

**ČESKÉ VYSOKÉ
UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Konstrukční řešení administrativní budovy
Office building structural design

AUTOR:

Bc. JAN MĚRKA

VEDOUcí PRÁCE:

doc. Ing. JITKA VAŠKOVÁ CSc.

STUDIJNÍ OBOR

KONSTRUKCE POZEMNÍCH STAVEB

PRAHA 2022

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Měrka</u>	Jméno: <u>Jan</u>	Osobní číslo: <u>468497</u>
Zadávací katedra: <u>133</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Konstrukční řešení administrativní budovy</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Office building structural design</u>	
Pokyny pro vypracování: 1) Rozbor podkladů, návrh a zdůvodnění konstrukčního řešení 2) Předběžný výpočet, výkresy tvaru 3) Podrobný výpočet a výkresy výztuže v rozsahu dle specifikace zadání	
Seznam doporučené literatury: Platné normy dle konzultace	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>23.9.2021</u>	Termín odevzdání DP v IS KOS: <u>2.1.2022</u> <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
_____	_____
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

_____	_____
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. Jan Měrka

Název diplomové práce: Konstrukční řešení administrativní budovy

Základní část: statická - BK podíl: 75 %

Formulace úkolů: Konstrukční řešení administrativní budovy, technická zpráva, předběžný statický výpočet - návrh rozměrů nosných prvků, ověření statického působení vykonzolované části

podrobný návrh vylehčené stropní konstrukce včetně návrhu a pravidel pro rozmístění vegetace
výkresy tvaru všech podlaží, výkresy výztuže vylehčené stropní konstrukce

Podpis vedoucího DP: Datum:

Případné další části diplomové práce (části a jejich podíl určí vedoucí DP):

2. Část: zakládání podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Jan Kos, CSc., K135

Formulace úkolů: Návrh a posouzení základových konstrukcí, výkres základů

Podpis konzultanta: Datum:

3. Část: stavební podíl: 15 %

Konzultant (jméno, katedra): prof. Ing. Martin Jiránek, CSc., K124

Formulace úkolů: Návrh skladeb konstrukcí včetně ověření fyzikálních vlastností, půdorys 1. NP, řez objektem budovy, detail atiky, detail soklu a detail napojení pochozí střechy

Podpis konzultanta: Datum:

4. Část: _____ podíl: _____ %

Konzultant (jméno, katedra): _____

Formulace úkolů: _____

Podpis konzultanta: Datum:

Poznámka:

Zadání včetně vyplněných specifikací je nedílnou součástí diplomové práce a musí být přiloženo k odevzdané práci. (Vyplněné specifikace není nutné odevzdat na studijní oddělení spolu s 1. stranou zadání již ve 2. týdnu semestru)

ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem tuto závěrečnou práci na téma „Konstrukční řešení administrativní budovy“ zpracoval samostatně za vedení vedoucí doc. Ing. Jitky Vaškové, CSc., s použitím literatury, která je uvedena v seznamu zdrojů a za pomoci odborných konzultací.

Souhlasím s veřejnou publikací této práce v Ústřední knihovně a Fakultě stavební.

V Praze dne

.....

Jan Měrka

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych rád poděkoval paní doc. Ing. Jitce Vaškové, CSc., panu Ing. Janu Kosovi, CSc. a panu prof. Ing. Martinovi Jiránkovi, CSc. za cenné rady, které mi velice pomohly tuto práci zkompletovat. Také bych chtěl poděkovat své rodině za podporu při studiu.

Anotace

Diplomová práce se zabývá návrhem nosné konstrukce administrativní budovy, která je tvořena železobetonovým kombinovaným systémem. Na základě předběžného výpočtu nosných prvků konstrukce a návrhu možných řešení stropní konstrukce, byla vybrána varianta, podle které byl vytvořen 3D model v programu SCIA Engineer a následně posouzeny jednotlivé prvky této varianty.

Klíčová slova

Administrativní budova, nosná konstrukce, konstrukční řešení, předběžný statický výpočet, železobeton, 3D model, návrh výztuže

Annotation

This thesis aims to design a supporting structure of an office building that consists of a reinforced concrete combined system. Based on the static calculation of the supporting structure of the construction in the preliminary static design, the most suitable ceiling construction was found and selected. This design option has been modeled in the program SCIA Engineer and consequently, all its elements have been assessed in detail.

Keywords

Office building, supporting structure, structural design, preliminary static design, reinforced concrete, 3D model, reinforcement design

Obsah diplomové práce

- Zadání a podklady

Obsah

Formuláře a povinné součásti	2
1 Úvod	9
2 Podklady	10
2.1 Umístění stavby	10
2.2 Schéma půdorysů a řezů	11
3 Změny budovy	14
3.1 Výškové změny	14
3.2 Dispoziční změny	14
3.2.1 1. Nadzemní podlaží	14
3.2.2 2. Nadzemní podlaží	16
3.2.3 3. Nadzemní podlaží	17
3.2.4 Schématické řezy objektem	18

- Technická zpráva
- Statický výpočet

Seznam příloh

Statická část:

- Výkres č. 1 – Výkres tvaru 1. NP
- Výkres č. 2 – Výkres tvaru 2. NP
- Výkres č. 3 – Výkres tvaru 3. NP
- Výkres č. 4 – Osazení schodiště
- Výkres č. 5 – Výkres tvaru základových konstrukcí
- Výkres č. 6 – Výkres výztuže desky

- Výkres č. 7 – Výkres výztuže středového sloupu

Stavební část:

- Výkres č. 8 – Půdorys 1. NP
- Výkres č. 9 – Řezy A-A', B-B'
- Výkres č. 10 – Detaily A, B, C

1 Úvod

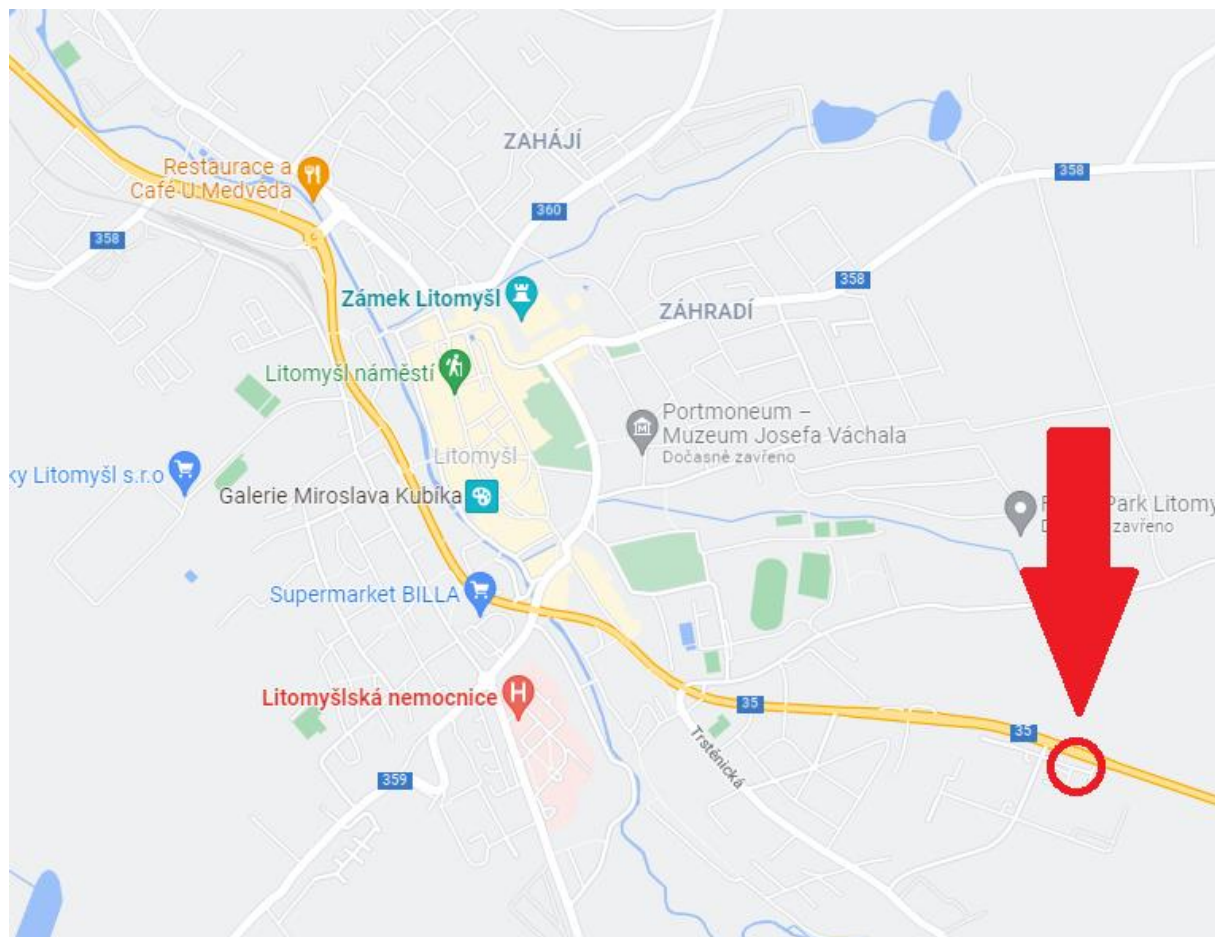
Předmětem diplomové práce je návrh a posouzení administrativní budovy v Litomyšli, která je tvořena železobetonovým nosným systémem. Konstrukční řešení bylo převzato z architektonického návrhu a částečně upraveno. Podkladem jsou půdorysy, řezy a fotografie stávajícího objektu. Ostatní údaje jsou prací autora diplomové práce.

Jedná se o administrativní budovu obdélníkového tvaru s plochou střechou a třemi nadzemními podlažími. Ve 2. a 3. NP je vykonzolována část budovy, která přesahuje půdorys 1. NP o 3,6 m. Celkové půdorysné rozměry nosné konstrukce objektu jsou 28,35 x 26,8 m, nejvyšší bod nosné konstrukce se nachází 11,19 m nad úrovní okolního terénu. Konstrukční výška prvního podlaží je 3,7 m. Ve druhém a třetím nadzemním podlaží je konstrukční výška 3,6 m. V 1.NP v severní části objektu se nachází obchod, v jižní části sklad, který má světlou výšku přes 2 podlaží, a mezi těmito částmi objektu je sociální a technické zázemí. V 2. NP jsou situovány kanceláře, a sociální zázemí a ve 3. NP se nachází kanceláře, sociální zázemí, dílna a pochozí střecha.

2 Podklady

2.1 Umístění stavby

Budova se nachází v Pardubickém kraji v západní části města Litomyšl. Okolí stavby je zastavěno průmyslovými budovami a obytnými domy a nachází se v rovinatém terénu.



Obrázek 1 – Umístění stavby [30]

2.2 Schéma půdorysů a řezů

V prvním podlaží se nachází sklad, sociální zázemí, posilovna, obchod a technická místnost.



Obrázek 2 – Půdorys 1.NP [16]

Tabulka 1 – Tabulka místností v 1. NP

označení místností	typ místnosti
1.01	obchod
1.02	dílna
1.03	wc
1.04	technická místnost
1.05	sklad
1.06	wc
1.07	posilovna

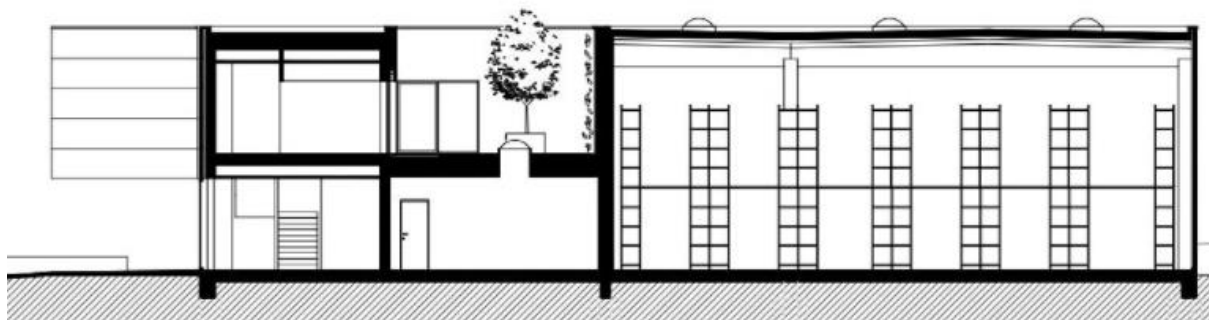
Ve druhém nadzemním podlaží se nachází pochozí střecha, kanceláře a sociální zázemí



Obrázek 3 – Půdorys 2. NP [16]

Tabulka 2 – Tabulka místností v 2. NP

označení místností	typ místnosti
2.01	kanceláře
2.02	zasedací místnost
2.03	wc
2.04	pochozí střecha



Obrázek 4 – Řez objektem [16]

3 Změny budovy

Jelikož administrativní budova byla navržena pouze se dvěma patry, provedené změny byly provedeny především kvůli zvýšení obtížnosti zadání, aby odpovídala diplomové práci.

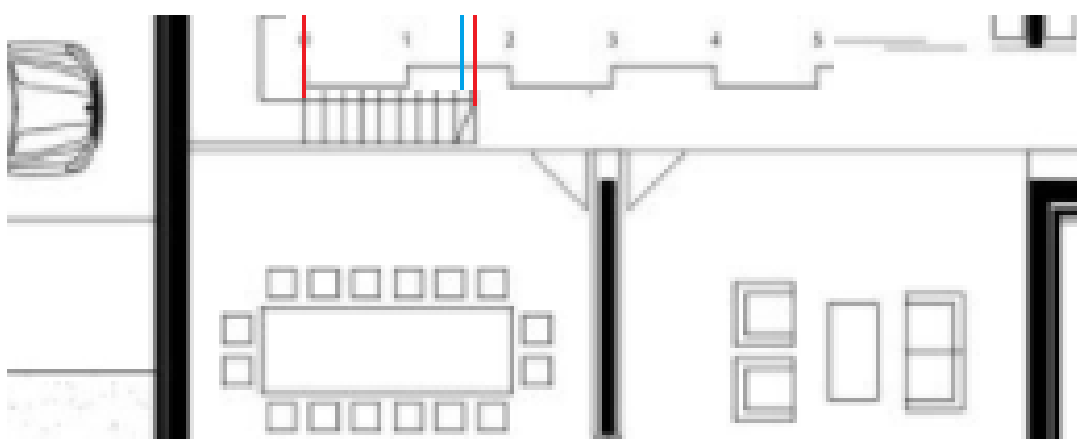
3.1 Výškové změny

Hlavní změnou oproti podkladům je přidání 3. nadzemního podlaží v administrativní části budovy. Nad skladem další podlaží nebylo přidáno, ale nepochozí střecha je nahrazena pochozí střechou se zelení včetně stromů.

Další změna je zvýšení konstrukční výšky z 3,55 m na hodnotu 3,6 m ve všech podlažích, kromě 1.NP, kde byla konstrukční výška zvětšena na 3,7 m.

3.2 Dispoziční změny

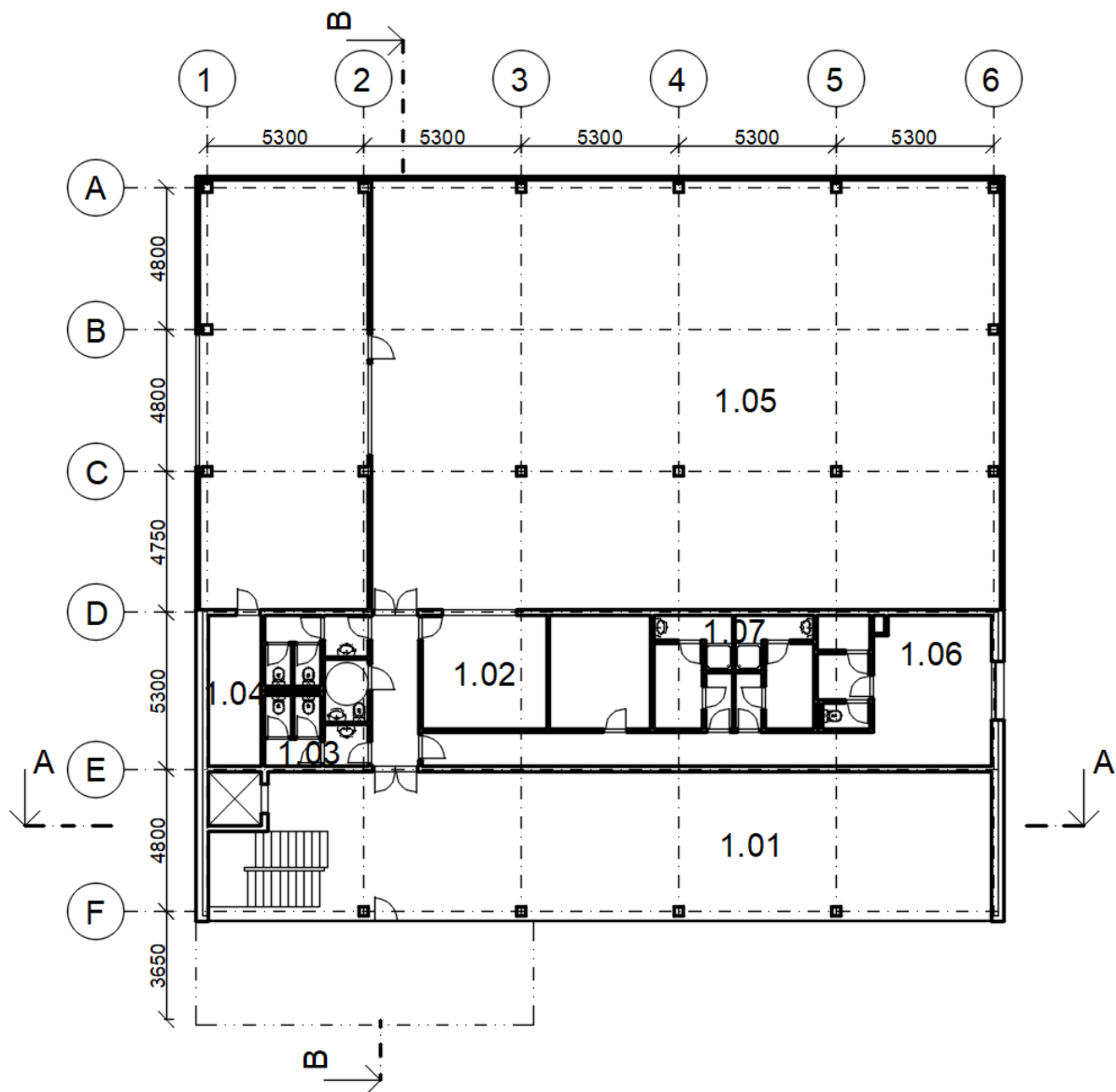
Nejdůležitější změna je v půdorysných rozměrech stavby, respektive v měřítku, které je uvedeno v podkladech. Ze schématu vyplývá, že 10 stupňů schodišťového prostoru je v součtu na půdorysné délce zhruba 1,7 metru, což by odpovídalo délce jednoho stupně 170 mm. Minimální délka schodišťové stupnice je podle normy ČSN 73 4130 250 mm. Dalším potvrzením špatného měřítka u schémat jsou rozměry místností s WC, které jsou taktéž nevyhovující. Tudíž bylo měřítko upraveno, aby vyhovovala jak délka schodišťového stupně, tak půdorysné rozměry toalet. Měřítko tedy bylo zvětšeno poměrem $2,7 / 1,7 = 1,588$ krát původní velikost měřítka.



Obrázek 5 – Porovnání měřítka k půdorysu schodiště [16]

3.2.1 1. Nadzemní podlaží

V 1. nadzemním podlaží došlo pouze k odstranění vedlejšího schodiště, které se nacházelo ve skladové části objektu, a přidání výtahu, který zajistí bezbariérovost budovy. Z požárního hlediska nejsou potřebné dvě únikové cesty, tudíž oproti podkladům zůstalo v budově pouze hlavní schodiště.



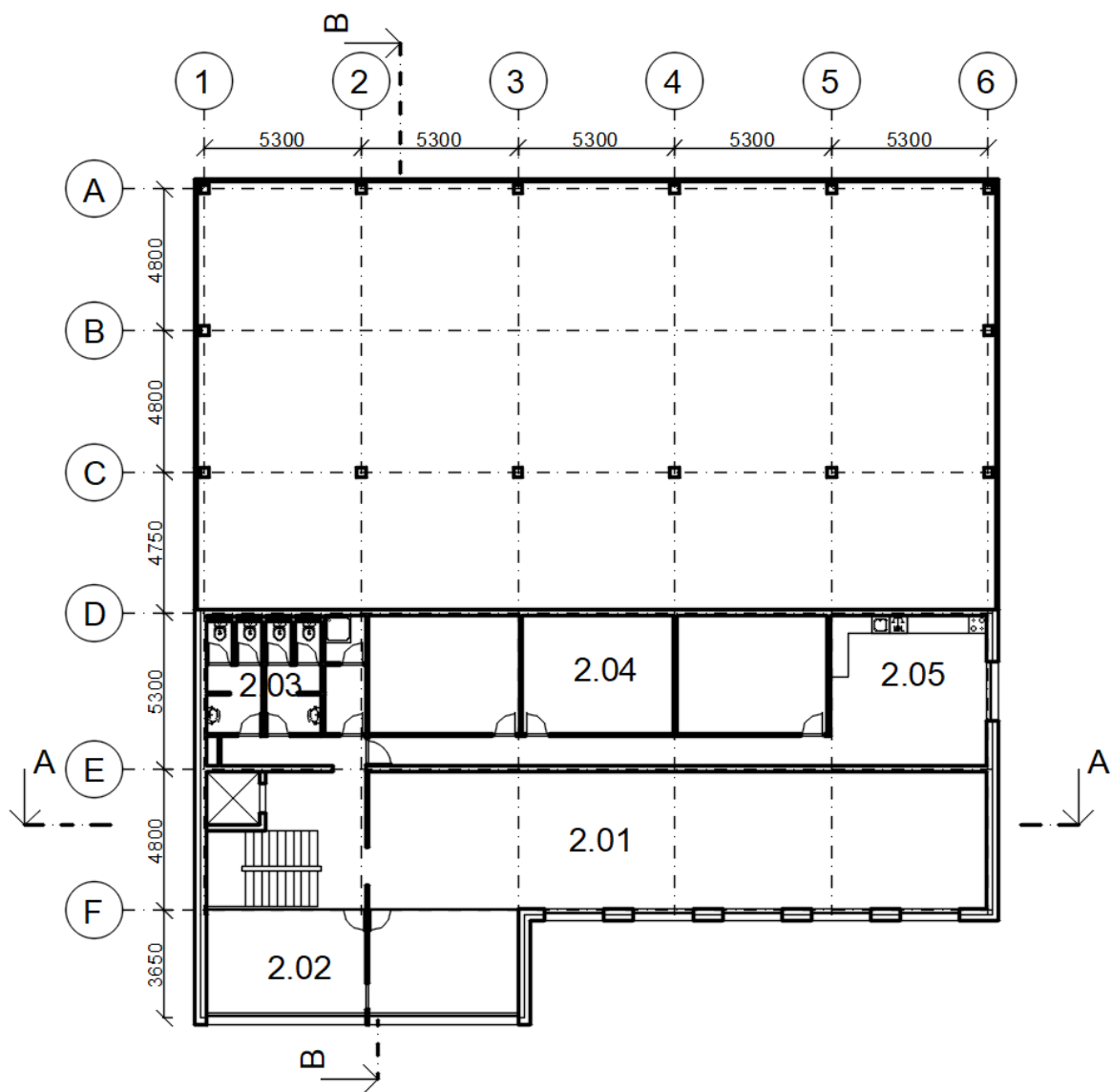
Obrázek 6 – Navržený půdorys 1. NP

Tabulka 3 – Tabulka místností v 1. NP

označení místnosti	typ místnosti
1.01	obchod
1.02	dílna
1.03	wc
1.04	technická místnost
1.05	sklad
1.06	wc
1.07	posilovna

3.2.2 2. Nadzemní podlaží

Ve 2. nadzemním podlaží bylo provedeno více změn. Hlavní změnou bylo přidání kanceláří ve střední části budovy, kde se podle podkladů nachází pochozí střecha. Taktéž byla přidána kuchyň, která kopíruje půdorysné rozměry posilovny z 1. nadzemního podlaží.



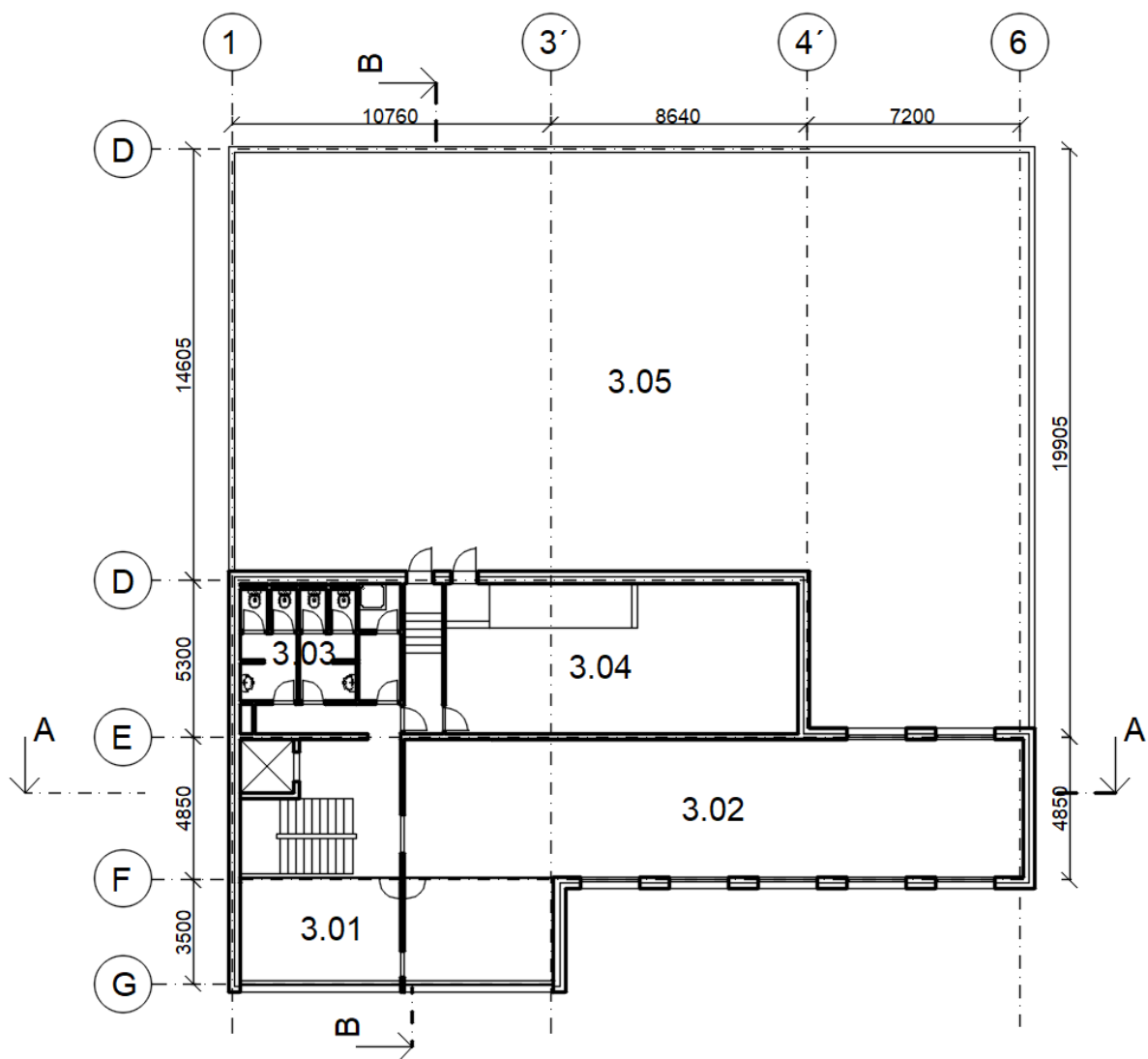
Obrázek 7 – Navržený půdorys 2. NP

Tabulka 4 – Tabulka místností v 2. NP

označení místností	typ místnosti
2.01	kanceláře
2.02	zasedací místnost
2.03	wc
2.04	kanceláře
2.05	kuchyň

3.2.3 3. Nadzemní podlaží

Ve 3. nadzemním podlaží byly taktéž přidány kanceláře se stejnými půdorysnými rozměry jako v 2. NP, včetně vykonzolované části. Místo nepochozí střechy nad skladem se nachází pochozí střecha s intenzivní zelení včetně stromů. Střecha nad tímto podlaží (nad kancelářskými plochami) je řešena jako nepochozí.



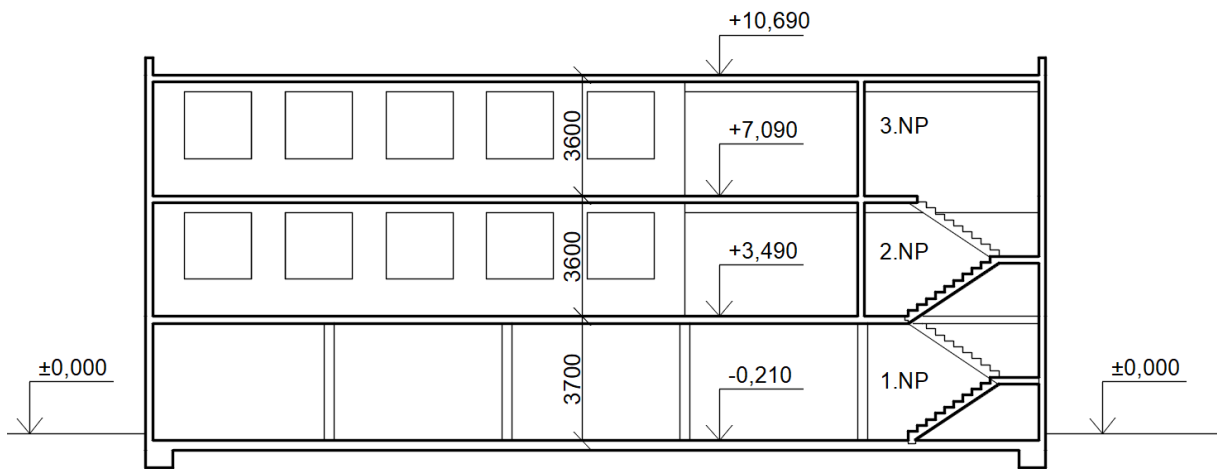
Obrázek 8 – Navržený půdorys 3. NP

Tabulka 5 – Tabulka místností v 3. NP

označení místností	typ místnosti
3.01	kanceláře
3.02	zasedací místnost
3.03	wc
3.04	dílna
3.05	pochozí střecha

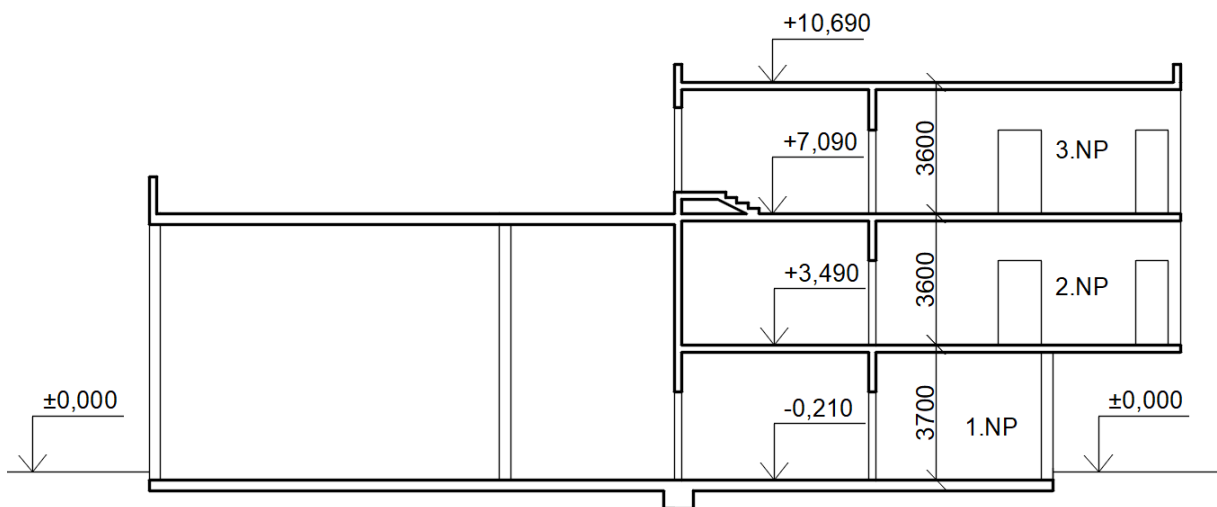
3.2.4 Schématické řezy objektem

Řez A-A



Obrázek 9 – Navržený řez A-A'

Řez B-B



Obrázek 10 - Navržený řez B-B'

Seznam obrázků:

Obrázek 1 – Umístění stavby [30]	10
Obrázek 2 – Půdorys 1.NP [16].....	11
Obrázek 3 – Půdorys 2. NP [16].....	12
Obrázek 4 – Řez objektem [16]	13
Obrázek 5 – Porovnání měřítka k půdorysu schodiště [16]	14
Obrázek 6 – Navržený půdorys 1. NP	15
Obrázek 7 – Navržený půdorys 2. NP	16
Obrázek 8 – Navržený půdorys 3. NP	17
Obrázek 9 – Navržený řez A-A'	18
Obrázek 10 - Navržený řez B-B'	18

Seznam tabulek:

Tabulka 1 – Tabulka místností v 1. NP.....	11
Tabulka 2 – Tabulka místností v 2. NP.....	12
Tabulka 3 – Tabulka místností v 1. NP.....	15
Tabulka 4 – Tabulka místností v 2. NP.....	16
Tabulka 5 – Tabulka místností v 3. NP.....	17

Zdroje:

Normy:

- [1] **ČSN EN 1990 730002 Eurokód:** *Zásady navrhování konstrukcí*. Ed.2. Praha: Český normalizační institut, 2021
- [2] **ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1:** *Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecní zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004
- [3] **ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1:** *Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2005
- [4] **ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1:** *Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2007
- [5] **ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2:** *Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed.2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019
- [6] **ČSN EN 1997-1 Eurokód 7:** *Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006
- [7] **ČSN EN 206 +A2:** *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021
- [8] **ČSN EN 14843:** *Betonové prefabrikáty – Schodiště*. Praha: Český normalizační institut, 2008
- [9] **ČSN EN 10080:** *Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně*. Praha: Český normalizační institut, 2005.

Software:

- [10] SCIA Engineer 2020
- [11] MS Office 2013 – Word
- [12] Ms Office 2013 – Excel
- [13] Teplo 2017 EDU
- [14] U-Boot BETON Design Software
- [15] Autocad 2021

Webové stránky:

- [16] Ing. arch. Milena GALÁTOVÁ, Interiér společnosti Style Plus. [cit. 2021_12_19]. Dostupné z: <https://www.archiweb.cz/b/interier-spolecnosti-style-plus>

- [17] VERTI: Katalog produktů. [cit. 2021_9_19]. Dostupné na: <https://www.verti.cz/cs/katalog>
- [18] Coleman: Zelené střechy – jejich skladba a detaily. [cit. 2021_12_19]. Dostupné na: <https://www.coleman.cz/clanky/zelene-strechy-jejich-skladba-a-detaily>
- [19] ISOVER: Vegetační střechy. [cit. 2021_12_19]. Dostupné na: www.isover.cz
- [20] Knauf: Příčky. [cit. 2021_9_19]. Dostupné na: <https://www.knauf.cz/file/4486-pricky.pdf>
- [21] Daliform group: U-Boot Beton parameter and consumption table. [cit. 2021_10_10]. Dostupné na: <https://www.daliform.com/en/disposable-formwork-for-two-way-lightened-voided-slabs>
- [22] Daliform group: H.40cm DOUBLE [cit. 2021_10_10]. Dostupné na: <https://www.daliform.com/en/disposable-formwork-for-two-way-lightened-voided-slabs/download-area-u-boot-beton/>
- [23] DLUBAL: Oblasti zatížení sněhem, větrem a zemětřesením. [cit.2021_10_10]. Dostupné na: <https://www.dlubal.com/cs/reseni/online-sluzby/oblasti-zatizeni-snehem-vetrem-a-zemetresenim>
- [24] HOLAN J., ŠTEFAN R.: Interakční diagram online. [cit.2021_10_10]. Dostupné na: <https://people.fsv.cvut.cz/~holanjak/software/indion/>
- [25] Kolektiv autorů katedry K133: Předběžný statický výpočet. [cit. 2021_9_19]. Dostupné na: https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/predbezny_SV_celek.pdf
- [26] Kolektiv autorů katedry K133: Technická zpráva. [cit. 2021_9_19]. Dostupné na: https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/vzor_TZ.pdf
- [27] Dominika Šrámková: Konstrukční řešení administrativní budovy. [cit. 2021_9_19]. Dostupné na: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/88564>
- [28] SMÝKAL F. a kolektiv: Výsadba rostlin. [cit. 2021_9_19]. Dostupné na: <https://www.szuz.cz/UserFiles/File/Vysadba%20rostlin.pdf>

Další zdroje:

- [29] Česká geologická služba – Geofond – REGISTR HYDROGEOLOGICKÉ PROZKOUMANOSTI + Mapové aplikace: Vrty 718073 a 709245
- [30] Seznam.cz, a.s. 2021 / OpenStreetMap – Mapová aplikace: Mapy.cz

**ČESKÉ VYSOKÉ
UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



DIPLOMOVÁ PRÁCE

TECHNICKÁ ZPRÁVA

AUTOR:

Bc. JAN MĚRKA

VEDOUCÍ PRÁCE:

doc. Ing. JITKA VAŠKOVÁ CSc.

STUDIJNÍ OBOR

KONSTRUKCE POZEMNÍCH STAVEB

PRAHA 2022

Obsah

1	Základní údaje o projektu.....	3
1.1	Obecný popis stavby.....	3
2	Základní charakteristika konstrukčního řešení.....	3
2.1	Urbanistické, architektonické a dispoziční řešení stavby.....	3
2.2	Technické řešení stavby	3
2.3	Materiálové řešení stavby	3
3	Zatížení	4
3.1	Stálá zatížení.....	4
3.2	Zatížení příčkami.....	4
3.3	Užitná zatížení	4
3.4	Zatížení sněhem.....	4
3.5	Zatížení větrem.....	4
3.6	Zatížení během výstavby	4
4	Základové konstrukce.....	5
4.1	Geologické poměry.....	5
4.2	Návrh rozměrů základové konstrukce	5
5	Nosný systém	5
5.1	Svislé nosné konstrukce	5
5.2	Vodorovné nosné konstrukce.....	5
5.3	Svislé komunikační prvky.....	6
5.4	Zajištění vodorovného ztužení	6

1 Základní údaje o projektu

1.1 Obecný popis stavby

Předmětem projektu je administrativní budova v Litomyšli s třemi nadzemními podlažími. V jižní části budovy se v 1. NP nachází sklad a v severní části budovy 1.NP je obchod. Ve 2. a 3. NP se nachází kanceláře.

2 Základní charakteristika konstrukčního řešení

2.1 Urbanistické, architektonické a dispoziční řešení stavby

Předmětem diplomové práce je administrativní budova obdélníkového tvaru s plochou střechou a třemi nadzemními podlažími. Ve 2. a 3. NP je vykonzolována část budovy, která přesahuje půdorys 1. NP o 3,6 m. Celkové půdorysné rozměry nosné konstrukce objektu jsou 28,35 x 26,8 m, nejvyšší bod nosné konstrukce se nachází 11,19 m nad úrovní okolního terénu. Konstrukční výška všech podlaží je 3,6 m. V 1.NP v severní části objektu se nachází obchod, v jižní části sklad, který má světlou výšku přes 2 podlaží, a mezi těmito částmi objektu je sociální a technické zázemí. V 2. NP jsou situovány kanceláře, a sociální zázemí a ve 3. NP se nachází kanceláře, sociální zázemí, dílna a pochozí střecha.

2.2 Technické řešení stavby

Objekt je založen na základové desce. Nosný systém budovy je kombinovaný – na jižní a severní straně objektu se nachází monolitické železobetonové sloupy a ve střední části objektu jsou monolitické železobetonové stěny. Stropní konstrukce jsou v administrativní části budovy železobetonové monolitické plné desky tl. 220 mm a nad skladem je monolitická železobetonová vylehčená deska tl. 560 mm (prvky UBOOT-double 400). Hlavní schodiště je řešeno jako železobetonové deskové prefabrikované dvouramenné. Ztužení objektu je zajištěno železobetonovými stěnami.

2.3 Materiálové řešení stavby

Základy: beton C30/37 XC2 – Cl 0,2 – Dmax 16 – S3.

Nosné stěny, sloupy a stropní konstrukce: beton C30/37 XC1 – Cl 0,2 – Dmax 16 – S3.

Výztuž železobetonových konstrukcí bude provedena z oceli B500B

3 Zatížení

Všechna zatížení jsou uvedena v charakteristické hodnotě – pro získání návrhové hodnoty je potřeba vynásobit stálá zatížení součinitelem 1,35 a proměnná součinitelem 1,5

3.1 Stálá zatížení

Vlastní tíha železobetonových konstrukcí je uvažována 25 kN/m³ a tíha Daliform stropu je uvažována jako 0,73násobek plné tíhy, tudíž 18,25 kN/m³.

Tíha jednotlivých podlah byla sjednocena v 1.NP na hodnotu 1,5 kN/m², v 2. a 3.NP na hodnotu 1,4 kN/m². Tíha střešního pláště na nepochozí střeše je navržena na hodnotu 0,07 kN/m².

Na pochozí střeše se vlastní tíha podlahy pohybuje od 2,44 kN/m² do 5,52 kN/m² v místě, kde se nachází zeleň a od 1,2 kN/m² do 1,24 kN/m² v místě, kde se nachází betonová dlažba.

Podrobnější údaje se nachází ve statickém výpočtu viz. Statický výpočet, kap. 2: „Přehled Zatížení“.

3.2 Zatížení příčkami

Příčky ve 2. a 3. NP budou sádkartonové a jsou uvažovány jako náhradní plošné zatížení 0,5 kN/m² a skleněné příčky jsou do výpočtu zavedeny liniovým zatížením 1,55 kN/m.

3.3 Užitná zatížení

V objektu je uvažováno užitné zatížení v obchodech a skladech 5 kN/m²; v administrativních částech budovy 2,5 kN/m²; v zasedacích místnostech, na schodišti a pochozí střeše 3 kN/m²; na nepochozí střeše je uvažováno zatížení sněhem 1.2 kN/m².

3.4 Zatížení sněhem

Zatížení sněhem je uvažováno dle lokality stavby 1,2 kN/m².

3.5 Zatížení větrem

Budova se nachází ve větrné oblasti II, kategorii terénu III

3.6 Zatížení během výstavby

Stropní desky budou zatíženy při betonáži stropu vyššího podlaží bedněním a stojkami a montážním zatížením. Přitom budou podstojkovány, takže účinky montážního zatížení budou menší, než účinky provozního zatížení.

4 Základové konstrukce

4.1 Geologické poměry

Objekt se nachází v Litomyšli. V blízkém okolí objektu byly v roce 2010 udělány 2 vrtů, pro zjištění základových poměrů. Dle těchto vrtů lze uvažovat s následujícím geologickým profilem:

0 – 0,4 m	hlína prachovitá, pevná	F5
0,4 – 7,2 m	hlína sprašová, jílovitě – prachová, tuhá	F6
7,2 – 10 m	jíl prachovitý, měkký	F4
10+ m	slínovec zvětralý	R4 - R5

Podzemní voda nebyla dle těchto vrtů zastižena.

4.2 Návrh rozměrů základové konstrukce

V případě, kde se ve vykonzolované části budovy nachází nad sloupem stěnový železobetonový nosník, je navržena železobetonová základová deska o tloušťce 500 mm. Tato deska byla posouzena na protlačení od nejvíce namáhaného sloupu.

Pokud se nad zmíněným sloupem nachází nenosná příčka, tento sloup přenáší normálovou sílu 1555 kN. K této hodnotě je přičtena síla 456 kN od vlastní tíhy patky a na tuto sílu je navržena patka. Podle 1.GK navržena patka na návrhovou sílu 2011 kN a vyšla o velikosti $B \times L = 3 \times 3$ m a $H = 1,5$ m. Dále byla navržena základová deska o $h = 500$ mm.

Dle 2.GK bylo spočítáno sedání původní základové patky v charakteristickém bodě pod sloupem, které vyšlo 38,4 mm. Jelikož patka bude s deskou spolupůsobit, sedání bude klesat, což bylo vypočítáno podle tabulkového kalkulátoru pod společnými rohy desky. Výsledek z tohoto výpočtu značí, že s každým přitížením o 10 kPa pod plochami základových desek klesne sedání o 3,9 mm. Tento výpočet prokázal, že sedání základů vyhovuje předepsaným mezím.

5 Nosný systém

5.1 Svislé nosné konstrukce

ŽB nosné stěny ve všech podlažích jsou monolitické tloušťky 200 mm a sloupy jsou monolitické s půdorysnými rozměry 300 x 300 mm.

5.2 Vodorovné nosné konstrukce

Všechny stropní konstrukce jsou monolitické železobetonové. V administrativní části budovy jsou stropní konstrukce navrženy na rozpětí 5,3 m o výšce 220 mm. Nad skladem je stropní deska navržena jako železobetonová monolitická vylehčená s prvky U-BOOT-double 400, které jsou v osově vzdálenosti 720 mm. Tato deska je lokálně podepřena sloupy na rozměr 9,6 m.

V 1. NP v administrativní části budovy se nachází průvlak o výšce 450 mm a šířce 300 mm. V ostatních podlažích je šířka tohoto průvlaku zmenšena na 200 mm.

Nosné i konstrukční vyztužení desek a trámů bude zajištěno betonářskou výztuží B500B v souladu s podrobným statickým výpočtem, který bude proveden v následující fázi projektové dokumentace.

5.3 Svislé komunikační prvky

Hlavní schodiště je řešeno jako železobetonové prefabrikované dvouramenné deskové. Celé schodiště se skládá celkově ze 2 prvků na patro. Tloušťka mezipodesty je 216 mm a tloušťka ramene je 180 mm. Nástupní rameno je na začátku uloženo na desku a na konci na L profil, který je přikotven do železobetonové stěny. Podrobněji jsou prvky popsány a nakresleny ve výkresu kotvení schodiště.

V 3. NP se nachází schodiště, které vyrovnává výšku podlahy v interiéru budovy a na pochozí střeše. Toto schodiště bude železobetonové monolitické deskové plné. Toto schodiště má tloušťku 160 mm.

Taktéž se v 3. NP nachází železobetonová monolitická desková rampa, která, stejně jako schodiště, slouží pro vyrovnání výšky podlahy v interiéru a na pochozí střeše. Deska rampy je vysoká 160 mm.

5.4 Zajištění vodorovného ztužení

Nosný systém objektu je tvořen kombinací ŽB stěn a ŽB sloupů se železobetonovými stropními deskami. S ohledem na malou výšku budovy nebyla prostorová tuhost ověřována podrobným výpočtem.

**ČESKÉ VYSOKÉ
UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



DIPLOMOVÁ PRÁCE

STATICKÝ VÝPOČET

AUTOR:

Bc. JAN MĚRKA

VEDOUCÍ PRÁCE:

doc. Ing. JITKA VAŠKOVÁ CSc.

STUDIJNÍ OBOR

KONSTRUKCE POZEMNÍCH STAVEB

PRAHA 2022

Obsah

1	Schéma a popis konstrukce	4
1.1	Konstrukční schémata	4
1.2	Použité materiály.....	9
2	Přehled zatížení	9
2.1	Stálá zatížení.....	9
2.1.1	Nosné konstrukce.....	9
2.1.2	Podlahy.....	9
2.1.3	Střešní plášť.....	11
2.1.4	Obvodový plášť.....	12
2.1.5	Příčky	12
2.1.6	Schodišťové stupně	13
2.2	Proměnné zatížení.....	13
2.2.1	Zatížení užitné	13
2.2.2	Zatížení sněhem.....	13
2.2.3	Zatížení větrem.....	14
2.2.4	Zatížení seismicitou	15
3	Předběžný návrh a posouzení nosných prvků.....	15
3.1	Stropní deska.....	15
3.1.1	Administrativní část budovy.....	15
3.2	Železobetonové průvlaky	32
3.3	Svislé nosné konstrukce	40
3.3.1	ŽB stěny	40
3.3.2	ŽB sloupy	40
3.4	Schodiště	58
3.5	Základové konstrukce.....	60
3.5.1	Základové poměry	60

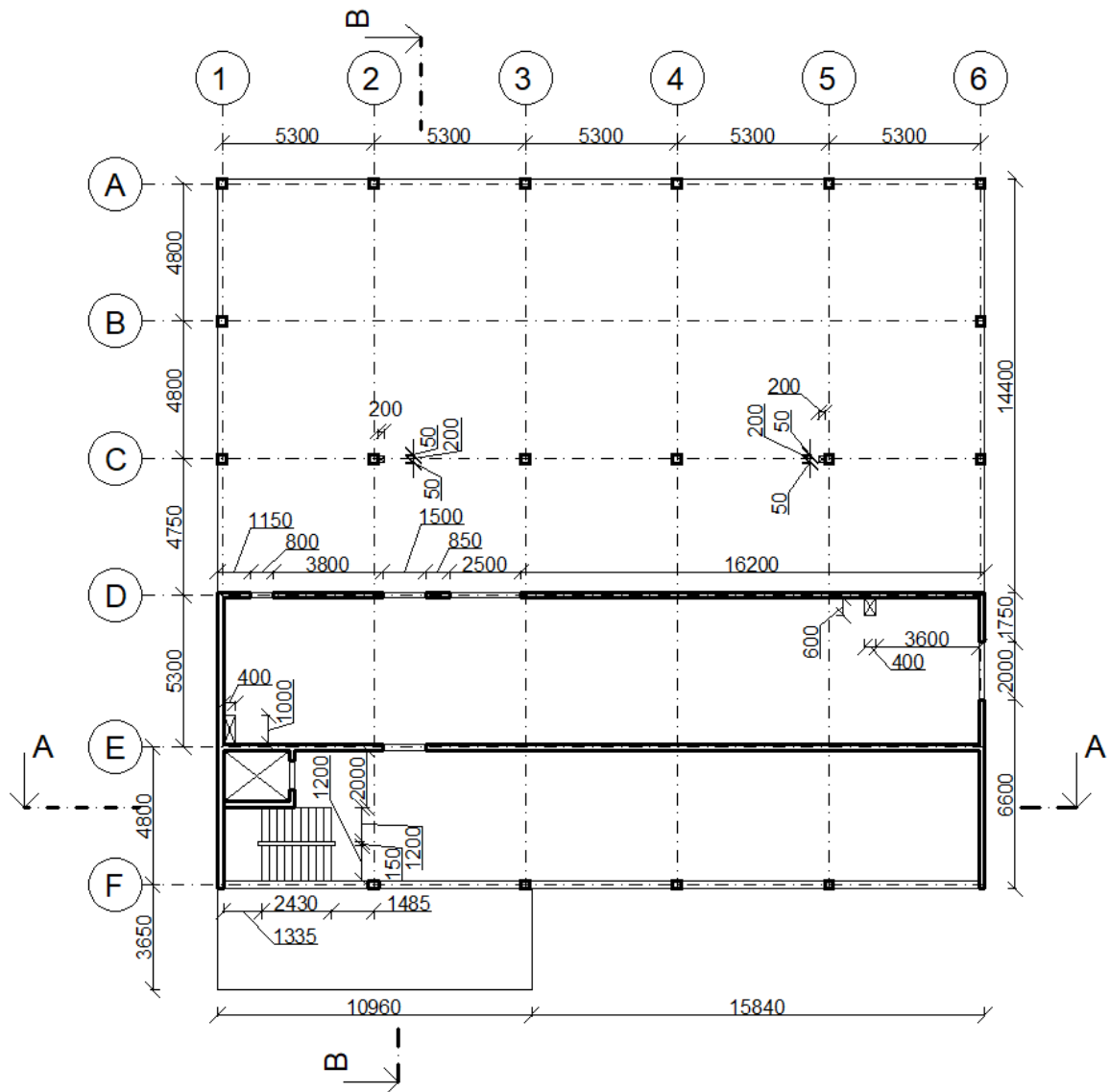
3.5.2	Výpočet plošných základů	63
3.6	Prostorová tuhost objektu	76
4	Návrh stropní konstrukce na zatížení od stromů	77
4.1	Odhad zatížení stromu	77
4.2	Odhad celkového zatížení od stromu s květináčem.....	78
4.3	Další zatížení.....	84
4.4	Výpočetní model – ověření průhybů.....	84
4.5	Návrh umístění stromů.....	99
4.6	Výpočet zvolené varianty	102
4.7	Výsledky.....	103
4.7.1	Posudek MSÚ jednotlivých prvků.....	109
4.7.2	Celkový návrh výztuže desky:.....	126
5	Návrh vykonzolované části budovy	136
5.1	Model	136
5.2	Zatížení od schodiště	136
5.3	Zatížení modelu	137
5.4	Výsledky.....	140
5.5	Předběžné ověření únosnosti prvků.....	143

1 Schéma a popis konstrukce

1.1 Konstrukční schémata

- Půdorysná konstrukční schémata jednotlivých podlaží (svislé nosné konstrukce daného podlaží a vodorovné nosné konstrukce nad daným podlažím) + 2 schématické konstrukční řezy objektem.

