rightarrow \text{učinci I. reda}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_{min} \geq b / 30 = 1,33 \text{ cm} \\ e_{min} \geq h / 30 = 2,00 \text{ cm} \\ e_{min} = 2,00 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{max: } e_{min} = 2,00 \text{ cm}$$

6. DIMENZIONIRANJE

Vertikalna armatura (uzdužna)

Najmanja uzdužna armatura prema EN 1992-1 i nacionalnom dodatku:

EC 2-1-1/NA, 9.5.2 (1-2), Gl. (9.12)

$$\left. \begin{array}{l} 1) A_{s,min} = 4\emptyset 12 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ 2) A_{s,min} = 0,15 N_{Ed} / f_{yd} = 5,65 \text{ cm}^2 \\ 3) A_{s,min} = 0,003 A_c = 7,20 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{max: } A_{s,min} = 7,20 \text{ cm}^2$$

Najveća uzdužna armatura prema EN 1992-1 i nacionalnom dodatku:

EC 2-1-1/NA, 9.5.2 (3)

$$\left. \begin{array}{l} 1) A_{s,max} = 0,04 A_c = 96,00 \text{ cm}^2 \\ 2) A_{s,max} = 0,08 A_c = 192,00 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{min: } A_{s,max} = 96,00 \text{ cm}^2$$

Maksimalni razmak vertikalnih šipki je $\leq 30 \text{ cm}$, a za presjek $b = h \leq 40 \text{ cm}$, po jedna šipka u uglu.

Ukupna potrebna armatura:

$$A_{s,req} = (N_{Ed} - A_c 1,0 f_{cd}) / (f_{yd} - 1,0 f_{cd}) = -56,47 \text{ cm}^2 < 0 \text{ cm}^2$$

potrebno je minimalna uzdužna armatura

Odabrana armatura:

4 Ø 16

$A_{s,tot} = 8,04 \text{ cm}^2$

$$A_{s,min} = 7,20 \text{ cm}^2 \leq A_{s,tot,prov} = 8,04 \leq A_{s,max} = 96,00 \text{ cm}^2$$

UVJET ZADOVOLJEN

Uvjet ravnoteže:

$$F_c = a_{cc} f_{cd} (A_c - A_s) = 3986,6 \text{ kN}$$

$$F_s = f_{yd} A_s = 349,5 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = F_c + F_s = 4336,1 \text{ kN} > N_{Ed} = 1639,1 \text{ kN}$$

UVJET ZADOVOLJEN

Poprečna armatura

EC 2-1-1/NA, 9.5.3

Minimalni promjer poprečne armature (spone i spirale) prema EN 1992-1 i nacionalnom dodatku:

- | | | | | |
|----|--|----|---|----------------------|
| 1) | $\varnothing_w \geq 6$ | mm | } | min: $\varnothing 6$ |
| 2) | $\varnothing_w \geq \varnothing_s / 4 = 4$ | mm | | |

Maksimalni razmak spona prema EN 1992-1 i nacionalnom dodatku:

EC 2-1-1/NA, 9.5.3 (3)

- | | | | | | |
|----|--|----|---|--------------------------------|----|
| 1) | $s_{cl,t,max} = 12 \varnothing_{s,min} = 19,20$ | cm | } | min: $s_{cl,t,max} \leq 19,20$ | cm |
| 2) | $s_{cl,t,max} \leq \min(b \text{ ili } h) = 40,00$ | cm | | | |
| 3) | $s_{cl,t,max} \leq 30,00$ | cm | | | |

- reznost vilice: $m = 2$

SREDINA STUPA → odabrano **$\varnothing 8 / 15,0$ cm** **$A_{sw,prov} = 6,70$ cm²**

Progušćivanje spona prema EN 1992-1 i nacionalnom dodatku:

Postavljanje spona na duljini većoj presjeka stupa i na mjestu preklopa vertikalne armature $\geq \varnothing 14$.

- | | | | |
|---------------------------------|----|-----------------|------------------------------------|
| $0,6 s_{cl,t,prov} = 9,0$ | cm | nije mjerodavno | |
| $\max(b \text{ ili } h) = 60,0$ | cm | mjerodavno | → spona se postavljaju i kroz čvor |

VRH STUPA → odabrano **$\varnothing 8 / 7,5$ cm** **$A_{sw,prov} = 13,40$ cm²**

progušćenje na duljini $\geq 60,0$ cm

Progušćivanje spona prema EN 1992-1 i nacionalnom dodatku:

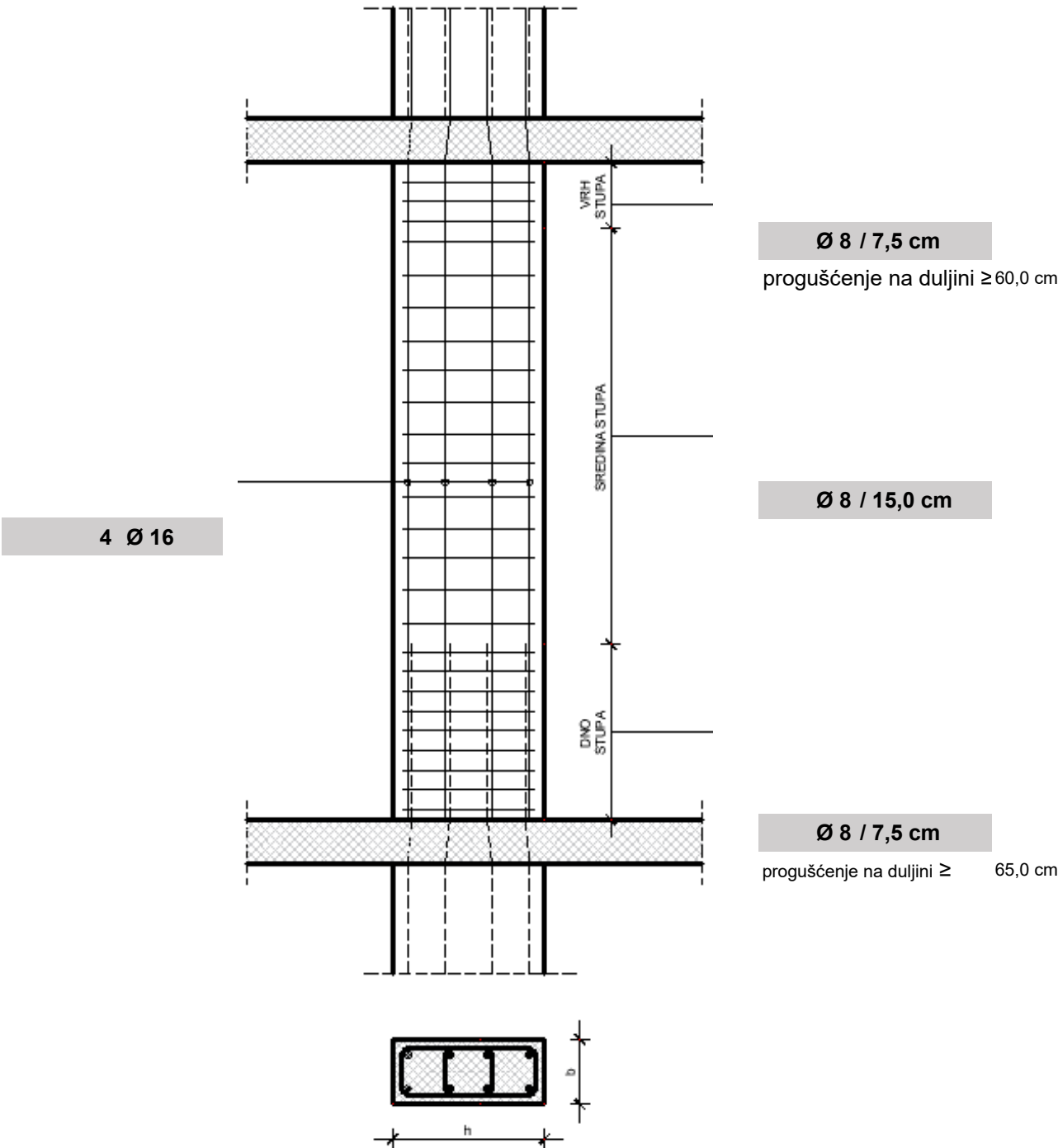
Postavljanje spona na duljini većoj presjeka stupa odnosno duljini sidrenja.

- | | | | |
|----------------------------------|----|---------------------|------------------------------------|
| $0,6 s_{cl,t,prov} = 9,0$ | cm | | |
| $\max(b \text{ ili } h) = 60,0$ | cm | | → spona se postavljaju i kroz čvor |
| $l_{bd} \text{ (sidrenje)} = 65$ | cm | za $\varnothing 16$ | i C25/30 → dobra prionjivost |

DNO STUPA → odabrano **$\varnothing 8 / 7,5$ cm** **$A_{sw,prov} = 13,40$ cm²**

progušćenje na duljini $\geq 65,0$ cm

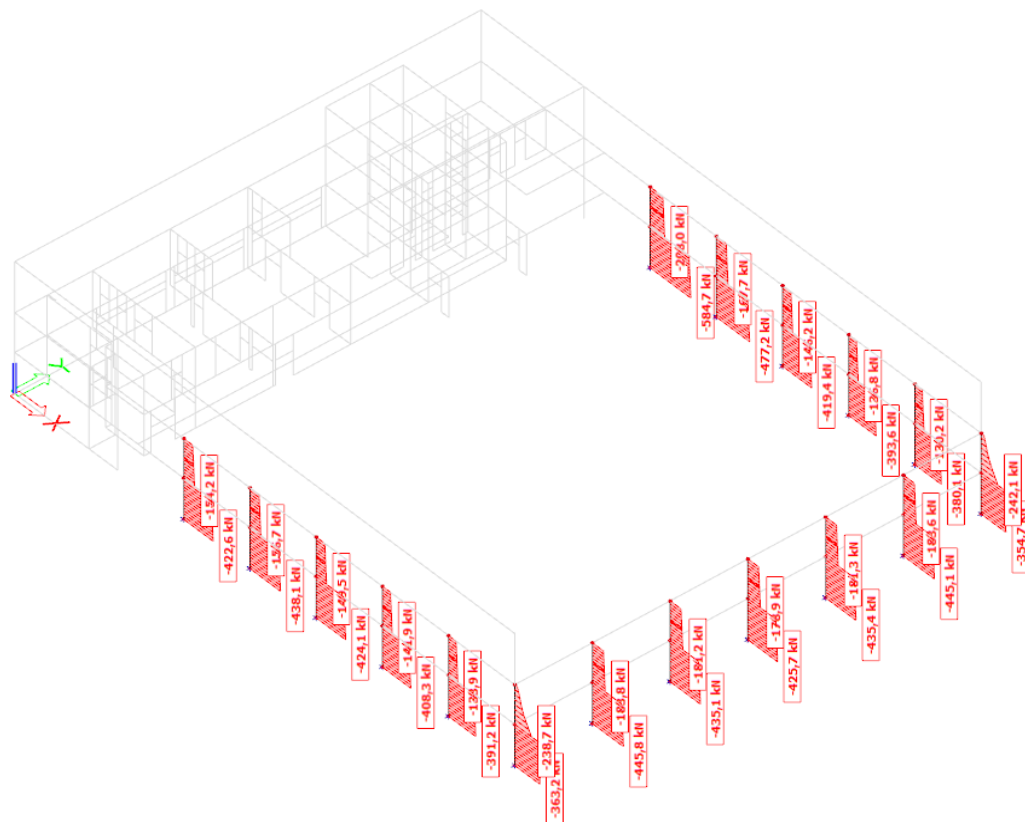
Skica armiranja



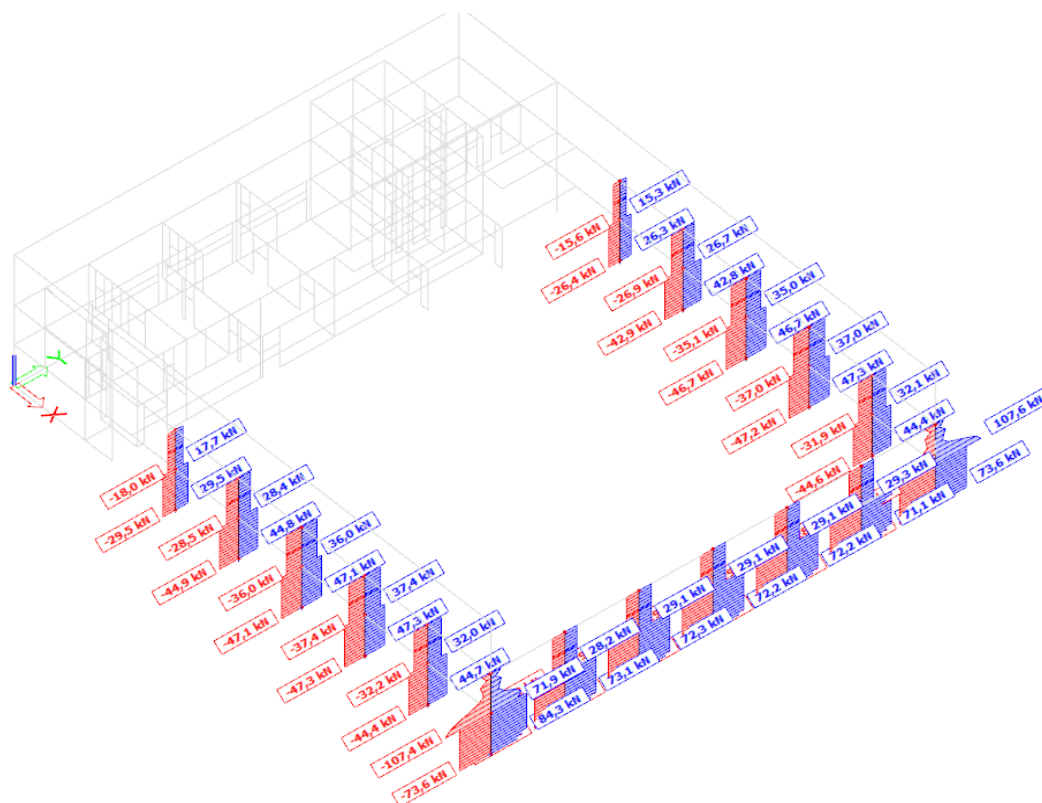
16.2. PRORAČUN STUPOVA S2

Sile u stupovima za seizmičku klasu opterećenja

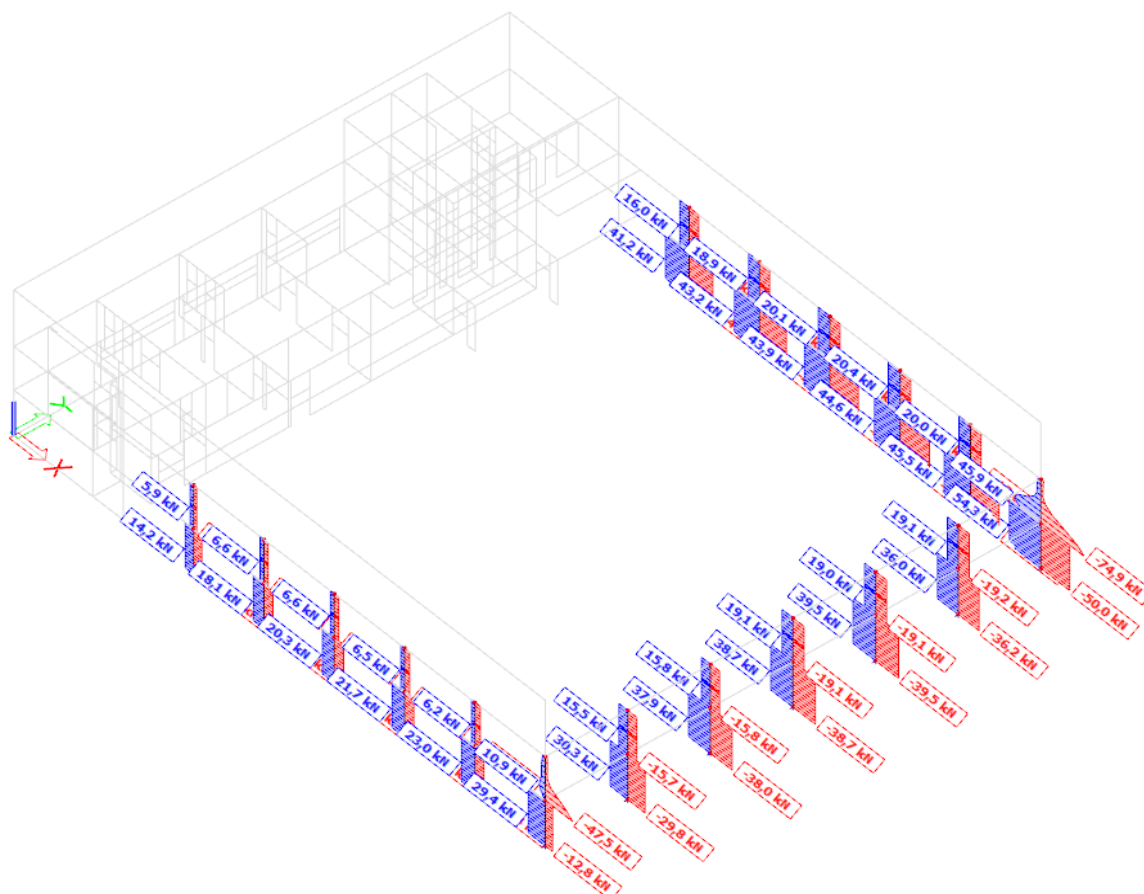
Uzdužne sile u stupovima



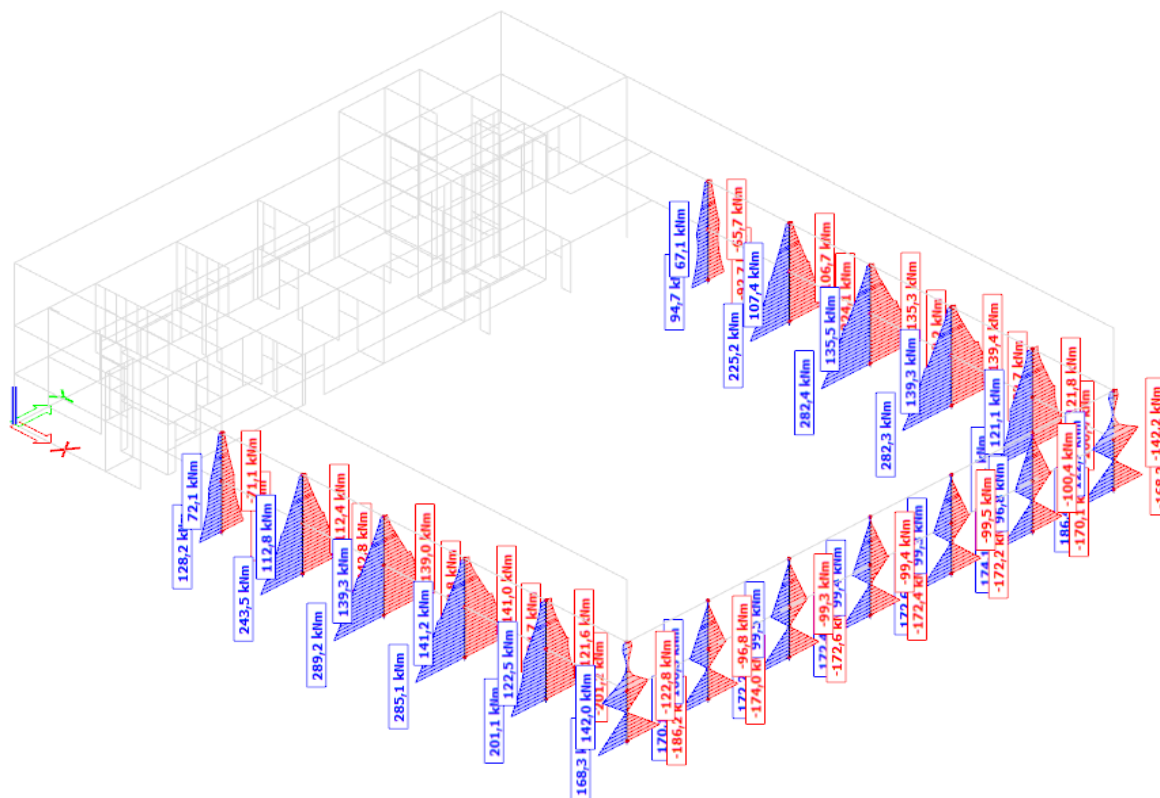
Poprečne sile Vy



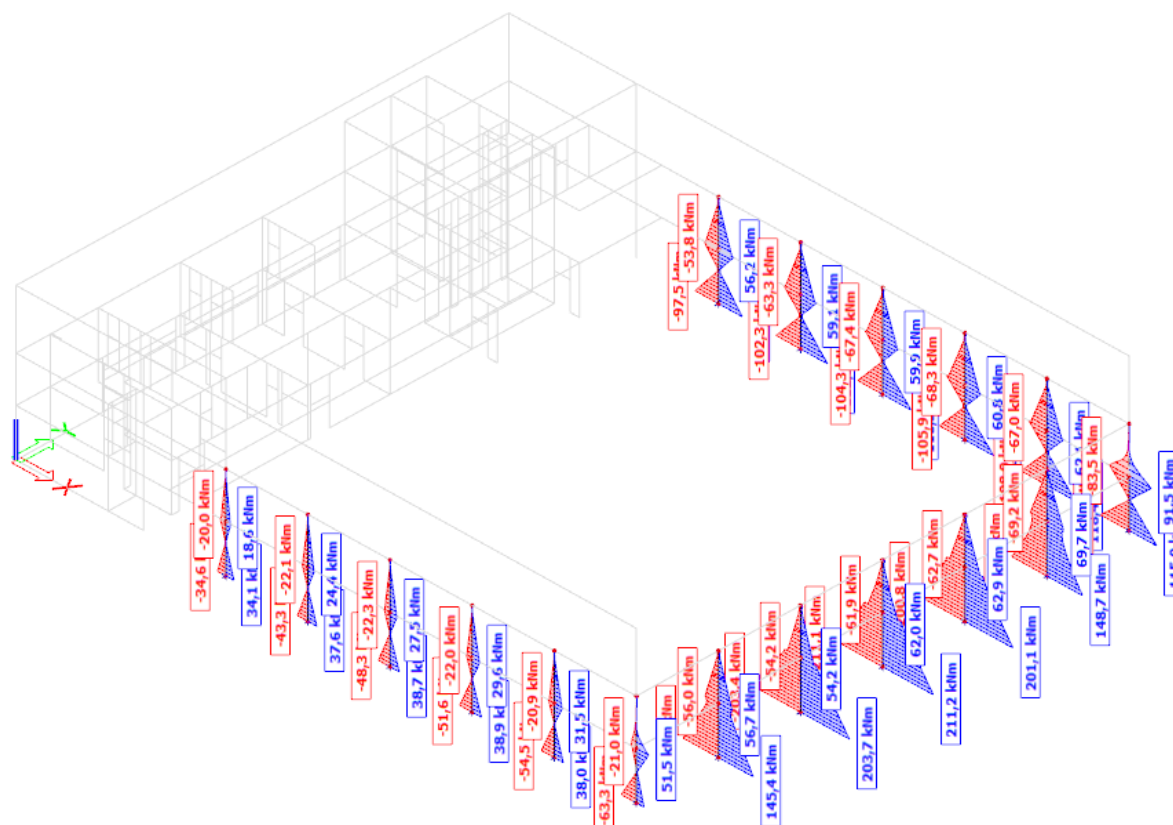
Poprečne sile Vz



Moment savijanja M_z

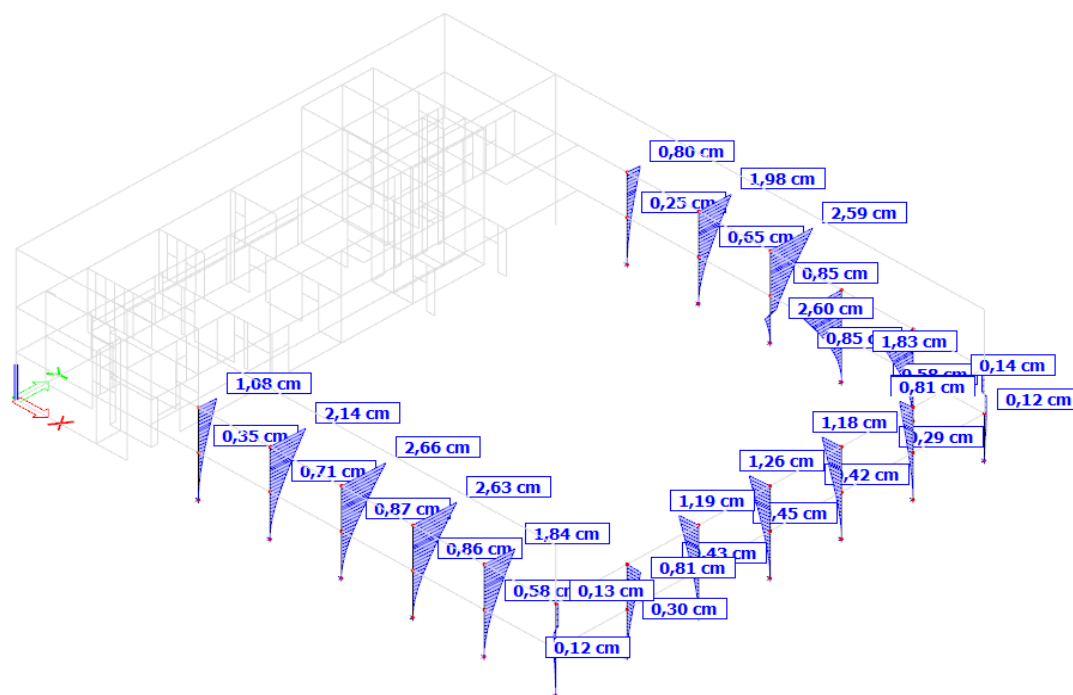


Moment savijanja My



kombinacija za GSU - seizmika 95 povratno razdoblje

Dijagram horizontalnih pomaka konstrukcije (cm)



$d_{e,max} = 2,63$ cm međukatni pomak dobiven linearnom analizom na računskom
 $d_r = q \cdot d_e = 3,95$ cm međukatni pomak izazvan računskim seizmičkim djelovanjem
 Ograničenje relativnog pomaka (prema EC8):

$$d_r / \nu \leq 0,0075 h * \nu - \text{faktor redukcije (prema kategoriji značaja objekta = 1,0)}$$

h - visina $\approx$ 765 cm

* - za zgrade koje imaju nekonstrukcijske elemente na koje ne utječu deformacije konstrukcije

$$d_{r,max} / \nu = 3,95 / 1,00 = 3,95 \text{ cm} < 5,74 \text{ cm}$$

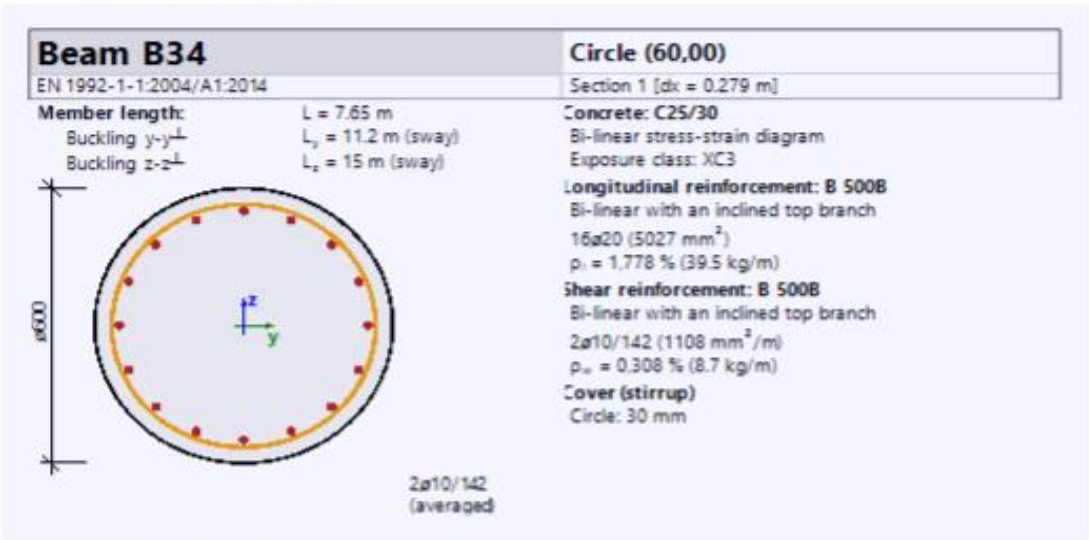
16.2.1. DIMENZIONIRANJE STUPA S2

40 / 60 cm
C25/30

Odabrana armatura:			
uzdužna	16 Ø 20	$A_{s,tot}=$	50,24 cm ²
poprečna	10 / 10 cm	$A_{s,tot}=$	7,85 cm ³

Check capacity-interaction diagram

Values: UC
Linear calculation
Combination: SEIZMIKA 475 -TYPE 2
Coordinate system: Member
Extreme ID: Global
Selection: B34
Filter: Cross-section = CS2 - Circle (60,00)



Material characteristics

Design concrete compressive strength

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cs} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 25}{1.2} = 20.8 \text{ MPa}$$

Design yield strength of longitudinal reinforcement

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa} \tag{3.15}$$

Forces

From FEM analysis

$$N = -397 \text{ kN} \quad M_y = 13.1 \text{ kNm} \quad M_z = 278 \text{ kNm}$$

Content of combination:

$$S01+S02.1+S07.2+S02.2$$

Compression member

Limit axial force to consider member as compression:

$$N_{adm} = -\text{Coeff}_{cm} \cdot (f_{cd} \cdot A_c) = -0.1 \cdot (20.8 \cdot 10^6 \cdot 0.283) = -589 \text{ kN}$$

Check condition:

$$N_{ed} \geq N_{adm} = -397 \text{ kN} \geq -589 \text{ kN} \dots \text{ not compression member}$$

Note: The member is not considered as a compression member (normal force is relatively small or zero).

Recalculation bending moments:

Moment reduction above support: No

Shear forces reduction above support: No

Use Shift rule: Yes

$$N_{Ed} = -397 \text{ kN} \quad M_{Edy} = 14.9 \text{ kNm} \quad M_{Edz} = 289 \text{ kNm}$$

Input data for generation of interaction diagrams

Method of interaction diagram check	$N_u M_u$
Division of vertical strains	250
Number of vertical cuts	18
Resultant value of bending moment	$M_{res} = 289 \text{ kNm}$
Angle of resultant bending moment related to M_y direction in horizontal plane M_y - M_z	$\alpha_{My/Mz} = 93^\circ$
Angle of resultant bending moment related to N direction in vertical plane N- M_{res}	$\alpha_{N/M} = -53.9^\circ$

Calculation of resistances

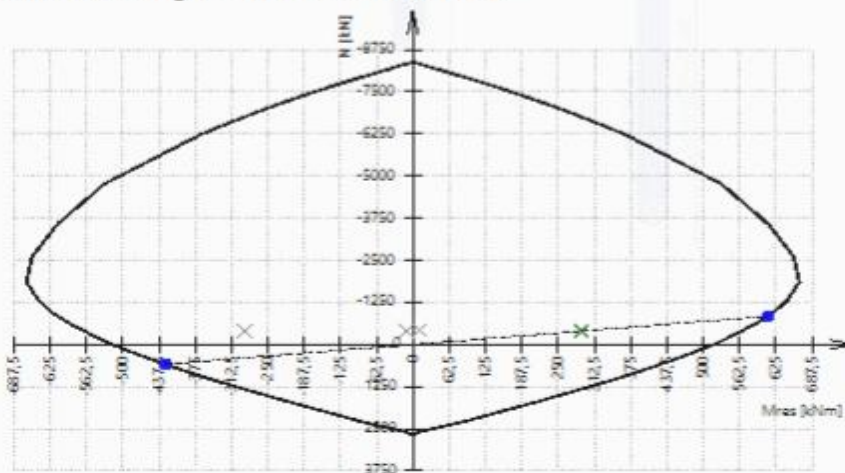
Resistances in positive direction $N_{Rd+} = 585 \text{ kN}$ $M_{Rdy+} = 32 \text{ kNm}$ $M_{Rdz+} = 611 \text{ kNm}$
Resistances in negative direction $N_{Rd-} = -840 \text{ kN}$ $M_{Rdy-} = -22 \text{ kNm}$ $M_{Rdz-} = -426 \text{ kNm}$

Summary of check

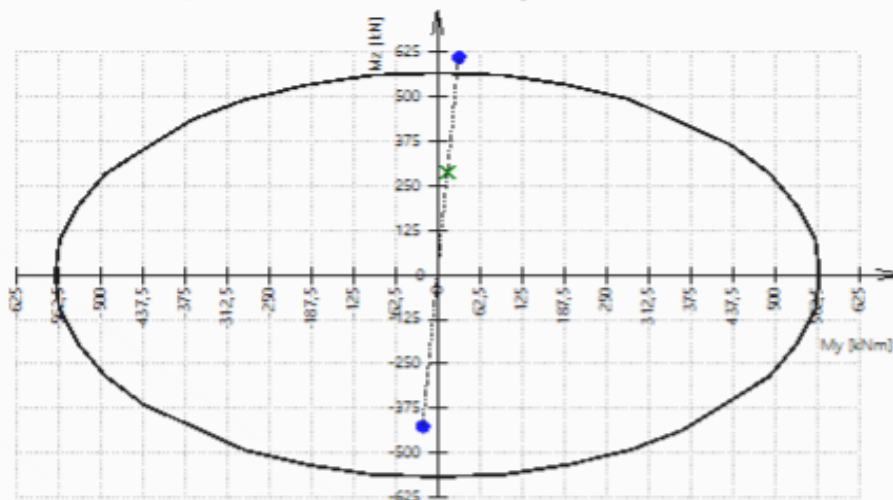
Forces: $N_{Ed} = -397 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 14.9 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 289 \text{ kNm}$
Resistance: $N_{Rd} = -840 \text{ kN}$ $M_{Rdy} = 32 \text{ kNm}$ $M_{Rdz} = 611 \text{ kNm}$
Calculation of unity check:

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{-397^2 + 14.9^2 + 289^2}}{\sqrt{-840^2 + 31.5^2 + 611^2}} = 0.473 < 1 \quad \text{OK}$$

3D interaction diagram - Vertical section N- M_{res}



3D interaction diagram - Horizontal section M_y - M_z



Provjera na poprečnu silu

Forces

Content of combination: $SO1+SO2.1+0.30*SO3.2-SO7.2+SO2.2$

$N_{sd} = -232 \text{ kN}$ $M_{sdy} = -5.64 \text{ kNm}$ $M_{sdx} = -130 \text{ kNm}$ $V_{sdy} = -102 \text{ kN}$ $V_{sdx} = -39.2 \text{ kN}$ $T_{sd} = -38 \text{ kNm}$

Angle of gradient of strain plane

$$\alpha_{1,1} = 2.49^\circ$$

Resultant of shear force

$$V_{sd} = \sqrt{V_{sdy}^2 + V_{sdx}^2} = \sqrt{-102^2 + -39.2^2} = 109 \text{ kN}$$

Angle of shear resultant

$$\alpha_v = -159^\circ$$

$$\alpha_v = \alpha_{1,1} + 180 = -159 + 180 = 21^\circ$$

Difference between angles $\alpha_{1,1}$ and α_v

$$\alpha_{1,v} = \text{abs}(\alpha_{1,1} - \alpha_v) = \text{abs}(2.49 - 21) = 18.6^\circ$$

Shear check

Check $V_{Rd,max}$

$$V_{sd} = 109 \text{ kN} \leq V_{Rd,max} + V_{ccs} + V_{st} = 1010 \text{ kN}$$

Note: The check satisfies for crushing of the compression strut ($V_{sd} \leq V_{Rd,max} + V_{ccs} + V_{st}$).

Check $V_{Ed,max}$

$$V_{sd} = 109 \text{ kN} \leq V_{Ed,max} + V_{ccs} + V_{st} = 1164 \text{ kN}$$

Note: The check satisfies for shear force near the support ($V_{sd} \leq V_{Ed,max} + V_{ccs} + V_{st}$).

Check V_{Rdc} and V_{Rds}

$$V_{sd} = 109 \text{ kN} < V_{Rdc} + V_{ccs} + V_{st} = 273 \text{ kN}$$

Note: The check satisfies for shear reinforcement ($V_{sd} < V_{Rdc} + V_{ccs} + V_{st}$).

Unity check

$$UC = \frac{V_{sd}}{V_{Rdc}} = \frac{109 \text{ kN}}{273 \text{ kN}} = 0.4$$

Torsional check

Check $T_{Rd,max}$

$$T_{sd} = 38 \text{ kNm} \leq T_{Rd,max} = 262 \text{ kNm}$$

Note: The check satisfies for crushing of the compression strut ($T_{sd} < T_{Rd,max}$).

Check T_{Rdc} and T_{Rds}

$$T_{sd} = 38 \text{ kNm} < T_{Rdc} = 149 \text{ kNm}$$

Note: The check satisfies for shear reinforcement ($T_{sd} < T_{Rdc}$).

Check $F_{sd,max}$

$$F_{sd} = 202 \text{ kN} \leq F_{sd,max} = 2513 \text{ kN}$$

Note: The check for additional tensile force in longitudinal reinforcement satisfies.

Unity check

$$UC = \max\left(\frac{\text{abs}(T_{sd})}{T_{Rdc}}, \frac{F_{sd}}{F_{sd,max}}\right) = \max\left(\frac{\text{abs}(-38 \text{ kNm})}{149 \text{ kNm}}, \frac{202 \text{ kN}}{2513 \text{ kN}}\right) = 0.255$$

17. PRORAČUN PODRUMSKIH ARMIRANOBETONSKIH ZIDOVA

1. UVOD

Proračun podrumskih zidova konstrukcije bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemenata uz sljedeće pretpostavke:

- vanjski zidovi debljine 25 cm, unutarnji 20 cm
- kvaliteta betona C25/30
- debljina zaštitnog sloja dolje s vanjske strane je 4,0 cm (XC2), a s unutarnje strane je 2,5 cm (XC1)

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 i EC7 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti. Program sam uzima u obzir opterećenje vlastitom težinom.

2. OPTEREĆENJA

opterećenja:

SO1	vlastita težina
SO2	dodatno stalno opterećenje
SO3	uporabno opterećenje
SO4	opterećenje tlom
SO5	dodatno uporabno opterećenje

vrsta opterećenja:

Konstruktivsko
Konstruktivsko
Konstruktivsko
Geotehničko
Geotehničko

kombinacije opterećenja (faza uporabe):

KO1	$1,00 \times SO1 + 1,00 \times SO2 + 1,00 \times SO3 + 1,00 \times SO4 + 1,00 \times SO5$	GSU
KO2	$1,35 \times SO1 + 1,35 \times SO2 + 1,50 \times SO3 + 1,00 \times SO4 + 1,30 \times SO5$	GSN nepovoljno
KO3	$1,00 \times SO1 + 1,00 \times SO2 + 1,00 \times SO4 + 1,30 \times SO5$	GSN povoljno

kombinacije opterećenja (faza gradnje):

KO4	$1,00 \times SO1 + 1,00 \times SO4 + 1,00 \times SO5$	GSU
KO5	$1,35 \times SO1 + 1,00 \times SO4 + 1,30 \times SO5$	GSN nepovoljno
KO6	$1,00 \times SO1 + 1,00 \times SO4 + 1,30 \times SO5$	GSN povoljno

anvelopa opterećenja:

AO1 = {KO2-KO3}	GSN
AO2 = {KO5-KO6}	GSN

3. PRILOZI

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

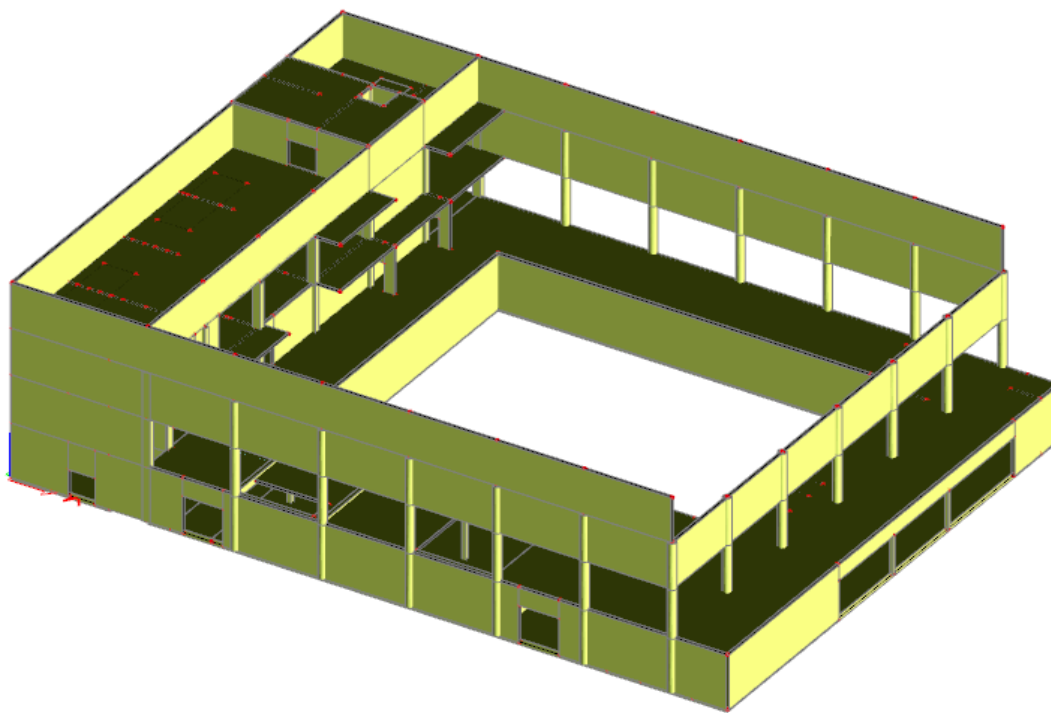
Prilog 2. Opterećenja (kN , kN/m^2)

Prilog 3. Dijagrami momenata savijanja od **AO1** (kNm/m') - faza uporabe

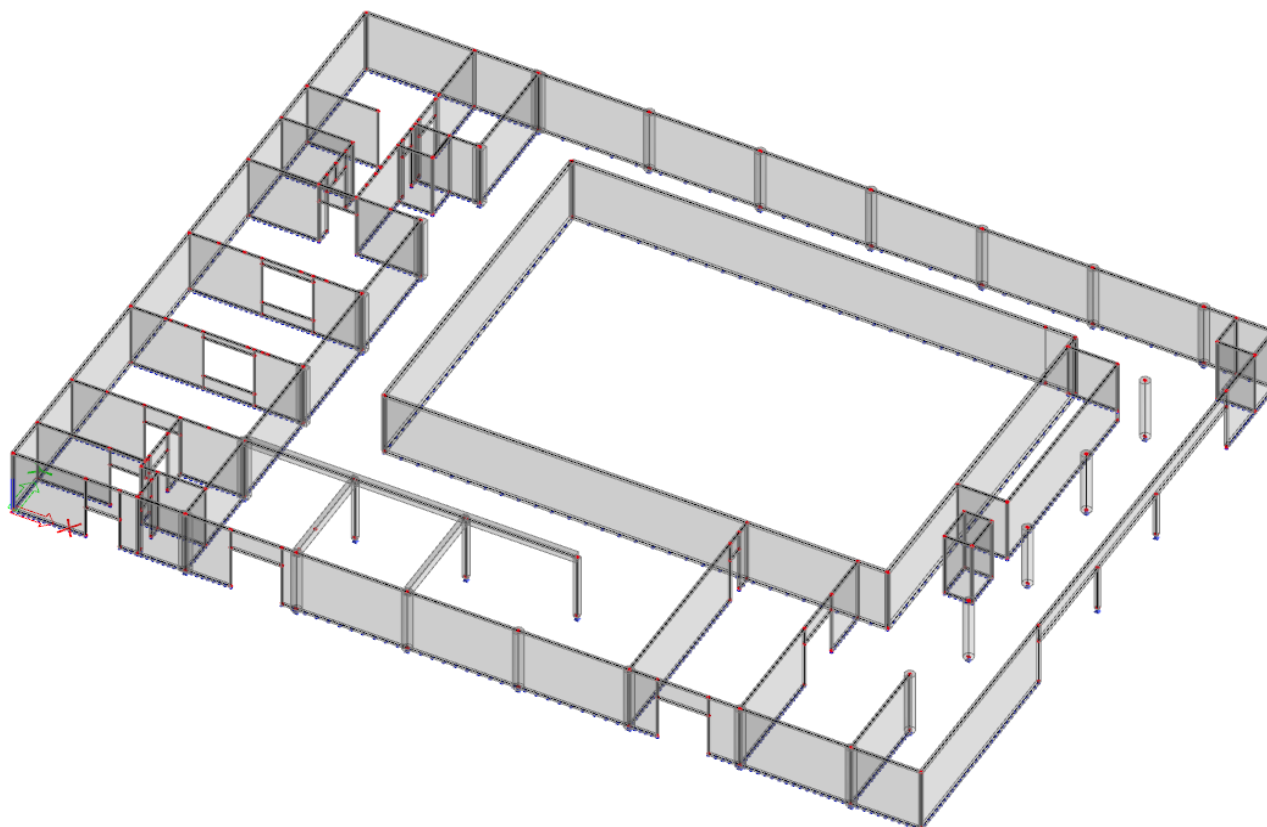
Prilog 4. Dijagrami armature od **AO1** (cm^2/m') - faza uporabe