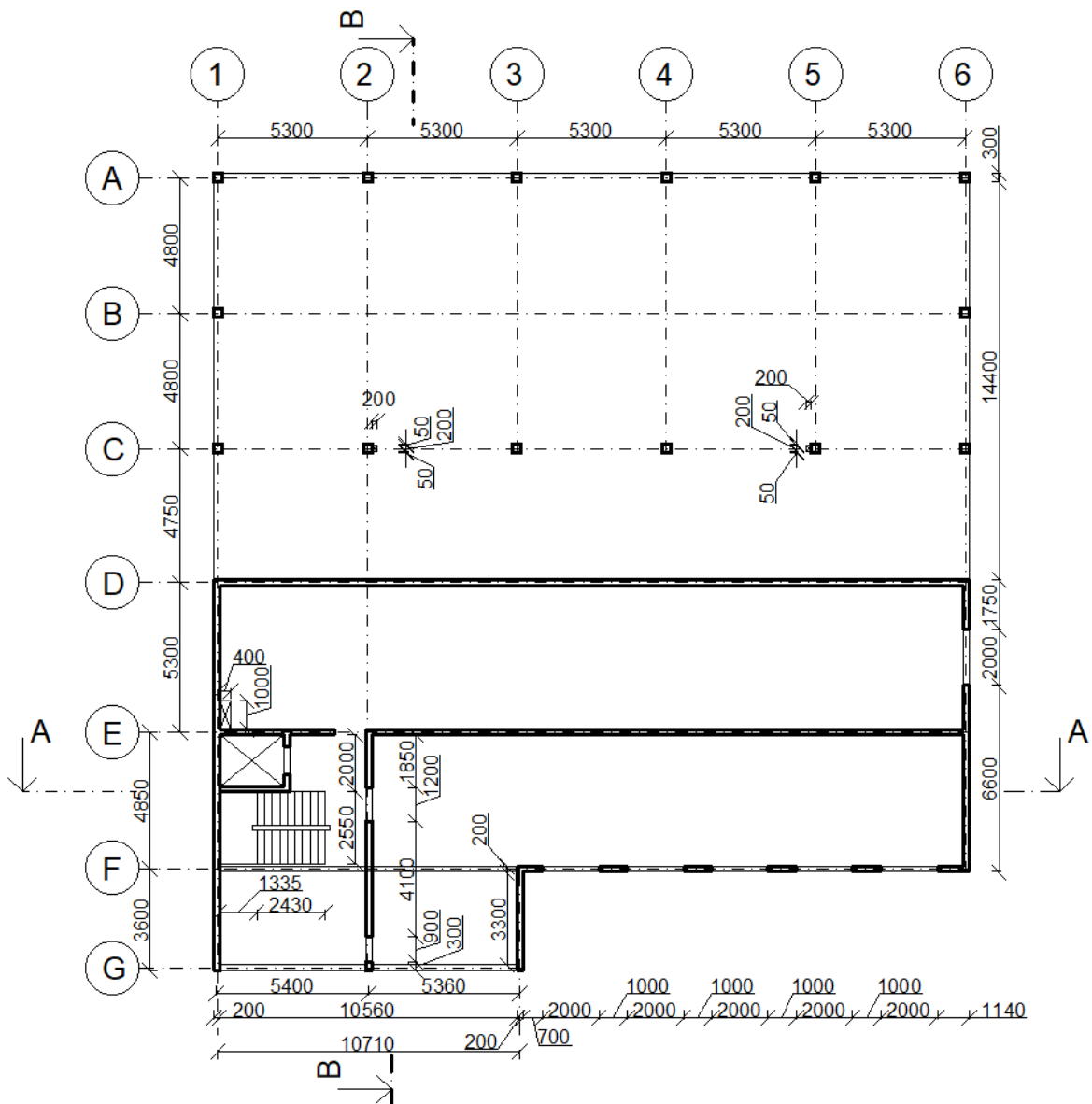
1. Nadzemní podlaží:



Obrázek 1 – Konstrukční schéma 1. NP

- Konstrukční výška podlaží: 3,7 m
- Účel využití podlaží: sklad, prodejna, technické a sociální zázemí, schodiště
- Vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická deska
- Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny a sloupy
- Schodiště: dvouramenné, ŽB prefabrikované

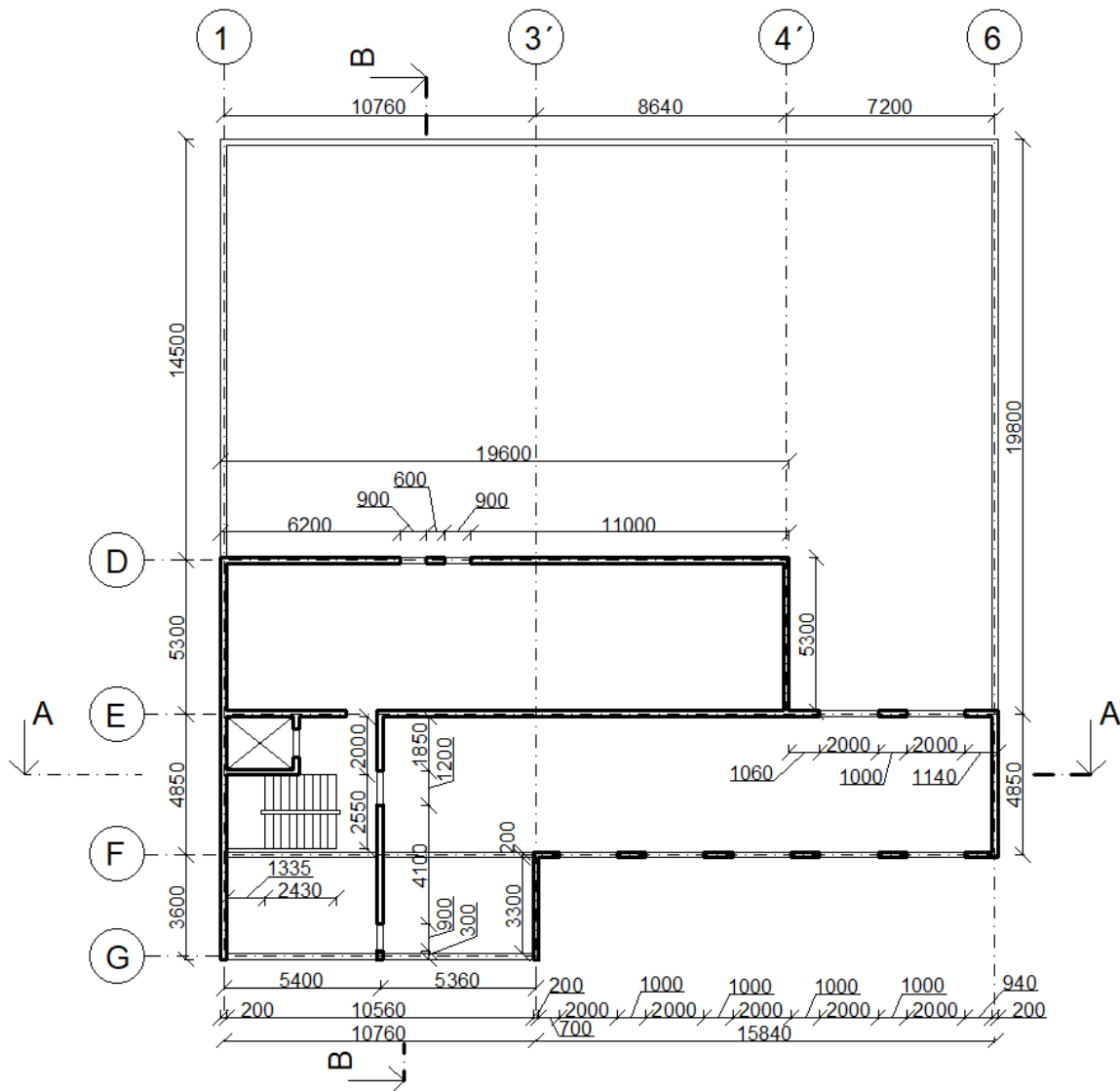
2. Nadzemní podlaží:



Obrázek 2 – Konstruktivní schéma 2. NP

- Konstruktivní výška podlaží: 3,6 m
- Účel využití podlaží: kanceláře, sociální zázemí, kuchyň, schodiště
- Vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická deska
- Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny a sloupy
- Schodiště: dvouramenné, ŽB prefabrikované

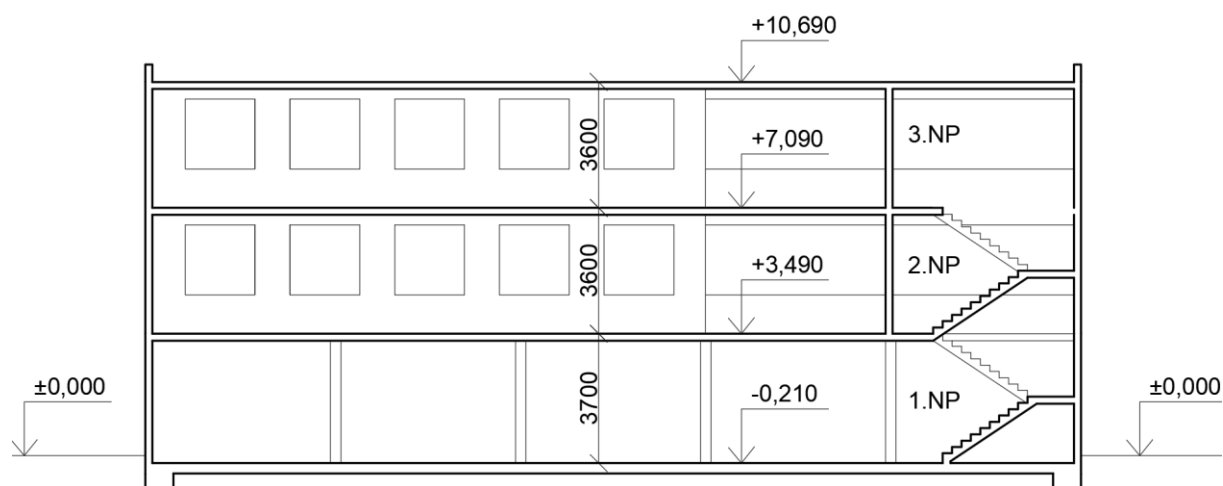
3. Nadzemní podlaží:



Obrázek 3 – Konstruktivní schéma 3. NP

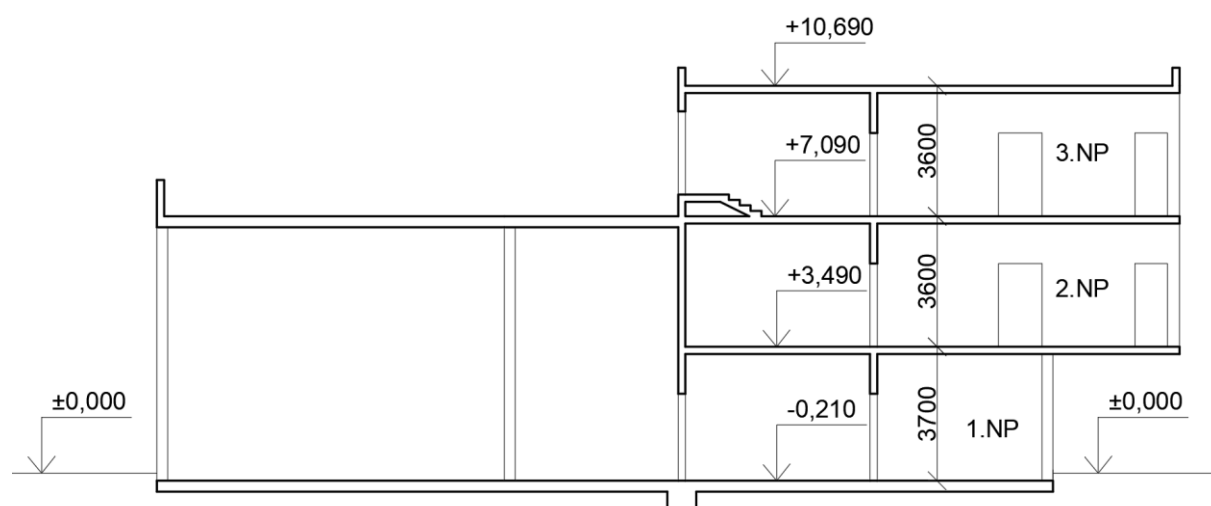
- Konstruktivní výška podlaží: 3,6 m
- Účel využití podlaží: kanceláře, sociální zázemí, dílna, pochozí střecha
- Vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická deska
- Svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny a sloupy

Řez A-A':



Obrázek 4 – Konstrukční schéma: Řez A-A'

Řez B-B':



Obrázek 5 – Konstrukční schéma: Řez B-B'

1.2 Použité materiály

- beton: suterénní stěny a základy: C 30/37 XC2 (CZ) - Cl 0,2 - Dmax 16 - S3
- ostatní nosné konstrukce: C 30/37 XC1 (CZ) - Cl 0,2 - Dmax 16 - S3
- použitá ocel: B 500 B

2 Přehled zatížení

2.1 Stálá zatížení

2.1.1 Nosné konstrukce

- vlastní tíha nosných prvků viz. kapitola 3: předběžný návrh prvků

2.1.2 Podlahy

Tabulka 1 – Skladba podlahy v sociálních zařízeních a kuchyni ve 2. a 3. NP

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Ker.dlažba + lepidlo	15	2800	0,42
betonová mazanina + kari síť	45	2200	0,99
separační folie	-	-	-
izolace Polyfon T3500	50	15	0,01
			1,42

Tabulka 2 – Skladba podlahy v zasedací místnosti a chodbách ve 2. a 3. NP

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
PVC + lepidlo	6	1200	0,07
samonivelační stěrka	5	2400	0,12
betonová mazanina + kari síť	49	2200	1,08
separační folie	-	-	-
izolace Polyfon T3500	50	15	0,01
			1,28

Tabulka 3 – Skladba podlahy v kancelářích ve 2. a 3. NP

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
dubová podlaha + lepidlo	14	700	0,10
betonová mazanina + kari síť	41	2200	0,90
separační folie	-	-	-
izolace Polyfon T3500	50	15	0,01
			1,01

Tabulka 4 – skladba podlahy ve skladu

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
protiskluzový epoxidový nátěr	1	2300	0,02
samonivelační stěrka	5	2400	0,12
betonová mazanina + kari síť	60	2200	1,32
separační folie	-	-	-
izolace Polyfon T3500	150	15	0,02
			1,49

Tabulka 5 – skladba podlahy v sociálních zařízeních v 1. NP

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Ker.dlažba + lepidlo	15	2800	0,42
betonová mazanina + kari síť	45	2200	0,99
separační folie	-	-	-
izolace Polyfon T3500	150	15	0,02
			1,43

Tabulka 6 – skladba podlahy v obchodě, chodbách a v technické místnosti v 1. NP

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
PVC + lepidlo	6	1200	0,07
samonivelační stěrka	5	2400	0,12
betonová mazanina + kari síť	49	2200	1,08
separační folie	-	-	-
izolace Polyfon T3500	150	15	0,02
			1,29

Souhrn zatížení podlahou:

- V 1. NP jsou navrženy podlahy, jejichž hodnotu zatížení lze sjednotit pro jednoduchost výpočtu: **Uvažována jednotná vlastní tíha podlah v 1.NP: g_k=1,5kN/m²**
- Ve 2. a 3. NP jsou navrženy podlahy, jejichž hodnotu zatížení lze sjednotit pro jednoduchost výpočtu: **Uvažována jednotná vlastní tíha podlah ve 2. a 3.NP: g_k=1,42kN/m²**

2.1.3 Střešní pláště

- Střešní pláště A – pochozí střecha (maximální zatížení)

Tabulka 7 – Skladba střešního pláště A na pochozí střeše (maximální zatížení)

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
betonová dlažba	50	2300	1,15
Asfaltový pás x2	-	-	-
EPS 250 - 450 mm	450	20	0,09
			1,24

Tabulka 8 – skladba střešního pláště A na pochozí střeše (minimální zatížení)

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
betonová dlažba	50	2300	1,15
Asfaltový pás x2	-	-	-
EPS 250 - 450 mm	250	20	0,05
			1,20

Tabulka 9 – skladba zelené střechy (maximální zatížení)

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
vegetace (tráva)	100	-	0,01
intenzivní střešní substrát 150-350 mm	350	1560	5,46
drenážní nopová folie	-	-	-
ochranná textilie	-	-	-
asfaltový pás	-	-	-
EPS 250 - 450 mm	250	20	0,05
			5,52

Tabulka 10 – skladba zelené střechy (minimální zatížení)

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
vegetace (tráva)	100	-	0,01
intenzivní střešní substrát 150-350 mm	150	1560	2,34
drenážní nopová folie	-	-	-
ochranná textilie	-	-	-
asfaltový pás	-	-	-
EPS 250 - 450 mm	450	20	0,09
			2,44

Tabulka 11 – skladba nepochozí střechy

	tl. [mm]	obj. tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Asfaltový pás x2	-	-	-
EPS 250 - 350 mm	350	20	0,07
			0,07

Souhrn zatížení střešním pláštěm pro pochozí střechu, jejichž hodnotu lze sjednotit, neboť v návrhu není jasně určeno, kde se budou vyskytovat dané skladby:

Uvažována jednotná vlastní tíha pochozího střešního pláště: $g_k=5,52\text{kN/m}^2$

Souhrn zatížení střešním pláštěm pro nepochozí střechu:

Uvažována vlastní tíha nepochozího střešního pláště: $g_k=0,07\text{kN/m}^2$

2.1.4 Obvodový plášť

Nosnou vrstvu obvodového pláště objektu tvoří železobetonové stěny a lehký obvodový plášť.

Zatížení železobetonových stěn viz předběžný návrh prvků, kapitola 3.3.1 a 3.3.2

Zatížení lehkým obvodovým pláštěm:

- vlastní tíha lehkého obvodového pláště: $g_{0,LOP} = 0,80 \text{ kN/m}^2$

Uvažována vlastní tíha lehkého obvodového pláště $g_{0,LOP} = 0,80 \text{ kN/m}^2$

Na obvodových železobetonových stěnách bude použit kontaktní zateplovací systém s tepelnou izolací (stabilizovaný pěnový polystyren) tl. 200 mm:

- vlastní tíha tepelné izolace: $g_{0,EPS} = g_{EPS} * t = 0,35 * 0,2 = 0,07 \text{ kN/m}^2$

Vlastní tíhu zateplovacího systému lze zanedbat

2.1.5 Příčky

V budově jsou umístěny ve všech podlažích umístěny sádkartonové příčky na kovovém roštu, tl. 100 mm.

- Plošná hmotnost příčky: 25 kg/m^2

- Světlá výška místnosti: 3,1 m

- Vlastní tíha příčky: $g_k = 25 * 0,01 * 3,1 = 1,55 \text{ kN/m}$

Pro přemístitelné příčky s vlastní tíhou < 1 kN/m lze uvažovat náhradní rovnoměrné zatížení stropní konstrukce $g_k=0,5 \text{ kN/m}^2$

V zasedacích místnostech a v kancelářích ve 2. NP a 3.NP jsou umístěné skleněné příčky na kovovém roštu, tl. 80 mm (2x skleněná tabule 10 mm)

- Plošná hmotnost příčky: 50 kg/m^2

- Světlá výška místnosti: 3,1 m

- Vlastní tíha příčky: $g_k = 50 * 0,01 * 3,1 = 1,55 \text{ kN/m}$

Pro skleněné příčky uvažováno zatížení stropní konstrukce $g_k=1,55 \text{ kN/m}$

2.1.6 Schodišťové stupně

Schody 1.NP a 2.NP

- Konstrukční výška podlaží: 3,6 m
- Počet stupňů v podlaží: 2x 10
- Šířka schod. Stupně: 270 mm
- Výška schod. Stupně: 180 mm
- **Náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:**
- $$g_k = \frac{1}{2} * 0,18 * 25 = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

2.2 Proměnné zatížení

2.2.1 Zatížení užité

- 1.NP sklad, obchod – kategorie D
$$q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$
- 1.NP, 2. NP a 3. NP kancelářské plochy – kategorie B
$$q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$$
- 2.NP a 3. NP zasedací místnosti, pochozí střecha – kategorie C1
$$q_k = 3 \text{ kN/m}^2$$
- Schodiště – kategorie A
$$q_k = 3 \text{ kN/m}^2$$
- Nepochozí střecha – kategorie H
$$q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

Vzhledem k počtu podlaží není potřeba redukovat velikost užitého zatížení

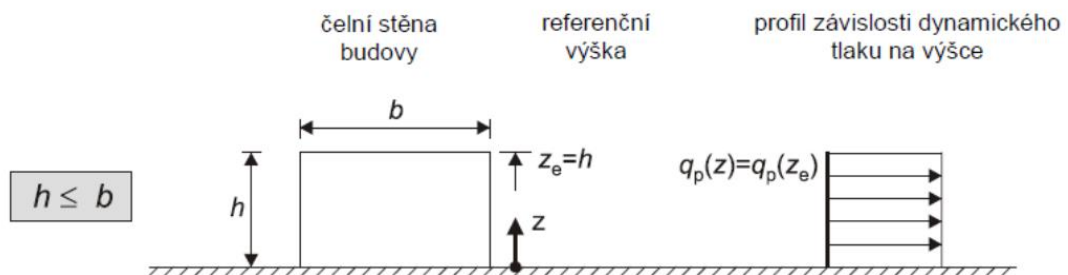
2.2.2 Zatížení sněhem

- Plochá střecha: $\alpha < 30^\circ$ tvarový součinitel: $\mu = 0,8$
- Součinitel expozice: $C_e = 1$
- Součinitel tepla: $C_t = 1$
- Sněhová oblast III, Litomyšl → charakteristické zatížení sněhem: $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Průměrné zatížení sněhem: $s = \mu * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1 * 1 * 1,5 = 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

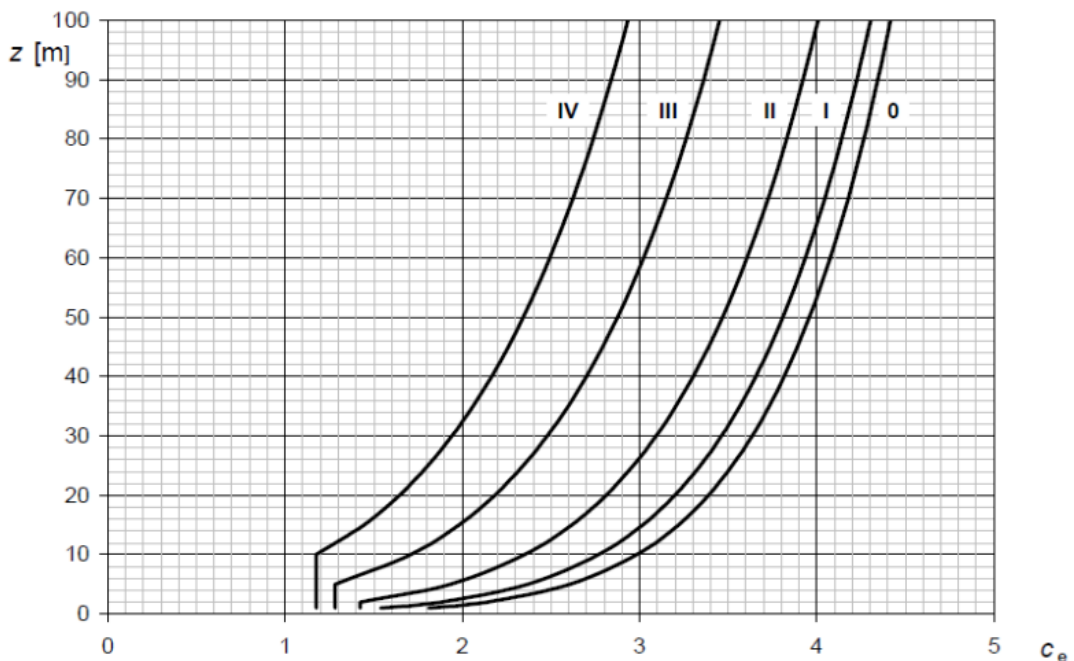
Jelikož je zatížení od sněhu větší než zatížení užité na nepochozí střeše, lze na této části střechy uvažovat pouze zatížení sněhem.

2.2.3 Zatížení větrem

- Oblast II, Litomyšl → základní rychlost větru $v_b=25$ m/s
- Průměrná rychlost větru: $q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 = \frac{1}{2} * 1,25 * 25^2 = 0,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Kategorie terénu III – plocha rovnoměrně pokrytá vegetací, budovami a překážkami
- Výška atiky nad terénem: $h = 11$ m < 24 m → $z = h = 11$ m



Obrázek 6 – tlak větru v závislosti na výšce objektu [4]



Obrázek 7 – součinitel expozice c_e [4]

- Součinitel expozice $c_e(z) = 1,75$
- U Zatížení větrem bude hrát rozhodující roli tlak na návětrné straně objektu (oblast D) a sání na závětrné straně (oblast E). Výsledný součinitel lze sečíst z těchto dvou hodnot a uvažovat ho u výpočtu.

- Délka obvodové stěny: příčný směr: $d = 26,8 \text{ m} \rightarrow h/d = 0,41$
 podélný směr: $d = 28,25 \text{ m} \rightarrow h/d = 0,39$

Tabulka 12 – Součinitel vnějšího tlaku

Oblast	D	E
Příčný směr	0,75	-0,41
Podélný směr	0,75	-0,4

- Součinitel vnějšího tlaku: $c_{pe} = 0,75 + 0,41 = 1,16$
- **Charakteristická hodnota zatížení větrem:**
- $w_k = q_b * c_e(z) * c_{pe} = 0,39 * 1,75 * 1,16 = 0,79 \text{ kN/m}^2$

2.2.4 Zatížení seismicitou

V oblasti města Litomyšl se nevyskytuje žádné seismické zatížení

$$q_{seis} = 0 * g = 0 \text{ m/s}^2$$

3 Předběžný návrh a posouzení nosných prvků

3.1 Stropní deska

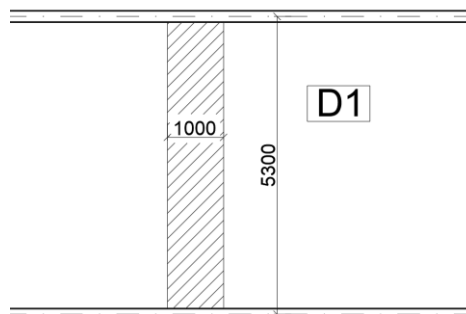
Stropní desky budou provedeny v celém objektu jako monolitické, železobetonové.

Vzhledem k rozdílnému rozpětí i zatížení administrativní a skladové části budou stropy navrženy ve dvou rozdílných tloušťkách.

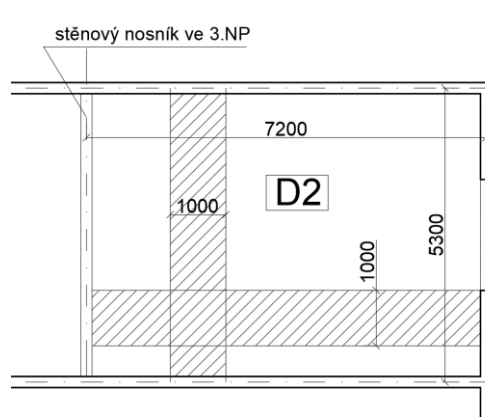
- Beton C30/37 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$

3.1.1 Administrativní část budovy

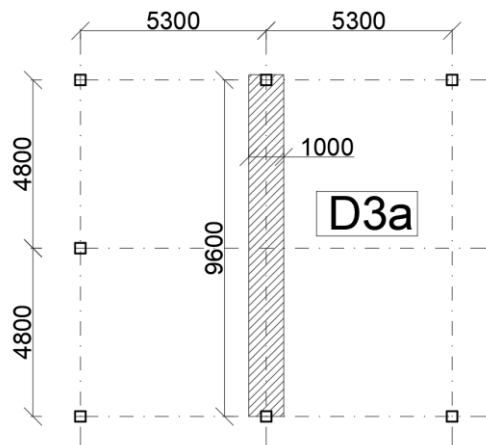
Schémata konstrukcí:



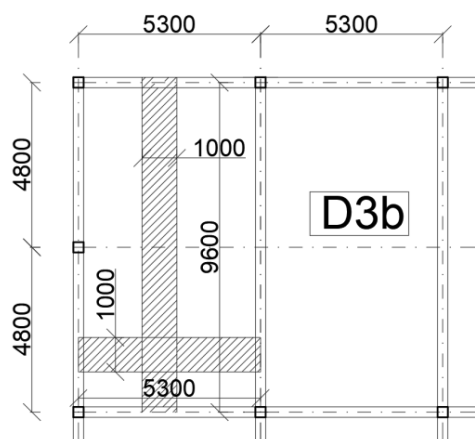
Obrázek 8 – Schéma desky 1



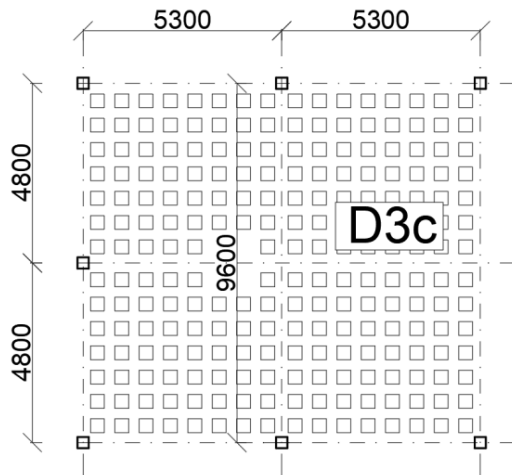
Obrázek 9 – Schéma desky 2



Obrázek 10 – Schéma desky 3A



Obrázek 11 – Schéma desky 3B



Obrázek 12 – Schéma desky 3C

(stropní deska D3 je navržena ve 3 variantách)

- Návrh na základě splnění podmínky ohybové štíhlosti desky:

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{d,tab} \rightarrow d \geq \frac{L}{\lambda_d}$$

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1$ rozhodující rozpětí desky ($L < 7$ m); pro desku D3a je $\kappa_{c2} = 0,73$

$\kappa_{c3} = 1,2$ odhad součinitele napětí tahové výztuže

předpokládaný stupeň vyztužení desek $r \leq 0,5\%$

předpokládaný profil výztuže: 10 mm

předpokládané krytí výztuže: 20 mm

Tabulka 13 – Návrh tloušťky desky podle ohybové štíhlosti

typ podepření	L [m]	$\lambda_{d,tab}$	λ_d	d [mm]	h_d [mm]
jednosměrně pnutá deska (D1)	5,3	26	31,2	170	200
po obvodě podepřená (D2)	5,3	30,8	36,96	143	173
lokálně podepřená deska (D3a)	9,6	24,6	21,55	445	475
po obvodě podepřená (D3b)	5,3	30,8	36,96	143	173
lokálně podepřená deska vylehčená (D3c)				-	

- Empirický návrh tloušťky desky:

jednosměrně pnutá železobetonová deska, $L=5,3$ m (D1)

$$h_d \geq \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25} \right) * L = \left(\frac{1}{30} \sim \frac{1}{25} \right) * 5300 = 177 \sim 212 \text{ mm}$$

po obvodě podepřená deska 5,3 x 7 m (D2)

$$h_d \geq \frac{1}{75} * (L_x + L_y) = \frac{1}{75} * (5300 + 7000) = 164 \text{ mm}$$

lokálně podepřená deska 5,3 x 9,6 m (D3a)

$$h_d \geq \frac{1}{33} * L = \frac{1}{33} * 9600 = 290 \text{ mm}$$

po obvodě podepřená deska 5,3 x 9,6 m (D3b)

$$h_d \geq \frac{1}{75} * (L_x + L_y) = \frac{1}{75} * (5300 + 9600) = 200 \text{ mm}$$

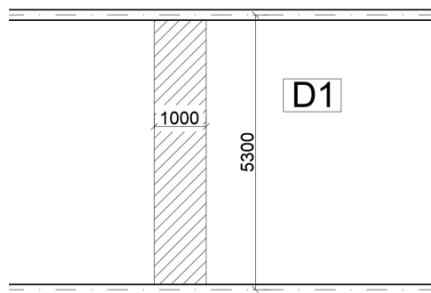
Návrh: deska v administrativní části budovy: $h_d = 220 \text{ mm}$

deska nad skladem: $h_{d,a} = 480 \text{ mm}$

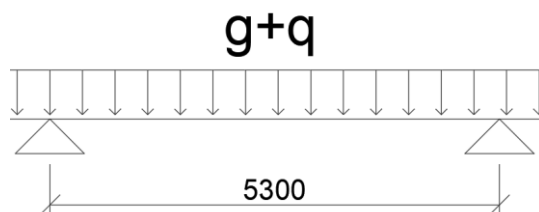
$h_{d,b} = 220 \text{ mm}$

Ověření desek z hlediska únosnosti v ohybu:

Stropní deska D1 – jednosměrně pnutá:



Obrázek 13 – Schéma zatěžovací plochy desky 1



Obrázek 14 – Schéma zatížení desky 1

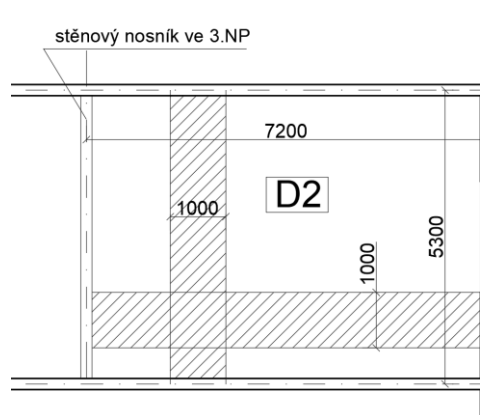
Tabulka 14 – Zatížení desky 1

	f_k [kN/m ²]	γ_F	f_d [kN/m ²]	
ŽB deska, tl. 220 mm	0,22 * 25	5,5	1,35	7,425
podlaha		1,42	1,35	1,917
přemístitelné přičky		0,5	1,35	0,675
užitné zat. - kanceláře		2,5	1,5	3,75
			$(g+q)_d =$	13,767

- maximální návrhový moment D1

$$m_{ED,1} = \frac{1}{12} (g + q)_d * L^2 = \frac{1}{12} 13,767 * 5,3^2 = 32,23 \frac{kNm}{m}$$

Stropní deska D2 – po obvodě podepřená:



Obrázek 15 – Schéma zatěžovací plochy desky 2

Tabulka 15 – Zatížení desky 2

	f_k [kN/m ²]	γ_F	f_d [kN/m ²]	
ŽB deska, tl. 220 mm	0,22 * 25	5,5	1,35	7,425
podlaha (střešní plášť)		5,52	1,35	7,452
užitné zatížení		3	1,5	4,5
sníh		0,6	1,5	0,9
			$(g+q)_d =$	20,277

*zatížení od sněhu stanoveno na $\frac{1}{2} * s$, neboť je uvažováno využívání pochozí střechy ke shromažďování lidí i v případě, že se sníh bude na střeše částečně vyskytovat. (Tento koeficient zatížení sněhem bude použit i při dalších výpočtech)

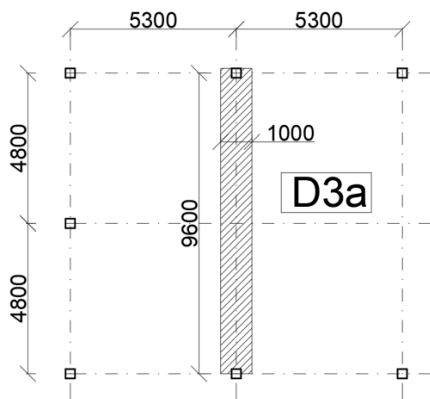
- maximální návrhový moment:

$$m_{0,1} = (g + q)_d * L_x^2 = 21,177 * 5,3^2 = 595 \frac{kNm}{m}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{7,2}{5,3} = 1,36 \rightarrow \beta = 0,036$$

$$m_{ED} = \beta * m_{0,1} = 0,036 * 595 = 21,42 \frac{kNm}{m}$$

Stropní deska D3a – lokálně podepřená:



Obrázek 16 – Schéma zatěžovací plochy desky 3a

Tabulka 16 – Zatížení desky 3a

	f_k [kN/m ²]	γ_F	f_d [kN/m ²]
ŽB deska, tl. 480 mm	0,48 * 25	1,35	16,2
podlaha (střešní plášť)	5,52	1,35	7,452
užitné zatížení	3	1,5	4,5
sníh	0,6	1,5	0,9
			(g+q)_d = 29,052

- max. součtový moment:

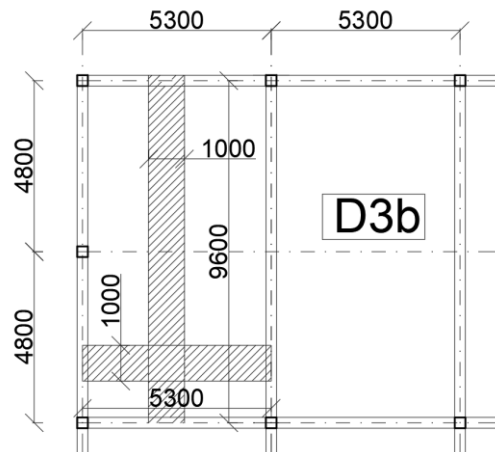
$$M_{tot} = \frac{1}{8} (g + q)_d * L_y * L_{n,x}^2 = \frac{1}{8} 30 * 5,3 * (9,6 - 0,3)^2 = 1720 kNm$$

- šířka sloupového pruhu: $b_{sloup,pruh} = 2,65$ m

- max. návrhový moment → vnitřní podpora, sloupový pruh desky D2:

$$m_{Ed} = \frac{M_{tot} * \gamma * \omega}{b_{sloup,pruh}} = \frac{1720 * 0,65 * 0,75}{2,65} = 316 \frac{kNm}{m}$$

Stropní deska D3b – po obvodě podepřená:



Obrázek 17 – Schéma zatěžovací plochy desky 3b

Tabulka 17 – Tabulka zatížení desky 3b

	f_k [kN/m ²]	γ_F	f_d [kN/m ²]	
ŽB deska, tl. 220 mm	0,22 * 25	5,5	1,35	7,425
podlaha (střešní plášť)		5,52	1,35	7,452
užitné zatížení		3	1,5	4,5
sníh		0,6	1,5	0,9
				$(g+q)_d = 20,277$

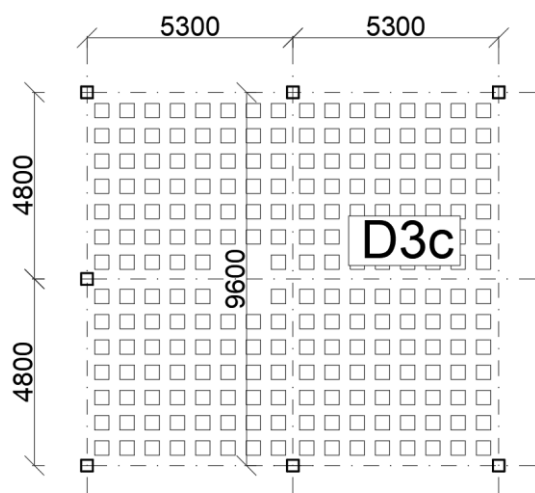
- maximální návrhový moment:

$$m_{0,1} = (g + q)_d * L_x^2 = 21,177 * 5,3^2 = 595 \frac{kNm}{m}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{9,6}{5,3} = 1,8 \rightarrow \beta = 0,067$$

$$m_{ED} = \beta * m_{0,1} = 0,067 * 595 = 39,9 \frac{kNm}{m}$$

Stropní deska D3c – lokálně podepřená/ vylehčená:



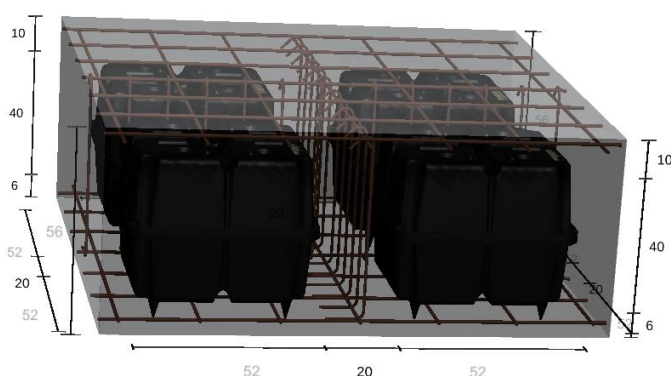
Obrázek 18 – Schéma zatěžovací plochy desky 3c

Tabulka 18 – Zatížení desky 3c bez vlastní tíhy

	f_k [kN/m ²]	γ_F	f_d [kN/m ²]
podlaha (střešní plášť)	5,52	1,35	7,452
užitné zatížení	3	1,5	4,5
sníh	0,6	1,5	0,9
			$(g+q)_d = 12,852$

Vylehčené stropní desky DALIFORM mají tabulkové únosnosti pouze na běžné zatížení (500 kg/m²) a jelikož zatížení této desky je výrazně větší (především kvůli zelené střeše), je potřeba využít softwaru U-BOOT daliform software. [14]

K návrhu geometrie stropu je využitý návrh desky D3a, kde software přepočítá ekvivalentní tloušťku vylehčeného stropu na plnou stropní desku. Podrobné posouzení vylehčeného stropu včetně navržené výztuže lze přes 3D model a U-BOOT daliform software [14].

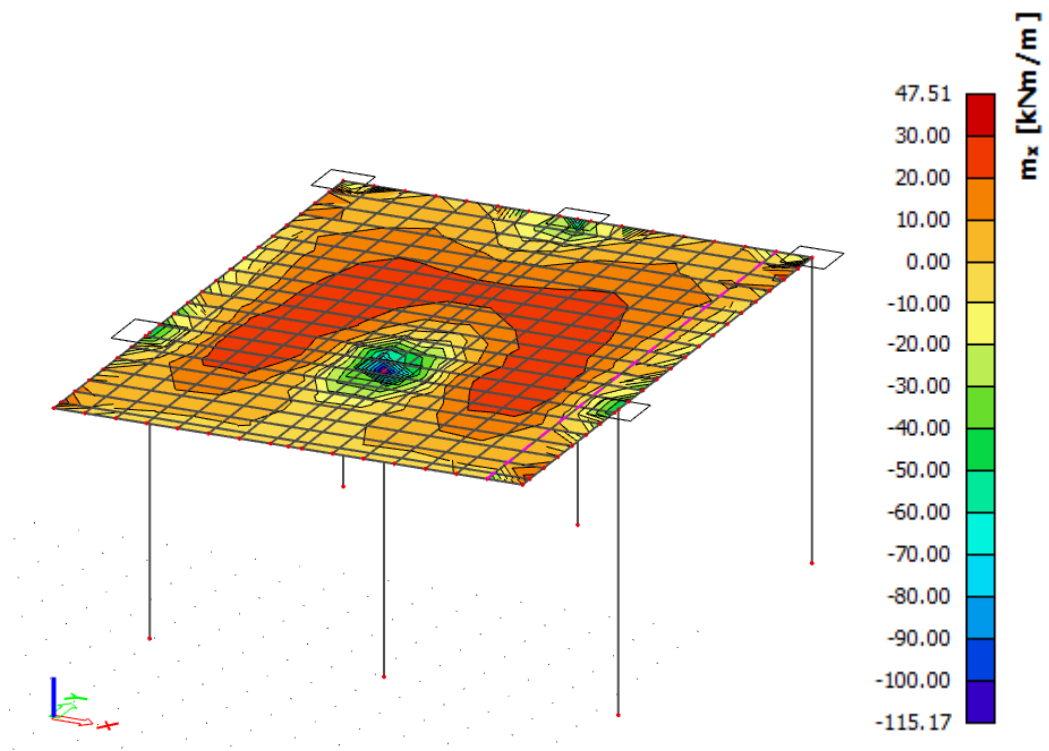


Obrázek 19 – Schéma uložení vylehčovacích prvků U-BOOT do stropní konstrukce

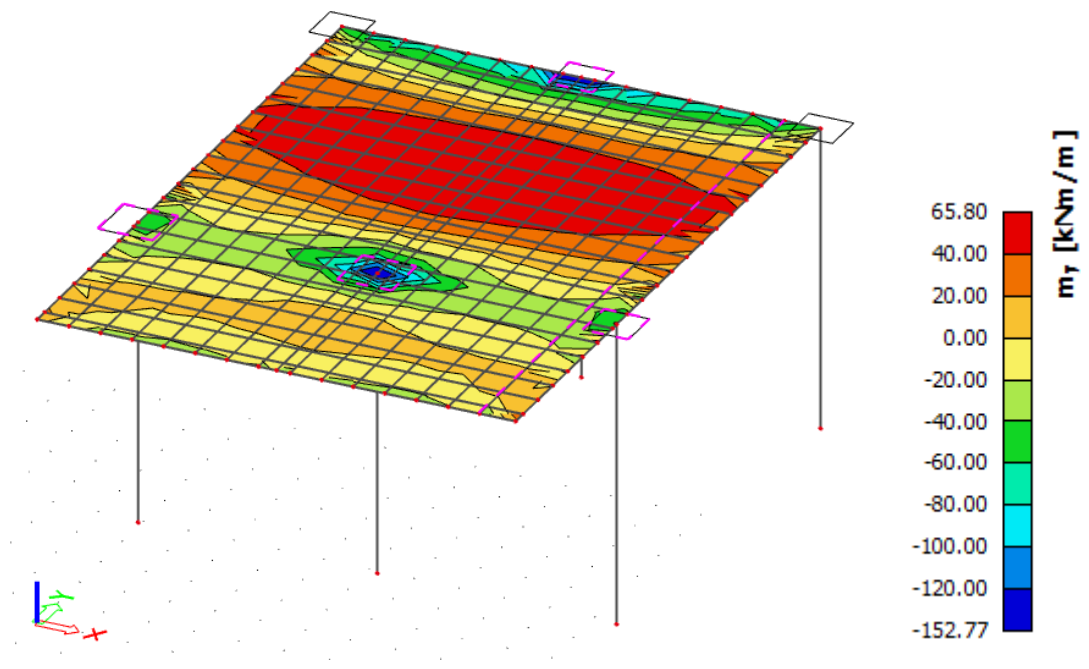
Tabulka 19 – Charakteristiky navrženého vylehčeného stropu

U-Boot Beton® Slab characteristic OUTPUT		
Total height	Ht (cm)	56
Voided slab inertia	cm ⁴ /m	1095293
Full concrete inertia with same thickness	cm ⁴ /m	1463467
Equivalent full concrete slab thickness loss		9.24 %
Equivalent full concrete slab thickness	cm	50.8
Voided slab concrete volume	m ³ /m ²	0.408
U-Boot Beton® voided slab incidence	pcs/m ²	1.93
Voided slab weight	G1 (kN/m ²)	10.0
Full concrete weight with same thickness	G2 (kN/m ²)	13.7
Weight loss	% P	27 %
Inertia loss	% I	25 %
Cross-Section area loss	% A	48 %
FEM Model modifiers for Shell with same thickness		
Inertia modifiers i11, i22		0.75
Shear stiffness modifiers t13, t23		0.52
Weight modifier		0.73

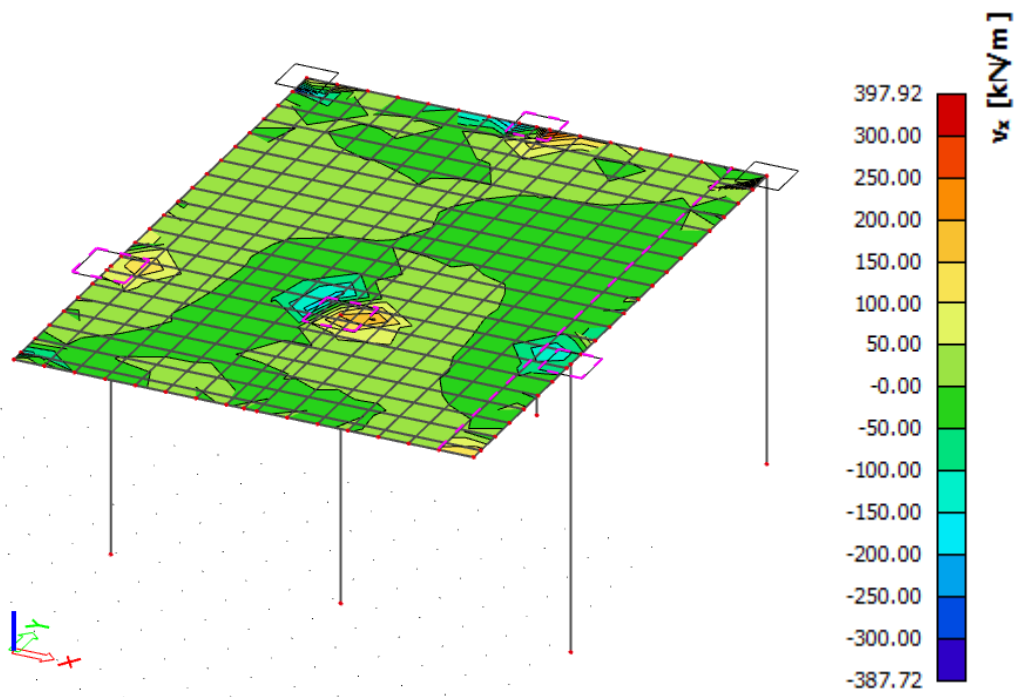
Výpočet vnitřních sil pomocí zjednodušeného 3D modelu:



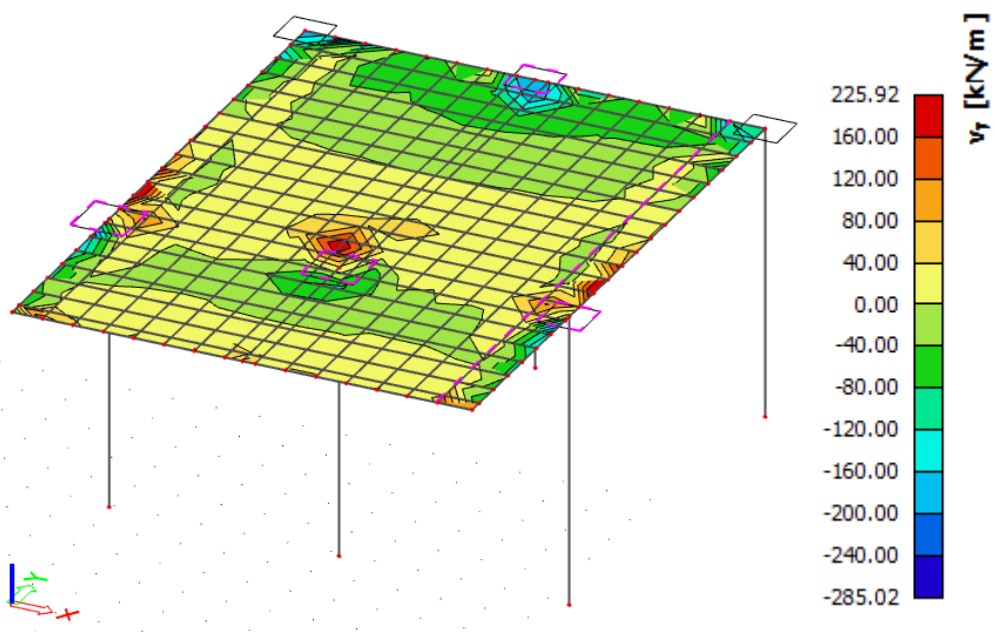
Obrázek 20 – Momenty m_x ve stropní konstrukci 3c



Obrázek 21 – Momenty m_y ve stropní konstrukci 3c



Obrázek 22 – Posouvající síla v_x ve stropní konstrukci 3c



Obrázek 23 – Posouvající síla v_y ve stropní konstrukci 3c

Posudek a návrh výztuže ve specializovaném programu na vylehčené stropy od firmy Daliform:

Tabulka 20 – Parametry stropní konstrukce 3c

U-Boot Beton® !			
Lower slab thickness	S_l	[cm]	6
Upper slab thickness	S_s	[cm]	10
U-Boot Beton® height	H_{ub}	[cm]	40
Rib width	b	[cm]	20
Height of the slab	b	[cm]	56

Tabulka 21 – Materiálové vlastnosti stropní konstrukce 3c

Concrete		Steel	
Class	C30/37	Class	B500
Slump	S5/S4	f_c [MPa]	550
$f_{ck,cube}$ [MPa]	37	f_{yk} [MPa]	500
f_{ck} [MPa]	30	f_{yd} [MPa]	434,78
f_{cd} [MPa]	17,00	E_s [MPa]	210.000
f_{ctm} [MPa]	2,90		
$f_{ctk 0,05}$ [MPa]	2,03		
E_{cm} [MPa]	32.837		

Tabulka 22 – Ohybové vyztužení stropní konstrukce 3c

Type of integration	No. of Reinf.	ULS with only base reinf / ULS with base and integrative reinf.	Reinforcement		
			ϕ (mm)	n^*	A_s (cm ² /m)
		Positive Resistant Moment direction 1-1			
		ULS with only base reinforcement	6	5,00	1,41
Rib Only	2	ULS with base and int. reinforcement	8	2,78	2,81
		Positive Resistant Moment direction 2-2			
		ULS with only base reinforcement	6	5,00	1,41
Rib Only	2	ULS with base and int. reinforcement	10	2,78	3,60
		Negative Resistant Moment direction 1-1			
		ULS with only base reinforcement	6	5,00	1,41
Rib Only	3	ULS with base and int. reinforcement	12	4,17	6,13
		Negative Resistant Moment direction 2-2			
		ULS with only base reinforcement	6	5,00	1,41
Rib Only	3	ULS with base and int. reinforcement	14	4,17	7,83

Tabulka 23 – Smykové vyztužení stropní konstrukce 3c

Shear Reinforcement			
	ϕ (mm)	S (mm)	ΣA_{sw} (mm ²)
Shear Reinforcement	14	100	153,86

Tabulka 24 – Přehled návrhových sil stropní konstrukce 3c

Design Moment			
Positive 11 (XX)	$M^*_{sd,11}$	[kNm/m]	50,00
Positive 22 (YY)	$M^*_{sd,22}$	[kNm/m]	66,00
Negative 11 (XX)	$M^*_{sd,11}$	[kNm/m]	115,00
Negative 22 (YY)	$M^*_{sd,22}$	[kNm/m]	153,00
Design Shear			
Design Shear	V_{sd}	[kN/m]	400,00