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

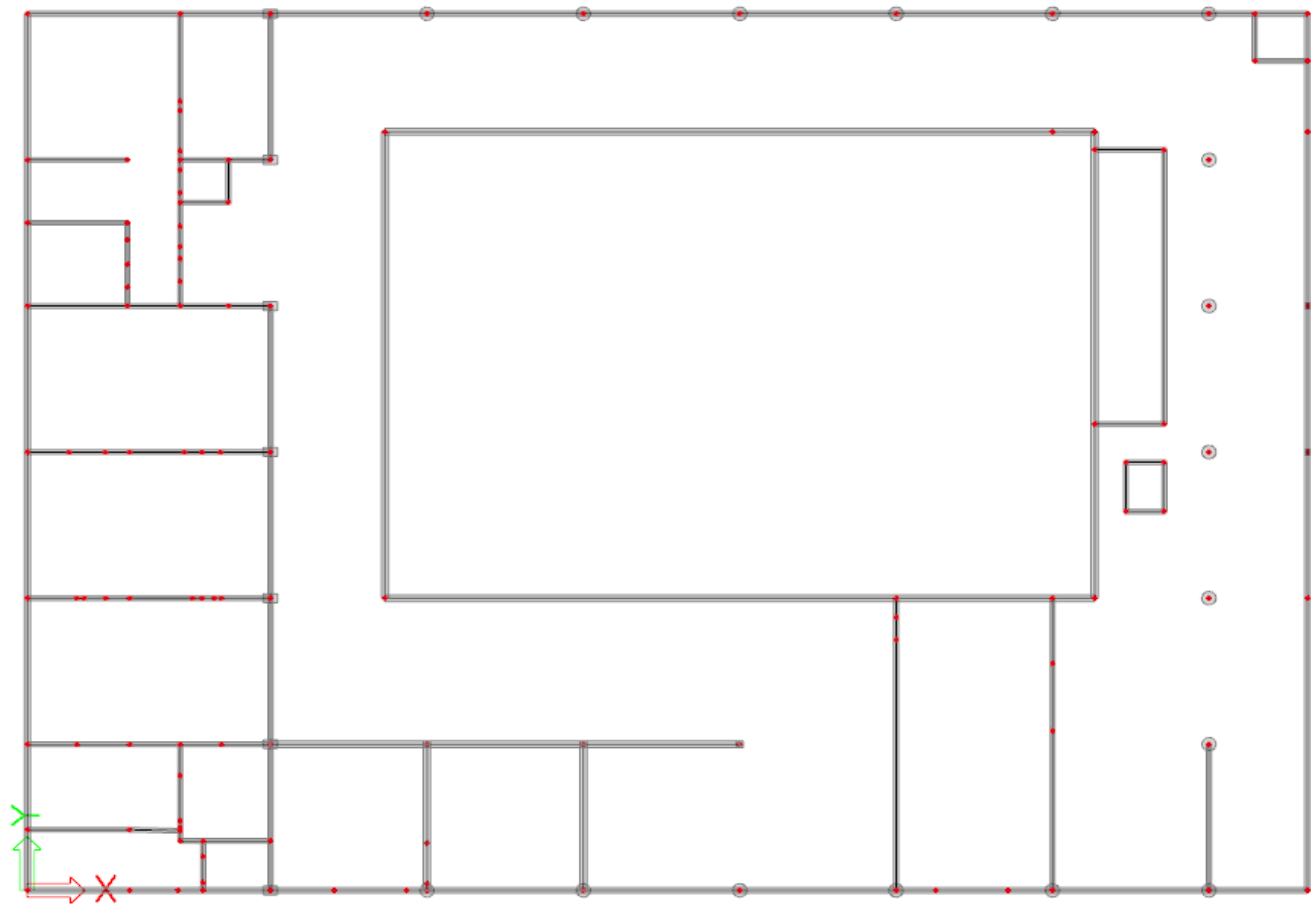
3D prikaz modela



3D prikaz zidova podruma

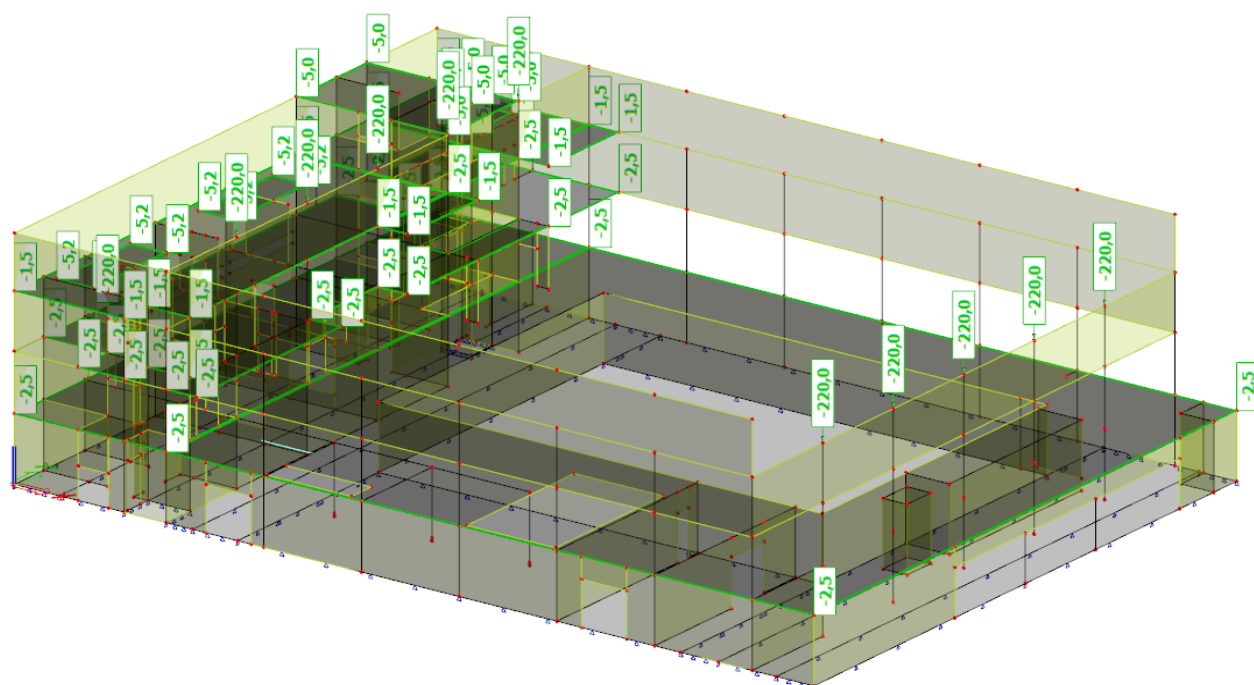


Tlocrtni prikaz zidova podruma

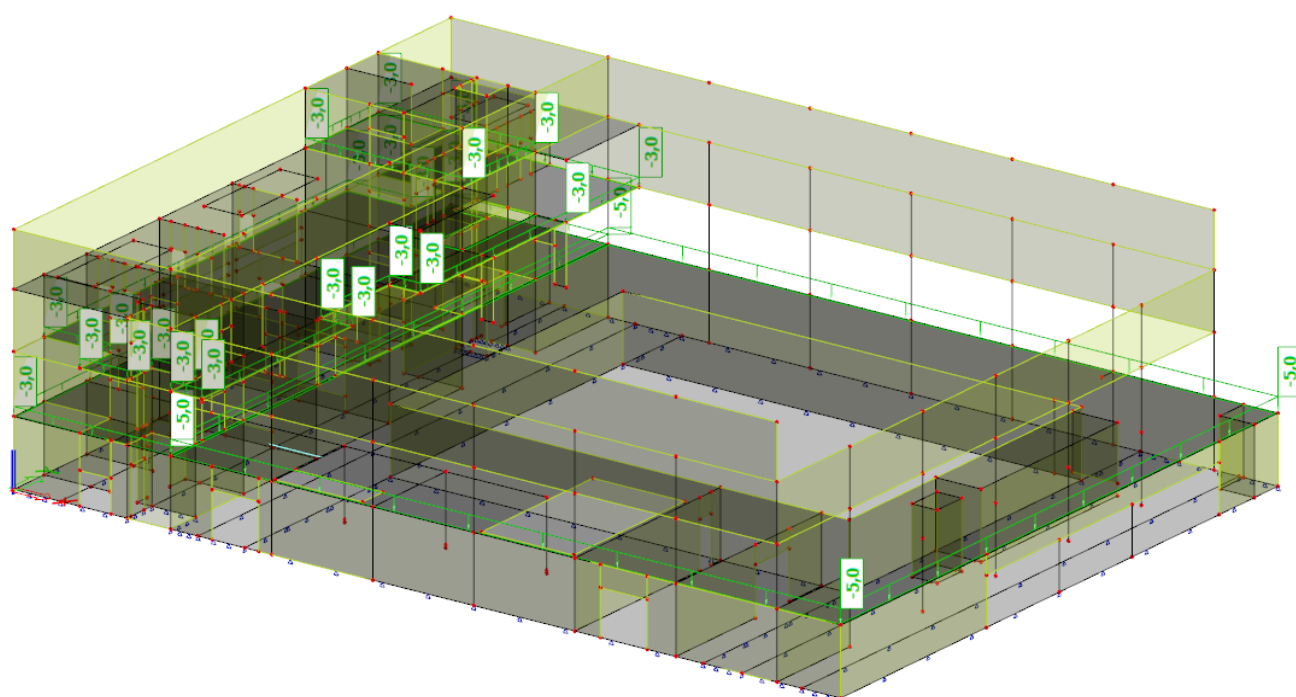


Prilog 2. Opterećenja (kN, kN/m²)

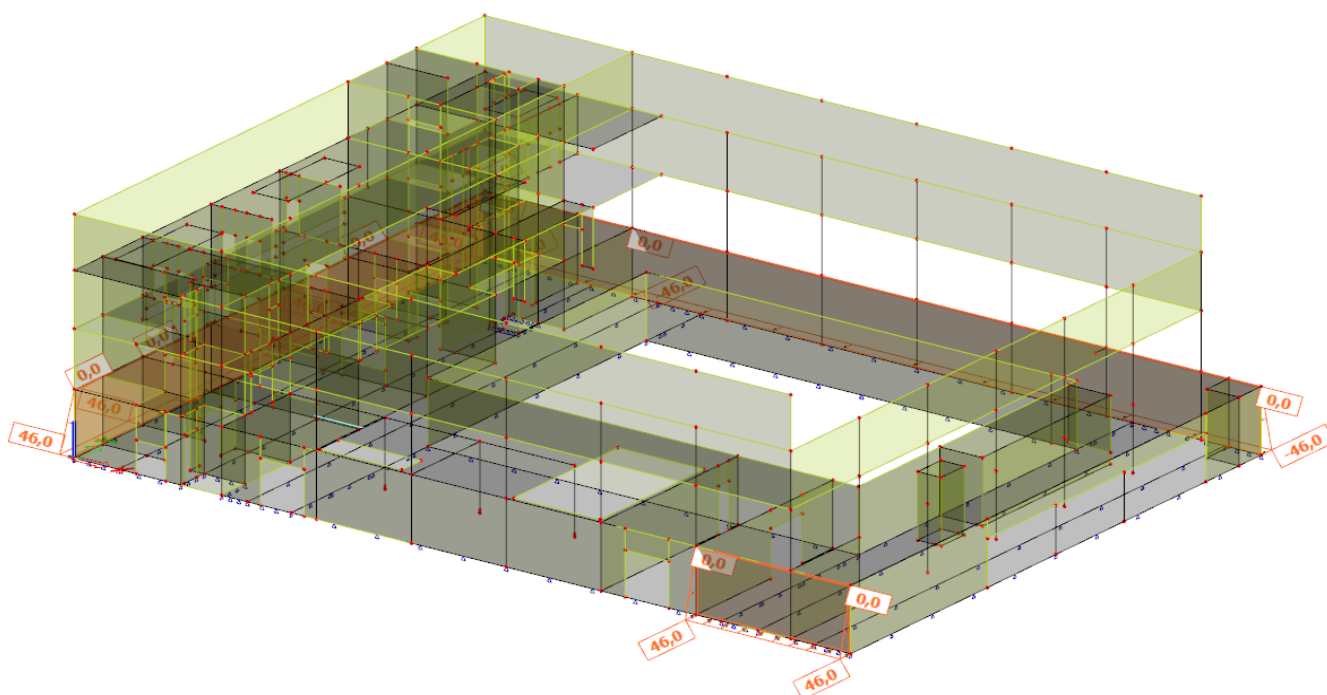
SO2 - dodatno stalno opterećenje



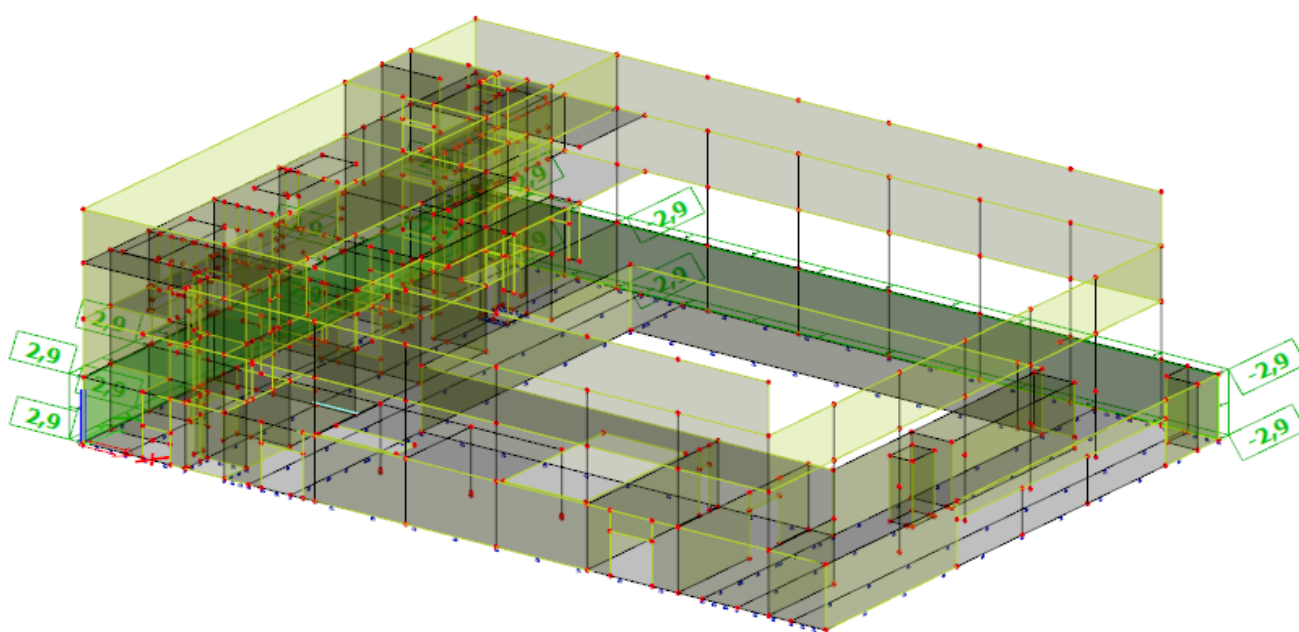
SO3 - uporabno opterećenje



SO4 - opterećenje tlom

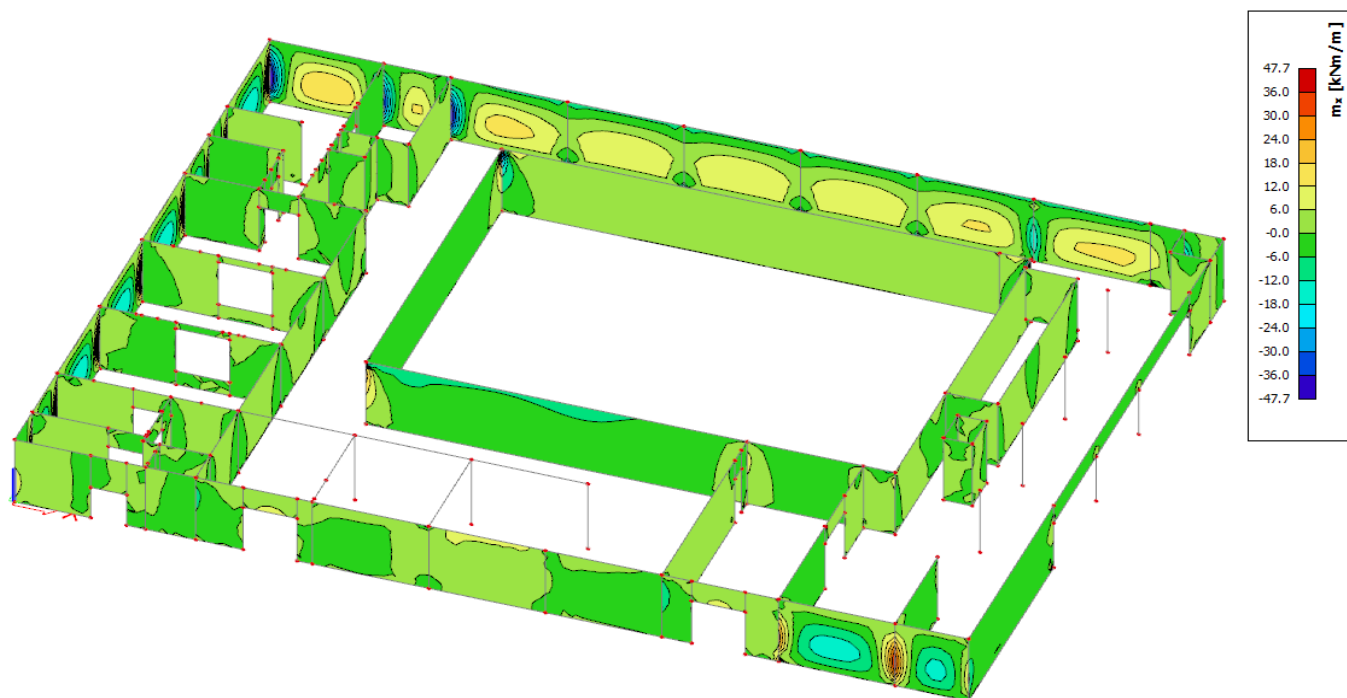


SO5 - uporabno tlo

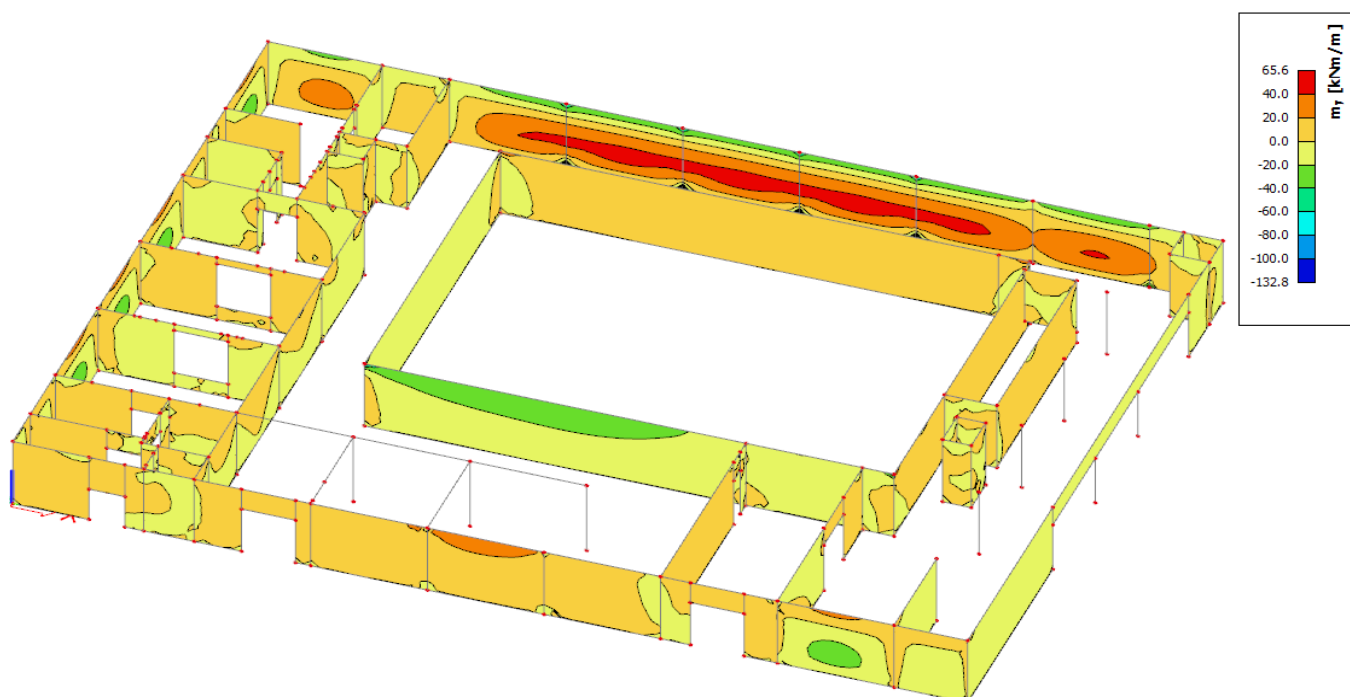


Prilog 3. Dijagrami momenata savijanja od A01 (kNm/m') - faza uporabe

u X smjeru - m_x

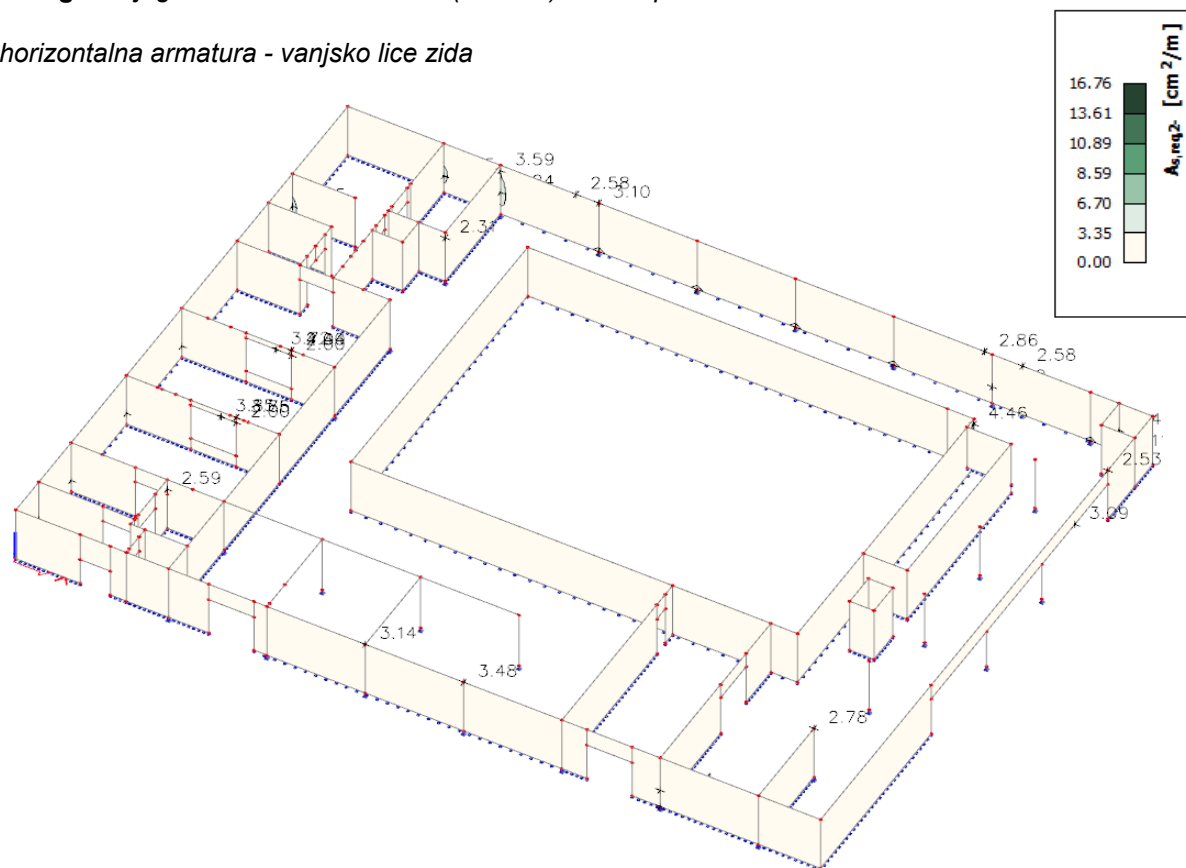


u Y smjeru - m_y

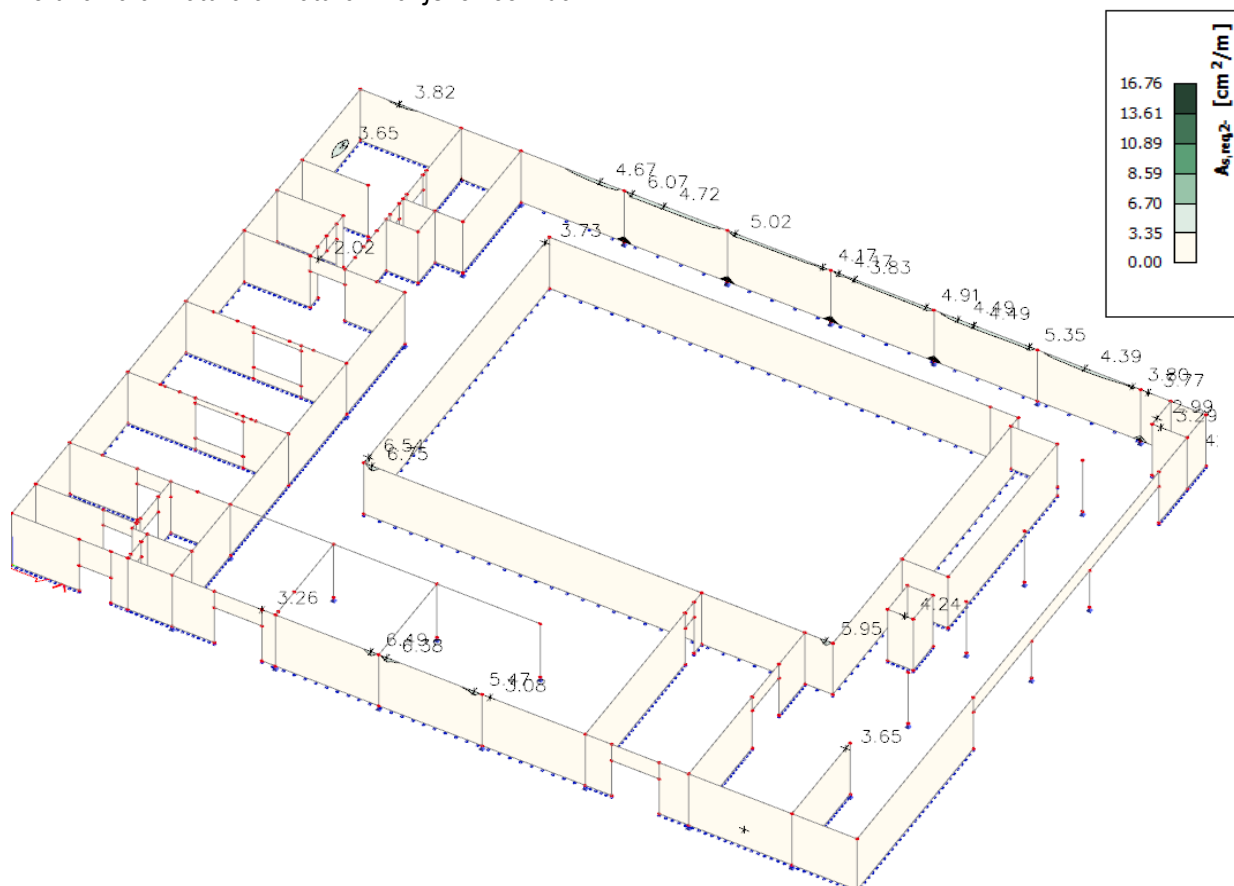


Prilog 4. Dijagrami armature od AO1 (cm^2/m') - faza uporabe

horizontalna armatura - vanjsko lice zida



vertikalna armatura armatura - vanjsko lice zida



18. PRORAČUN TEMELJNE KONSTRUKCIJE

1. UVOD

Proračun temeljne ploče bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemenata uz sljedeće pretpostavke:

- temeljnu konstrukciju čini temeljna ploča debljine 50 cm
- kvaliteta betona C25/30
- debljina zaštitnog sloja dolje je 4,0 cm (XC2), gore 2,5 cm (XC1)
- zglobna veza između temeljne ploče i zidova prizemlja

Temeljna konstrukcija proračunata je na elastičnim osloncima s koeficijentom krutosti posteljice od $k_s=95\,000\text{ kN/m}^2/\text{m}$ do $k_s=7\,800\text{ kN/m}^2/\text{m}$

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 i EC7 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti. Program sam uzima u obzir opterećenje vlastitom težinom.

2. OPTEREĆENJA

opterećenja:

SO1	vlastita težina
SO2	dodatno stalno opterećenje
SO3	uporabno opterećenje / opterećenje snijegom (krov)
SO4	opterećenje tlom
SO5	dodatno uporabno opterećenje

vrsta opterećenja:

Konstrukcijsko
Konstrukcijsko
Konstrukcijsko
Geotehničko
Geotehničko

kombinacije opterećenja:

KO1	$1,00 \times \text{SO1} + 1,00 \times \text{SO2} + 1,00 \times \text{SO3} + 1,00 \times \text{SO4} + 1,00 \times \text{SO5}$
KO2	$1,35 \times \text{SO1} + 1,35 \times \text{SO2} + 1,50 \times \text{SO3} + 1,00 \times \text{SO4} + 1,30 \times \text{SO5}$
KO3	$1,0 \times \text{SO1} + 1,0 \times \text{SO2} + 1,00 \times \text{SO4} + 1,30 \times \text{SO5}$

GSU
GSN nepovoljno
GSN povoljno

anvelopa opterećenja:

AO1 = {KO2-KO3}

GSN

3. PRILOZI

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

Prilog 2. Opterećenja (kN , kN/m^2)

Prilog 3. Dijagrami momenata savijanja u temeljnoj ploči od **AO1** (kNm/m)

Prilog 4. Dijagrami slijeganja temeljne ploče od **AO1** (cm)

Prilog 5. Dijagrami kontaktnih naprezanja od **AO1** (kN/m^2)

Prilog 6. Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od **AO1** (cm^2/m)

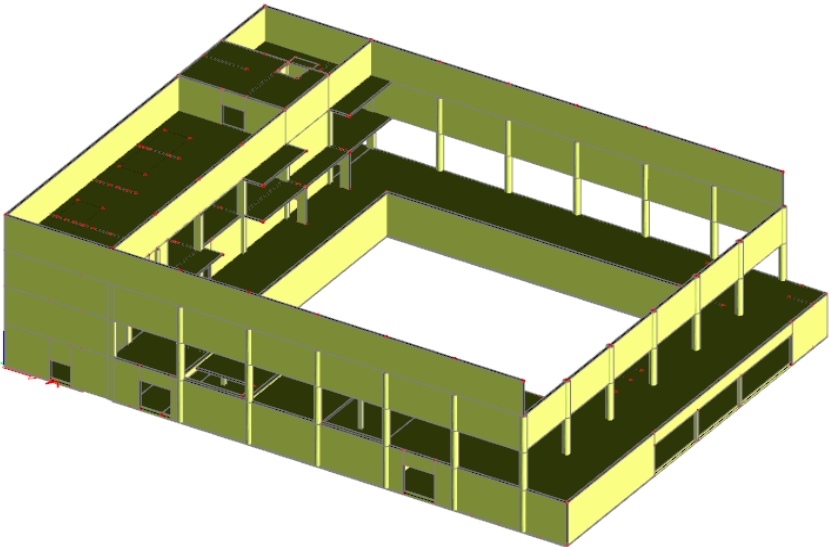
Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru Y u donjoj zoni od **AO1** (cm^2/m)

Prilog 8. Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od **AO1** (cm^2/m)

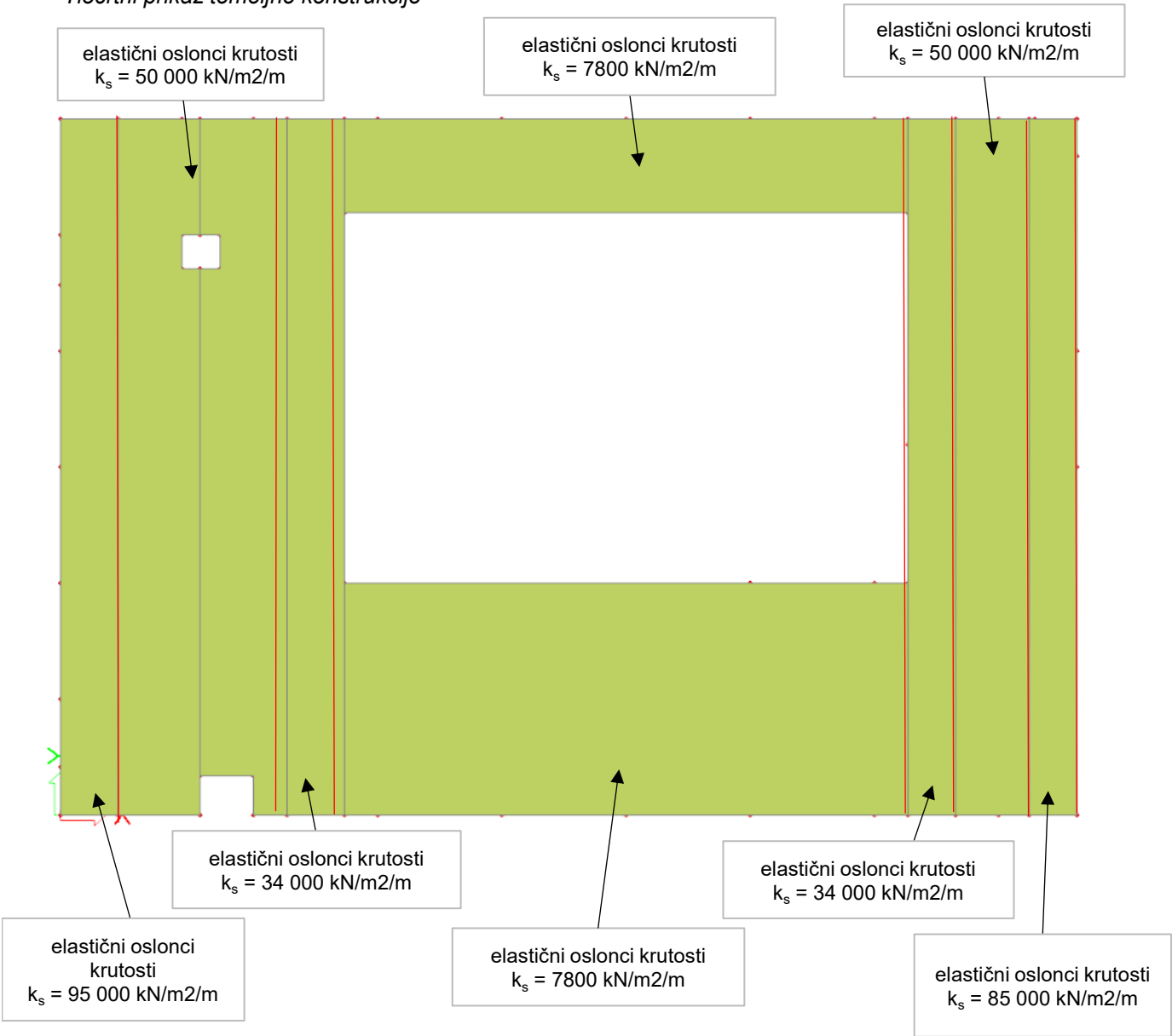
Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od **AO1** (cm^2/m)

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

3D prikaz modela

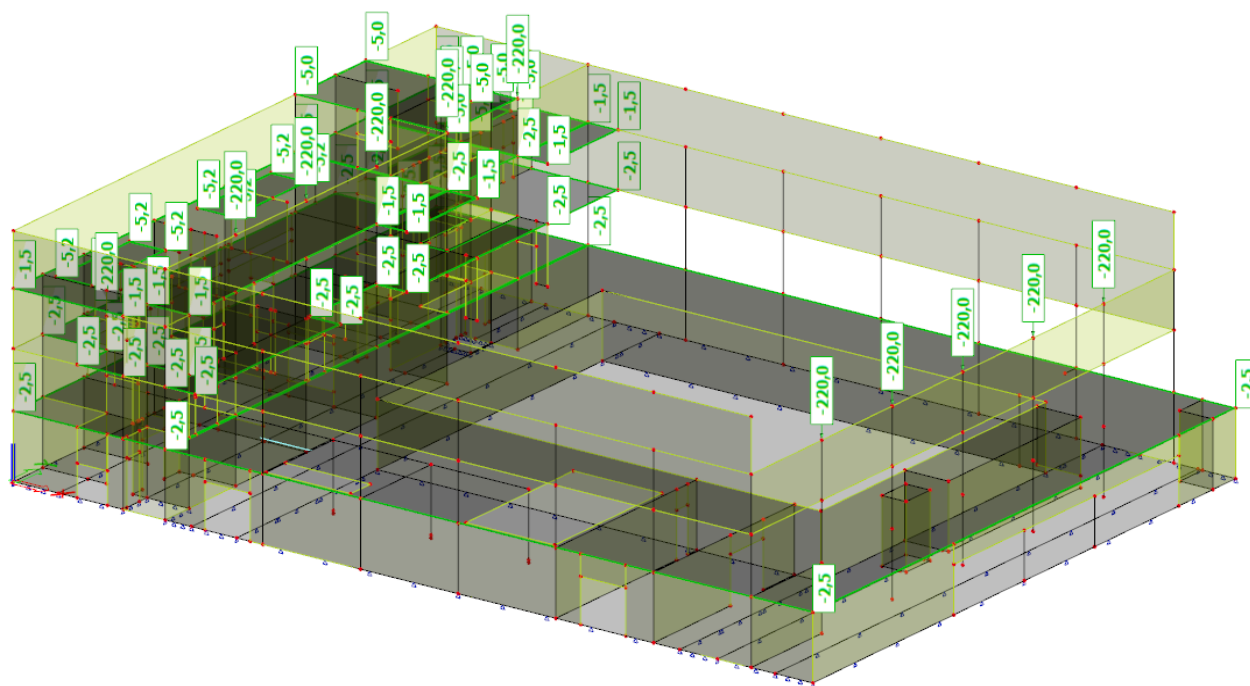


Tlocrtni prikaz temeljne konstrukcije

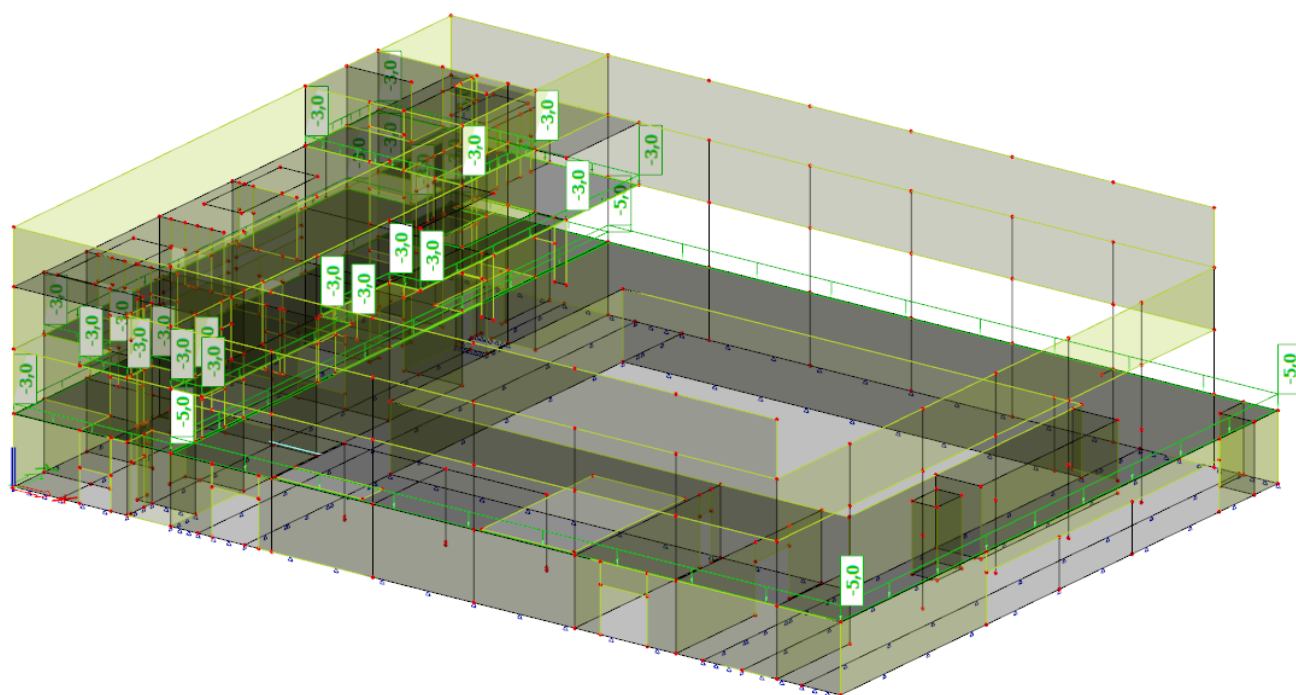


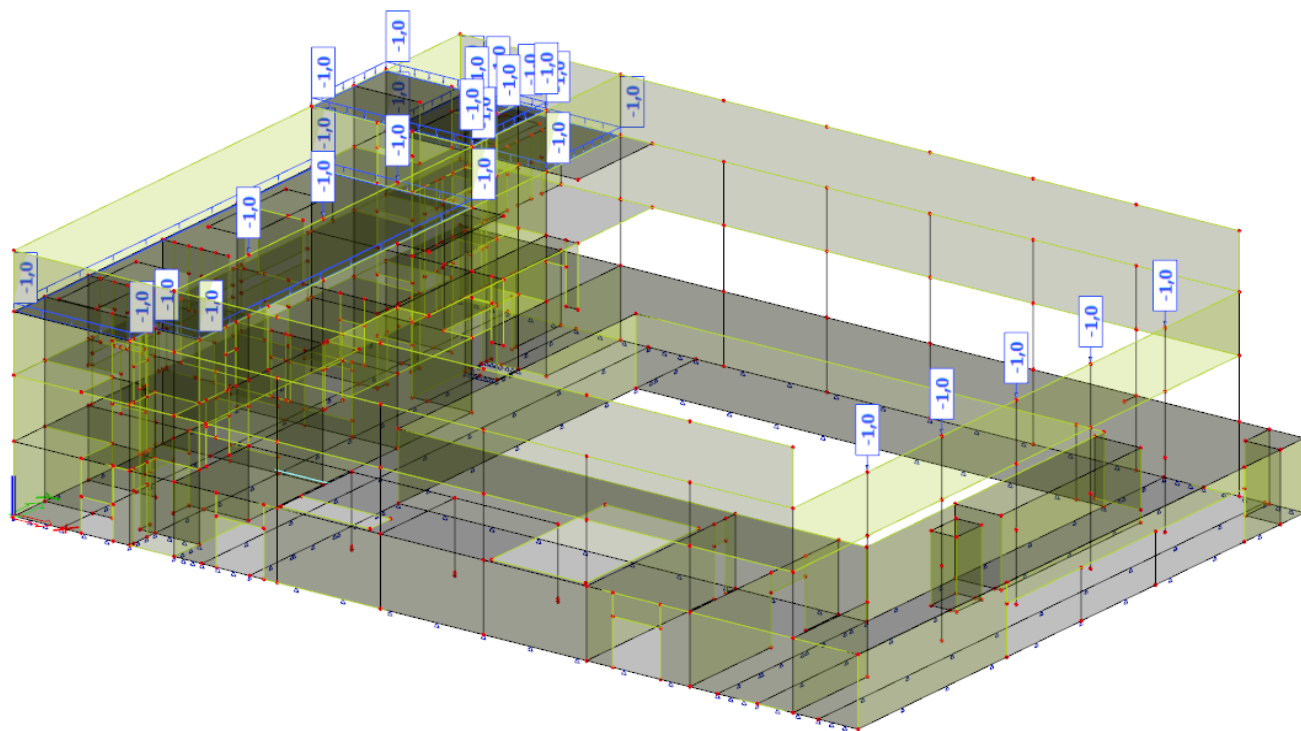
Prilog 2. Opterećenja (kN, kN/m²)

SO2 - dodatno stalno opterećenje

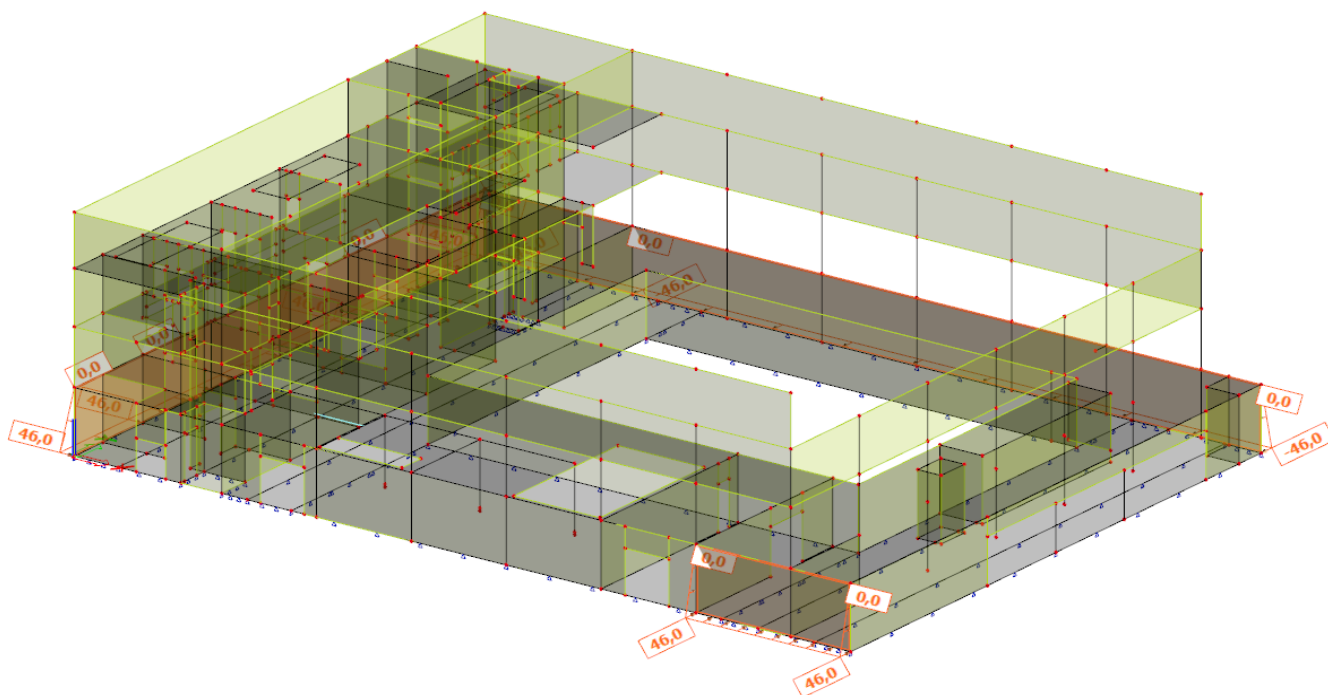


SO3 - uporabno opterećenje, snijeg(krov)

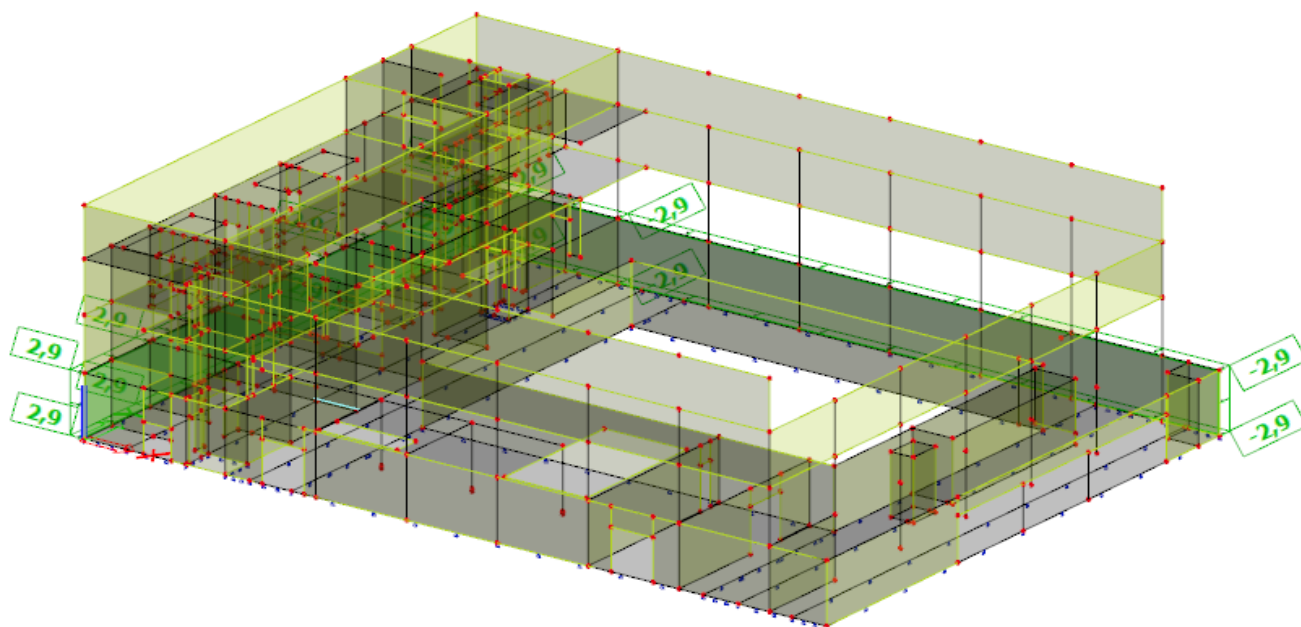




SO4 - opterećenje tlom

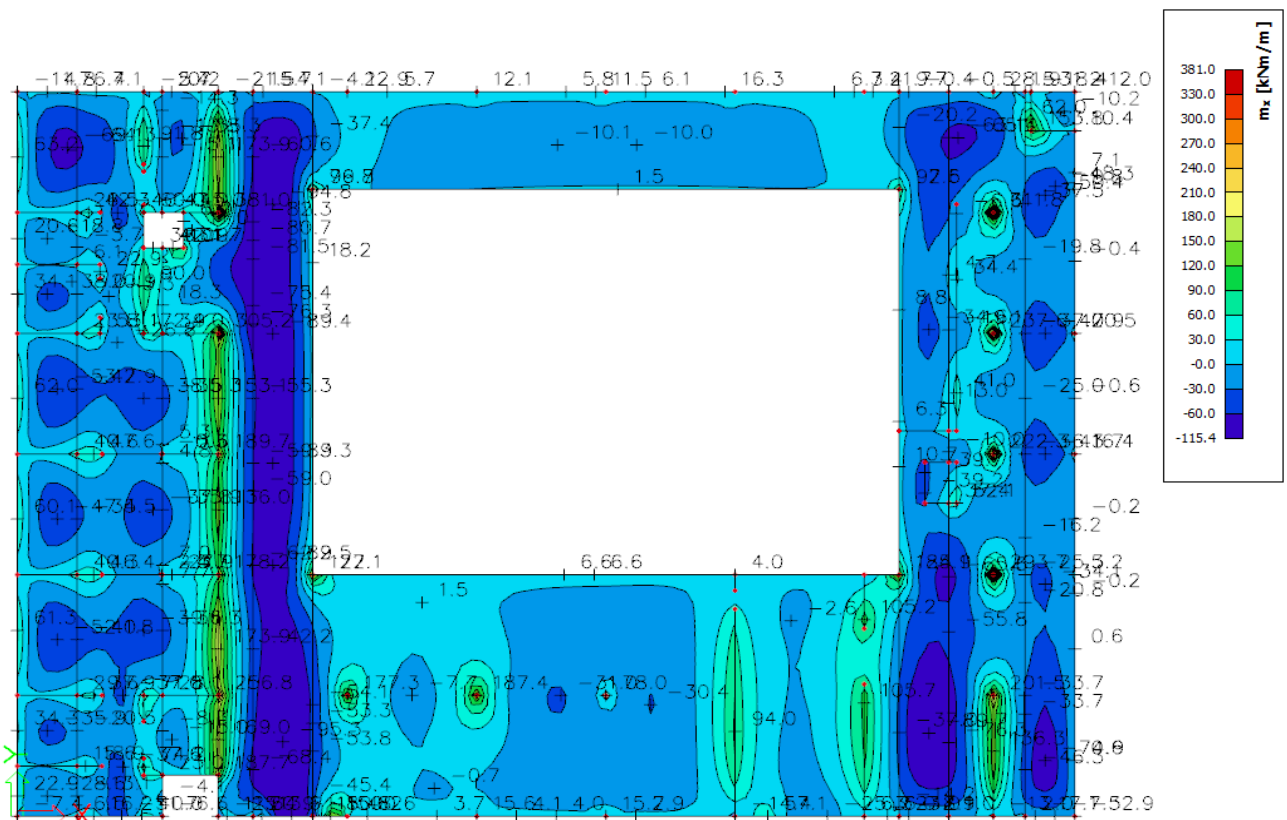


SO5 - uporabno tlo

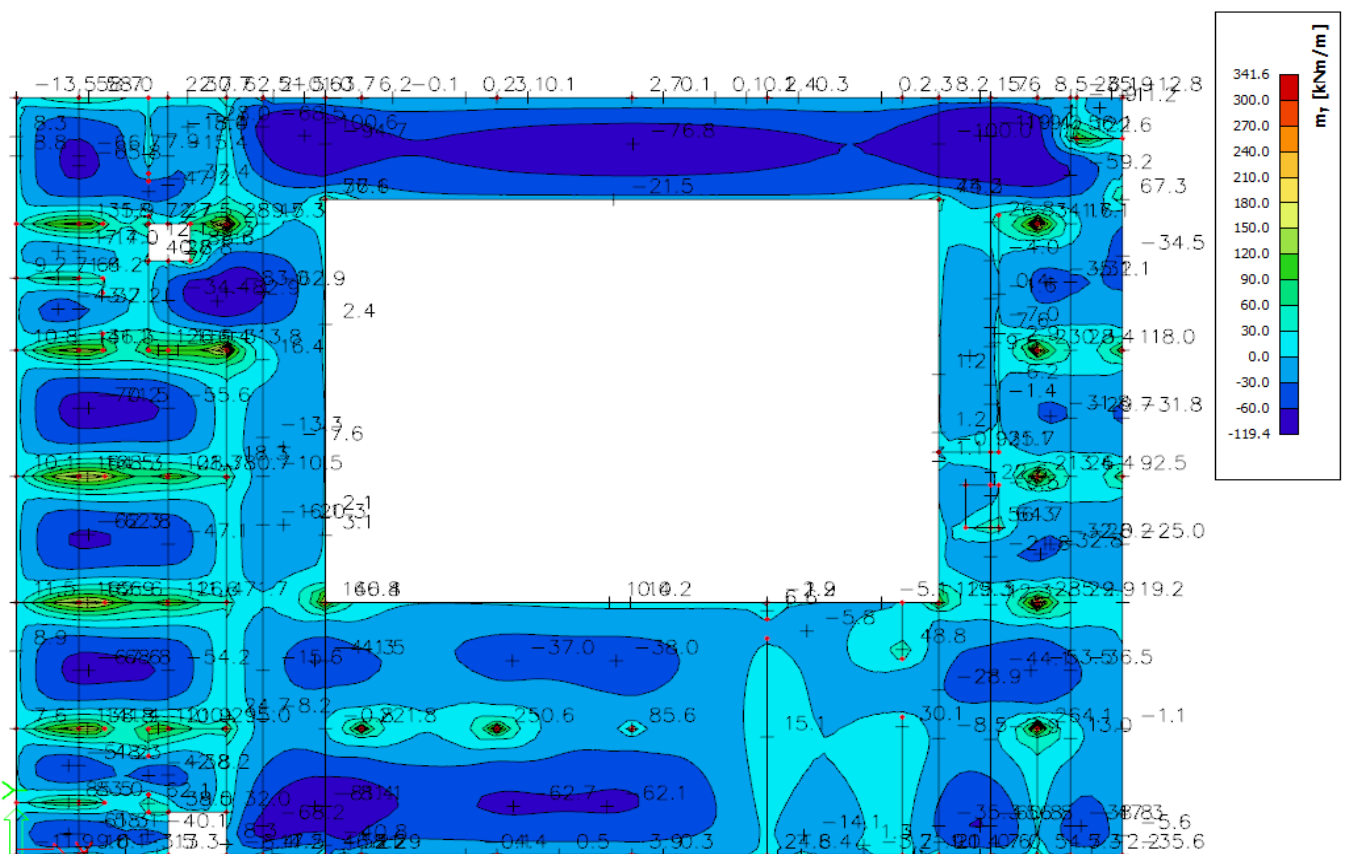


Prilog 3. Dijagrami momenata savijanja u temeljnoj ploči od A01 (kNm/m')

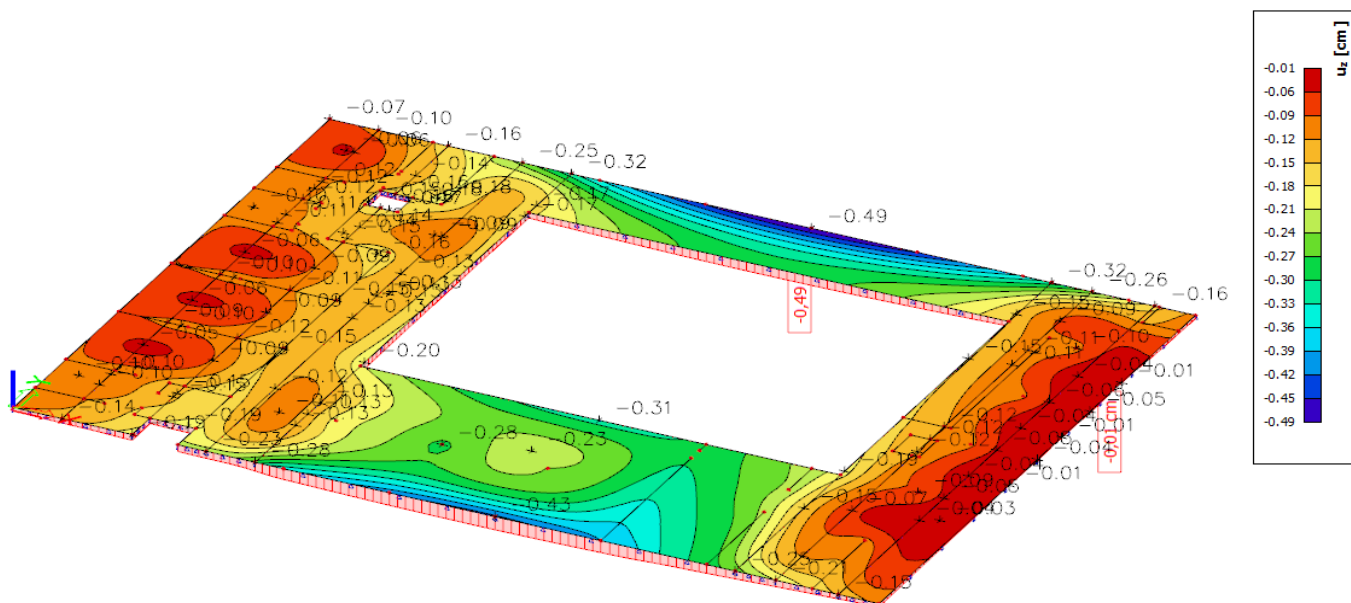
u X smjeru - m_x



u Y smjeru - m_y



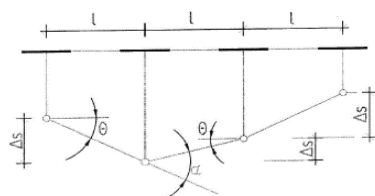
Prilog 4. Dijagrami slijeganja temeljne ploče od KO1 (cm)



Provjera relativnih diferencijalnih slijeganja prema HRN EN 1997-1:2012/NA:2012

oblik deformiranja konstrukcije:

relativno diferencijalno slijeganje:

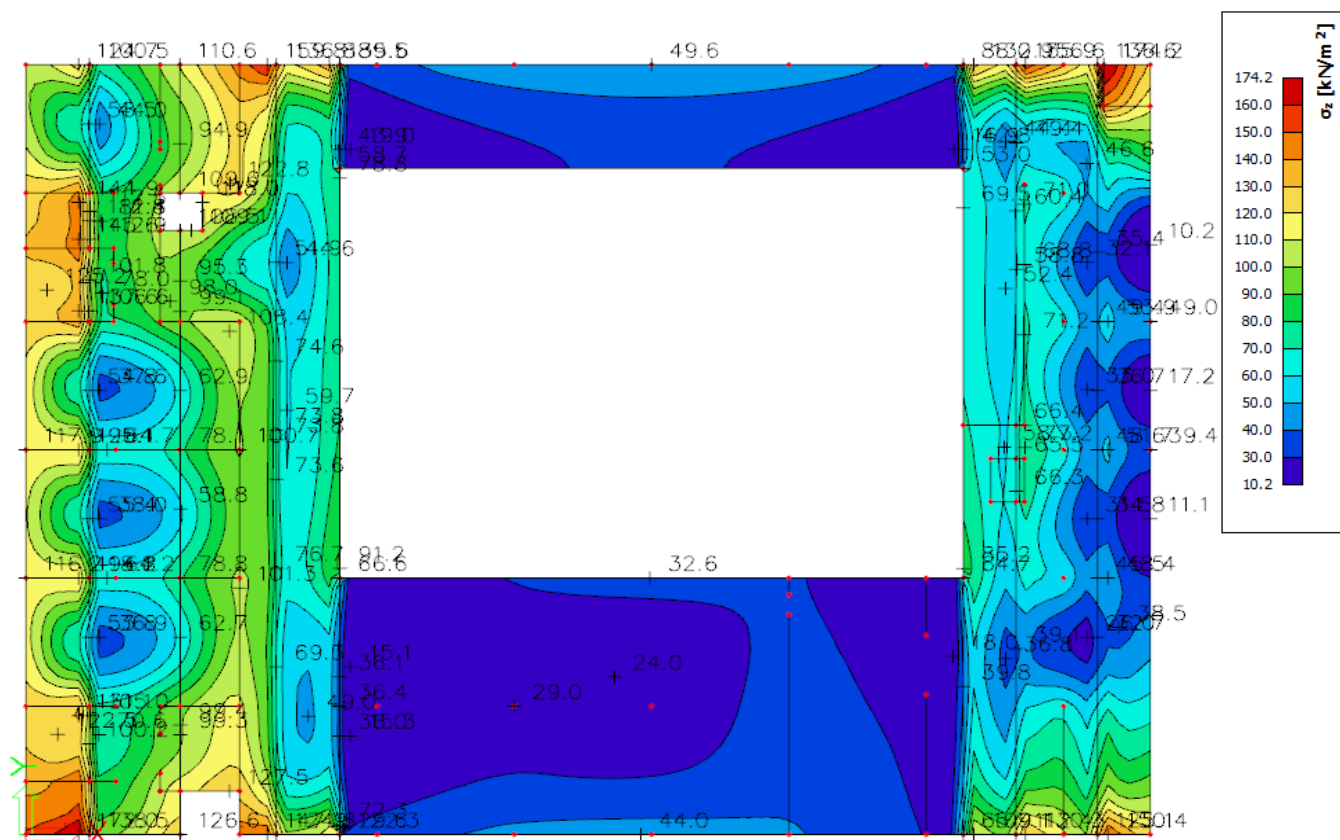


Δs [mm]	B [m]	$\Delta s/B$			
2,2	5,25	0,00042	<	0,001	☑
2	14	0,00014	<	0,001	☑
2	8,85	0,00023	<	0,001	☑

Tablica H.1(HR) – Granične vrijednosti slijeganja

Vrsta građevine	Maksimalno ukupno konačno slijeganje $s_{m, \text{lim}}$		Relativno diferencijalno slijeganje		
	Vrijednost [mm]		Definicija	Vrijednost	Oznaka odgovarajućeg kuta
	Meka glina	Pijesak, tvrda glina			
1 Zgrade i konstrukcije kod kojih diferencijalno slijeganje ne prouzročuje dodatna naprezanja i probleme s uporabom konstrukcije i susjednih konstrukcija	120		$\frac{\Delta s}{L}$	0,003 0,006	– θ
2 Konstrukcije					
2.1 statički određena konstrukcija	100	100	$\frac{\Delta s}{l}$	0,005	θ
2.2 statički neodređena armiranobetonska konstrukcija	50	60		0,001	θ
2.3 statički neodređena čelična konstrukcija	60	80		0,002	θ
3 Višekatne okvirne građevine					
3.1 armiranobetonski okviri s ispunom od zidnih elemenata	80	60	$\frac{\Delta s_{\text{max}}}{L}$	0,0015	–
3.2 čelični okviri s ispunom od zidnih elemenata	90	70		0,0025	θ
4 Višekatne građevine s nosivim zidovima					
4.1 od omeđenog zida	100	60	$\frac{\Delta s_{\text{max}}}{L}$	0,0015	–
4.2 od predgotovljenih panela velikih dimenzija ili izrađenih od monolitnog betona	80	50		0,0015	θ
5 Armiranobetonske konstrukcije					
5.1 krute armiranobetonske konstrukcije (vodotornevi, silosi, visoke peći i sl.)	200	200	$\frac{\Delta s}{B}$	0,003	ω
5.2 dimnjaci do 100 m visine	200	200		0,005	ω
5.3 dimnjaci viši od 100 m	100	100		0,002	ω
6 Kranske staze	50		$\frac{\Delta s}{l}$	0,0015 0,0025	θ α
Legenda: s – slijeganje, Δs – diferencijalno slijeganje, θ – kut zaokreta, ω – naginjanje, α – kutna deformacija					

Prilog 5. Kontaktna naprezanja ispod temeljne ploče za **A01** (kN/m²)

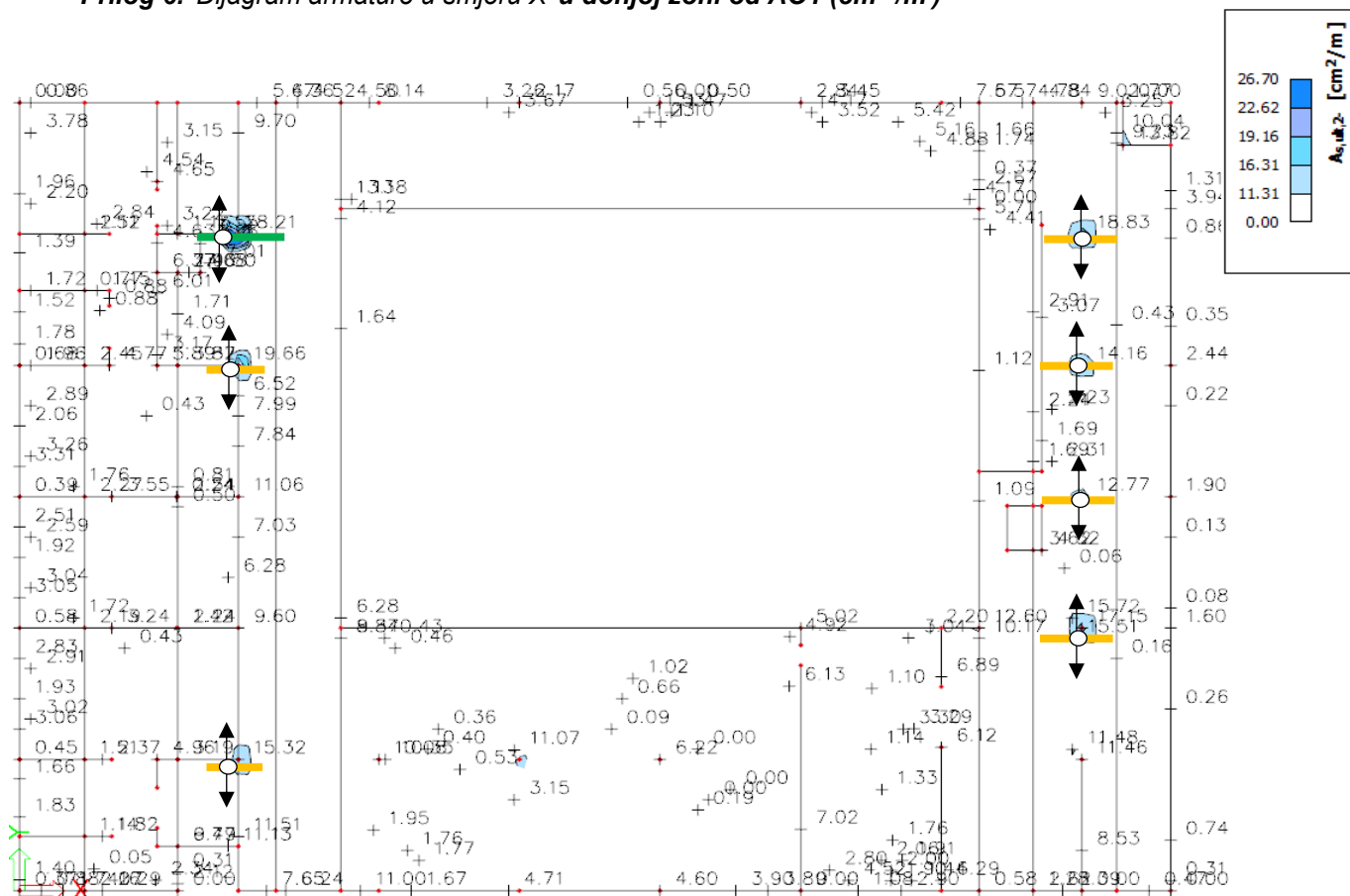


$$\sigma_z = 175,00 \text{ kN/m}^2$$

$$< \sigma_{dop} = 200,00 \text{ kN/m}^2$$

ZADOVOLJAVA

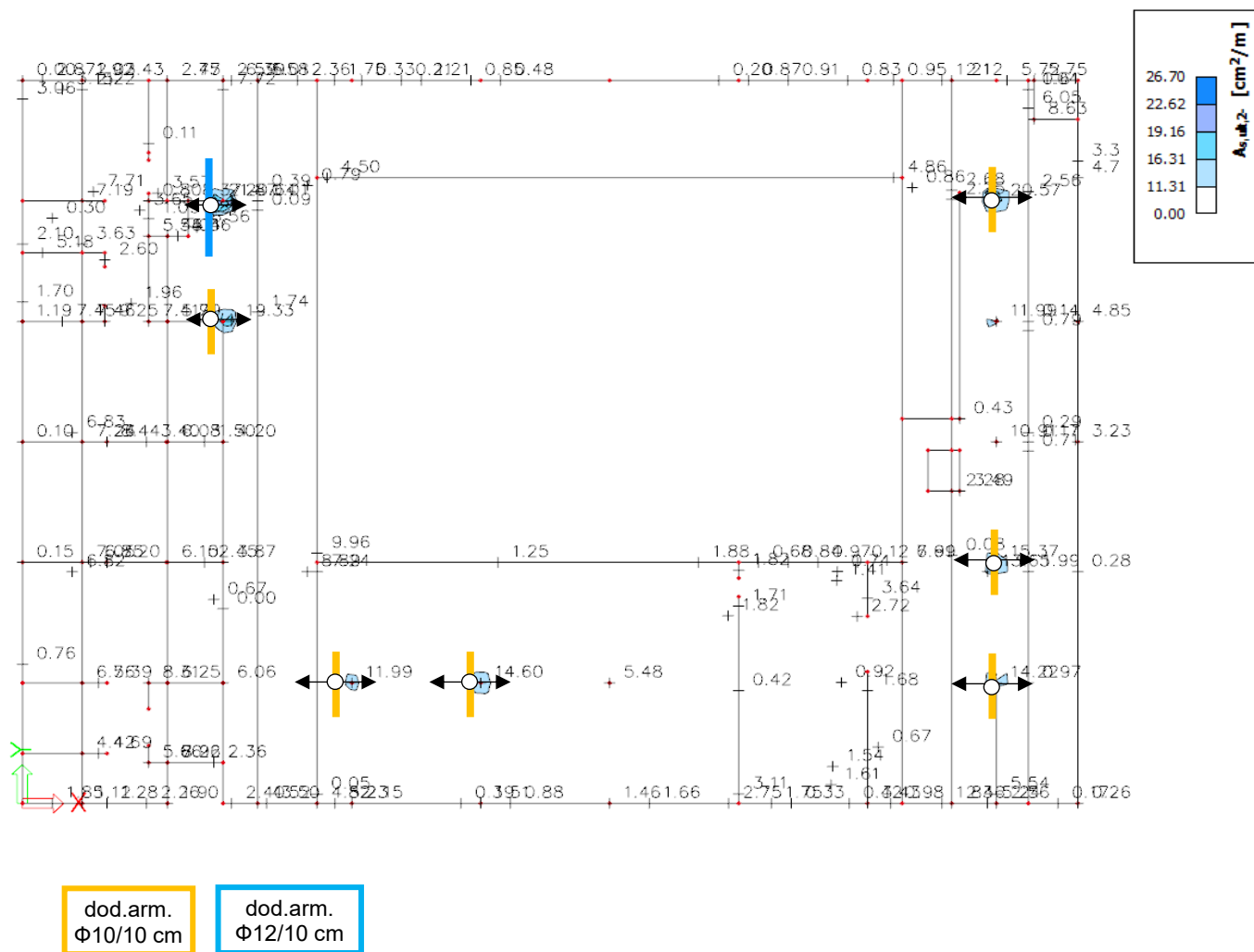
Prilog 6. Dijagram armature u smjeru X u donjoj zoni od AO1 (cm^2/m)



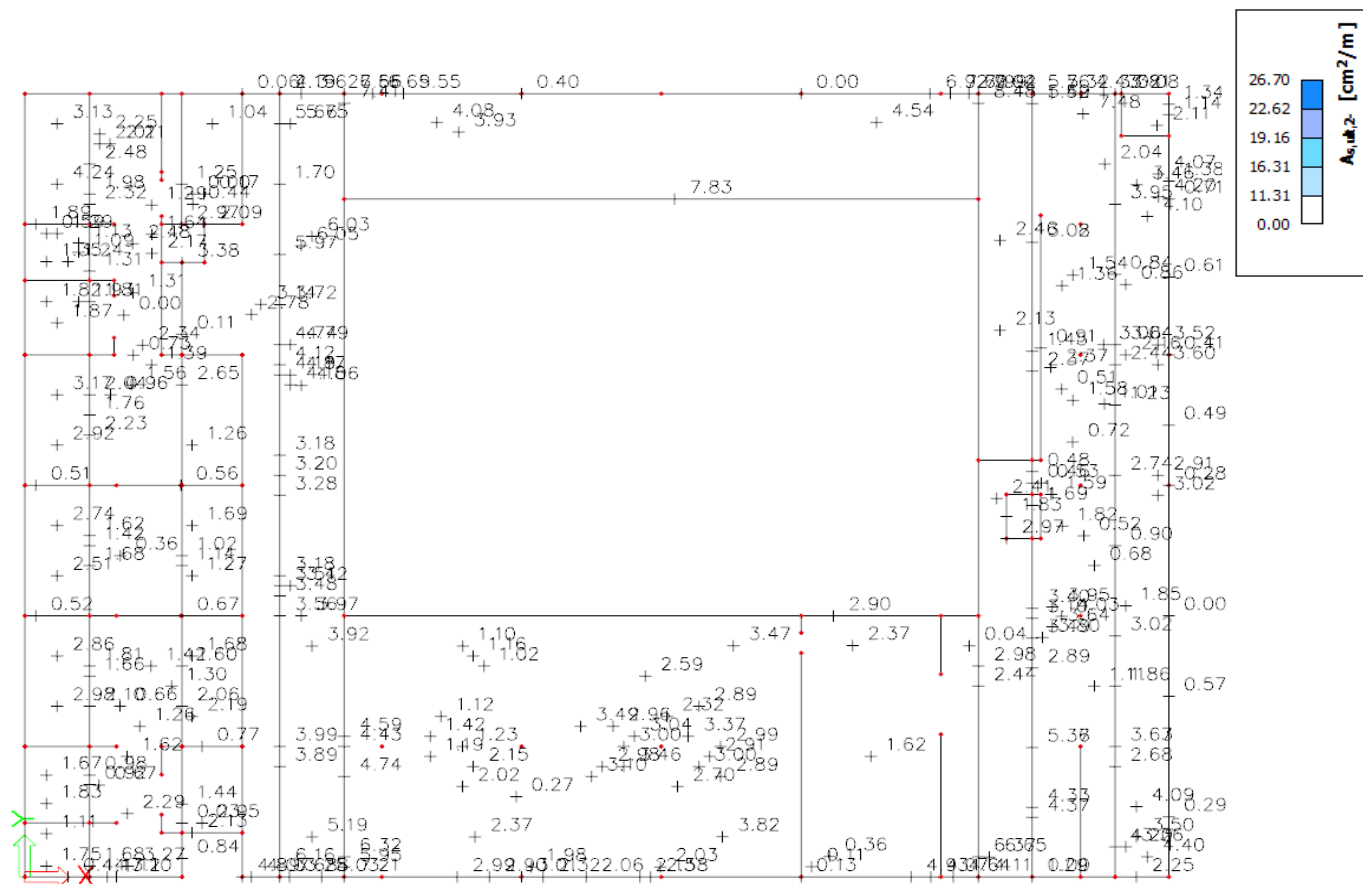
dod.arm.
 $\Phi 10/10 \text{ cm}$

dod.arm.
 $\Phi 14/10 \text{ cm}$

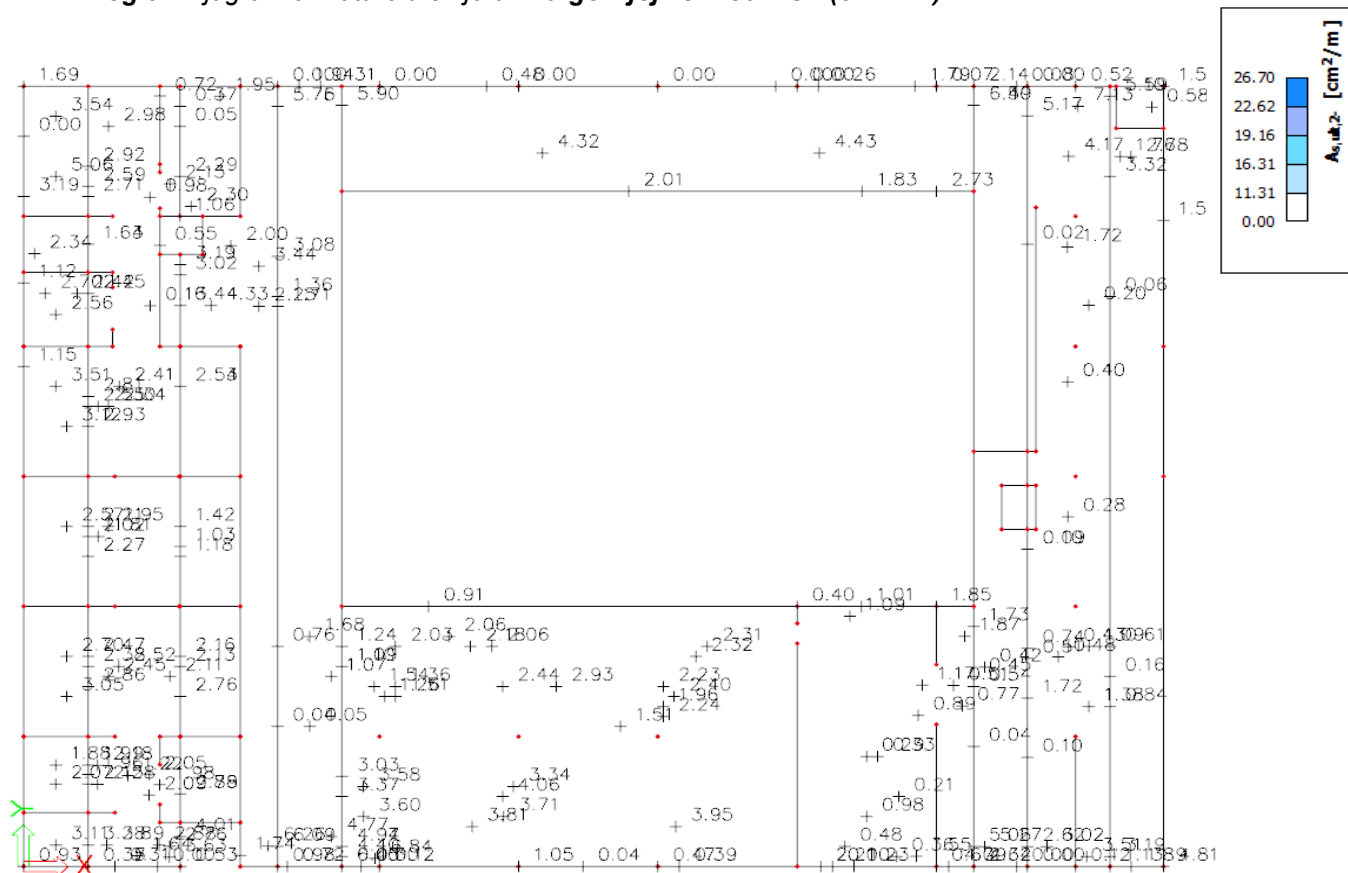
Prilog 7. Dijagram armature u smjeru Y u donjoj zoni od AO1 (cm^2/m)



Prilog 8. Dijagram armature u smjeru X u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')



Prilog 9. Dijagram armature u smjeru Y u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')



- minimalna armatura za ploču debljine 50 cm $A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 6,02 \text{ cm}^2/\text{m}'$

- minimalna armatura ploče za debljinu ploče 50 cm prema smjernicama koncepta bijele kade je **ø12/10 cm**.

NAPOMENA:

- gornju i donju zonu ploče armirati šipkama **ø12/10 cm**
- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama **4ø16** i U vilicama **ø12/10 cm**
- u poljima postaviti dodatnu armaturu kako je prikazano na gornjim dijagramima

19. PRAĆENJE SMJERNICA PREMA KONCEPTU BIJELIH KADA

Projektiranje i izvođenje odgovaraju smjernicama ÖVBB-a
Vodonepropusne betonske građevine - bijele kade (izdanje 2002.)

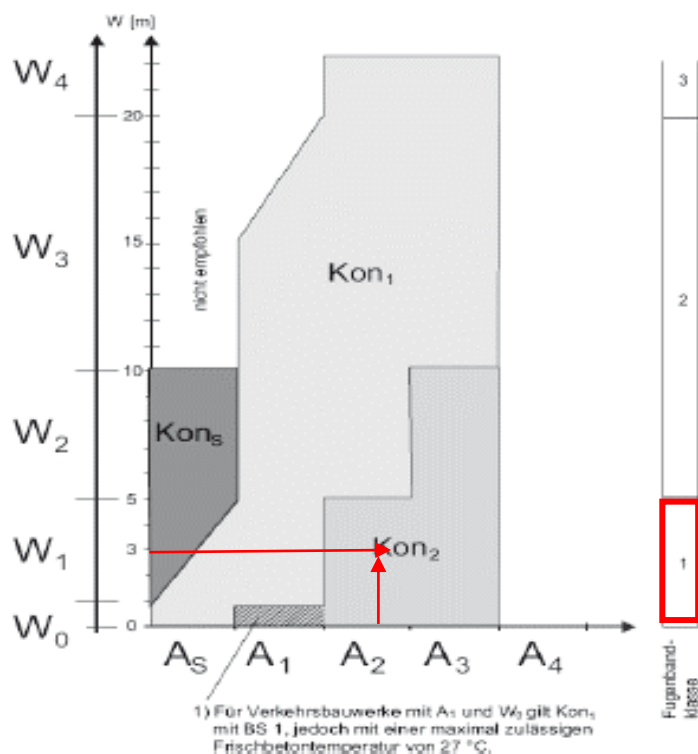
Za predmetni projekt mjerodavna je klasa zahtjevnosti A2. Ista je daleko najsuša i 1% površine građevinskih elemenata dozvoljeno je kao vlažno mjesto.

Nastala klasa pritiska vode W1 odgovara pritisku vode > 1,0 - 5,0 m.

Anford. Klasse	Kurzbezeichnung	Anwendungsbeispiele
A _s Sonder- klasse	vollständig trocken	Lager für besonders feuchtigkeitsempfindliche Güter
A ₁	weitgehend trocken	Verkehrsbauwerke mit hohen Anforderungen, Aufenthaltsräume, Lager, Hauskeller (Einlagerungsräume), Haustechnikräume mit besonderen Anforderungen
A ₂	leicht feucht	Garagen, Haustechnikräume (zB Heizräume, Kollektoren), Verkehrsbauwerke
A ₃	feucht	Garagen (mit Zusatzmaßnahmen, zB Entwässerungsrinnen) etc
A ₄	nass	Außenschale der zweischaligen Bauweise

- prema geotehničkom elaboratu, prilikom utvrđivanja razine podzemne vode, utvrđena je minimalna količina podzemne vode na dnu bušotine, koja je rezultat cijedenja ustanovljene pojave vode, (PPV), te se ona ne može smatrati razinom podzemne vode, (RPV).
- razina podzemne vode 4 m - kategorija tlaka vode W1

Wasserdruck- klasse ¹⁾	Beschreibung
W ₀	Wasserdruck 0,0 - 1,0 m
W ₁	Wasserdruck > 1,0 - 5,0 m
W ₂	Wasserdruck > 5,0 - 10,0 m
W ₃	Wasserdruck > 10,0 - 20,0 m
W ₄	Wasserdruck > 20,0 m



Iz navedenih klasa zahtjevnosti A2 i klase pritiska vode W1 proizlazi konstrukcijska klasa **Kon2**, koja je mjerodavna za bijelu kadu prema spomenutim smjernicama.
Klasa traka za brtvljenje je **klasa 1**.

Kod dimenzioniranja, dodato uz smjernice bijele kade,
preporučuje se ograničenje širine pukotina < 0,2 mm.

Konstruktions- klasse	min. Bauteildicke (m)	Bemessung auf Last	Betonstandard
Kon _s Sonderklasse	≥ 0,45 ≥ 0,60 für W ₂	Rissbreitenbeschränkung auf ≤ 0,15 mm	BS 1
Kon ₁	≥ 0,25 bis 3 m Wasserdruck	Rissbreitenbeschränkung auf ≤ 0,20 mm	BS H, BS 1
	≥ 0,35 bis 20 m Wasserdruck		BS 1
	≥ 0,60 über 20 m Wasserdruck		
Kon ₂	≥ 0,25 bis 3 m Wasserdruck	Rissbreitenbeschränkung auf < 0,25 mm	BS H, BS 2
	≥ 0,30 über 3 m Wasserdruck		BS 2

Klasa betona je BS 1, a preporučene duljine građevinskih elemenata za radne reške u zidovima su između 12 - 15, te 30 - 60 m za dilatacijske i prostorne reške.
Eventualne visinske skokove u temeljenju je potrebno izvesti ukošeno.

Minimalna debljina konstrukcijskih elemenata bijele kade je d=25 cm.

Prikaz grafa za odabir minimalne armature konstrukcijskih elemenata:

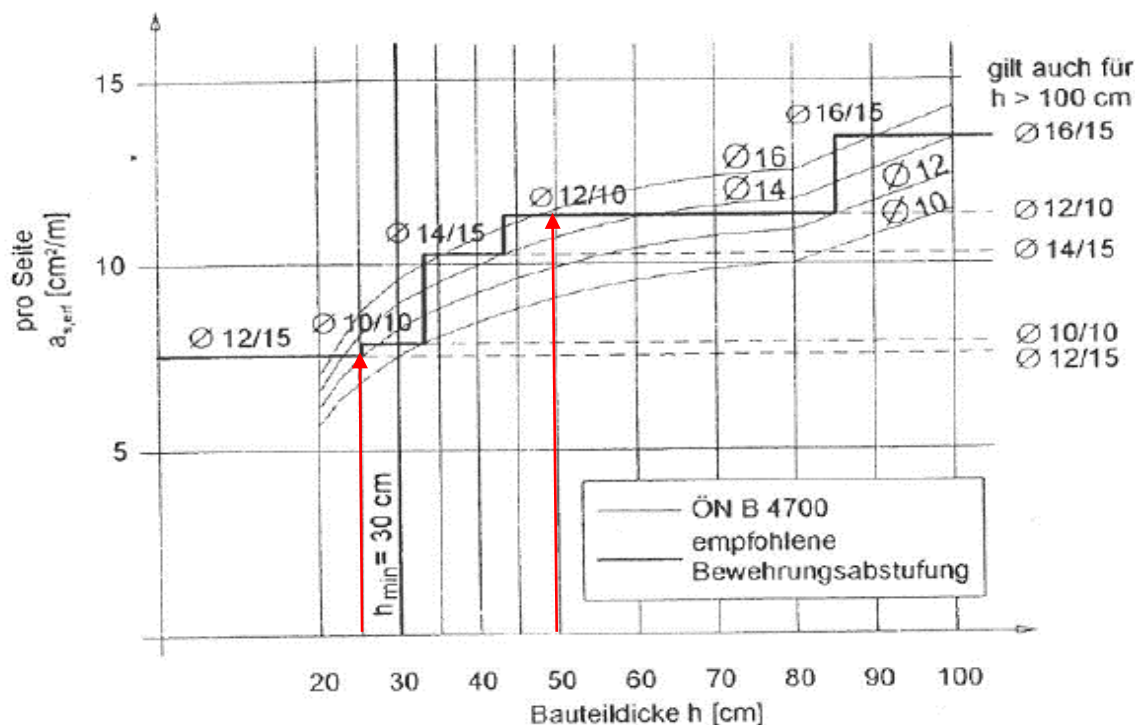


Abb. 4/6b Mindestbewehrung für zentrischen Zwang (Frührissbildung)
Rissbreite $w_K = 0,20$ mm (gerechnet für Betondeckung $c = 4,0$ cm)

- za ograničenje pukotina 0,2 cm, debljinu zida 25 cm i zaštitni sloj 4,0 cm
minimalna armatura je **Ø10/10 cm**.

- minimalna armatura ploče za debljinu ploče 50 cm, je **Ø12/10 cm**.

Za podrumske zidove i temeljnu ploču mjerodavna je kvaliteta betona BS 1A.

Potrebno je pridržavati se temperature svježeg betona od 22°C, maksimalne temperature građevinskog elementa od 45° i vremena skidanja oplata od minimalno 36 sati.

Radne reške u zidovima treba nastaviti na mjestima gdje radne reške temeljne ploče ulaze u zid. Kako bi se zadržalo traženih 12 - 15 m potrebno je kod dugačkih elemenata između fiksnih točaka ugraditi dodatnu radnu rešku koja se određuje komunikacijom konstruktora i izvođača.

Radne reške

Zahtjevana klasa trake za brtvenje je klasa 1.

Zaključak

Unatoč pridržavanju svih kategorija kvalitete ugradnje i izvedbe podrumске etaže po Smjernicama za bijele kade, postoji mogućnost pojave nedostataka koji prelaze granice klase zahtjevnosti.

Ovisno o godišnjem dobu izvođenja radova, mogući je problem održavanje temperature svježeg betona od 22°C i maksimalne temperature građevinskih elemenata od 45°C.

Odgovarajuća njega betona u vidu zaštite od isušivanja i direktne izloženosti suncu, od velikog je značaja za kvalitetu betona.

U području visinskih zakošenih skokova u temeljnoj ploči, potrebno je umetnuti TDP-S u ploču. Odstupanja od predloženih smjernica bijelih kada mogu rezultirati učestalijom pojavom pukotina, i većim vlaženjem konstrukcijskih elemenata. Potrebno je injektirati pukotine pri pojavi istih.

20. PRORAČUN KONSTRUKCIJE NA POŽAR**20.1. PRORAČUN DRVENE KONSTRUKCIJE NA POŽAR****ANALIZA OPTEREĆENJA**

Proračun na požar i opterećenje požarom uzeto je prema normi HRN EN 1991-1-2 Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije – Dio 1-2: Opća djelovanja –Djelovanja na konstrukcije izložene požaru

Otpornost na požar određuje se u ovisnosti o vrsti nosivih i požarno razdjelnih konstrukcija, o proračunskoj gustoći požarnog opterećenja u razmatranom požarnom odjeljku, o visini požarnog odjeljka, visini zgrade, upotrebi požarno sigurnosne opreme.

OSNOVNI ZAHTJEV

Prema elaboratu zaštite od požara zahtijevana otpornost konstrukcije je 60 minuta za krov.

proračunske vrijednosti svojstava čvrstoće se određuju prema:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} f_{20} / \gamma_{M,fi}$$

$k_{mod,fi}$ - faktor izmjene za požar, iznosi 1,0 jer je odabrana metoda smanjenja poprečnog presjeka

f_{20} - 20 postotna fraktila svojstva čvrstoće pri normalnoj temperaturi

$\gamma_{M,fi}$ - parcijalni koeficijent sigurnosti za drvo u požaru iznosi 1,0

$$f_{20} = k_{fi} f_k$$

k_{fi} - koeficijent 1,15 za ljepljeno lamelirano drvo

f_k - karakteristična vrijednost čvrstoće drveta

METODA PROVJERA

$$E_{d,fi} < R_{t,d,fi}$$

$E_{d,fi}$ - proračunski učinak djelovanja u požarnoj situaciji prema HRN EN 1991-1-2:2002

$R_{t,d,fi}$ - odgovarajuća proračunska otpornost

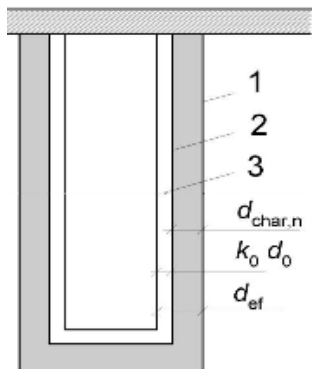
$$E_{d,fi} = G_k + P + A_d + \psi_{2,1} Q_k$$

$\psi_{2,1}$ - koeficijent kombinacije u iznosu 0 prema nacionalnom dodatku HRN EN 1991-1-2:2012/NA

POSTUPAK PRORAČUNA

odabrani postupak proračuna - **metoda smanjenja poprečnog presjeka**

proračunski poprečni presjek treba proračunati smanjenjem početnog pop. presjeka za proračunsku dubinu pougljenja d_{ef} $d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$



- 1 početna površina elementa
- 2 granica preotalog pop.presjeka
- 3 granica prorač. pop. presjeka

$$d_{char,n} = \beta_n t$$

$d_{char,n}$ - zamišljena proračunska dubina pougljenja koja uključuje učinak zaobljenih uglova

β_n - zamišljena proračunska brzina pougljenja čija veličina uključuje učinak zaobljenja uglova i pukotina

$$\begin{aligned} 1. \quad t &= 60 \text{ min} \\ \beta_n &= 0,7 \text{ mm/mi za ljepljeno lamelirano drvo} \\ d_{char,n} &= 42 \text{ mm} \\ d_{ef} &= d_{char,n} + k_0 d_0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_0 &= 1,0 \text{ za } t > 20 \text{ min} \\ d_0 &= 7,0 \text{ mm} \\ d_{ef} &= 49 \text{ mm} \end{aligned}$$

1. UVOD

Geometrijske karakteristike, kao i karakteristike gradiva prikazane su u točki 4.