Tabulka 25 – Momenty únosnosti pro vyztuženou stropní konstrukci 3c

Type of integration	No. of Reinf. in Ribs	ULS with only base reinf / ULS with base and integrative reinf.	Resistant Moment			Reinforcement				Concrete Cover Check
			M_x (kNm/m)	M_y (kNm)	x (mm)	c from axis (cm)	ϕ (mm)	n^*	A (cm ² /m)	
Positive Resistant Moment direction 1-1										
		ULS with only base reinf.	33,33	24,00	9,04	2,30	6	5,00	1,41	OK
Rib Only	2	ULS with base and int. reinf.	64,00	46,08	13,50	3,60	8	2,78	2,81	OK
Positive Resistant Moment direction 2-2										
		ULS with only base reinf.	33,33	24,00	9,04	2,90	6	5,00	1,41	OK
Rib Only	2	ULS with base and int. reinf.	80,32	57,83	16,01	4,50	10	2,78	3,60	OK
Negative Resistant Moment direction 1-1										
		ULS with only base reinf.	33,33	24,00	9,04	2,30	6	5,00	1,41	OK
Rib Only	3	ULS with base and int. reinf.	135,34	97,44	20,51	3,80	12	4,17	6,13	OK
Negative Resistant Moment direction 2-2										
		ULS with only base reinf.	33,33	24,00	9,04	2,90	6	5,00	1,41	OK
Rib Only	1	ULS with base and int. reinf.	168,03	120,98	25,93	5,10	14	4,17	7,83	OK

Tabulka 26 – Výpočet maximální posouvající síly vyztužené stropní konstrukce 3c

Shear resistance with shear reinforcement			
Compression strut angle	θ	38,85	deg
ctg of compression strut angle	$ctg(\theta)$	1,24	
Shear reinforcement area single stirrup	A_{sw}	153,86	mm ²
Shear reinforcement total area	ΣA_{sw}	153,86	mm ²
Coefficient v_1	v_1	0,50	
Design yield strength of shear reinforcement	f_{cd}	8,50	N/mm ²
Design value of the shear force which can be sustained by the yielding shear reinforcement	V_{Rsd}	403,88	kN
Design shear reinforcement of the member without shear reinforcement	V_{Rcd}	403,88	kN
Design shear resistance	V_{Rd}	403,88	kN
	$v_{rd,s}$	560,94	kN/m
	$v_{rd,s}$	57.200,38	Kg/m

Tabulka 27 – Porovnání zatížení stropní konstrukce 3c a maximálního možného zatížení s zadanou výztuží

Moment [kNm/m]					
$M_{sd,11}^+$	50,00	≤	$M_{rd,11}^+$	64	OK
$M_{sd,22}^+$	66,00	≤	$M_{rd,22}^+$	80	OK
$M_{sd,11}^-$	115,00	≤	$M_{rd,11}^-$	135	OK
$M_{sd,22}^-$	153,00	≤	$M_{rd,22}^-$	168	OK
Shear [kN/m]					
V_{sd}	400,00	≤	V_{rd}	561	OK

Desky D1, D2, D3a a D3b

- ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ :

- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$

- poměrná výška tlačené oblasti ξ z tabulek

- potřebná plocha výztuže: $a_{s,req} = \frac{0,8 \cdot b \cdot f \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$

- orientační stupeň vyztužení: $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d}$

Tabulka 28 – Ověření poměrné výšky tlačené oblasti a stupně vyztužení

	h_d [mm]	d [mm]	m_{Ed} [kNm/m]	μ	ξ	$A_{s,req}$ [mm ²]	ρ [%]
D1	220	190	32,23	0,045	0,051	356	0,19
D2	220	190	21,42	0,030	0,035	245	0,13
D3a	480	450	316	0,078	0,1	1655	0,37
D3b	220	190	39,9	0,055	0,07	489	0,26

- Desky vyhovují ($\xi < \xi_{opt} = (0,1 \sim 0,15)$ a $\rho < 0,005$)

Ověření části stropní desky D3a na protlačení:

- tl. desky: $h_d = 480$ mm \rightarrow odhad účinné výšky průřezu $d = \frac{d_x + d_y}{2} = 450$ mm

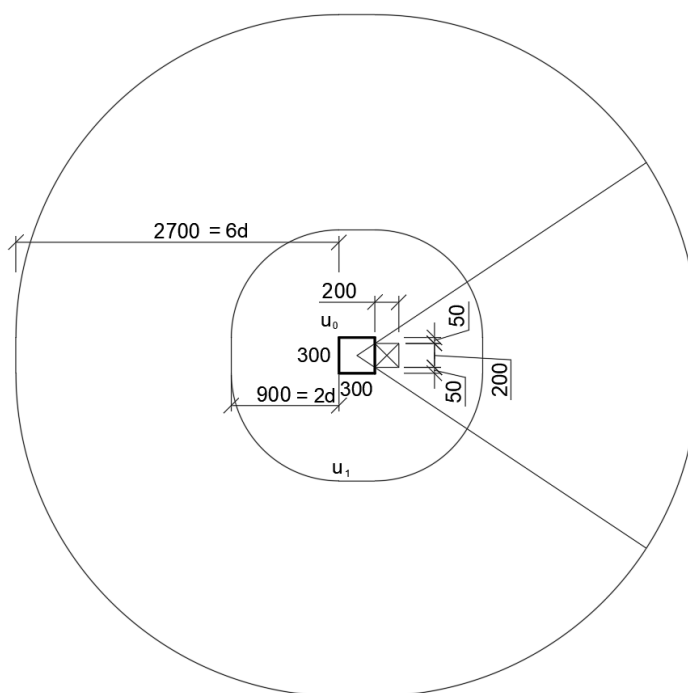
- předpokládané rozměry sloupu: 300 x 300 mm

- zatěžovací plocha sloupu: $A = 5,3 \cdot 9,575 = 50,75$ m²

- návrhové zatížení stropní desky: $(g+q)_d = 29,95$ kN/m²

- odhad max. posouvající síly v desce: $V_{Ed} = A \cdot (g + q)_d = 50,75 \cdot 29,95 = 1520$ kN

- Stanovení délky kontrolovaných obvodů se zohledněním všech prostupů do vzdálenosti $6d$ od líce sloupu



Obrázek 24 – Schéma kontrolovaných obvodů u_0 a u_1

- kontrolované obvody: $u_0 = 1000 \text{ mm}$

$u_1 = 5578 \text{ mm}$

- odhad součinitele β : $\beta = 1,2$

- účinek zatížení v kontr. obvodech: $v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,2 \cdot 1520 \cdot 10^3}{1000 \cdot 450} = 4,05 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,2 \cdot 1520 \cdot 10^3}{5578 \cdot 450} = 0,73 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- únosnost tlakové diagonály:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 = 4,22 \text{ MPa} > v_{Ed,0} = 4,05 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \dots \text{vyhovuje}$$

- smyková únosnost desky bez smykové výztuže:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

- odhad stupně vyztužení ohyb. výztuží: $\rho = 0,005$

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{450}}\right) \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} = 0,54 \text{ MPa}$$

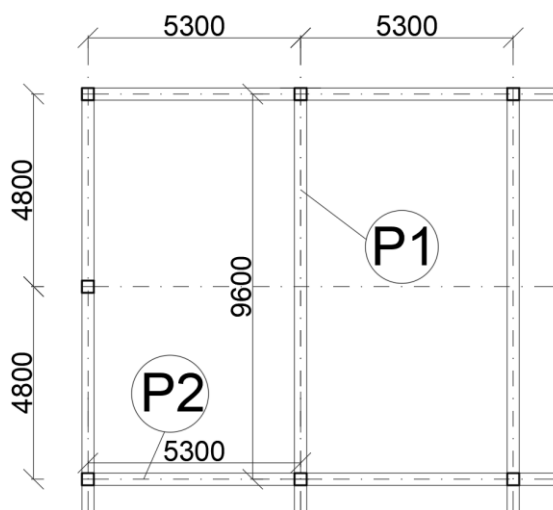
- $\alpha_{max} = 1,8$ odhad pro vyztužení proti protlačení třmínkovými lištami

$$\alpha_{max} * v_{Rd,c} = 1,8 * 0,54 = 0,97 \text{ MPa} > v_{Ed,1} = 0,73 \text{ MPa} \text{ Vyhovuje}$$

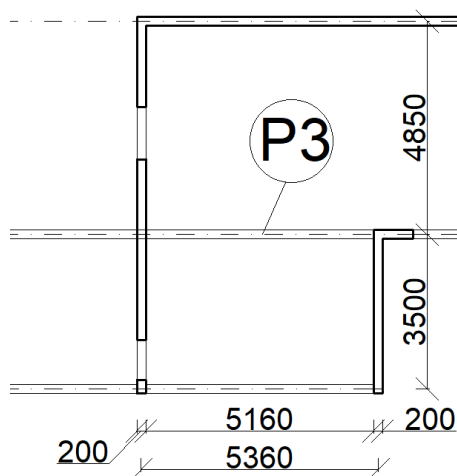
→ Navržené rozměry desek vyhovují

3.2 Železobetonové průvlaky

Návrh je proveden pro 2 nejvíce namáhané průvlaky stropní desky nad skladem a průvlaku ve vykonzolované části budovy:



Obrázek 25 – Schéma průvlaků P1 a P2



Obrázek 26 – Schéma průvlaku P3

- Průvlaky P1 a P2 jsou spojitě ŽB nosníky nad skladem. Jsou monoliticky spojeny s ŽB sloupy a mají rozpětí polí 5,3 a 9,6 m.
- Průvlak P3 je spojitý ŽB nosník v oblasti konzoy/schodiště. Je monoliticky spojen s ŽB sloupy a stěnami a má rozpětí 5,36 m. Na tento průvlak je požadavek, aby byl co nejnižší
- Empirický návrh rozměrů průvlaků:

$$h_{p,1} = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{10}\right) * L = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{10}\right) * 9600 = 800 \sim 960 \text{ mm}$$

$$h_{p,2} = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{10}\right) * L = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{10}\right) * 5300 = 442 \sim 530 \text{ mm}$$

$$h_{p,3} = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{10}\right) * L = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{10}\right) * 5360 = 447 \sim 536 \text{ mm}$$

$$b_{p,1} = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right) * h_{p,1} = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right) * 850 = 283 \sim 425 \text{ mm}$$

$$b_{p,2} = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right) * h_{p,2} = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right) * 500 = 167 \sim 250 \text{ mm}$$

$$b_{p,3} = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right) * h_{p,3} = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right) * 450 = 150 \sim 225 \text{ mm}$$

- Kvůli šířce sloupů ($b = 300 \text{ mm}$), bude kvůli technologii provádění a estetice průvlak 2 rozšířen na $b_{p,2} = 300 \text{ mm}$

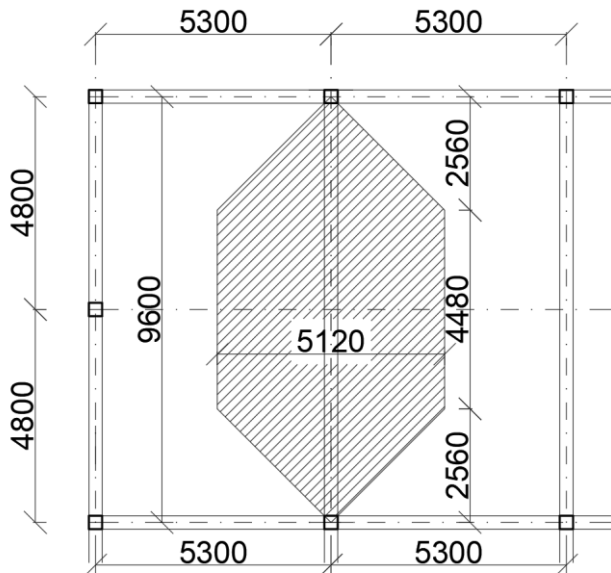
Návrh: průvlak P1: $h_{p,1} = 850 \text{ mm}$ $b_{p,1} = 300 \text{ mm}$

průvlak P2: $h_{p,2} = 500 \text{ mm}$ $b_{p,2} = 300 \text{ mm}$

průvlak P3: $h_{p,3} = 450 \text{ mm}$ $b_{p,3} = 200 \text{ mm}$

Ověření průvlaků z hlediska únosnosti v ohybu:

Průvlak P1:



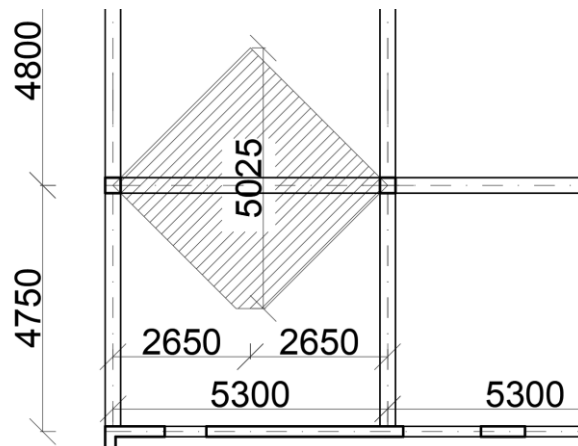
Obrázek 27 – Zatěžovací plocha průvlaku P1

- náhradní zatěžovací šířka obrazce desky: 5,3 m

Tabulka 29 – Zatížení průvlaku 1

		f_k [kN/m ²]	γ_F	f_d [kN/m ²]
ŽB deska, tl. 220 mm	0,22 * 25 * 5,3 m	29,15	1,35	39,35
ŽB trám, 300x850 mm	(0,85-0,22) * 25 * 0,3 m	4,73	1,35	6,38
podlaha (zelená střecha)	5,52 * 5,3 m	29,26	1,35	39,50
užitné zatížení	3 * 5,3 m	15,90	1,50	23,85
sníh	0,6 * 5,3 m	3,18	1,50	4,77
(g+q)_d =				113,85

Průvlak P2:



Obrázek 28 – Zatěžovací plocha průvlaku P2

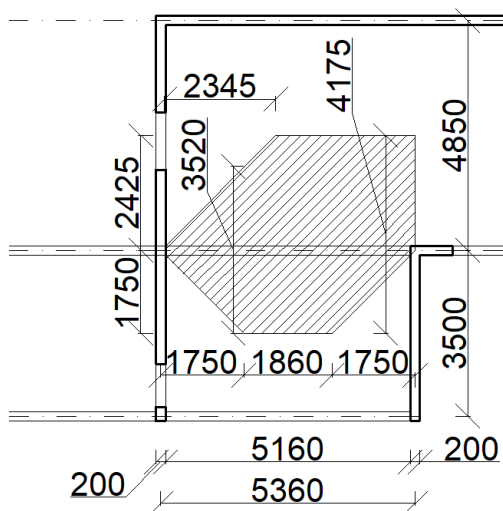
Tabulka 30 – Zatížení průvlaku P2 náhradní zatěžovací šířkou obrazce desky: 5,025 m

		f_k [kN/m ²]	γ_F	f_d [kN/m ²]
ŽB deska, tl. 220 mm	0,22 * 25 * 5,025 m	27,64	1,35	37,31
ŽB trám, 300x500 mm	(0,5-0,22) * 25 * 0,3 m	2,10	1,35	2,84
podlaha (zelená střecha)	5,52 * 5,025 m	27,74	1,35	37,45
užitné zatížení	3 * 5,025 m	15,08	1,50	22,61
sníh	0,6 * 5,025 m	3,02	1,50	4,52
(g+q)_d =				104,73

Tabulka 31 – Zatížení průvlaku P2 náhradní zatěžovací šířkou obrazce desky: 4,75 m

		f_k [kN/m ²]	γ_F	f_d [kN/m ²]
ŽB deska, tl. 220 mm	0,22 * 25 * 4,75 m	26,13	1,35	35,27
ŽB trám, 300x500 mm	(0,5-0,22) * 25 * 0,3 m	2,10	1,35	2,84
podlaha (zelená střecha)	5,52 * 4,75 m	26,22	1,35	35,40
užitné zatížení	3 * 4,75 m	14,25	1,50	21,38
sníh	0,6 * 4,75 m	2,85	1,50	4,28
(g+q)_d =				99,15

Průvlak P3:



Obrázek 29 – Zatěžovací plocha průvlastu P3

Tabulka 32 – Zatížení průvlastu P3 náhradní zatěžovací šířkou obrazce desky: 4,175 m

		f_k [kN/m]	γ_F	f_d [kN/m]
ŽB deska, tl. 220 mm	$0,22 * 25 * 4,175$ m	22,96	1,35	31,00
ŽB trám, 200x450 mm	$(0,45-0,22) * 25 * 0,2$ m	1,15	1,35	1,55
podlaha	$1,5 * 4,175$ m	6,26	1,35	8,45
užitné zatížení	$3 * 4,175$ m	12,53	1,50	18,79
$(g+q)_d =$				59,79

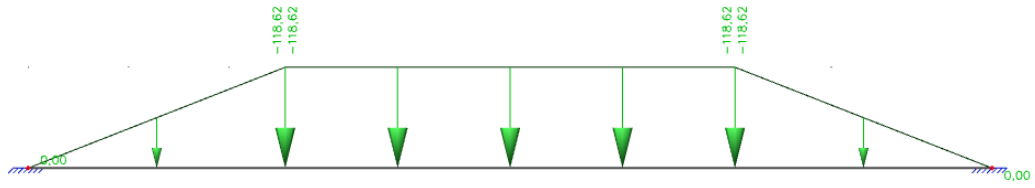
Tabulka 33 – Zatížení průvlastu P3 náhradní zatěžovací šířkou obrazce desky: 3,52 m

		f_k [kN/m]	γ_F	f_d [kN/m]
ŽB deska, tl. 220 mm	$0,22 * 25 * 3,52$ m	19,36	1,35	26,14
ŽB trám, 200x450 mm	$(0,45-0,22) * 25 * 0,2$ m	1,15	1,35	1,55
podlaha	$1,5 * 3,52$ m	5,28	1,35	7,13
užitné zatížení	$3 * 3,52$ m	10,56	1,50	15,84
$(g+q)_d =$				50,66

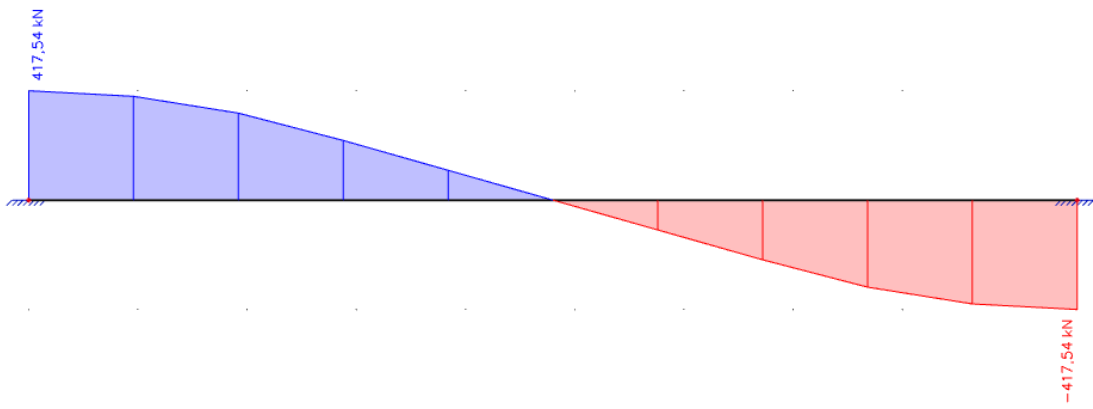
Tabulka 34 – Zatížení průvlastu P3 náhradní zatěžovací šířkou obrazce desky: 2,425 m

		f_k [kN/m]	γ_F	f_d [kN/m]
ŽB deska, tl. 220 mm	$0,22 * 25 * 2,425$ m	13,34	1,35	18,01
ŽB trám, 200x450 mm	$(0,45-0,22) * 25 * 0,2$ m	1,15	1,35	1,55
podlaha	$1,5 * 2,425$ m	3,64	1,35	4,91
užitné zatížení	$3 * 2,425$ m	7,28	1,50	10,91
$(g+q)_d =$				35,38

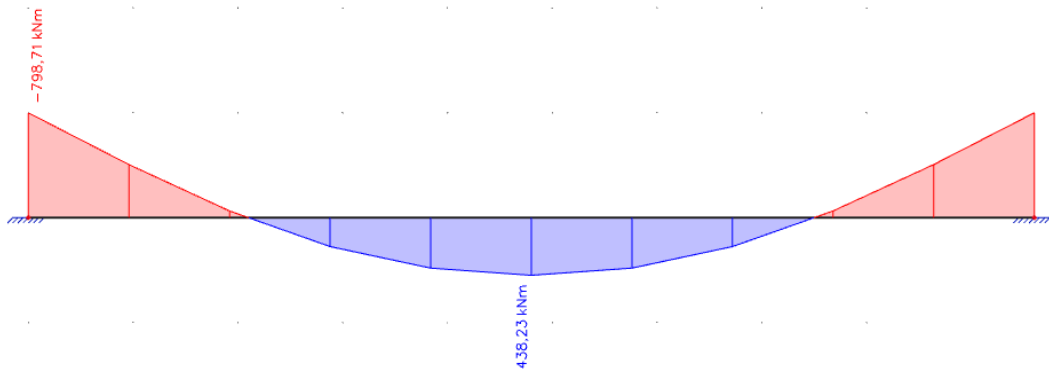
Výpočet vnitřních sil:



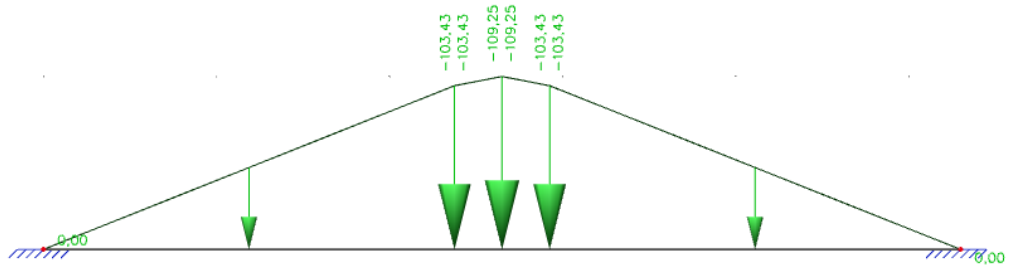
Obrázek 30 – Schéma zatížení průvlaku P1



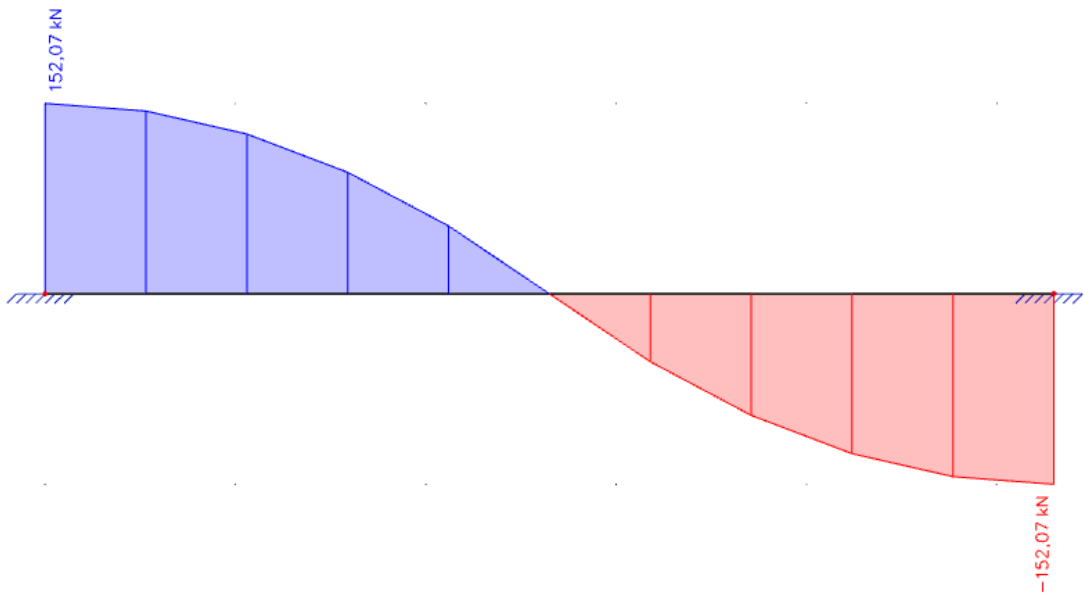
Obrázek 31 – Posouvající síla v průvlaku P1



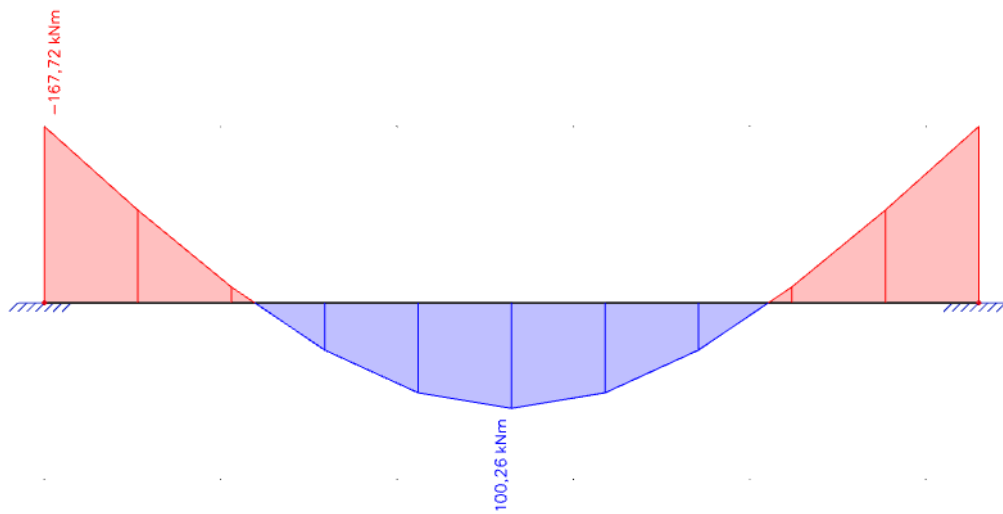
Obrázek 32 – Ohybový moment v průvlaku P1



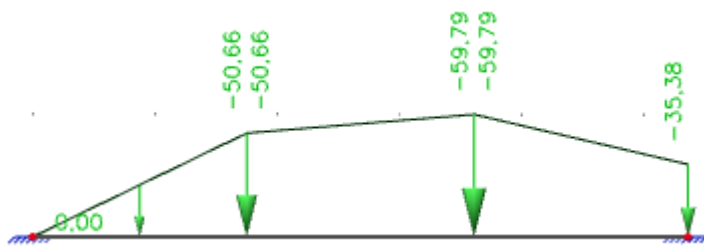
Obrázek 33 – Schéma zatížení průvlaku P2



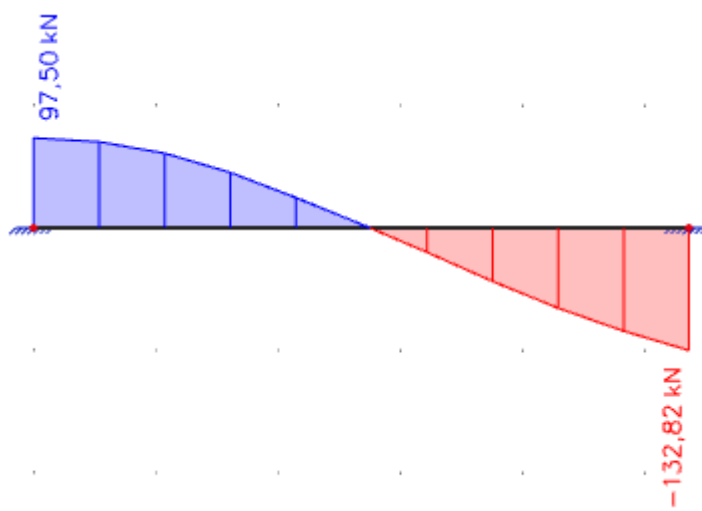
Obrázek 34 – Posouvající síla v průvlaku P2



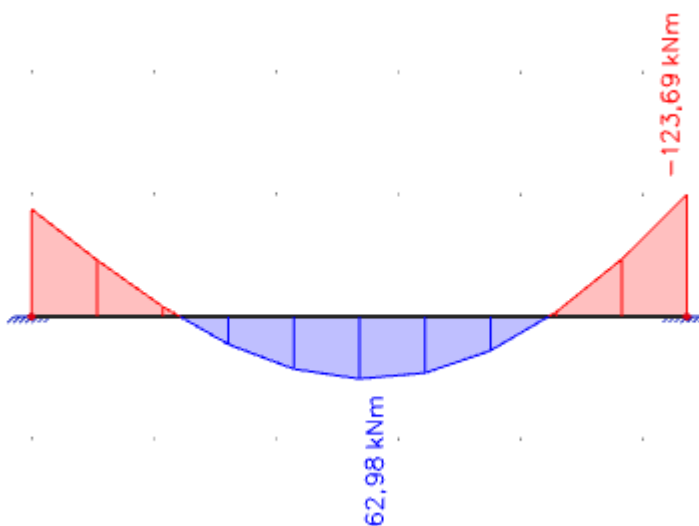
Obrázek 35 – Ohybový moment v průvlaku P2



Obrázek 36 – Schéma zatížení průvlaku P3



Obrázek 37 – Posouvající síla v průvlaku P3



Obrázek 38 – Ohybový moment v průvlaku P3

- Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ

Tabulka 35 – Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ průvlaků P1, P2 a P3

	h_p [mm]	L_p [mm]	M_{Ed} [kNm/m]	μ	ξ	$A_{s,req}$ [mm ²]	ρ [%]
P1	850	9600	800	0,196	0,274	2494,3	1,01
P2	500	5300	170	0,126	0,169	885,8	0,62
P3	450	5360	124	0,172	0,237	741,0	0,87

- Průvlaky vyhovují ($\xi < \xi_{max} = 0,45$ a $\rho \sim 1\%$)
- Ověření průvlaků z hlediska únosnosti ve smyku:
- únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Rd,max} = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} * b_w * z * \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \geq V_{Ed,max}$$

Tabulka 36 – Ověření průvlaků z hlediska únosnosti ve smyku

	h_p [mm]	L_p [mm]	$V_{ed,max}$ [kN]	$z = 0,9 d$	$\cot \theta$	$V_{Rd,max}$ [kN]
P1	850	9600	420	742,500	1,500	1085,6
P2	500	5300	152	427,500	1,500	625,1
P3	450	5360	133	382,500	1,500	372,8

- Ověření ohybové štíhlosti průvlaků:

$$\lambda = \frac{L}{d} = \frac{9600}{800} = 12 \leq \lambda_d = \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{d,tab} = 1 * 0,73 * 1 * 19,5 = 14,2$$

→ Navržené rozměry průvlaků vyhovují

3.3 Svislé nosné konstrukce

V 1. a 2. NP jsou navrženy vnitřní a obvodové ŽB sloupy a stěny.

Ve 3. NP jsou navrženy vnitřní a obvodové ŽB stěny.

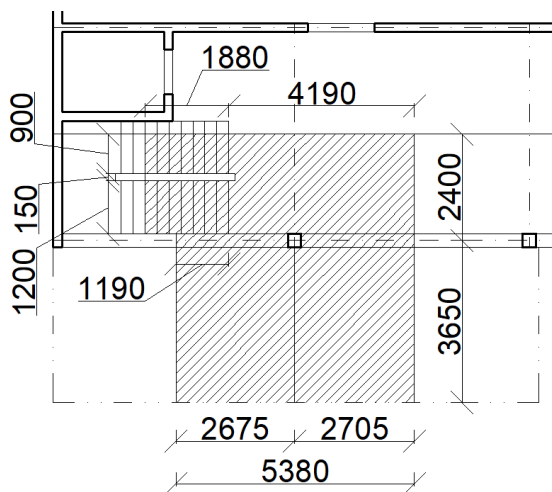
3.3.1 ŽB stěny

Železobetonové nosné stěny jsou navrženy v tl. 200 mm – únosnost není potřeba prokazovat

3.3.2 ŽB sloupy

Vnitřní ŽB sloupy v administrativní část budově (S1) a skladu (S2) – návrh proveden na tlak v patě sloupu

Sloup S1:



Obrázek 39 – Zatěžovací plocha sloupu S1

- zatěžovací plocha (bez schodiště): $A_{zat} = 5,38 * 3,65 + 4,19 * 2,4 = 30 \text{ m}^2$
- zatěžovací plocha (schodiště): $A_{schod} = 1880 * 2100 / \cos 33,7$
- výška sloupů: $3,6 - 0,22 - 0,23 = 3,15 \text{ m}$

Tabulka 37 – Zatížení sloupu S1

	počet	výpočet	char. Zat. [kN]	γ_F	návrh. Zat. [kN]
ŽB stropní deska	3	3*30*5,5	495,00	1,35	668,25
ŽB stěna	2	2*3,38*6,05*0,2*25	204,49	1,35	276,06
ŽB sloup	1	3,15*0,3*0,3*25	7,09	1,35	9,57
ŽB průvlak 1.NP	1	0,3*5,38*0,23*25	9,28	1,35	12,53
ŽB průvlak 2.a 3.NP	2	2*0,2*5,38*0,23*25	12,37	1,35	16,70
podlaha	2	2*30*1,5	90,00	1,35	121,50
podlaha (střecha)	1	30*0,07	2,10	1,35	2,84
Σ stálé					1107,45
užitné	2	2*30*3	180,00	1,50	270,00
sníh	1	30*1,2	36,00	1,50	54,00
Σ užitné					324,00
Σ celkem				$N_{ED,max} =$	1431,45
	počet	výpočet	char. Zat. [kN]	γ_F	návrh. Zat. [kN]
ŽB deska	2	2*(1,88/cos(33,7))*2,1*4,5	42,71	1,35	57,66
ŽB stupně	6,7*2	2*6,7*0,27*0,18*2,1*25/2	17,10	1,35	23,08
Σ stálé					80,74
užitné	1	2*(1,88/cos(33,7))*2,1*3	28,47	1,50	42,71
Σ užitné					42,71
Σ celkem				$N_{ED,max} =$	123,44

Celkové zatížení: $N_{Ed} = 1431,5 + 123,44 = 1555 \text{ kN}$

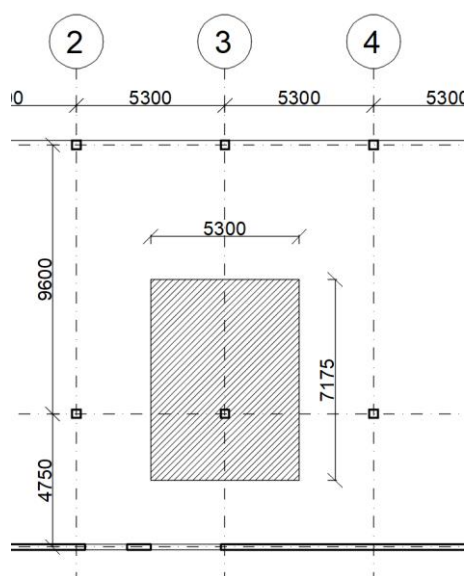
- Normálová únosnost sloupu

$$N_{Rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} + A_s * \sigma_s > N_{Ed,max}$$

$$N_{Rd} = 0,8 * 0,09 * 20 + 0,09 * 0,02 * 400 = 2160 \text{ kN} > 1555 \text{ kN}$$

→ Navržený rozměr sloupu lze akceptovat z hlediska ohybového momentu i štíhlosti (dostatečná rezerva)

Sloup S2a:



Obrázek 40 – Zatěžovací plocha sloupu S2a

- zatěžovací plocha: $A_{zat}=5,3 * 7,175 = 38,03 \text{ m}^2$
- výška sloupů: $7,3 - 0,48 = 6,82 \text{ m}$

Tabulka 38 – Zatížení sloupu S2a

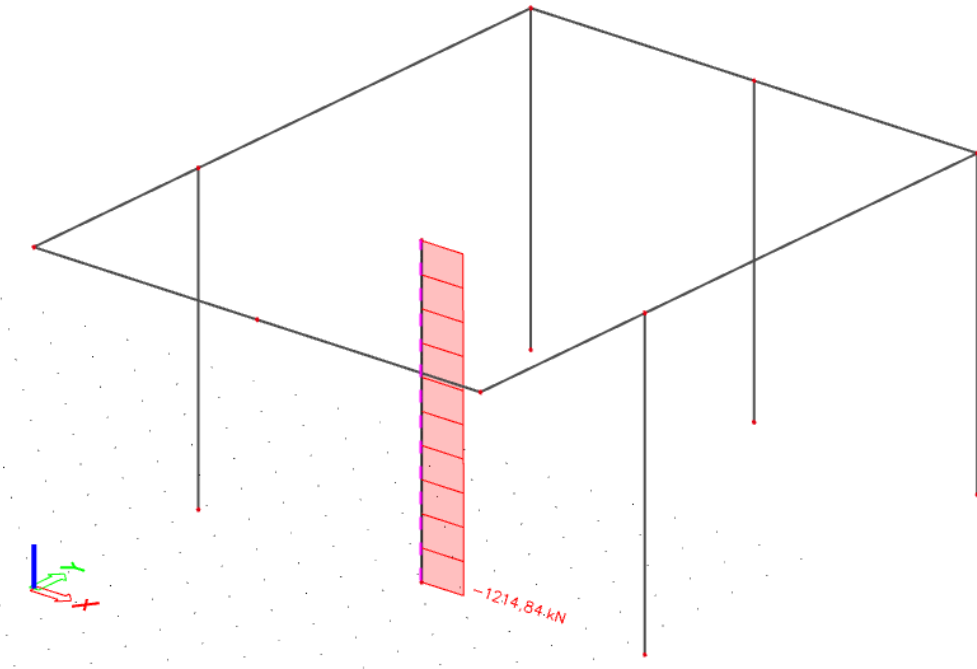
	počet	výpočet	char. Zat. [kN]	γ_F	návrh. Zat. [kN]
ŽB stropní deska	1	$38,03*12$	456,36	1,35	616,09
ŽB sloup		$6,82*0,3*0,3*25$	15,35	1,35	20,72
podlaha (střecha)	1	$38,03*5,52$	209,93	1,35	283,40
Σ stálé					920,20
užitné	1	$38,03*3$	114,09	1,50	171,14
sníh	1	$38,03*0,6$	22,82	1,50	34,23
Σ užitné					205,36
Σ celkem				$N_{ED,max} =$	1125,56

- Normálová únosnost sloupu

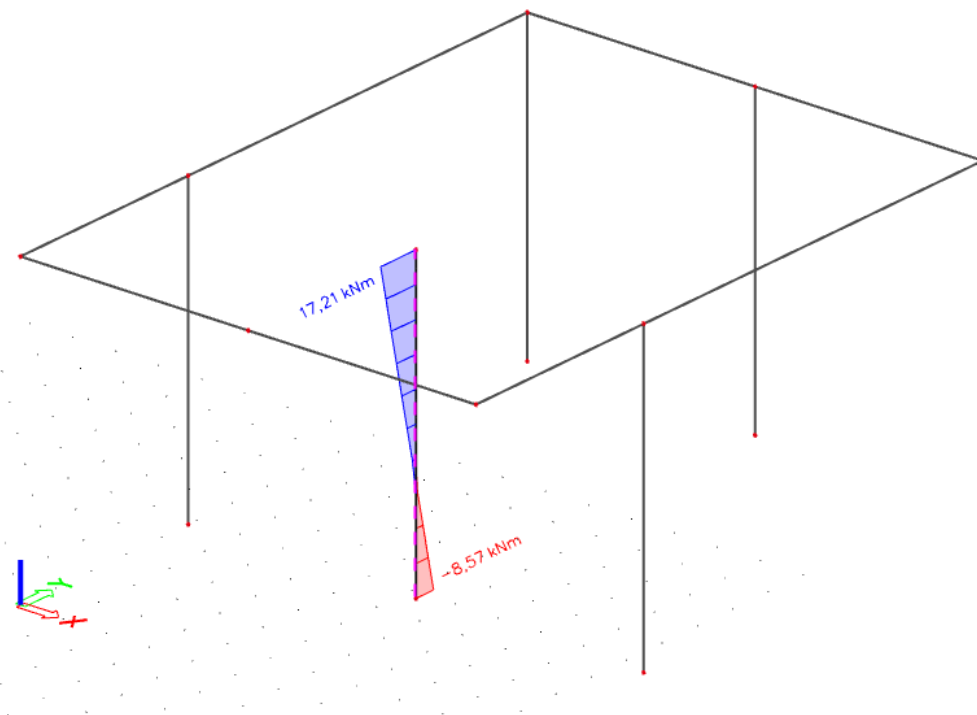
$$N_{Rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} + A_s * \sigma_s > N_{Ed,max}$$

$$N_{Rd} = 0,8 * 0,09 * 20 + 0,09 * 0,02 * 400 = 2160 \text{ kN} > 1127,58 \text{ kN}$$

- Ověření štíhlosti sloupu:



Obrázek 41 – Normálová síla ve sloupu S2a



Obrázek 42 – Ohybový moment ve sloupu S2a

Vnitřní síly se liší od ručního výpočtu z důvodu rozdílných zatěžovacích ploch (krajní sloup bude přebírat menší zatížení, kvůli menší tuhosti), dále uvažováno s $N_{Ed,max} = 1215 \text{ kN}$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

$$\frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A_c}}} \leq \min \left(\frac{20 * A * B * C}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}}}}; 75 \right)$$

l_0 vzpěrná délka sloupu = $0,8 * 6,82 = 5,46$ m

I moment setrvačnosti = $1/12 * b^4 = 675\,000\,000$ mm⁴

Koeficienty A,B,C:

A vliv dotvarování = 0,8

B vliv stupně vyztužení = 1,1

C vliv ohybových momentů:

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 + 0,5 = 2,2$$

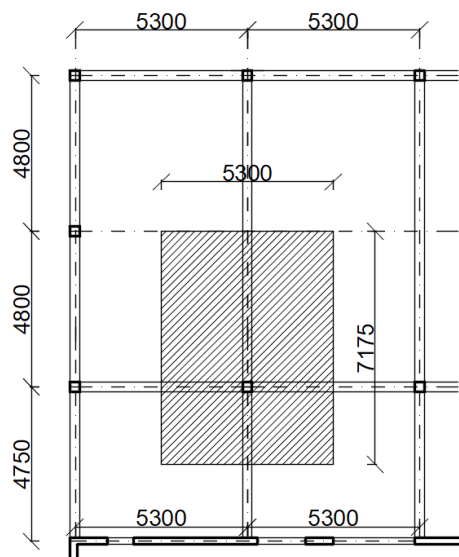
$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = -0,5$$

$$\frac{5,46}{\sqrt{\frac{0,000675}{0,09}}} \leq \min \left(\frac{20 * 0,8 * 1,1 * 2,2}{\sqrt{\frac{1215}{0,09 * 20000}}}; 75 \right)$$

$$63 \leq \min(47,1, 75)$$

→ nutno uvažovat účinky II. řádu

Sloup S2b:



Obrázek 43 – Zatěžovací plocha sloupu S2b

- zatěžovací plocha: $A_{zat}=5,3 * 7,175 = 38,03 \text{ m}^2$
- výška sloupů: $7,3 - 0,85 = 6,45 \text{ m}$

Tabulka 39 – Zatížení sloupu S2b

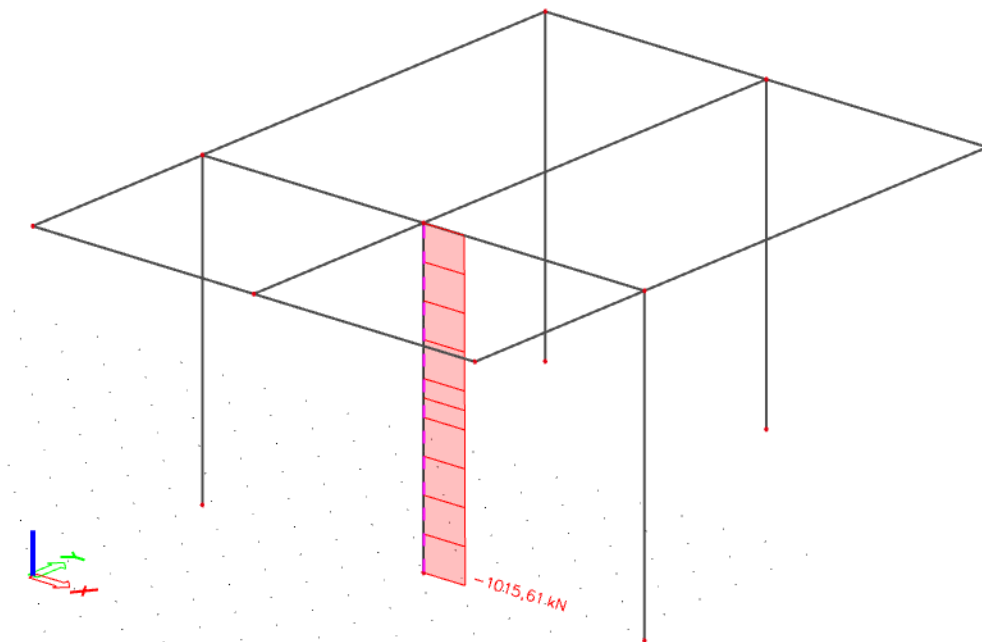
	počet	výpočet	char. Zat. [kN]	γ_F	návrh. Zat. [kN]
ŽB stropní deska	1	$38,03*5,5$	209,17	1,35	282,37
ŽB průvlak	1	$(6,875+5)*0,3*(0,85-0,22)*25$	56,11	1,35	75,75
ŽB sloup		$6,45*0,3*0,3*25$	14,51	1,35	19,59
podlaha (střecha)	1	$38,03*5,52$	209,93	1,35	283,40
Σ stálé					661,11
užitné	1	$38,03*3$	114,09	1,50	171,14
sníh	1	$38,03*0,6$	22,82	1,50	34,23
Σ užitné					205,36
Σ celkem				$N_{ED,max} =$	866,47

- Normálová únosnost sloupu

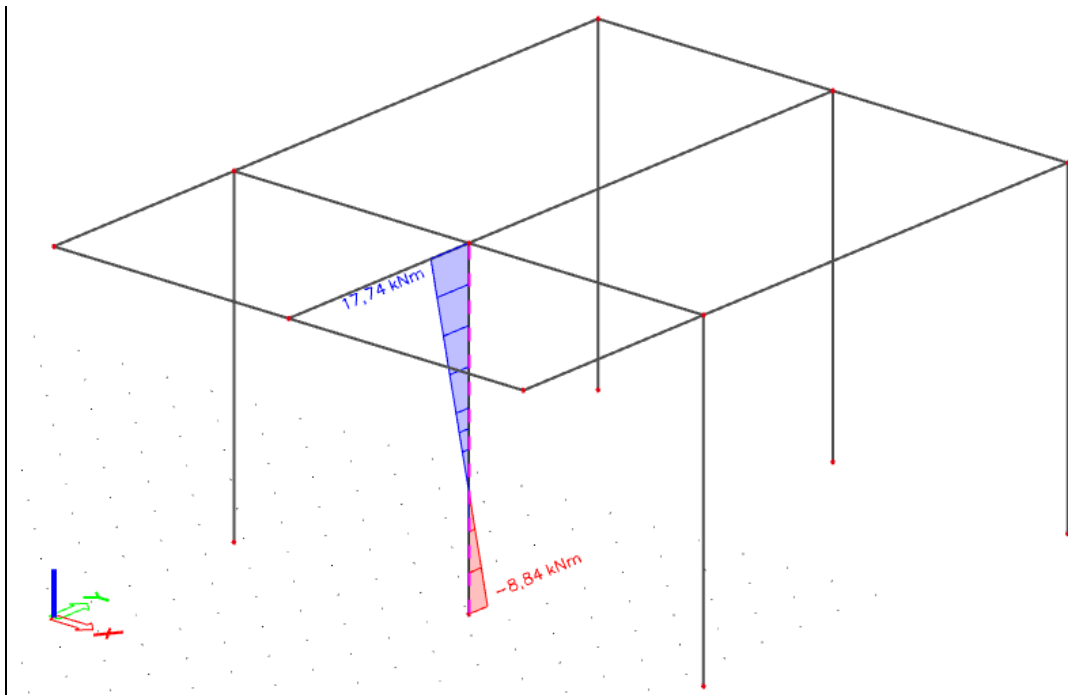
$$N_{Rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} + A_s * \sigma_s > N_{Ed,max}$$

$$N_{Rd} = 2160 \text{ kN} > 868,49 \text{ kN}$$

- Ověření štíhlosti sloupu:



Obrázek 44 – Normálová síla ve sloupu S2b



Obrázek 45 – Ohybový moment ve sloupu S2b

Vnitřní síly se liší od ručního výpočtu z důvodu rozdílných zatěžovacích ploch (krajní sloup bude přebírat menší zatížení, kvůli menší tuhosti), dále uvažováno s $N_{Ed,max} = 1016 \text{ kN}$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

$$\frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A_c}}} \leq \min \left(\frac{20 * A * B * C}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}}}}; 75 \right)$$

l_0 vzpěrná délka sloupu = $0,8 * 6,45 = 5,16 \text{ m}$

C vliv ohybových momentů:

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 + 0,5 = 2,2$$

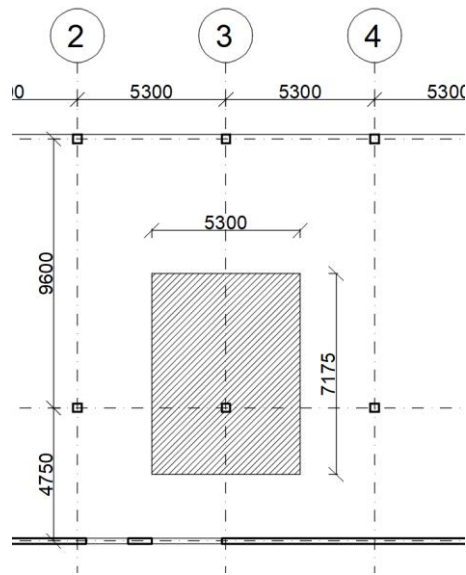
$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = -0,5$$

$$\frac{5,16}{\sqrt{\frac{0,000675}{0,09}}} \leq \min \left(\frac{20 * 0,8 * 1,1 * 2,2}{\sqrt{\frac{1016}{0,09 * 20000}}}; 75 \right)$$

$$59,6 \leq \min(54; 75)$$

→ nutno uvažovat účinky II. řádu

Sloup S2c (vylehčený strop):



Obrázek 46 – Zatěžovací plocha sloupu S2c

- zatěžovací plocha: $A_{zat}=5,3 * 7,175 = 38,03 \text{ m}^2$
- výška sloupů: $7,3 - 0,56 = 6,74 \text{ m}$

Tabulka 40 – Zatížení sloupu S2c

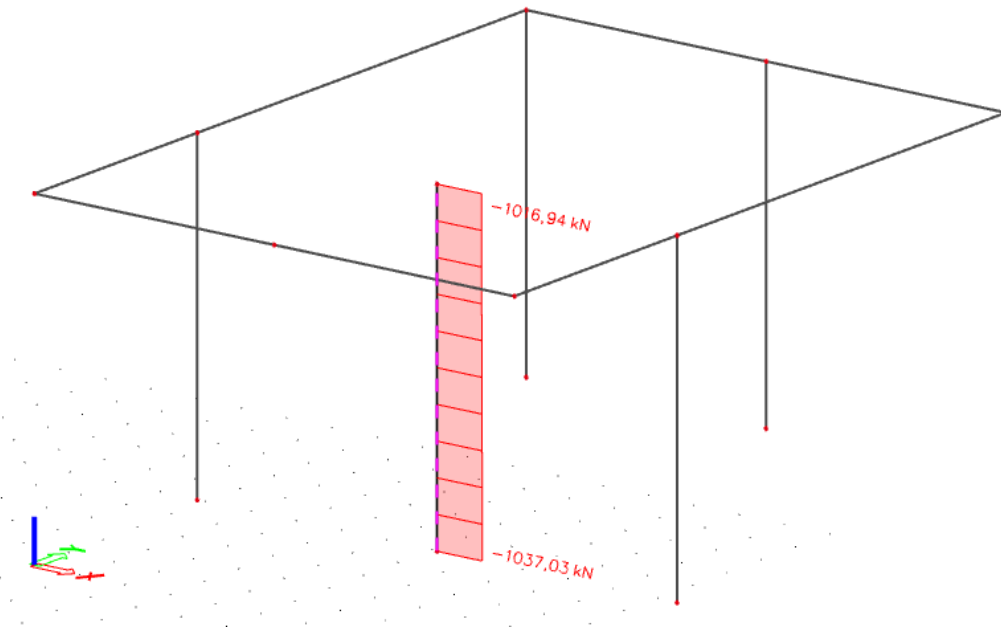
	počet	výpočet	char. Zat. [kN]	γ_F	návrh. Zat. [kN]
ŽB stropní deska	1	$38,03*10$	380,30	1,35	513,41
ŽB sloup		$6,74*0,3*0,3*25$	15,17	1,35	20,47
podlaha (střecha)	1	$38,03*5,52$	209,93	1,35	283,40
Σ stálé					817,28
užitné	1	$38,03*3$	114,09	1,50	171,14
sníh	1	$38,03*0,6$	22,82	1,50	34,23
Σ užitné					205,36
Σ celkem				$N_{ED,max} =$	1022,64

- Normálová únosnost sloupu

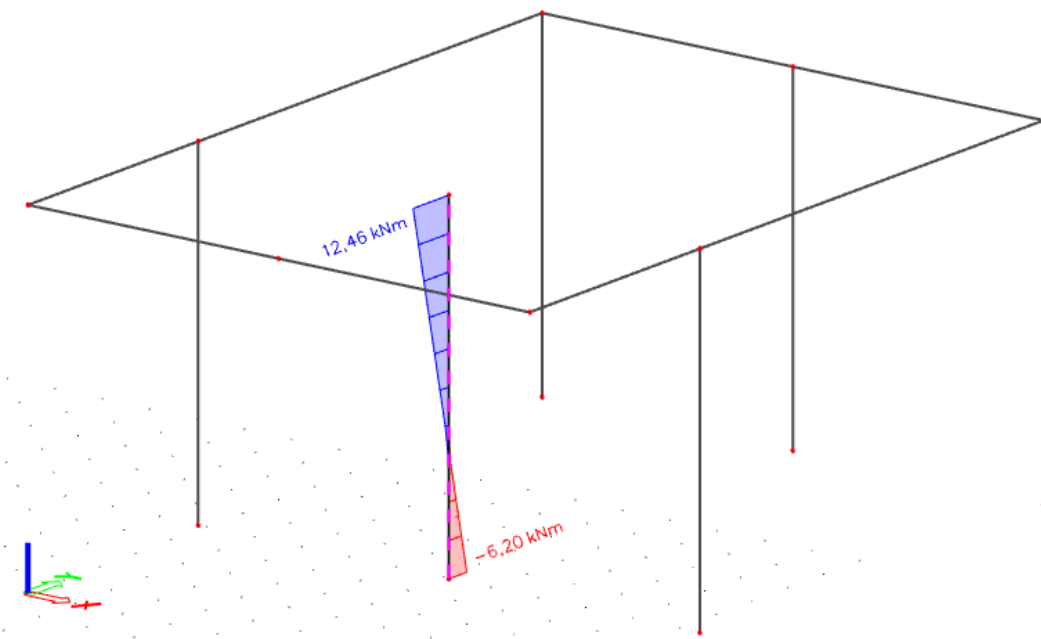
$$N_{Rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} + A_s * \sigma_s > N_{Ed,max}$$

$$N_{Rd} = 2160 \text{ kN} > 1024,65 \text{ kN}$$

- Ověření štíhlosti sloupu:



Obrázek 47 – Normálová síla ve sloupu S2c



Obrázek 48 – Ohybový moment ve sloupu S2c

Vnitřní síly se liší od ručního výpočtu z důvodu rozdílných zatěžovacích ploch (krajní sloup bude přebírat menší zatížení, kvůli menší tuhosti), dále uvažováno s $N_{Ed,max} = 1040 \text{ kN}$ (rozdíl oproti předchozím variantám není tak velký, jelikož deska o tloušťce 560 mm vykazuje dostatečnou tuhost, aby rozdělení zatížení do sloupů proběhlo dle očekávaných zatěžovacích ploch).