2. OPTEREĆENJA

dubina pougljenjenja na tri strane
 $d_{ef} = 4,9 \text{ cm}$

slučajevi opterećenja (SO):

SO1 - vlastita težina

SO2 - dodatno stalno

SO3 - snijeg

SO4 - vjetar pritisak

SO5 - vjetar odizanje

Koeficijenti kombinacije ψ_2

$\psi_2 = 0,0$ za snijeg

$\psi_2 = 0,0$ za vjetar

kombinacije opterećenja:

Mjerodavna kombinacija opterećenja:

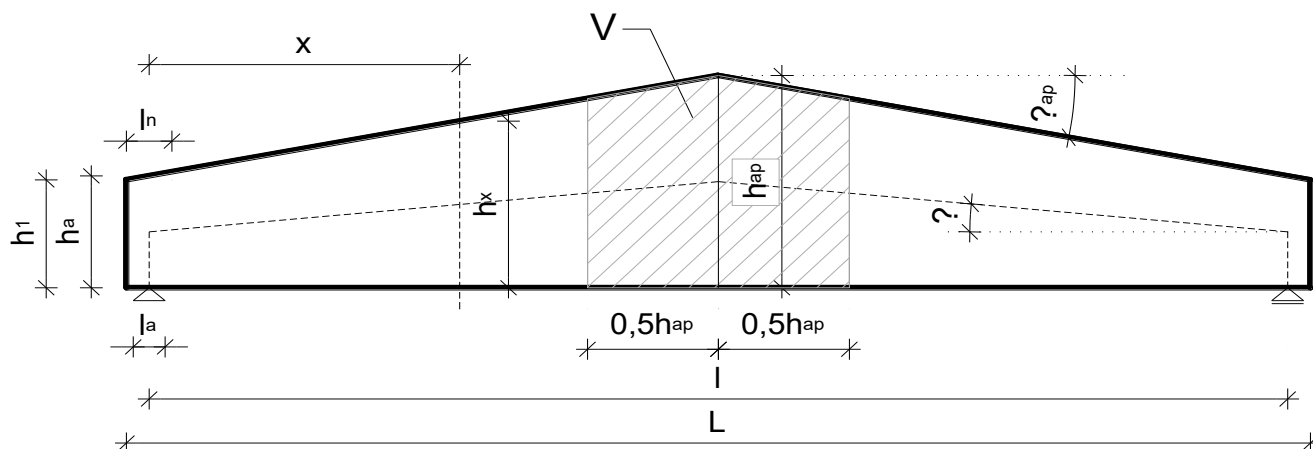
izvanredna proračunska kombinacija

KO1 SO1 + SO2

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

20.2. PRORAČUN GLAVNOG NOSAČA NA POŽARNO OPTEREĆENJE

20.2.1. STATIČKA SHEMA I POPREČNI PRESJEK



ukupna duljina nosača

 $L = 39,50 \text{ m}$

raspon nosača

 $l = 39,00 \text{ m}$

širina poprečnog presjeka nosača

 $b = 22,20 \text{ cm}$

visina nosača na vanjskom rubu

 $h_1 = 215,10 \text{ cm}$

nagib gornjeg ruba

 $\alpha_{ap} = 2,0^\circ$

debljina lamela

 $t = 40 \text{ mm}$

visina nosača na ležaju

 $h_a = l_n/2 \times \tan(\alpha_{ap}) + h_1 = 215,10 \text{ cm}$

visina nosača u sljemenu

 $h_{ap} = L/2 \times \tan(\alpha_{ap}) + h_1 = 284,07 \text{ cm}$

udaljenost presjeka u osi ležaja od ruba nosača

 $l_{a1} = 25 \text{ cm}$

dimenzije ležaja nosača

 $l_a = 40,00 \text{ cm}$ $l_b = 22,00 \text{ cm}$

udaljenost presjeka s najvećim naprezanjem od ruba nosača

 $x = l/2 \times h_a / h_{ap} = 14,77 \text{ m}$

visina nosača u presjeku s najvećim naprezanjem

 $h_x = h_a \times (2 - h_a / h_{ap}) = 267,32 \text{ cm}$

kut nagiba uzdužne osi nosača:

 $\delta = \alpha_{ap}/2 = 1,00^\circ$

volumen nosača

 $V_{\text{nosač}} = L \times (h_1 + h_{ap})/2 \times b = 21,89 \text{ m}^3$

volumen sljemene zone

 $V = b h_{ap}^2 (1 - 0,25 \tan(\alpha_{ap})) = 1,78 \text{ m}^3$

najveći dozvoljeni volumen sljemene zone

 $2/3 V_{\text{nosač}} = 14,59 \text{ m}^3$

Zadovoljava!

duljina strehe od osi ležaja

 $l_{n1} = 0,00 \text{ cm}$

duljina vodoravnog zasjeka

 $l_n = 0,00 \text{ cm}$

duljina vodoravnog zasjeka do osi ležaja

 $l_n - l_{n1} = 0,00 \text{ cm}$

visina nosača na ležaju

 $h_a = h + l_{n1} \tan \alpha = 215,10 \text{ cm}$

20.2.2. KARAKTERISTIKE GRADIVA

parcijalni koeficijent sigurnosti za svojstva gradiva:
razred trajanja djelovanja:
razred vlažnosti (klasa uporabljivosti):
vrijednost čimbenika modifikacije:

$$\gamma_{M,fi} = 1,00$$
$$k_{mod,fi} = 1,00$$

Kratkotrajno
2. (u<20%)

$$k_{mod} = 0,90$$

klasa drveta:

GL28h

karakteristična čvrstoća gradiva na savijanje:
karakteristična čvrstoća gradiva na vlak paralelno s vlakancima:
karakteristična čvrstoća gradiva na tlak paralelno s vlakancima:
karakteristična posmična čvrstoća gradiva:
karakteristična čvrstoća gradiva na vlak okomito s vlakancima:
karakteristična čvrstoća gradiva na tlak okomito s vlakancima:

$$f_{m,k} = 28,00 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{t,0,k} = 19,50 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{c,0,k} = 26,50 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{v,k} = 3,20 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{t,90,k} = 0,45 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{c,90,k} = 3,00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{20} = k_{fi} f_k$$

$$k_{fi} = 1,15$$
$$f_{m,20} = 32,20 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{t,0,20} = 22,43 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{c,0,20} = 30,48 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{v,20} = 3,68 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{t,90,20} = 0,52 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{c,90,20} = 3,45 \text{ N/mm}^2$$

proračunska čvrstoća gradiva na savijanje:
proračunska čvrstoća gradiva na vlak paralelno s vlakancima:
proračunska čvrstoća gradiva na tlak paralelno s vlakancima:
proračunska posmična čvrstoća gradiva:
proračunska čvrstoća gradiva na vlak okomito s vlakancima:
proračunska čvrstoća gradiva na tlak okomito s vlakancima:

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} f_{m,20} / \gamma_m = 32,20 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{t,0,d,fi} = k_{mod,fi} f_{t,0,20} / \gamma_m = 22,43 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{c,0,d,fi} = k_{mod,fi} f_{c,0,20} / \gamma_m = 30,48 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{v,d,fi} = k_{mod,fi} f_{v,20} / \gamma_m = 3,68 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{t,90,d,fi} = k_{mod,fi} f_{t,90,20} / \gamma_m = 0,52 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{c,90,d,fi} = k_{mod,fi} f_{c,90,20} / \gamma_m = 3,45 \text{ N/mm}^2$$

karakteristični modul elastičnosti paralelno vlaknima
karakteristični modul elastičnosti paralelno vlaknima
modul posmika
karakteristična gustoća

$$E_{0,05} = 10200 \text{ N/mm}^2$$
$$E_{0,mean} = 12600 \text{ N/mm}^2$$
$$G_{mean} = 780 \text{ N/mm}^2$$
$$\rho_k = 410 \text{ kg/m}^3$$

20.2.3. DJELOVANJA

- vlastita težina (ukupno)	$g = 89,73$	kN
- stalno opterećenje	$\Delta g = 1,20$	kN/m ²
- snijeg	$s = 1,00$	kN/m ²
- vjetar	$w(+) = 0,00$	kN/m ²
	$w(-) = 0,00$	kN/m ²

razmak nosača $e = 650$ cm

- vlastita težina (ukupno)	$g = 2,30$	kN/m
- stalno opterećenje	$\Delta g = 7,80$	kN/m
- snijeg	$s = 6,50$	kN/m
- vjetar	$w(+) = 0,00$	kN/m
	$w(-) = 0,00$	kN/m

Karakteristične vrijednosti reznih sila:

		poprečne sile na ležaju		moment savijanja u sljemenu nosača	moment savijanja u presjeku s najvećim naprežanjem
		[kN]		[kNm]	[kNm]
Djelovanje		$R_L = ql/2$	$R_D = ql/2$	$M_{y,ap} = ql^2/8$	$M_{y,x} = q/2 (lx - x^2)$
g	VI. težina	44,87	44,87	437,45	411,66
Δg	Stalno	152,10	152,10	1482,98	1395,56
s	Snijeg	126,75	126,75	1235,81	1162,97
w_{max}	Vjetar (+)	0,00	0,00	0,00	0,00
w_{min}	Vjetar (-)	0,00	0,00	0,00	0,00

Proračunske vrijednosti reznih sila za GSN:**koeficijenti kombinacije**

$\psi_{2,1} = 0$	vjetar
$\psi_{2,1} = 0$	snijeg

		poprečne sile na ležaju		moment savijanja u sljemenu nosača	moment savijanja u presjeku s najvećim naprežanjem
		[kN]		[kNm]	[kNm]
Kombinacija opterećenja		$R_{Sd,L}$	$R_{Sd,D}$	$M_{y,Sd,ap}$	$M_{y,Sd,x2}$
$\gamma_G \cdot (g + \Delta g)$		196,97	196,97	1920,42	1807,22
$\gamma_G \cdot (g + \Delta g) + \gamma_Q \cdot s$		196,97	196,97	1920,42	1807,22
$\gamma_G \cdot (g + \Delta g) + \gamma_Q \cdot w_{max}$		196,97	196,97	1920,42	1807,22
$\gamma_G \cdot (g + \Delta g) + \gamma_Q \cdot s + \psi_{0,1} \cdot \gamma_Q \cdot w_{max}$		196,97	196,97	1920,42	1807,22
$\gamma_G \cdot (g + \Delta g) + \gamma_Q \cdot w_{max} + \psi_{0,1} \cdot \gamma_Q \cdot s$		196,97	196,97	1920,42	1807,22
$1,0 \cdot (g + \Delta g) + \gamma_Q \cdot w_{min}$		196,97	196,97	1920,42	1807,22

$$E_{d,fi} = G_k + P + A_d + \psi_{2,1} Q_k$$

$\psi_{2,1}$ - koeficijent kombinacije u iznosu 0 prema nacionalnom dodatku HRN EN 1991-1-2:2012/NA

20.2.4. GRANIČNO STANJE NOSIVOSTI**20.2.4.1. Dokazi nosivosti****20.2.4.1.1. Proračun nosača na posmik od poprečne sile u presjeku na ležaju**

uvjet nosivosti $\tau_d \leq k_v f_{v,d}$

proračunsko posmično naprezanje u elementu:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{d, \max}}{b \cdot h_a} = 0,62 \quad \text{N/mm}^2$$

koeficijent redukcije posmične čvrstoće:

$$k_v = 1$$

(zasiječen neopterećeni rub nosača)

$$\tau_d = 0,62 \quad \text{N/mm}^2 < k_v f_{v,d} = 3,68 \quad \text{N/mm}^2$$

iskoristivost presjeka 16,8% ZADOVOLJAVA

20.2.4.1.2. Proračun nosača na tlak okomito na vlakanca u presjeku na ležaju

uvjet nosivosti $\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$

proračunsko tlačno naprezanje na ležaju:

$$\sigma_{c,90,d} = R_{v,d} / (l_a \times l_b) = 2,24 \quad \text{N/mm}^2$$

koeficijent utjecaja duljine površine nalijeganja:

$$k_{c,90} = 1,75$$

(nosač preko jednog raspona)

$$\sigma_{c,90,d} = 2,24 \quad \text{N/mm}^2 < k_{c,90} f_{v,d} = 6,04 \quad \text{N/mm}^2$$

iskoristivost presjeka 37,1% ZADOVOLJAVA

20.2.4.1.3. Proračun nosača na savijanje u presjeku s najvećim naprezanjem

uvjeti nosivosti $\sigma_{m,0,d} \leq f_{m,d}$
 $\sigma_{m,\alpha,d} \leq f_{m,\alpha,d}$

proračunsko naprezanje na savijanje u presjeku x-x:

$$\sigma_{m,y,d}^{x-x} = M_{y,d}^{x-x} / W_y^{x-x} = 6,83 \quad \text{N/mm}^2$$

proračunska vrijednost naprezanja na savijanje - donji rub nosača:

$$\sigma_{m,0,d} = (1 + 4 \times \text{tg}^2(\alpha_{ap})) \times \sigma_{m,y,d}^{x-x} = 6,87 \quad \text{N/mm}^2$$

proračunska vrijednost naprezanja na savijanje - gornji rub nosača:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = (1 - 4 \times \text{tg}^2(\alpha_{ap})) \times \sigma_{m,y,d}^{x-x} = 6,80 \quad \text{N/mm}^2$$

koeficijent redukcije čvrstoće na savijanje:

$$f_{m,d} / f_{c,90,d} \times \sin^2(\alpha_{ap}) + \cos^2(\alpha_{ap}) = 1,01$$

$$\sigma_{m,0,d} = 6,87 \quad \text{N/mm}^2 < f_{m,d} = 32,20 \quad \text{N/mm}^2$$

iskoristivost presjeka 21,3% ZADOVOLJAVA

$$\sigma_{m,\alpha,d} = 6,80 \quad \text{N/mm}^2 < f_{m,d} = 31,88 \quad \text{N/mm}^2$$

iskoristivost presjeka 21,3% ZADOVOLJAVA

20.2.4.1.4. Proračun nosača na savijanje u presjeku u sljemenu

uvjet nosivosti	$\sigma_{m,ap,d} \leq k_r f_{m,d}$
-----------------	------------------------------------

proračunsko naprezanje od savijanja u sljemenu nosača:

$$\sigma_{m,ap,d} = k_l \times M_{y,ap,d} / W_{y,ap} = 6,79 \text{ N/mm}^2$$

koeficijent korekcije naprezanja od savijanja u sljemenu:

$$k_l = k_1 = 1 + 1,4 \operatorname{tg}(\alpha_{ap}) + 5,4 \operatorname{tg}^2(\alpha_{ap}) = 1,055$$

koeficijent korekcije proračunske čvrstoće na savijanje zbog zakrivljenosti elemenata:

$$k_r = 1,0$$

(za dvostrane simetrične trapezne nosače)

$$\sigma_{m,ap,d} = 6,79 \text{ N/mm}^2 < k_r f_{m,d} = 32,2 \text{ N/mm}^2$$

iskoristivost presjeka 21,1% ZADOVOLJAVA

20.2.4.1.5. Proračun nosača na vlak okomito na vlakanca u presjeku u sljemenu

uvjet nosivosti	$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}$
-----------------	---

proračunsko naprezanje u elementu:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \times M_{y,ap,d} / W_{y,ap} = 0,04 \text{ N/mm}^2$$

koeficijent korekcije naprezanja od savijanja u sljemenu:

$$k_p = k_5 = 0,2 \times \operatorname{tg}(\alpha_{ap}) = 0,007$$

koeficijent koji uzima u obzir raspodjelu napona u sljemenu

$$k_{dis} = 1,40$$

(za dvostrane simetrične trapezne nosače)

zapreminski koeficijent

$$k_{vol} = (V_0/V)^{0,2} = 0,35$$

(za lamelirane nosače)

referentni volumen

$$V_0 = 0,01 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{t,90,d} = 0,04 \text{ N/mm}^2 > k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d} = 0,26 \text{ N/mm}^2$$

iskoristivost presjeka 17,5% ZADOVOLJAVA

20.2.4.2. Dokazi stabilnosti

20.2.4.2.1. Savijanje s bočnim izvijanjem u presjeku s najvećim naprezanjem

$$\text{uvjet nosivosti} \quad \sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d}$$

razmak točaka bočnog pridržanja:

$$l_{ef} = 650 \quad \text{cm}$$

kritično naprezanje od savijanja za vertikalna djelovanja:

$$\sigma_{m, crit} = \frac{\pi \cdot b^2 \cdot E_{0,05}}{l_{ef}^2 h} \sqrt{\frac{G_{0, mean}}{E_{0, mean}}} = 22,6 \quad \text{N/mm}^2$$

relativna vitkost:

$$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{1/2} = 1,11$$

koeficijent bočnog izvijanja:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{za } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{za } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ 1 / \lambda_{rel,m}^2 & \text{za } 1,4 > \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad k_{crit} = 1,07$$

proračunsko naprezanje od savijanja:

$$\sigma_{m,0,d} = 6,87 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,0,d} = 6,87 \quad \text{N/mm}^2 < \quad \text{iskoristivost presjeka} \quad 19,9\%$$

$$k_{crit} f_{m,d} = 34,45 \quad \text{N/mm}^2$$

ZADOVOLJAVA

REKAPITULACIJA ISKORISTIVOSTI

dokaz nosivosti

iskoristivost (η) %

20.2.4.1.1. Proračun nosača na posmik od poprečne sile u presjeku na ležaju	16,8%
20.2.4.1.2. Proračun nosača na tlak okomito na vlakanca u presjeku na ležaju	37,1%
20.2.4.1.3. Proračun nosača na savijanje u presjeku s najvećim naprezanjem	21,3%
20.2.4.1.4. Proračun nosača na savijanje u presjeku u sljemenu	21,1%
0.2.4.1.5. Proračun nosača na vlak okomito na vlakanca u presjeku u sljemen	17,5%
20.2.4.2.1. Savijanje s bočnim izvijanjem u presjeku s najvećim naprezanjem	19,9%

20.2. ZAŠTITA OD POŽARA AB ELEMENATA

Prema zahtjevnosti zaštite od požara, zgrada se svrstava u podskupinu 5 (ZPS 5).
Prema *Prilogu 1. Pravilnika o izmjenama i dopunama Pravilnika o otpornosti na požar i drugim zahtjevima koje građevine moraju zadovoljiti u slučaju požara NN 87/15*, zahtijevaju se sljedeće požarne otpornosti nosivih dijelova konstrukcije:

1. Nosivi dijelovi (osim stropova i zidova na granici požarnog odjeljka)
 - 1.1. Zadnji kat ili potkrovlje R 60
 - 1.2. Suteran, prizemlje i katovi R 90
 - 1.3. Podrumske (podzemne etaže) R 90
2. Stropovi i kosi krovovi s nagibom ne većim od 60 stupnjeva prema horizontali
 - 3.1. Stropovi iznad zadnjeg kata REI 60
 - 3.2. Međustropovi iznad ostalih katova REI 90
 - 3.3. Stropovi između podrumskih (podzemnih etaža) REI 90
 - 3.4. Balkonske ploče R 30 i najmanje A2
3. Zidovi na granici požarnog sektora REI-M 90

1. Nosivi dijelovi

Otpornost AB zidova na djelovanje požara - ZAHTJEV R 90

Prema tablici 5.4 norme HRN EN 1992-1-2 zahtijevana debljina nosivih betonskih zidova za R90 je 140 mm, a zahtijevani osni razmak do uzdužnih čeličnih šipki je 20 mm.

Tablica 5.4 – Najmanje dimenzije i osni razmaci za nosive betonske zidove

Normirana požarna otpornost	Najmanje dimenzije [mm] Debljina zida / osni razmak			
	$\mu_n = 0,35$		$\mu_n = 0,7$	
	zid izložen s jedne strane	zid izložen s obje strane	zid izložen s jedne strane	zid izložen s obje strane
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* Obično će biti mjerodavan zaštitni sloj zahtijevan prema normi EN 1992-1-1.
NAPOMENA: Za definiciju μ_n , vidjeti točku 5.3.2(3)

Predmetna građevina zadovoljava sve prethodno navedene uvjete:

1. debljina armiranobetonskih zidova je minimalno 200 mm
2. debljine zaštitnih slojeva su 25 mm

**ZADOVOLJAVA
ZADOVOLJAVA**

2. Stropovi

Otpornost AB stropnih ploča na djelovanje požara - ZAHTJEV REI 90

Prema tablici 5.8 norme HRN EN 1992-1-2 zahtjevana debljina ab ploča za REI 90 je 100 mm, a zahtjevani osni razmak za $1,5 < l_y/l_x < 2$ do uzdužnih čeličnih šipki je 15 (20) mm.

Tablica 5.8 – Najmanje dimenzije i osni razmaci punih armiranih i prednapetih, slobodno oslonjenih betonskih ploča i ploča koje su nosive u dva smjera

Normirana požarna otpornost	Najmanje dimenzije [mm]			
	Debljina ploče h_s [mm]	Osni razmak a		
		Nosive u jednom smjeru	Nosive u dva smjera	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x i l_y su rasponi ploča koje su nosive u dva smjera pod pravim kutovima, pri čemu je l_y dulji raspon. Za prednapete grede, treba u obzir uzeti povećanje osnovog razmaka u skladu s točkom 5.2(5). Osni razmak a u stupcima 4 i 5 odnosi se na ploče oslonjene na sva četiri ruba. Inače ih treba obraditi kao ploče koje nose u jednom smjeru.

* Obično će biti mjerodavan zaštitni sloj zahtijevan prema normi EN 1992-1-1.

Predmetna građevina zadovoljava sve prethodno navedene uvjete:

1. debljina armiranobetonskih ploča je minimalno 180 mm
2. debljine zaštitnih slojeva su 25 mm

ZADOVOLJAVA
ZADOVOLJAVA

ovlašteni inženjer građevinarstva:
ULTRA STUDIO d.o.o., za projektiranje
Andrej Marković dipl. ing. građ.

21. PRORAČUN POTKONSTRUKCIJE FASADE

1. UVOD

Proračun konstrukcije bit će izveden pomoću programa Scia Engineer metodom konačnih elemenata, uz slijedeće pretpostavke:

nosivi elementi

SHS 90/90/4,0

SHS 60/60/4,0

materijal

svi elementi su od čelika kvalitete **S 235**

Dimenzioniranje će biti izvedeno prema EC3 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti. Program automatski uzima u proračun vlastitu težinu nosivih elemenata.

2. OPTEREĆENJA

Proračun će biti proveden u programu Scia Engineer koji automatski uzima u obzir vlastitu težinu elemenata

slučajevi opterećenja (SO):

Name	Description	Action type	Load group	Load type	Direction
SO1	vl. težina	Permanent	LG1	Self weight	-Z
SO2	dod. stalno	Permanent	LG1	Standard	
SO3	vjetar pretiskajući	Variable	LG2	Static	
SO4	vjetar odižući	Variable	LG2	Static	

*dodatno stalno opterećenje nije uzeto u obzir zbog male težine fasadnih panela

kombinacije opterećenja (KO):

Name	Description	Type	Load cases	Coeff. [-]
KO1	G _{SN} - vjetar pretiskajući	Linear - ultimate	SO1 - vl. težina	1,350
			SO2 - dod. stalno	1,350
			SO3 - vjetar pretiskajući	1,500
KO2	G _{SN} - vjetar odižući	Linear - ultimate	SO1 - vl. težina	1,000
			SO2 - dod. stalno	1,000
			SO3 - vjetar pretiskajući	1,500
KO3	G _{SU} - vjetar pretiskajući	Linear - ultimate	SO1 - vl. težina	1,000
			SO2 - dod. stalno	1,000
			SO3 - vjetar pretiskajući	1,000
KO4	G _{SU} - vjetar odižući	Linear - ultimate	SO1 - vl. težina	1,000
			SO2 - dod. stalno	1,000
			SO3 - vjetar pretiskajući	1,000

3. PRILOZI

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

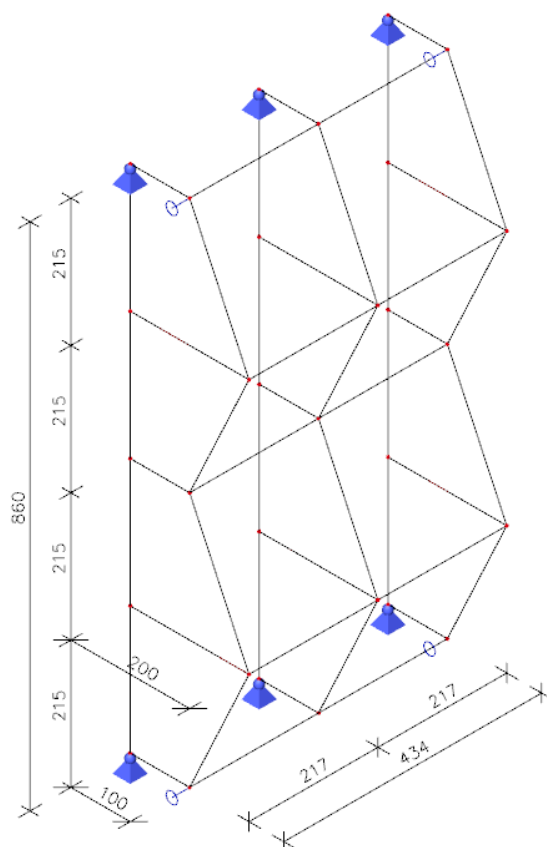
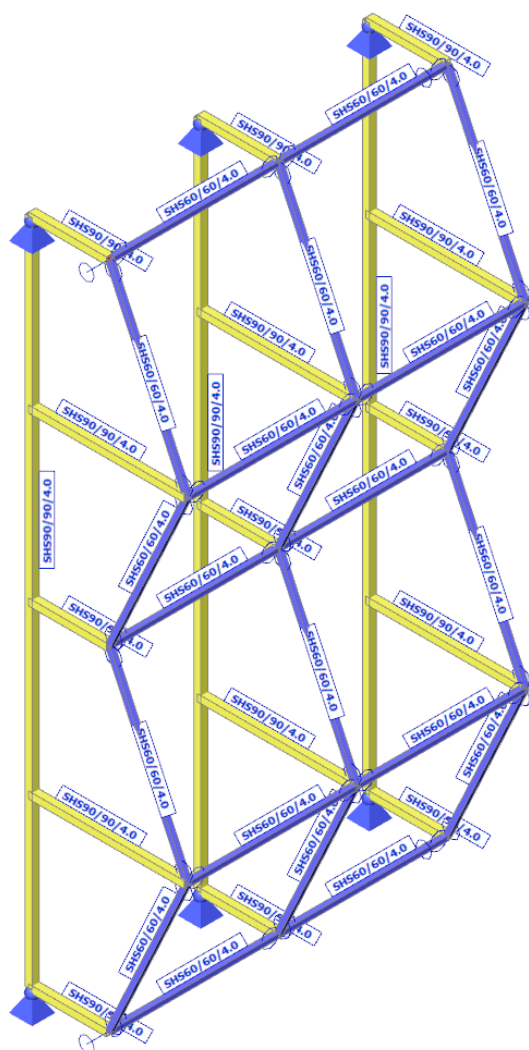
Prilog 2. Prikaz opterećenja (kN/m², kN/m', kN)

Prilog 3. Prikaz reznih sila od kombinacije G_{SN} (kN, kNm)

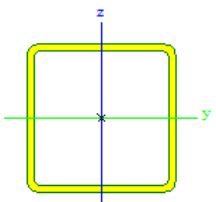
Prilog 4. Dijagram iskorištenosti za profile G_{SN}[%]

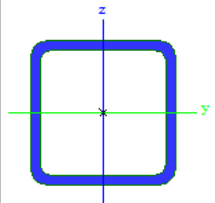
Prilog 5. Iskaz količina (kg)

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca



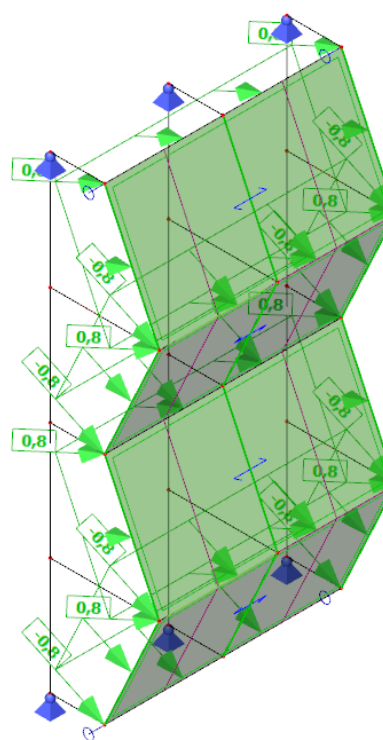
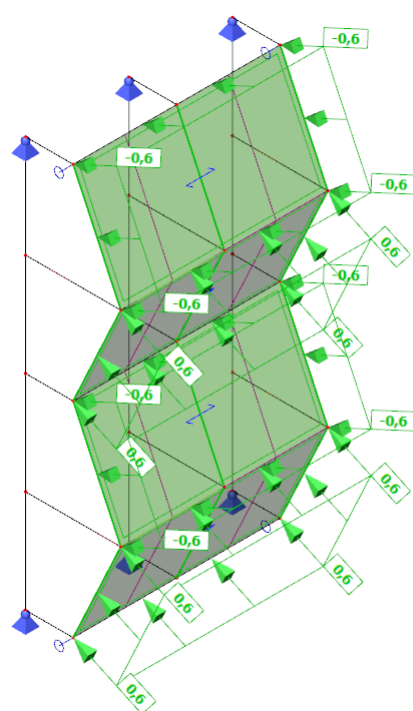
poprečni presjeci

SHS 90/90/4,0		
Type	SHS90/90/4.0	
Formcode	2 - Rectangular hollow section	
Shape type	Thin-walled	
Item material	S 235	
Fabrication	rolled	
Colour		
Flexural buckling y-y,	a	a
Flexural buckling z-z		
A [mm ²]	1,3600e+03	
A _y [mm ²], A _z [mm ²]	6,7926e+02	6,7926e+02
A _u [m ² /m], A _o [m ² /m]	3,5000e-01	6,7075e-01
c _{y,UCS} [cm], c _{z,UCS} [cm]	4,50	4,50
α [deg]	0,00	
I _y [mm ⁴], I _z [mm ⁴]	1,6600e+06	1,6600e+06
i _y [cm], i _z [cm]	3,49	3,49
W _{el,y} [mm ³], W _{el,z} [mm ³]	3,7000e+04	3,7000e+04
W _{pl,y} [mm ³], W _{pl,z} [mm ³]	4,3600e+04	4,3600e+04
M _{pl,y+} [Nmm], M _{pl,y-} [Nmm]	10244864,70	10244864,70
M _{pl,z+} [Nmm], M _{pl,z-} [Nmm]	10244864,70	10244864,70
d _y [cm], d _z [cm]	0,00	0,00
I _t [mm ⁴], I _w [mm ⁶]	2,6000e+06	1,9683e+09
β _y [cm], β _z [cm]	0,00	0,00
Picture		

SHS60/60/4,0		
Type	SHS60/60/4.0	
Formcode	2 - Rectangular hollow section	
Shape type	Thin-walled	
Item material	S 235	
Fabrication	rolled	
Colour		
Flexural buckling y-y,	a	a
Flexural buckling z-z		
A [mm ²]	8,7900e+02	
A _y [mm ²], A _z [mm ²]	4,3926e+02	4,3926e+02
A _u [m ² /m], A _o [m ² /m]	2,3000e-01	4,3075e-01
c _{y,UCS} [cm], c _{z,UCS} [cm]	3,00	3,00
α [deg]	0,00	
I _y [mm ⁴], I _z [mm ⁴]	4,5400e+05	4,5400e+05
i _y [cm], i _z [cm]	2,27	2,27
W _{el,y} [mm ³], W _{el,z} [mm ³]	1,5100e+04	1,5100e+04
W _{pl,y} [mm ³], W _{pl,z} [mm ³]	1,8300e+04	1,8300e+04
M _{pl,y+} [Nmm], M _{pl,y-} [Nmm]	4299905,17	4299905,17
M _{pl,z+} [Nmm], M _{pl,z-} [Nmm]	4299905,17	4299905,17
d _y [cm], d _z [cm]	0,00	0,00
I _t [mm ⁴], I _w [mm ⁶]	7,2500e+05	2,5920e+08
β _y [cm], β _z [cm]	0,00	0,00
Picture		

Prilog 2. Prikaz opterećenja (kN/m², kN/m', kN)

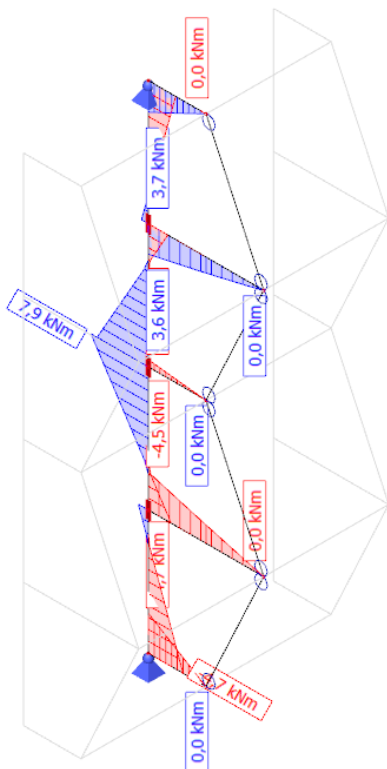
SO3- vjetar pretiskajući



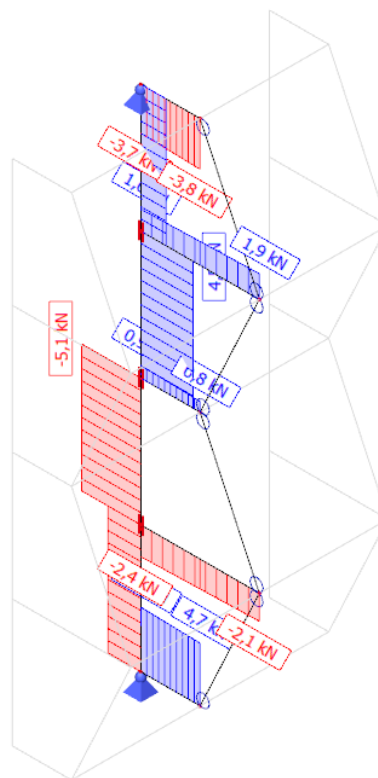
Prilog 3. Prikaz reznih sila od kombinacije GSN (kN, kNm) - KO1

Poprečni presjek 90/90/4,0 mm

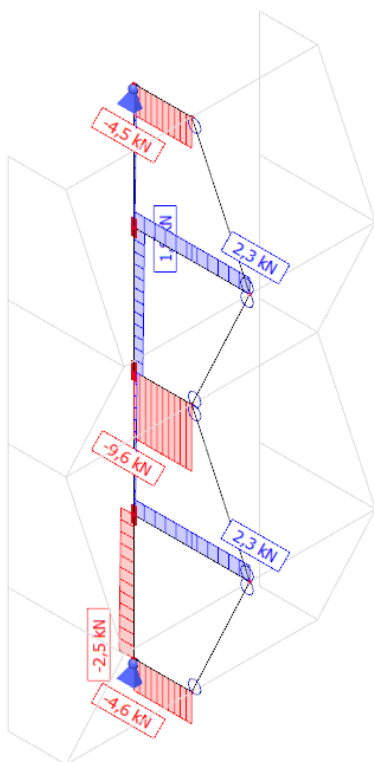
$M_{y,Ed}$ (kNm)



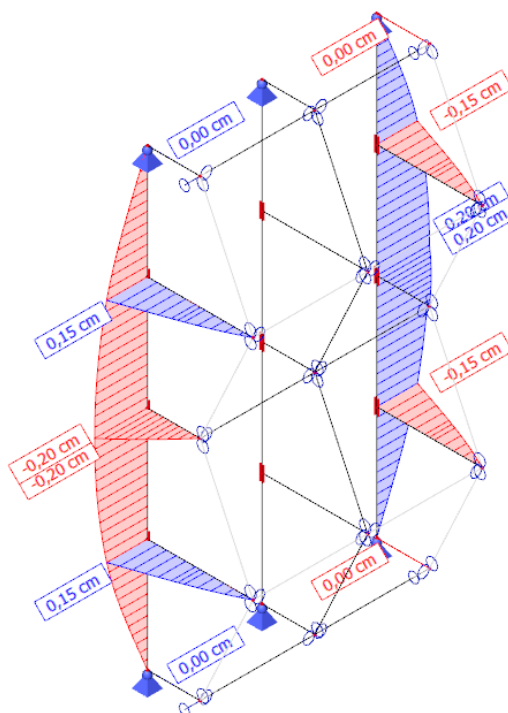
$V_{z,Ed}$ (kN)



$N_{,Ed}$ (kN)

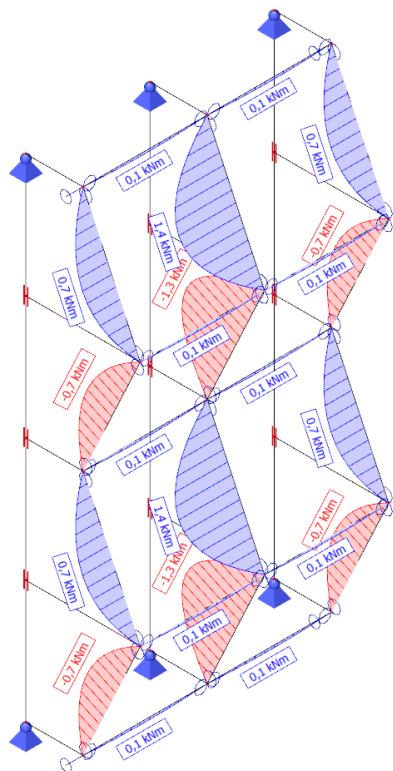


Progib - GSU (cm) - KO3

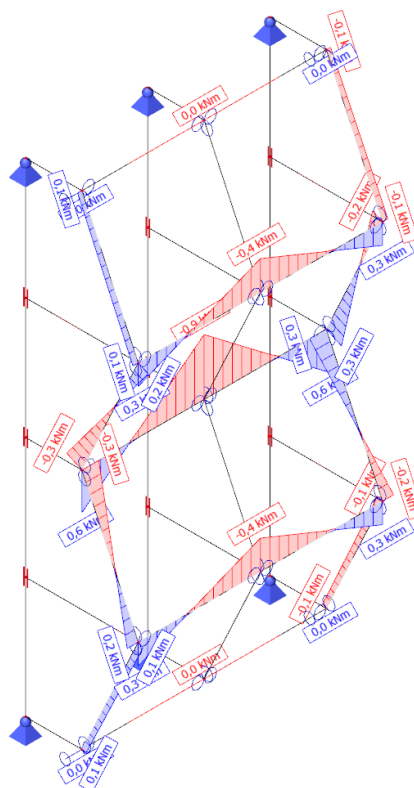


Poprečni presjek 50/50/3,0 mm

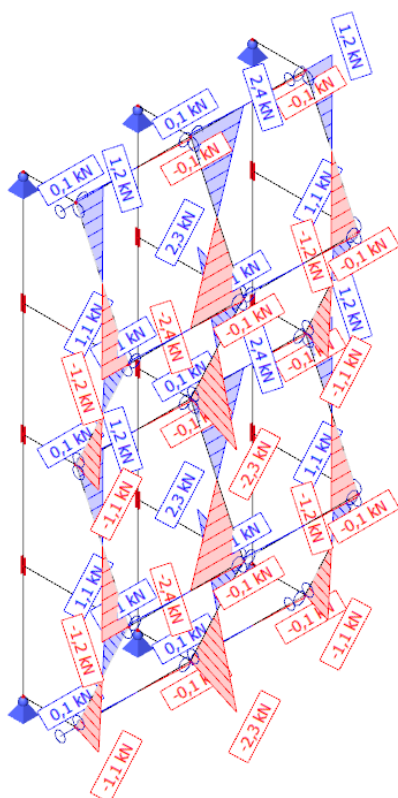
$M_{y,Ed}$ (kNm)



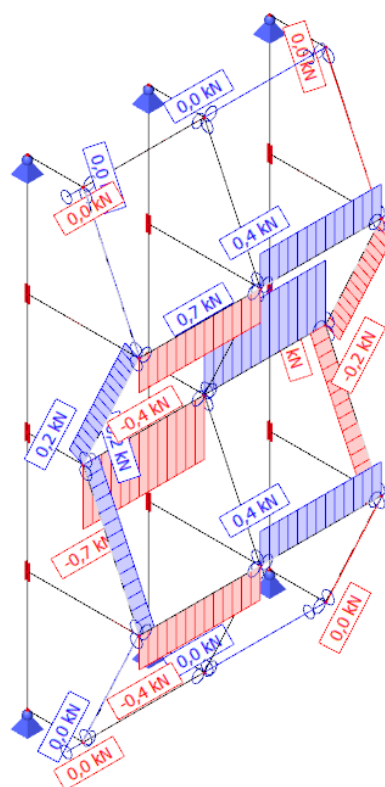
$M_{z,Ed}$ (kNm)

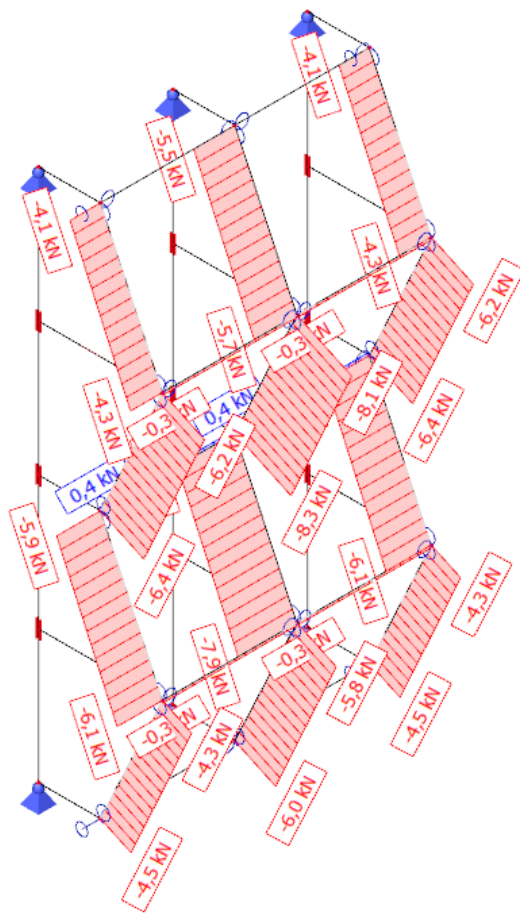
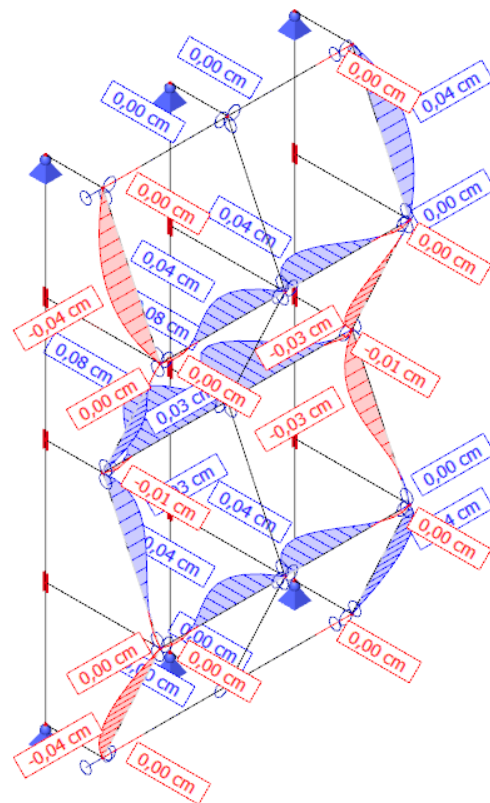


$V_{z,Ed}$ (kN)



$V_{y,Ed}$ (kN)

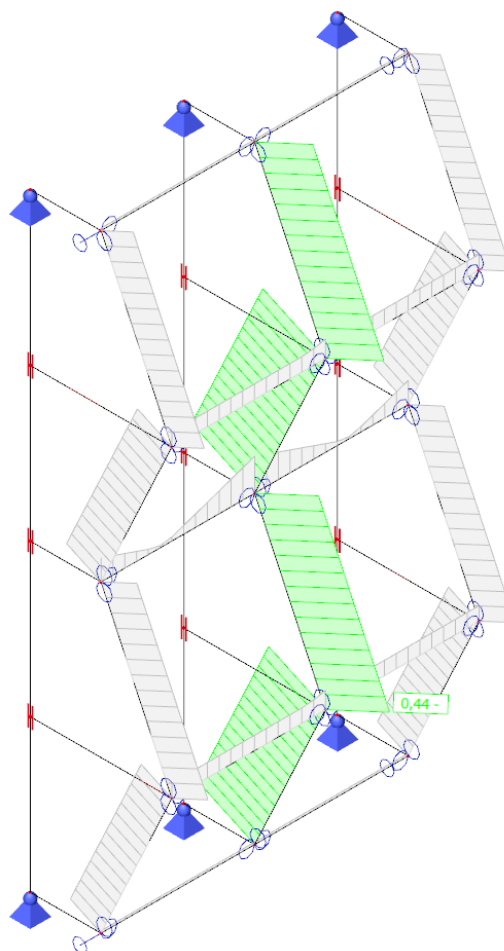
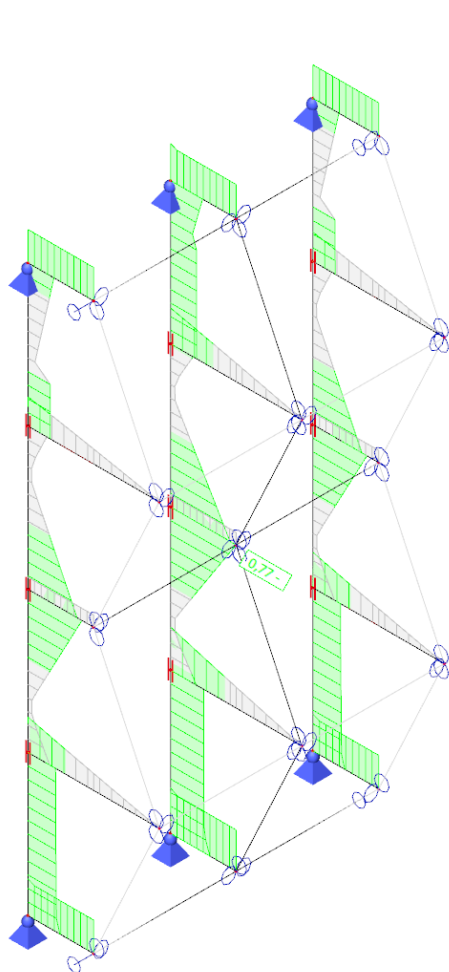


$N_{Ed} \text{ (kN)}$ **Progib - GSU (cm) - KO3**

Prilog 4. Dijagram iskorištenosti za profile GSN[%] - KO1

Poprečni presjek 90/90/4,0 mm

Poprečni presjek 60/60/40mm



Prilog 5. Iskaz količina (kg)

ISKAZ KOLIČINA		
SHS 90/90/4,0	499,64	kg
SHS 60/60/4,0	346,07	kg
UKUPNO	845,71	kg

DILATACIJA 2

1. ANALIZA OPTEREĆENJA

1.1. OPTEREĆENJE NA UKOPANE ZIDOVE

Proračun AB podrumskih zidova biti će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemenata

- AB zidovi debljina 20 cm, 40 cm
- proračunava se AB zid koji ima bočni pritisak
- kvaliteta betona C25/30
- debljina zaštitnog sloja 4,0 cm vanjsko lice (razred izloženosti XC2), 2,5 cm unutarnje lice (razred izloženosti XC1)

Za provjeru graničnog stanja nosivosti elemenata izloženih djelovanju tla koristi se jedan od 3 proračunska pristupa. U Hrvatskoj je usvojen treći proračunski pristup prema kojem vrijedi:

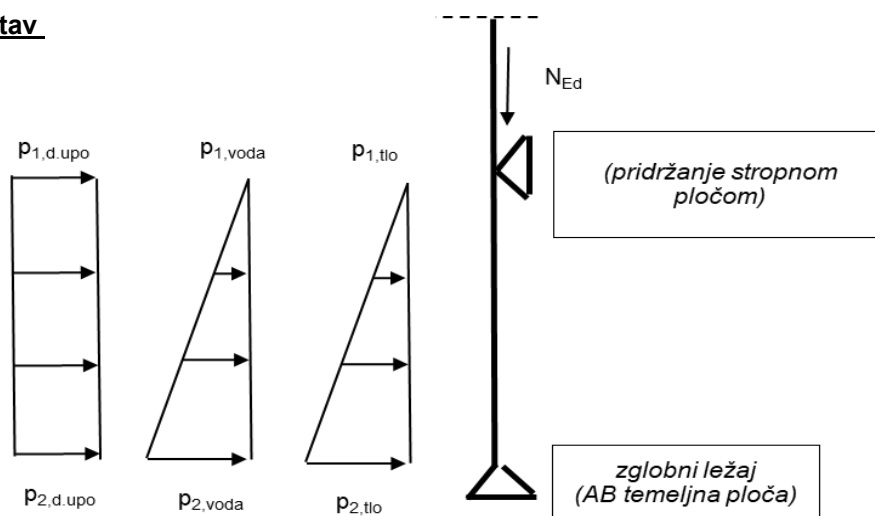
- stalna konstrukcijska djelovanja množe se faktorom 1,35 a promjenjiva s 1,5 za nepovoljno djelovanje
- stalna konstrukcijska djelovanja množe se faktorom 1,0 a promjenjiva s 0 za povoljno djelovanje
- stalna geotehnička djelovanja množe se faktorom 1,0, a promjenjiva s 1,3
- tangens proračunskog kuta unutarnjeg trenja je tangens karakterističnog kuta podijeljen s 1,25

Geotehnička djelovanja su opterećenje tlom i sva opterećenja koja se preko tla unose u konstrukciju.

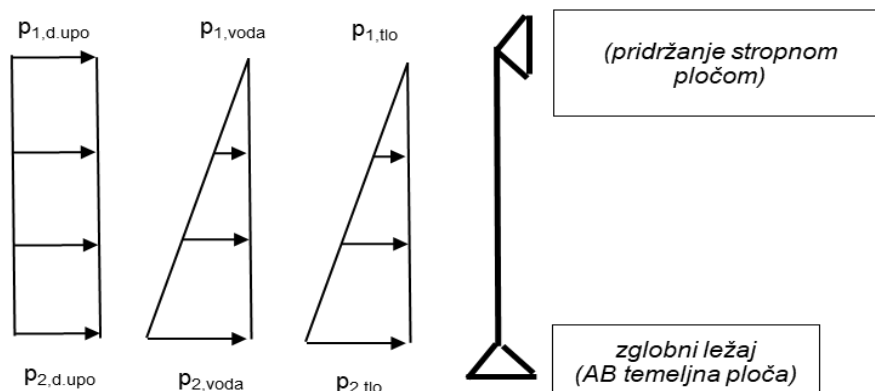
Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 i EC7 propisima uz pripadajuće parcijalne koef. sigurnosti.

Pozicija i statički sustav

FAZA IZVEDBE



FAZA GRADNJE



PRORAČUN MIRNOG TLAKA

Horizontalno opterećenje uslijed pritiska tla:

$\gamma_{tla} =$	18,00	kN/m ³	– volumenska težina zasićenog tla
$\gamma'_{tla} =$	8,0	kN/m ³	– volumenska težina nezasićenog tla
$\varphi_k =$	25	°	– karakt. vrijednost kuta unutarnjeg trenja za tlo
$\gamma_\varphi =$	1,25		– koeficijent sigurnosti za kut unutarnjeg trenja
$k_a =$	0,58		– koeficijent aktivnog pritiska tla (šljunak)
$h_1 =$	0,00	m	– visina zida pod zemljom
$h_z = h_2 =$	3,15	m	– visina zida pod zemljom

$$\varphi_d = \arctan(\tan(\varphi_k) / \gamma_\varphi) = 20,46^\circ$$

$$k_{ad} = 1 - \sin(\varphi_d) = 0,650$$

$$p_{1,tlo} = k_0 \gamma'_{tla} h_1 = 0,0 \text{ kN/m}^2$$

– opterećenje na vrhu ukopanog zida

$$p_{2,tlo} = k_0 \gamma'_{tla} h_2 = 22,2 \text{ kN/m}^2$$

– opterećenje na dubini 1,9m ukopanog zida

$$p_{3,tlo} = k_0 \gamma'_{tla} h_3 = 36,9 \text{ kN/m}^2$$

– opterećenje na dnu ukopanog zida

Horizontalno opterećenje uslijed pritiska vode:

(nema prisustva vode)

$$\gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3$$

– volumenska težina vode

$$p_{2,voda} = \gamma_w h_1 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

– opterećenje na dnu plićeg bazena

$$p_{2,voda} = \gamma_w h_2 = 12,5 \text{ kN/m}^2$$

– opterećenje na dnu dubljeg bazena

Horizontalno opterećenje uslijed vertikalnog opterećenja temeljne ploče plitkog bazena na zidove:

$q_k =$	8,2	kN/m ²	– dod. vert. opt. pored zida (vlastita težina i dodatno stalno)
$p_{1,dod} = p_{2,dod} = k_a q_k =$	5,3	kN/m ²	– opterećenje je konstantno po visini
$q_k =$	2,0	kN/m ²	– dod. vert. opt. pored zida (opterećenje vodom)
$p_{1,dod} = p_{2,dod} = k_a q_k =$	1,3	kN/m ²	– opterećenje je konstantno po visini

Horizontalno opterećenje uslijed vertikalnog opterećenja temeljne ploče dubljeg bazena na zidove:

$q_k =$	16,2	kN/m ²	– dod. vert. opt. pored zida (vlastita težina i dodatno stalno)
$p_{1,dod} = p_{2,dod} = k_a q_k =$	10,5	kN/m ²	– opterećenje je konstantno po visini
$q_k =$	13,8	kN/m ²	– dod. vert. opt. pored zida (opterećenje vodom)
$p_{1,dod} = p_{2,dod} = k_a q_k =$	9,0	kN/m ²	– opterećenje je konstantno po visini

2. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA SERVISNIH OPHODA

2.1. PRORAČUN PLOČE IZNAD SERVISNIH OPHODA

Stropna ploča prizemlja monolitna je AB ploča koja se oslanja na AB zidove.
Proračun stropne ploče prizemlja bit će izveden pomoću programa Scia Engineer,
metodom konačnih elemenata, uz sljedeće pretpostavke:

- AB monolitna ploča debljine $d = 20$ cm
- kakvoća betona C25/30 (MB 30)
- kakvoća čelika za armiranje B 500A (MAR 500/560) i dodatna armatura B 400B (RA 400/500)
- debljina zaštitnog sloja 2,5 cm

Program automatski uzima u proračun vlastitu težinu elemenata.

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti:

$$\begin{array}{ll} \text{nepovoljno:} & \gamma_g = 1,35 \\ & \gamma_q = 1,5 \end{array} \qquad \begin{array}{ll} \text{povoljno:} & \gamma_g = 1,0 \\ & \gamma_q = 0 \end{array}$$

I uz koeficijente kombinacija:

Djelovanje	$\psi/0$	$\psi/1$	$\psi/2$
Uporabna opterećenja u zgradama kategorije (vidjeti normu EN 1991-1-1):			
Kategorija A: kuće, stambene zgrade	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: uredi	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: područja za skupove	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišta	1,0	0,9	0,8
Kategorija F: prometna područja, težina vozila ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorija G: prometna područja, $30 \text{ kN} \leq$ težina vozila ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: krovovi	0	0	0
Opterećenja snijegom u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-3)*:			
– Finska, Island, Norveška, Švedska	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini $H > 1000$ m n.m.	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini $H \leq 1000$ m n.m.	0,50	0,20	0
Opterećenja vjetrom na zgrade (vidjeti normu EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (osim požara) u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NAPOMENA: Vrijednosti ψ mogu se odrediti u nacionalnom dodatku. * Za države koje nisu navedene, vidjeti odgovarajuće mjesne uvjete.			

2. OPTEREĆENJA

opterećenja:

Name	Description	Action type	Load group	Load type	Spec	Direction	Duration	Master load case
LC1	Vlastita težina	Permanent	LG1	Self weight		-Z		
LC2	Dodatno stalno	Permanent	LG1	Standard				
LC3	Uporabno	Variable	LG2	Static	Standard		Short	None

kombinacije opterećenja:

Osnovne kombinacije (stalne ili prolazne proračunske situacije)

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Karakteristične kombinacije (stalne ili prolazne proračunske situacije)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kvazistalne kombinacije

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

Popis kombinacija:

Name	Description	Type	Load cases	Coeff. [1]
CO1	GSN_1.35×G+1.35×dG+1.5×Q	Linear - ultimate	LC1 - Vlastita težina	1,350
			LC2 - Dodatno stalno	1,350
			LC3 - Uporabno	1,500
CO2	GSU_1.0×G+1.0×dG+1.0×Q	Linear - serviceability	LC1 - Vlastita težina	1,000
			LC2 - Dodatno stalno	1,000
			LC3 - Uporabno	1,000
CO3	GSU_dugotrajno_1.0×G+1.0×dG+0.3×Q	Linear - serviceability	LC1 - Vlastita težina	1,000
			LC2 - Dodatno stalno	1,000
			LC3 - Uporabno	0,300

3. PRILOZI

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

Prilog 2. Opterećenja (kN, kN/m²)

Prilog 3. Dijagram momenata savijanja u X smjeru m_x od CO1_GSN (kNm/m')

Prilog 4. Dijagram momenata savijanja u Y smjeru m_y od CO1_GSN (kNm/m')

Prilog 5. Dijagrami elastičnog progiba od CO1_GSN (mm)

Prilog 6. Dijagrami dugotrajnog progiba - kombinacija CO3 GSU dugotrajni progib (mm)

Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od CO1_GSN (cm²/m')

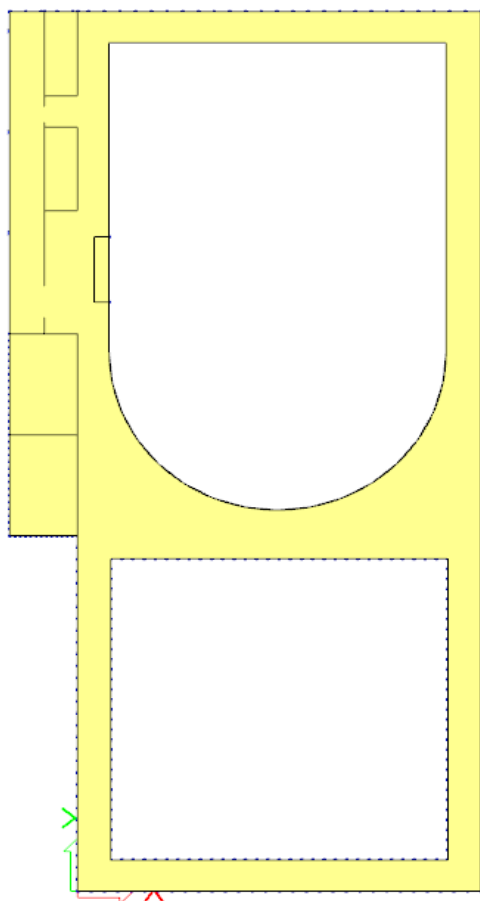
Prilog 8. Dijagrami armature u smjeru Y u donjoj zoni od CO1_GSN (cm²/m')

Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od CO1_GSN (cm²/m')

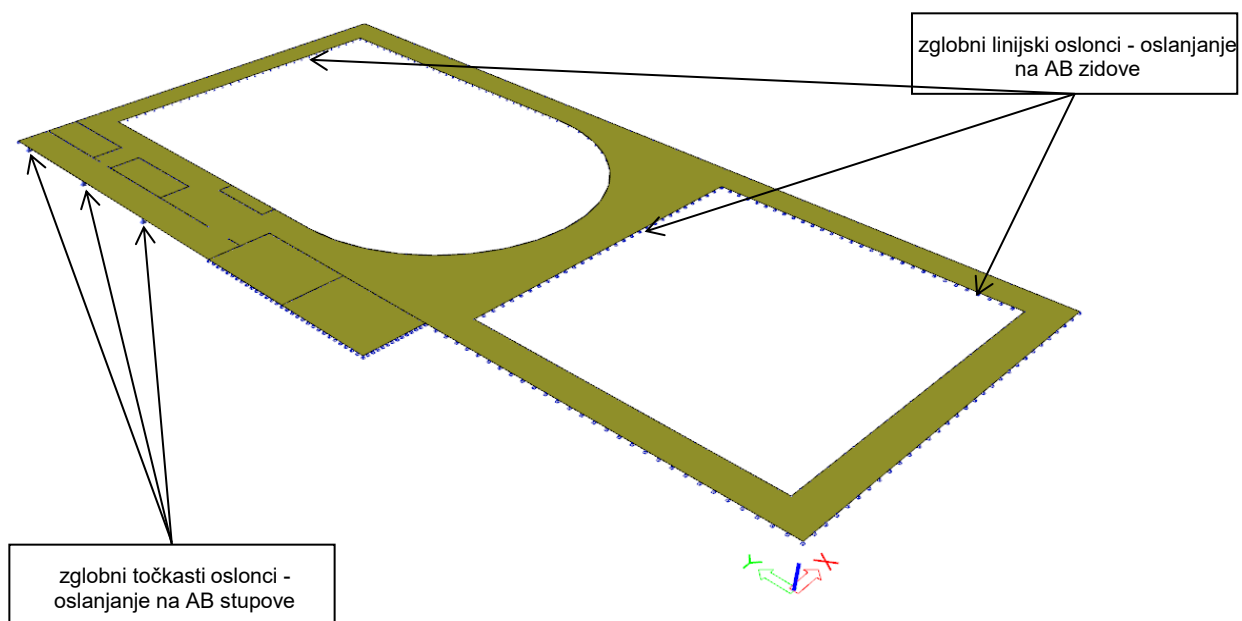
Prilog 10. Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od CO1_GSN (cm²/m')

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

Tlocrt

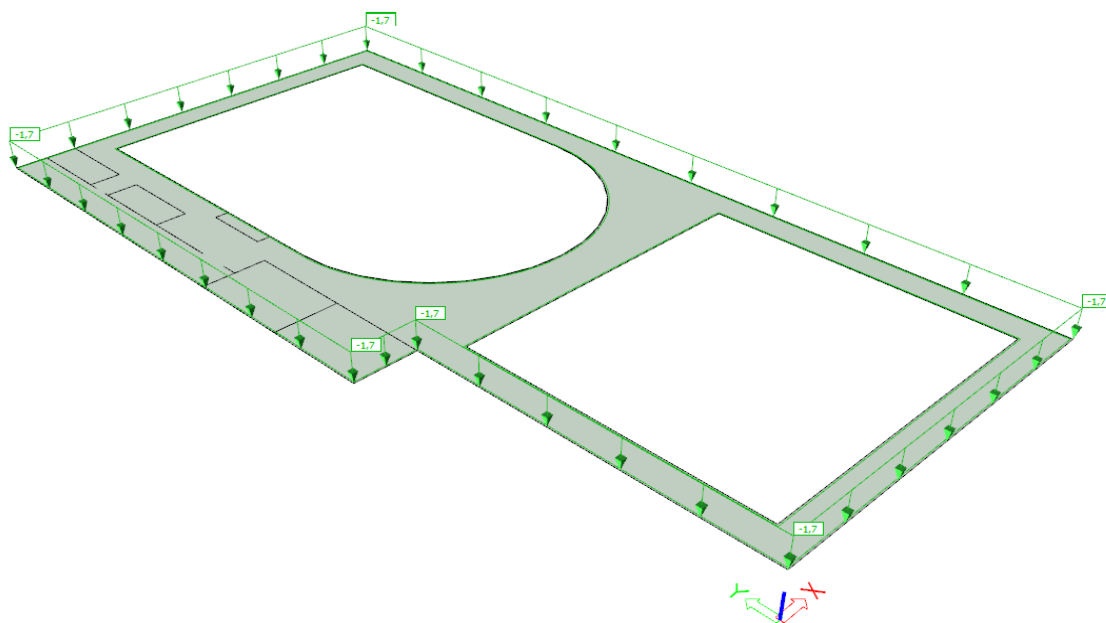


3D prikaz

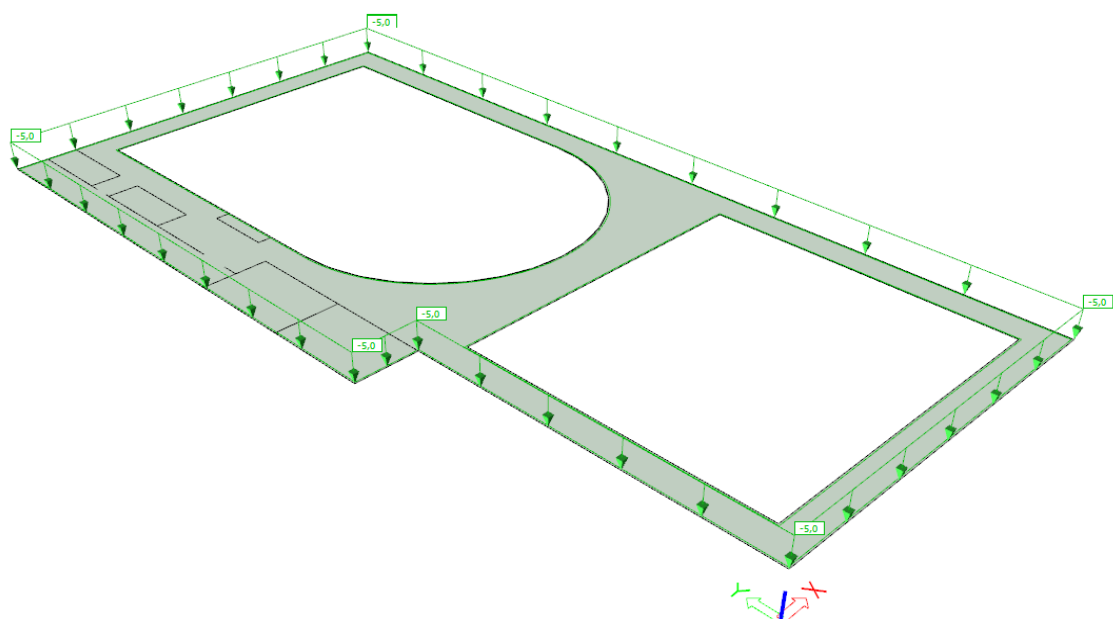


Prilog 2. Opterećenja (kN , kN/m^2)

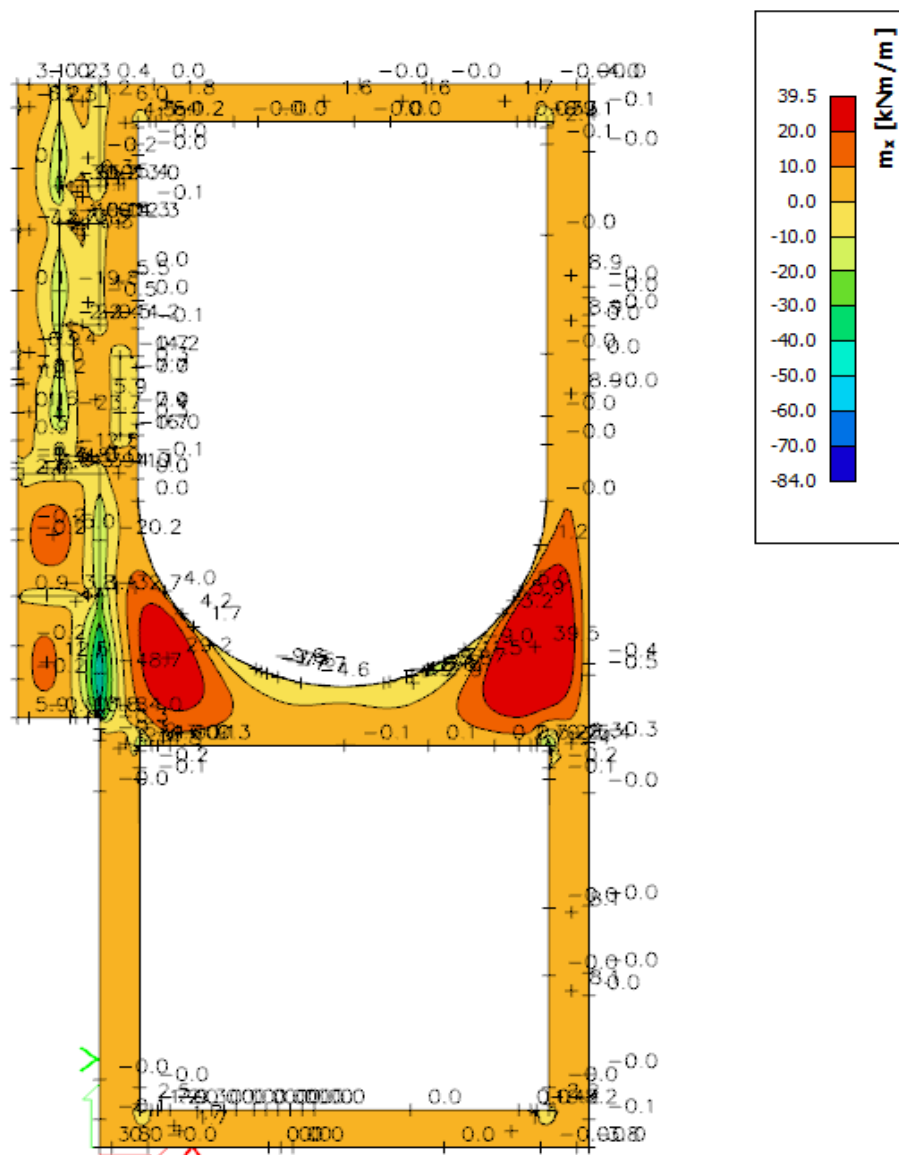
SO2 - dodatno stalno opterećenje



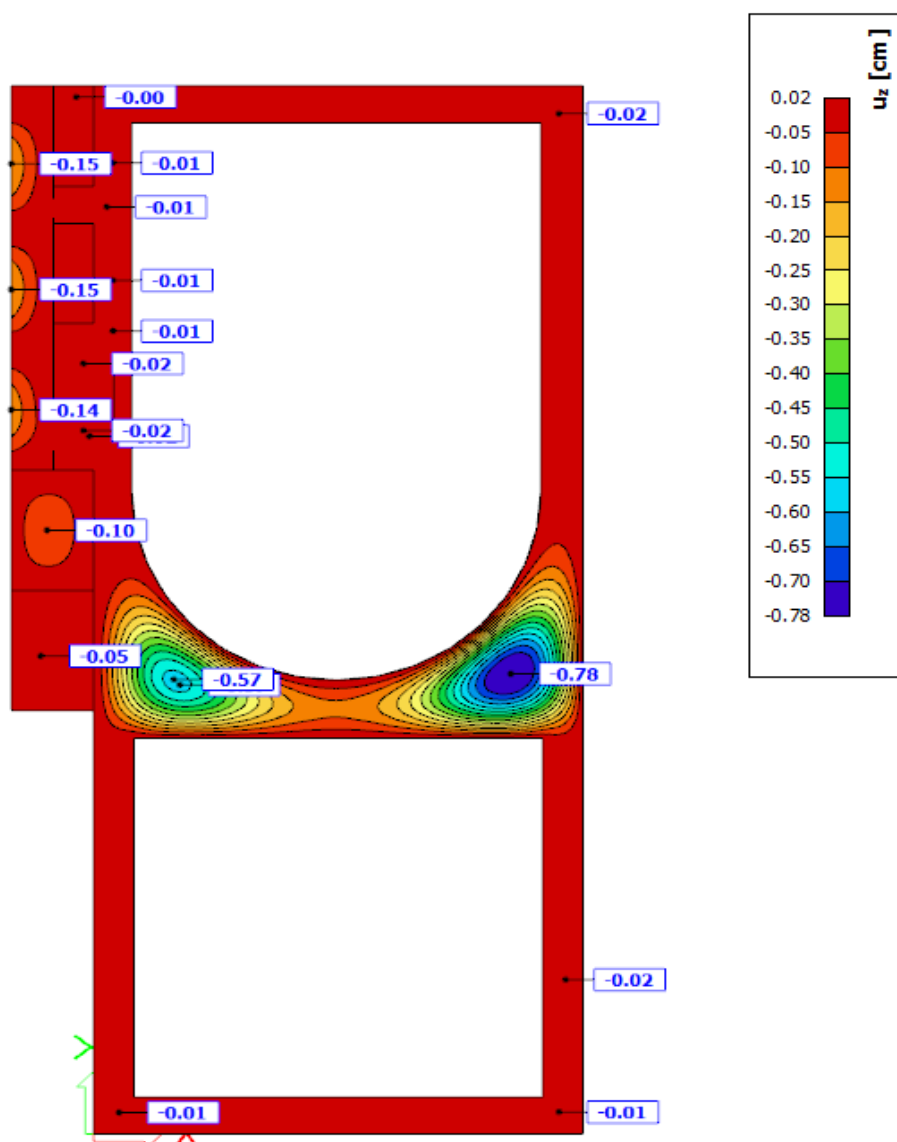
SO3 - uporabno opterećenje (kat. C)



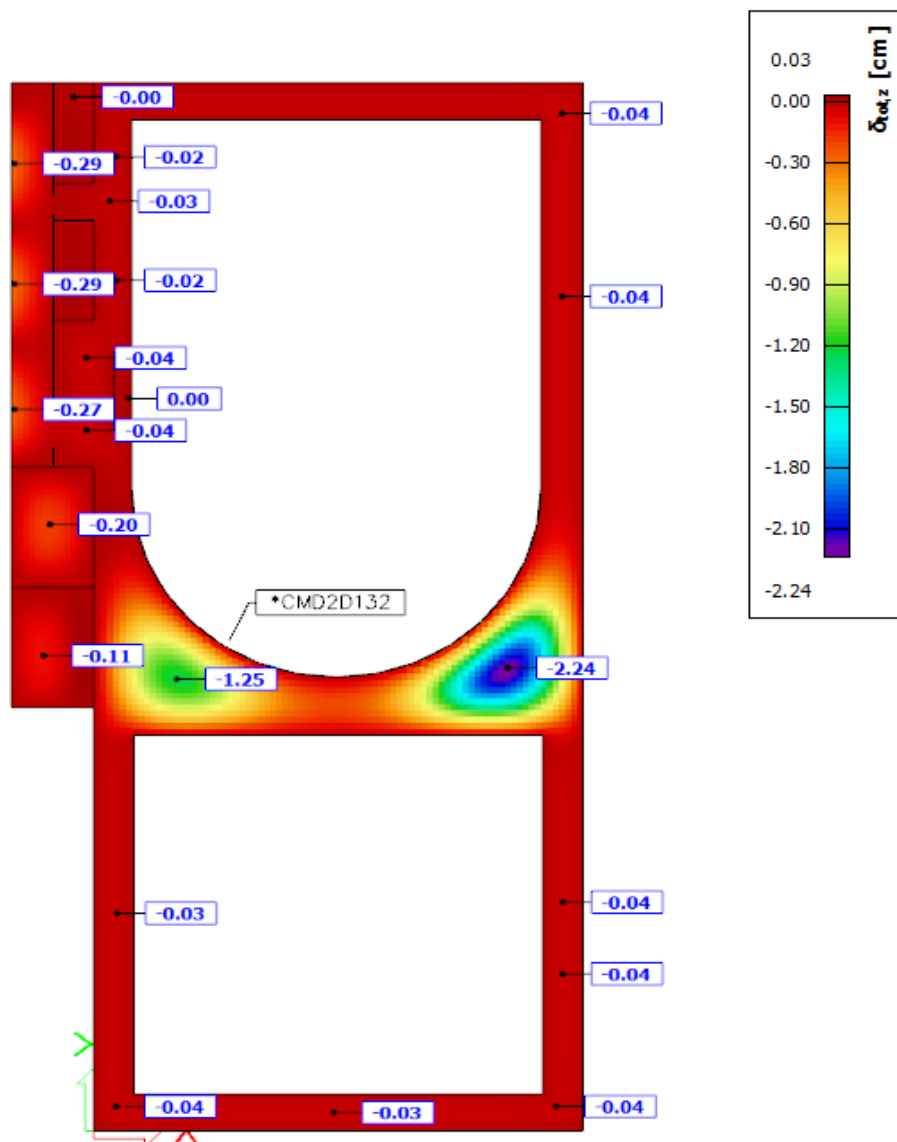
Prilog 3. Dijagram momenata savijanja u X smjeru m_x od CO1_GSN (kNm/m')



Prilog 5. Dijagrami elastičnog progiba od CO1_GSN (mm)



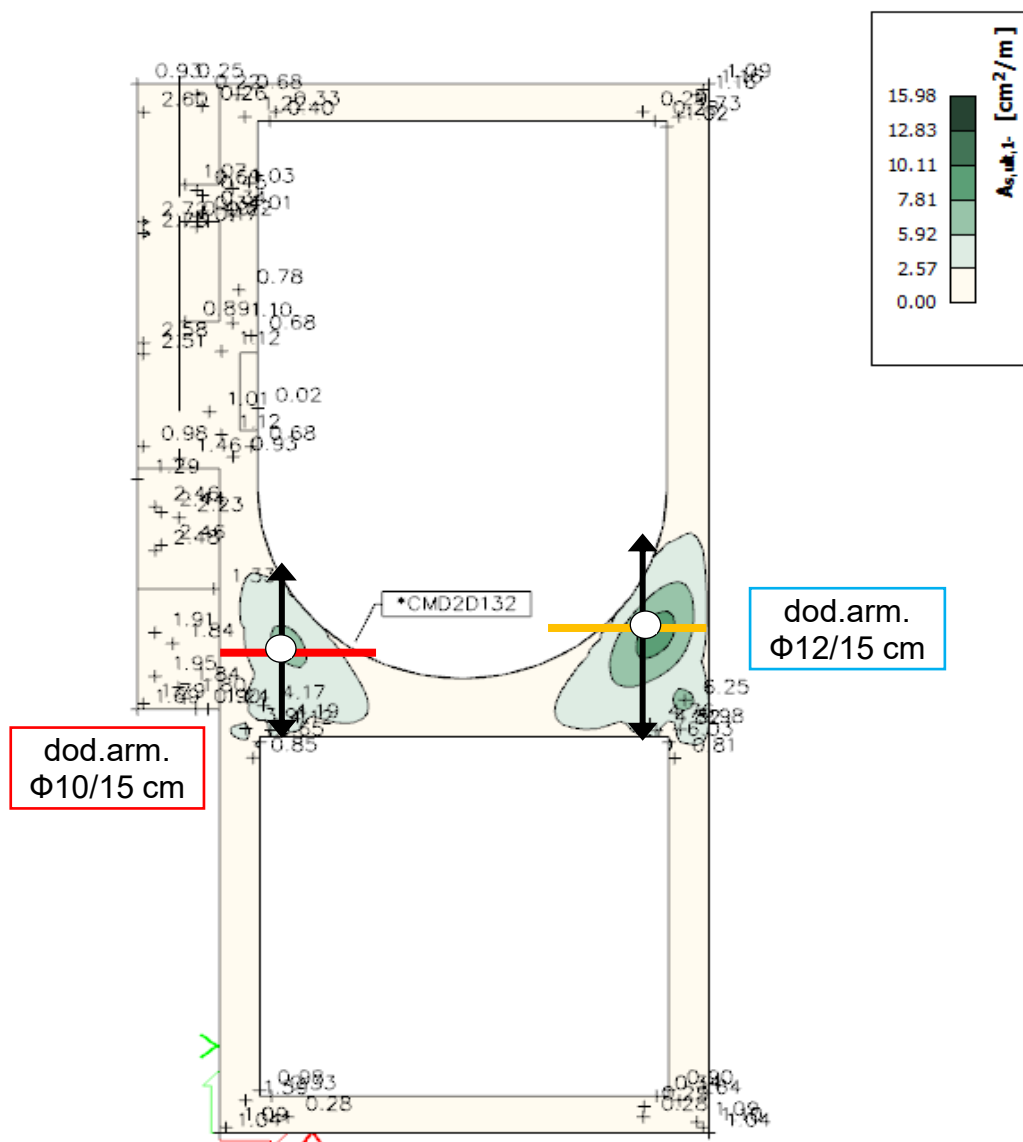
Prilog 6. Dijagrami dugotrajnog progiba - kombinacija CO3 GSU dugotrajni progib (mm)



$$u_{z,max} = 0,74 \text{ cm} < u_{dop} = L/250 = 670/250 = 2,68 \text{ cm}$$

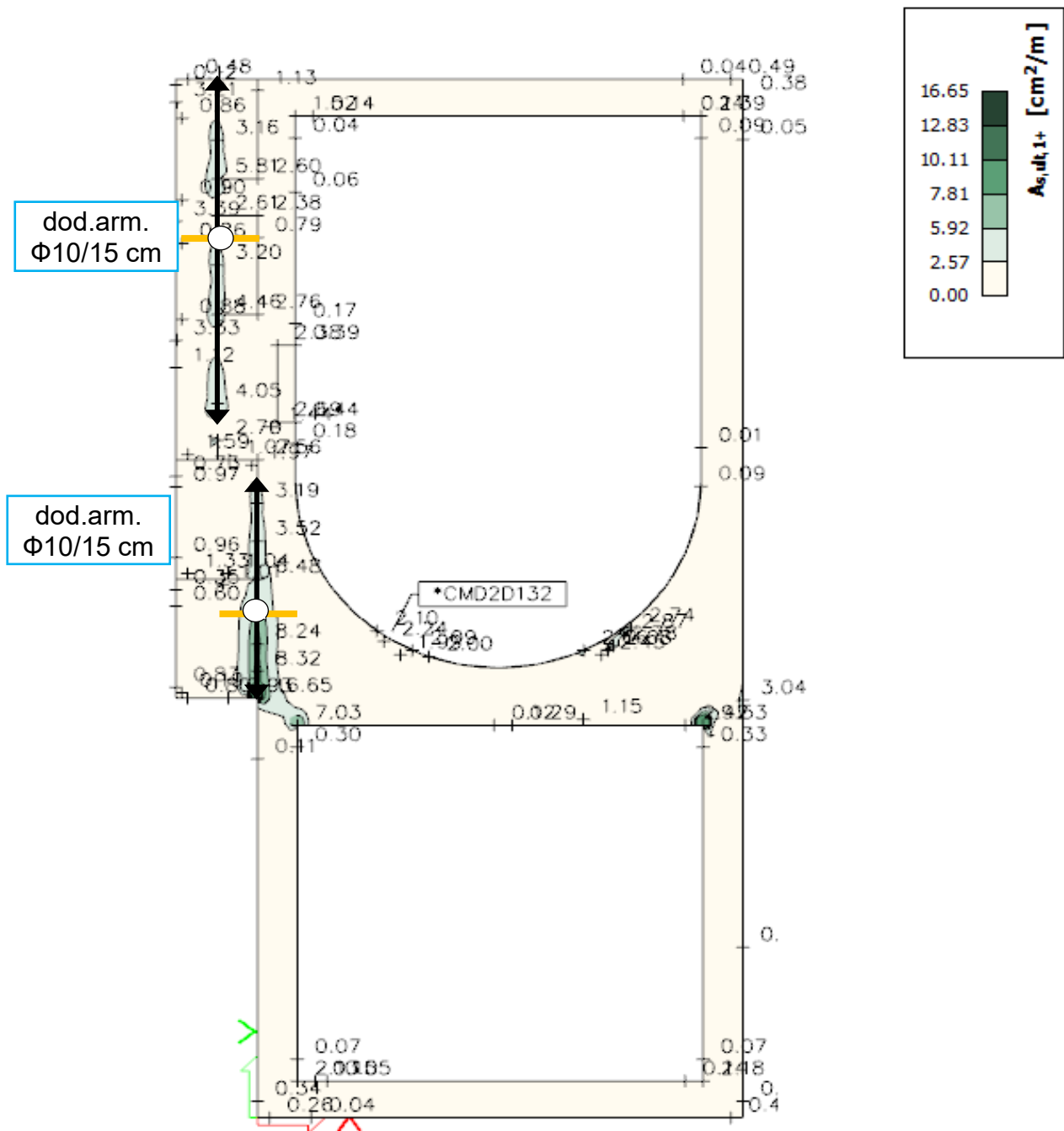
$$u_{z,max} = 2,24 \text{ cm} < u_{dop} = L/250 = 670/250 = 2,68 \text{ cm}$$

Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od CO1_GSN (cm^2/m)

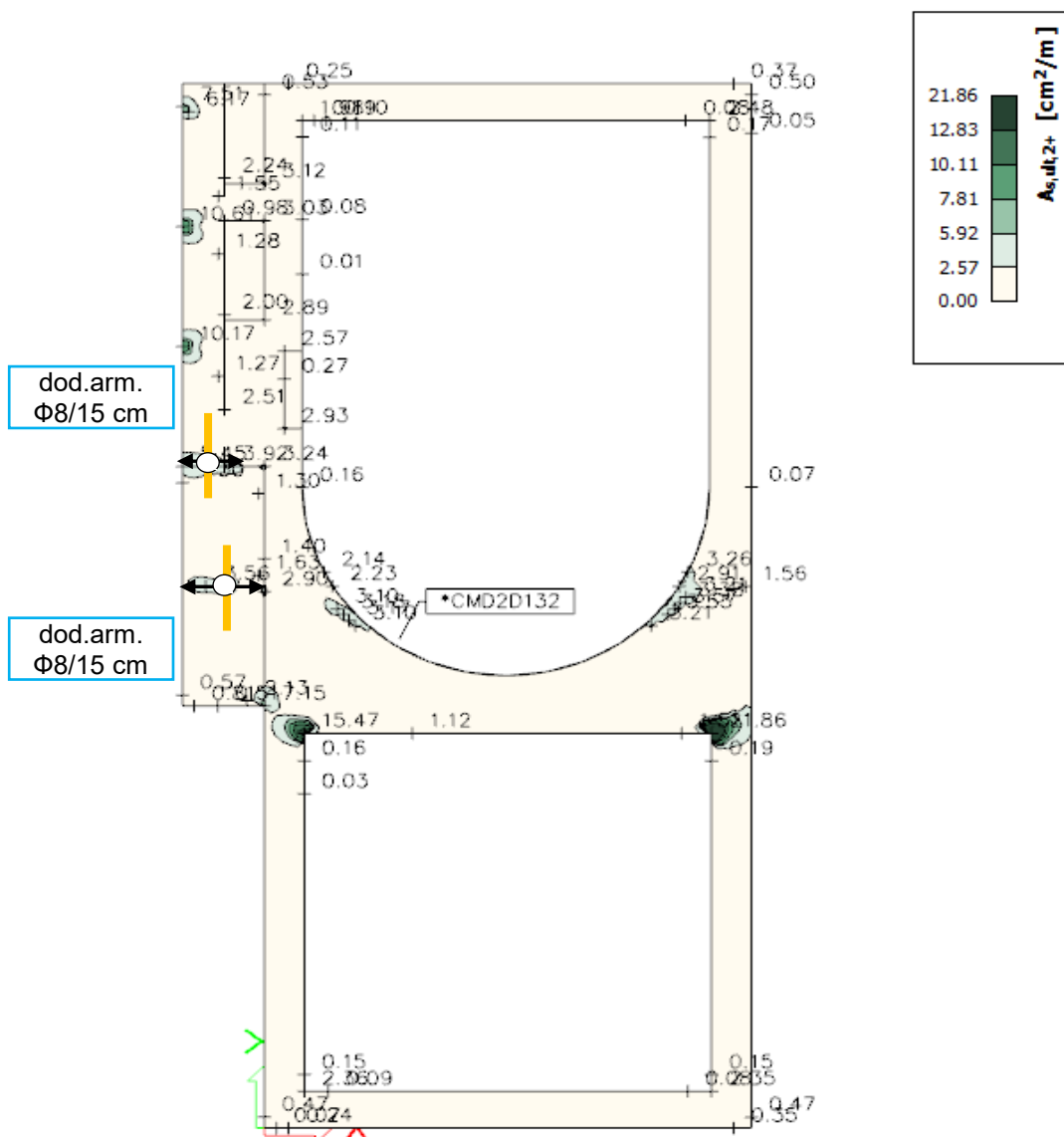


- minimalna armatura $A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,20 \text{ cm}^2/\text{m}'$
 - donju zonu armirati mrežama Q257 (B 500)

Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od CO1_GSN (cm^2/m')



Prilog 10. Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od CO1_GSN (cm^2/m)



- minimalna armatura $A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,20 \text{ cm}^2/\text{m}'$
- gornju zonu armirati mrežama Q 257 (B 500)

- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama 4Φ14 i vilicama Φ8/15 cm

2.2. PRORAČUN ZIDOVA SERVISNIH OPHODA

1. UVOD

Proračun podrumskih zidova konstrukcije bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom kon: elemenata uz sljedeće pretpostavke:

- zidovi debljine 20 i 25 cm
- kvaliteta betona C25/30
- debljina zaštitnog sloja dolje s vanjske strane je 4,0 cm (XC2), a s unutarnje strane je 2,5 cm (XC1)

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 i EC7 propisima uz pripadajuće parcijalne koefici sigurnosti. Program sam uzima u obzir opterećenje vlastitom težinom.

2. OPTEREĆENJA

opterećenja:

- SO1** vlastita težina
- SO2** dodatno stalno opterećenje
- SO3** uporabno opterećenje/snijeg
- SO4** Pritisak tla
- SO5** Pritisak vode

kombinacije:

Name	Description	Type	Load cases	Coeff. [-]
CO1	GSU_faza_gradnje_1.0×G+1.0×dG+1.0×P_tlo	Linear - serviceability	LC1 - Self weight	1,000
			LC2 - Dodatno stalno	1,000
			LC4 - Geo - Pritisak tla	1,000
CO2	GSN_nepovoljno_faza_gradnje_1.35×G+1.35×dG+1.3×P_tlo+1.3×P_voda	Linear - ultimate	LC1 - Self weight	1,350
			LC2 - Dodatno stalno	1,350
			LC4 - Geo - Pritisak tla	1,300
			LC5 - Geo - Pritisak vode	1,300
CO3	GSN_povoljno_faza_gradnje_1.0×G+1.0×dG+1.0×P_tlo+1.3×P_voda	Linear - ultimate	LC1 - Self weight	1,000
			LC2 - Dodatno stalno	1,000
			LC4 - Geo - Pritisak tla	1,000
			LC5 - Geo - Pritisak vode	1,300
CO4	GSU_faza_uporabe_1.0×G+1.0×dG+1.0×Q+1.0×P_tlo+1.0×P_voda	Linear - serviceability	LC1 - Self weight	1,000
			LC2 - Dodatno stalno	1,000
			LC3 - Uporabno/snijeg	1,000
			LC4 - Geo - Pritisak tla	1,000
			LC5 - Geo - Pritisak vode	1,000
CO5	GSU_faza_uporabe_1.35×G+1.35×dG+1.5×Q+1.0×P_tlo+1.3×P_voda	Linear - ultimate	LC1 - Self weight	1,350
			LC2 - Dodatno stalno	1,350
			LC3 - Uporabno/snijeg	1,500
			LC4 - Geo - Pritisak tla	1,000
			LC5 - Geo - Pritisak vode	1,300
CO6	GSU_faza_uporabe_1.0×G+1.0×dG+1.0×Q+1.0×P_tlo+1.3×P_voda	Linear - ultimate	LC1 - Self weight	1,000
			LC2 - Dodatno stalno	1,000
			LC3 - Uporabno/snijeg	1,000
			LC4 - Geo - Pritisak tla	1,000
			LC5 - Geo - Pritisak vode	1,300

anvelopa opterećenja:

AO1 = GSN kombinacije opterećenja
AO2 = GSU opkombinacije opterećenja

3. PRILOZI

Prilog 1. *Prikaz nosivih elemenata i oslonaca*

Prilog 2. *Opterećenja (kN , kN/m^2)*

Prilog 3. *Dijagrami momenata savijanja od **AO1** (kNm/m')*

Prilog 4. *Dijagrami armature od **AO1** (cm^2/m')*

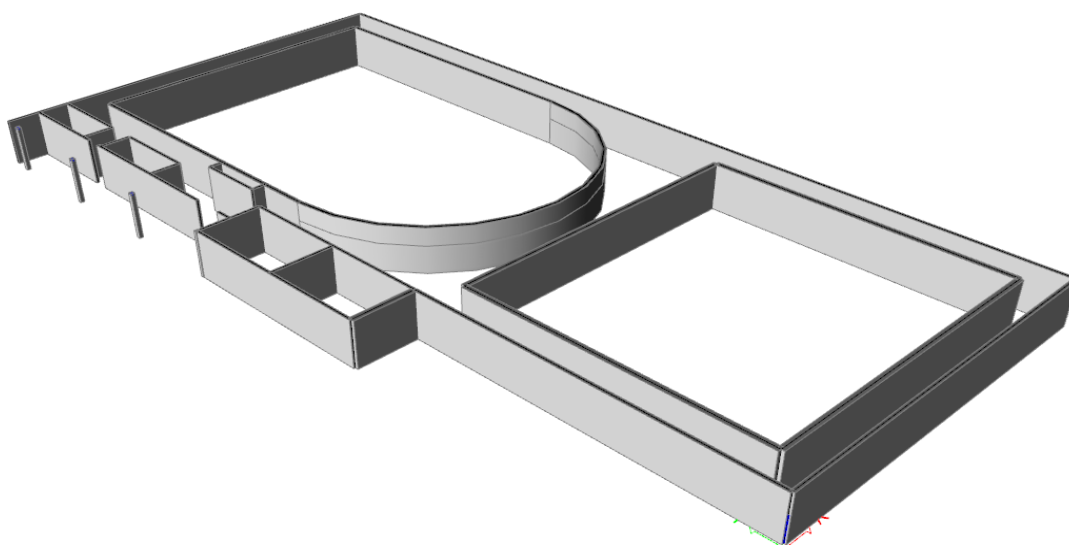
Prilog 5. *Dijagrami momenata savijanja od **AO1** (kNm/m')*

Prilog 6. *Dijagrami armature od **AO1** (cm^2/m')*

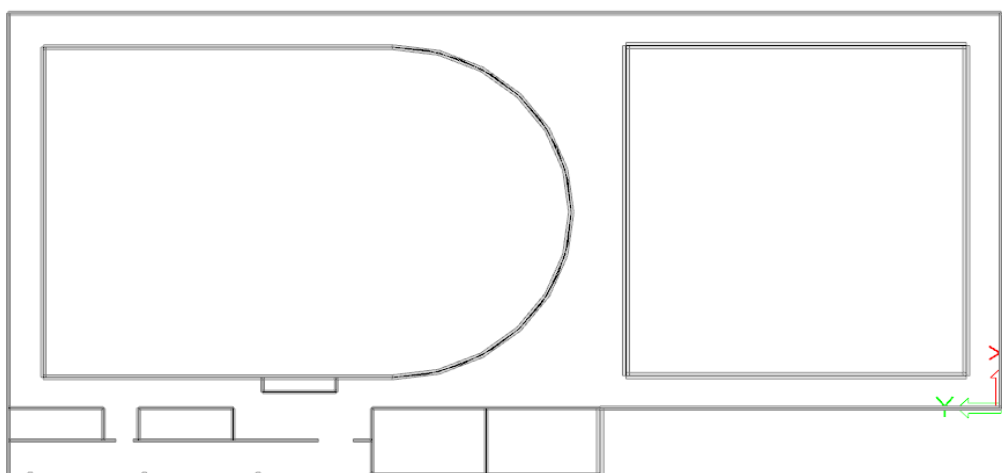
na slikama nije prikazana ploča iznad niti opterećenja na njoj radi preglednosti

Prilog 1. *Prikaz nosivih elemenata i oslonaca*

3D prikaz modela

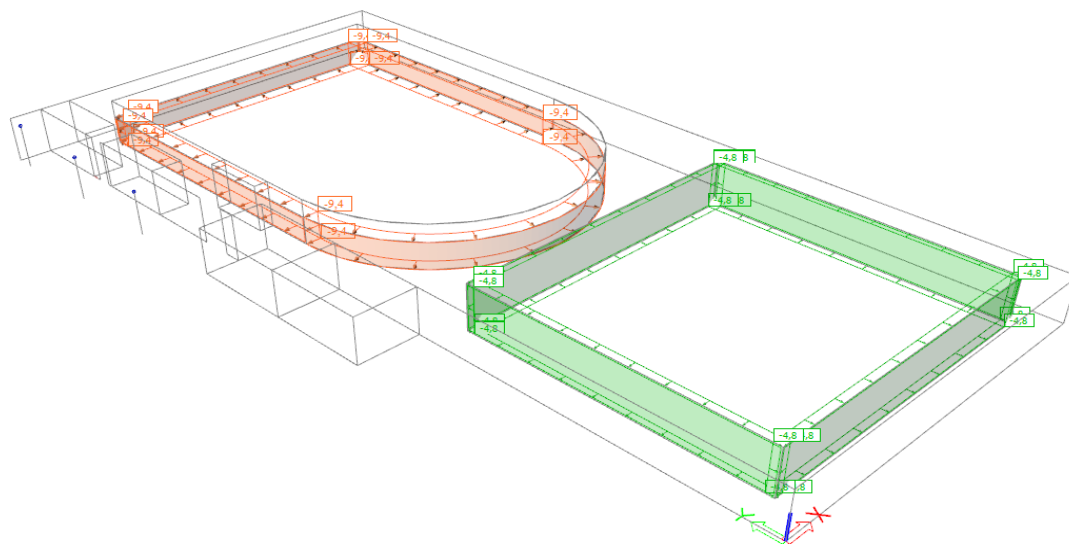


Tlocrtni prikaz zidova podruma



Prilog 2. Opterećenja (kN , kN/m^2)