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

$$\frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A_c}}} \leq \min\left(\frac{20 * A * B * C}{\sqrt{A_c * f_{cd}}}, 75\right)$$

l_0 vzpěrná délka sloupu = $0,8 * 6,74 = 5,4$ m

C vliv ohybových momentů:

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 + 0,5 = 2,2$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = -0,5$$

$$\frac{5,4}{\sqrt{\frac{0,000675}{0,09}}} \leq \min\left(\frac{20 * 0,8 * 1,1 * 2,2}{\sqrt{0,09 * 20000}}; 75\right)$$

$$62,4 \leq \min(51, 75)$$

→ nutno uvažovat účinky II. řádu

→ podrobné posouzení nejvíce namáhaného sloupu = S2a

$$N_{Ed,max} = 1215 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,1}; M_{Ed,2}; M_{Ed,3})$$

$$M_{Ed,1} = M_{02}$$

$$M_{Ed,2} = M_{0e} + e_2 * N_{Ed}$$

$$M_{Ed,3} = M_{01} + 0,5 * e_2 * N_{Ed}$$

$$M_{01} = \min(|M_{top}|; |M_{bot}|) + e_0 * N_{Ed} = \min(17,27; 8,57) + 0,024 * 1215 = 37,73 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = \max(|M_{top}|; |M_{bot}|) + e_0 * N_{Ed} = \max(17,27; 8,57) + 0,024 * 1215 = 46,43 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{0e} &= \max(0,6 * \max(M_{bot}; M_{top}) + 0,4 * \min(M_{bot}; M_{top}); 0,4 * \max(M_{bot}; M_{top})) \\ &+ e_0 * N_{Ed} = \max(0,6 * 17,25 + 0,4 * (-8,57); 0,4 * 17,25) + 0,024 * 1215 \\ &= \max(6,922; 6,9) + 29,16 = 36,082 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e_0 = e_f + e_i = \frac{17,27}{1215} + 0,01 = 0,024 \text{ m}$$

$$e_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m * \frac{l_0}{2}$$

$$\theta = \frac{1}{200} \quad \text{základní hodnota vychýlení}$$

$$\alpha_h = \min\left(\max\left(\frac{2}{3}; \frac{2}{\sqrt{H}}\right); 1\right) \quad \text{redukční součinitel výšky podlaží}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad \text{redukční součinitel počtu prvků (m = počet sloupů)}$$

$$M_{imp} = 1215 * 0,024 = 29,42 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,II} = N_{Ed} * e_2$$

$$e_2 = \left(\frac{1}{r}\right) * \frac{l_0^2}{c}$$

c součinitel závislý na rozdělení křivosti; pro konstantní průřez $c = \pi^2$

$$\frac{1}{r} \quad \text{křivost;} \quad \frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0}$$

K_r opravný součinitel závisící na normálové síle

K_φ součinitel zohledňující dotvarování

$\frac{1}{r_0}$ křivost odpovídající maximální momentové únosnosti

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 * d}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 0,002175$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{0,002175}{0,45 * 0,257} = 0,0188$$

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$$

n_u poměrná normálová únosnost při dostředném tlaku $n_u = 1 + \omega$

ω mechanický stupeň vyztužení

n_{bal} hodnota n při maximální momentové únosnosti (lze použít 0,4)

$$n \quad \text{poměrná normálová síla } n = \frac{N_{Ed}}{(A_c * f_{cd})} = \frac{1215}{0,09 * 20000} = 0,675$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + \frac{(A_s * f_{yd})}{A_c * f_{cd}} = 1 + \frac{1500 * 435}{90000 * 20} = 1,3625$$

Návrh vyztužení sloupu:

$$A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$$

$$\max\left(0,1 * \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 * A_c\right) \leq A_{s,prov} \leq 0,04 * A_c$$

$$\max\left(0,1 * \frac{1215000}{435}; 0,002 * 90000\right) \leq A_{s,prov} \leq 0,04 * 90000$$

$$280 \leq A_{s,prov} \leq 3600$$

$$A_{s,prov} \sim 1500 \text{ mm}^2$$

$$K_r = \frac{1,3625 - 0,675}{1,3625 - 0,4} = 0,714 \leq 1$$

$$K_\varphi = 1 + \beta * \varphi_{ef} = 1 + 0,08 * 1,52 = 1,122$$

$$\varphi_{ef} \quad \text{účinný součinitel dotvarování} = \varphi_{(\infty,t_0)} * \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 2,25 * \frac{11,68}{17,21} = 1,52$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{63}{150} = 0,08$$

$$\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0} = 0,714 * 1,122 * 0,0188 = 0,015$$

$$e_2 = \left(\frac{1}{r}\right) * \frac{l_0^2}{c} = 0,015 * \frac{5,46^2}{\pi^2} = 0,0453$$

$$M_{Ed,II} = N_{Ed} * e_2 = 1215 * 0,0453 = 55,04 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1} = M_{02} = 46,43 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = M_{0e} + e_2 * N_{Ed} = 36,1 + 55,04 = 91,14 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,3} = M_{01} + 0,5 * e_2 * N_{Ed} = 37,73 + 0,5 * 55,04 = 65,25 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,1}; M_{Ed,2}; M_{Ed,3}) = 91,14 \text{ kNm}$$

- Posouzení podle interakčního diagramu InDiOn

Charakteristiky průřezu

$b =$ mm

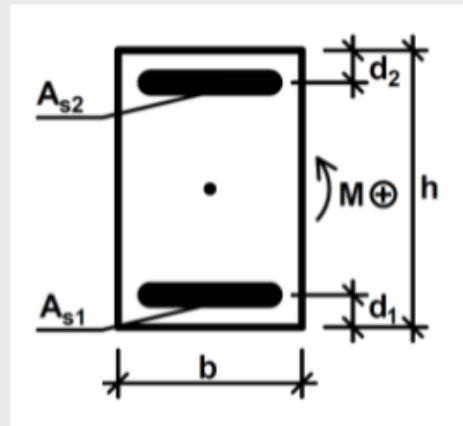
$h =$ mm

$d_1 =$ mm

$d_2 =$ mm

$A_{s1} =$ mm²

$A_{s2} =$ mm²



Materiály

$f_{ck} =$ MPa

$f_{yk} =$ MPa

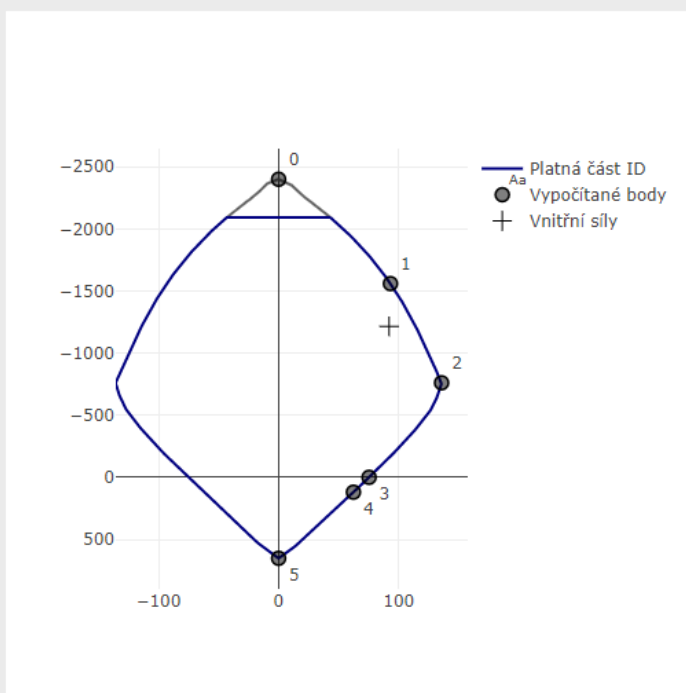
$E_s =$ GPa

Působící vnitřní síly

$N_{Ed} =$ kN

$M_{Ed} =$ kNm

Interakční diagram

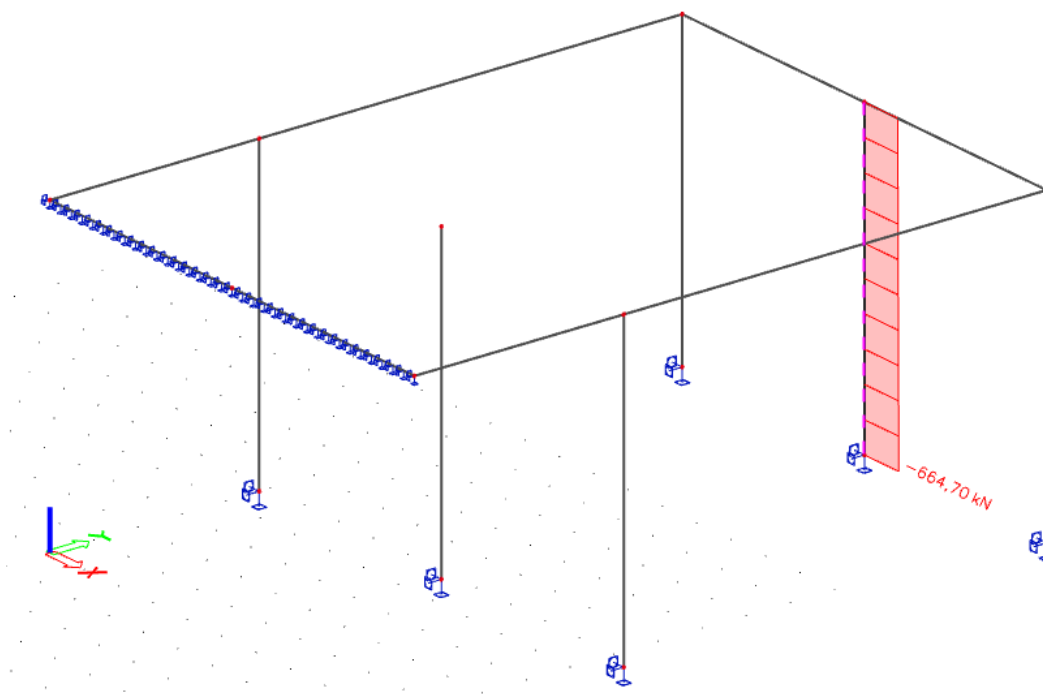


Body

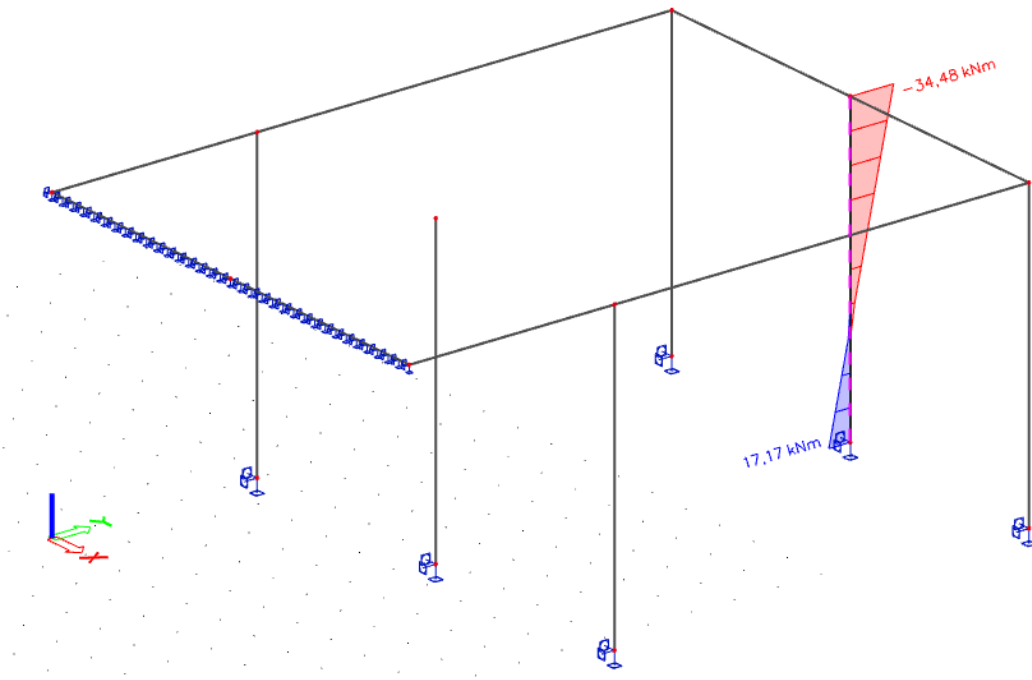
N_{Rd0}	=	-2400	kN
M_{Rd0}	=	0	kNm
N_{Rd1}	=	-1559.69	kN
M_{Rd1}	=	93.12	kNm
N_{Rd2}	=	-760.96	kN
M_{Rd2}	=	135.67	kNm
N_{Rd3}	=	0	kN
M_{Rd3}	=	75.31	kNm
N_{Rd4}	=	119.69	kN
M_{Rd4}	=	62.3	kNm
N_{Rd5}	=	652.17	kN
M_{Rd5}	=	0	kNm

Obrázek 49 – Interakční diagram pro posouzení sloupu S2a [24]

Ověření krajního sloupu pro variantu S2a:



Obrázek 50 – Normálová síla v krajním sloupu S2a



Obrázek 51 – Ohybový moment v krajním sloupu S2a

$$M_{01} = \min(|M_{top}|; |M_{bot}|) + e_0 * N_{Ed} = \min(34,5; 17,2) + 0,06 * 665 = 57,1 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = \max(|M_{top}|; |M_{bot}|) + e_0 * N_{Ed} = \max(34,5; 17,2) + 0,06 * 665 = 74,4 \text{ kNm}$$

$$M_{0e} = \max(0,6 * \max(M_{bot}; M_{top}) + 0,4 * \min(M_{bot}; M_{top}); 0,4 * \max(M_{bot}; M_{top})) \\ + e_0 * N_{Ed} = \max(0,6 * 17,2 + 0,4 * (-34,5); 0,4 * 17,2) + 0,06 * 665 \\ = 46,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1} = M_{02} = 74,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = M_{0e} + e_2 * N_{Ed} = 90,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,3} = M_{01} + 0,5 * e_2 * N_{Ed} = 46,8 + 0,5 * 0,05 * 665 = 63,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 90,5 \text{ kNm}$$

Charakteristiky průřezu

$b =$ mm

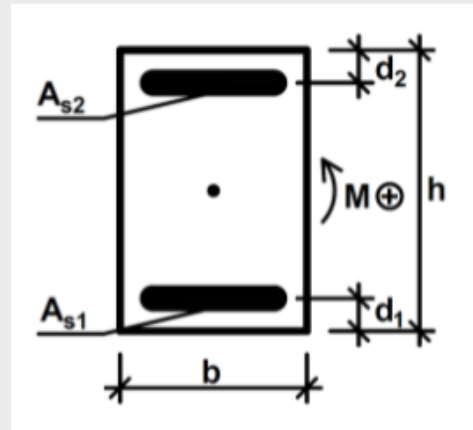
$h =$ mm

$d_1 =$ mm

$d_2 =$ mm

$A_{s1} =$ mm²

$A_{s2} =$ mm²



Materiály

$f_{ck} =$ MPa

$f_{yk} =$ MPa

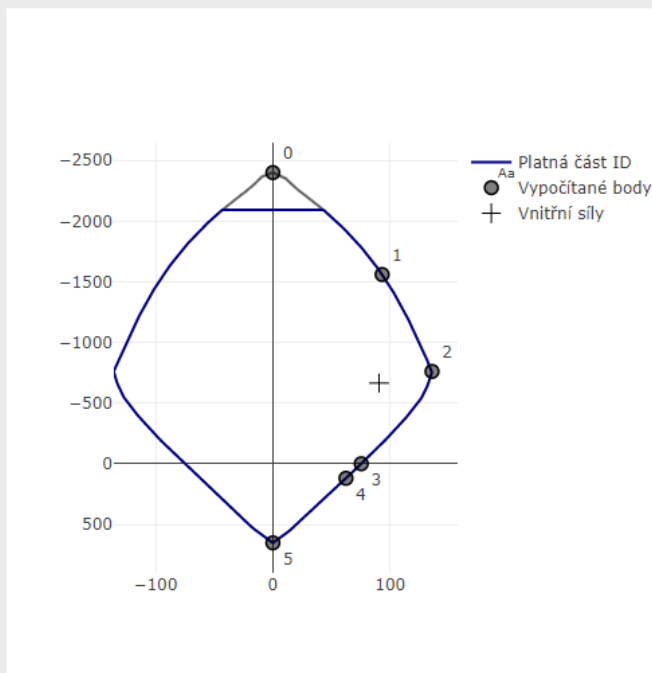
$E_s =$ GPa

Působící vnitřní síly

$N_{Ed} =$ kN

$M_{Ed} =$ kNm

Interakční diagram



Body

$N_{Rd0} =$ kN

$M_{Rd0} =$ kNm

$N_{Rd1} =$ kN

$M_{Rd1} =$ kNm

$N_{Rd2} =$ kN

$M_{Rd2} =$ kNm

$N_{Rd3} =$ kN

$M_{Rd3} =$ kNm

$N_{Rd4} =$ kN

$M_{Rd4} =$ kNm

$N_{Rd5} =$ kN

$M_{Rd5} =$ kNm

Obrázek 52 – Interakční diagram pro posouzení krajního sloupu S2a [24]

Jelikož sloup ve variantě S2a vyhověl s dostatečnou rezervou (pro drobné odchylky v zatíženích a vlastnostech u ostatních variant), lze prohlásit, že:

→ **Navržené rozměry sloupů vyhovují**

Zhodnocení variant typů stropních konstrukcí:

Ze 3 možných variant stropu (a,b,c) je potřeba zvolit nejlepší variantu z hlediska:

- napětí ve stropní konstrukci (efektivita – i pro přenesení zatížení od stromů, které budou navrženy v další části statického výpočtu)
- napětí ve sloupu, především kvůli účinkům 2. řádu
- rovnosti podhledu pro jednoduchost ukotvení a estetiky technického zařízení
- celkové tloušťky stropní konstrukce
- celkovému zatížení do základů
- ceny

Tabulka 41 – Porovnání variant navržených stropních konstrukcí

	Plná deska - strop A	deska s průvlaky - B	vylehčená deska - C
napětí - strop	+	++	+++
napětí - sloup	+	+++	++
rovnost podhledu	+++	+	+++
tloušťka	+++	+	++
zatížení do základů	+	+++	+++
cena	++	+++	+
	11	13	14

pozn. Výhody a nevýhody jednotlivých variant jsou určeny pouze orientačně pro zvolení varianty, se kterou se bude dále počítat. Pro určení té nejvýhodnější by bylo potřeba vše projednat s investorem, což by taktéž dalo různou váhu určitým kategoriím a také zhodnotit různé geometrické možnosti jednotlivých variant, tudíž je možné, že by nakonec mohla vyjít nejlépe i varianta A.

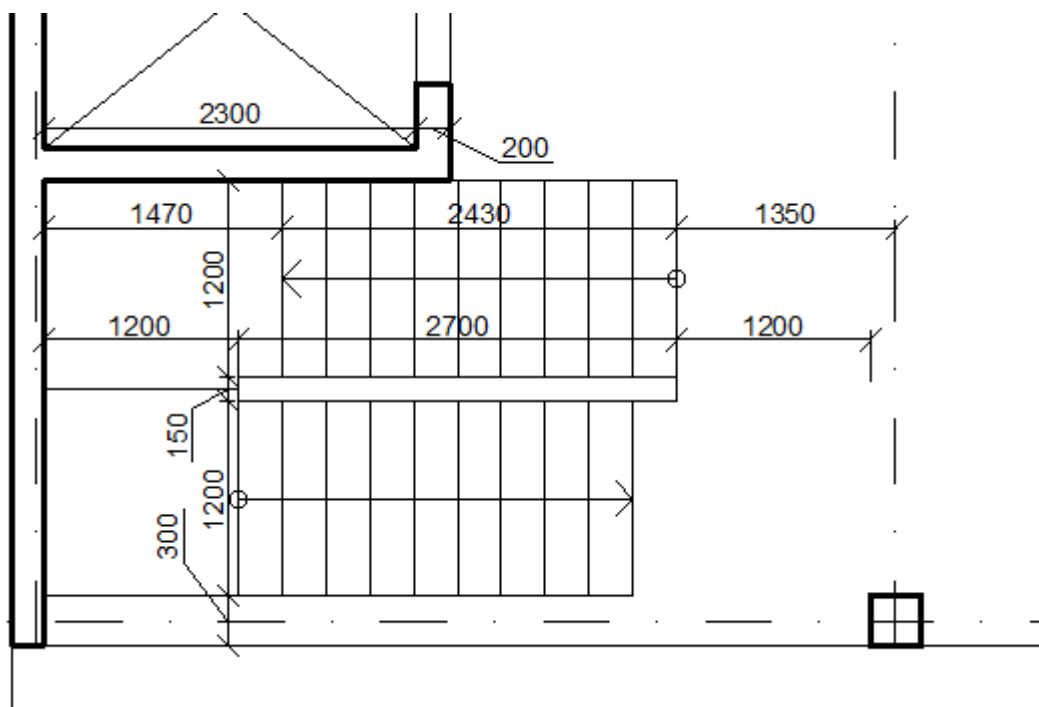
Další možné varianty stropu:

- typ B, ale tlustší a menší průvlaky, které by vytvářely pohledově větší prostor
- Deska s hlavicemi okolo sloupů
- Různé typy prefabrikované stropní konstrukce (různé schéma)
- Deska s trámy v obou směrech
- Předpjatá stropní deska
- a další

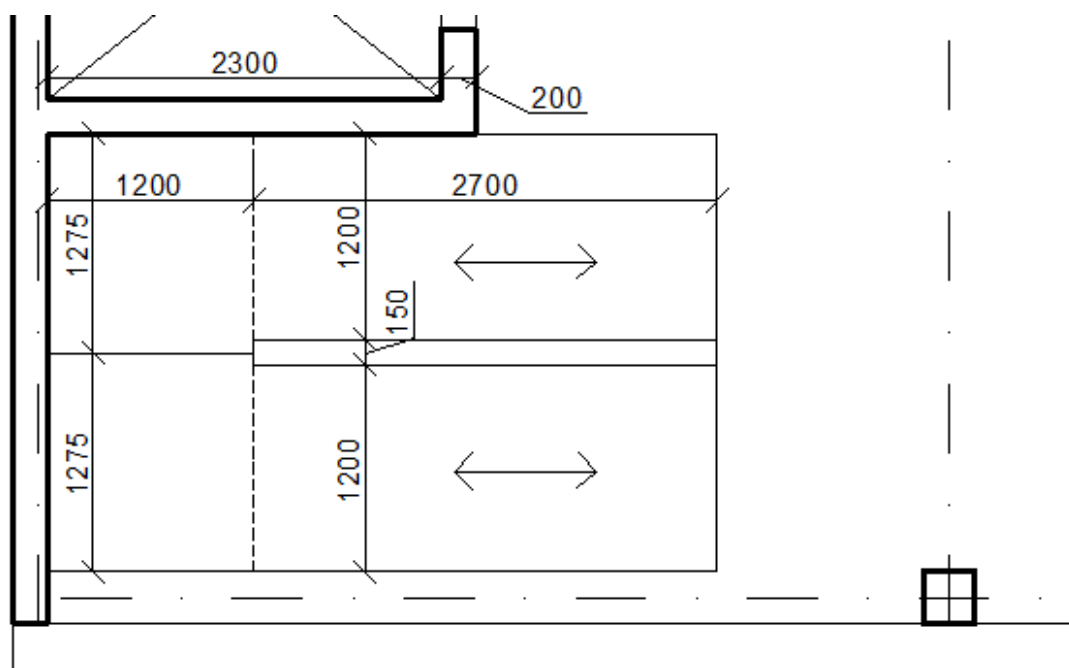
→ Dále bude počítáno s variantou stropu C

3.4 Schodiště

Schodiště je deskové dvouramenné, železobetonové, technologicky navrženo jako prefabrikované. Schodiště je oddílatováno pružnými podložkami v místě uložení (stěna a deska) – kloubový spoj.



Obrázek 53 – Schéma schodišťového prostoru



Obrázek 54 – Konstruktivní řešení schodiště

Parametry schodiště:

- konstrukční výška podlaží: 3,6 m
- šířka podesty, ramene: 1200 mm
- délka podesty: 1550 mm
- půdorysná délka ramene: 2430 mm
- výška schodišťového stupně: 180 mm
- šířka schodišťového stupně: 270 mm
- úhel stoupání: 33,7 °
- počet stupňů v rameni: 10

- empirický návrh tloušťky:

$$h_{schod} = \left(\frac{1}{25} \sim \frac{1}{20}\right) * L_{schod} = \left(\frac{1}{25} \sim \frac{1}{20}\right) * \left(1200 + \frac{2700}{\cos(33,7)}\right) = 173 \sim 216 \text{ mm}$$

Návrh: mezipodesta: $h_{mezip} = 216 \text{ mm}$

schod. rameno: $h_{ram} = 180 \text{ mm}$

(Návrh vychází z geometrie napojení ramene na podestu a mezipodestu)

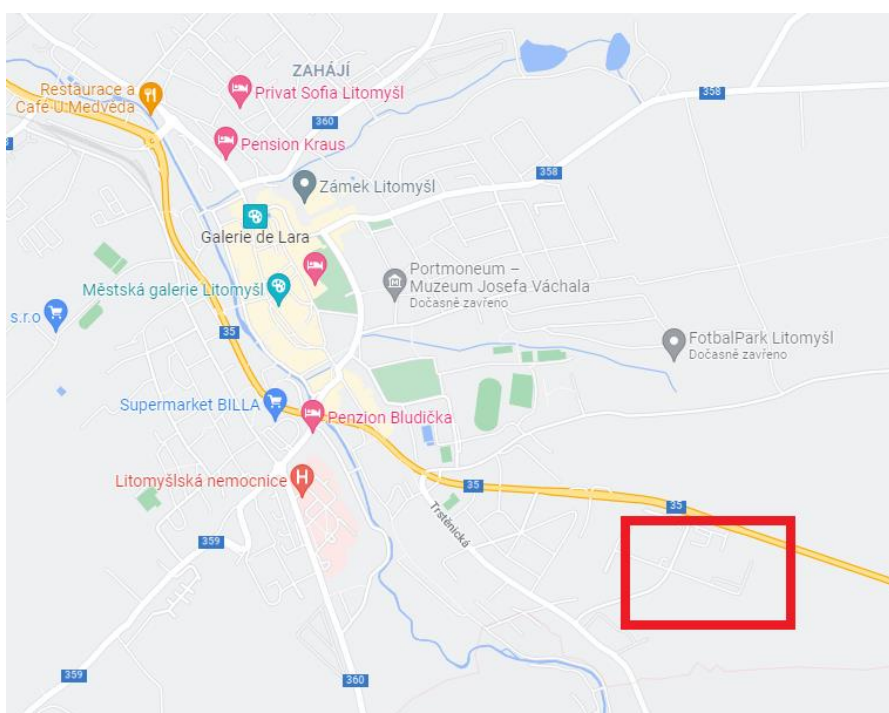
3.5 Základové konstrukce

- základové poměry: jednoduché
- složitost konstrukce: nenáročná stavba
- bez výskytu podzemní vody

→ 1. Geotechnická kategorie

3.5.1 Základové poměry

Geologický profil půdy v místě stavby je převzat ze dvou vrtů, které se nacházejí v těsné blízkosti stavby:



Obrázek 55 – Lokalita umístění stavby [30]



Obrázek 56 – Mapa vrtných sond v okolí objektu [29]

J3	Akce:	Litomyšl – CIMBRIA HMD s.r.o. – výrobní závod			<i>Ing. Petr Čihák</i> geodézie a geotechnika pro stavitelství Vysokomýtská 716 565 01 Choceň	
	Objekt:	SO – zakládání objektu výrobní haly				
	Evid. - zak. č.:	e.č. 2719/2100 - 100628				
Geodetické určení:	Hloubicí firma:	SUDOP Pardubice			Hloubicí profily:	
JTSK / JTSK / Bpv	Zařízení:	UGB 50M	Technologie:	jádrově na sucho	00,00-09,20 - 195	
X = 1 084 686	Vrtmistr:	Skala J.	Dokumentoval:	Ing. Čihák P.	09,20-10,00 - 156	
Y = 609 969	Hloubeno dne:	18.11.2010	Přejímka dne:	19.11.2010		
Z = 384,68 m.n.m.	Man. pažení:	nepaženo				
Sled vrstev	Popis situování a vrstev	EN ISO	ČSN 73 1001	ČSN		
	<i>SZ okraj halového objektu</i>	14688-1	ČSN 73 6133	73 6133		
0,00 - 0,25 m	Hlína prachovitá, pevná, tmavě hnědošedá, slabě humózní - ornice	(siOr)	F5-O(ML)		I	
0,25 - 1,20 m	Hlína sprašová, prachovitá, pevná až tuhá, světle žlutohnědá, vlhká	clSi	F6-CI		I	
1,20 - 2,60 m	Hlína sprašová, prachovitá, tuhá až měkká, světle žlutohnědá, velmi vlhká	clSi	F6-CI		I	
2,60 - 3,60 m	Hlína sprašová, prachovitá, tuhá, žlutohnědá, vlhká	clSi	F6-CI		I	
3,60 - 4,80 m	Hlína sprašová, jílovitě - prachovitá, tuhá, sytě hnědožlutá, vlhká	clSi	F6-CI		I	
4,80 - 5,30 m	Hlína sprašová, výrazněji prachovitá, pevná až tvrdá, šedo hnědá, černě smouhovitá, odvápněná, více pórovitá, s drobnými zuhelnatělými zbytky, zavlhá - dočasné přerušení sedimentační fáze	clSi,Si	F6-CL,CI		I	
5,30 - 6,00 m	Hlína sprašová, jílovitě - prachovitá, pevná, žlutohnědá, vlhká	clSi	F6-CI		I	
6,00 - 7,70 m	Hlína sprašová, jílovitě - prachovitá, tuhá, žlutohnědá, vlhká	clSi	F6-CI		I	
7,70 - 8,20 m	Jíl silně prachovitý, tuhý až měkký, hnědožlutý, velmi vlhký	siCl	F6-CI		I	
8,20 - 8,90 m	Jíl prachovitý, výrazněji plastický, tuhý až měkký, světle hnědožlutý, velmi vlhký	siCl	F6-CI		I	
8,90 - 9,00 m	Jíl plastický, tuhý, sytě hnědožlutý s fluviaálními reziduálními šterky (valouny křemene, ojediněle křídových hornin) velikosti do 5 cm, ojedinělý valoun křemene až 15 cm do 20%, velmi vlhký až mokry	grsiCl	F4,2-CS,CG		I	
9,00 - 9,80 m	KVARTÉR Slín pevný až tvrdý, sytě šedožlutý, se zvyšujícím se obsahem střípků pevnější horniny velikosti 0,5 – 3 cm, a bílými vápnitými práškovitými vyhloučeninami, zavlhlý - eluvium	siCl,Cl	F6,8-CI,CH		I	
9,80-10,00 m	Slínovec zvětralý, světle žlutošedý, silně rozpukavý, tenké destičkovitě odlučný, hustota diskontinuit 1 - 5 cm, na puklinách s potahy rezavého limonitu, pevný, suchý	-	R5,4		II	
Svrchní turon – MESOZOIKUM						
Hladina podzemní vody: naražená -		bez vody				
ustálená -		bez vody				
Odebrané a zkoušené vzorky:					Další dokumentační měření	
hornin	zemín				vody	a polní zkoušky:
	neporušené	jádra	porušené	technologické		• fotodokumentace
			8,50 – 8,70			• penetrace výnosu RP

Obrázek 57 – Vrt 718073 [29]

**STRATIGRAFICKY VYMEZENÝ VÝPIS GEOLOGICKÉ DOKUMENTACE ARCHIVNÍHO VRTU
J-3 [Litomyšl, okres Svitavy]**

Klíč báze GDO : 709245 Číslo posudku : P128514 Mapy 1:25.000 14-341 M-33-81-B-c
Souřadnice - X : 1084674.00 Y : 610048.00 [digitalizováno z mapy 1:500]
Nadmořská výška : 384.01 [Balt po vyrovnání] Rok ukončení : 2010
Hloubka / délka : 10.40 [vrt svislý] Datum výpisu : 9.11.2021
Účel objektu : inženýrskogeologický
Realizace : SUDOP Pardubice, s.r.o.
Komentář :

stratigrafie
hloubkový interval [m] základní popis polohy
rozšíření popisu polohy
[komentář k poloze](#)

Kvartér

- 0.00 - 0.10 : **hlína** humózní, prachovitá, pevná, tmavě šedá
0.10 - 0.40 : **hlína** slabě humózní, prachovitá, tuhá, tmavě šedohnědá
0.40 - 2.10 : **sprašová hlína** jílovitá, prachovitá, tuhá, smouhovitá, rezavohnědá
2.10 - 2.60 : **sprašová hlína** jílovitá, prachovitá, měkká, rezavohnědá
2.60 - 4.00 : **sprašová hlína** jílovitá, prachovitá, tuhá, lokálně pevná, žlutohnědá
4.00 - 4.40 : **sprašová hlína** prachovitá, pórovitá, pevná až tvrdá, šedohnědá; příměs: zuhelnatělé zbytky rostlin
4.40 - 6.20 : **sprašová hlína** jílovitá, prachovitá, pevná, rezavohnědá
6.20 - 7.20 : **sprašová hlína** jílovitá, prachovitá, tuhá, rezavohnědá
7.20 - 8.50 : **jíl** prachovitý, plastický, měkký, světle žlutohnědý
přítomnost : valouny max.velikost částic 5 mm
8.50 - 9.20 : **jíl** prachovitý, plastický, měkký, lokálně kašovitý, světle žlutohnědý
Křída - turon svrchní
9.20 - 10.05 : **eluvium** jílovité, pevné až tvrdé, zelenošedožluté
10.05 - 10.10 : **slínovec** tence destičkovitě rozpadavý, rozpukaný, zvětralý, tmavě šedý
10.10 - 10.40 : **slínovec** slabě rozpukaný, deskovitě odlučný, navětralý, světle modrošedý

ZJIŠTĚNÉ REGIONÁLNĚ GEOLOGICKÉ JEDNOTKY

- 9.20 - 10.40 : Orlicko-žďárský vývoj české křídý

Suchý objekt

Provedené zkoušky

zkoušky zrnitosti, geotechnické rozbory

Obrázek 58 – Vrt 709245 [29]

Uvažovaný geologický profil:

0 – 0,4 m	hlína prachovitá, pevná	F5
0,4 – 7,2 m	hlína sprašová, jílovitě – prachová, tuhá	F6
7,2 – 10 m	jíl prachovitý, měkký	F4
10+ m	slínovec zvětralý	R4 - R5

3.5.2 Výpočet plošných základů

Předpokládaná hloubka založení: 1,3 m

$$c_u = 50 \text{ kPa} \quad c_k = 12 \text{ kPa} \quad \varphi_k = 20^\circ \quad \gamma_k = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \beta = 0,47$$

$$E_{def} = 3 - 6 \text{ MPa}$$

$$\text{tg}(\varphi_d) = \frac{\text{tg}(\varphi_k)}{\gamma_k} = \frac{\text{tg}(20)}{1,25} = 0,3 \rightarrow \varphi_d = 16,7^\circ$$

$$c_d = \frac{c_k}{\gamma_c} = \frac{12}{1,4} = 8,6 \text{ kPa}$$

Pro soudržné zeminy preferován výpočet dle totálních parametrů:

$$c_d = \frac{c_u}{\gamma_c} = \frac{50}{1,4} = 35,7 \text{ kPa}$$

$$\varphi_d = 0^\circ$$

$$\frac{R_d}{A} = c_d * N_c * s_c + q * N_q * s_q = 35,7 * 5,14 * 1,2 + (21 * 1,7) * 1 * 1 = 256 \text{ kPa}$$

Součinitele únosnosti:

$$N_c = 2 + \pi = 5,14$$

$$N_q = 1$$

Součinitele tvaru základu (čtverec):

$$s_c = 1 + \frac{0,2b}{l} = 1,2$$

$$s_q = 1$$

Návrh B x L = 3,6 x 3,6 m, h = 1,5 m

$$G_0 = 3 * 3 * 1,5 * 25 * 1,35 = 456 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 456 + 1555 = 2011 \text{ kN}$$

$$\sigma_d = \frac{F_{Ed}}{A} = \frac{2011}{9} = 224 \text{ kPa} < 256 \text{ kPa}$$

Tahová pevnost:

$$m_c = \frac{1}{2} * \sigma_d * a^2 = \frac{1}{2} * 224 * 1,35^2 = 204 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{1}{6} * b * h^2 = \frac{1}{6} * 3 * 1,5^2 = 1,125 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{ct} = \frac{m_c}{W} = \frac{204}{1,125} = 181 \text{ kPa} < f_{cta} = 1070 \text{ kPa}$$

Sedání patky: F = 1130 + 338 = 1470 kN

Tabulka 42 – Sedání patky

B	3 m	zemina 1 F6		L/B	1
		γ₁	21 kN/m ³		
L	3 m	E_{def}	3 MPa		
D	1,7 m	β	0,47 kN/m ³	z_{ic}	8,3 m
γ₁	21 kN/m ³				
Vk	1470 kN				

i	h _i	z _i [m]	γ _i [kN/m ³]	E _{oed,i} [MPa]	m _i	σ _{ori} [kPa]	D/z _i	κ ₁	z _{ic} /z	κ ₂	z _R /B	L _{CH}	σ _{zi} [kPa]	s _i [mm]	m _i *σ _{ori} [kPa]
1	0,2	0,10	18	6,38	0,2	37,8	17,000	1,15	83,000	1,00	0,04	0,97	123,80	3,64	7,56
2	0,3	0,35	18	6,38	0,2	43,05	4,857	1,05	23,714	1,00	0,12	0,77	98,28	4,21	8,61
3	0,3	0,50	18	6,38	0,2	46,2	3,400	1,03	16,600	1,00	0,17	0,65	82,96	3,46	9,24
4	0,3	0,65	18	6,38	0,2	49,35	2,615	1,02	12,769	1,00	0,22	0,57	72,75	2,96	9,87
5	0,3	0,80	18	6,38	0,2	52,5	2,125	1,02	10,375	1,00	0,27	0,55	70,20	2,81	10,50
6	0,3	0,95	18	6,38	0,2	55,65	1,789	1,02	8,737	1,00	0,32	0,53	67,65	2,66	11,13
7	0,3	1,10	18	6,38	0,2	58,8	1,545	1,01	7,545	1,00	0,37	0,48	61,26	2,33	11,76
8	0,3	1,25	18	6,38	0,2	61,95	1,360	1,01	6,640	1,00	0,42	0,45	57,44	2,12	12,39
9	0,3	1,40	18	6,38	0,2	65,1	1,214	1,01	5,929	1,00	0,47	0,42	53,61	1,91	13,02
10	0,3	1,55	18	6,38	0,2	68,25	1,097	1,01	5,355	1,00	0,52	0,40	51,05	1,76	13,65
11	0,3	1,70	18	6,38	0,2	71,4	1,000	1,01	4,882	1,00	0,57	0,38	48,50	1,61	14,28
12	0,3	1,85	18	6,38	0,2	74,55	0,919	1,01	4,486	1,00	0,62	0,36	45,95	1,46	14,91
13	0,3	2,00	18	6,38	0,2	77,7	0,850	1,01	4,150	1,00	0,67	0,34	43,40	1,31	15,54
14	0,3	2,15	18	6,38	0,2	80,85	0,791	1,01	3,860	1,00	0,72	0,32	40,84	1,16	16,17
15	0,3	2,30	18	6,38	0,2	84	0,739	1,01	3,609	0,99	0,77	0,30	38,29	1,01	16,80
16	0,3	2,45	18	6,38	0,2	87,15	0,694	1,01	3,388	0,99	0,82	0,28	35,74	0,86	17,43
17	0,3	2,60	18	6,38	0,2	90,3	0,654	1,01	3,192	0,99	0,86	0,26	33,18	0,71	18,06
18	0,3	2,75	18	6,38	0,2	93,45	0,618	1,01	3,018	0,99	0,91	0,25	31,91	0,62	18,69
19	0,3	2,90	18	6,38	0,2	96,6	0,586	1,01	2,862	0,98	0,96	0,24	30,63	0,53	19,32
20	0,3	3,05	18	6,38	0,2	99,75	0,557	1,01	2,721	0,98	1,00	0,23	29,36	0,44	19,95
21	0,3	3,20	18	6,38	0,2	102,9	0,531	1,01	2,594	0,98	1,05	0,22	28,08	0,35	20,58
22	0,3	3,35	18	6,38	0,2	106,05	0,507	1,00	2,478	0,97	1,09	0,21	26,80	0,26	21,21
23	0,3	3,50	18	6,38	0,2	109,2	0,486	1,00	2,371	0,97	1,14	0,20	25,53	0,17	21,84
24	0,3	3,65	18	6,38	0,2	112,35	0,466	1,00	2,274	0,97	1,18	0,19	24,25	0,08	22,47
25	0,3	3,80	18	6,38	0,2	115,5	0,447	1,00	2,184	0,96	1,22	0,18	22,97	-0,01	23,10
26	0,3	3,95	18	6,38	0,2	118,65	0,430	1,00	2,101	0,96	1,26	0,17	21,70	-0,10	23,73
27	0,3	4,10	18	6,38	0,2	121,8	0,415	1,00	2,024	0,95	1,31	0,16	20,42	-0,19	24,36
28	0,3	4,25	18	6,38	0,2	124,95	0,400	1,00	1,953	0,95	1,35	0,15	19,15	-0,27	24,99
29	0,3	4,40	18	6,38	0,2	128,1	0,386	1,00	1,886	0,94	1,39	0,14	17,87	-0,36	25,62
30	0,3	4,55	18	6,38	0,2	131,25	0,374	1,00	1,824	0,94	1,42	0,13	16,59	-0,45	26,25
31	0,3	4,70	18	6,38	0,2	134,4	0,362	1,00	1,766	0,93	1,46	0,12	15,32	-0,54	26,88
														38,43	

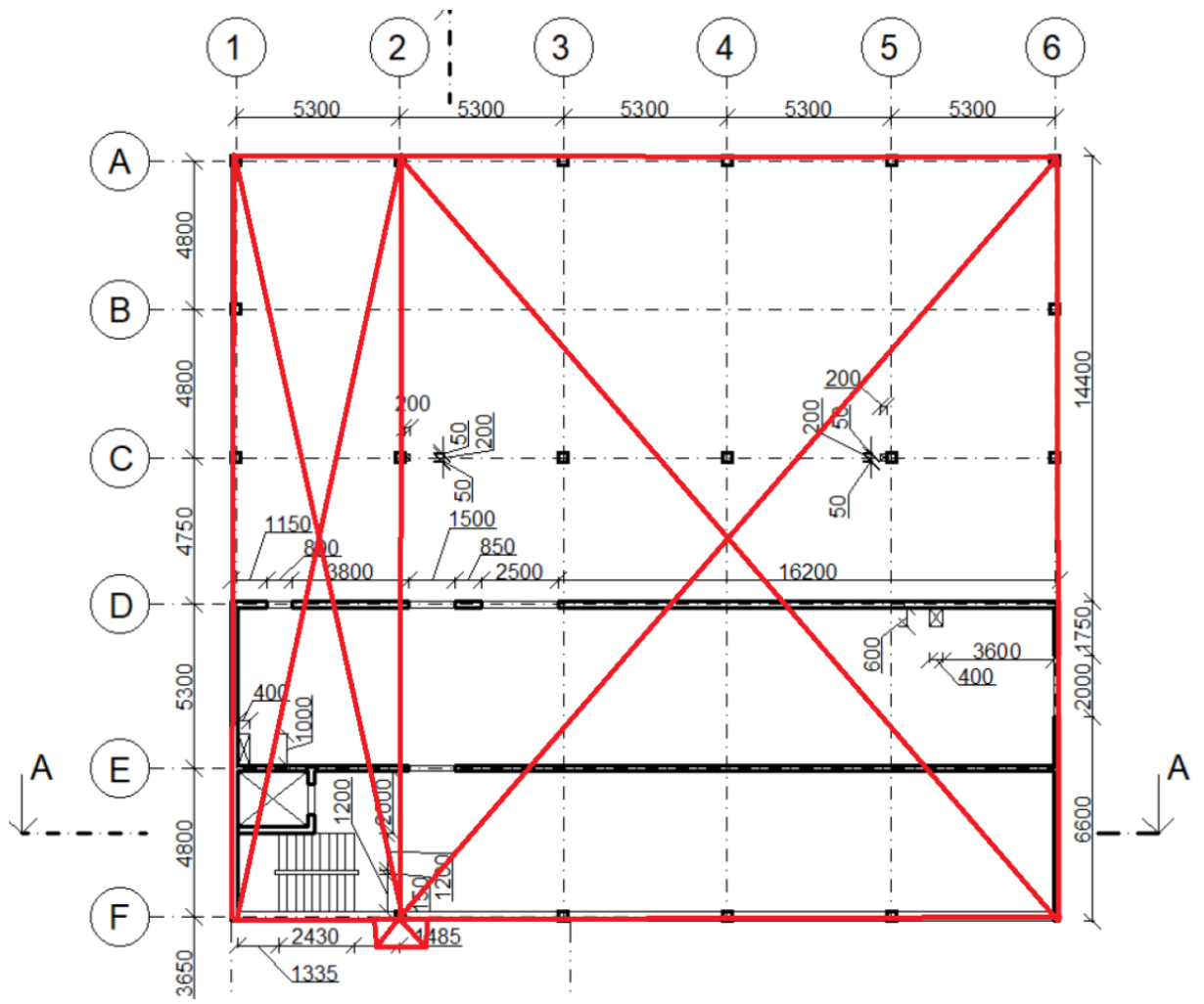
Sedání patky je 38.4 mm.

Část zatížení bude přenášet základová deska o h = 500 mm, tudíž patka bude sedat méně. Jde o vyrovnání sedání mezi patkou a základovou deskou.