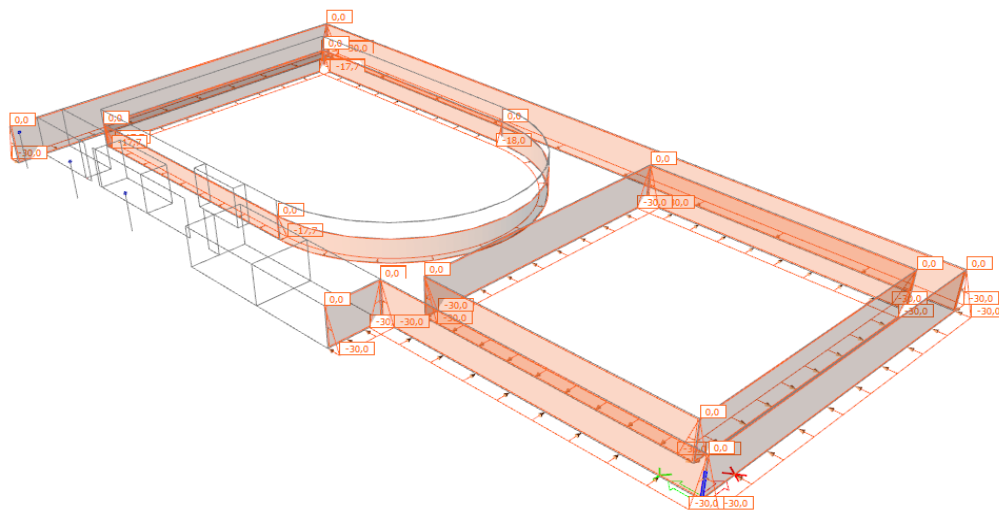
SO2 - dodatno stalno opterećenje



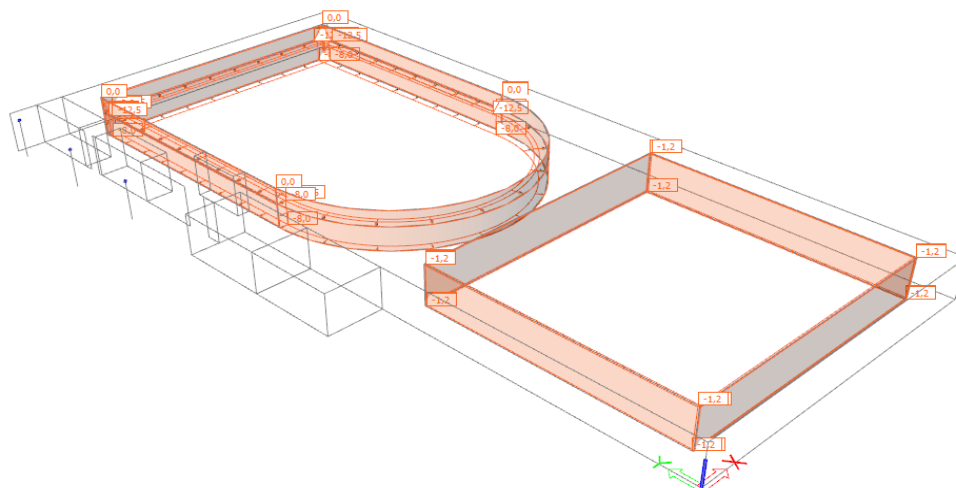
SO3 - uporabno opterećenje (kategorija C)/snijeg

isključivo na ploči

SO4 - opterećenje tlom

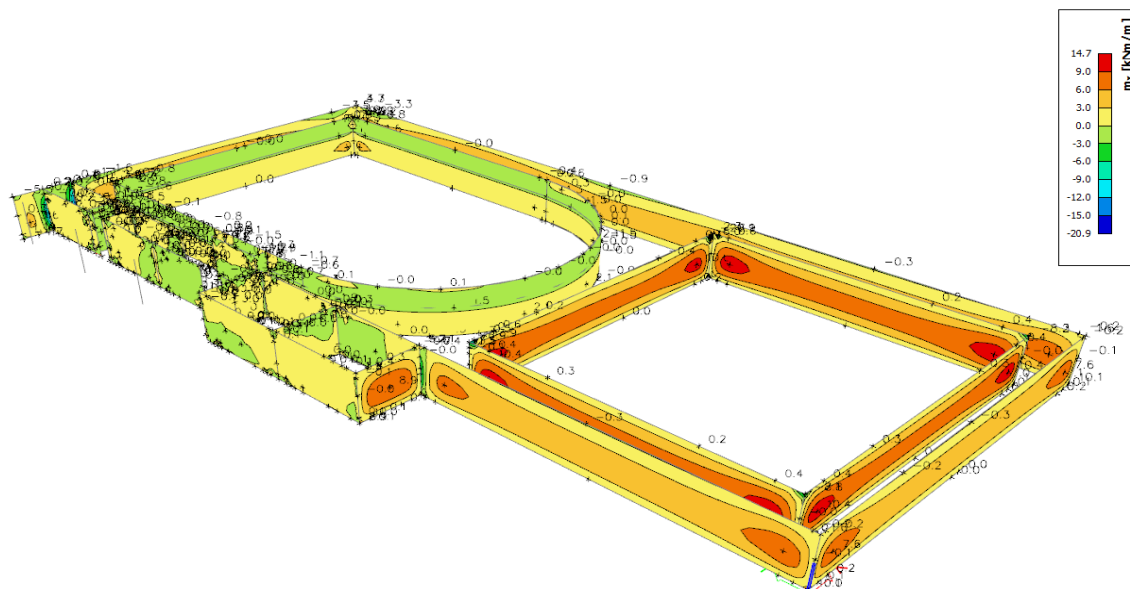


SO6- pritisak vode

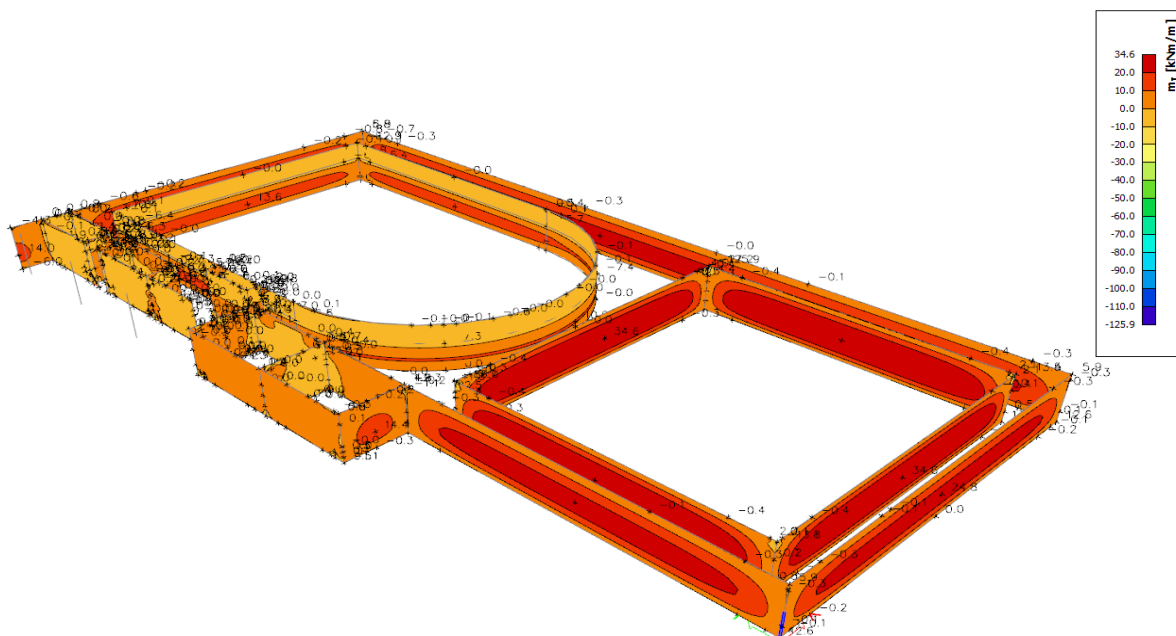


Prilog 3. Dijagrami momenata savijanja od AO1 (kNm/m') - OS 1

u X smjeru - m_x

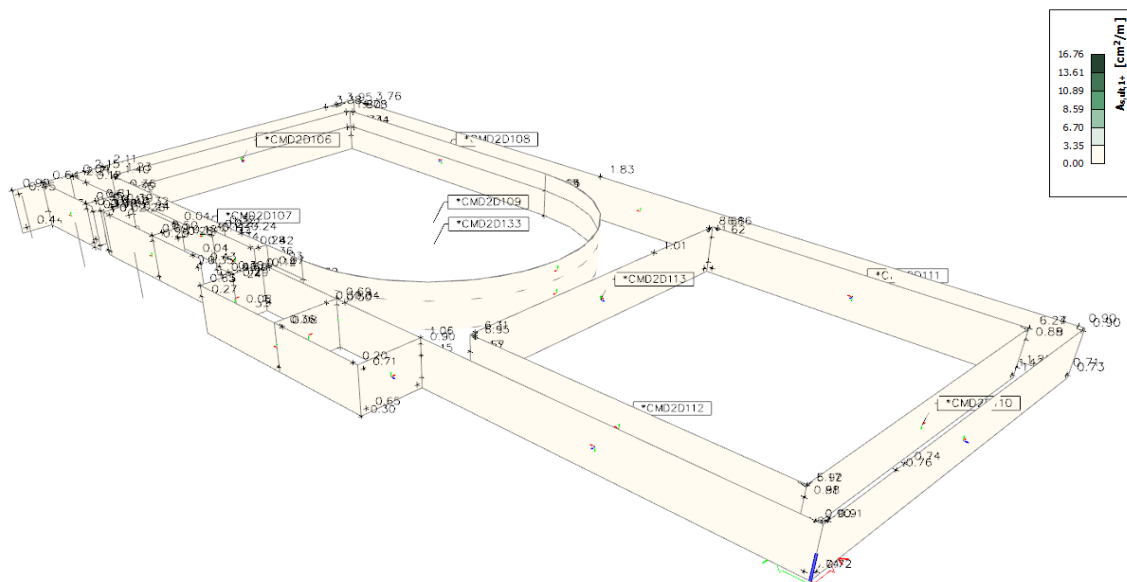


u Y smjeru - m_y

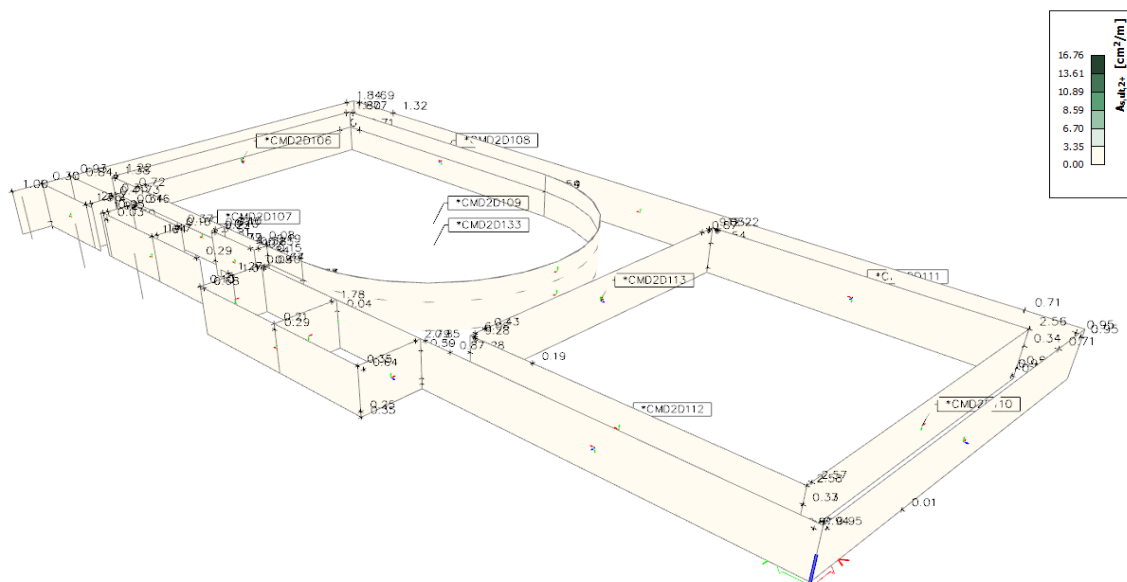


Prilog 4. Dijagrami armature od AO1 (cm²/m') - OS 1

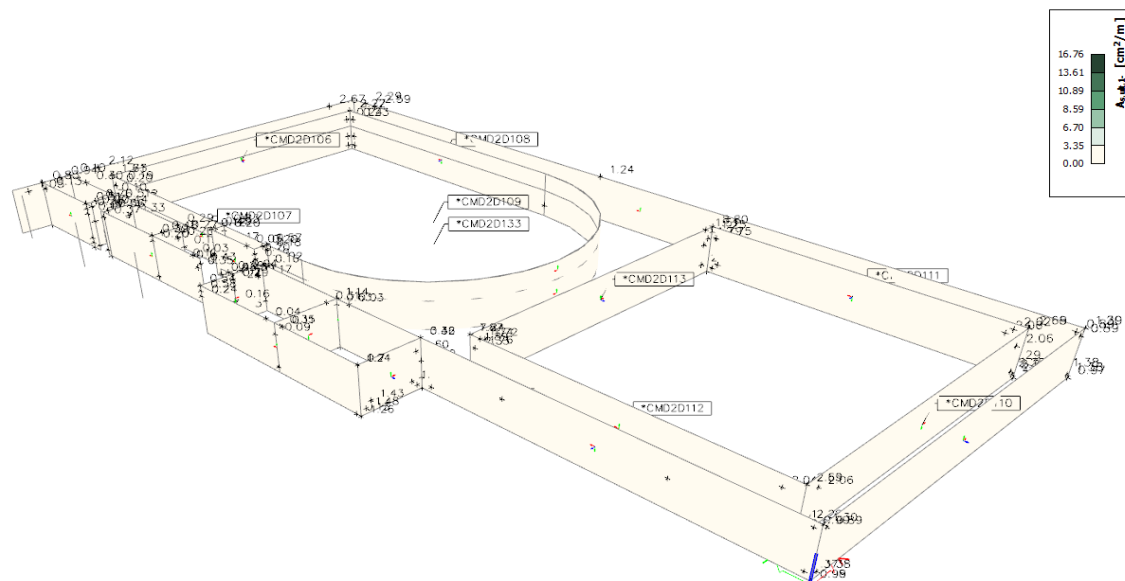
horizontalna armatura - vanjsko lice zida



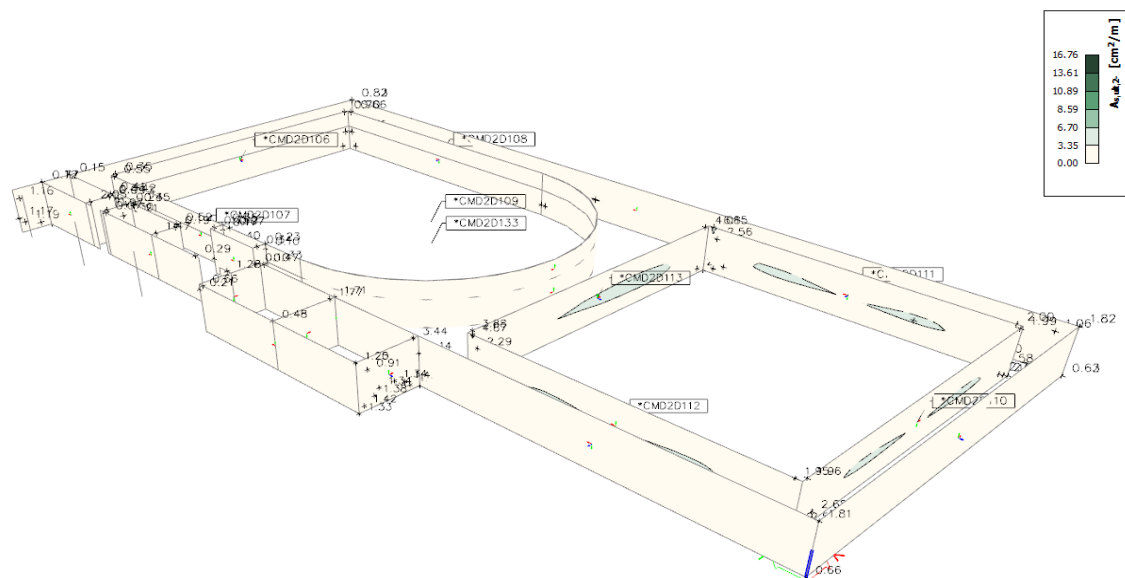
vertikalna armatura armatura - vanjsko lice zida



horizontalna armatura - unutarnje lice zida



vertikalna armatura armatura - unutarnje lice zida



NAPOMENA:

- zidove debljine 20 cm je potrebno armirati mrežama $\pm Q335$, sve rubove i sjecišta zidova armirati U-vilicama $\Phi 8/15$ cm i šipkama $4\Phi 14$
- zidove debljine 25 cm je potrebno armirati mrežama $\pm Q785$, mjerodavna armatura je dobivena prema konceptu bijele kade, sve rubove i sjecišta zidova armirati U-vilicama $\Phi 10/10$ cm i šipkama

2.3. PRORAČUN TEMELJNE PLOČE SERVISNIH OPHODA

1. UVOD

Proračun temeljne konstrukcije bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemenata uz sljedeće pretpostavke:

- temeljnu konstrukciju čine temeljna ploča debljine 30 cm
- kvaliteta betona C25/30
- debljina zaštitnog sloja dolje je 4,0 cm (XC2), gore 2,5 cm (XC1)
- zglobna veza između temeljne ploče i podrumskih zidova

Temeljna konstrukcija proračunata je na elastičnim osloncima s koeficijentom krutosti posteljice $k_s=5000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 i EC7 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti. Program sam uzima u obzir opterećenje vlastitom težinom.

Opterećenja konstrukcije kao i kombinacije opterećenja prikazane su u poglavlju proračun podrumskih zidova pa se u ovom poglavlju više neće prikazivati.

2. PRILOZI

Prilog 1. *Prikaz nosivih elemenata i oslonaca*

Prilog 2. *Dijagrami momenata savijanja u temeljnoj ploči od **AO1** (kNm/m)*

Prilog 3. *Dijagrami slijeganja temeljne ploče od **KO1** (cm)*

Prilog 4. *Dijagrami kontaktnih naprezanja od **KO1** (KN/m^2)*

Prilog 5. *Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od **AO1** (cm^2/m)*

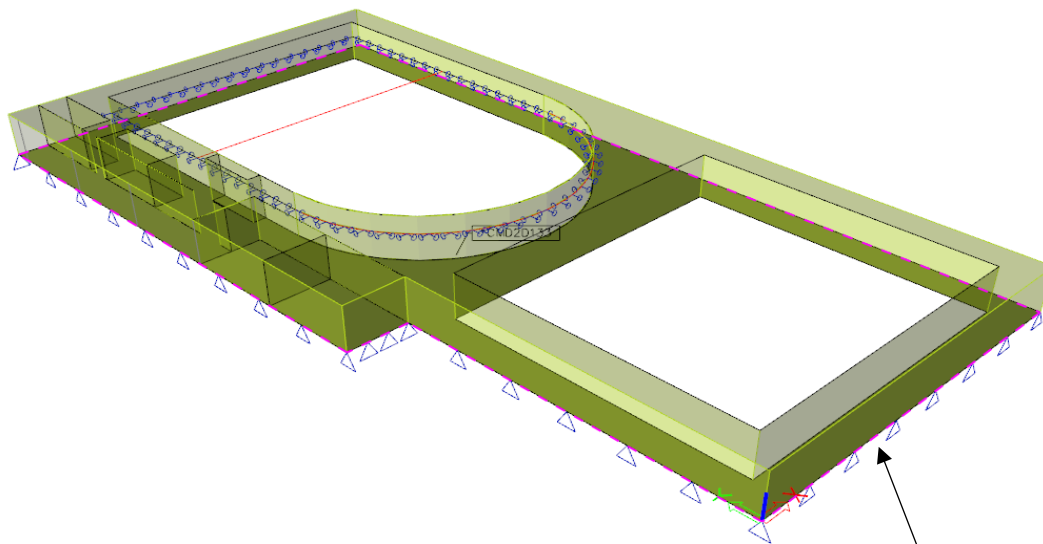
Prilog 6. *Dijagrami armature u smjeru Y u donjoj zoni od **AO1** (cm^2/m)*

Prilog 7. *Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od **AO1** (cm^2/m)*

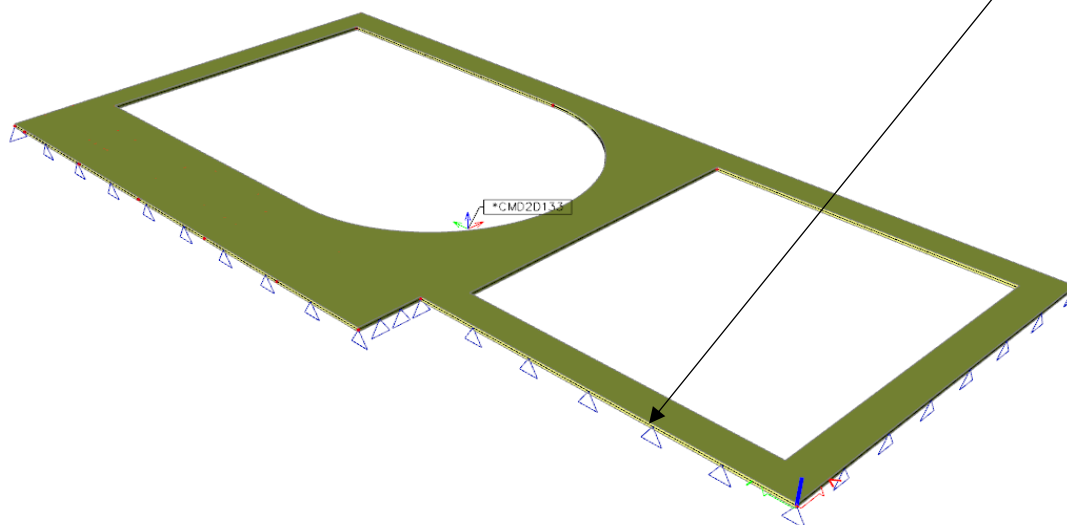
Prilog 8. *Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od **AO1** (cm^2/m)*

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

3D prikaz modela

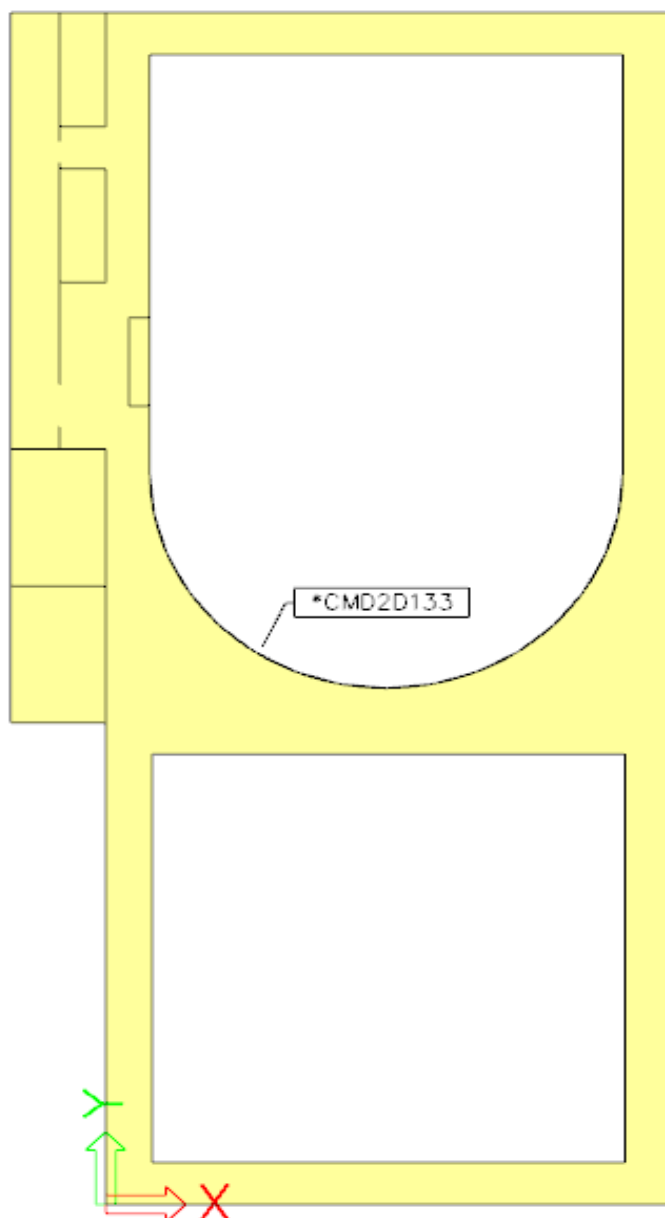


3D prikaz temeljne konstrukcije



elastični oslonci krutosti
 $k_s = 5000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$

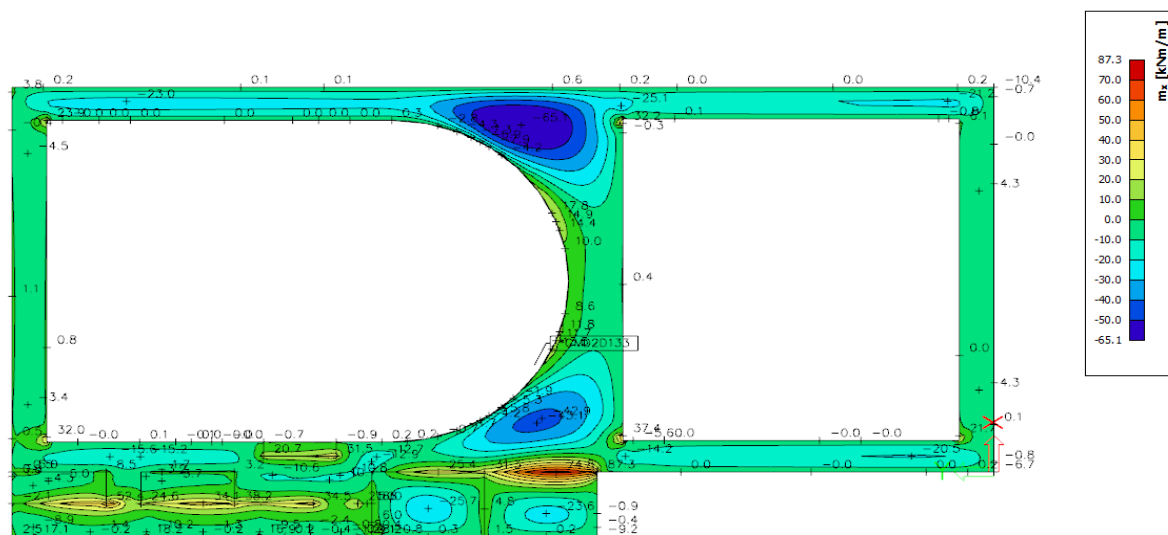
Tlocrtni prikaz temeljne konstrukcije



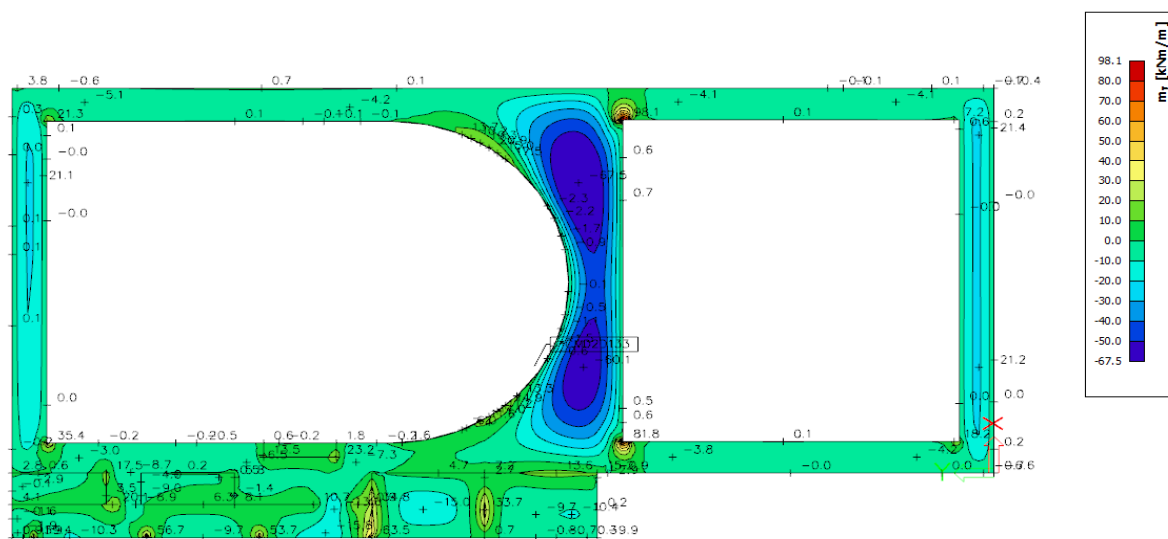
temeljna ploča
d=30 cm

Prilog 2. Dijagrami momenata savijanja u temeljnoj ploči od AO1 (kNm/m')

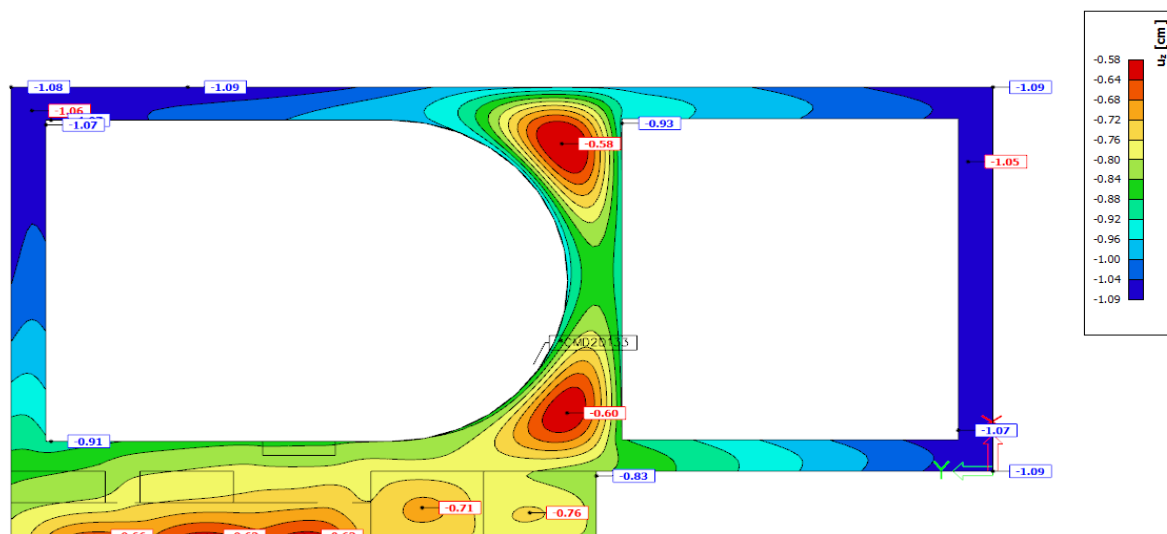
u X smjeru - m_x



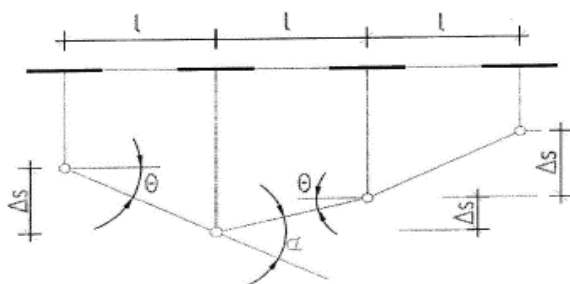
u Y smjeru - m_y



Prilog 3. Dijagrami slijeganja temeljne ploče od A 01 (cm)



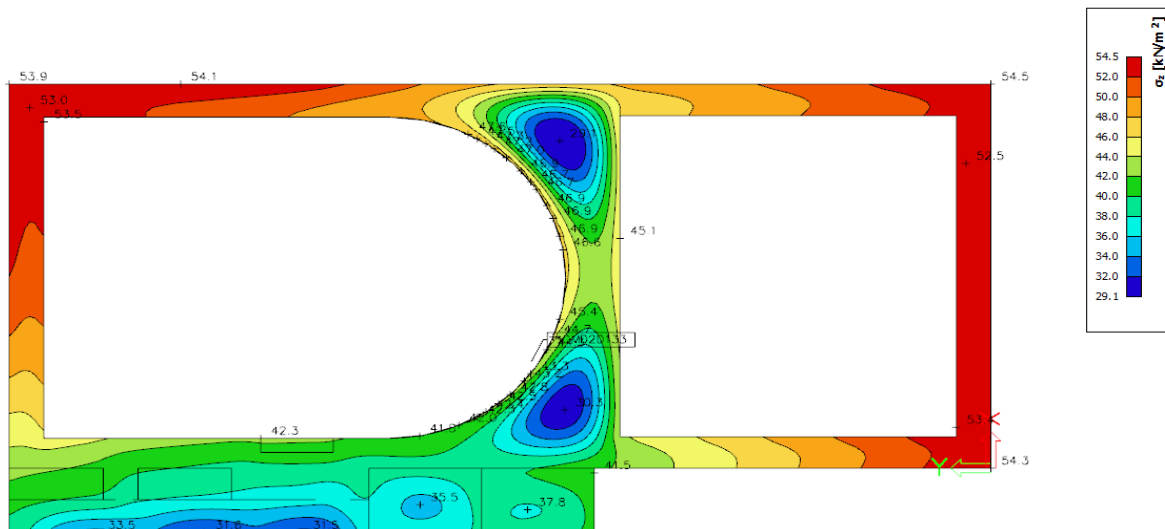
Provjera relativnih diferencijalnih slijeganja prema HRN EN 1997-1:2012/NA:2012
oblik deformiranja konstrukcije:



relativno diferencijalno slijeganje:

Δs [cm]	B [m]	$\Delta s/B$			
0,5	35	0,00001	<	0,001	☒

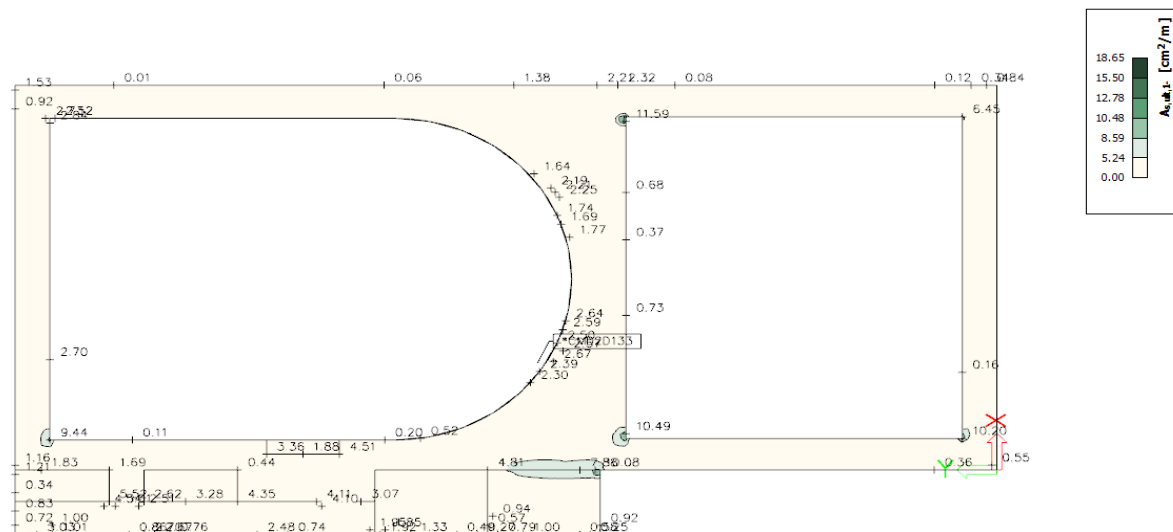
Prilog 4. Kontaktna naprezanja ispod temeljne ploče za A01 (kN/m²)



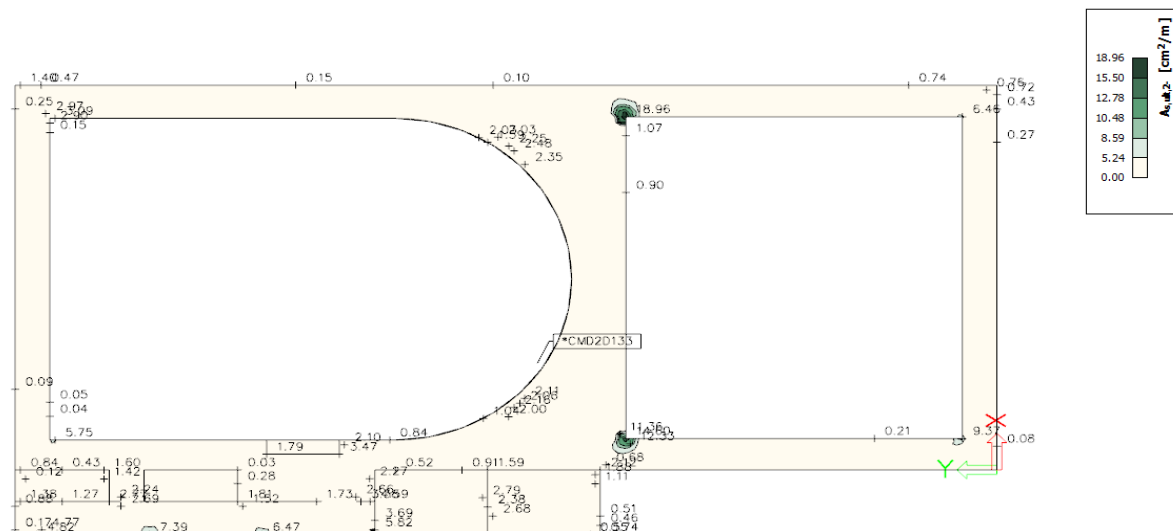
$$\sigma_z = 108,00 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{dop}} = 200,00 \text{ kN/m}^2$$

☒ **ZADOVOLJAVA**

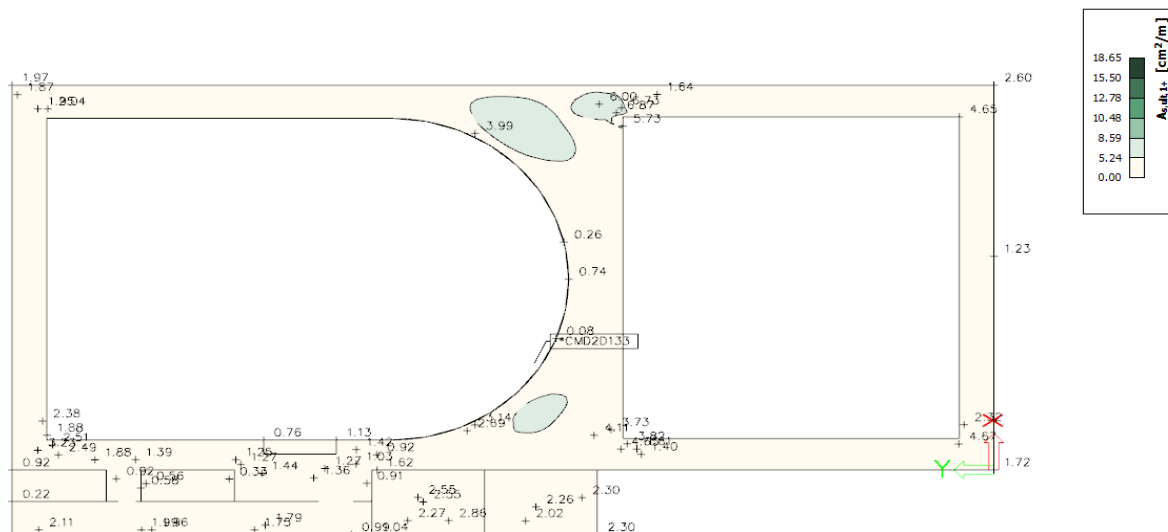
Prilog 5. Dijagram armature u smjeru X u donjoj zoni od AO1 (cm^2/m)



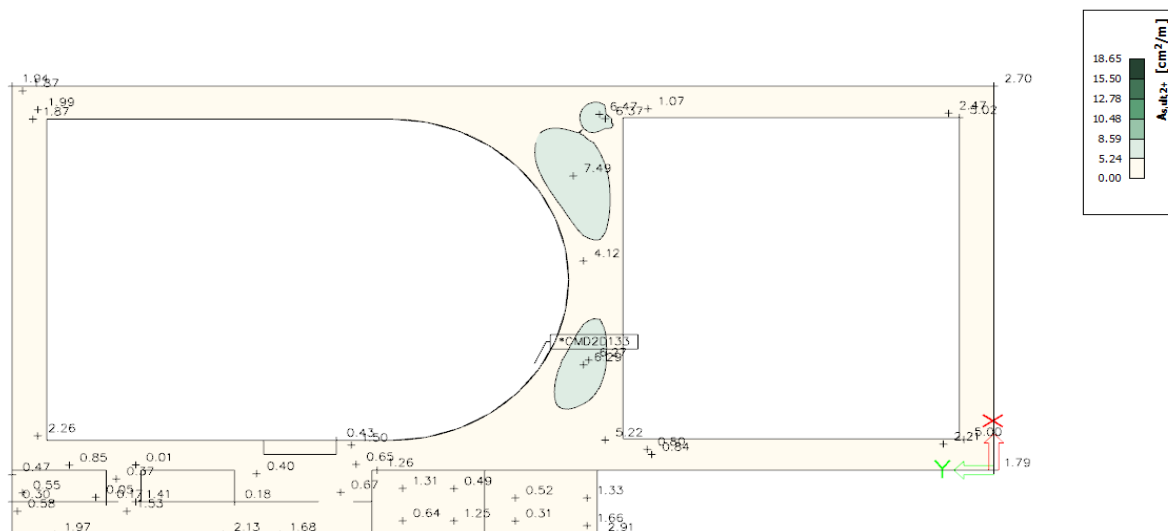
Prilog 6. Dijagram armature u smjeru Y u donjoj zoni od AO1 (cm^2/m)



Prilog 7. Dijagram armature u smjeru X u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')



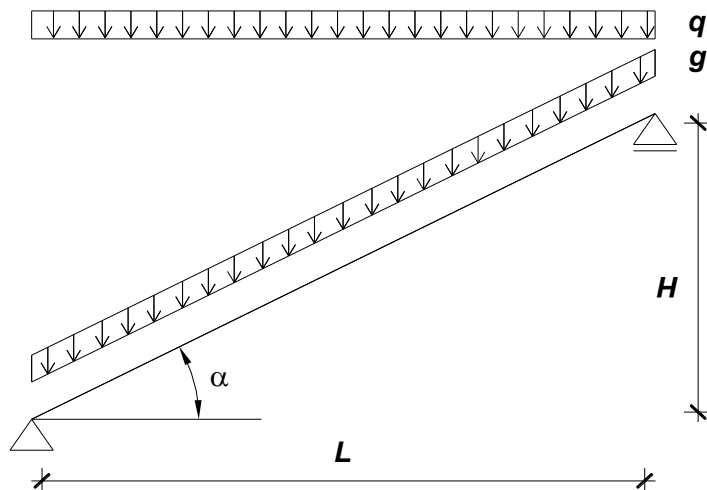
Prilog 8. Dijagram armature u smjeru Y u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')



- minimalna armatura za ploču 30 cm $A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 3,31 \text{ cm}^2/\text{m}'$
- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama 4Φ14 i vilicama Φ10/10 cm
- temeljnu ploču je potrebno armirati mrežama Q-785(B 500A) - gornja i donja zona, armatura je mjerodavna prema konceptu bijele kade

3. PRORACUN KRAKA ARMIRANOBETONSKOG STUBISTA

1. STATIČKI SUSTAV



dimenzije stubišta

 $L = 2,68$ m
 $H = 1,44$ m
 $\alpha = 28$ ° $L' = 3,04$ m

dimenzija stuba

 $\bar{s} = 26,00$ cm
 $v = 16,00$ cm

dimenzije ploče stubišta

širina $b = 150$ cmvisina $h = 16$ cmzašt. sloj $c = 4,0$ cm

statička visina presjeka

 $d = h - \phi_1 - \phi_2 / 2 - c = 10,70$ cm

2. ANALIZA OPTEREĆENJA

- stalno opterećenje

ploča	0,16 x 25	4,00	kN/m ²
stepenice	0,16 x 0,5 x 25	2,00	kN/m ²
žbuka	0,02 x 19	0,38	kN/m ²
obloga stepenica	0,02 x 19	0,38	kN/m ²
$g =$		6,76	kN/m ²

- pokretno opterećenje

$$q' = q \cos \alpha$$

 $q = 5,00$ kN/m²
 $q' = 4,40$ kN/m²

- računska vrijednost opterećenja

$$q_{sd} = 1.35 g + 1.50 q'$$

 $q_{sd} = 15,73$ kN/m²

3. REZNE SILE

- računska vrijednost momenta savijanja

$$M_{sd} = q_{sd} L'^2 / 8$$

 $M_{sd} = 18,20$ kNm

4. DIMENZIONIRANJE

C25/30
S 500 (MAG 500/560) $f_{ck} = 25$ N/mm²
 $f_{yk} = 50$ kN/cm²
 $f_{cd} = f_{ck} / 1.5 = 16,67$ N/mm²
 $f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 43,48$ kN/cm²

glavna vlačna armatura

$$\mu_{sd} = M_{sd} / (b d^2 f_{cd}) = 0,070$$

< $\mu_{Rd,lim} = 0,332$

očitano:

koeficijent kraka unutrašnjih sila $\zeta = 0,954$ deformacija betona $\varepsilon_{c2} = -2,62$ ‰koeficijent položaja neutralne osi $\xi = 0,116$ deformacija čelika $\varepsilon_{s1} = 20,00$ ‰

$$A_{s1} = M_{sd} / (\zeta d f_{yd}) = 4,10$$

cm²

$$A_{s,min} = 0,0015 b d = 3,60$$

cm²

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 96,00$$

cm²odabrano: $\Phi 10$ / 15,0 cm

$$A_{s1} = 5,23$$

cm²

razdijelna armatura

$$A_{s,razdijelno} = 0,20 A_{s,odabrano} = 1,05$$

cm²odabrano: $\Phi 8$ / 15 cm

$$A_{s,razdijelno} = 3,35$$

cm²

DILATACIJA 3

1. PRORAČUN KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA GARDEROBE

1.1. PRORAČUN STROPNE PLOČE GARDEROBE

Stropna ploča prizemlja monolitna je AB ploča koja se oslanja na AB zidove.
Proračun stropne ploče prizemlja bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemenata, uz sljedeće pretpostavke:

- AB monolitna ploča debljine $d = 20$ cm
- kakvoća betona C25/30 (MB 30)
- kakvoća čelika za armiranje B 500A (MAR 500/560) i dodatna armatura B 400B (RA 400/500)
- debljina zaštitnog sloja 2,5 cm

Program automatski uzima u proračun vlastitu težinu elemenata.

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti:

$$\begin{array}{llll} \text{nepovoljno:} & \gamma_g = & 1,35 & \text{povoljno:} & \gamma_g = & 1,0 \\ & \gamma_q = & 1,5 & & \gamma_q = & 0 \end{array}$$

I uz koeficijente kombinacija:

Djelovanje	$\psi/0$	$\psi/1$	$\psi/2$
Uporabna opterećenja u zgradama kategorije (vidjeti normu EN 1991-1-1):			
Kategorija A: kuće, stambene zgrade	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: uredi	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: područja za skupove	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišta	1,0	0,9	0,8
Kategorija F: prometna područja, težina vozila ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorija G: prometna područja, $30 \text{ kN} \leq$ težina vozila ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: krovovi	0	0	0
Opterećenja snijegom u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-3)*:			
– Finska, Island, Norveška, Švedska	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini $H > 1000$ m n.m.	0,70	0,50	0,20
– Ostale države članice CEN-a za gradilišta na visini $H \leq 1000$ m n.m.	0,50	0,20	0
Opterećenja vjetrom na zgrade (vidjeti normu EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (osim požara) u zgradama (vidjeti normu EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NAPOMENA: Vrijednosti ψ mogu se odrediti u nacionalnom dodatku. * Za države koje nisu navedene, vidjeti odgovarajuće mjesne uvjete.			