Výpočet pomocí tabulkového kalkulátoru – přitížení pod společnými rohy desky:

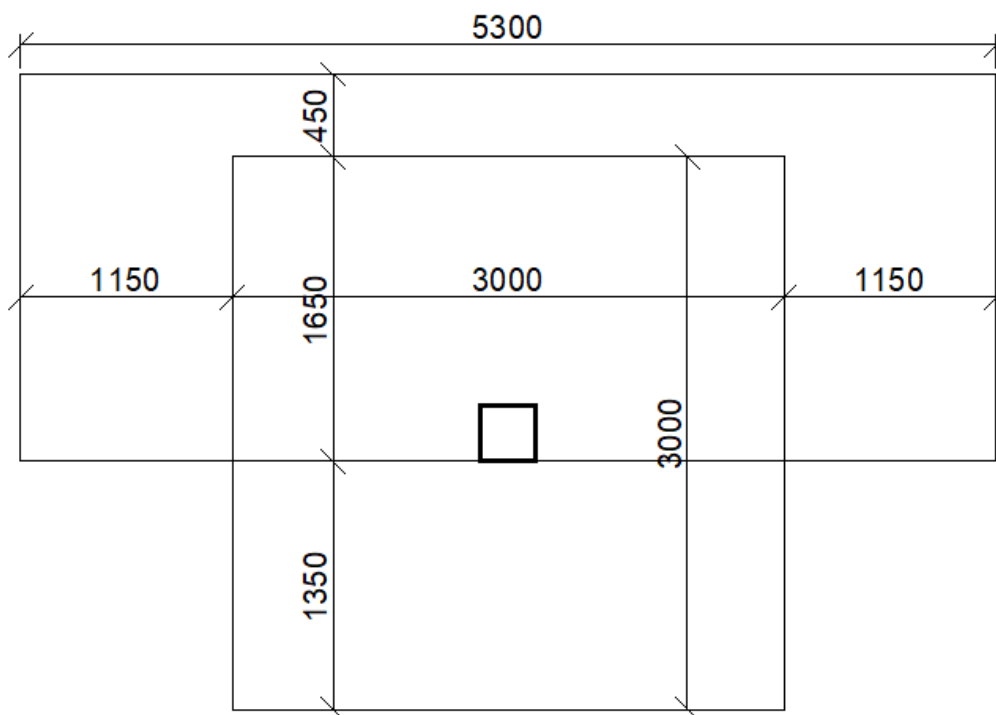
$$\sigma_z = \frac{f}{2 * \pi} * \left[\arctg \left(\frac{l * b}{z * \sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} \right) + \frac{l * b * z}{\sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} * \left(\frac{1}{l^2 + z^2} + \frac{1}{b^2 + z^2} \right) \right]$$

Schéma ploch, které patku přitěžují:



Obrázek 59 – Schématické rozdělení úseků

Půdorys patky a zatěžovací plochy podlahy u sloupu:



Obrázek 60 – Schéma půdorysu patky a zatěžovací ploše sloupu

Tabulka 43 – Přetížení od podlahy

f	20	kPa		f	20	kPa
l	5,3	m		l	21,2	m
b	24,45	m		b	24,45	m
z	0,2	m		z	0,2	m
	1,47				3,06	

Postupné dosazování hloubky z pro zjištění σ_{zi} [kPa]

Tabulka 44 – Výpočet sedání pro 20 kPa

B	3 m	zemina 1 F6		L/B	1		
	L	3 m	Y₁		21	σ_{oi}	102,900 kPa
		D	1,7 m	E_{def}	3		
			Y₁	21 kN/m ³	β	0,47	kN/m ³
Vk	1247 kN						

i	h _i	z _i [m]	Y _i [kN/m ³]	E _{oed,i} [MPa]	m _i	σ _{ori} [kPa]	D/z _i	κ ₁	z _{ic} /z	κ ₂	z _r /B	L _{CH}	σ _{zi} [kPa]	s _i [mm]	m _i *σ _{ori} [kPa]
1	0,2	0,10	18	6,38	0,2	37,8	17,000	1,15	83,000	1,00	0,04	0,97	104,35	3,03	7,56
2	0,3	0,35	18	6,38	0,2	43,05	4,857	1,05	23,714	1,00	0,12	0,77	81,83	3,44	8,61
3	0,3	0,50	18	6,38	0,2	46,2	3,400	1,03	16,600	1,00	0,17	0,65	68,95	2,81	9,24
4	0,3	0,65	18	6,38	0,2	49,35	2,615	1,02	12,769	1,00	0,22	0,57	60,57	2,38	9,87
5	0,3	0,80	18	6,38	0,2	52,5	2,125	1,02	10,375	1,00	0,27	0,55	58,51	2,26	10,50
6	0,3	0,95	18	6,38	0,2	55,65	1,789	1,02	8,737	1,00	0,32	0,53	56,51	2,13	11,13
7	0,3	1,10	18	6,38	0,2	58,8	1,545	1,01	7,545	1,00	0,37	0,48	51,45	1,87	11,76
8	0,3	1,25	18	6,38	0,2	61,95	1,360	1,01	6,640	1,00	0,42	0,45	48,46	1,70	12,39
9	0,3	1,40	18	6,38	0,2	65,1	1,214	1,01	5,929	1,00	0,47	0,42	45,47	1,53	13,02
10	0,3	1,55	18	6,38	0,2	68,25	1,097	1,01	5,355	1,00	0,52	0,40	43,51	1,40	13,65
11	0,3	1,70	18	6,38	0,2	71,4	1,000	1,01	4,882	1,00	0,57	0,38	41,54	1,28	14,28
12	0,3	1,85	18	6,38	0,2	74,55	0,919	1,01	4,486	1,00	0,62	0,36	39,56	1,16	14,91
13	0,3	2,00	18	6,38	0,2	77,7	0,850	1,01	4,150	1,00	0,67	0,34	37,58	1,04	15,54
14	0,3	2,15	18	6,38	0,2	80,85	0,791	1,01	3,860	1,00	0,72	0,32	35,59	0,91	16,17
15	0,3	2,30	18	6,38	0,2	84	0,739	1,01	3,609	0,99	0,77	0,30	33,59	0,79	16,80
16	0,3	2,45	18	6,38	0,2	87,15	0,694	1,01	3,388	0,99	0,82	0,28	31,59	0,67	17,43
17	0,3	2,60	18	6,38	0,2	90,3	0,654	1,01	3,192	0,99	0,86	0,26	29,57	0,54	18,06
18	0,3	2,75	18	6,38	0,2	93,45	0,618	1,01	3,018	0,99	0,91	0,25	28,59	0,47	18,69
19	0,3	2,90	18	6,38	0,2	96,6	0,586	1,01	2,862	0,98	0,96	0,24	27,59	0,39	19,32
20	0,3	3,05	18	6,38	0,2	99,75	0,557	1,01	2,721	0,98	1,00	0,23	26,60	0,31	19,95
21	0,3	3,20	18	6,38	0,2	102,9	0,531	1,01	2,594	0,98	1,05	0,22	25,60	0,24	20,58
22	0,3	3,35	18	6,38	0,2	106,05	0,507	1,00	2,478	0,97	1,09	0,21	24,59	0,16	21,21
23	0,3	3,50	18	6,38	0,2	109,2	0,486	1,00	2,371	0,97	1,14	0,20	23,58	0,08	21,84
24	0,3	3,65	18	6,38	0,2	112,35	0,466	1,00	2,274	0,97	1,18	0,19	22,57	0,00	22,47
25	0,3	3,80	18	6,38	0,2	115,5	0,447	1,00	2,184	0,96	1,22	0,18	21,56	-0,07	23,10
26	0,3	3,95	18	6,38	0,2	118,65	0,430	1,00	2,101	0,96	1,26	0,17	20,55	-0,15	23,73
27	0,3	4,10	18	6,38	0,2	121,8	0,415	1,00	2,024	0,95	1,31	0,16	19,53	-0,23	24,36
28	0,3	4,25	18	6,38	0,2	124,95	0,400	1,00	1,953	0,95	1,35	0,15	18,51	-0,30	24,99
29	0,3	4,40	18	6,38	0,2	128,1	0,386	1,00	1,886	0,94	1,39	0,14	17,49	-0,38	25,62
30	0,3	4,55	18	6,38	0,2	131,25	0,374	1,00	1,824	0,94	1,42	0,13	16,47	-0,46	26,25
31	0,3	4,70	18	6,38	0,2	134,4	0,362	1,00	1,766	0,93	1,46	0,12	15,45	-0,54	26,88
														30,57	

Sedání patky kleslo o 7,8 mm

Tabulka 45 – Výpočet sedání pro 30 kPa

B	3 m	zemina 1 F6		L/B	1			
	L	3 m	γ₁		21	kN/m ³		
D	1,7 m	E_{def}	3	MPa		σ_{oi}	90,522	kPa
γ₁	21 kN/m ³	β	0,47	kN/m ³			z_{ic}	8,3
Vk	1136 kN							

i	h _i	z _i [m]	γ _i [kN/m ³]	E _{oed,i} [MPa]	m _i	σ _{ori} [kPa]	D/z _i	κ ₁	z _{ic} /z _i	κ ₂	z _R /B	L _{CH}	σ _{zi} [kPa]	s _i [mm]	m _i *σ _{ori} [kPa]
1	0,2	0,10	18	6,38	0,2	37,8	17,000	1,15	83,000	1,00	0,04	0,97	94,61	2,73	7,56
2	0,3	0,35	18	6,38	0,2	43,05	4,857	1,05	23,714	1,00	0,12	0,77	73,60	3,05	8,61
3	0,3	0,50	18	6,38	0,2	46,2	3,400	1,03	16,600	1,00	0,17	0,65	61,94	2,48	9,24
4	0,3	0,65	18	6,38	0,2	49,35	2,615	1,02	12,769	1,00	0,22	0,57	54,48	2,10	9,87
5	0,3	0,80	18	6,38	0,2	52,5	2,125	1,02	10,375	1,00	0,27	0,55	52,66	1,98	10,50
6	0,3	0,95	18	6,38	0,2	55,65	1,789	1,02	8,737	1,00	0,32	0,53	50,93	1,87	11,13
7	0,3	1,10	18	6,38	0,2	58,8	1,545	1,01	7,545	1,00	0,37	0,48	46,54	1,63	11,76
8	0,3	1,25	18	6,38	0,2	61,95	1,360	1,01	6,640	1,00	0,42	0,45	43,97	1,48	12,39
9	0,3	1,40	18	6,38	0,2	65,1	1,214	1,01	5,929	1,00	0,47	0,42	41,40	1,33	13,02
10	0,3	1,55	18	6,38	0,2	68,25	1,097	1,01	5,355	1,00	0,52	0,40	39,73	1,23	13,65
11	0,3	1,70	18	6,38	0,2	71,4	1,000	1,01	4,882	1,00	0,57	0,38	38,05	1,12	14,28
12	0,3	1,85	18	6,38	0,2	74,55	0,919	1,01	4,486	1,00	0,62	0,36	36,37	1,01	14,91
13	0,3	2,00	18	6,38	0,2	77,7	0,850	1,01	4,150	1,00	0,67	0,34	34,67	0,90	15,54
14	0,3	2,15	18	6,38	0,2	80,85	0,791	1,01	3,860	1,00	0,72	0,32	32,96	0,79	16,17
15	0,3	2,30	18	6,38	0,2	84	0,739	1,01	3,609	0,99	0,77	0,30	31,24	0,68	16,80
16	0,3	2,45	18	6,38	0,2	87,15	0,694	1,01	3,388	0,99	0,82	0,28	29,51	0,57	17,43
17	0,3	2,60	18	6,38	0,2	90,3	0,654	1,01	3,192	0,99	0,86	0,26	27,77	0,46	18,06
18	0,3	2,75	18	6,38	0,2	93,45	0,618	1,01	3,018	0,99	0,91	0,25	26,92	0,39	18,69
19	0,3	2,90	18	6,38	0,2	96,6	0,586	1,01	2,862	0,98	0,96	0,24	26,07	0,32	19,32
20	0,3	3,05	18	6,38	0,2	99,75	0,557	1,01	2,721	0,98	1,00	0,23	25,22	0,25	19,95
21	0,3	3,20	18	6,38	0,2	102,9	0,531	1,01	2,594	0,98	1,05	0,22	24,35	0,18	20,58
22	0,3	3,35	18	6,38	0,2	106,05	0,507	1,00	2,478	0,97	1,09	0,21	23,48	0,11	21,21
23	0,3	3,50	18	6,38	0,2	109,2	0,486	1,00	2,371	0,97	1,14	0,20	22,61	0,04	21,84
24	0,3	3,65	18	6,38	0,2	112,35	0,466	1,00	2,274	0,97	1,18	0,19	21,73	-0,03	22,47
25	0,3	3,80	18	6,38	0,2	115,5	0,447	1,00	2,184	0,96	1,22	0,18	20,85	-0,11	23,10
26	0,3	3,95	18	6,38	0,2	118,65	0,430	1,00	2,101	0,96	1,26	0,17	19,97	-0,18	23,73
27	0,3	4,10	18	6,38	0,2	121,8	0,415	1,00	2,024	0,95	1,31	0,16	19,08	-0,25	24,36
28	0,3	4,25	18	6,38	0,2	124,95	0,400	1,00	1,953	0,95	1,35	0,15	18,19	-0,32	24,99
29	0,3	4,40	18	6,38	0,2	128,1	0,386	1,00	1,886	0,94	1,39	0,14	17,30	-0,39	25,62
30	0,3	4,55	18	6,38	0,2	131,25	0,374	1,00	1,824	0,94	1,42	0,13	16,41	-0,46	26,25
31	0,3	4,70	18	6,38	0,2	134,4	0,362	1,00	1,766	0,93	1,46	0,12	15,51	-0,53	26,88
														26,67	

Sedání patky kleslo celkově o 11,7 mm

Tabulka 46 – Výpočet sedání pro 40 kPa

B	3 m	zemina 1 F6		L/B	1	
	L	3 m	γ₁		21	kN/m ³
D	1,7 m	E_{def}	3	MPa		σ_{oi}
γ₁	21 kN/m ³	β	0,47	kN/m ³		
Vk	1025 kN			z_{ic}	8,3	m

i	h _i	z _i [m]	γ _i [kN/m ³]	E _{oed,i} [MPa]	m _i	σ _{ori} [kPa]	D/z _i	κ ₁	z _{ic} /z _i	κ ₂	z _R /B	L _{CH}	σ _{zi} [kPa]	s _i [mm]	m _i *σ _{ori} [kPa]
1	0,2	0,10	18	6,38	0,2	37,8	17,000	1,15	83,000	1,00	0,04	0,97	84,92	2,42	7,56
2	0,3	0,35	18	6,38	0,2	43,05	4,857	1,05	23,714	1,00	0,12	0,77	65,40	2,67	8,61
3	0,3	0,50	18	6,38	0,2	46,2	3,400	1,03	16,600	1,00	0,17	0,65	54,96	2,15	9,24
4	0,3	0,65	18	6,38	0,2	49,35	2,615	1,02	12,769	1,00	0,22	0,57	48,41	1,81	9,87
5	0,3	0,80	18	6,38	0,2	52,5	2,125	1,02	10,375	1,00	0,27	0,55	46,83	1,71	10,50
6	0,3	0,95	18	6,38	0,2	55,65	1,789	1,02	8,737	1,00	0,32	0,53	45,38	1,61	11,13
7	0,3	1,10	18	6,38	0,2	58,8	1,545	1,01	7,545	1,00	0,37	0,48	41,65	1,40	11,76
8	0,3	1,25	18	6,38	0,2	61,95	1,360	1,01	6,640	1,00	0,42	0,45	39,49	1,27	12,39
9	0,3	1,40	18	6,38	0,2	65,1	1,214	1,01	5,929	1,00	0,47	0,42	37,34	1,14	13,02
10	0,3	1,55	18	6,38	0,2	68,25	1,097	1,01	5,355	1,00	0,52	0,40	35,97	1,05	13,65
11	0,3	1,70	18	6,38	0,2	71,4	1,000	1,01	4,882	1,00	0,57	0,38	34,59	0,95	14,28
12	0,3	1,85	18	6,38	0,2	74,55	0,919	1,01	4,486	1,00	0,62	0,36	33,19	0,86	14,91
13	0,3	2,00	18	6,38	0,2	77,7	0,850	1,01	4,150	1,00	0,67	0,34	31,77	0,76	15,54
14	0,3	2,15	18	6,38	0,2	80,85	0,791	1,01	3,860	1,00	0,72	0,32	30,34	0,67	16,17
15	0,3	2,30	18	6,38	0,2	84	0,739	1,01	3,609	0,99	0,77	0,30	28,90	0,57	16,80
16	0,3	2,45	18	6,38	0,2	87,15	0,694	1,01	3,388	0,99	0,82	0,28	27,44	0,47	17,43
17	0,3	2,60	18	6,38	0,2	90,3	0,654	1,01	3,192	0,99	0,86	0,26	25,97	0,37	18,06
18	0,3	2,75	18	6,38	0,2	93,45	0,618	1,01	3,018	0,99	0,91	0,25	25,27	0,31	18,69
19	0,3	2,90	18	6,38	0,2	96,6	0,586	1,01	2,862	0,98	0,96	0,24	24,56	0,25	19,32
20	0,3	3,05	18	6,38	0,2	99,75	0,557	1,01	2,721	0,98	1,00	0,23	23,84	0,18	19,95
21	0,3	3,20	18	6,38	0,2	102,9	0,531	1,01	2,594	0,98	1,05	0,22	23,12	0,12	20,58
22	0,3	3,35	18	6,38	0,2	106,05	0,507	1,00	2,478	0,97	1,09	0,21	22,39	0,06	21,21
23	0,3	3,50	18	6,38	0,2	109,2	0,486	1,00	2,371	0,97	1,14	0,20	21,65	-0,01	21,84
24	0,3	3,65	18	6,38	0,2	112,35	0,466	1,00	2,274	0,97	1,18	0,19	20,90	-0,07	22,47
25	0,3	3,80	18	6,38	0,2	115,5	0,447	1,00	2,184	0,96	1,22	0,18	20,15	-0,14	23,10
26	0,3	3,95	18	6,38	0,2	118,65	0,430	1,00	2,101	0,96	1,26	0,17	19,40	-0,20	23,73
27	0,3	4,10	18	6,38	0,2	121,8	0,415	1,00	2,024	0,95	1,31	0,16	18,64	-0,27	24,36
28	0,3	4,25	18	6,38	0,2	124,95	0,400	1,00	1,953	0,95	1,35	0,15	17,88	-0,33	24,99
29	0,3	4,40	18	6,38	0,2	128,1	0,386	1,00	1,886	0,94	1,39	0,14	17,12	-0,40	25,62
30	0,3	4,55	18	6,38	0,2	131,25	0,374	1,00	1,824	0,94	1,42	0,13	16,35	-0,47	26,25
31	0,3	4,70	18	6,38	0,2	134,4	0,362	1,00	1,766	0,93	1,46	0,12	15,58	-0,53	26,88
														22,80	

Sedání patky kleslo celkově o 15,6 mm

Tabulka 47 – Výpočet sedání pro 50 kPa

B	3 m	zemina 1 F6		L/B	1			
	L	3 m	Y₁		21	kN/m ³		
D	1,7 m	E_{def}	3	MPa		σ_{oi}	65,856	kPa
Y₁	21 kN/m ³	β	0,47	kN/m ³			z_{ic}	8,3
Vk	914 kN							

i	h _i	z _i [m]	Y _i [kN/m ³]	E _{oed,i} [MPa]	m _i	σ _{ori} [kPa]	D/z _i	κ ₁	z _{ic} /z _i	κ ₂	z _R /B	L _{CH}	σ _{zi} [kPa]	s _i [mm]	m _i *σ _{ori} [kPa]
1	0,2	0,10	18	6,38	0,2	37,8	17,000	1,15	83,000	1,00	0,04	0,97	75,22	2,12	7,56
2	0,3	0,35	18	6,38	0,2	43,05	4,857	1,05	23,714	1,00	0,12	0,77	57,20	2,28	8,61
3	0,3	0,50	18	6,38	0,2	46,2	3,400	1,03	16,600	1,00	0,17	0,65	47,98	1,82	9,24
4	0,3	0,65	18	6,38	0,2	49,35	2,615	1,02	12,769	1,00	0,22	0,57	42,34	1,53	9,87
5	0,3	0,80	18	6,38	0,2	52,5	2,125	1,02	10,375	1,00	0,27	0,55	41,01	1,43	10,50
6	0,3	0,95	18	6,38	0,2	55,65	1,789	1,02	8,737	1,00	0,32	0,53	39,83	1,35	11,13
7	0,3	1,10	18	6,38	0,2	58,8	1,545	1,01	7,545	1,00	0,37	0,48	36,75	1,17	11,76
8	0,3	1,25	18	6,38	0,2	61,95	1,360	1,01	6,640	1,00	0,42	0,45	35,02	1,06	12,39
9	0,3	1,40	18	6,38	0,2	65,1	1,214	1,01	5,929	1,00	0,47	0,42	33,29	0,95	13,02
10	0,3	1,55	18	6,38	0,2	68,25	1,097	1,01	5,355	1,00	0,52	0,40	32,21	0,87	13,65
11	0,3	1,70	18	6,38	0,2	71,4	1,000	1,01	4,882	1,00	0,57	0,38	31,12	0,79	14,28
12	0,3	1,85	18	6,38	0,2	74,55	0,919	1,01	4,486	1,00	0,62	0,36	30,01	0,71	14,91
13	0,3	2,00	18	6,38	0,2	77,7	0,850	1,01	4,150	1,00	0,67	0,34	28,88	0,63	15,54
14	0,3	2,15	18	6,38	0,2	80,85	0,791	1,01	3,860	1,00	0,72	0,32	27,73	0,54	16,17
15	0,3	2,30	18	6,38	0,2	84	0,739	1,01	3,609	0,99	0,77	0,30	26,56	0,46	16,80
16	0,3	2,45	18	6,38	0,2	87,15	0,694	1,01	3,388	0,99	0,82	0,28	25,37	0,37	17,43
17	0,3	2,60	18	6,38	0,2	90,3	0,654	1,01	3,192	0,99	0,86	0,26	24,17	0,29	18,06
18	0,3	2,75	18	6,38	0,2	93,45	0,618	1,01	3,018	0,99	0,91	0,25	23,62	0,23	18,69
19	0,3	2,90	18	6,38	0,2	96,6	0,586	1,01	2,862	0,98	0,96	0,24	23,05	0,18	19,32
20	0,3	3,05	18	6,38	0,2	99,75	0,557	1,01	2,721	0,98	1,00	0,23	22,47	0,12	19,95
21	0,3	3,20	18	6,38	0,2	102,9	0,531	1,01	2,594	0,98	1,05	0,22	21,88	0,06	20,58
22	0,3	3,35	18	6,38	0,2	106,05	0,507	1,00	2,478	0,97	1,09	0,21	21,29	0,00	21,21
23	0,3	3,50	18	6,38	0,2	109,2	0,486	1,00	2,371	0,97	1,14	0,20	20,68	-0,05	21,84
24	0,3	3,65	18	6,38	0,2	112,35	0,466	1,00	2,274	0,97	1,18	0,19	20,07	-0,11	22,47
25	0,3	3,80	18	6,38	0,2	115,5	0,447	1,00	2,184	0,96	1,22	0,18	19,45	-0,17	23,10
26	0,3	3,95	18	6,38	0,2	118,65	0,430	1,00	2,101	0,96	1,26	0,17	18,83	-0,23	23,73
27	0,3	4,10	18	6,38	0,2	121,8	0,415	1,00	2,024	0,95	1,31	0,16	18,20	-0,29	24,36
28	0,3	4,25	18	6,38	0,2	124,95	0,400	1,00	1,953	0,95	1,35	0,15	17,57	-0,35	24,99
29	0,3	4,40	18	6,38	0,2	128,1	0,386	1,00	1,886	0,94	1,39	0,14	16,94	-0,41	25,62
30	0,3	4,55	18	6,38	0,2	131,25	0,374	1,00	1,824	0,94	1,42	0,13	16,30	-0,47	26,25
31	0,3	4,70	18	6,38	0,2	134,4	0,362	1,00	1,766	0,93	1,46	0,12	15,65	-0,53	26,88
														18,92	

Sedání patky kleslo celkově o 19,5 mm

Tabulka 48 – Výpočet sedání pro 60 kPa

B	3 m	zemina 1 F6			L/B	1
	L	3 m	Y₁	21 kN/m ³		
D	1,7 m	E_{def}	3 MPa			
Y₁	21 kN/m ³	β	0,47	kN/m ³	z_{ic}	8,3 m
Vk	802 kN					

i	h _i	z _i [m]	Y _i [kN/m ³]	E _{oed,i} [MPa]	m _i	σ _{or,i} [kPa]	D/z _i	κ ₁	z _{ic} /z _i	κ ₂	z _R /B	L _{CH}	σ _{zi} [kPa]	s _i [mm]	m _i *σ _{or,i} [kPa]
1	0,2	0,10	18	6,38	0,2	37,8	17,000	1,15	83,000	1,00	0,04	0,97	65,42	1,81	7,56
2	0,3	0,35	18	6,38	0,2	43,05	4,857	1,05	23,714	1,00	0,12	0,77	48,92	1,89	8,61
3	0,3	0,50	18	6,38	0,2	46,2	3,400	1,03	16,600	1,00	0,17	0,65	40,92	1,49	9,24
4	0,3	0,65	18	6,38	0,2	49,35	2,615	1,02	12,769	1,00	0,22	0,57	36,20	1,24	9,87
5	0,3	0,80	18	6,38	0,2	52,5	2,125	1,02	10,375	1,00	0,27	0,55	35,12	1,16	10,50
6	0,3	0,95	18	6,38	0,2	55,65	1,789	1,02	8,737	1,00	0,32	0,53	34,22	1,09	11,13
7	0,3	1,10	18	6,38	0,2	58,8	1,545	1,01	7,545	1,00	0,37	0,48	31,81	0,94	11,76
8	0,3	1,25	18	6,38	0,2	61,95	1,360	1,01	6,640	1,00	0,42	0,45	30,50	0,85	12,39
9	0,3	1,40	18	6,38	0,2	65,1	1,214	1,01	5,929	1,00	0,47	0,42	29,19	0,76	13,02
10	0,3	1,55	18	6,38	0,2	68,25	1,097	1,01	5,355	1,00	0,52	0,40	28,41	0,69	13,65
11	0,3	1,70	18	6,38	0,2	71,4	1,000	1,01	4,882	1,00	0,57	0,38	27,61	0,63	14,28
12	0,3	1,85	18	6,38	0,2	74,55	0,919	1,01	4,486	1,00	0,62	0,36	26,79	0,56	14,91
13	0,3	2,00	18	6,38	0,2	77,7	0,850	1,01	4,150	1,00	0,67	0,34	25,94	0,49	15,54
14	0,3	2,15	18	6,38	0,2	80,85	0,791	1,01	3,860	1,00	0,72	0,32	25,08	0,42	16,17
15	0,3	2,30	18	6,38	0,2	84	0,739	1,01	3,609	0,99	0,77	0,30	24,19	0,35	16,80
16	0,3	2,45	18	6,38	0,2	87,15	0,694	1,01	3,388	0,99	0,82	0,28	23,28	0,27	17,43
17	0,3	2,60	18	6,38	0,2	90,3	0,654	1,01	3,192	0,99	0,86	0,26	22,35	0,20	18,06
18	0,3	2,75	18	6,38	0,2	93,45	0,618	1,01	3,018	0,99	0,91	0,25	21,94	0,15	18,69
19	0,3	2,90	18	6,38	0,2	96,6	0,586	1,01	2,862	0,98	0,96	0,24	21,51	0,10	19,32
20	0,3	3,05	18	6,38	0,2	99,75	0,557	1,01	2,721	0,98	1,00	0,23	21,07	0,05	19,95
21	0,3	3,20	18	6,38	0,2	102,9	0,531	1,01	2,594	0,98	1,05	0,22	20,62	0,00	20,58
22	0,3	3,35	18	6,38	0,2	106,05	0,507	1,00	2,478	0,97	1,09	0,21	20,16	-0,05	21,21
23	0,3	3,50	18	6,38	0,2	109,2	0,486	1,00	2,371	0,97	1,14	0,20	19,69	-0,10	21,84
24	0,3	3,65	18	6,38	0,2	112,35	0,466	1,00	2,274	0,97	1,18	0,19	19,22	-0,15	22,47
25	0,3	3,80	18	6,38	0,2	115,5	0,447	1,00	2,184	0,96	1,22	0,18	18,73	-0,21	23,10
26	0,3	3,95	18	6,38	0,2	118,65	0,430	1,00	2,101	0,96	1,26	0,17	18,24	-0,26	23,73
27	0,3	4,10	18	6,38	0,2	121,8	0,415	1,00	2,024	0,95	1,31	0,16	17,74	-0,31	24,36
28	0,3	4,25	18	6,38	0,2	124,95	0,400	1,00	1,953	0,95	1,35	0,15	17,24	-0,36	24,99
29	0,3	4,40	18	6,38	0,2	128,1	0,386	1,00	1,886	0,94	1,39	0,14	16,74	-0,42	25,62
30	0,3	4,55	18	6,38	0,2	131,25	0,374	1,00	1,824	0,94	1,42	0,13	16,23	-0,47	26,25
31	0,3	4,70	18	6,38	0,2	134,4	0,362	1,00	1,766	0,93	1,46	0,12	15,71	-0,52	26,88
														15,15	

Sednutí patky celkově kleslo o 23,4 mm.

Tabulka porovnání přitížení pod deskou / sedání patky

Tabulka 49 – Porovnání přitížení pod deskou / sedání patky

Přítížení [kPa]	0	20	30	40	50	60
sedání [mm]	38,4	30,6	26,7	22,8	18,9	15,1

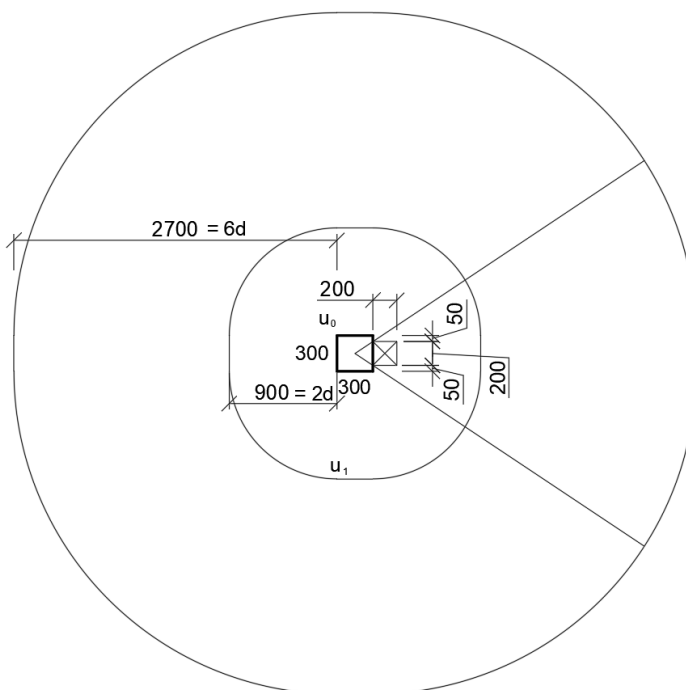
S přitížením pod deskou o každých 10 kPa celkové sedání patky klesne přibližně o hodnotu 3,9 mm

Celkový návrh:

Celá budova založená na základové desce tloušťky 500 mm s jednou základovou patkou pod nejzatíženějším sloupem (bod F2). Na půdorysných okrajích budovy bude základový pás o šířce 600 mm do hloubky 1,2 m pod úroveň terénu.

Ověření základové desky na protlačení pod sloupem ve skladu:

- tl. desky: $h_d = 500 \text{ mm}$ → odhad účinné výšky průřezu $d = \frac{d_x + d_y}{2} = 465 \text{ mm}$
- rozměry sloupu: 300 x 300 mm
- zatěžovací plocha sloupu: $A = 5,3 * 9,575 = 50,75 \text{ m}^2$
- návrhové zatížení stropní desky: $(g+q)_d = 29,95 \text{ kN/m}^2$
- odhad max. posouvající síly v desce: $V_{Ed} = A * (g + q)_d = 50,75 * 29,95 = 1520 \text{ kN}$
- Stanovení délky kontrolovaných obvodů se zohledněním všech prostupů do vzdálenosti $6d$ od líce sloupu
- pod komolým jehlanem betonu, který by se vytrhl, je zemina, která klade odpor. Lze uvažovat, že tento odpor bude, na straně bezpečnosti, polovina únosnosti. Což znamená, že zatížení lze snížit z uvažovaných $V_{Ed} = 1520 \text{ kN}$ na $V_{Ed} = 1520 - (115 * \text{plocha jehlanu})$.



Obrázek 61 – Schéma kontrolovaných obvodů na protlačení základové desky

- kontrolované obvody: $u_0 = 1000 \text{ mm}$

$$u_1 = 5578 \text{ mm}$$

- odhad součinitele β : $\beta = 1,2$

- účinek zatížení v kontr. obvodech: $v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,2 \cdot (1520 - (115 \cdot 0,3^2)) \cdot 10^3}{1000 \cdot 465} = 3,9 \frac{N}{mm^2}$

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,2 \cdot (1520 - (115 \cdot 3,03)) \cdot 10^3}{5578 \cdot 465} = 0,54 \frac{N}{mm^2}$$

- únosnost tlakové diagonály:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 =$$

$$= 4,22 \text{ MPa} > v_{Ed,0} = 3,9 \frac{N}{mm^2} \text{ vyhovuje}$$

- smyková únosnost desky bez smykové výztuže:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

- odhad stupně vyztužení ohyb. výztuží: $\rho = 0,005$

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{465}}\right) \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} = 0,49 \text{ MPa}$$

- $\alpha_{max} = 1,8$ odhad pro vyztužení proti protlačení třmínkovými lištami

$$\alpha_{max} \cdot v_{Rd,c} = 1,8 \cdot 0,49 = 0,88 \text{ MPa} > v_{Ed,1} = 0,54 \text{ MPa} \text{ Vyhovuje}$$

→ **Tloušťka základové desky 500 mm vyhovuje**

Výpočet desky 450 mm pod skladem na protlačení

- tl. desky: $h_d = 450 \text{ mm}$ → odhad účinné výšky průřezu $d = \frac{d_x + d_y}{2} = 415 \text{ mm}$

- účinek zatížení v kontr. obvodech: $v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,2 \cdot (1520 - (115 \cdot 0,3^2)) \cdot 10^3}{1000 \cdot 415} =$

$$4,37 \frac{N}{mm^2}$$

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,2 \cdot (1520 - (115 \cdot 3,03)) \cdot 10^3}{5578 \cdot 415} = 0,61 \frac{N}{mm^2}$$

- únosnost tlakové diagonály:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 =$$

$$= 4,22 \text{ MPa} > v_{Ed,0} = 4,37 \frac{N}{mm^2} \text{ nevyhovuje}$$

- smyková únosnost desky bez smykové výztuže:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}} = \frac{0,18}{\gamma_c} * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) * (100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

- odhad stupně vyztužení ohyb. výztuží: $\rho = 0,005$

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{415}}\right) * (100 * 0,005 * 30)^{\frac{1}{3}} = 0,5 \text{ MPa}$$

- $\alpha_{max} = 1,8$ odhad pro vyztužení proti protlačení tříníkovými lištami

$$\alpha_{max} * v_{Rd,c} = 1,8 * 0,5 = 0,9 \text{ MPa} > v_{Ed,1} = 0,61 \text{ MPa} \text{ Vyhovuje}$$

→ Tloušťka základové desky 450 mm nevyhovuje, jelikož nevyhoví únosnost tlakové diagonály = Základovou desku 500 mm nelze zmenšit

→ Navržená základová deska o $h = 0,5 \text{ m}$ + základová patka $b * l = 3 * 3 \text{ m}$ a $h = 1,5 \text{ m}$, pod nejméně zatíženým sloupem vyhoví

3.6 Prostorová tuhost objektu

Nosný systém objektu je tvořen kombinací ŽB stěn a sloupů s železobetonovými stropními deskami. celým objektem prochází železobetonové jádro, které je ve střední části výkresu (viz. výkresy tvaru)

→ Prostorová tuhost je v tomto případě dostatečná – není potřeba podrobnější ověření

4 Návrh stropní konstrukce na zatížení od stromů

Umístění stromů na zelenou střechu vyžaduje dostatečnou hloubku a šířku substrátu. Vrstva, která se na střeše vyskytuje je 150 – 350 mm, tudíž bude potřeba strom zasadit do „květináčů“, které zvýší vrstvu substrátu a umožní kořenům stromu dostatečně zakořenit a získávat vodu. V předběžném statickém výpočtu je počítáno s vrstvou 350 mm substrátu všude, aby vznikla rezerva na umístění stromů a zároveň možnost umístit stromy takovým způsobem, aby co nejméně zatěžovali stropní konstrukci.

Minimální výška substrátu pro stromy je 450 mm, doporučená 600 mm. Větší výška substrátu ovšem znamená, že by strom mohl teoreticky vyrůst do větší výšky, proto bude nadále uvažována výška substrátu 450 mm a na tuto výšku budou navrženy i „květináče“.

Na střechu budou zasazeny stromy *Prunus cerasifera* Nigra, které splňují tyto požadavky.

4.1 Odhad zatížení stromu

- výška stromu: 3 ~ 6 m
- šířka stromu: 2 ~ 4 m
- typ: listnatý opadavý
- průměr kmene: 15 cm

Odhad zatížení od stromu:

$$F_{strom} = A_{kmen} * \frac{h_{strom}}{2} * \rho_{strom} + b_{koruna} * \frac{h_{strom}}{2} * \rho_{strom} * k$$

$$A_{kmen} \quad \text{plocha kmene stromu } A_{kmen} = 0,15^2 * \frac{\pi}{4} = 0,018 \text{ m}^2$$

$$\frac{h_{strom}}{2} \quad \text{výška kmene stromu = výška koruny stromu } \frac{h_{strom}}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

$$\rho_{strom} \quad \text{objemová hmotnost dřeva (čerstvé, nasáklé vodou) = } 990 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$b_{koruna} \quad \text{šířka koruny stromu = 4 m}$$

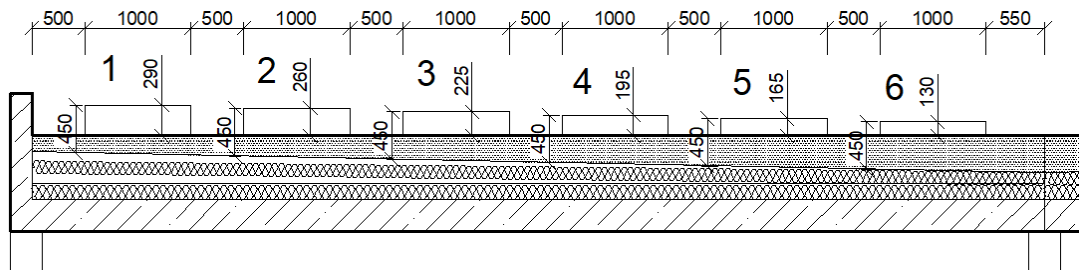
$$k \quad \text{koeficient objemu koruny stromu (odhad dle množství větví + listí)}$$

$$F_{strom} = 0,018 * 3 * 990 + 4 * 3 * 990 * 0,03 = 409 * \frac{10}{1000} = 4,1 \text{ kN}$$

(Výpočet zatížení od stromu je čistě odhadem, celková váha stromu nebude hrát tak významnou roli oproti zatížení od květináče, ve kterém se strom bude nacházet. Toto spočtené zatížení bude započítáno do zatížení střechy, ačkoliv může být lehce předimenzované.)

Zatížení od květináče:

Potřebné množství substrátu, ve kterém bude růst strom je 450 mm na výšku a průměr 1 m. Toto lze přičíst k množství substrátu, které se na střeše už nachází (pro trávu), tudíž umístění stromů a velikost zatížení od květináčů se bude lišit. Pro jednoduchost bude uvažováno pouze 6 případů umístění stromů z hlediska rozpětí konstrukce a tloušťce substrátu (= velikosti zatížení).



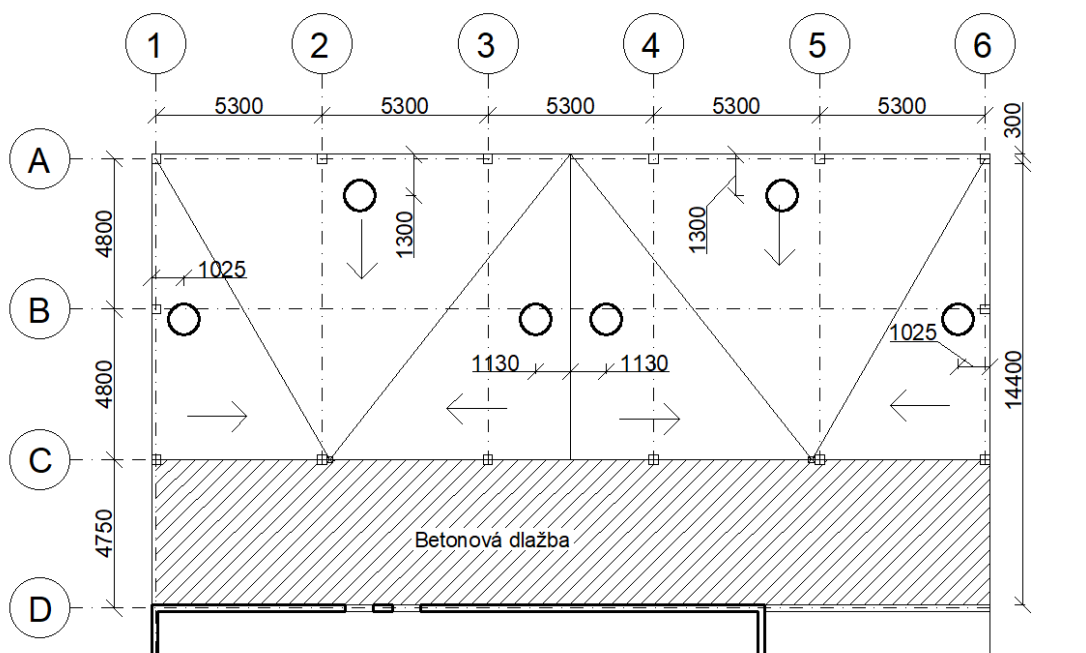
Obrázek 62 – Schématické znázornění výšky květináče v závislosti na umístění vzhledem ke sklonu střechy

4.2 Odhad celkového zatížení od stromu s květináčem

Následující obrázky značí schématické umístění stromů v 6 variantách podle sklonu střechy – se stromy lze hýbat kolmo na směr sklonu střechy s neměnným zatížením

(zatížení jednotlivých variant vychází z přitížení oproti původnímu zatížení bez stromů)

Možnost 1:

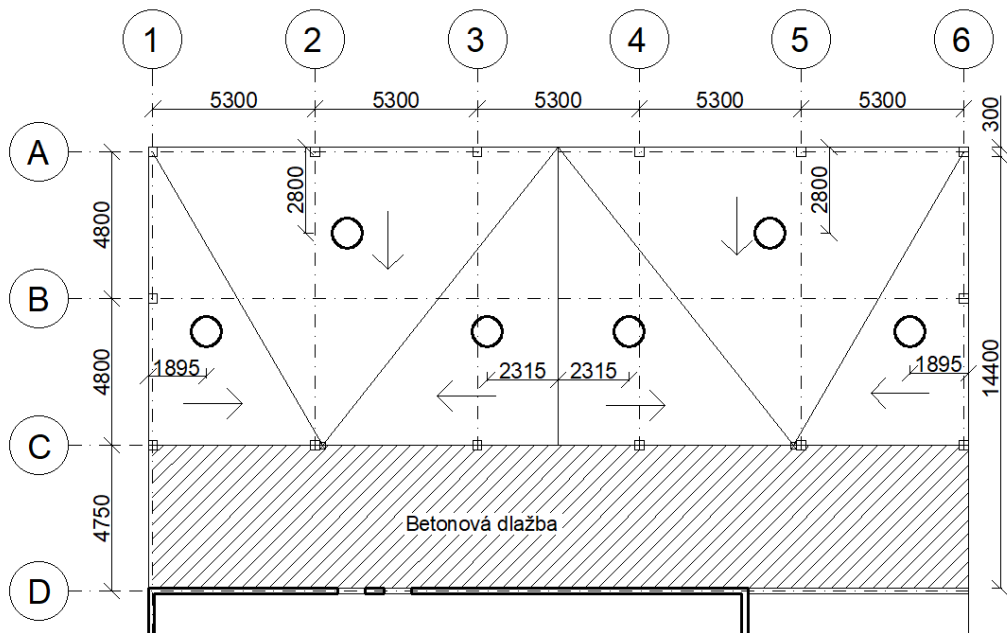


Obrázek 63 – Možnost umístění květináčů 1

Tabulka 50 – Výpočet zatížení od květináče pro možnost 1

	výpočet	char. Zat. [kN]	γ_F	návrh. Zat. [kN]
intenzivní střešní substrát	$0,29 \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 1560$	355,13	1,35	479,43
strom	-	4,10	1,35	5,54
plechový květináč	-	0,30	1,35	0,41
Σ stálé				485,37
sníh	$\pi \cdot 0,5^2 \cdot 1,2$	0,94	1,50	1,41
-sníh	$-\pi \cdot 0,5^2 \cdot 0,6$	-0,47	1,50	-0,71
-užitné	$-\pi \cdot 0,5^2 \cdot 3$	-2,36	1,50	-3,53
Σ užitné				-2,83
Σ celkem			$N_{ED,max} =$	482,54

Možnost 2:

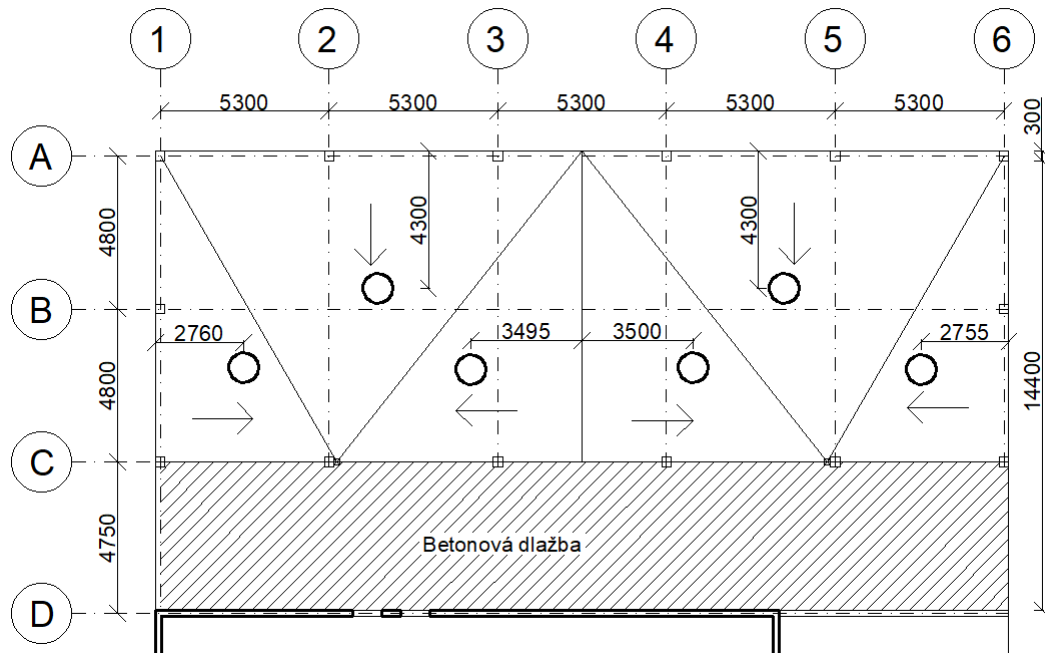


Obrázek 64 – Možnost umístění květináčů 2

Tabulka 51 – Výpočet zatížení od květináče pro možnost 2

	výpočet	char. Zat. [kN]	γ_F	návrh. Zat. [kN]
intenzivní střešní substrát	$0,26 \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 1560$	318,40	1,35	429,83
strom	-	4,10	1,35	5,54
plechový květináč	-	0,30	1,35	0,41
Σ stálé				435,77
sníh	$\pi \cdot 0,5^2 \cdot 1,2$	0,94	1,50	1,41
-sníh	$-\pi \cdot 0,5^2 \cdot 0,6$	-0,47	1,50	-0,71
-užitné	$-\pi \cdot 0,5^2 \cdot 3$	-2,36	1,50	-3,53
Σ užitné				-2,83
Σ celkem			$N_{ED,max} =$	432,95

Možnost 3:

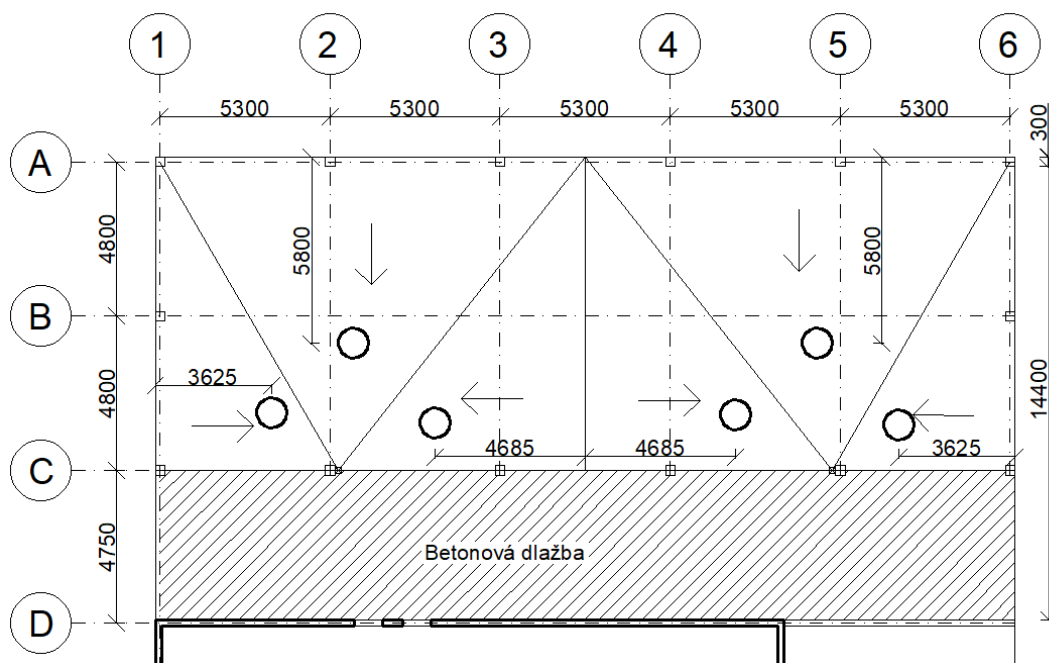


Obrázek 65 - Možnost umístění květináčů 3

Tabulka 52 – Výpočet zatížení od květináče pro možnost 3

	výpočet	char. Zat. [kN]	γ_F	návrh. Zat. [kN]
intenzivní střešní substrát	$0,225 \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 1560$	275,54	1,35	371,97
strom	-	4,10	1,35	5,54
plechový květináč	-	0,30	1,35	0,41
Σ stálé				377,91
sníh	$\pi \cdot 0,5^2 \cdot 1,2$	0,94	1,50	1,41
-sníh	$-\pi \cdot 0,5^2 \cdot 0,6$	-0,47	1,50	-0,71
-užitné	$-\pi \cdot 0,5^2 \cdot 3$	-2,36	1,50	-3,53
Σ užitné				-2,83
Σ celkem			$N_{ED,max} =$	375,09

Možnost 4:

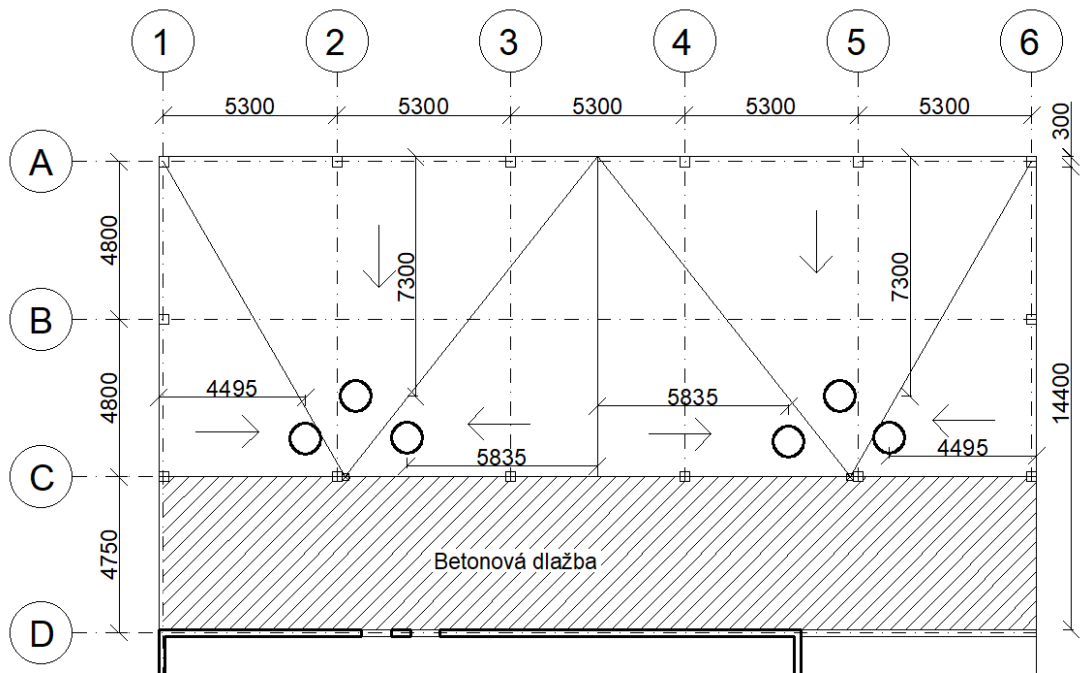


Obrázek 66 - Možnost umístění květináčů 4

Tabulka 53 – Výpočet zatížení od květináče pro možnost 4

	výpočet	char. Zat. [kN]	γ_F	návrh. Zat. [kN]
intenzivní střešní substrát	$0,195 \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 1560$	238,80	1,35	322,38
strom	-	4,10	1,35	5,54
plechový květináč	-	0,30	1,35	0,41
Σ stálé				328,32
sníh	$\pi \cdot 0,5^2 \cdot 1,2$	0,94	1,50	1,41
-sníh	$-\pi \cdot 0,5^2 \cdot 0,6$	-0,47	1,50	-0,71
-užitné	$-\pi \cdot 0,5^2 \cdot 3$	-2,36	1,50	-3,53
Σ užitné				-2,83
Σ celkem			$N_{ED,max} =$	325,49

Možnost 5:

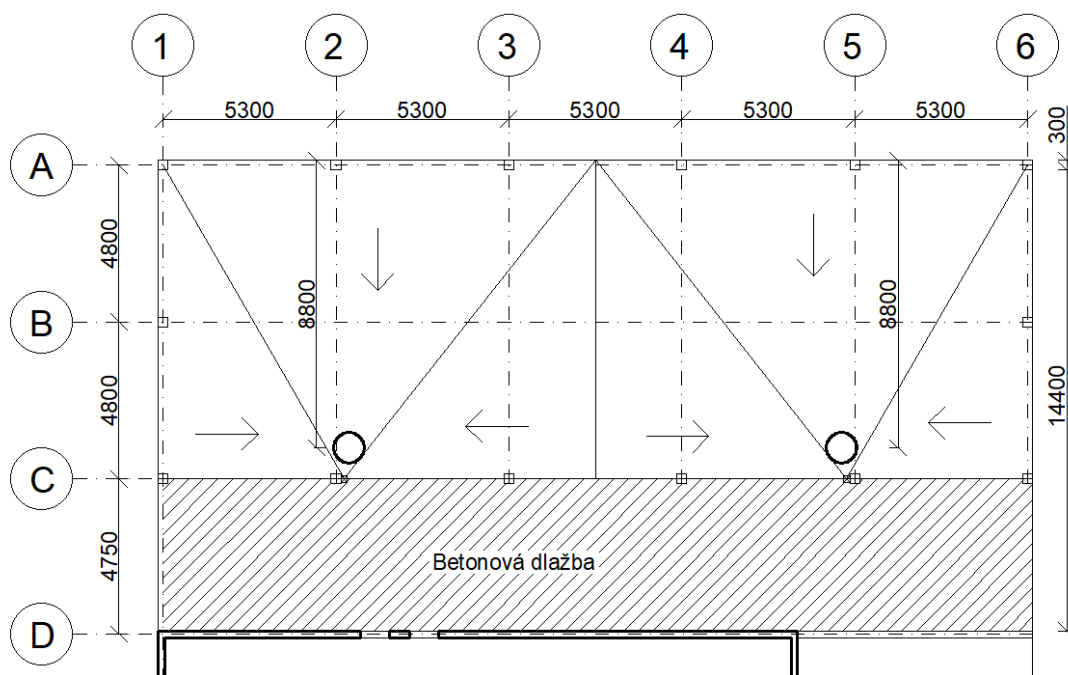


Obrázek 67 - Možnost umístění květináčů 5

Tabulka 54 -- Výpočet zatížení od květináče pro možnost 5

	výpočet	char. Zat. [kN]	γ_F	návrh. Zat. [kN]
intenzivní střešní substrát	$0,165 \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 1560$	202,06	1,35	272,78
strom	-	4,10	1,35	5,54
plechový květináč	-	0,30	1,35	0,41
Σ stálé				278,72
sníh	$\pi \cdot 0,5^2 \cdot 1,2$	0,94	1,50	1,41
-sníh	$-\pi \cdot 0,5^2 \cdot 0,6$	-0,47	1,50	-0,71
-užitné	$-\pi \cdot 0,5^2 \cdot 3$	-2,36	1,50	-3,53
Σ užitné				-2,83
Σ celkem			$N_{ED,max} =$	275,89

Možnost 6:



Obrázek 68 - Možnost umístění květináčů 6

Tabulka 55 -- Výpočet zatížení od květináče pro možnost 6

	výpočet	char. Zat. [kN]	γ_F	návrh. Zat. [kN]
intenzivní střešní substrát	$0,13 \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 1560$	159,20	1,35	214,92
strom	-	4,10	1,35	5,54
plechový květináč	-	0,30	1,35	0,41
Σ stálé				220,86
sníh	$\pi \cdot 0,5^2 \cdot 1,2$	0,94	1,50	1,41
-sníh	$-\pi \cdot 0,5^2 \cdot 0,6$	-0,47	1,50	-0,71
-užitné	$-\pi \cdot 0,5^2 \cdot 3$	-2,36	1,50	-3,53
Σ užitné				-2,83
Σ celkem			$N_{ED,max} =$	218,03

Stromy budou následně rozmístěny tak, aby co nejméně zatěžovali stropní konstrukci, byly esteticky umístěny a zároveň i vytvářely prostor pro lidi (pochozí střecha).

4.3 Další zatížení

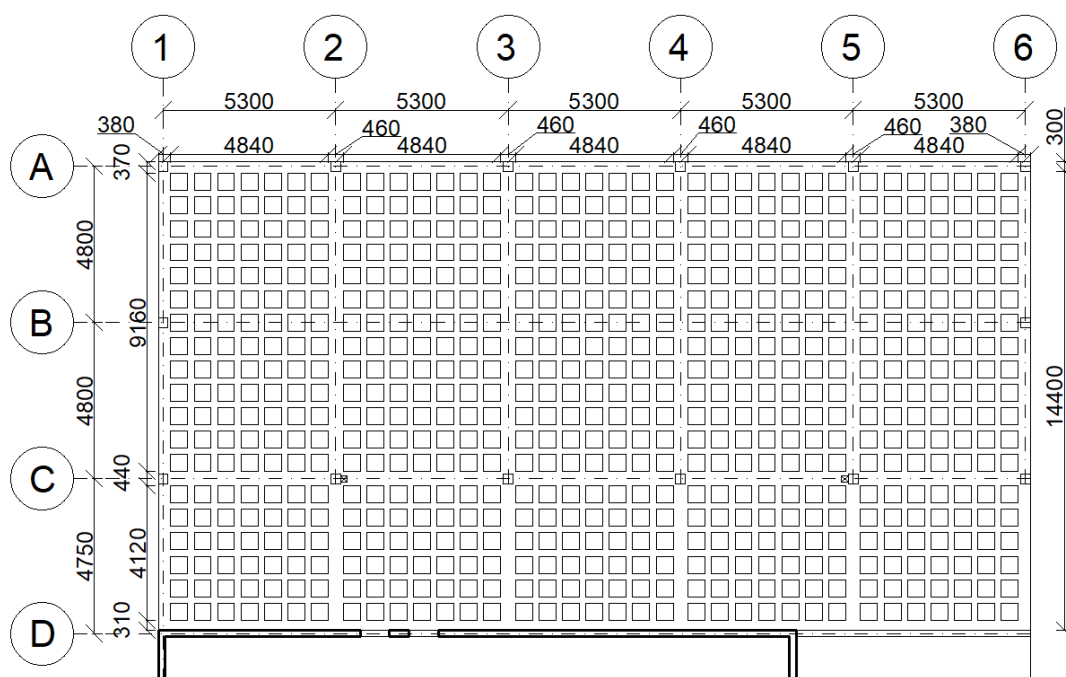
Jelikož v programu SCIA Engineer není možno modelovat vylehčenou desku s použitými vylehčovacími prvky UBOOT-double 400, výpočet bude proveden pomocí horní desky 100 mm a trámků. Beton, který se nachází půdorysně pod bedničkami nebude zahrnut do modelu jako ztužující prvek, ale jako plošné zatížení.