2. OPTEREĆENJA

opterećenja:

Name	Description	Action type	Load group	Load type	Spec	Direction	Duration	Master load case
LC1	Vlastita težina	Permanent	LG1	Self weight		-Z		
LC2	Dodatno stalno	Permanent	LG1	Standard				
LC3	Uporabno	Variable	LG2	Static	Standard		Short	None

kombinacije opterećenja:

Osnovne kombinacije (stalne ili prolazne proračunske situacije)

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Karakteristične kombinacije (stalne ili prolazne proračunske situacije)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kvazistalne kombinacije

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

Popis kombinacija:

Name	Description	Type	Load cases	Coeff. [1]
CO1	GSN_1.35×G+1.35×dG+1.5×Q	Linear - ultimate	LC1 - Vlastita težina	1,350
			LC2 - Dodatno stalno	1,350
			LC3 - Uporabno	1,500
CO2	GSU_1.0×G+1.0×dG+1.0×Q	Linear - serviceability	LC1 - Vlastita težina	1,000
			LC2 - Dodatno stalno	1,000
			LC3 - Uporabno	1,000
CO3	GSU_dugotrajno_1.0×G+1.0×dG+0.3×Q	Linear - serviceability	LC1 - Vlastita težina	1,000
			LC2 - Dodatno stalno	1,000
			LC3 - Uporabno	0,300

3. PRILOZI

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

Prilog 2. Opterećenja (kN, kN/m²)

Prilog 3. Dijagram momenata savijanja u X smjeru m_x od CO1_GSN (kNm/m')

Prilog 4. Dijagram momenata savijanja u Y smjeru m_y od CO1_GSN (kNm/m')

Prilog 5. Dijagrami elastičnog progiba od CO1_GSN (mm)

Prilog 6. Dijagrami dugotrajnog progiba - kombinacija CO3 GSU dugotrajni progib (mm)

Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od CO1_GSN (cm²/m')

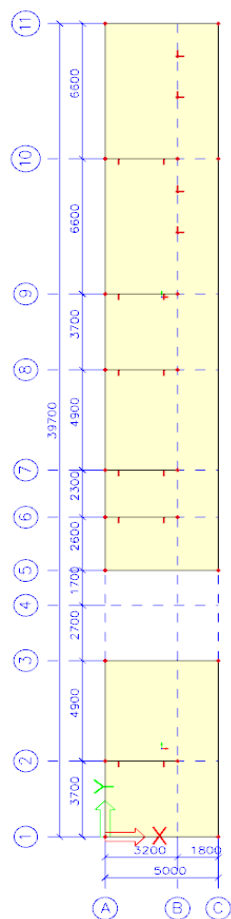
Prilog 8. Dijagrami armature u smjeru Y u donjoj zoni od CO1_GSN (cm²/m')

Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od CO1_GSN (cm²/m')

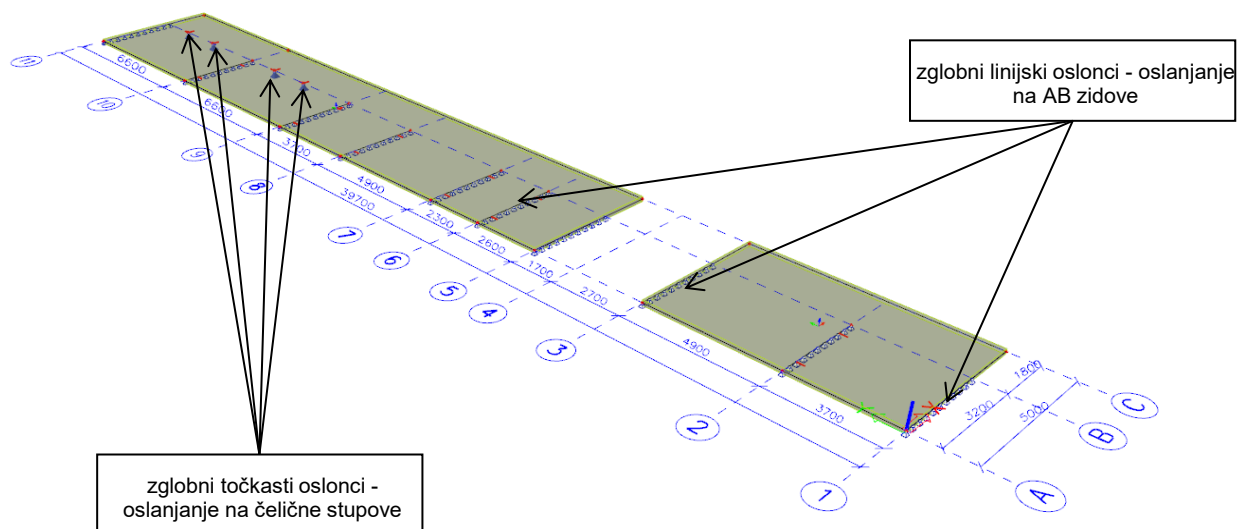
Prilog 10. Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od CO1_GSN (cm²/m')

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

Tlocrt

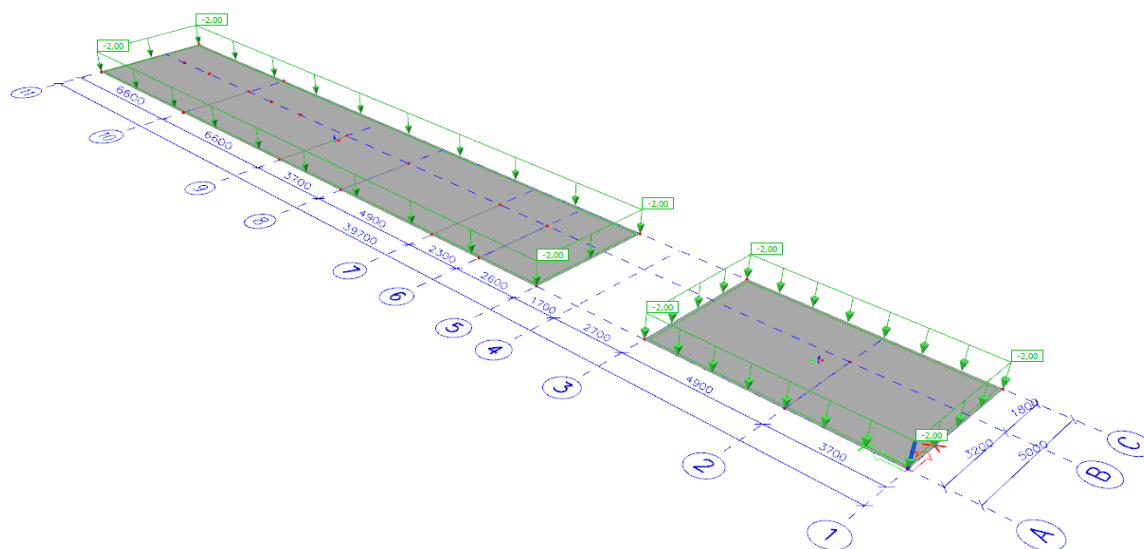


3D prikaz

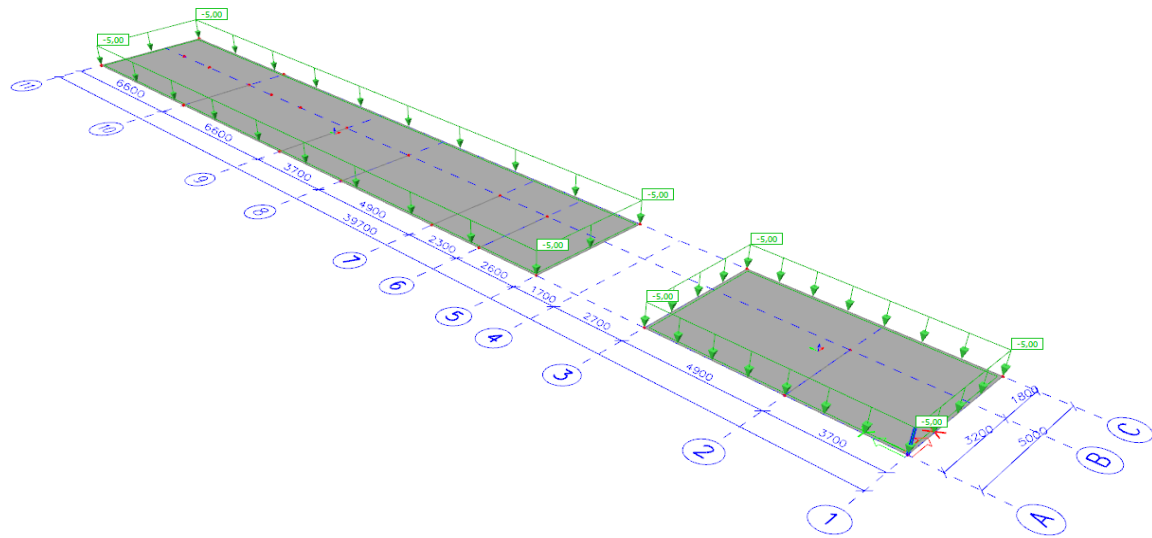


Prilog 2. Opterećenja (kN, kN/m²)

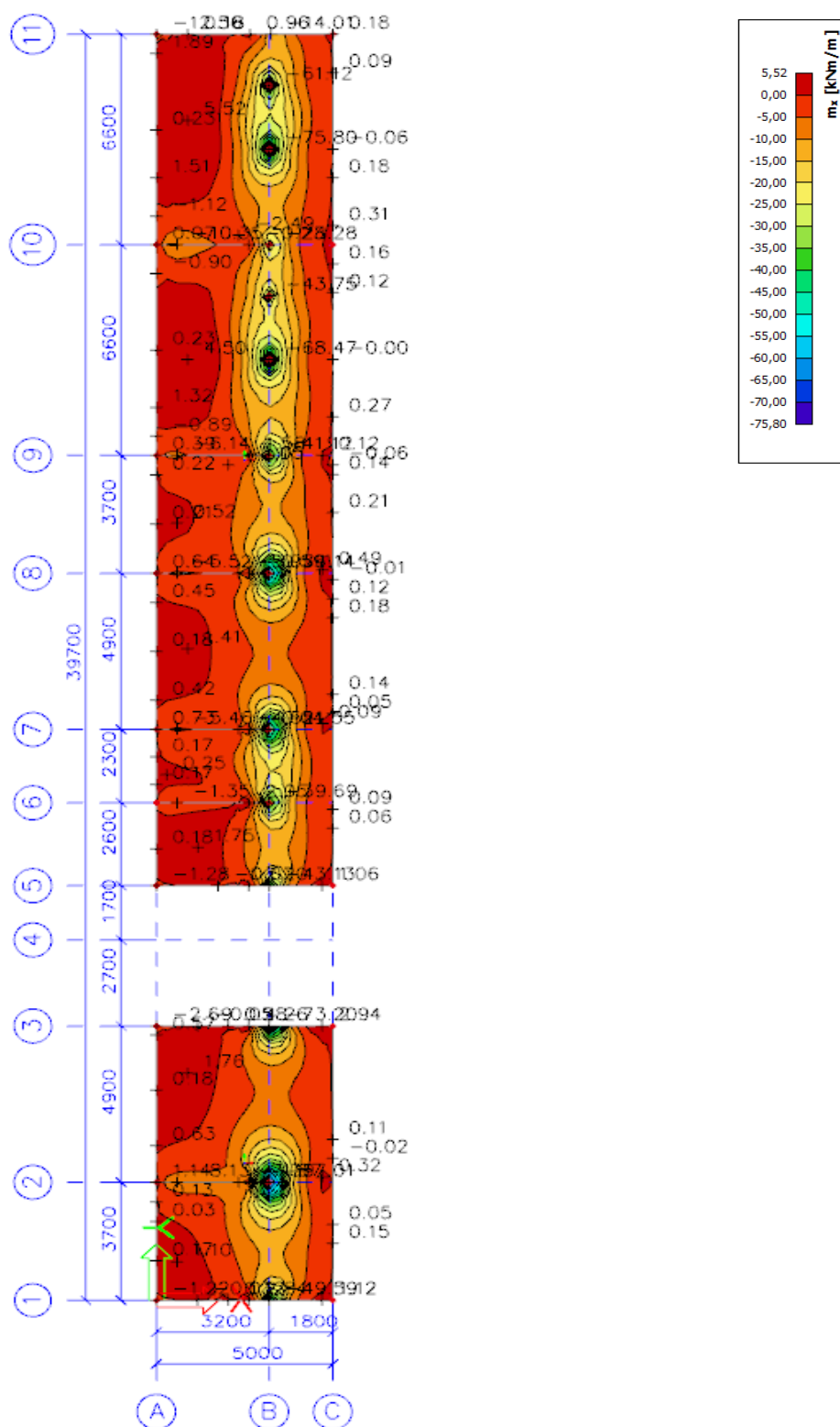
SO2 - dodatno stalno opterećenje



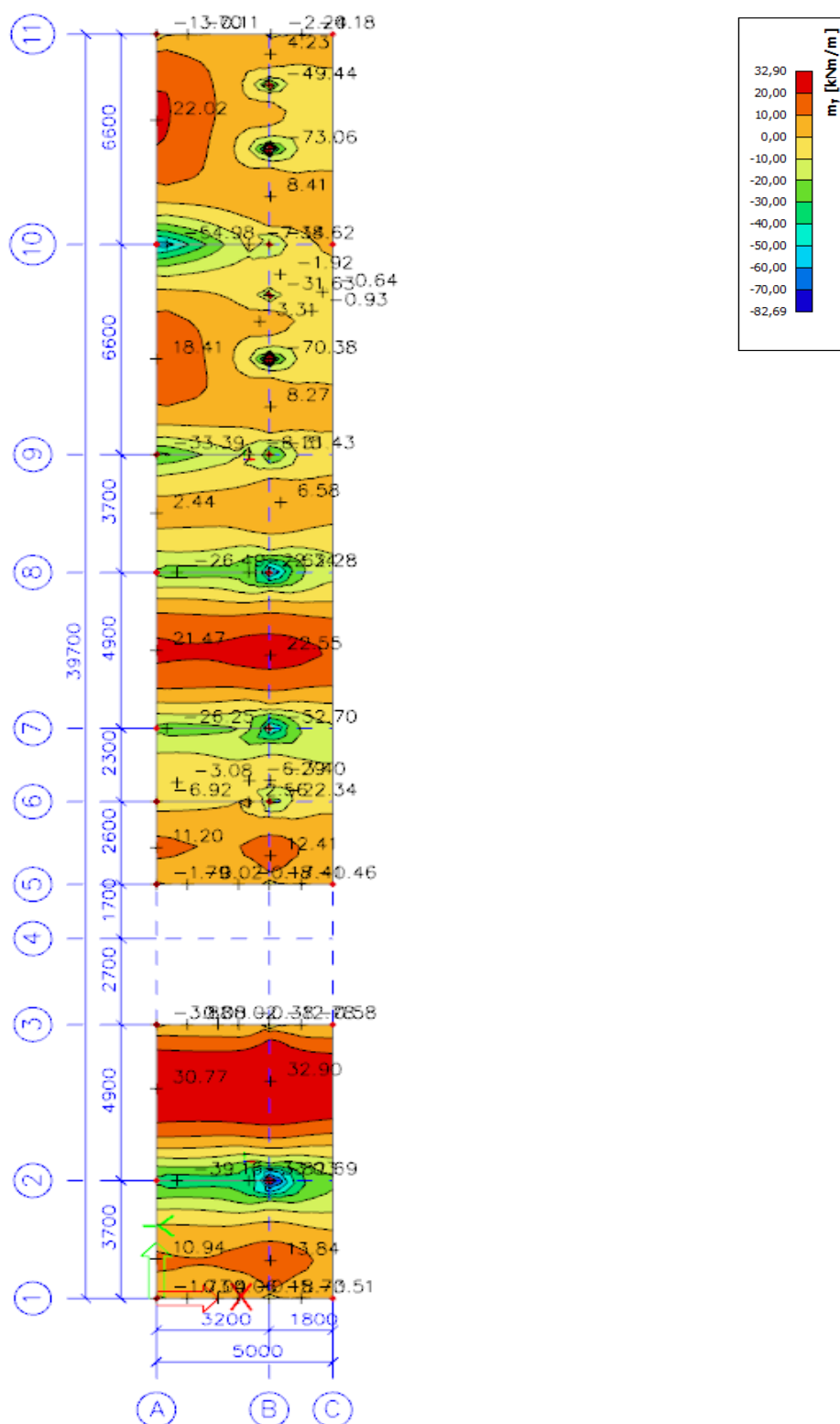
SO3 - uporabno opterećenje (kat. C)



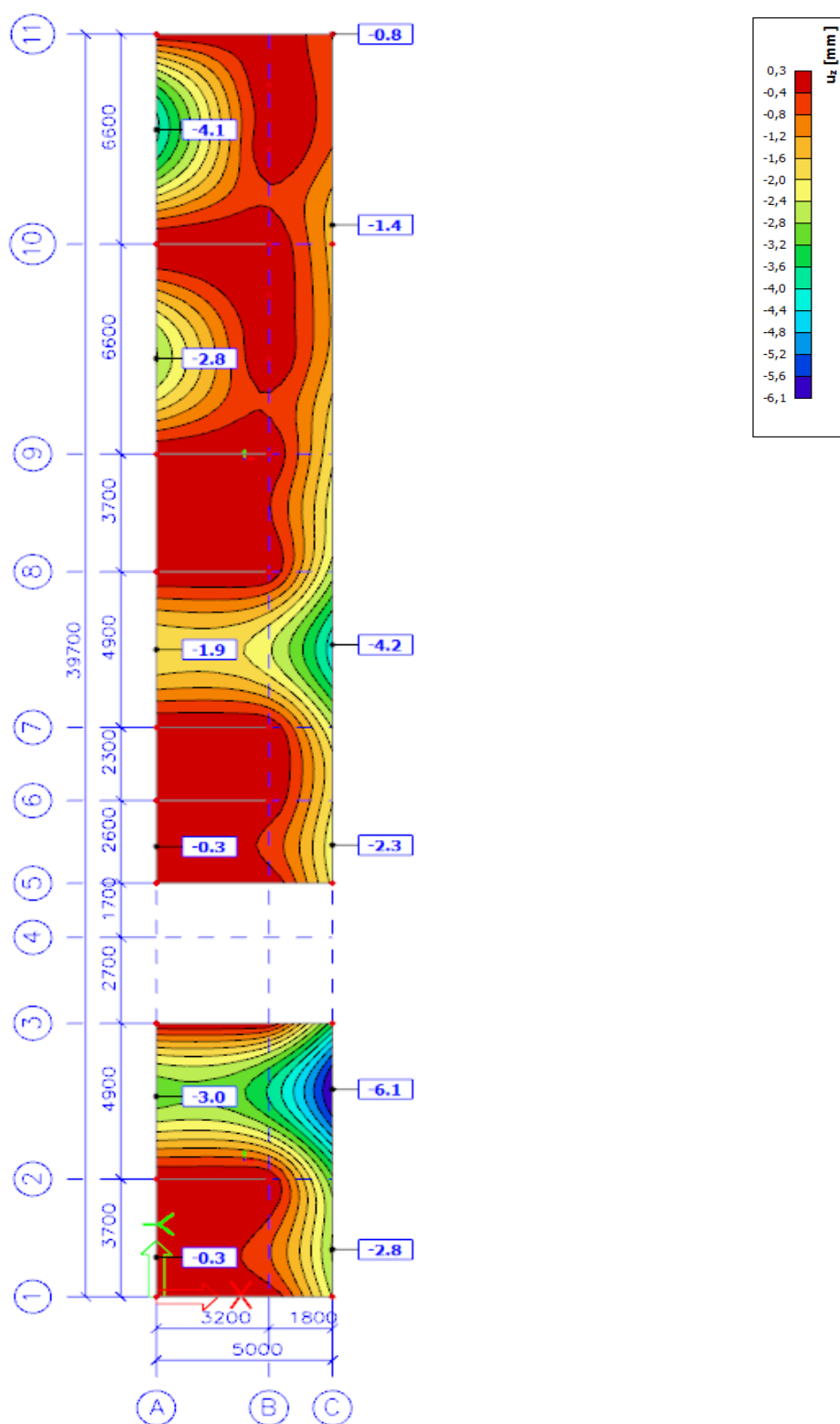
Prilog 3. *Dijagram momenata savijanja u X smjeru m_x od CO1_GSN (kNm/m')*



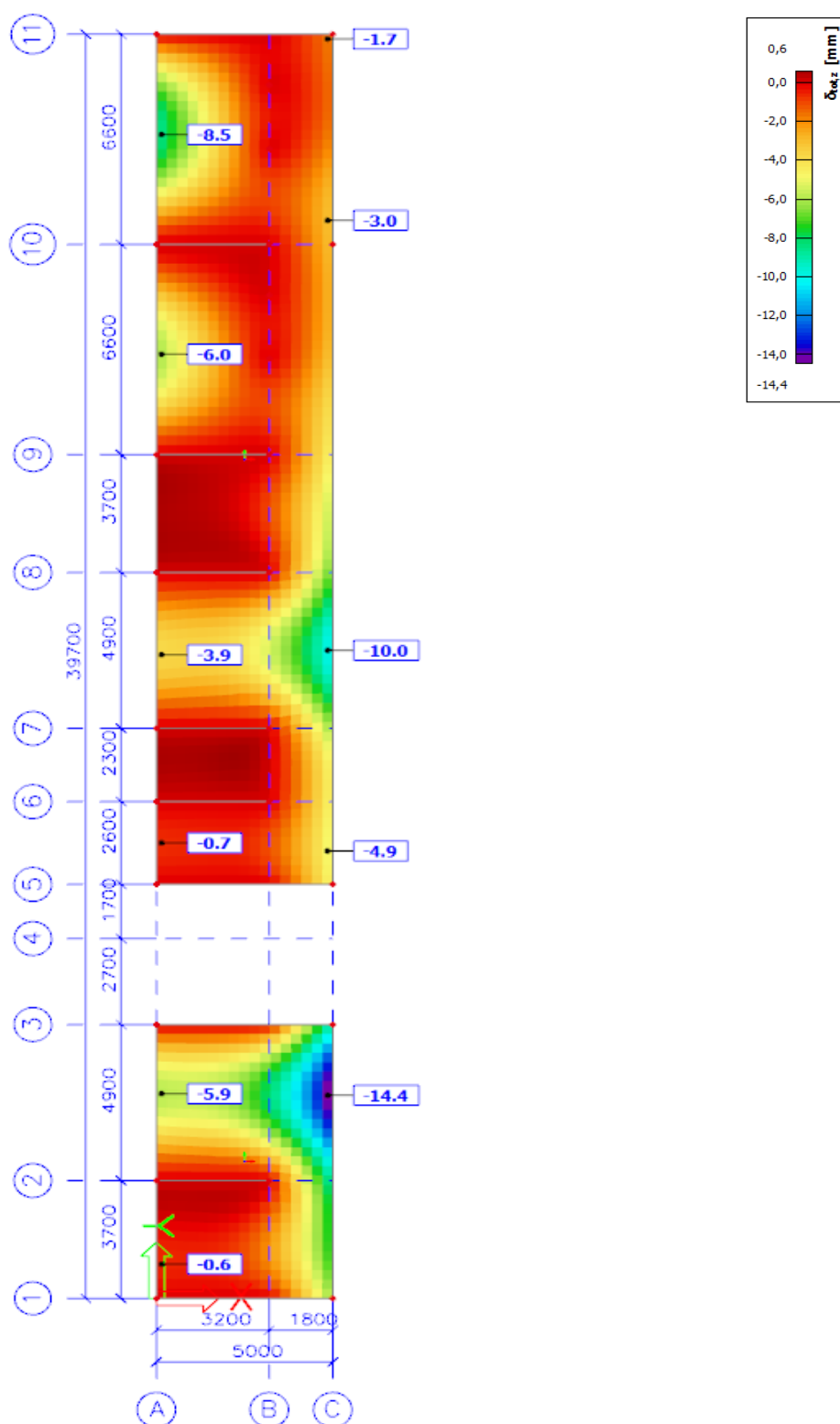
Prilog 4. Dijagram momenata savijanja u Y smjeru m_y od CO1_GSN (kNm/m')



Prilog 5. Dijagrami elastičnog progiba od CO1_GSN (mm)



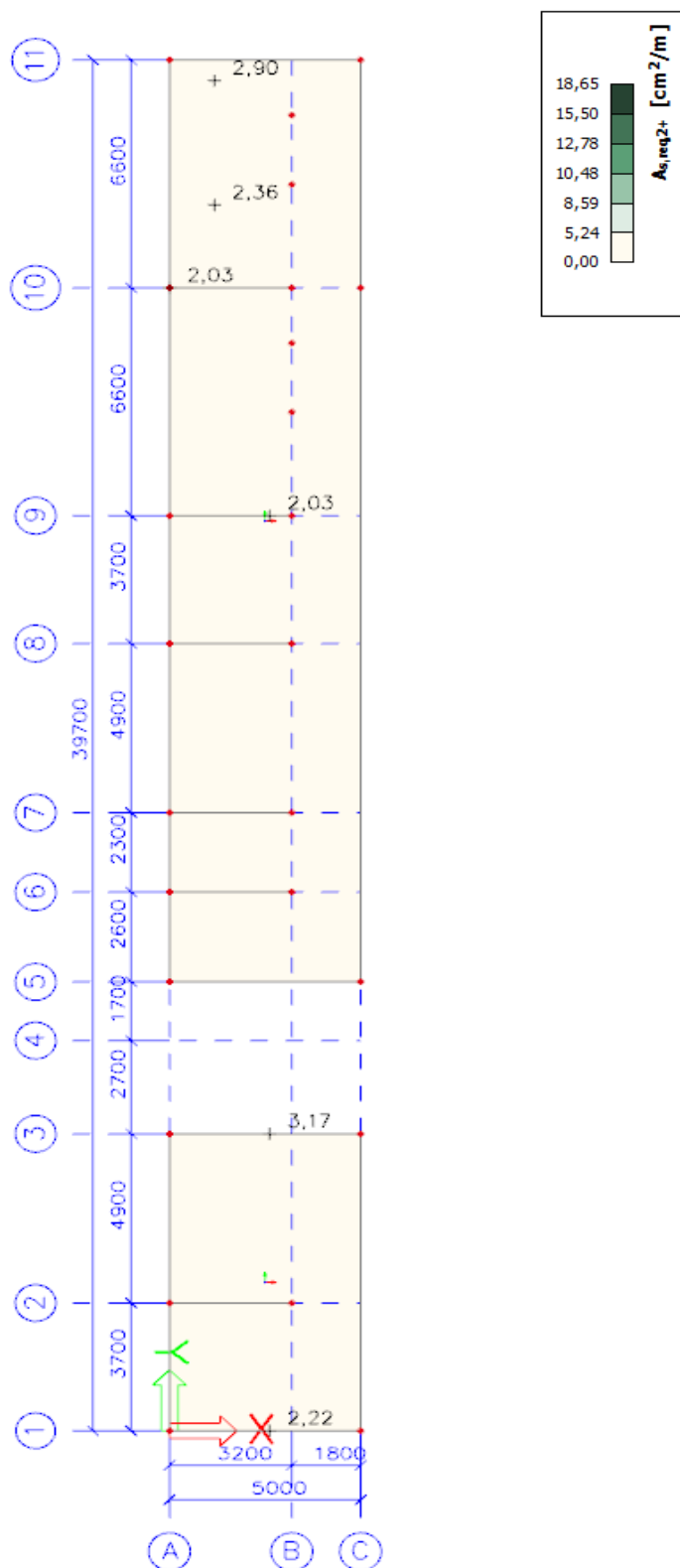
Prilog 6. Dijagrami dugotrajnog progiba - kombinacija CO3 GSU dugotrajni progib (mm)



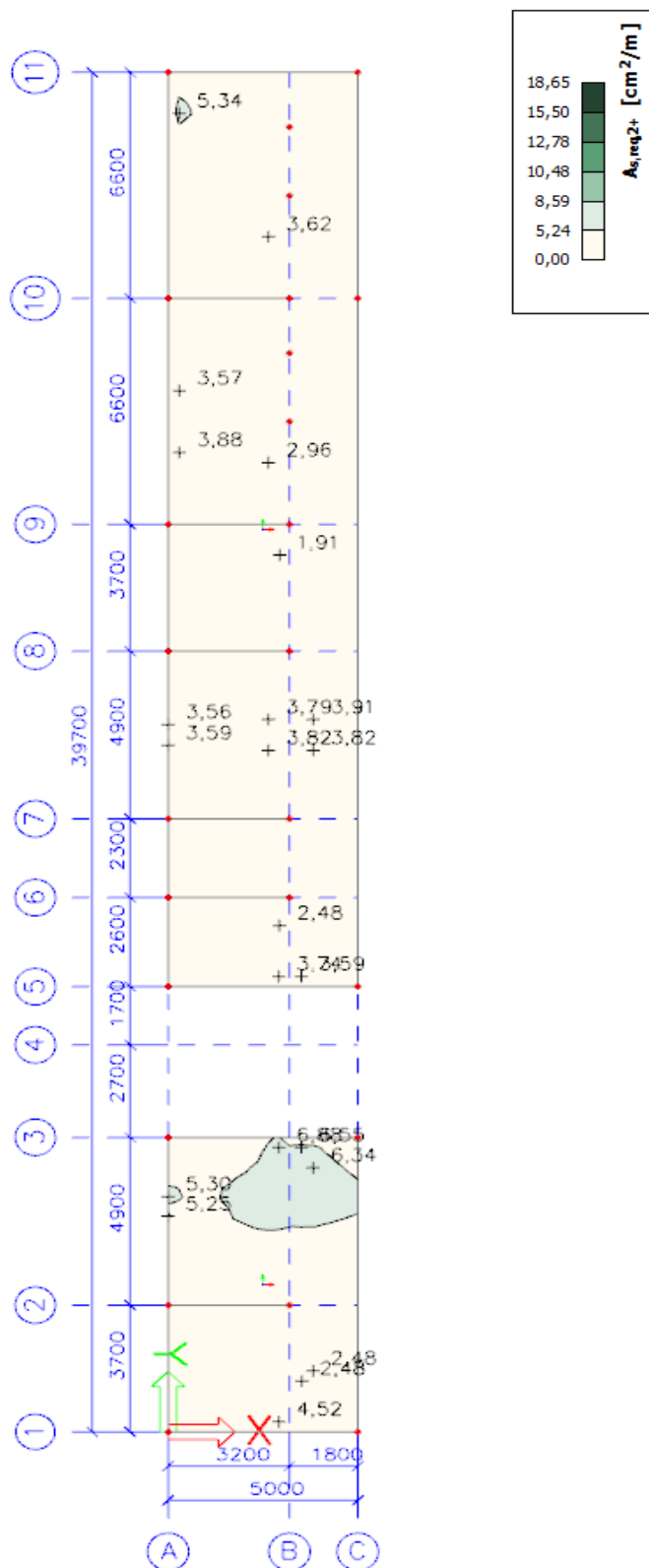
$$u_{z,max}=0,61\text{cm}<u_{dop}=L/150=180/250=1,2\text{ cm}$$

$$u_{z,max}=1,44\text{ cm}<u_{dop}=L/150=180/150=1,2\text{ cm}; \text{ izводи se nadvišenje}$$

Prilog 7. Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od CO1_GSN (cm^2/m)



Prilog 8. Dijagrami armature u smjeru Y u donjoj zoni od CO1_GSN (cm^2/m)



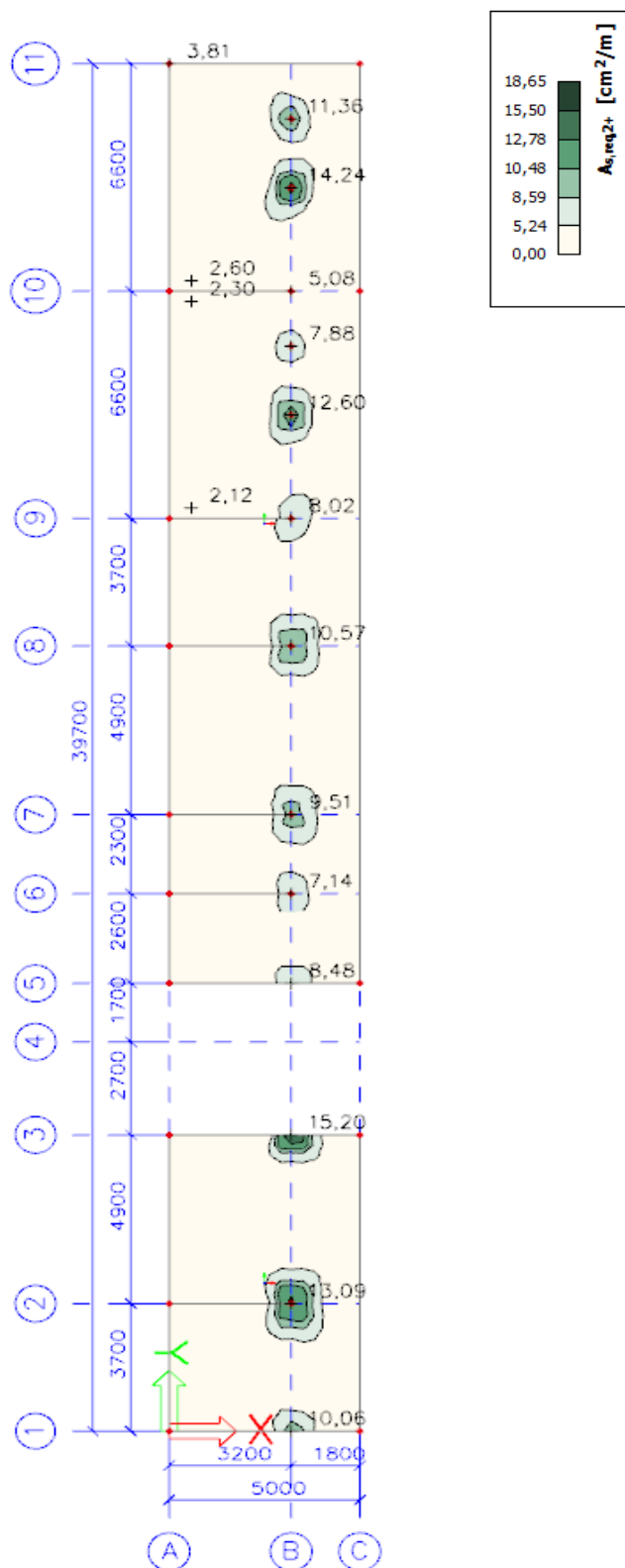
- minimalna armatura

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d =$$

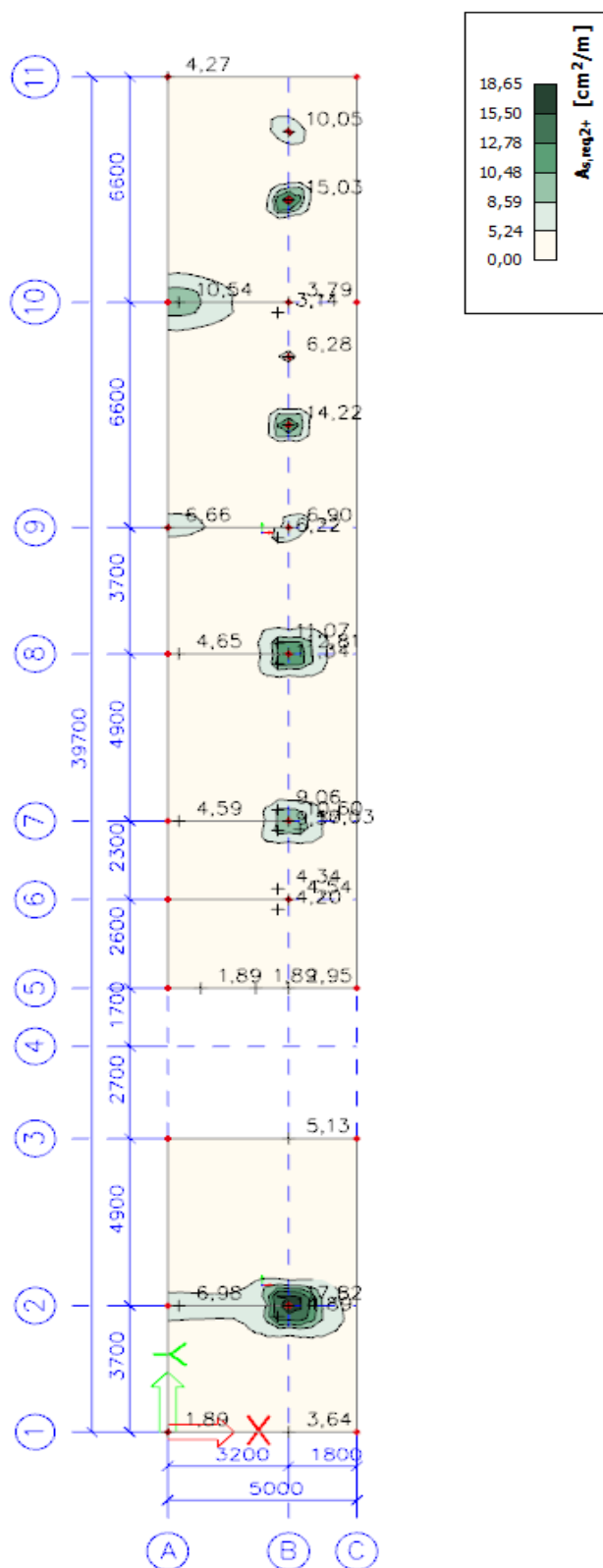
2,20 cm^2/m

- donju zonu armirati mrežama Q335 (B 500)

Prilog 9. Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od CO1_GSN (cm^2/m)



Prilog 10. Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od CO1_GSN (cm^2/m)



- minimalna armatura $A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 2,20 \text{ cm}^2/\text{m}$
- gornju zonu armirati mrežama Q335 (B 500)
- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama 4Φ14 i vilicama Φ8/15 cm

1.2. PRORAČUN ZIDOVA GARDEROBE

1. UVOD

Proračun podrumskih zidova konstrukcije bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemenata uz sljedeće pretpostavke:

- zidovi debljine 20 cm
- kvaliteta betona C25/30
- debljina zaštitnog sloja dolje s vanjske strane je 4,0 cm (XC2), a s unutarnje strane je 2,5 cm (XC1)

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 i EC7 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti. Program sam uzima u obzir opterećenje vlastitom težinom.

2. OPTEREĆENJA

opterećenja:

- SO1** vlastita težina
- SO2** dodatno stalno opterećenje
- SO3** uporabno opterećenje/snijeg
- SO4** Pritisak tla
- SO5** Pritisak vode

kombinacije:

Name	Description	Type	Load cases	Coeff. [-]
CO1	GSU_faza_gradnje_1.0×G+1.0×dG+1.0×P_tlo	Linear - serviceability	LC1 - Self weight LC2 - Dodatno stalno LC4 - Geo - Pritisak tla	1,000 1,000 1,000
CO2	GSN_nepovoljno_faza_gradnje_1.35×G+1.35×dG+1.3×P_tlo+1.3×P_voda	Linear - ultimate	LC1 - Self weight LC2 - Dodatno stalno LC4 - Geo - Pritisak tla LC5 - Geo - Pritisak vode	1,350 1,350 1,300 1,300
CO3	GSN_povoljno_faza_gradnje_1.0×G+1.0×dG+1.0×P_tlo+1.3×P_voda	Linear - ultimate	LC1 - Self weight LC2 - Dodatno stalno LC4 - Geo - Pritisak tla LC5 - Geo - Pritisak vode	1,000 1,000 1,000 1,300
CO4	GSU_faza_uporabe_1.0×G+1.0×dG+1.0×Q+1.0×P_tlo+1.0×P_voda	Linear - serviceability	LC1 - Self weight LC2 - Dodatno stalno LC3 - Uporabno/snijeg LC4 - Geo - Pritisak tla LC5 - Geo - Pritisak vode	1,000 1,000 1,000 1,000 1,000
CO5	GSU_faza_uporabe_1.35×G+1.35×dG+1.5×Q+1.0×P_tlo+1.3×P_voda	Linear - ultimate	LC1 - Self weight LC2 - Dodatno stalno LC3 - Uporabno/snijeg LC4 - Geo - Pritisak tla LC5 - Geo - Pritisak vode	1,350 1,350 1,500 1,000 1,300
CO6	GSU_faza_uporabe_1.0×G+1.0×dG+1.0×Q+1.0×P_tlo+1.3×P_voda	Linear - ultimate	LC1 - Self weight LC2 - Dodatno stalno LC3 - Uporabno/snijeg LC4 - Geo - Pritisak tla LC5 - Geo - Pritisak vode	1,000 1,000 1,000 1,000 1,300

anvelopa opterećenja:

AO1 = GSN kombinacije opterećenja

AO2 = GSU opkombinacije opterećenja

3. PRILOZI

Prilog 1. *Prikaz nosivih elemenata i oslonaca*

Prilog 2. *Opterećenja (kN , kN/m^2)*

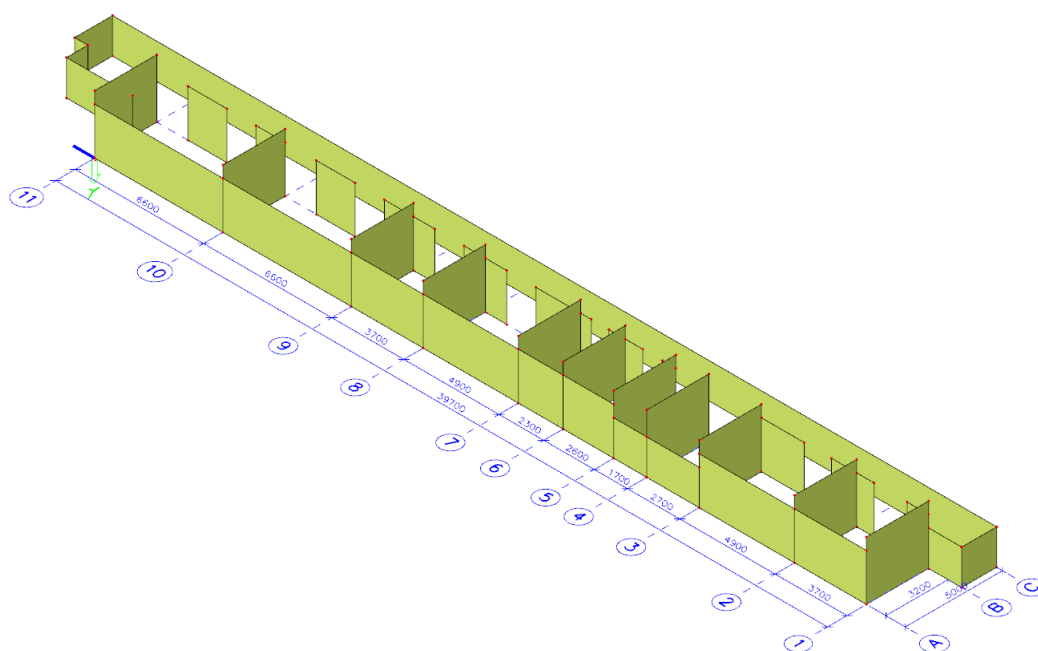
Prilog 3. *Dijagrami momenata savijanja od **AO1** (kNm/m')*

Prilog 4. *Dijagrami armature od **AO1** (cm^2/m')*

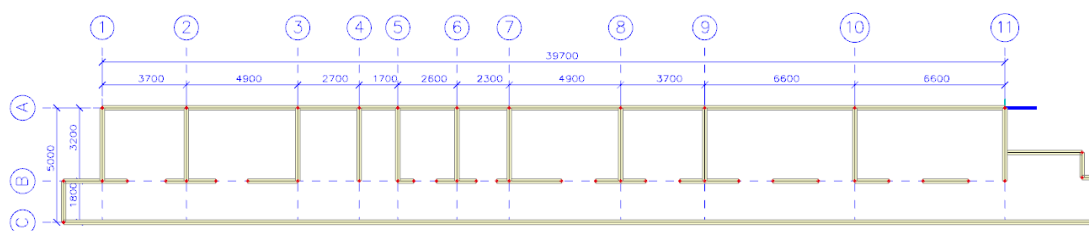
na slikama nije prikazana ploča iznad niti opterećenja na njoj radi preglednosti

Prilog 1. *Prikaz nosivih elemenata i oslonaca*

3D prikaz modela

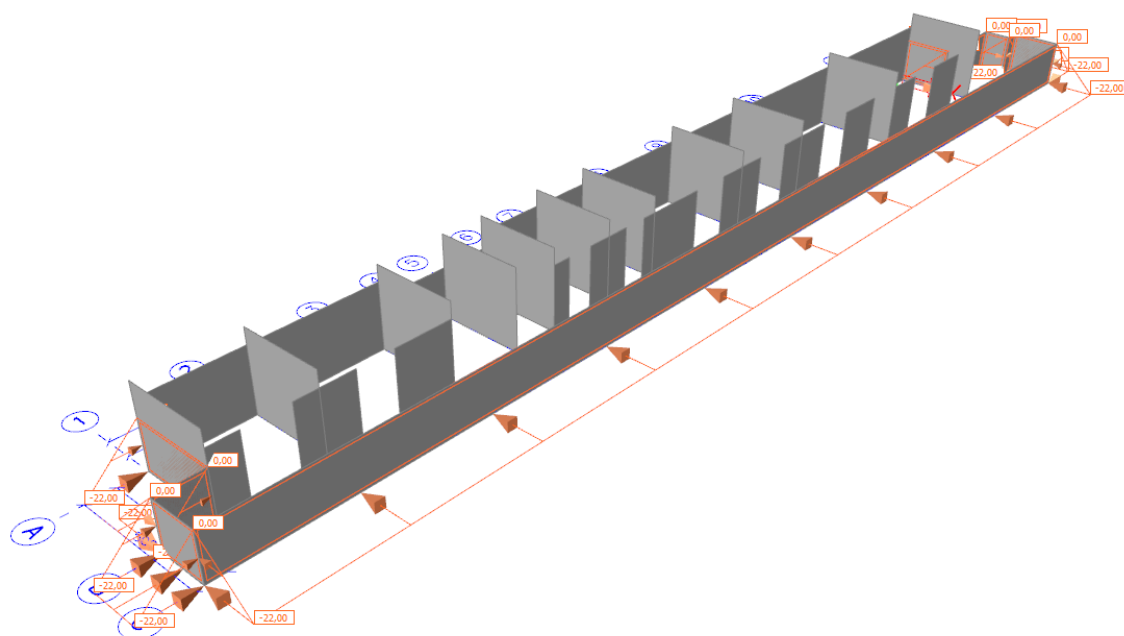


Tlocrtni prikaz zidova



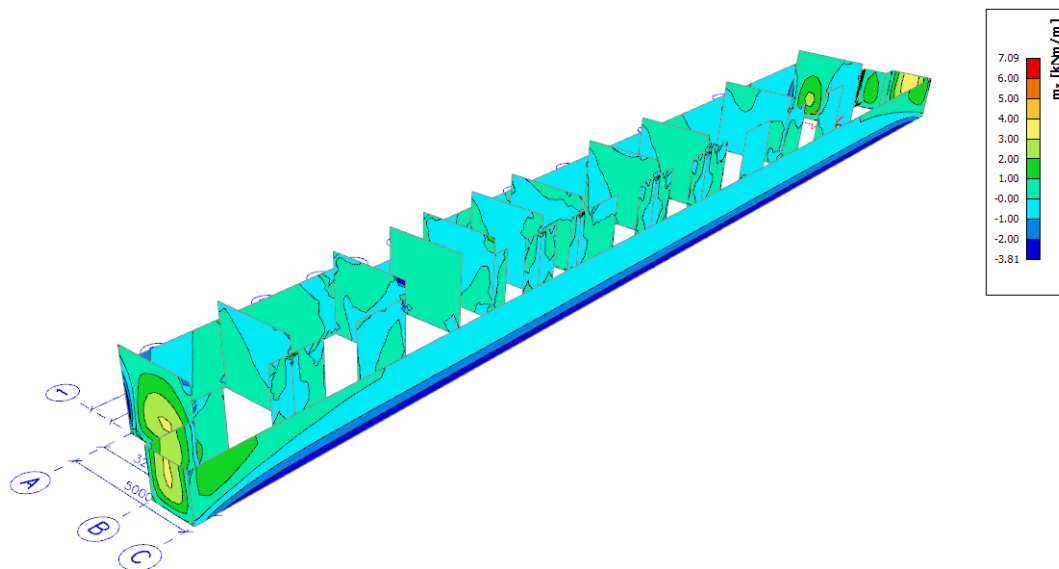
Prilog 2. Opterećenja (kN , kN/m^2)