Výpočet zatížení od spodní desky betonu v místě vylehčovacích prvků:

$$f_k = 0,52 * 0,52 * 0,06 * 665 * 25 / (14,4 * 5,3 * 5) = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

odlišnost v zadání mezi plošným zatížením na celém modelu a zatížením pouze v místě vylehčovacích prvků je zanedbatelná. Spodní deska by naopak pomáhala ve spolupůsobení celé stropní konstrukce.

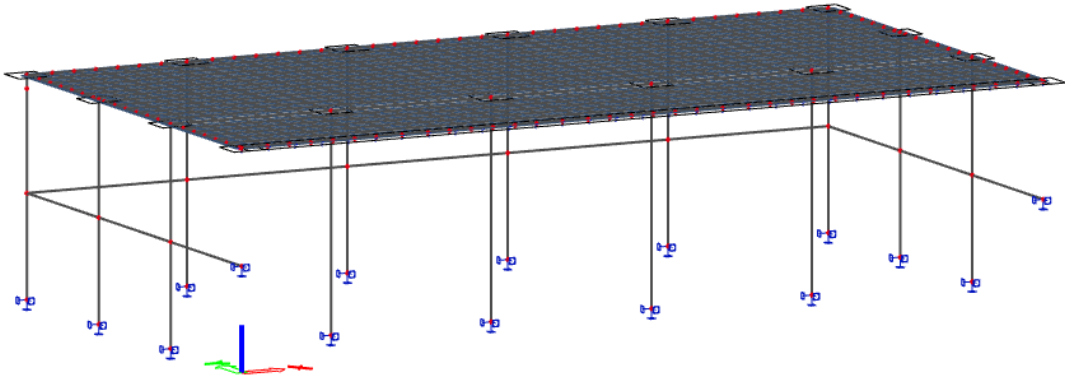
4.4 Výpočetní model – ověření průhybů



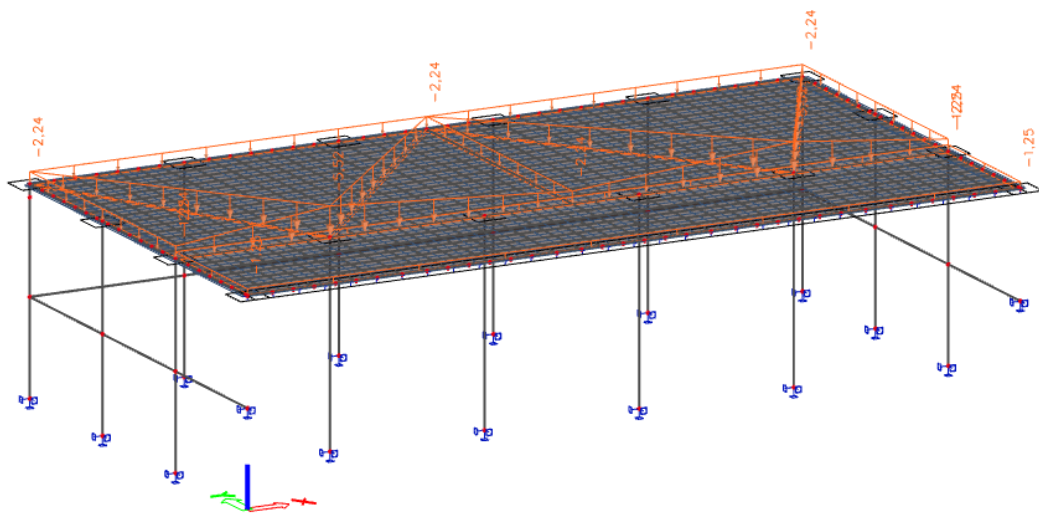
Obrázek 69 – Schéma umístění vylehčovacích prvků

Výpočet nejlepší varianty bude hodnocen podle velikosti průhybu

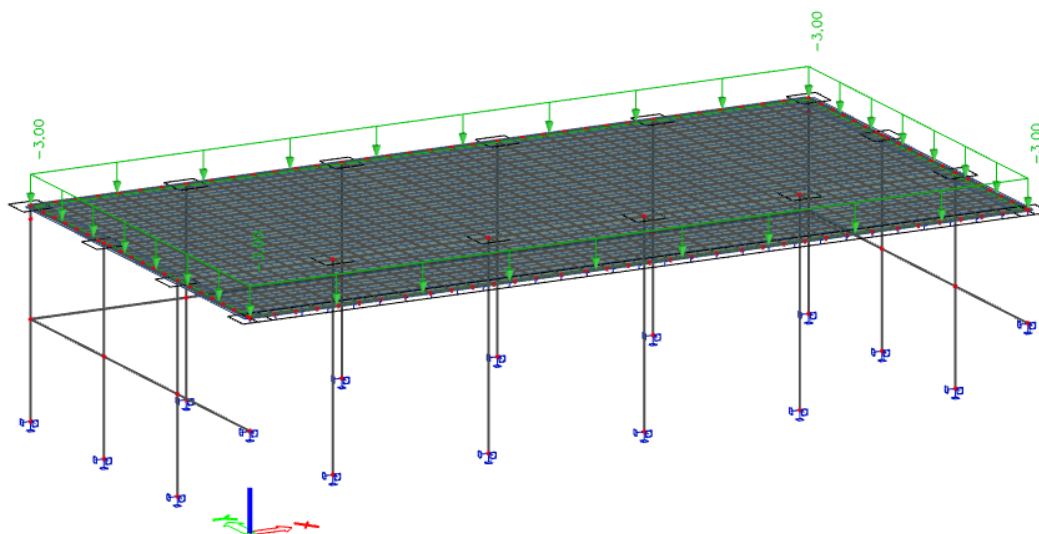
Varianta bez stromů:



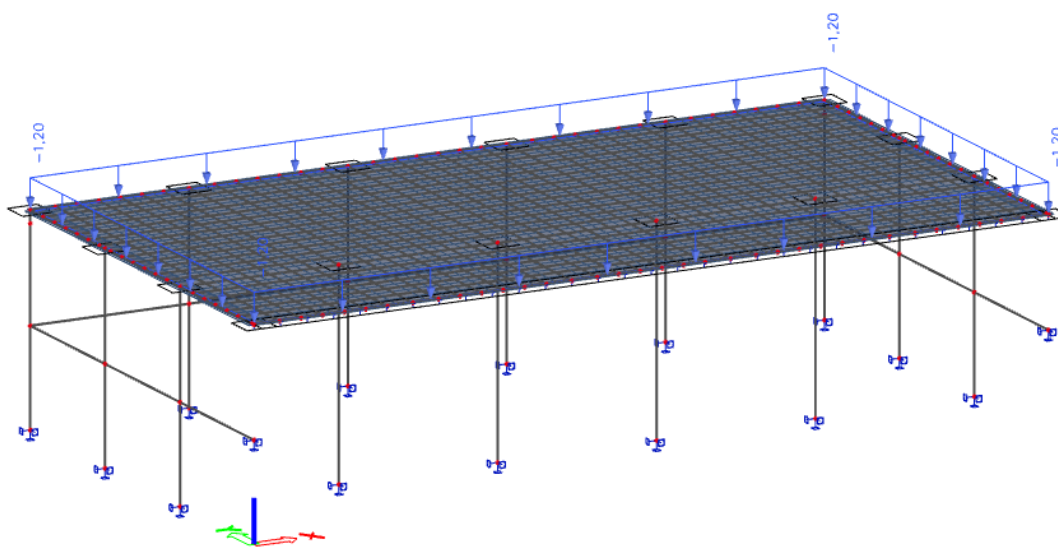
Obrázek 70 – Model vylehčeného stropu



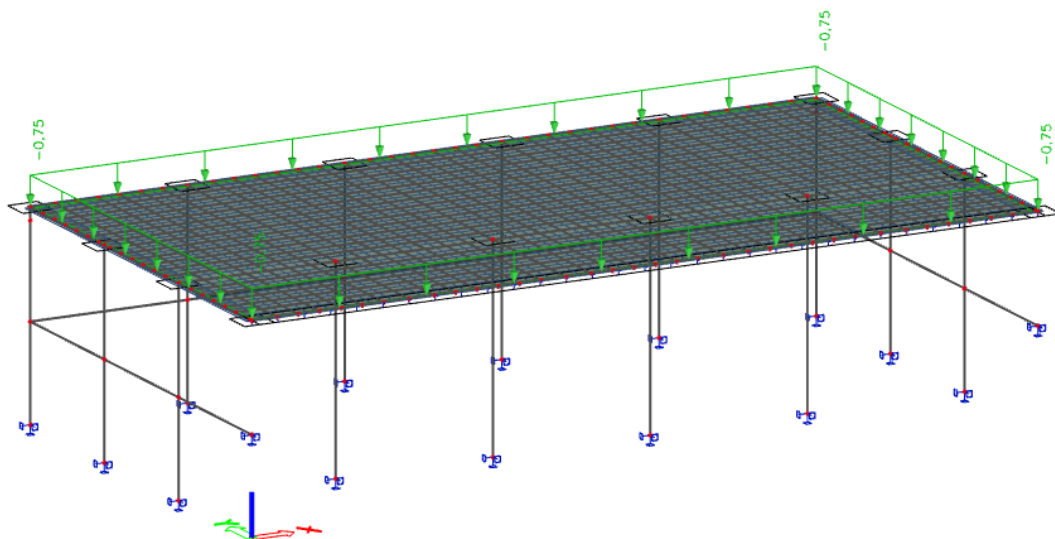
Obrázek 71 – ZS2, stálé od podlahy



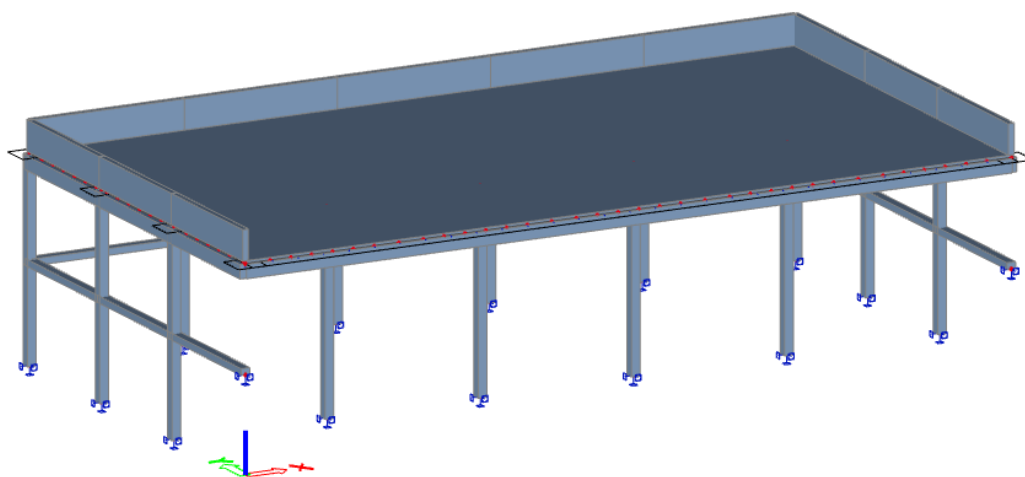
Obrázek 72 – ZS3, užitné



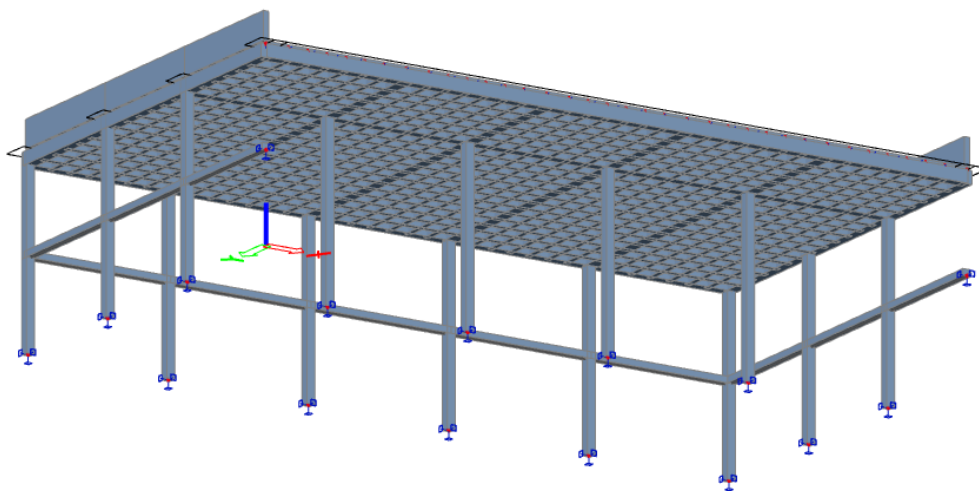
Obrázek 73 – ZS4, sněh



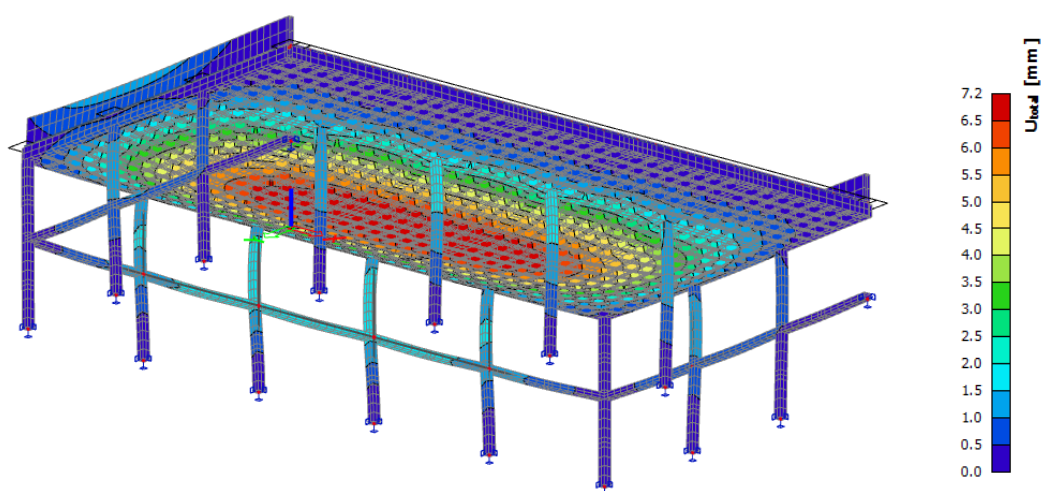
Obrázek 74 – ZS, beton pod vylehčovacími prvky



Obrázek 75 – 3D model, pohled horní



Obrázek 76 – 3D model, pohled spodní



Obrázek 77 – 3D průhyby

maximální průhyb je 7,2 mm

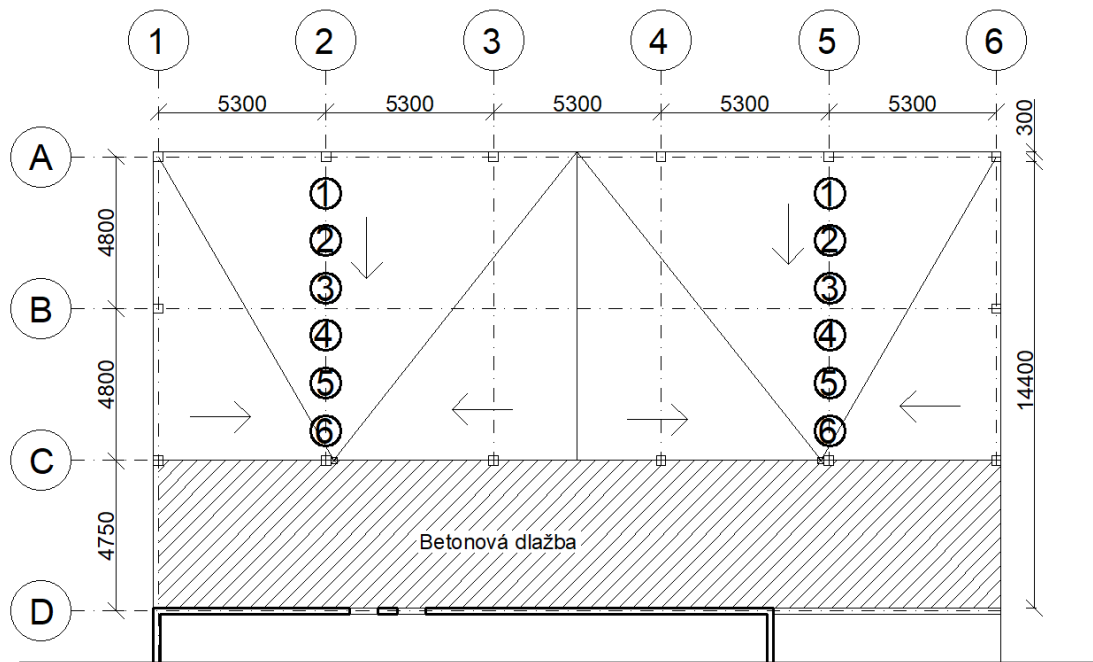
$$u_{lim} = 9600 / 250 = 38,4 \text{ mm}$$

Omezení maximálního průhybu bude 38,4/3,5 z důvodu dotvarování a smršťování betonu.

$$u_{lim} = 9600 / (250 * 3,5) = 11 \text{ mm}$$

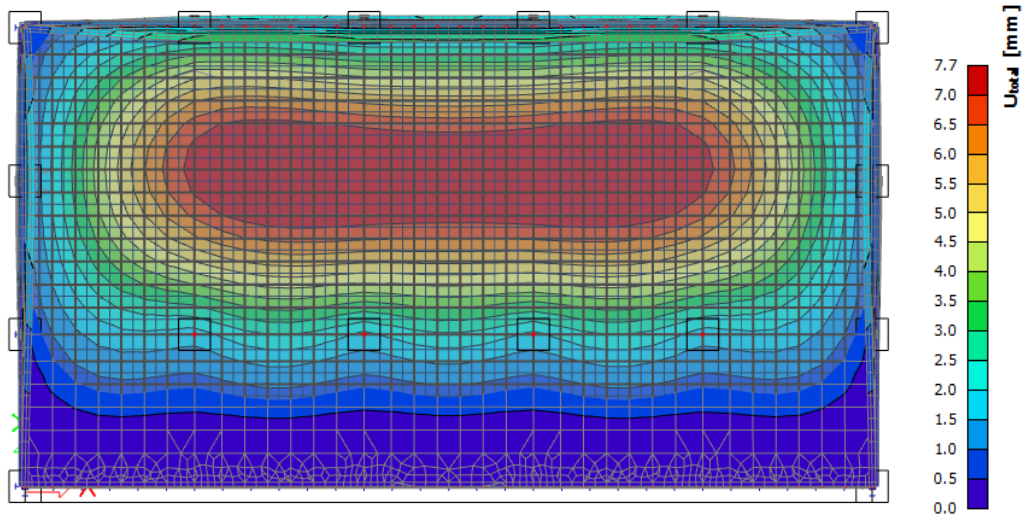
Stromy budou muset být umístěny tak, aby se průhyb zvětšil pouze o 3,8 mm

Varianta A – umístění na osu sloupových pruhů:

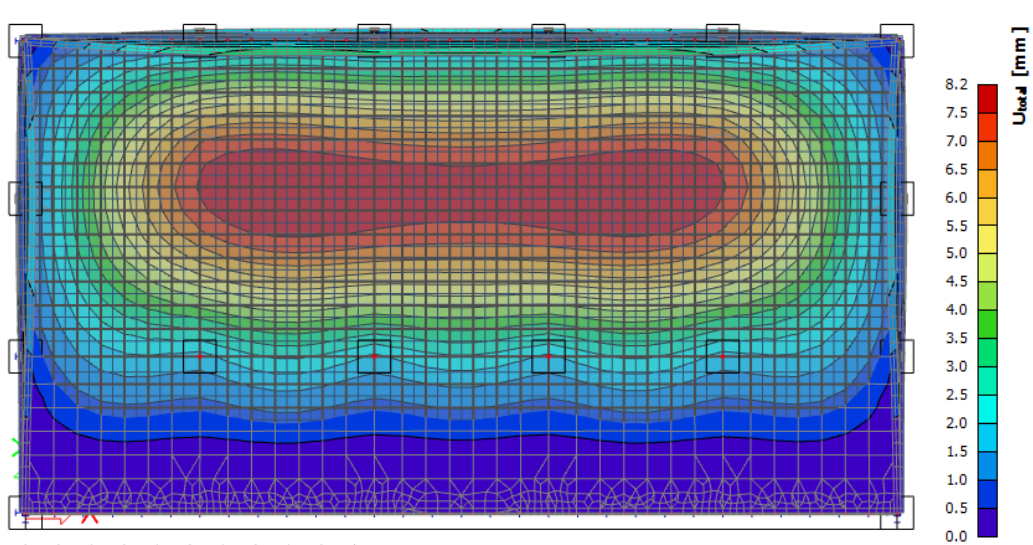


Obrázek 78 – Varianty umístění květináčů A

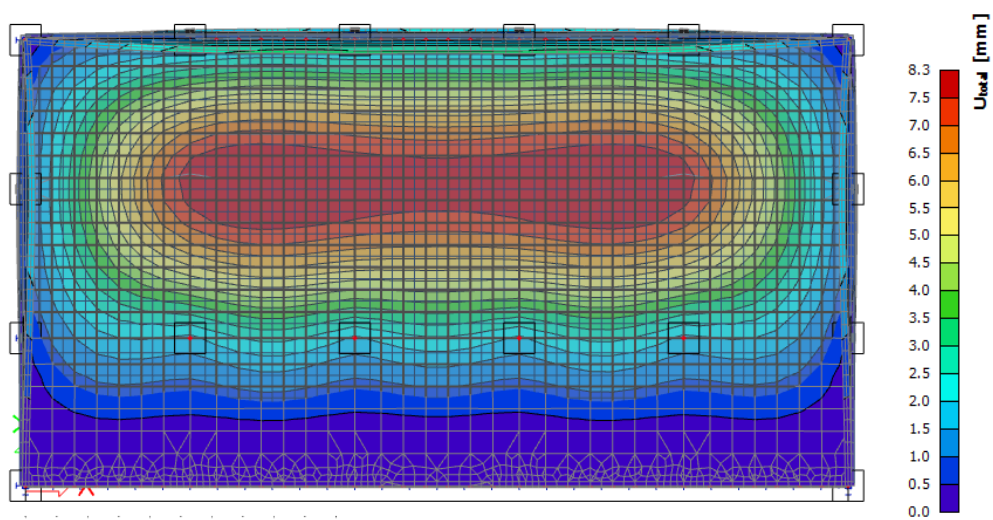
Výpočet průhybů od jednotlivých variant A:



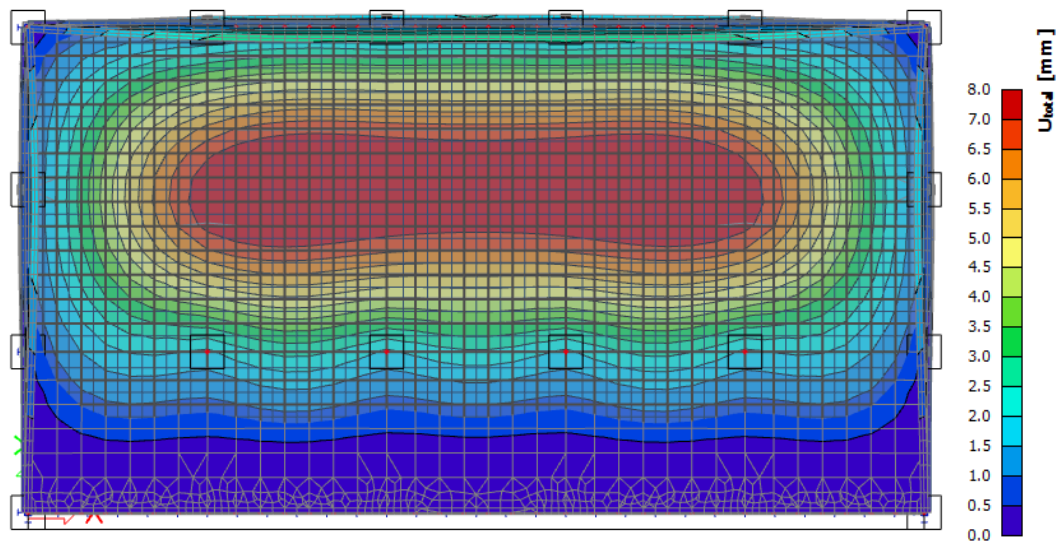
Obrázek 79 – Průhyb od varianty A1



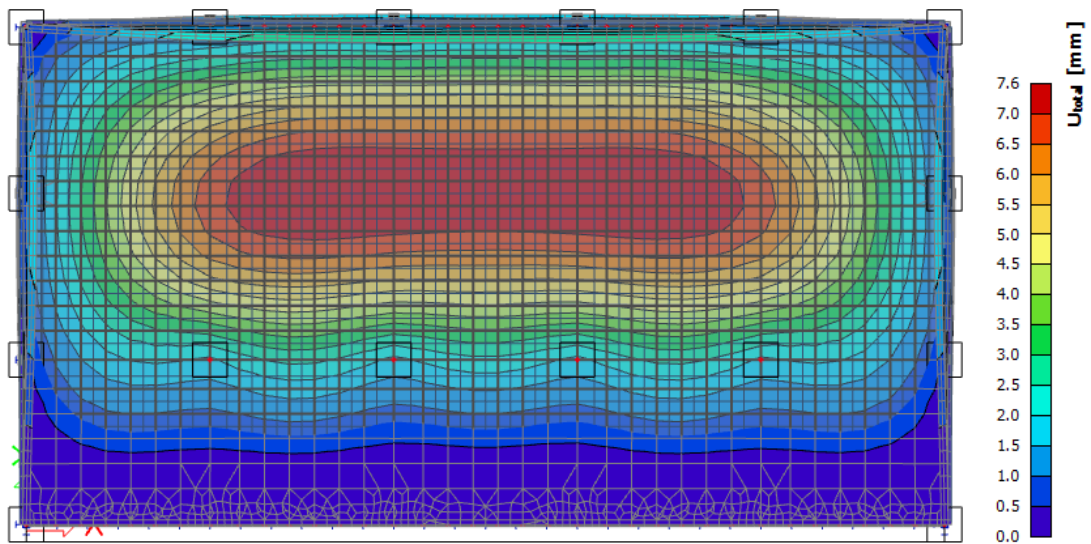
Obrázek 80 – Průhyb od varianty A2



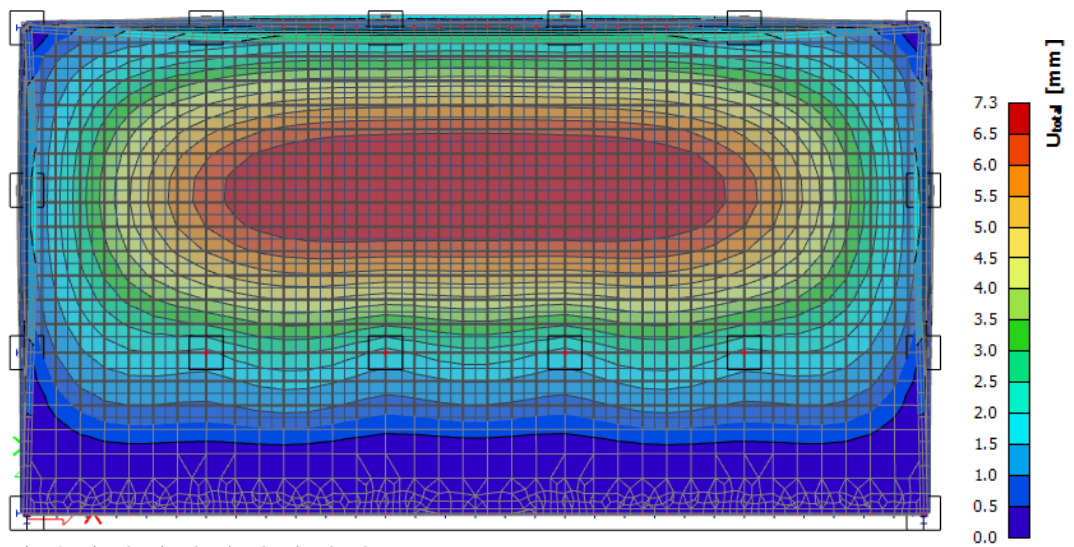
Obrázek 81 – Průhyb od varianty A3



Obrázek 82 – Průhyb od varianty A4

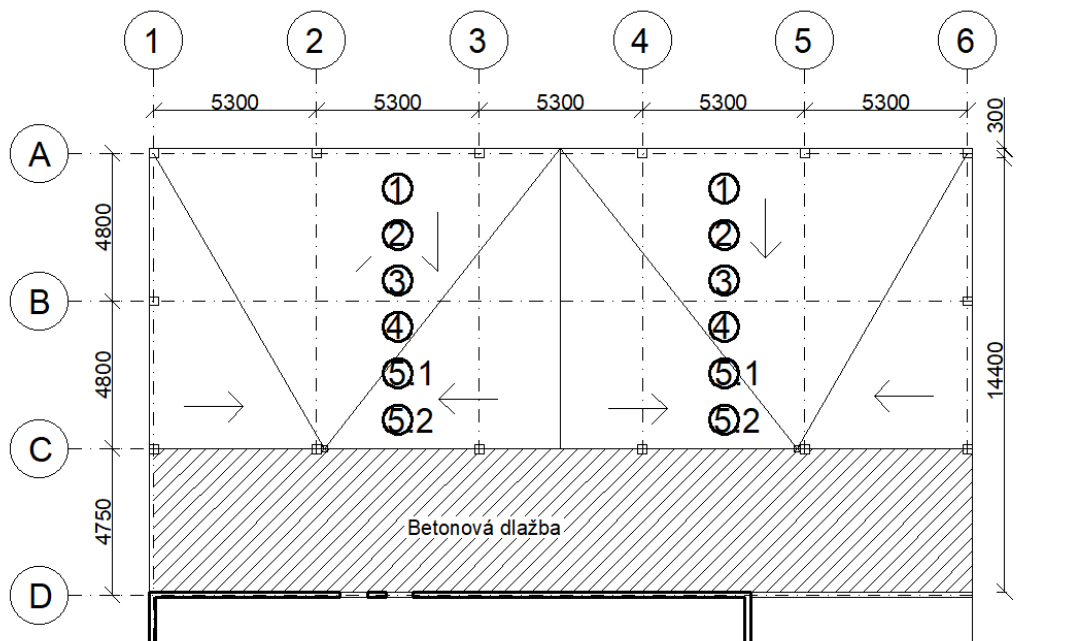


Obrázek 83 – Průhyb od varianty A5



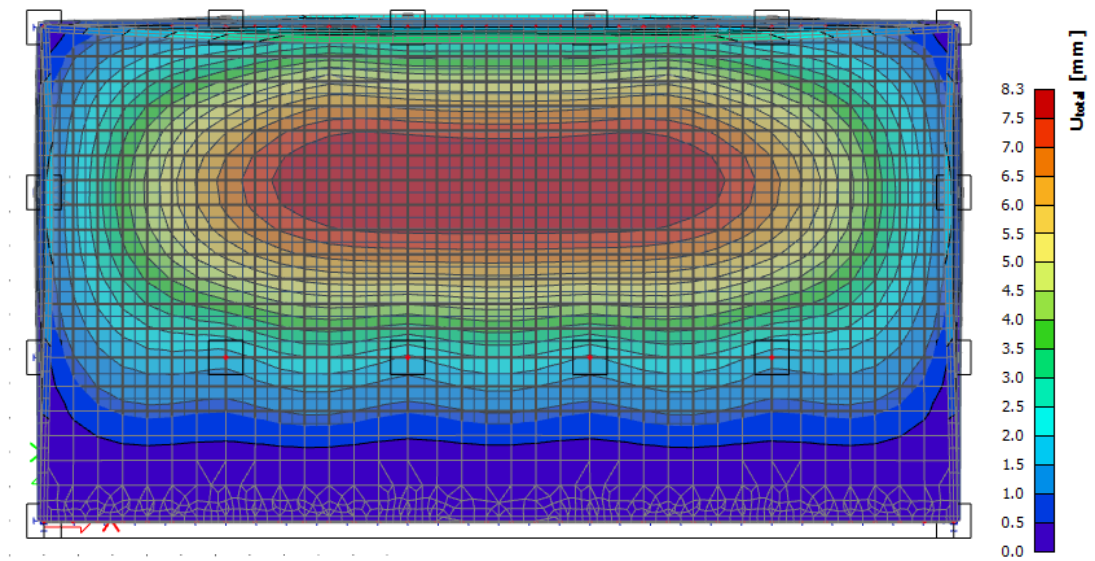
Obrázek 84 – Průhyb od varianty A6

Varianta B – umístění na osu polí:

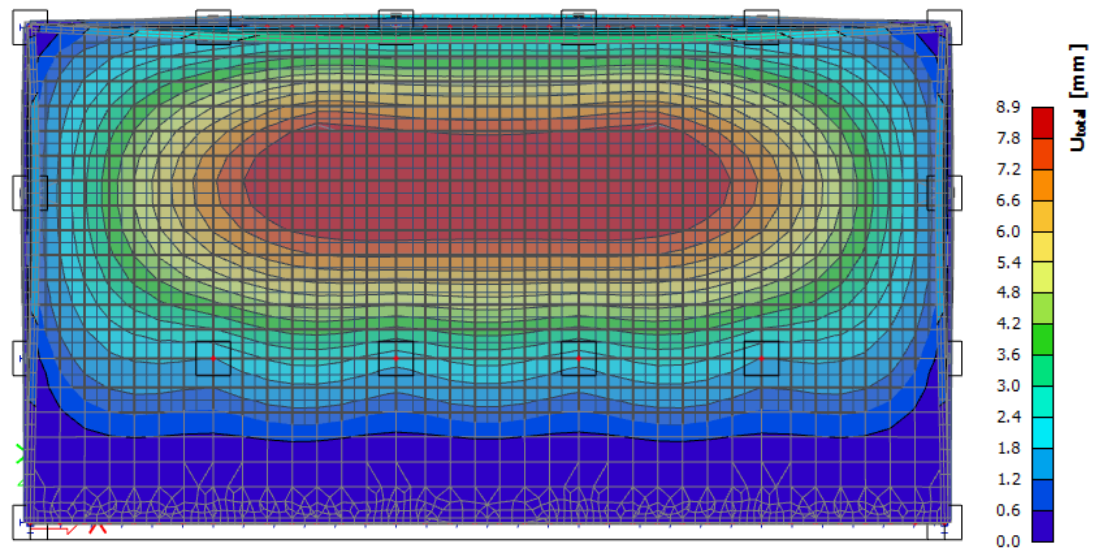


Obrázek 85 – varianty umístění květináčů B

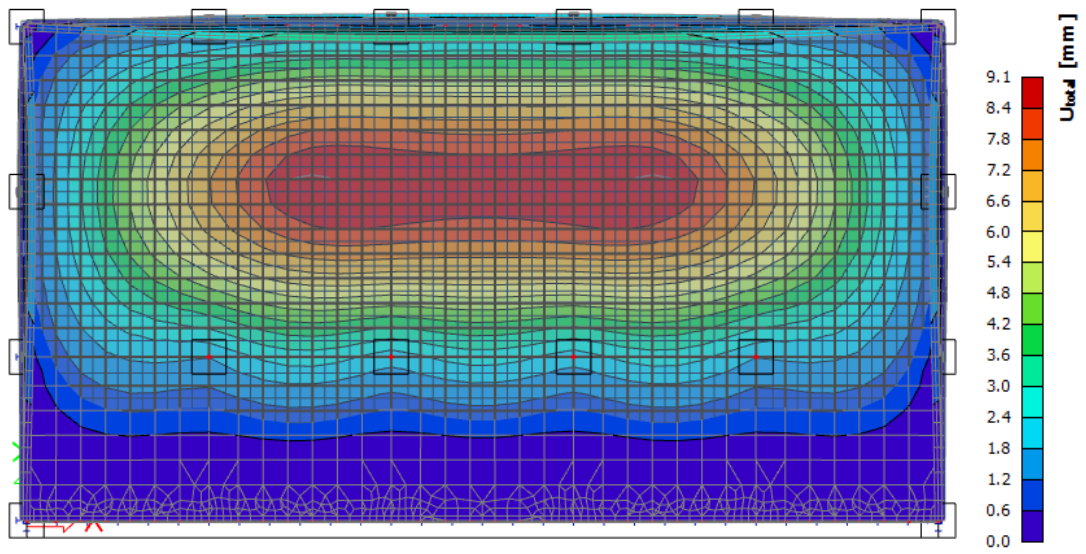
Výpočet průhybů od jednotlivých variant B:



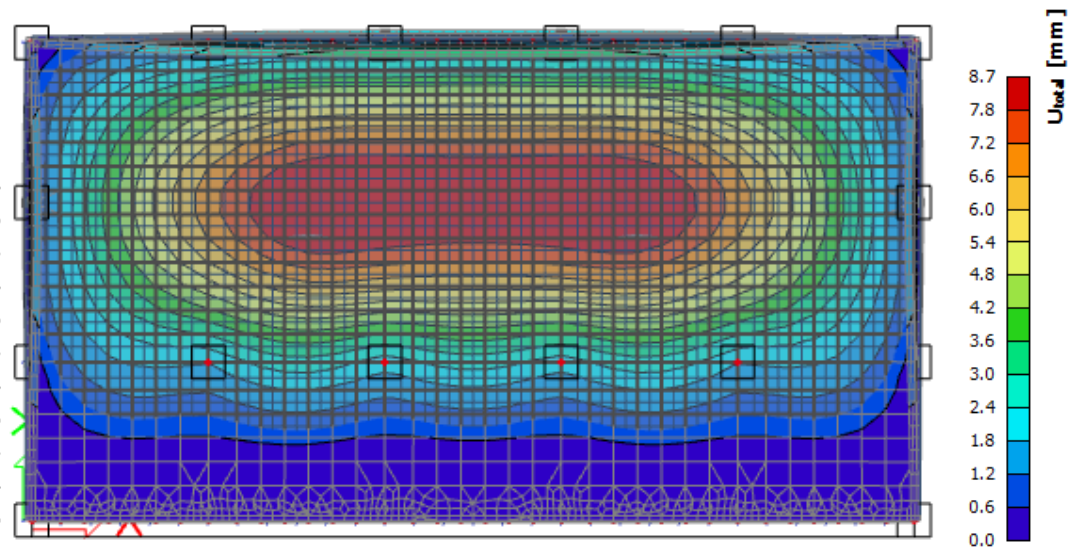
Obrázek 86 – Průhyb od varianty B1



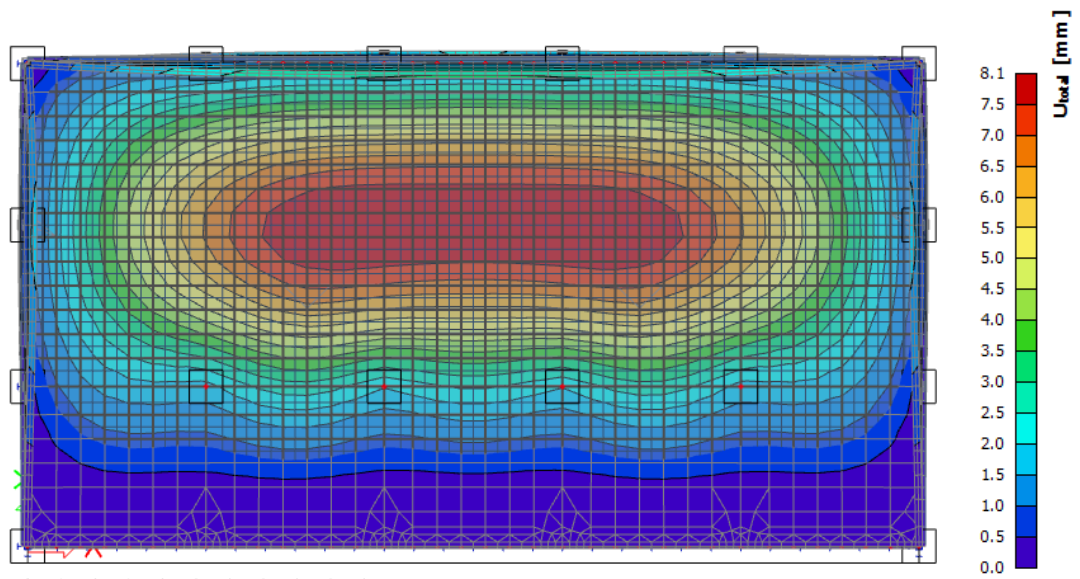
Obrázek 87 – Průhyb od varianty B2



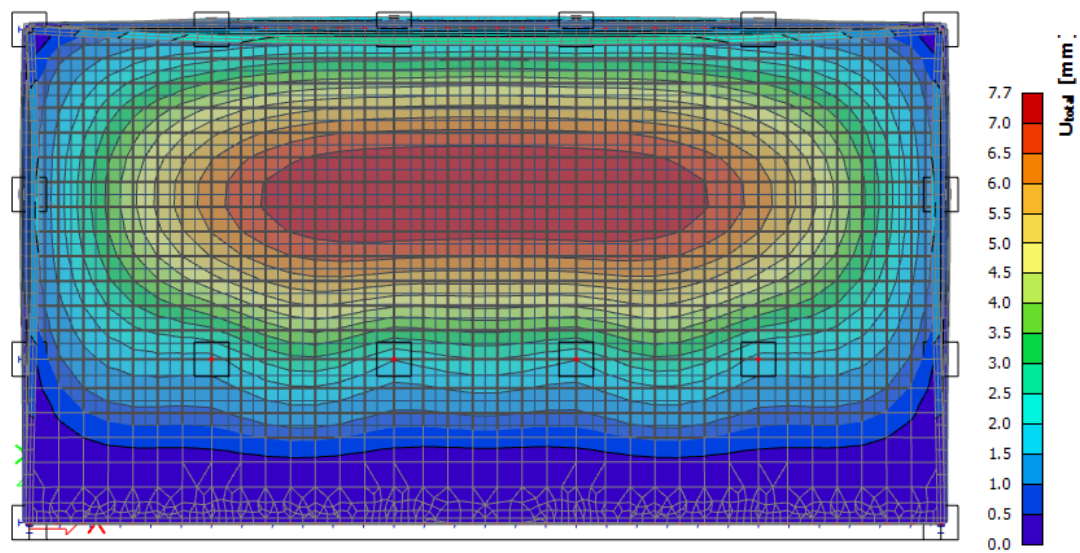
Obrázek 88 – Průhyb od varianty B3



Obrázek 89 – Průhyb od varianty B4

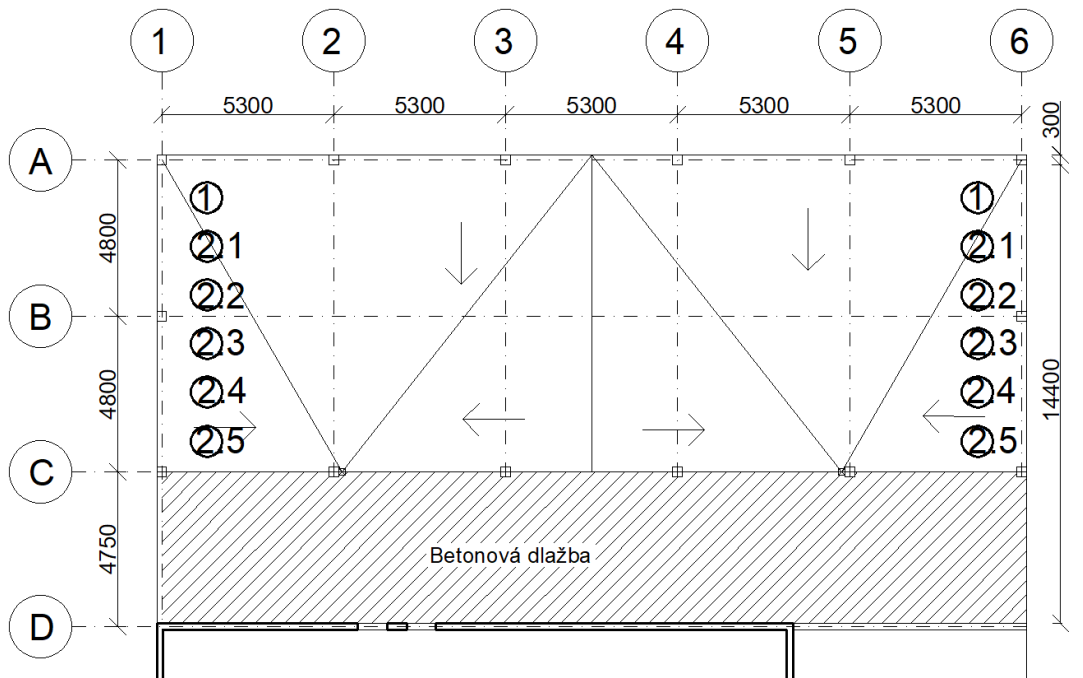


Obrázek 90 – Průhyb od varianty B5.1



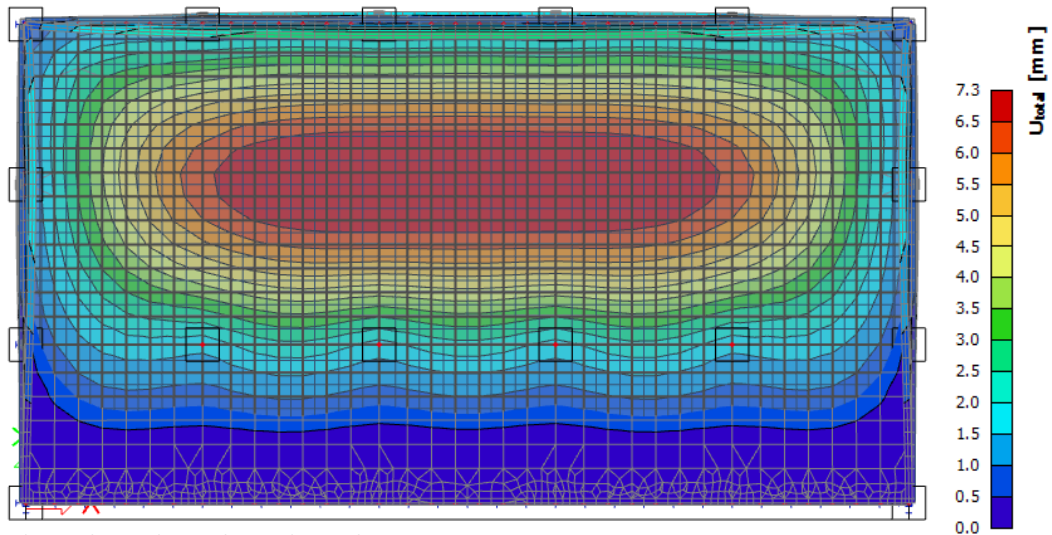
Obrázek 91 -- Průhyb od varianty B5.2

Varianta C - umístění do vzdálenosti 1,3m od atiky:

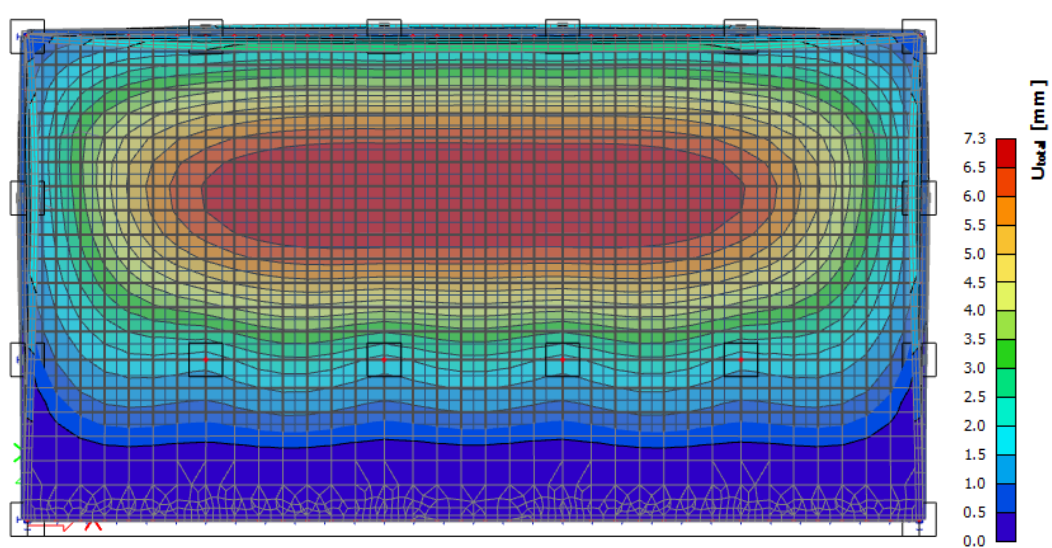


Obrázek 92 – varianty umístění květináčů C

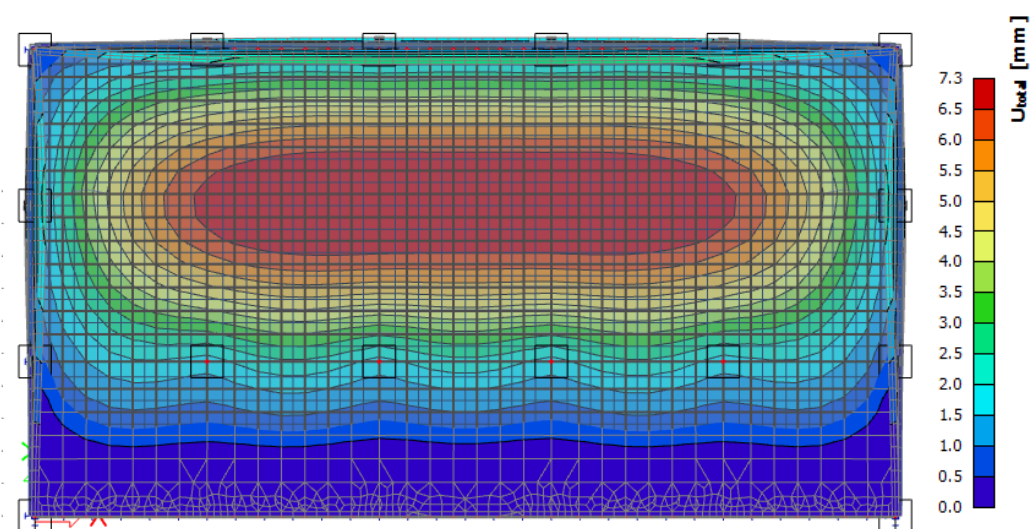
Výpočet průhybů jednotlivých variant C:



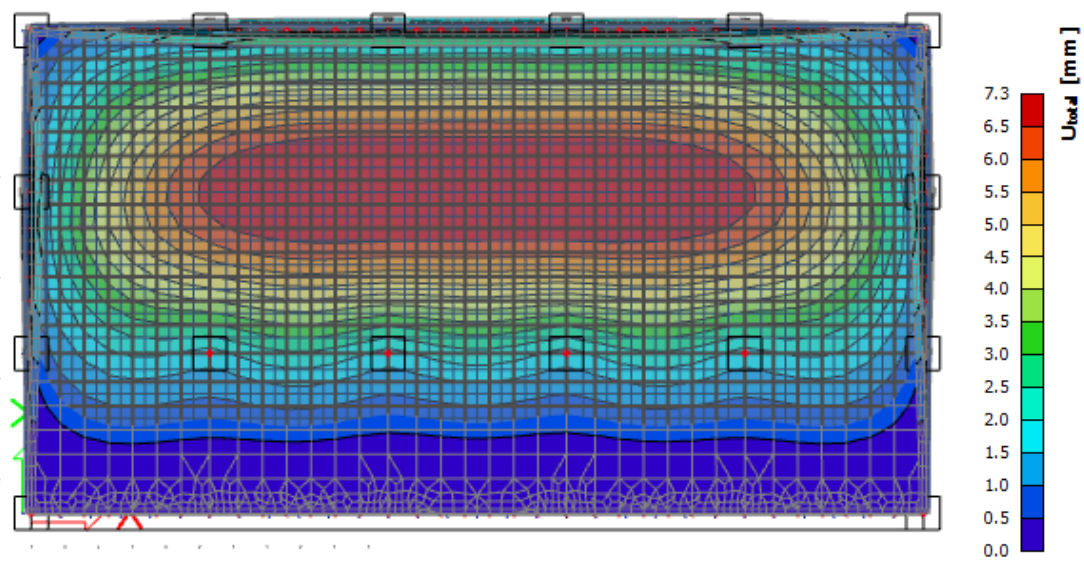
Obrázek 93 – Průhyb od varianty C1



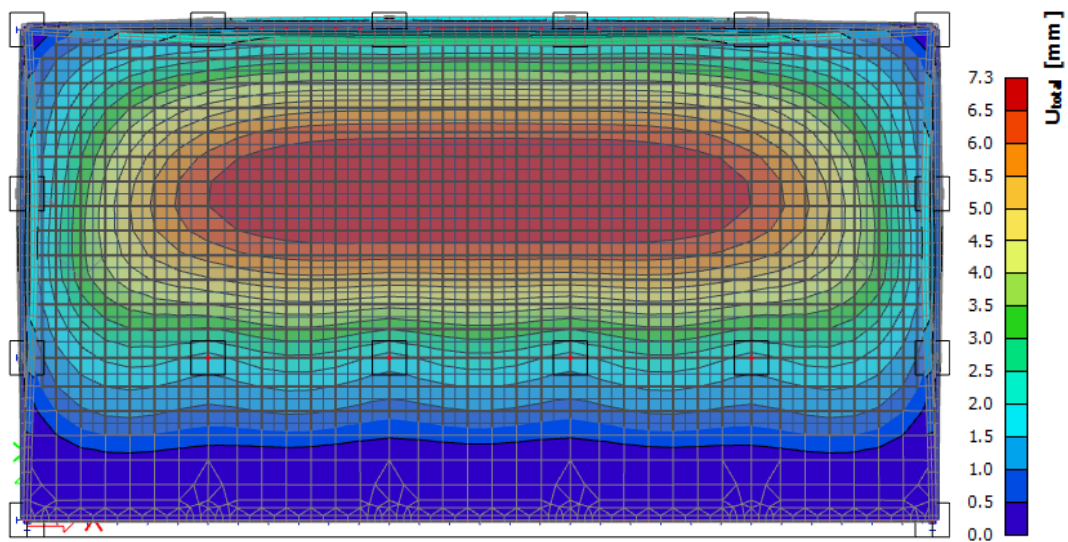
Obrázek 94 – Průhyb od varianty C2.1



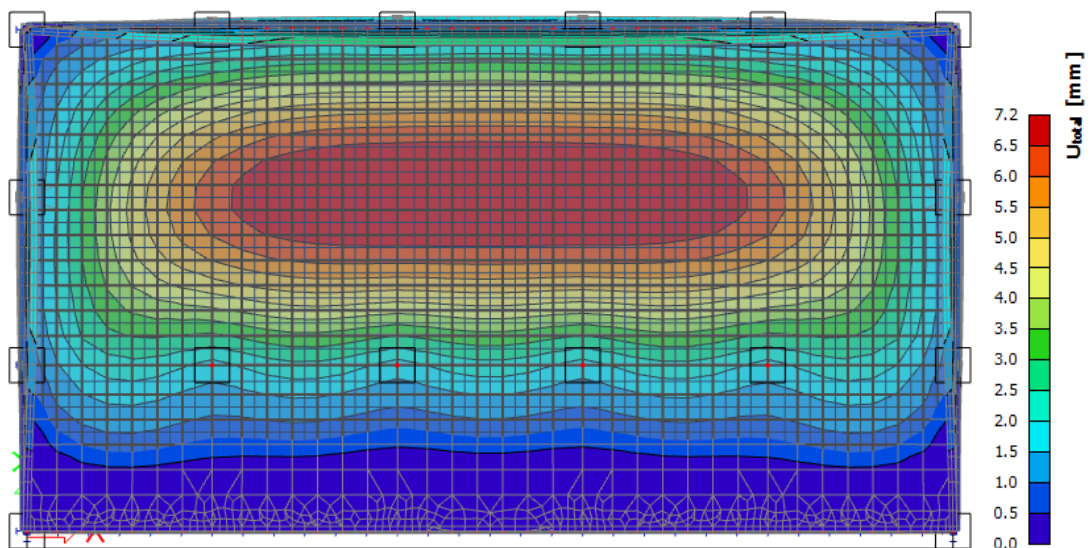
Obrázek 95 -- Průhyb od varianty C2.2



Obrázek 96 – Průhyb od varianty C2.3



Obrázek 97 – Průhyb od varianty C2.4



Obrázek 98 – Průhyb od varianty C2.5

Závěr z těchto možností umístění stromů:

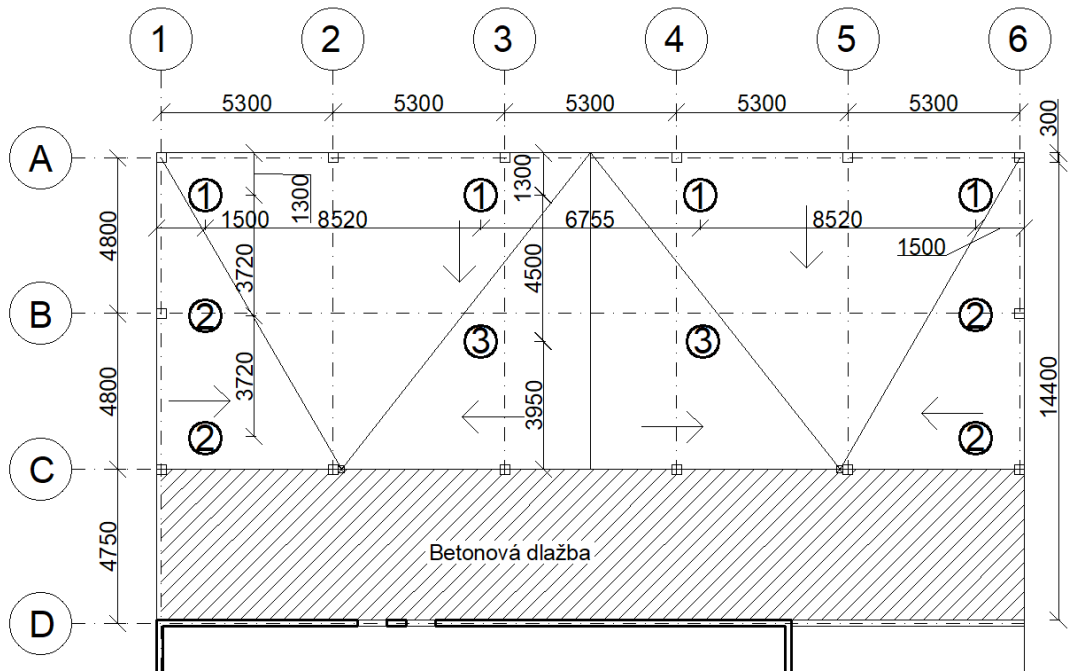
- pokud se stromy umístí kamkoliv u varianty C, průhyb bude téměř zanedbatelný, tudíž stromů může být na bocích desky více (max. do 1,5 m od hrany).
- při porovnání varianty A a B, kde se nachází stejně velké zatížení ve stejné vzdálenosti od atiky, je rozdíl mezi umístěním na osu průvlaku a doprostřed pole znatelný (až 0,8 mm). Tudíž všechny stromy musí být umístěny k ose průvlaků.
- varianta B je použitelná pouze v případě, kde jsou stromy co nejbližší středního sloupu s odvodem dešťové vody (var. B5.1 a B5.2).
- u varianty A je podle očekávání nejvyšší hodnota A3, kde se kombinuje umístění téměř doprostřed nosníku s tíhou květináče. Průhyb se ovšem zvětší pouze o 1,1 mm i při nejhorší variantě, tudíž stromy je možno umístit do všech variant.

4.5 Návrh umístění stromů

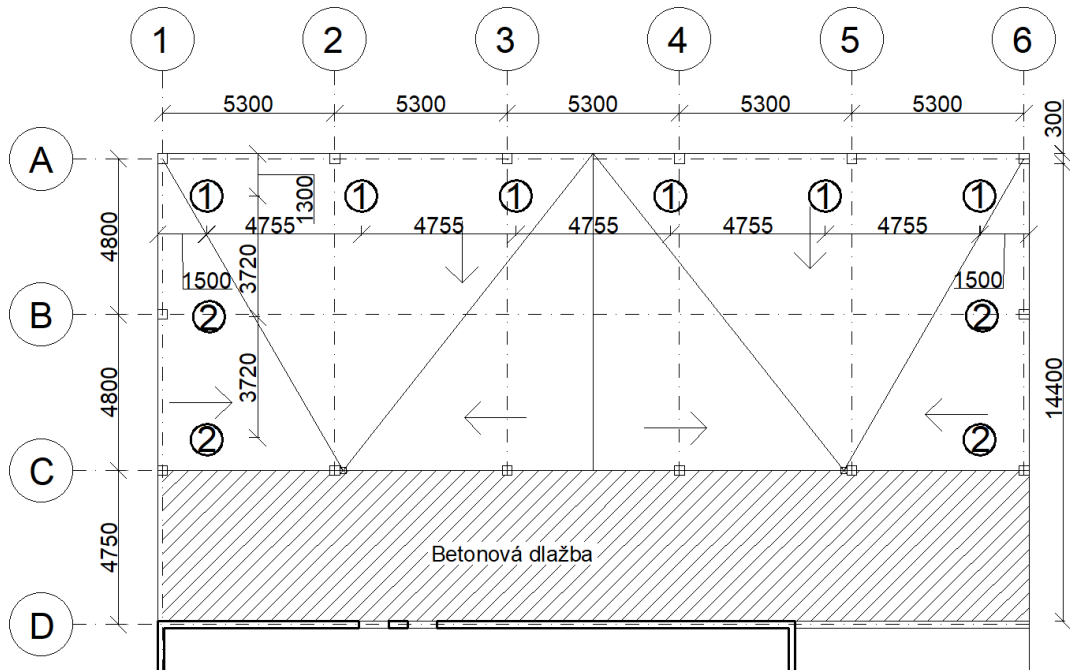
Podle kapitoly 3.7.5 jsou navrženy varianty na umístění stromů tak, aby:

- a) Stromy způsobovaly co nejmenší průhyb
- b) Půdorysné rozmístění bylo estetické
- c) Stromy byly rovnoměrně rozmístěny po půdoryse střechy
- d) Vytvářely vhodný prostor pro užívání střechy

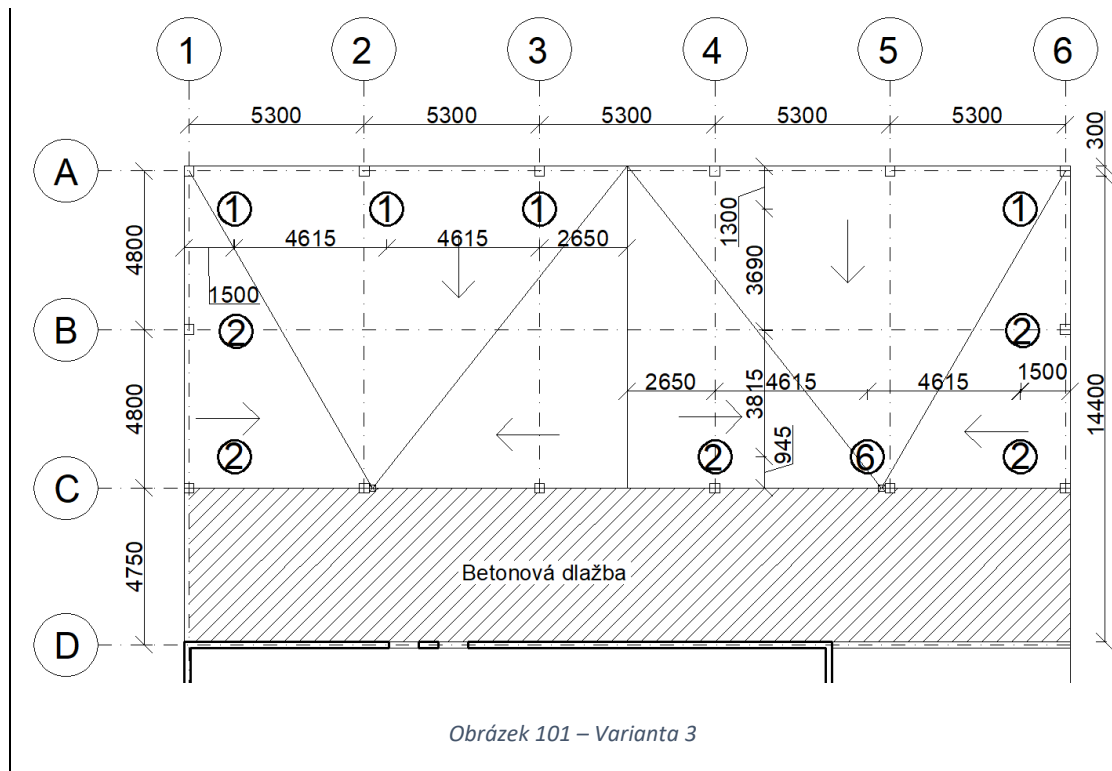
Příklady možných variant:



Obrázek 99 – Varianta 1

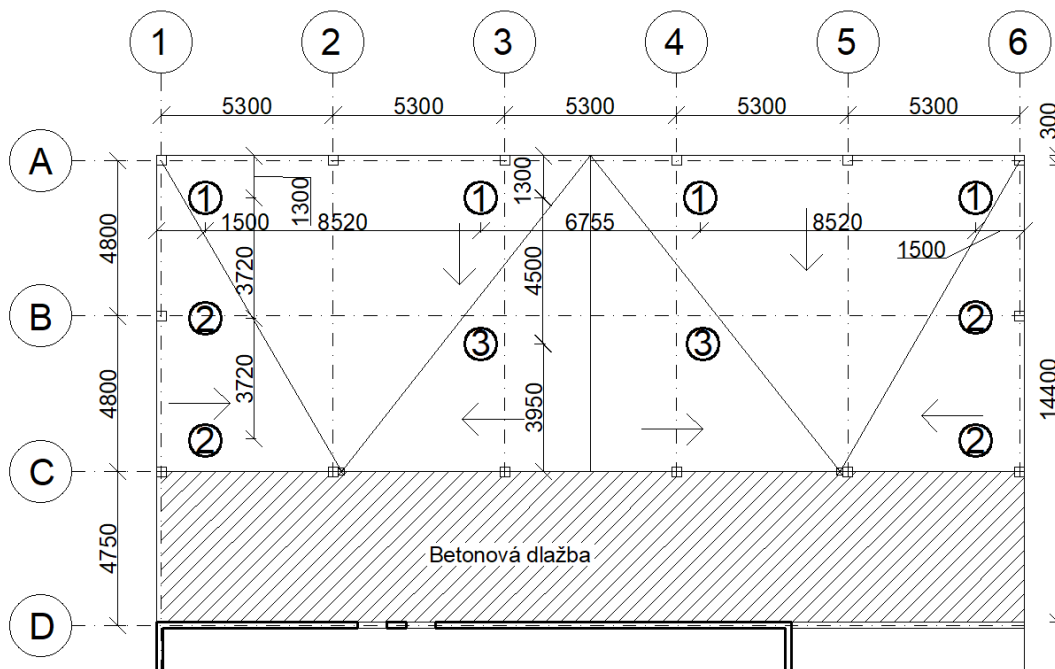


Obrázek 100 – Varianta 2

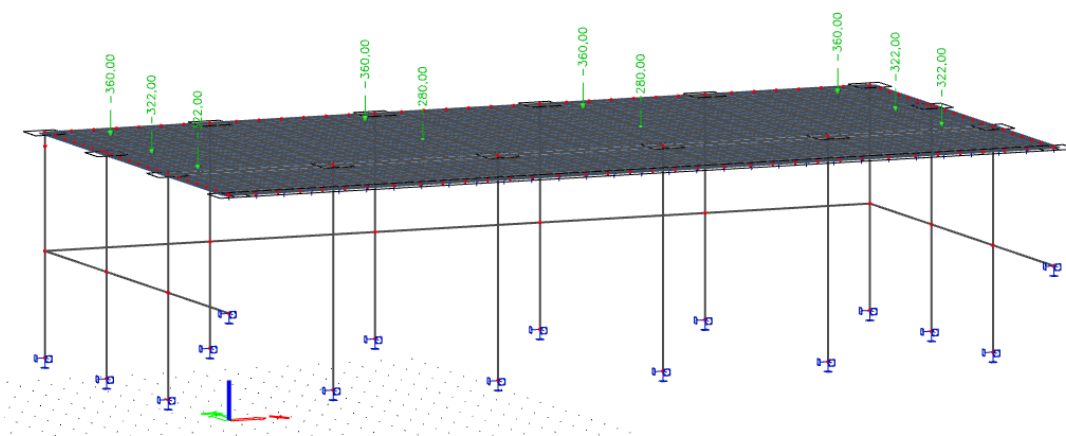


4.6 Výpočet zvolené varianty

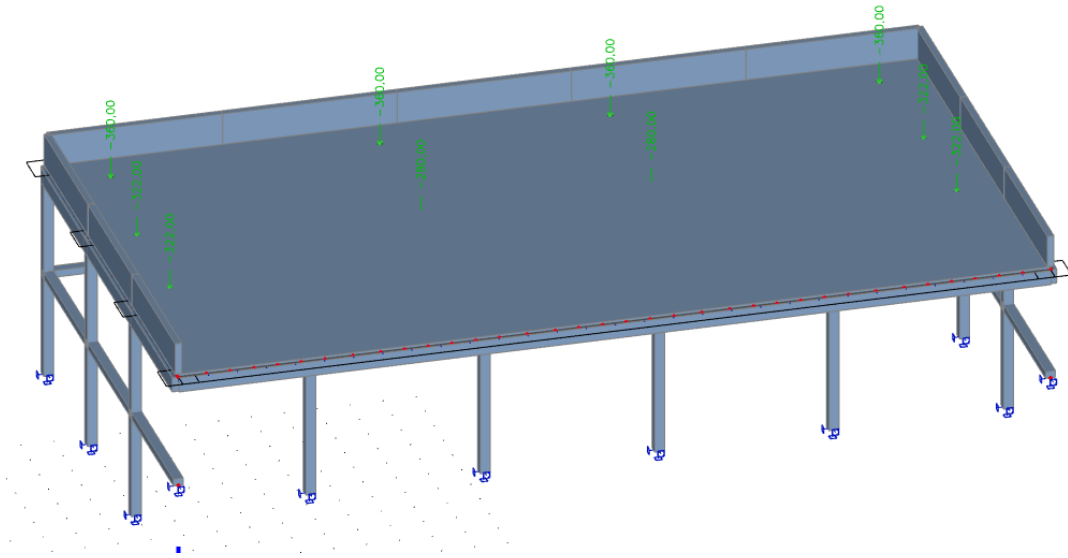
Z předešlých navržených variant je dále posouzena první z nich, jinak by byla vybrána varianta od architekta



Obrázek 102 – Varianta 1

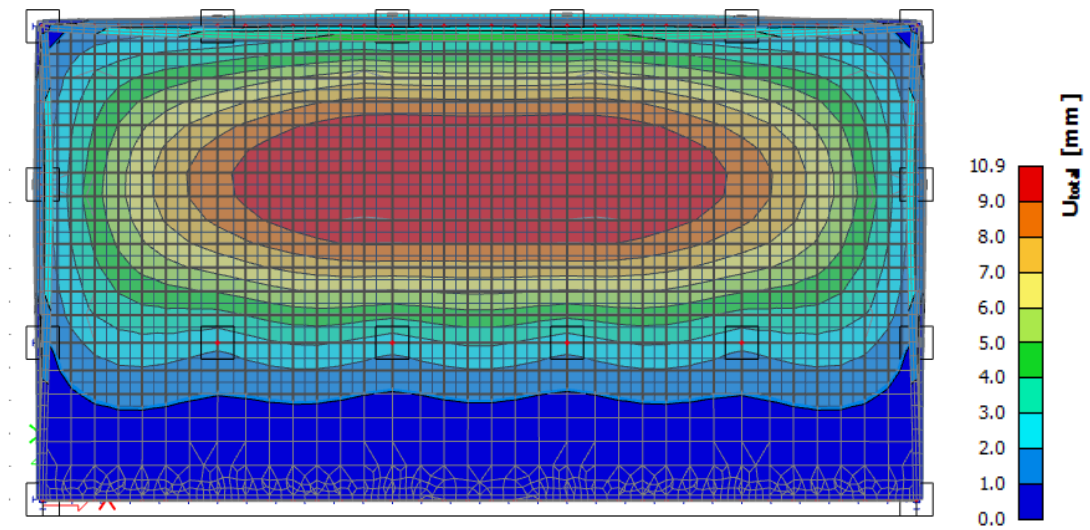


Obrázek 103 – ZS6, přitížení od stromů



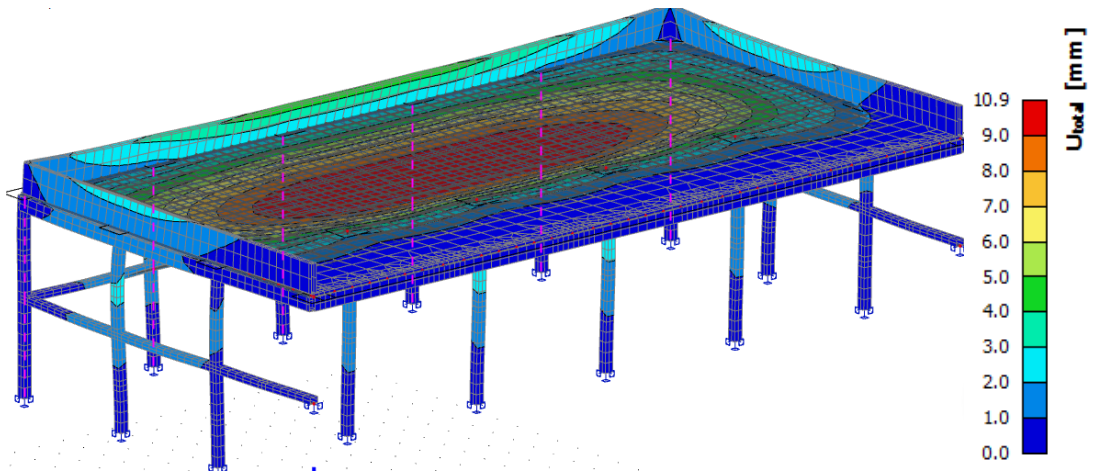
Obrázek 104 – ZS6, přitížení od stromů, 3D pohled

4.7 Výsledky



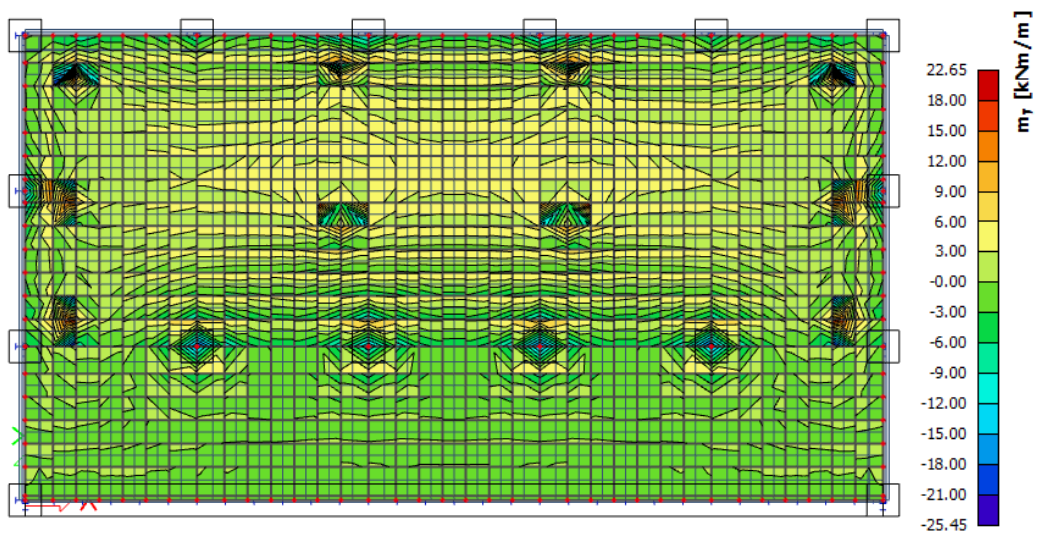
Obrázek 105 – Celkový průhyb stropní konstrukce, 2D

Průhyb desky je 10,9 mm, tudíž deska vyhoví ($10,9 \text{ mm} < 11 \text{ mm}$)

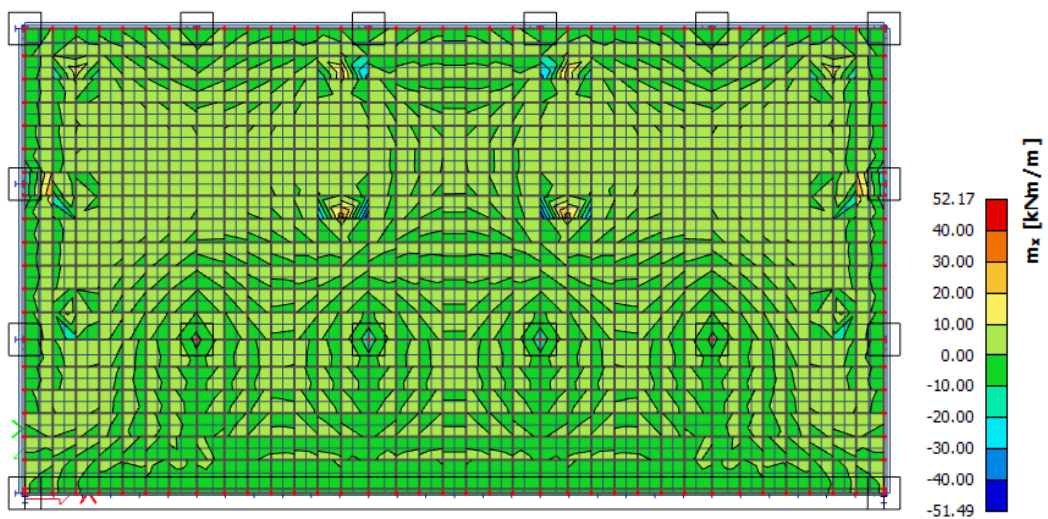


Obrázek 106 – Celkový průhyb stropní konstrukce, 3D

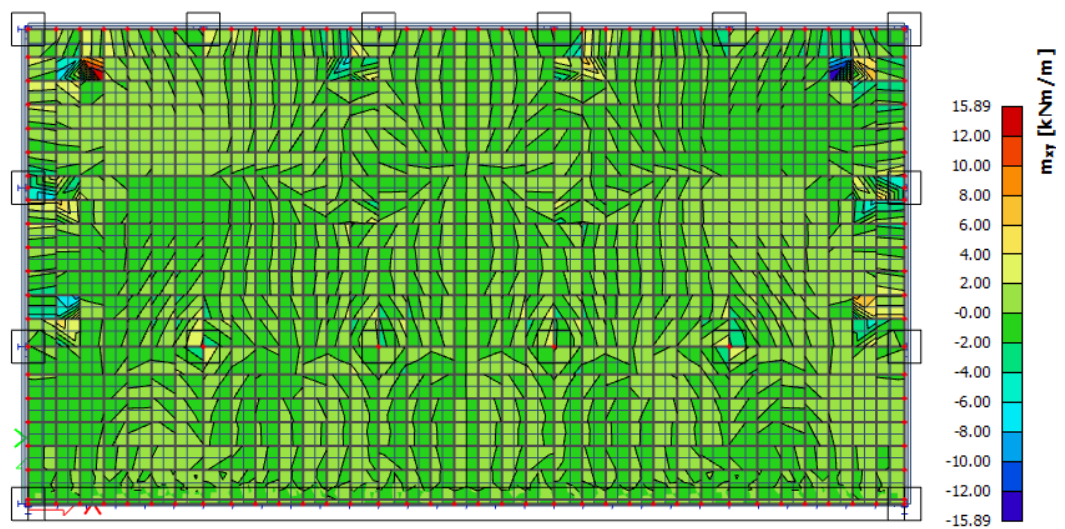
Vnitřní síly v desce:



Obrázek 107 – Moment m_y ve stropní konstrukci

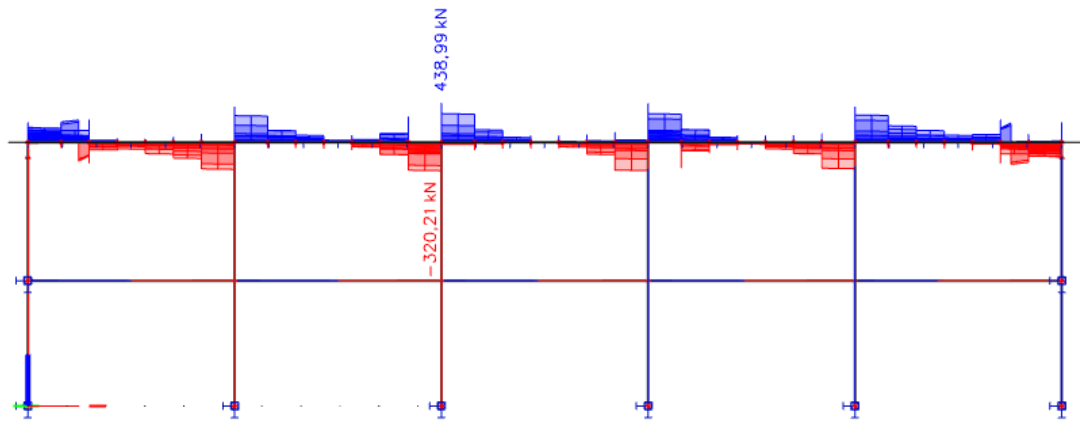


Obrázek 108 – Moment m_x ve stropní konstrukci

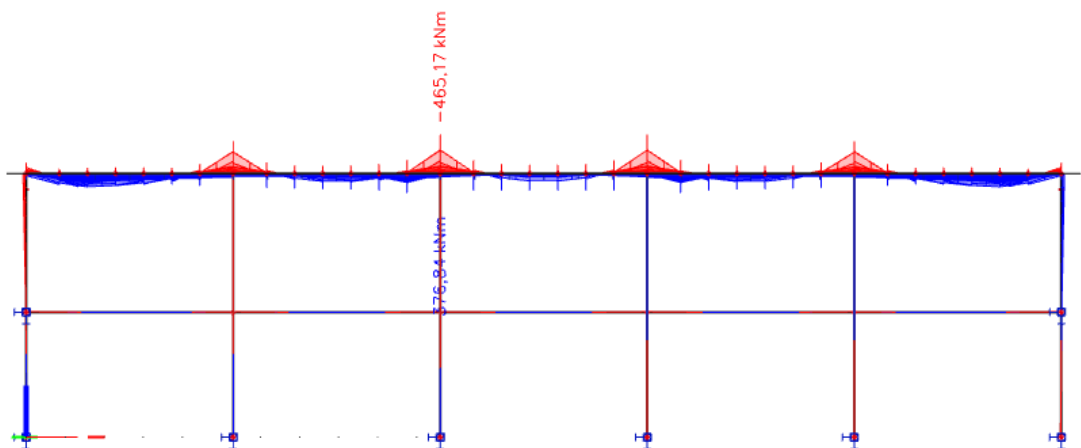


Obrázek 109 – Moment m_{xy} ve stropní konstrukci

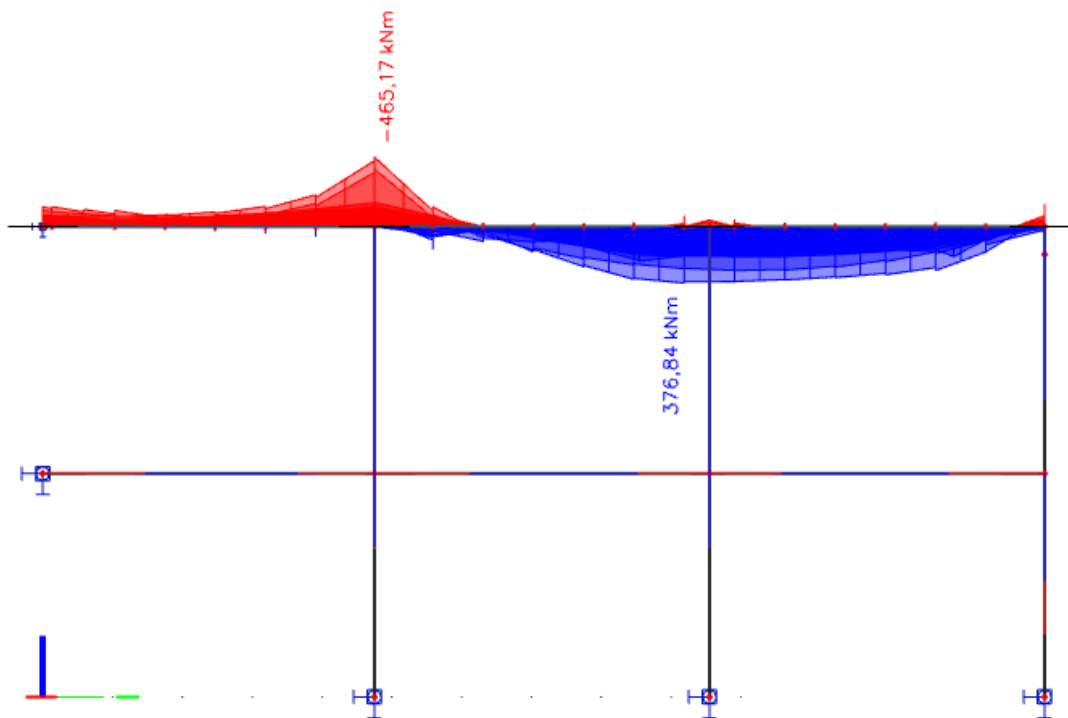
Vnitřní síly v průvlacích:



Obrázek 110 – Posouvající síla V_z v průvlacích

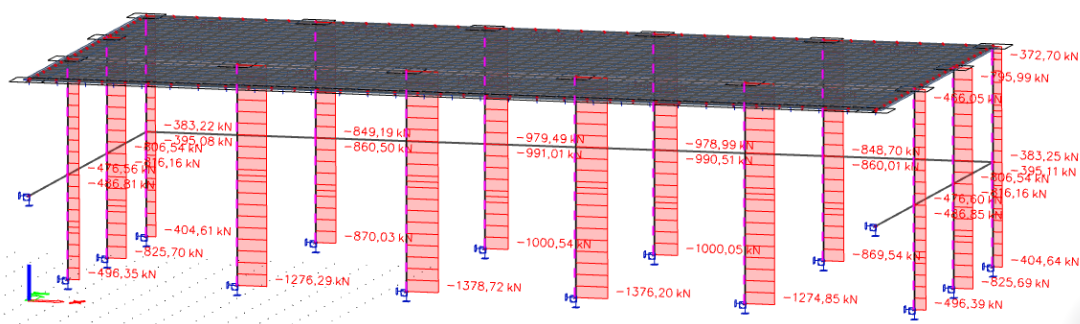


Obrázek 111 – Moment M_y v průvlacích

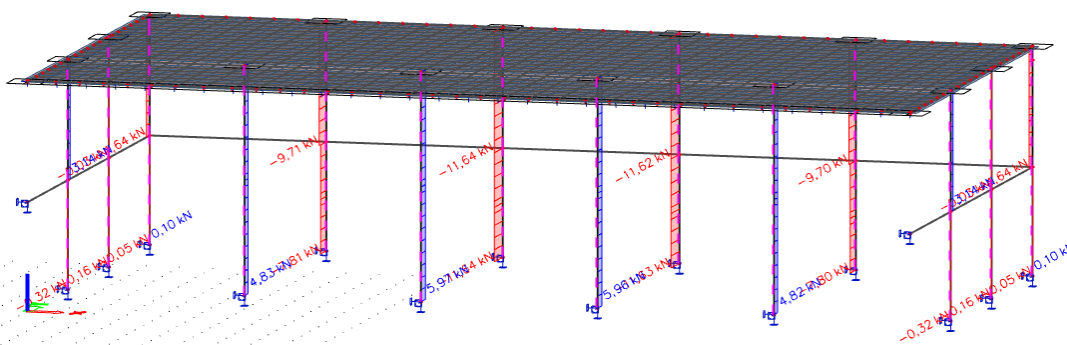


Obrázek 112 – Moment M_y v průvlacích

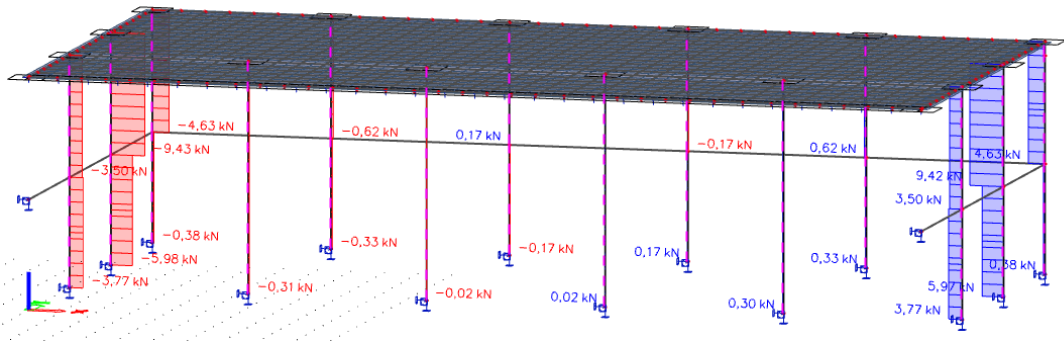
Vnitřní síly ve sloupech:



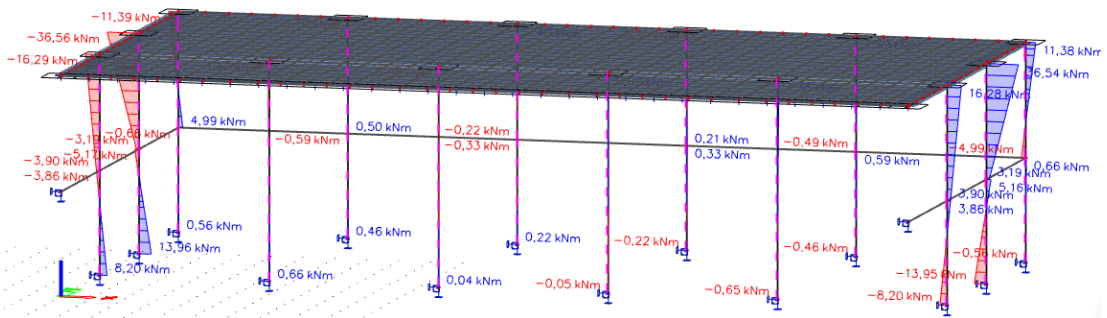
Obrázek 113 – Normálové síly ve sloupech



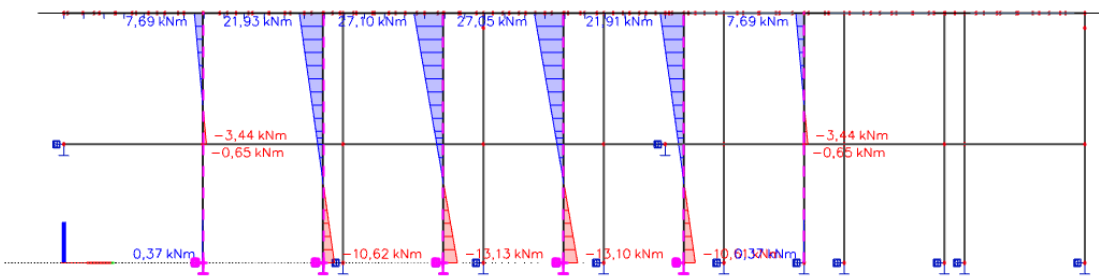
Obrázek 114 – Posouvající síla V_y ve sloupech



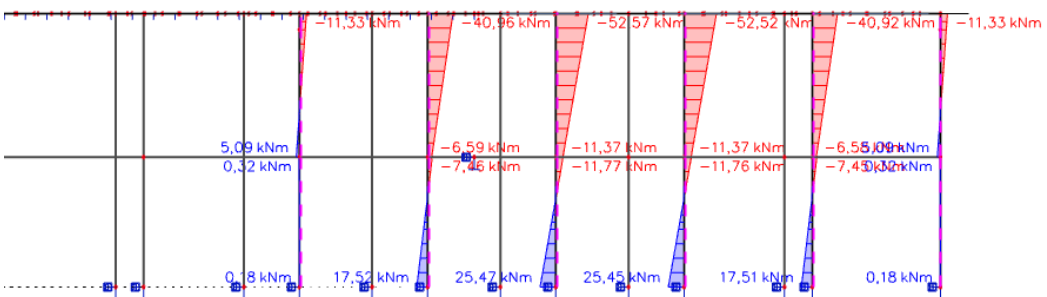
Obrázek 115 – Posouvající síla V_z ve sloupech



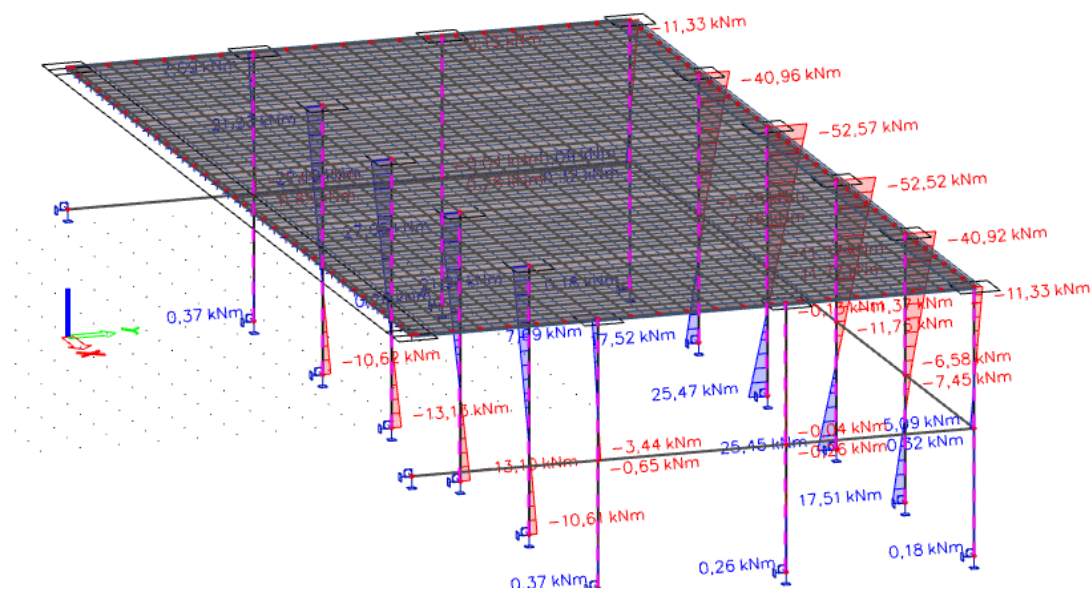
Obrázek 116 – Moment M_y ve sloupech



Obrázek 117 – Moment M_z ve sloupech



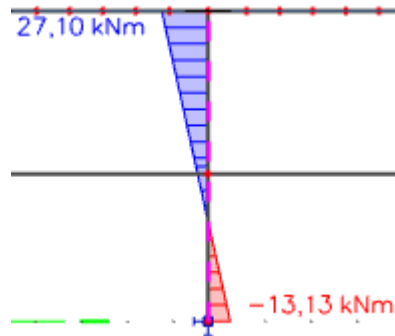
Obrázek 118 – Moment M_z ve sloupech



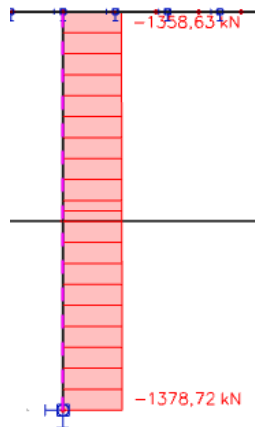
Obrázek 119 – Moment M_z ve sloupech, 3D pohled

4.7.1 Posudek MSÚ jednotlivých prvků

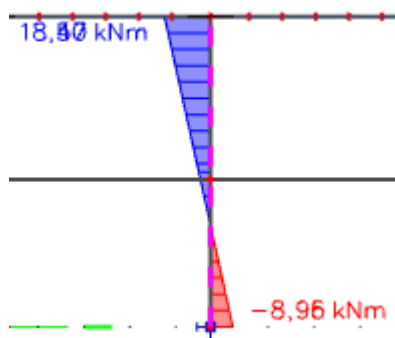
Sloup střední:



Obrázek 120 – Moment M_z od MSÚ



Obrázek 121 – Normálová síla ve sloupu



Obrázek 122 – Moment M_z od kvazistálé kombinace

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

$$\frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A_c}}} \leq \min \left(\frac{20 * A * B * C}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}}}}, 75 \right)$$

$$l_0 = \beta * l = 0,75 * (7,2 - 0,56) = 4,98 \text{ m}$$

Tabulka 56 – Součinitel β uložení sloupu [5]

Uložení ve vrcholu	Uložení v patě		
	1	2	3
1	0,75	0,80	0,90
2	0,80	0,85	0,95
3	0,90	0,95	1,00

1 Sloup je ve styčniku monoliticky spojen s průvlaky po obou stranách sloupu, jejichž výška je rovna nejméně rozměru sloupu v uvažované rovině. Pokud je sloup spojen se základem, má být navržen na tento moment.

2 Sloup je ve styčniku monoliticky spojen s průvlaky po obou stranách sloupu, jejichž výška je menší než rozměr sloupu v uvažované rovině, ne však menší než je polovina tohoto rozměru.

3 Sloup je ve styčniku spojen s prvky poskytujícími pouze malý odpor proti pootočení.

$$I = \frac{1}{12} * b^4 = 6,75 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_c = b * b = 0,09 \text{ m}^2$$

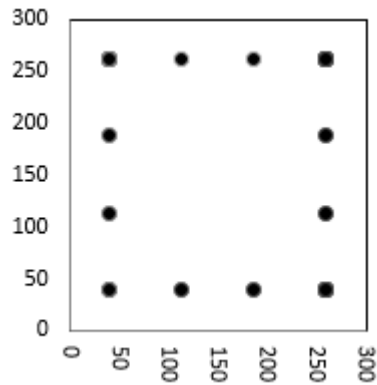
$$A = \frac{1}{1 + 0,2 * \varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0,2 * 1,9} = 0,72$$

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ konečný součinitel dotvarování = 2,8

$$\varphi_{ef} = 2,8 * \frac{18,5}{27,1} = 1,9$$

$$B = \sqrt{(1 + 2 * \omega)} = \sqrt{(1 + 2 * 0,58)} = 1,47$$

vzhledem k předpokladu, že bude sloup zatížen na hraně únosnosti, bude předpokládán vyšší stupeň vyztužení:



Obrázek 123 – Schéma vyztužení sloupu

$$A_{s,min} = \max\left(0,002 * A_c; 0,1 * \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 317,24 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 3600 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,prov} = 12 * \pi * 8^2 = 2413 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{(300 - 50 - 20)}{3} - 16 = 61 \text{ mm}$$

$$\omega = (A_s * f_{yd}) / (A_c * f_{cd}) = (2413 * 435) / (90000 * 20) = 0,58$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 + 0,5 = 2,2$$

$$r_m = \frac{M_1}{M_2} = -0,5$$

$$\frac{4,95}{\sqrt{\frac{0,000675}{0,09}}} \leq \min\left(\frac{20 * 0,72 * 1,47 * 2,2}{\sqrt{\frac{1380}{0,09 * 20000}}}; 75\right) = 57,16 \leq 53,2$$

→ Nutno uvažovat účinky 2. řádu

$$M_{imp} = N_{Ed} * e_0 = N_{Ed} * e_0 = 1380 * 0,027 = 37,26 \text{ kNm}$$

$$e_0 = e_f + e_i = \frac{27,5}{1380} + 0,0074 = 0,027 \text{ m}$$

$$e_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m * \frac{l_0}{2} = \frac{1}{200} * 0,74 * 0,8 * \frac{4,98}{2} = 0,0074$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,1}; M_{Ed,2}; M_{Ed,3})$$

$$M_{Ed,1} = M_{02}$$

$$M_{Ed,2} = M_{0e} + e_2 * N_{Ed}$$

$$M_{Ed,3} = M_{01} + 0,5 * e_2 * N_{Ed}$$

$$M_{01} = \min(|M_{top}|; |M_{bot}|) + e_0 * N_{Ed} = \min(27,1; 13,13) + 37,26 = 50,4 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = \max(|M_{top}|; |M_{bot}|) + e_0 * N_{Ed} = \max(27,1; 13,13) + 37,26 = 64,36 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{0e} &= \max(0,6 * \max(M_{bot}; M_{top}) + 0,4 * \min(M_{bot}; M_{top}); 0,4 * \max(M_{bot}; M_{top})) \\ &+ e_0 * N_{Ed} = \max(0,6 * 27,5 + 0,4 * (-13,3); 0,4 * 27,5) + 37,26 \\ &= \max(11,18; 11) + 37,26 = 48,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{Ed,II} = N_{Ed} * e_2$$

$$e_2 = \left(\frac{1}{r}\right) * \frac{l_0^2}{c}$$

c součinitel závislý na rozdělení křivosti; pro konstantní průřez $c = \pi^2$

$\frac{1}{r}$ křivost; $\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0}$

K_r opravný součinitel závislejší na normálové síle

K_φ součinitel zohledňující dotvarování

$\frac{1}{r_0}$ křivost odpovídající maximální momentové únosnosti

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 * d}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 0,002175$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{0,002175}{0,45 * 0,257} = 0,0188$$

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$$

n_u poměrná normálová únosnost při dostředném tlaku $n_u = 1 + \omega$

ω mechanický stupeň vyztužení

n_{bal} hodnota n při maximální momentové únosnosti (lze použít 0,4)

$$n = \frac{N_{Ed}}{(A_c * f_{cd})} = \frac{1380}{0,09 * 20000} = 0,77$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + \frac{(A_s * f_{yd})}{A_c * f_{cd}} = 1 + \frac{2413 * 435}{90000 * 20} = 1,58$$

$$K_r = \frac{1,58 - 0,77}{1,58 - 0,4} = 0,69 \leq 1$$

$$K_\varphi = 1 + \beta * \varphi_{ef} = 1 + 0,12 * 1,9 = 1,23$$

φ_{ef} účinný součinitel dotvarování = $\varphi_{(\infty, t_0)} * \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 2,8 * \frac{11,68}{17,21} = 1,9$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{57,16}{150} = 0,12$$

$$\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0} = 0,69 * 1,23 * 0,0188 = 0,016$$

$$e_2 = \left(\frac{1}{r}\right) * \frac{l_0^2}{c} = 0,016 * \frac{4,98^2}{\pi^2} = 0,04$$

$$M_{Ed,II} = N_{Ed} * e_2 = 1380 * 0,04 = 555,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1} = M_{02} = 50,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = M_{0e} + e_2 * N_{Ed} = 48,4 + 55,2 = 103,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,3} = M_{01} + 0,5 * e_2 * N_{Ed} = 64,36 + 0,5 * 55,2 = 91,96 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,1}; M_{Ed,2}; M_{Ed,3}) = 103,6 \text{ kNm}$$

→ Posouzení pomocí programu InDion

Charakteristiky průřezu

$b =$ mm

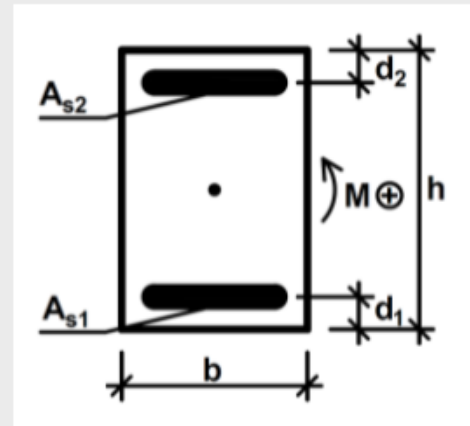
$h =$ mm

$d_1 =$ mm

$d_2 =$ mm

$A_{s1} =$ mm²

$A_{s2} =$ mm²



Materiály

$f_{ck} =$ MPa

$f_{yk} =$ MPa

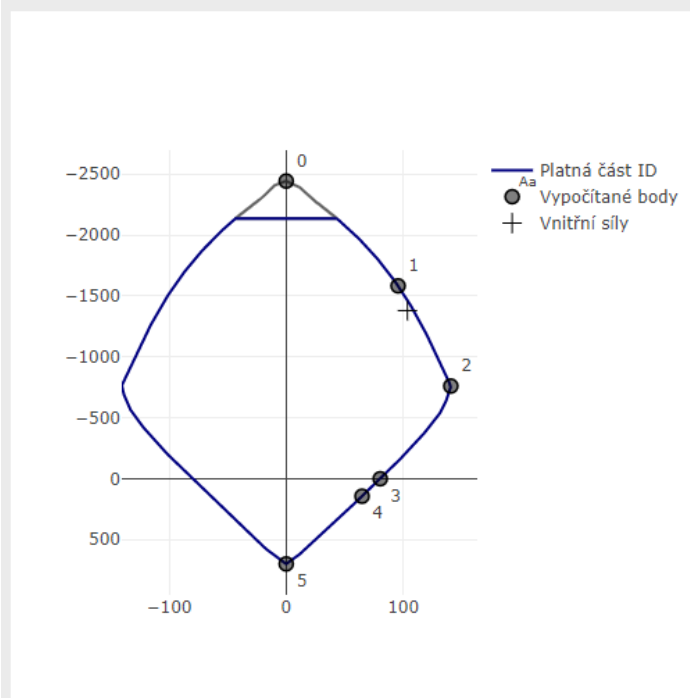
$E_s =$ GPa

Působící vnitřní síly

$N_{Ed} =$ kN

$M_{Ed} =$ kNm

Interakční diagram



Body

$N_{Rd0} =$ kN

$M_{Rd0} =$ kNm

$N_{Rd1} =$ kN

$M_{Rd1} =$ kNm

$N_{Rd2} =$ kN

$M_{Rd2} =$ kNm

$N_{Rd3} =$ kN

$M_{Rd3} =$ kNm

$N_{Rd4} =$ kN

$M_{Rd4} =$ kNm

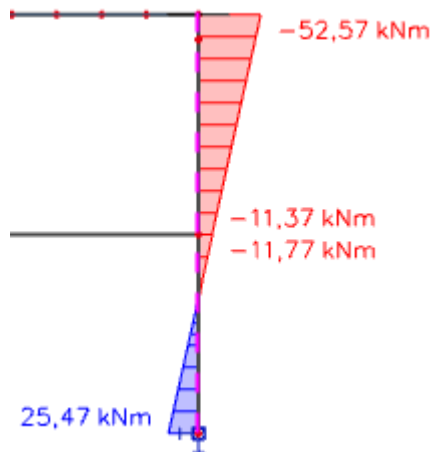
$N_{Rd5} =$ kN

$M_{Rd5} =$ kNm

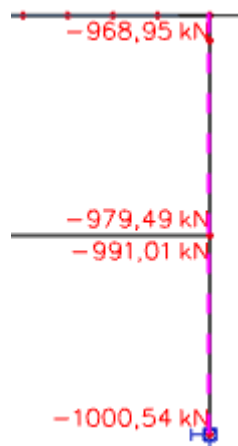
Obrázek 124 - Interakční diagram pro posouzení středního sloupu [24]

→ Střední sloup 300x300 při uvažovaném vyztužení vyhoví

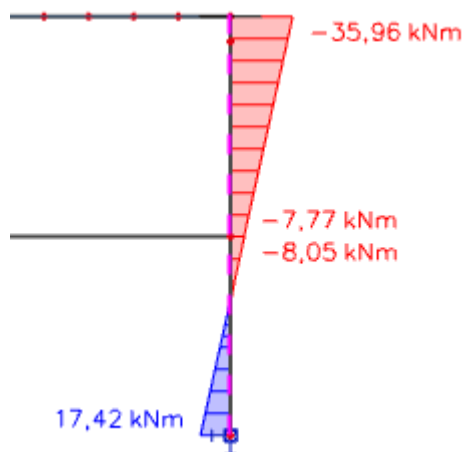
Posouzení krajního sloupu:



Obrázek 125 – Moment M_z od MSÚ v krajním sloupu



Obrázek 126 – Normálová síla v krajním sloupu



Obrázek 127 – Moment M_z od kvazistálé kombinace v krajním sloupu

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

$$\frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A_c}}} \leq \min \left(\frac{20 * A * B * C}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}}}}, 75 \right)$$

$$l_0 = \beta * l = 0,9 * (7,2 - 0,56) = 5,98 \text{ m}$$

Tabulka 57 – Součinitel β uložení sloupu [5]

Uložení ve vrcholu	Uložení v patě		
	1	2	3
1	0,75	0,80	0,90
2	0,80	0,85	0,95
3	0,90	0,95	1,00

1 Sloup je ve styčnicku monoliticky spojen s průvlaky po obou stranách sloupu, jejichž výška je rovna nejméně rozměru sloupu v uvažované rovině. Pokud je sloup spojen se základem, má být navržen na tento moment.