SO4 - opterećenje tlom

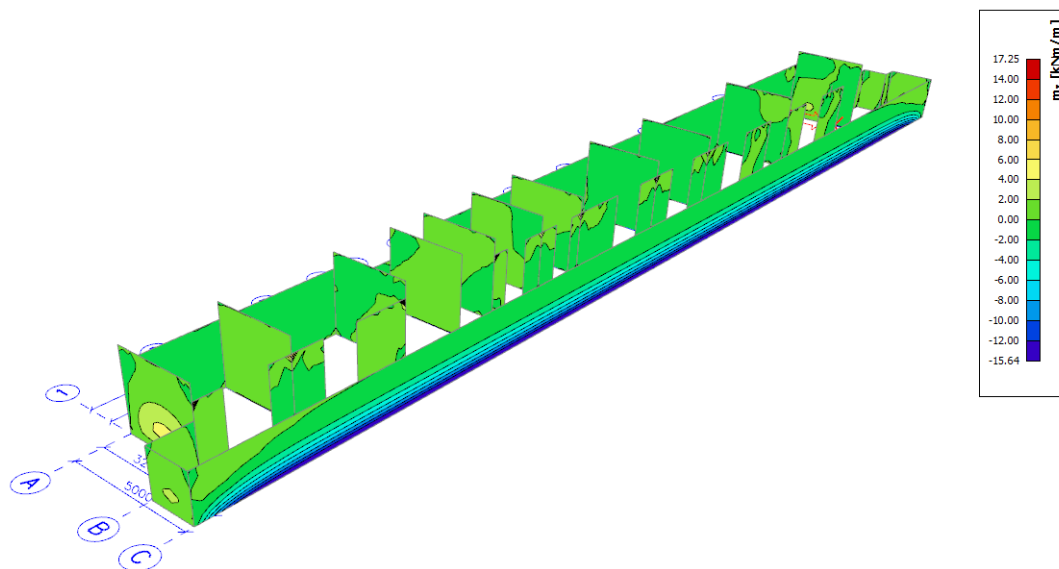


Prilog 3. Dijagrami momenata savijanja od AO1 (kNm/m') - OS 1

u X smjeru - m_x

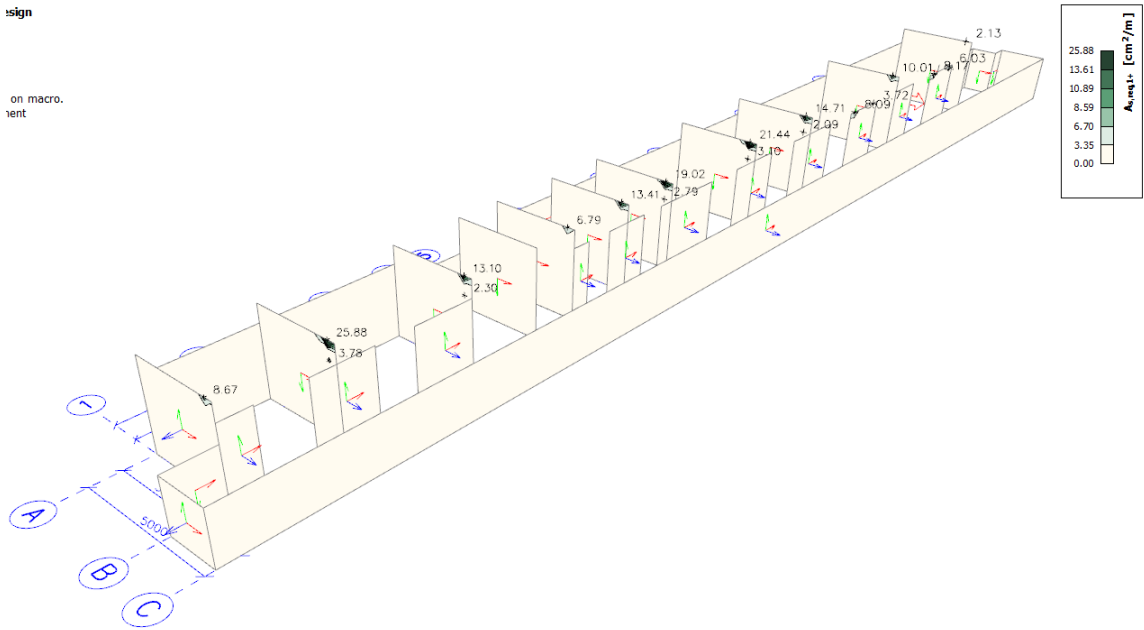


u Y smjeru - m_y

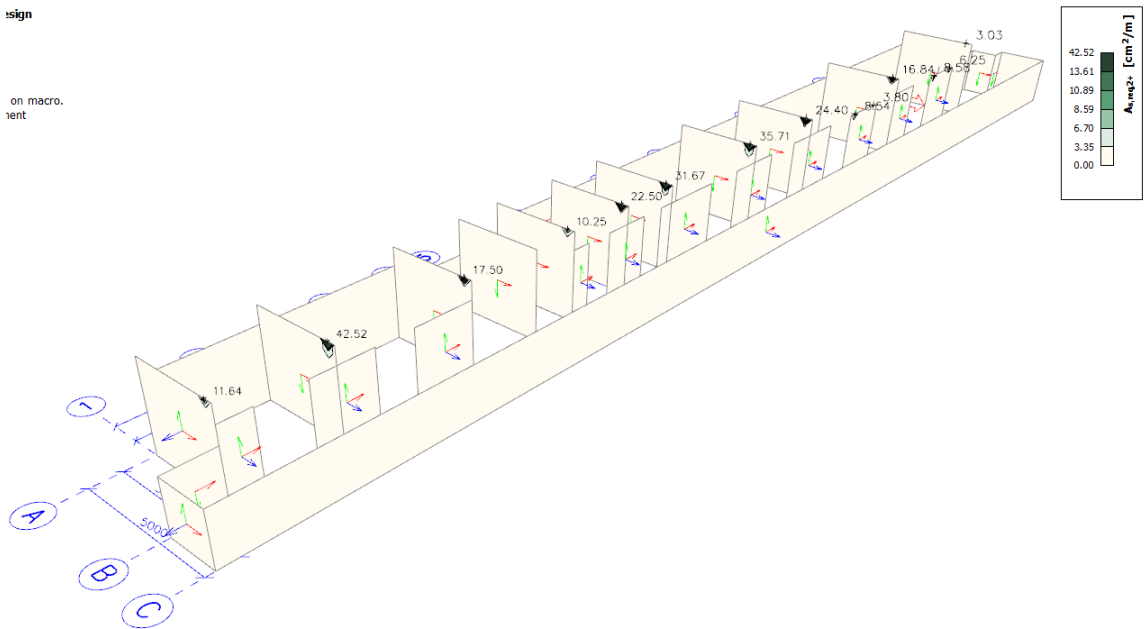


Prilog 4. Dijagrami armature od AO1 (cm²/m') - OS 1

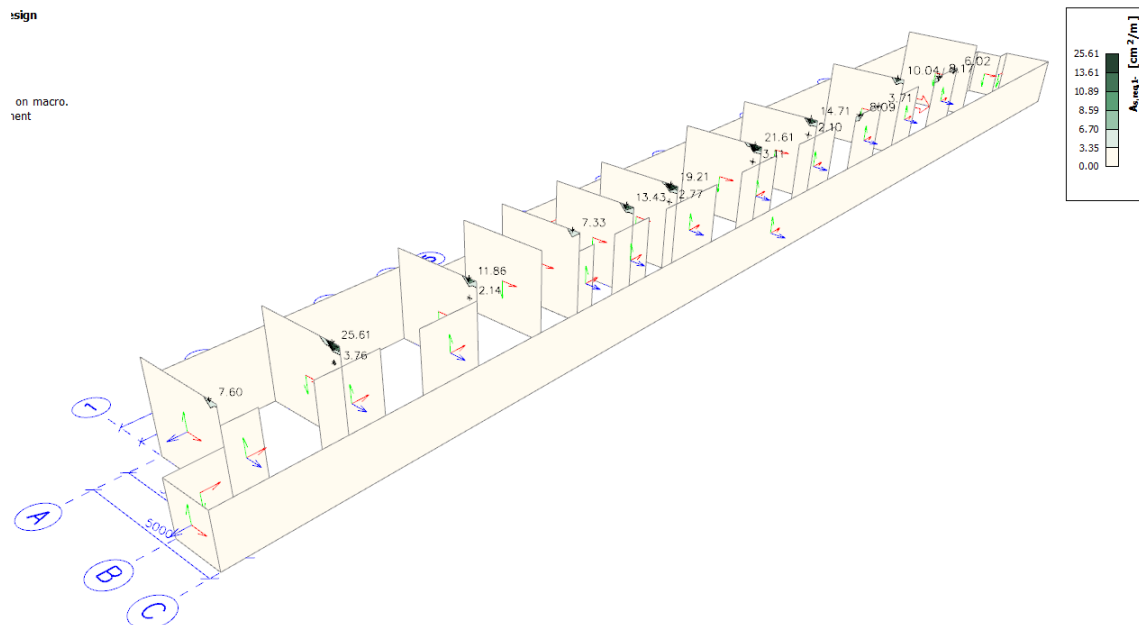
horizontalna armatura - vanjsko lice zida



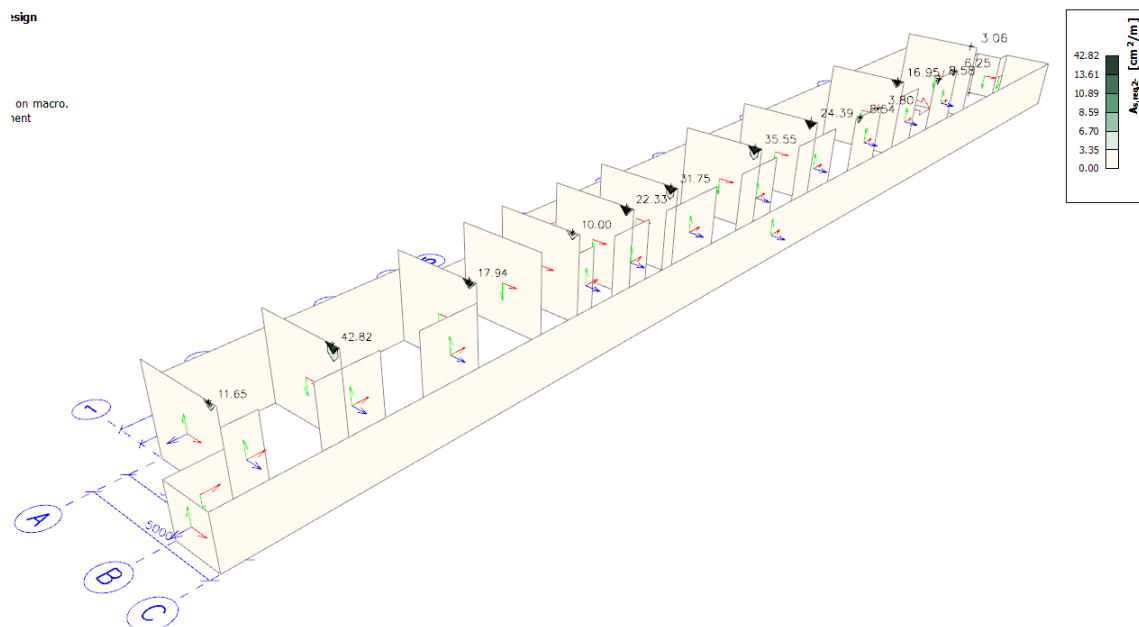
vertikalna armatura armatura - vanjsko lice zida



horizontalna armatura - unutarne lice zida



vertikalna armatura armatura - unutarne lice zida



NAPOMENA:

- prema statici zidove je potrebno armirati armirati mrežama $\pm Q335$
- rubove zidova ojačati uzdužnim šipkama $4\Phi 14$ i vilicama $\Phi 8/15$ cm

1.3. PRORACUN TEMELJNE PLOČE GARDEROBE

1. UVOD

Proračun temeljne konstrukcije bit će izveden pomoću programa Scia Engineer, metodom konačnih elemenata uz sljedeće pretpostavke:

- temeljnu konstrukciju čine temeljna ploča debljine 30 cm
- kvaliteta betona C25/30
- debljina zaštitnog sloja dolje je 4,0 cm (XC2), gore 2,5 cm (XC1)
- zglobna veza između temeljne ploče i podrumskih zidova

Temeljna konstrukcija proračunata je na elastičnim osloncima s koeficijentom krutosti posteljice $k_s=5000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ (procjena)

Dimenzioniranje elemenata će biti izvedeno prema EC2 i EC7 propisima uz pripadajuće parcijalne koeficijente sigurnosti. Program sam uzima u obzir opterećenje vlastitom težinom.

Opterećenja konstrukcije kao i kombinacije opterećenja prikazane su u poglavlju Proračun podrumskih zidova pa se u ovom poglavlju više neće prikazivati

2. PRILOZI

Prilog 1. *Prikaz nosivih elemenata i oslonaca*

Prilog 2. *Dijagrami momenata savijanja u temeljnoj ploči od **AO1** (kNm/m)*

Prilog 3. *Dijagrami slijeganja temeljne ploče od **KO1** (cm)*

Prilog 4. *Dijagrami kontaktnih naprezanja od **KO1** (KN/m^2)*

Prilog 5. *Dijagrami armature u smjeru X u donjoj zoni od **AO1** (cm^2/m)*

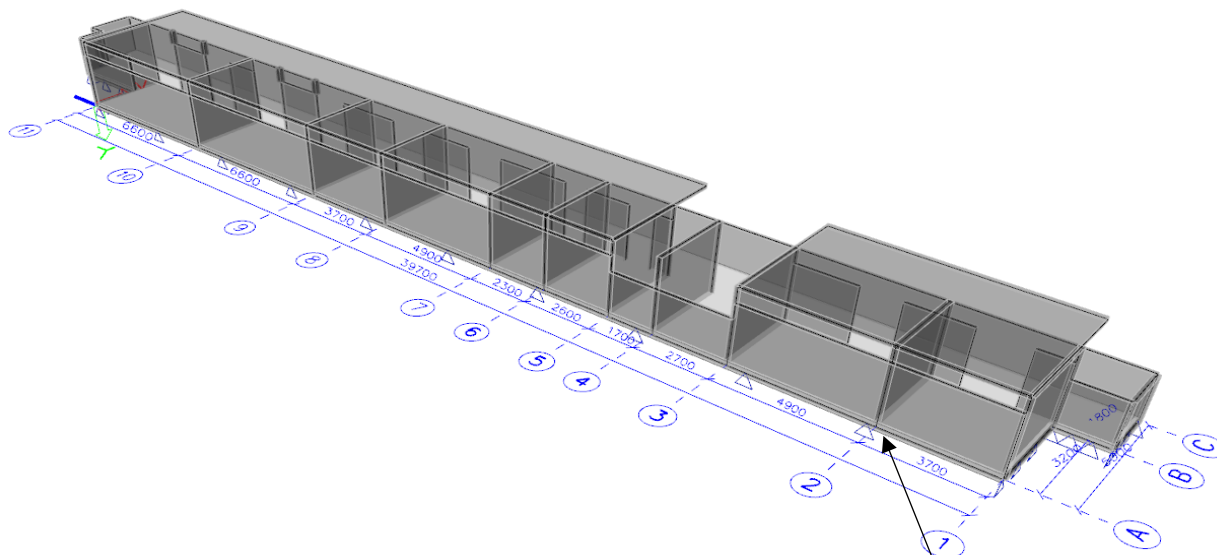
Prilog 6. *Dijagrami armature u smjeru Y u donjoj zoni od **AO1** (cm^2/m)*

Prilog 7. *Dijagrami armature u smjeru X u gornjoj zoni od **AO1** (cm^2/m)*

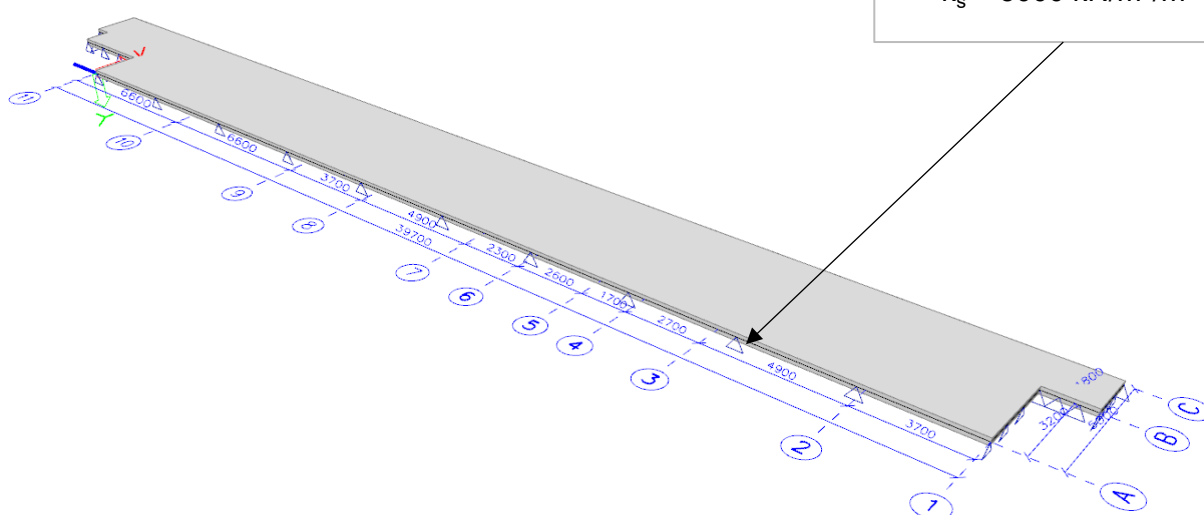
Prilog 8. *Dijagrami armature u smjeru Y u gornjoj zoni od **AO1** (cm^2/m)*

Prilog 1. Prikaz nosivih elemenata i oslonaca

3D prikaz modela

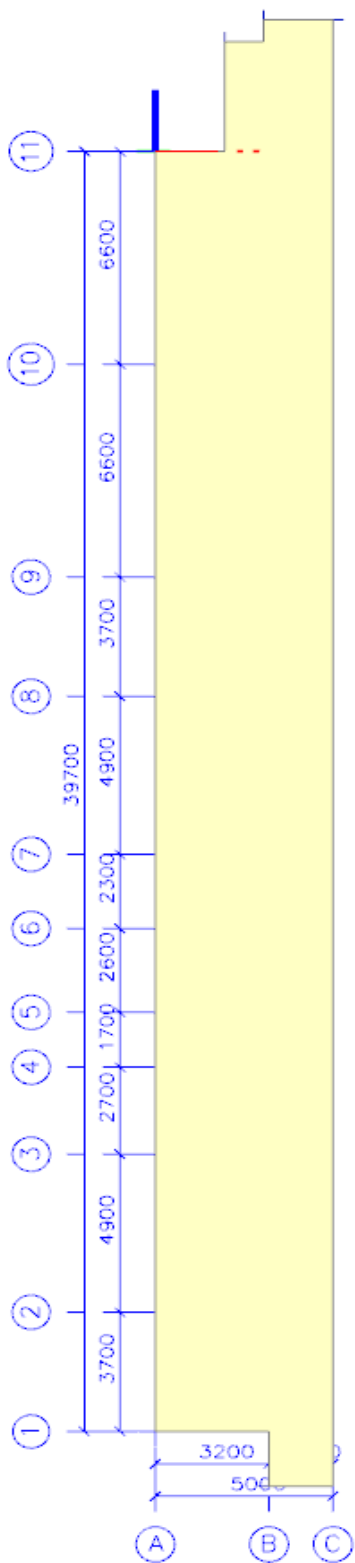


3D prikaz temeljne konstrukcije



elastični oslonci krutosti
 $k_s = 5000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$

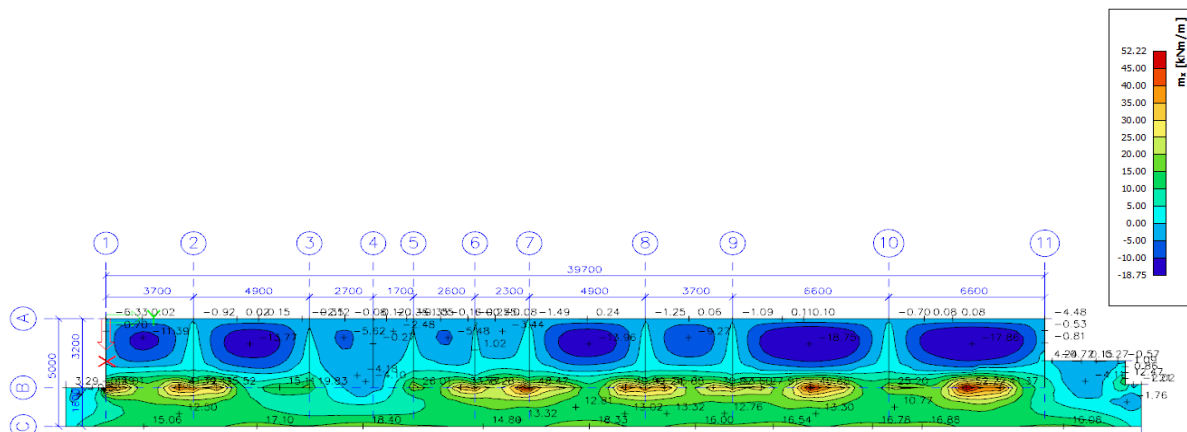
Tlocrtni prikaz temeljne konstrukcije



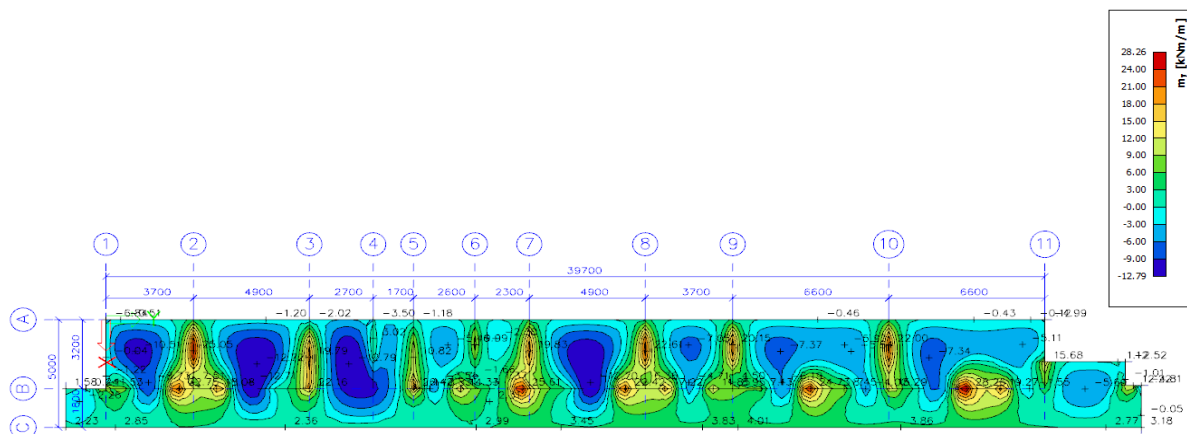
temeljna ploča
d=30 cm

Prilog 2. Dijagrami momenata savijanja u temeljnoj ploči od A01 (kNm/m')

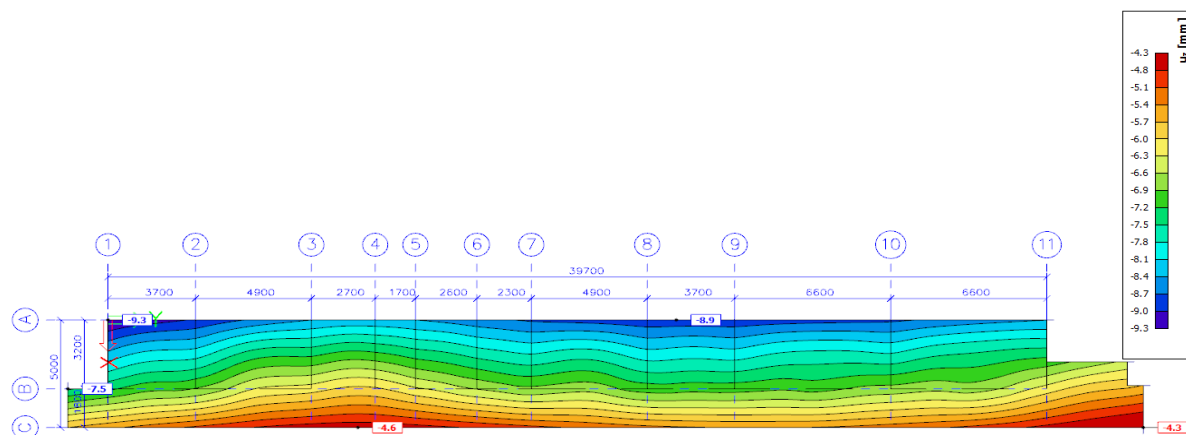
u X smjeru - m_x



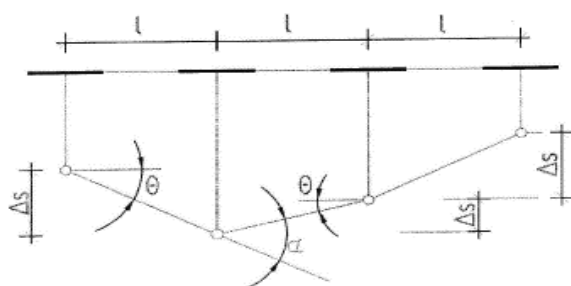
u Y smjeru - m_y



Prilog 3. Dijagrami slijeganja temeljne ploče od A01 (cm)



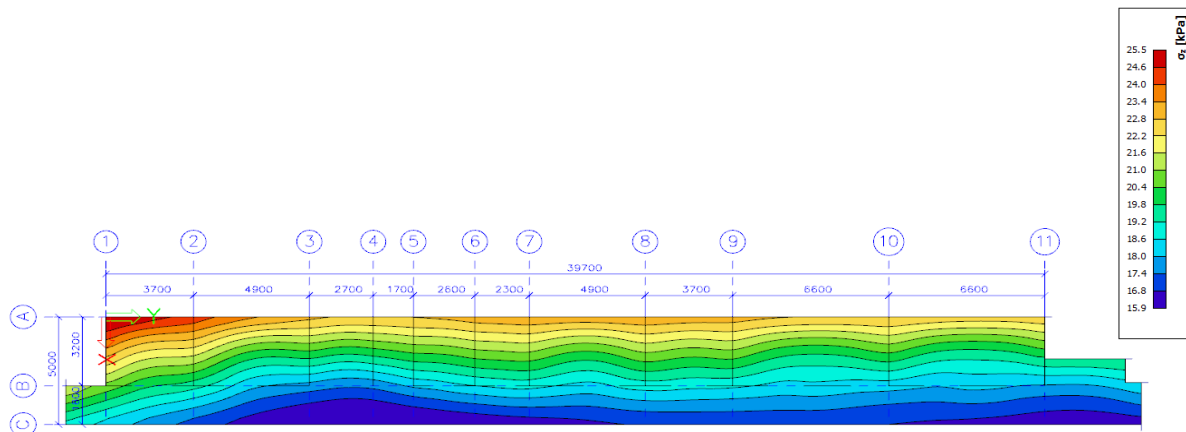
Provjera relativnih diferencijalnih slijeganja prema HRN EN 1997-1:2012/NA:2012
oblik deformiranja konstrukcije:



relativno diferencijalno slijeganje:

Δs [cm]	B [m]	$\Delta s/B$			
0,46	5	0,00009	<	0,001	☒

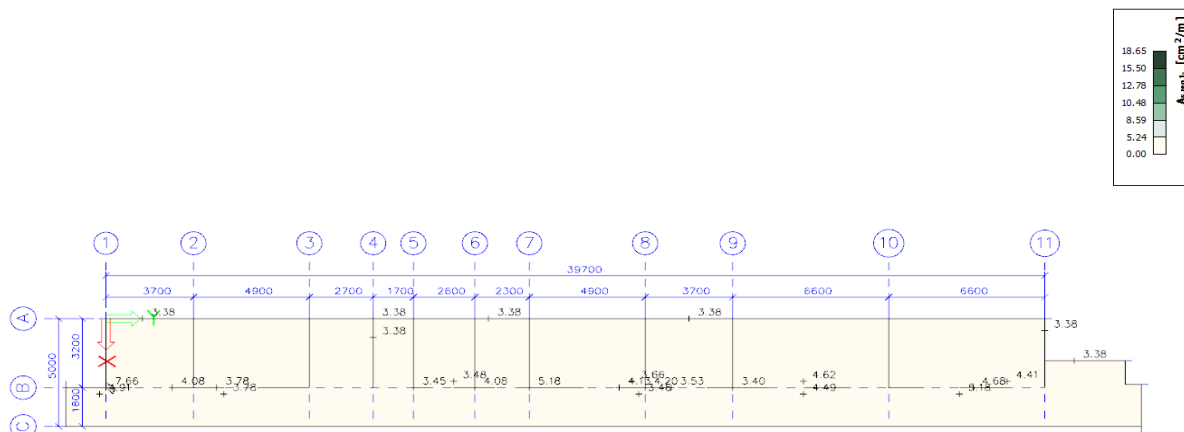
Prilog 4. Kontaktna naprezanja ispod temeljne ploče za A01 (kN/m²)



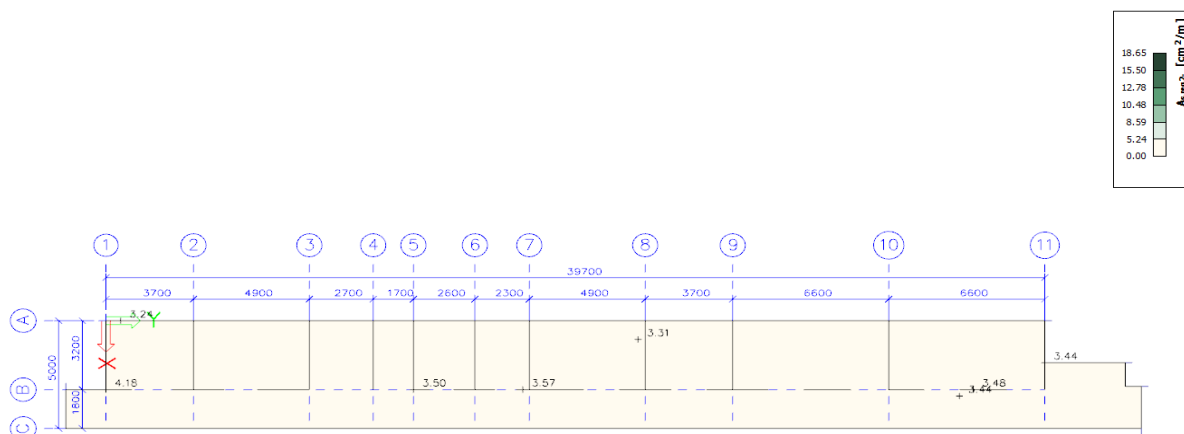
$$\sigma_z = 25,50 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{dop}} = 200,00 \text{ kN/m}^2$$

☒ ZADOVOLJAVA

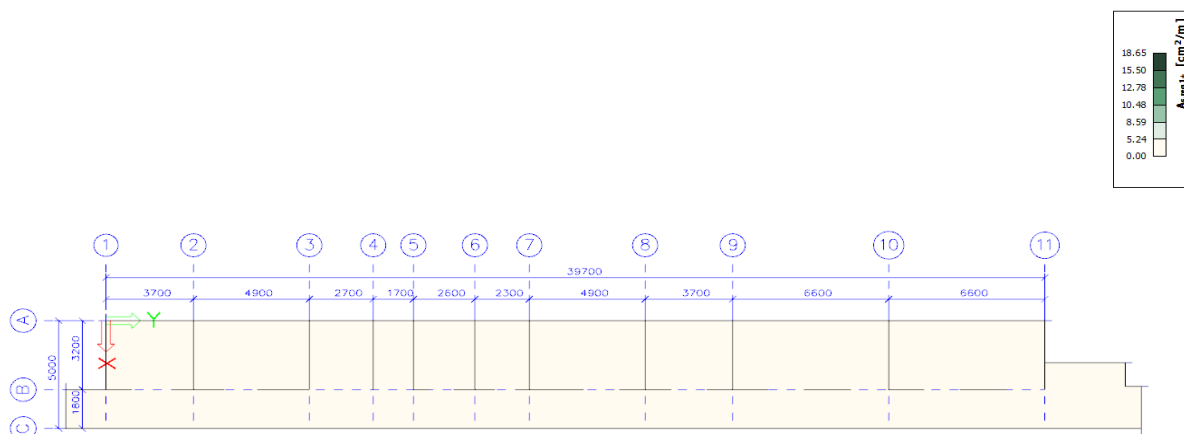
Prilog 5. Dijagram armature u smjeru X u donjoj zoni od AO1 (cm^2/m)



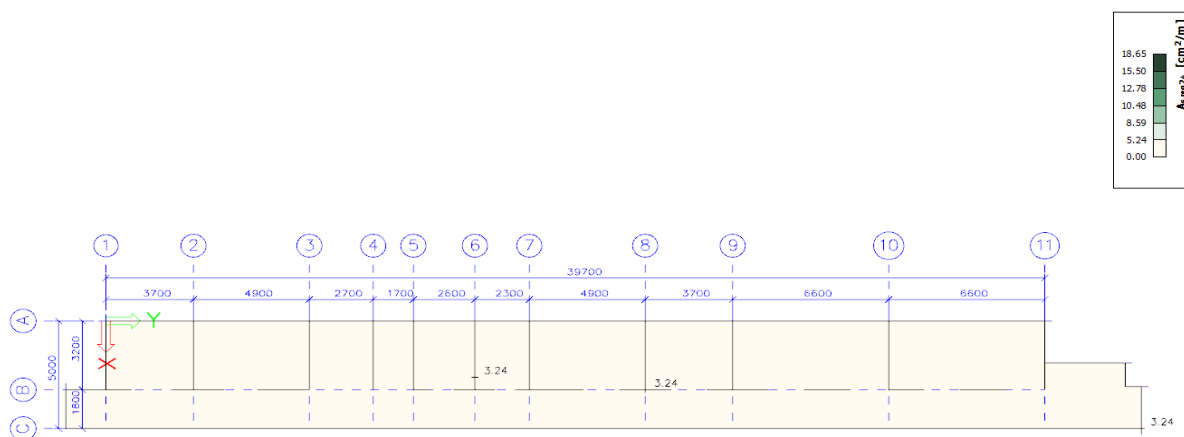
Prilog 6. Dijagram armature u smjeru Y u donjoj zoni od AO1 (cm^2/m)



Prilog 7. Dijagram armature u smjeru X u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')



Prilog 8. Dijagram armature u smjeru Y u gornjoj zoni od AO1 (cm²/m')



- minimalna armatura za ploču 30 cm

$$A_{s,min} = 0,26 \times f_{ctm}/f_{yk} \times b \times d = 3,31 \text{ cm}^2/\text{m'}$$

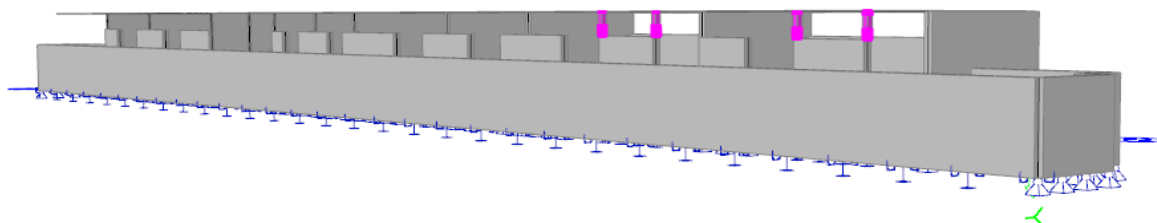
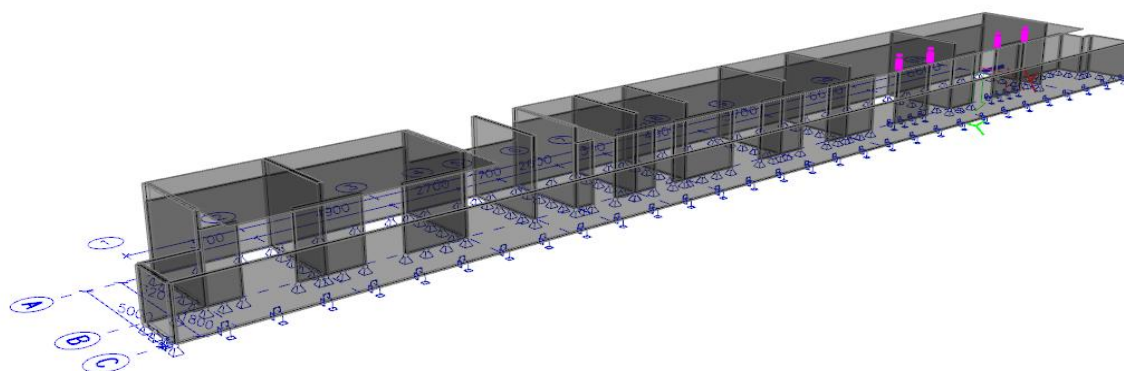
- temeljnu ploču je potrebno armirati mrežama Q-785(B 500A)- donja i gornja zona, mjerodavna je armatura prema konceptu bijele kade

- rubove ploče ojačati uzdužnim šipkama 4Φ14 i vilicama Φ1/10 cm

2. PRORAČUN ČELIČNIH STUPOVA GARDEROBE SHS 120/5

Proveden je proćun elemenata koji imaju poprećni presjek SHS120/5 pomoću softvera SCIA Engineer. Nije potrebna probojna armatura pod uvjetom ugradnje ploćice 20×20cm i postavljanjem uzdućne armature: Q524 obostrano te postavljanjem dodatne armature $\Phi 12/15\text{cm}$

Proraćun je prikazan u nastavku.



EC-EN 1993 Steel check ULS

Values: **UC_{Overall}**
Linear calculation
Load case: LC2
Coordinate system: Principal
Extreme 1D: Global
Selection: All

EN 1993-1-1 Code Check
National annex: Standard EN

Member B1	0,000 / 0,600 m	SHS120/120/5.0	Rolled	S 235	LC2	0,36 -
-----------	-----------------	----------------	--------	-------	-----	--------

Partial safety factors		
Resistance of cross-sections	γ_{M0}	1,00
Resistance to instability	γ_{M1}	1,10
Resistance of net sections	γ_{M2}	1,25

Material		
Yield strength	f_y	235,0 MPa
Ultimate strength	f_u	360,0 MPa

....::SECTION CHECK::....

The critical check is on position 0,000 m

Internal forces		Calculated	Unit
Normal force	N_{Ed}	-193,00	kN
Shear force	$V_{y,Ed}$	0,00	kN
Shear force	$V_{z,Ed}$	0,00	kN
Torsion	T_{Ed}	0,00	kNm
Bending moment	$M_{y,Ed}$	0,00	kNm
Bending moment	$M_{z,Ed}$	0,00	kNm

Classification for cross-section design

Classification according to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal and Outstand parts according to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1 & 2

Id	Type	c [mm]	t [mm]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	Ψ [-]	k_{σ} [-]	α [-]	c/t [-]	Class 1 Limit [-]	Class 2 Limit [-]	Class 3 Limit [-]	Class
1	I	105,00	5,00	84,91	84,91	1,0		1,0	21,0	28,0	34,0	38,0	1
3	I	105,00	5,00	84,91	84,91	1,0		1,0	21,0	28,0	34,0	38,0	1
5	I	105,00	5,00	84,91	84,91	1,0		1,0	21,0	28,0	34,0	38,0	1
7	I	105,00	5,00	84,91	84,91	1,0		1,0	21,0	28,0	34,0	38,0	1

The cross-section is classified as Class 1

Note: The Classification limits have been set according to Semi-Comp+.**Compression check**

According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

Cross-section area	A	2,2700e+03	mm ²
Compression resistance	$N_{c,Rd}$	533,45	kN
Unity check		0,36	-

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,2700 \cdot 10^3 [\text{mm}^2] \times 235,0 [\text{MPa}]}{1,00} = 533,45 [\text{kN}]$$

(EC3-1-1: 6.10)

$$\text{Unity check} = \frac{|N_{Ed}|}{N_{c,Rd}} = \frac{|-193,00 [\text{kN}]|}{533,45 [\text{kN}]} = 0,36 \leq 1,00$$

(EC3-1-1: 6.9)

The member satisfies the section check.

....::STABILITY CHECK::....

Classification for member buckling design

Decisive position for stability classification: 0,000 m

Decisive utilisation factor η : 0,36

Classification according to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal and Outstand parts according to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1 & 2

Id	Type	c [mm]	t [mm]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	Ψ [-]	k_{σ} [-]	α [-]	c/t [-]	Class 1 Limit [-]	Class 2 Limit [-]	Class 3 Limit [-]	Class
1	I	105,00	5,00	84,91	84,91	1,0		1,0	21,0	28,0	34,0	38,0	1
3	I	105,00	5,00	84,91	84,91	1,0		1,0	21,0	28,0	34,0	38,0	1
5	I	105,00	5,00	84,91	84,91	1,0		1,0	21,0	28,0	34,0	38,0	1
7	I	105,00	5,00	84,91	84,91	1,0		1,0	21,0	28,0	34,0	38,0	1

The cross-section is classified as Class 1

Note: The Classification limits have been set according to Semi-Comp+.**Note:** The decisive position for the stability classification is based on the utilisation factor η according to Semi-Comp+.**Flexural Buckling check**

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Buckling parameters		yy	zz	
Sway type		sway	non-sway	
System length	L	0,600	0,600	m
Buckling factor	k	1,00	1,00	
Buckling length	l_{cr}	0,600	0,600	m
Critical Euler load	N_{cr}	28671,20	28672,63	kN
Slenderness	λ	12,81	12,81	
Relative slenderness	λ_{rel}	0,14	0,14	
Limit slenderness	$\lambda_{rel,0}$	0,20	0,20	

Note: The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4).

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{l_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000,0 [\text{MPa}] \times 4,9800 \cdot 10^6 [\text{mm}^4]}{0,600 [\text{m}]^2} = 28671,20 [\text{kN}]$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{l_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000,0 [\text{MPa}] \times 4,9800 \cdot 10^6 [\text{mm}^4]}{0,600 [\text{m}]^2} = 28672,63 [\text{kN}]$$

$$\lambda_y = \frac{l_{cr,y}}{i_y} = \frac{0,600 [\text{m}]}{46,84 [\text{mm}]} = 12,81$$

$$\lambda_z = \frac{l_{cr,z}}{i_z} = \frac{0,600 [\text{m}]}{46,84 [\text{mm}]} = 12,81$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = \frac{12,81}{\pi \times \sqrt{\frac{210000,0 [\text{MPa}]}{235,0 [\text{MPa}]}}} = 0,14 \quad (\text{EC3-1-1: 6.50})$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = \frac{12,81}{\pi \times \sqrt{\frac{210000,0 [\text{MPa}]}{235,0 [\text{MPa}]}}} = 0,14 \quad (\text{EC3-1-1: 6.50})$$

Torsional(-Flexural) Buckling check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Note: The cross-section concerns a RHS section which is not susceptible to Torsional(-Flexural) Buckling.

The member satisfies the stability check.

3. PRAĆENJE SMJERNICA PREMA KONCEPTU BIJELIH KADA

Projektiranje i izvođenje odgovaraju smjernicama ÖVBB-a
Vodonepropusne betonske građevine - bijele kade (izdanje 2002.)

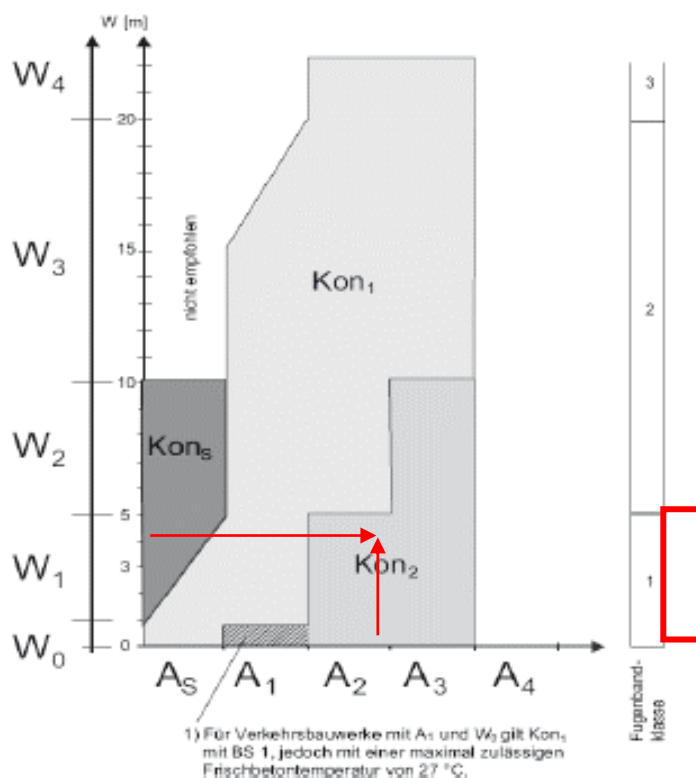
Za predmetni projekt mjerodavna je klasa zahtjevnosti A2.

Nastala klasa pritiska vode W1 odgovara pritisku vode > 1,0 - 5,0 m.

Anford. Klasse	Kurzbezeichnung	Anwendungsbeispiele
A _s Sonder- klasse	vollständig trocken	Lager für besonders feuchtigkeitsempfindliche Güter
A ₁	weitgehend trocken	Verkehrsbauwerke mit hohen Anforderungen, Aufenthaltsräume, Lager, Hauskeller (Einlagerungsräume), Haustechnikräume mit besonderen Anforderungen
A ₂	leicht feucht	Garagen, Haustechnikräume (zB Heizräume, Kollektoren), Verkehrsbauwerke
A ₃	feucht	Garagen (mit Zusatzmaßnahmen, zB Entwässerungsrinnen) etc
A ₄	nass	Außenschale der zweischaligen Bauweise

- prema geotehničkom elaboratu, prilikom utvrđivanja razine podzemne vode,
- podzemna voda je registrirana na cca. 4,0 m dubine (podaci iz geotehničkog elaborata)
- obzirom da je utvrđena razina podzemne vode, pretpostavljamo kategoriju tlaka vode W1

Wasserdruck- klasse ¹⁾	Beschreibung
W ₀	Wasserdruck 0,0 - 1,0 m
W ₁	Wasserdruck > 1,0 - 5,0 m
W ₂	Wasserdruck > 5,0 - 10,0 m
W ₃	Wasserdruck > 10,0 - 20,0 m
W ₄	Wasserdruck > 20,0 m



Iz navedenih klasa zahtjevnosti A2 i klase pritiska vode W1 proizlazi konstrukcijska klasa **Kon2**, koja je mjerodavna za bijelu kadu prema spomenutim smjernicama.
Klasa traka za brtvljenje je **klasa 1**.

Kod dimenzioniranja, dodato uz smjernice bijele kade,
preporučuje se ograničenje širine pukotina < 0,2 mm.

Konstruktions- klasse	min. Bauteildicke (m)	Bemessung auf Last	Betonstandard
Kon _s Sonderklasse	≥ 0,45 ≥ 0,60 für W ₂	Rissbreitenbeschränkung auf ≤ 0,15 mm	BS 1
Kon ₁	≥ 0,25 bis 3 m Wasserdruck	Rissbreitenbeschränkung auf ≤ 0,20 mm	BS H, BS 1
	≥ 0,35 bis 20 m Wasserdruck		BS 1
	≥ 0,60 über 20 m Wasserdruck		
Kon ₂	≥ 0,25 bis 3 m Wasserdruck	Rissbreitenbeschränkung auf < 0,25 mm	BS 1, BS 2
	≥ 0,30 über 3 m Wasserdruck		BS 2

Klasa betona je BS 1, a preporučene duljine građevinskih elemenata za radne reške u zidovima su između 12 - 15, te 30 - 60 m za dilatacijske i prostorne reške.
Eventualne visinske skokove u temeljenju je potrebno izvesti ukošeno.

Minimalna debljina konstrukcijskih elemenata bijele kade je d=25 cm.

Prikaz grafa za odabir minimalne armature konstrukcijskih elemenata:

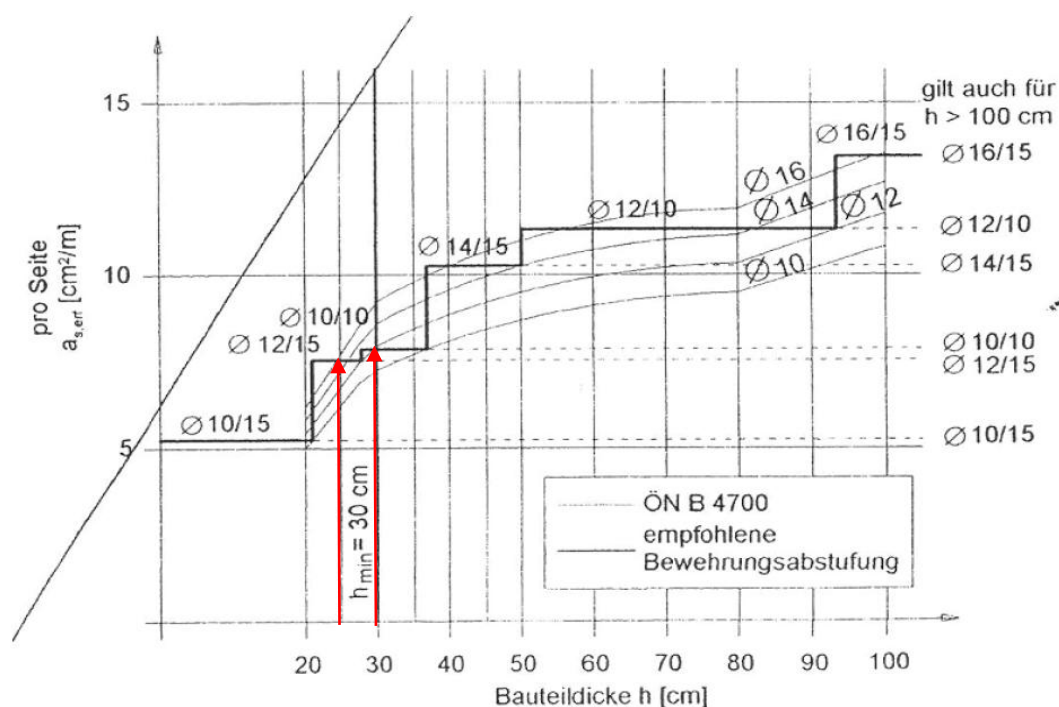


Abb. 4/7b Mindestbewehrung für zentrischen Zwang (Frührissbildung)
Rissbreite $w_K = 0,25$ mm (gerechnet für Betondeckung $c = 4,0$ cm)

- za ograničenje pukotina 0,25 cm, debljinu zida 25 cm i zaštitni sloj 4,0 cm
minimalna armatura je **Ø12/15 cm**.

- minimalna armatura ploče za debljinu ploče 30 cm je **Ø10/10 cm**.

Za podrumске zidove i temeljnu ploču mjerodavna je kvaliteta betona BS 1 i BS H.

Potrebno je pridržavati se temperature svježeg betona od 22°C, maksimalne temperature građevinskog elementa od 45° i vremena skidanja oplata od minimalno 36 sati.

Radne reške u zidovima treba nastaviti na mjestima gdje radne reške temeljne ploče ulaze u zid. Kako bi se zadržalo traženih 12 - 15 m potrebno je kod dugačkih elemenata između fiksniх točaka ugraditi dodatnu radnu rešku koja se određuje komunikacijom konstruktera i izvođača.

Radne reške

Zahtjevana klasa trake za brtvenje je klasa 1.

Zaključak

Unatoč pridržavanju svih kategorija kvalitete ugradnje i izvedbe podrumске etaže po smjernicama za bijele kade, postoji mogućnost pojave nedostataka koji prelaze granice klase zahtjevnosti.

Ovisno o godišnjem dobu izvođenja radova, mogući je problem održavanje temperature svježeg betona od 22°C i maksimalne temperature građevinskih elemenata od 45°C.

Odgovarajuća njega betona u vidu zaštite od isušivanja i direktne izloženosti suncu, od velikog je značaja za kvalitetu betona.

U području visinskih zakošenih skokova u temeljnoj ploči, potrebno je umetnuti TDP-S u ploču.

Odstupanja od predloženih smjernica bijelih kada mogu rezultirati učestalijom pojavom pukotina, i većim vlaženjem konstrukcijskih elemenata. Potrebno je injektirati pukotine pri pojavi istih.