2 Sloup je ve styčnicku monoliticky spojen s průvlaky po obou stranách sloupu, jejichž výška je menší než rozměr sloupu v uvažované rovině, ne však menší než je polovina tohoto rozměru.

3 Sloup je ve styčnicku spojen s prvky poskytujícími pouze malý odpor proti pootočení.

$$I = \frac{1}{12} * b^4 = 6,75 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_c = b * b = 0,09 \text{ m}^2$$

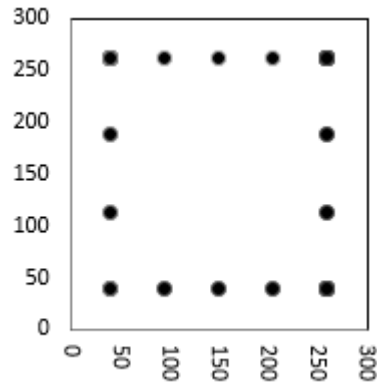
$$A = \frac{1}{1 + 0,2 * \varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0,2 * 1,916} = 0,72$$

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ konečný součinitel dotvarování = 2,8

$$\varphi_{ef} = 2,8 * \frac{36}{52,6} = 1,916$$

$$B = \sqrt{(1 + 2 * \omega)} = \sqrt{(1 + 2 * 0,68)} = 1,54$$

vzhledem k předpokladu, že bude sloup zatížen na hraně únosnosti, bude předpokládáno větší vyztužení:



Obrázek 128 – Schéma vyztužení sloupu

$$A_{s,min} = \max\left(0,002 * A_c; 0,1 * \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 317,24 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 3600 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,prov} = 14 * \pi * 8^2 = 2815 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{(300 - 50 - 20)}{4} - 16 = 41,5 \text{ mm}$$

$$\omega = (A_s * f_{yd}) / (A_c * f_{cd}) = (2815 * 435) / (90000 * 20) = 0,68$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 + 0,5 = 2,2$$

$$r_m = \frac{M_1}{M_2} = -0,5$$

$$\frac{5,98}{\sqrt{\frac{0,000675}{0,09}}} \leq \min\left(\frac{20 * 0,72 * 1,54 * 2,2}{\sqrt{\frac{1000}{0,09 * 20000}}}; 75\right) = 69,05 \leq 65,45$$

→ Nutno uvažovat účinky 2. řádu

$$M_{imp} = N_{Ed} * e_0 = N_{Ed} * e_0 = 1000 * 0,06 = 60 \text{ kNm}$$

$$e_0 = e_f + e_i = \frac{52,6}{1000} + 0,0074 = 0,06 \text{ m}$$

$$e_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m * \frac{l_0}{2} = \frac{1}{200} * 0,74 * 0,8 * \frac{4,98}{2} = 0,0074$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,1}; M_{Ed,2}; M_{Ed,3})$$

$$M_{Ed,1} = M_{02}$$

$$M_{Ed,2} = M_{0e} + e_2 * N_{Ed}$$

$$M_{Ed,3} = M_{01} + 0,5 * e_2 * N_{Ed}$$

$$M_{01} = \min(|M_{top}|; |M_{bot}|) + e_0 * N_{Ed} = \min(52,6; 25,5) + 60 = 85,5 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = \max(|M_{top}|; |M_{bot}|) + e_0 * N_{Ed} = \max(52,6; 25,5) + 60 = 112,6 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{0e} &= \max(0,6 * \max(M_{bot}; M_{top}) + 0,4 * \min(M_{bot}; M_{top}); 0,4 * \max(M_{bot}; M_{top})) \\ &+ e_0 * N_{Ed} = \max(0,6 * 25,5 + 0,4 * (-52,6); 0,4 * -52,6) + 60 \\ &= \max(-5,74; -21) + 60 = 54,26 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{Ed,II} = N_{Ed} * e_2$$

$$e_2 = \left(\frac{1}{r}\right) * \frac{l_0^2}{c}$$

$$\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0}$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 * d}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 0,002175$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{0,002175}{0,45 * 0,257} = 0,0188$$

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{(A_c * f_{cd})} = \frac{1000}{0,09 * 20000} = 0,56$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + \frac{(A_s * f_{yd})}{A_c * f_{cd}} = 1 + \frac{2815 * 435}{90000 * 20} = 1,68$$

$$K_r = \frac{1,68 - 0,56}{1,68 - 0,4} = 0,875 \leq 1$$

$$K_\varphi = 1 + \beta * \varphi_{ef} = 1 + 0,04 * 1,92 = 1,08$$

$$\varphi_{ef} \quad \text{účinný součinitel dotvarování} = \varphi_{(\infty, t_0)} * \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 2,8 * \frac{36}{52,6} = 1,92$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{69,05}{150} = 0,04$$

$$\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0} = 0,875 * 1,08 * 0,0188 = 0,018$$

$$e_2 = \left(\frac{1}{r}\right) * \frac{l_0^2}{c} = 0,018 * \frac{5,98^2}{\pi^2} = 0,065$$

$$M_{Ed,II} = N_{Ed} * e_2 = 1000 * 0,065 = 65 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,1} = M_{02} = 112,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = M_{0e} + e_2 * N_{Ed} = 54,26 + 65 = 119,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,3} = M_{01} + 0,5 * e_2 * N_{Ed} = 85,5 + 0,5 * 65 = 118 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,1}; M_{Ed,2}; M_{Ed,3}) = 119,3 \text{ kNm}$$

→ Posouzení pomocí programu InDion

Charakteristiky průřezu

$b =$ mm

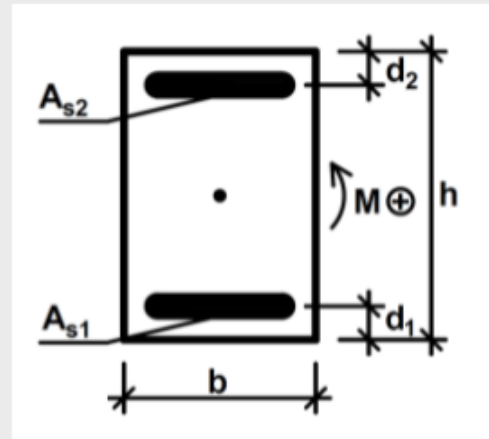
$h =$ mm

$d_1 =$ mm

$d_2 =$ mm

$A_{s1} =$ mm²

$A_{s2} =$ mm²



Materiály

$f_{ck} =$ MPa

$f_{yk} =$ MPa

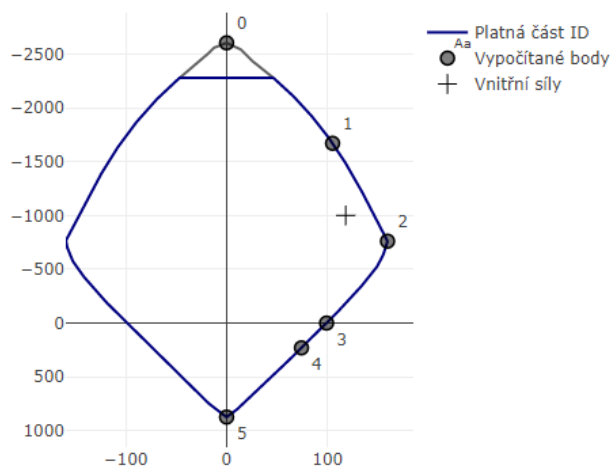
$E_s =$ GPa

Působící vnitřní síly

$N_{Ed} =$ kN

$M_{Ed} =$ kNm

Interakční diagram



Body

$N_{Rd0} =$ kN

$M_{Rd0} =$ kNm

$N_{Rd1} =$ kN

$M_{Rd1} =$ kNm

$N_{Rd2} =$ kN

$M_{Rd2} =$ kNm

$N_{Rd3} =$ kN

$M_{Rd3} =$ kNm

$N_{Rd4} =$ kN

$M_{Rd4} =$ kNm

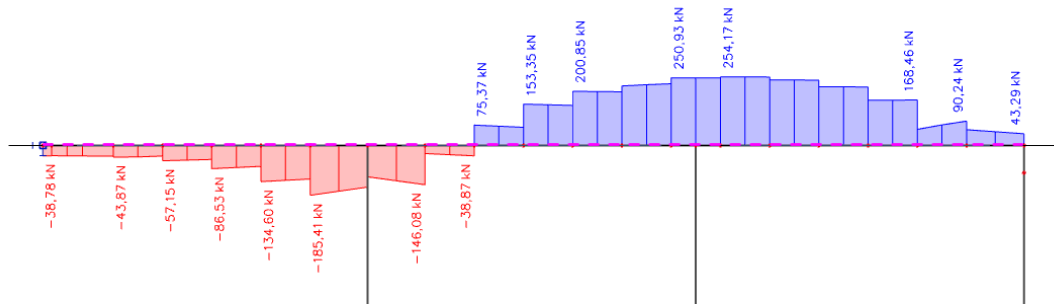
$N_{Rd5} =$ kN

$M_{Rd5} =$ kNm

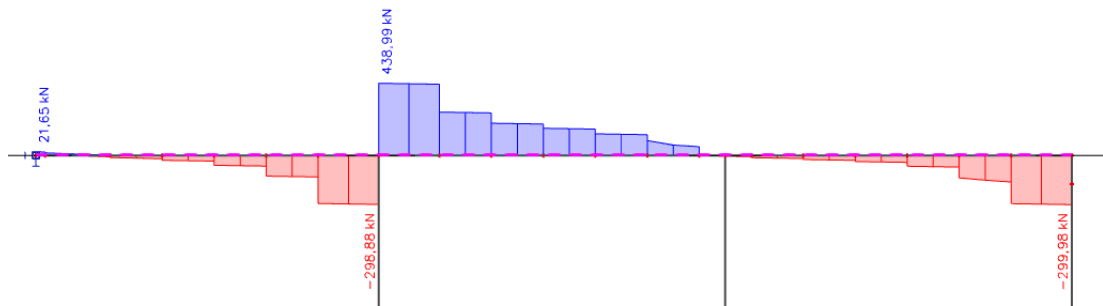
Obrázek 129 - Interakční diagram pro posouzení krajního sloupu [24]

→ **Krajní sloup 300x300 při uvažovaném vyztužení vyhoví**

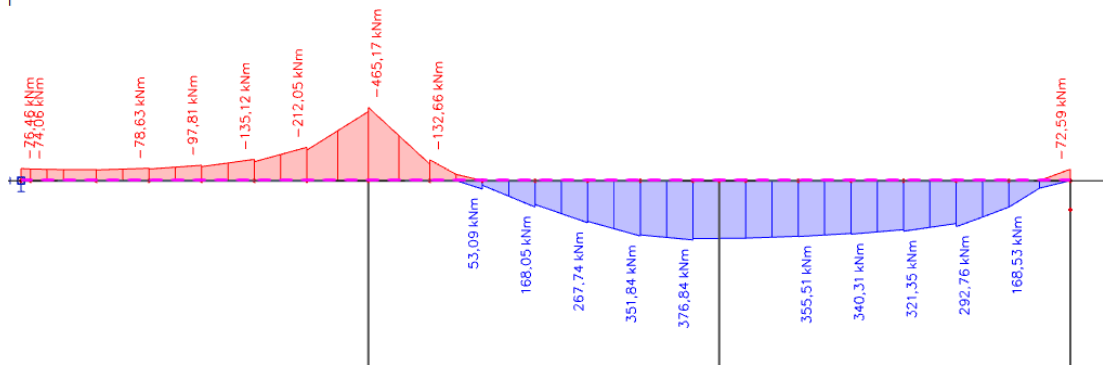
Nejzatíženější průvlak:



Obrázek 130 – Normálová síla N nejzatíženějšího průvlaku



Obrázek 131 – Posouvající síla V_z nejzatíženějšího průvlaku



Obrázek 132 – Ohybový moment M_y nejzatíženějšího průvlaku

Posouzení na prostý ohyb:

Nad podporou:

Redukce ohybového momentu:

$$M_{Ed,rdk} = M_{Ed} - \Delta M_{Ed}$$

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed} * t}{8} = \frac{1356 * 0,3}{8} = 50,85 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,rdk} = 465,2 - 50,85 = 414 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{414 * 10^6}{460 * 535^2 * 20} = 0,157$$

$$\zeta = 0,914$$

$$A_{s,reg} = \frac{M_{Ed}}{\zeta * d * f_{yd}} = \frac{414 * 10^6}{0,914 * 535 * 435} = 1946 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} \leq 0,04 * A_c = 0,04 * 560 * 460 = 10304 \text{ mm}^2$$

$$s_{min} \geq (1,2 * \phi_{s,max}; d_g + 5 \text{ mm}; 20\text{mm}) = 26,4 \text{ mm}$$

$$A_{s,prov} = 6x \phi 22 = 2280 \text{ mm}^2 > A_{s,reg} = 1946 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} * \zeta * d * f_{yd} = 2280 * 0,914 * 535 * 435 = 485 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

V poli:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{380 * 10^6}{460 * 535^2 * 20} = 0,144$$

$$\zeta = 0,921$$

$$A_{s,reg} = \frac{M_{Ed}}{\zeta * d * f_{yd}} = \frac{380 * 10^6}{0,921 * 535 * 435} = 1772,9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} \leq 0,04 * A_c = 0,04 * 560 * 460 = 10304 \text{ mm}^2$$

$$s_{min} \geq (1,2 * \phi_{s,max}; d_g + 5 \text{ mm}; 20\text{mm}) = 26,4 \text{ mm}$$

$$A_{s,prov} = 6x \phi 22 = 2280 \text{ mm}^2 > A_{s,reg} = 1772,9 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{460 - 25 * 2}{5} - 22 = 60 \text{ mm} > 26,4 \text{ mm}$$

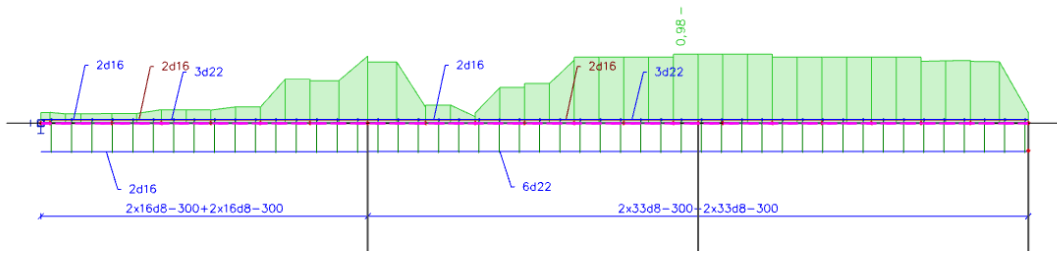
$$M_{Rd} = A_{s,prov} * \zeta * d * f_{yd} = 1900 * 0,921 * 535 * 435 = 407 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

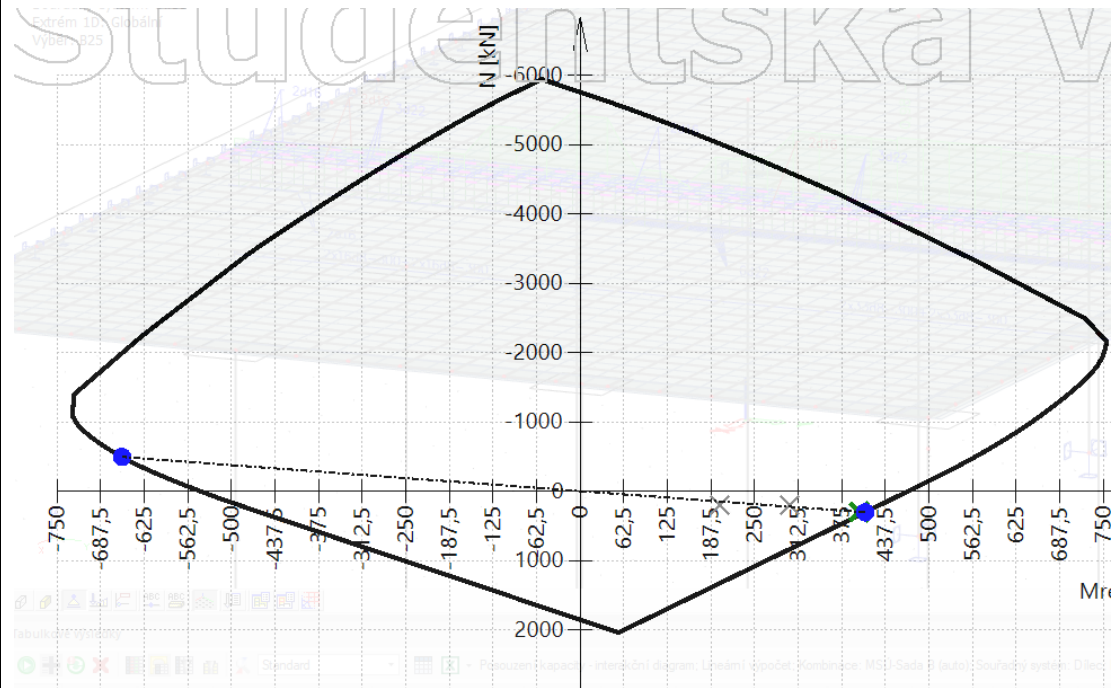
Kombinace tah + ohyb:

$$M_{Ed} = 377 \text{ kNm} \quad N = 254,2 \text{ kN}$$

Posouzení v programu SCIA Engineer po zadání výztuže (6 prutů dole; 3 nahoře) a porovnání s programem Indion:



Obrázek 133 – Zadaná výztuž + posudek MSÚ



Obrázek 134 – Interakční diagram pro nejvíce zatížený prvek

Charakteristiky průřezu

$b =$ mm

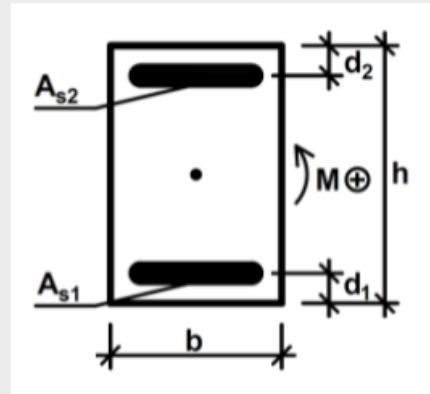
$h =$ mm

$d_1 =$ mm

$d_2 =$ mm

$A_{s1} =$ mm²

$A_{s2} =$ mm²



Materiály

$f_{ck} =$ MPa

$f_{yk} =$ MPa

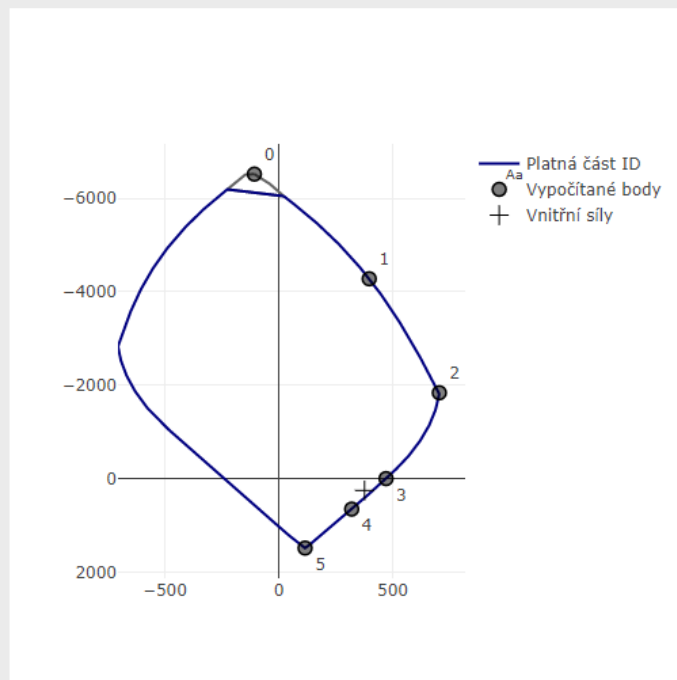
$E_s =$ GPa

Působící vnitřní síly

$N_{Ed} =$ kN

$M_{Ed} =$ kNm

Interakční diagram



Body

$N_{Rd0} =$ kN

$M_{Rd0} =$ kNm

$N_{Rd1} =$ kN

$M_{Rd1} =$ kNm

$N_{Rd2} =$ kN

$M_{Rd2} =$ kNm

$N_{Rd3} =$ kN

$M_{Rd3} =$ kNm

$N_{Rd4} =$ kN

$M_{Rd4} =$ kNm

$N_{Rd5} =$ kN

$M_{Rd5} =$ kNm

Obrázek 135 – Interakční diagram pro nejvíce zatížený průvlak [24]

Posouzení na smyk:

Únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Rd,max} = v * f_{cd} * b * z * \frac{\cot(\theta)}{1 + \cot^2(\theta)} = 0,528 * 20 * 460 * 481,5 * \frac{1,3}{2,69} = 1130 \text{ kN}$$

součinitel vyjadřující vliv přídatných namáhání $v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,528$

$$V_{Ed} = 440 \text{ kN} < 1130 \text{ kN}$$

Návrh výztuže:

$$A_{sw} = \frac{n * \pi * \phi_t^2}{4} = \frac{2 * \pi * 10^2}{4} = 157 \text{ mm}^2$$

$$s_1 \leq \frac{A_{sw} * f_{yd}}{V_{Ed}} * z * \cotg(\theta) = \frac{157 * 435}{440000} * 481,5 * 1,3 = 97,2 \text{ mm}$$

→ Třmínky budou umístěny ve vzdálenosti po 90 mm v nejzatíženější oblasti

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} * f_{yd}}{s_1} * z * \cotg(\theta) = \frac{157 * 435}{90} * 481,5 * 1,3 = 475 \text{ kN} > 440 \text{ kN}$$

Stupeň vyztužení:

$$\rho_{sw,min} \leq \rho_{sw} \leq \rho_{sw,max}$$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b * s_1} = \frac{157}{460 * 90} = 0,0038$$

$$\rho_{sw,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 * \sqrt{30}}{500} = 0,00088$$

$$\rho_{sw,max} = \frac{0,5 * v * f_{cd}}{f_{ywd}} = \frac{0,5 * 0,528 * 20}{435} = 0,012$$

Návrh třmínků pro méně zatížené části trámu:

$$s_1 \leq \frac{A_{sw} * f_{yd}}{V_{Ed}} * z * \cotg(\theta) = \frac{157 * 435}{300000} * 481,5 * 1,3 = 142,5 \text{ mm}$$

→ Návrh třmínků v vzdálenosti po 140 mm pro méně zatížené části trámu

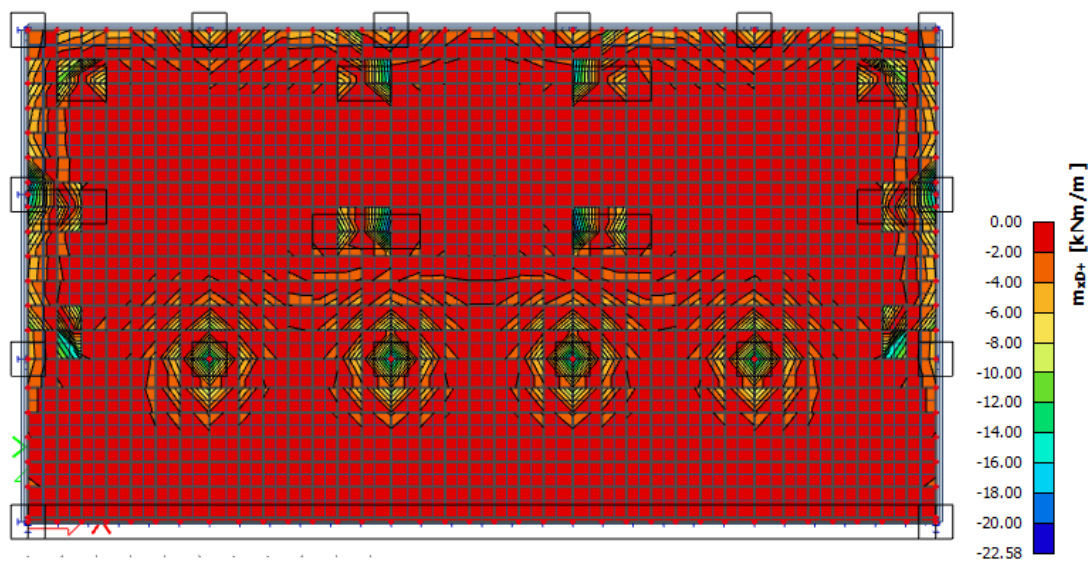
(Podrobné vykreslení třmínků včetně vzdáleností by bylo nakresleno na výkrese výztuže).

→ **Střední trám 460 x 560 mm s uvažovaným vyztužením vyhoví**

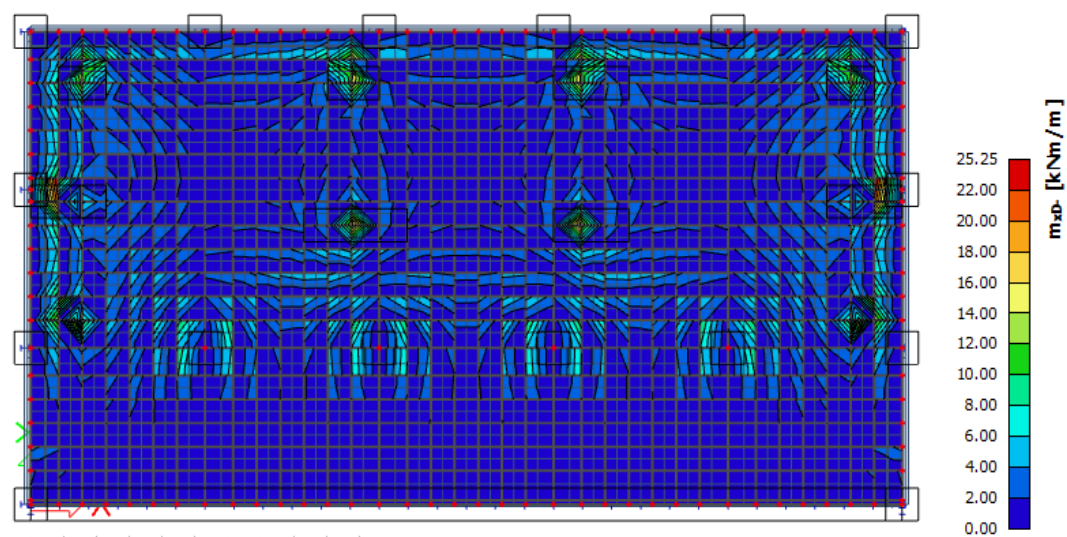
4.7.2 Celkový návrh výztuže desky:

Desky budou vyztuženy sítí z prutů průměru 10 mm.

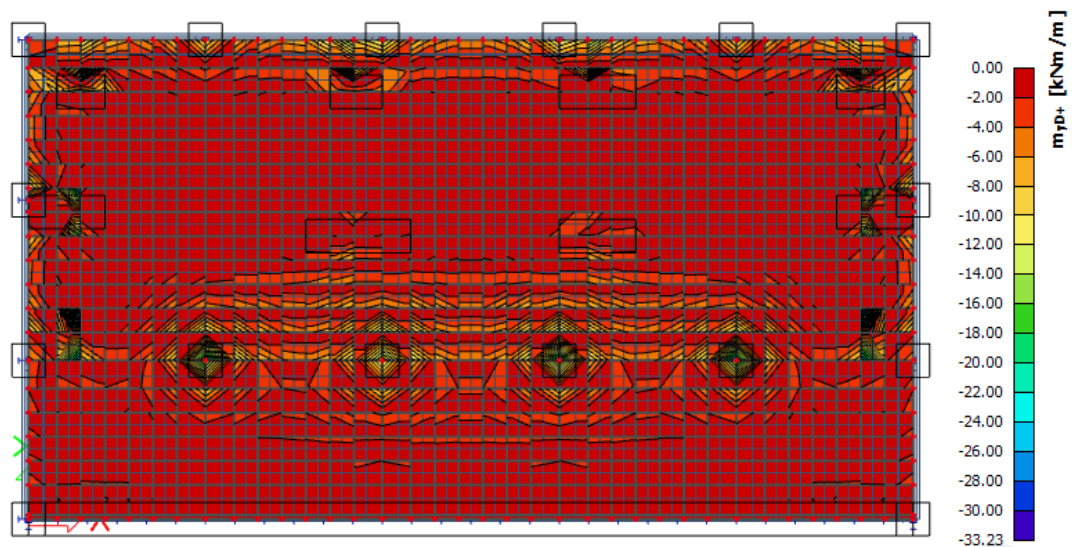
Zatížení stropní konstrukce:



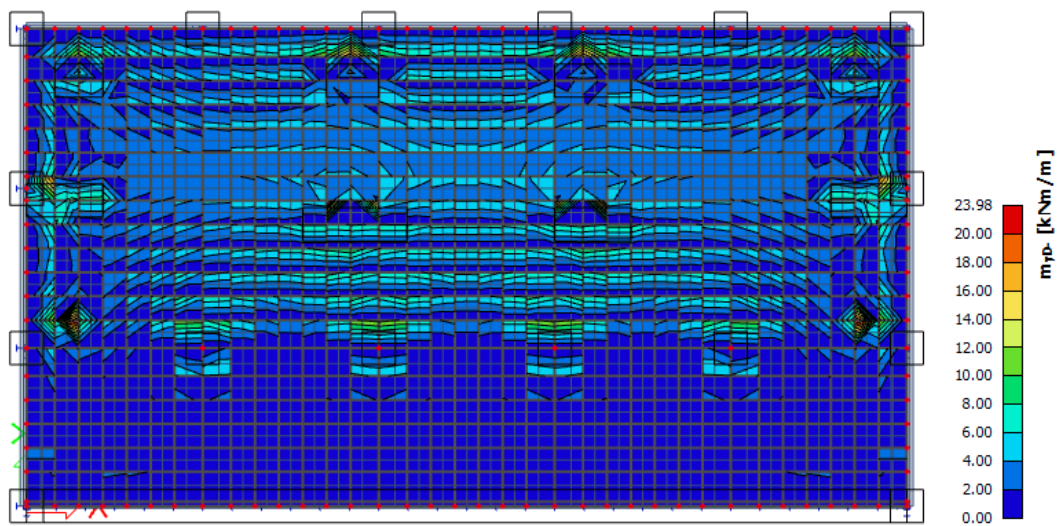
Obrázek 136 – Dimenzační ohybový moment m_{xD+} v desce



Obrázek 137 – Dimenzační ohybový moment m_{xD-} v desce



Obrázek 138 – Dimenzační ohybový moment m_{yD+} v desce

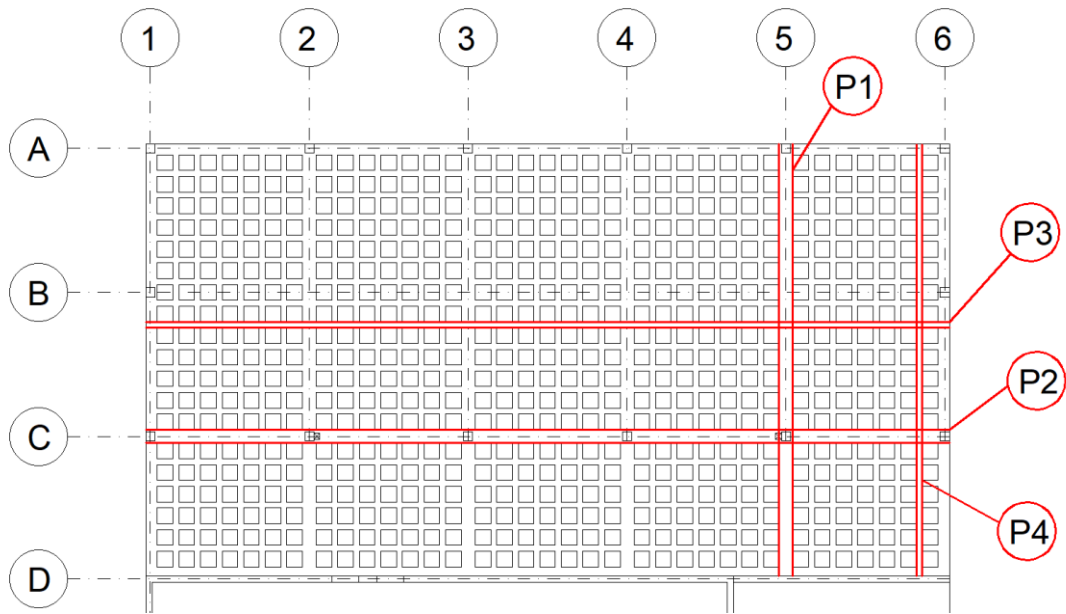


Obrázek 139 – Dimenzační ohybový moment m_{yD-} v desce

Uvažovaná výztuž: Síť \varnothing 10 mm á 150 mm

Namáhání desky je relativně malé, tudíž pro vyztužení stačí síť \varnothing 10 mm á 150 mm, která bude podpořena výztuží v průvlacích, které s dostatečnou rezervou přenesou tyto vnitřní síly.

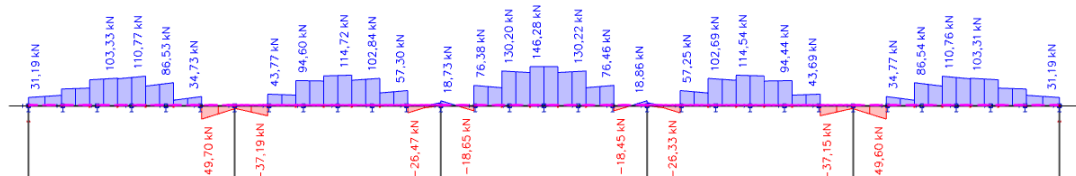
Ohybová únosnost jednotlivých trámů:



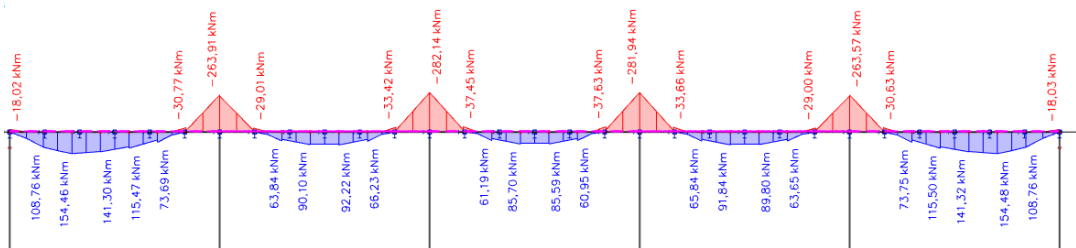
Návrh výztuže: Pro vyztužení jsou uvažovány pruty $\varnothing 22$

Průvlak P1 je posouzen v předchozí kapitole (nejzatíženější průvlak)

Průvlak P2:



Obrázek 141 – Normálová síla v průvlaku P2



Obrázek 142 – Ohybové momenty v průvlaku P2

Nad podporou:

$$A_{s,prov} = 4x \varnothing 22 = 1520 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} * 0,9 * d * f_{yd} = 1520 * 0,9 * 513 * 435 = 305 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} = 282 \text{ kNm}$$

V krajním poli:

$$A_{s,prov} = 3x \text{ } \varnothing 22 = 1140 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} * 0,9 * d * f_{yd} = 1140 * 0,9 * 513 * 435 = 229 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} = 155 \text{ kNm}$$

Vzhledem k velikosti normálové síle 100 kN a předchozímu výpočtu u nejzatíženějšího průvlaku je rezerva 74 kNm dostatečná i pro kombinaci na tah.

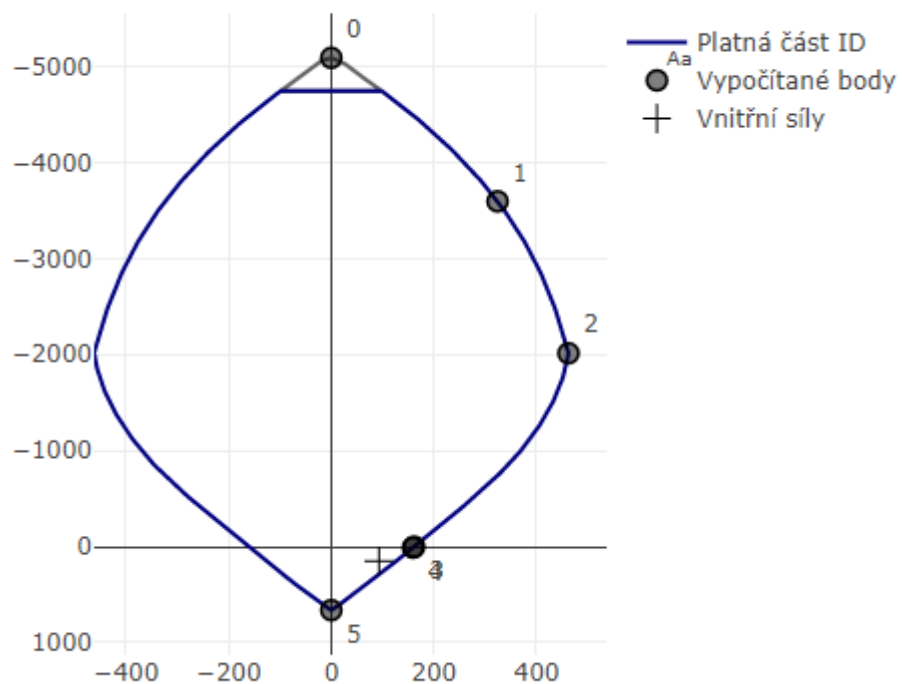
Ve středním poli:

$$A_{s,prov} = 2x \text{ } \varnothing 22 = 760 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} * 0,9 * d * f_{yd} = 760 * 0,9 * 513 * 435 = 152 \text{ kNm}$$

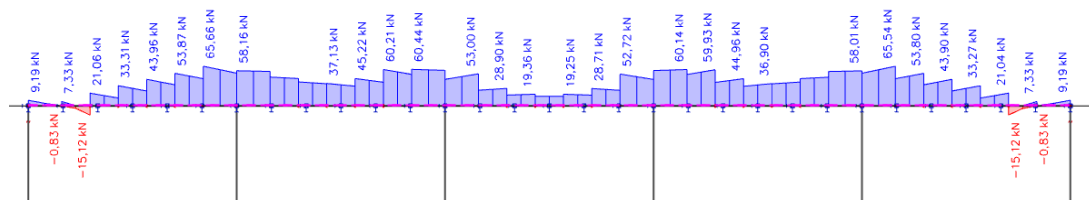
$$M_{Rd} \geq M_{Ed} = 93 \text{ kNm}$$

Normálová síla je 150 kN, tudíž je potřeba posoudit průvlak na kombinaci ohyb + tah a popřípadě přidat další pruty.

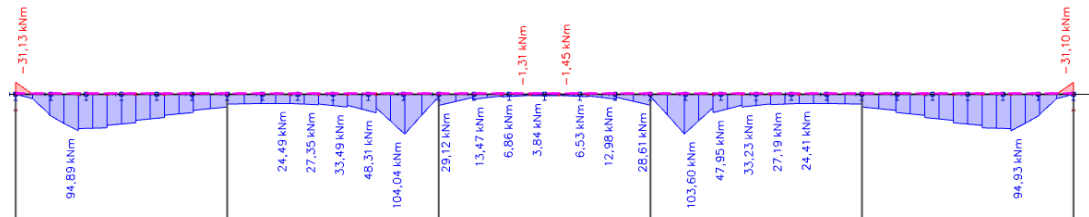


Obrázek 143 – Interakční diagram pro průvlak P1 [24]

Průvlak P3:



Obrázek 144 – Normálová síla v průvlaku P3



Obrázek 145 – Ohybové momenty v průvlaku P3

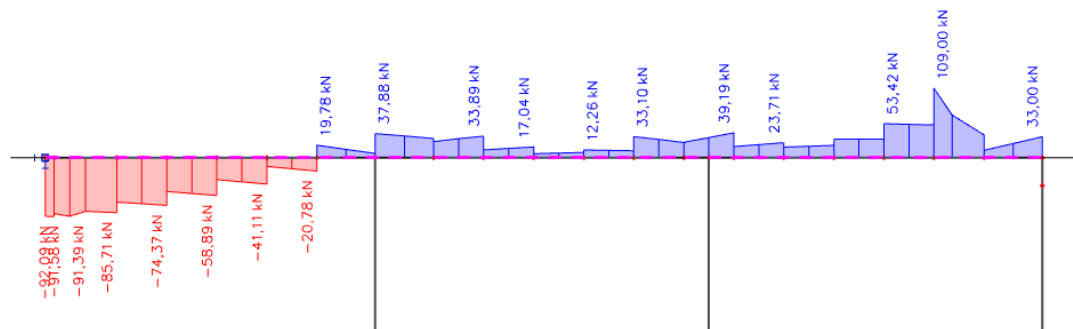
$$A_{s,prov} = 3x \text{ } \varnothing 22 = 1140 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} * 0,9 * d * f_{yd} = 1140 * 0,9 * 513 * 435 = 229 \text{ kNm}$$

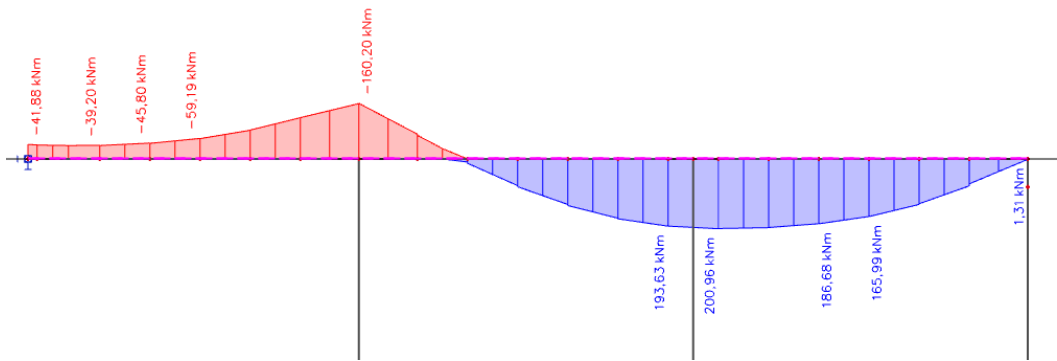
$$M_{Rd} \geq M_{Ed} = 155 \text{ kNm}$$

Normálová síla je 70 kN a ohybová rezerva je 74 kNm, tudíž by průvlak vyhověl na kombinaci namáhání tah + ohyb.

Průvlak P4:



Obrázek 146 – Normálová síla v průvlaku P4



Obrázek 147 – Ohybové momenty v průvlaku P4

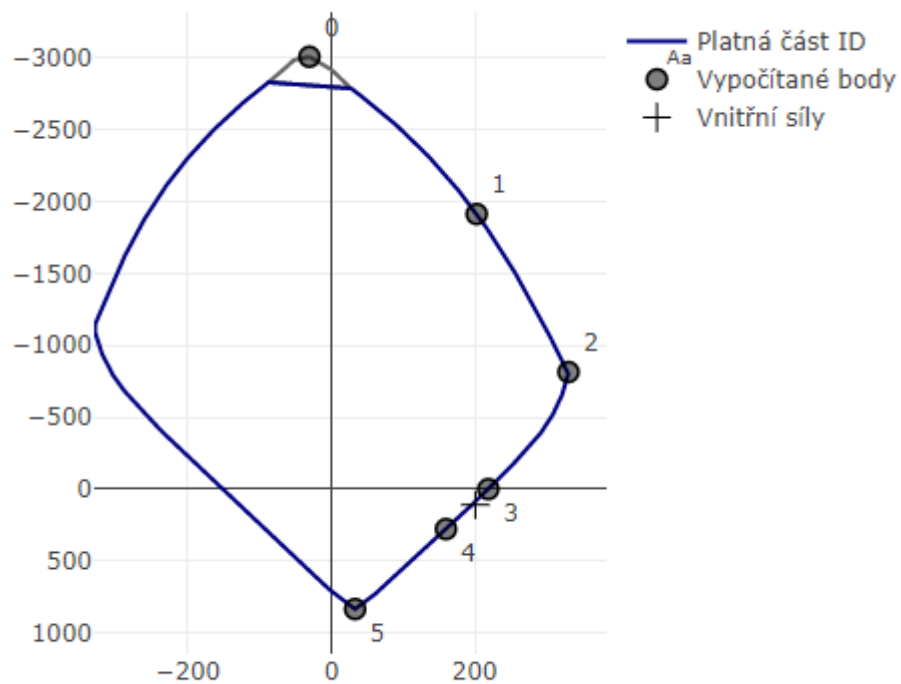
V poli:

$$A_{s,prov} = 3 \times \text{Ø}22 = 1140 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 1140 \cdot 0,9 \cdot 515 \cdot 435 = 239 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} = 201 \text{ kNm}$$

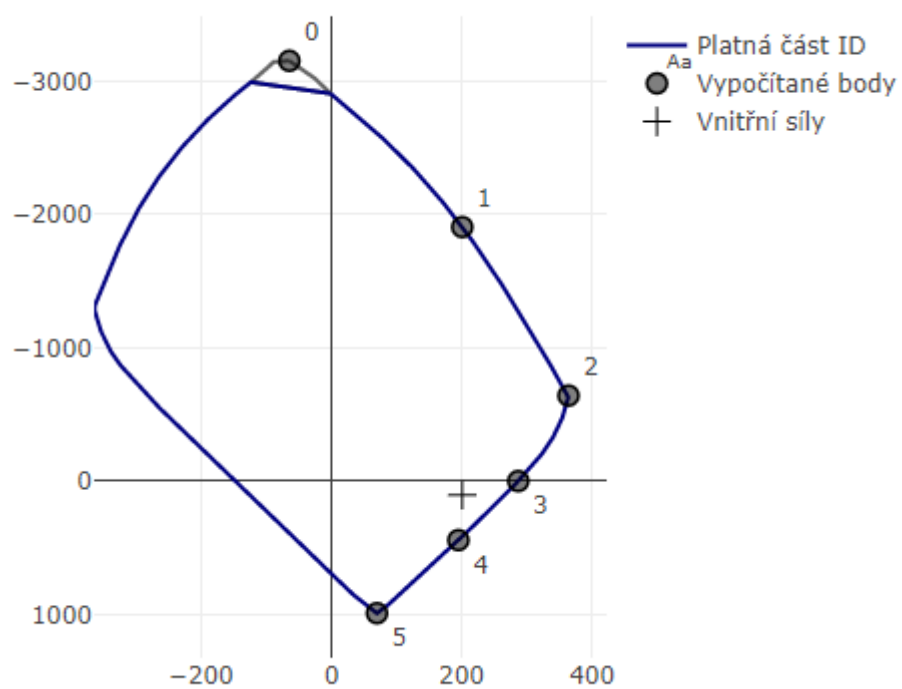
Jelikož je ohybová rezerva pouze 38 kNm a velikost normálové síly je 109 kN, je potřeba posoudit průvlak na kombinaci namáhání ohyb + tah.



Obrázek 148 – Interakční diagram pro průvlak P4 [24]

Průvlak P4 nevyhoví na kombinaci ohyb + tah, tudíž je potřeba přidat výztuž:

$$A_{s,prov} = 4 \times \text{Ø}22 = 1140 \text{ mm}^2$$



Obrázek 149 – Interakční diagram pro průvlak P4 [24]

Nad podporou:

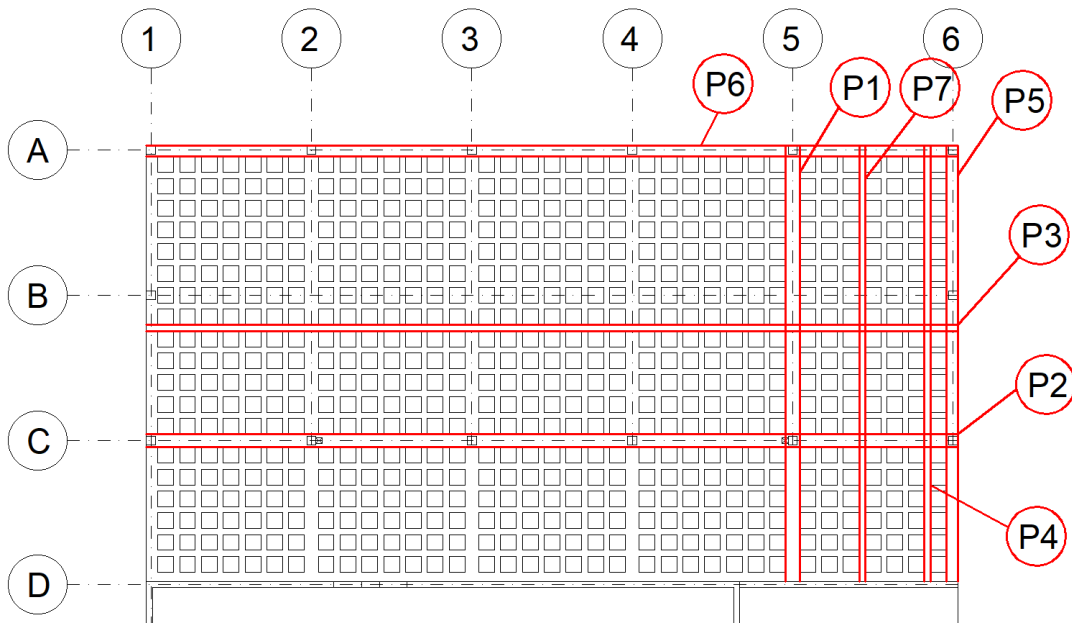
$$A_{s,prov} = 3 \times \text{Ø}22 = 1140 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} = 1140 \cdot 0,9 \cdot 515 \cdot 435 = 239 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} = 160 \text{ kNm}$$

→ Navržená výztuž v jednotlivých prvcích vyhoví

Smyková únosnost jednotlivých trámů:

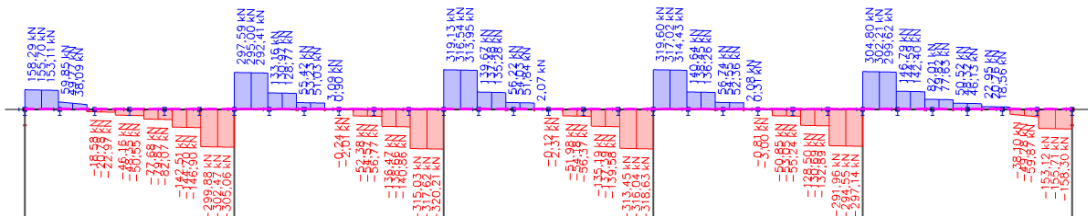


Obrázek 150 – Schéma průvlaků pro posouzení ve smyku

Návrh výztuže – třmínky jsou stejné, jako u posouzení v předešlé kapitole (Ø10, dvojstřížné)

Průvlak P1 je posouzen v předchozí kapitole (nejzatíženější průvlak).

Průvlak P2:



Obrázek 151 – Posouvající síla v průvlak P2

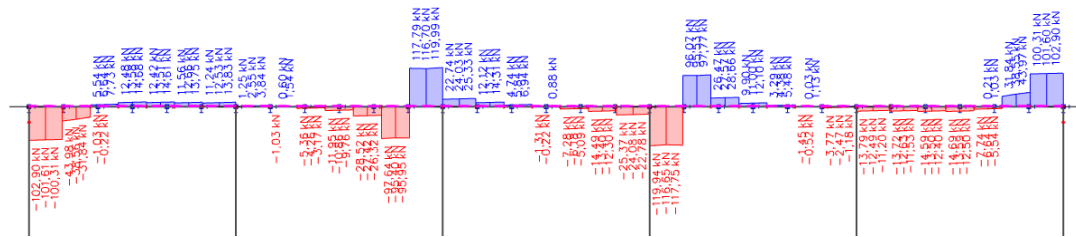
$V_{Ed} = 320 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} * f_{yd}}{s_1} * z * \cotg(\theta) = \frac{157 * 435}{130} * 481,5 * 1,3 = 329 \text{ kN} > 320 \text{ kN}$$

$V_{Ed} = 140 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} * f_{yd}}{s_1} * z * \cotg(\theta) = \frac{157 * 435}{250} * 481,5 * 1,3 = 170 \text{ kN} > 140 \text{ kN}$$

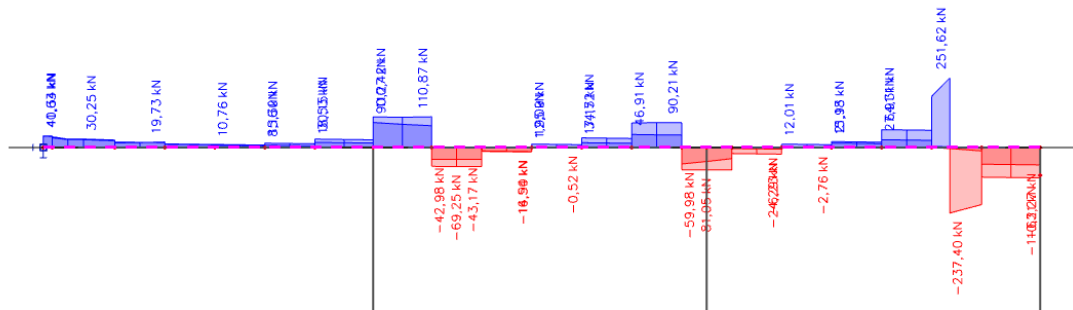
Průvlak P3:



Obrázek 152 – Posouvající síla v průvlaku P3

Jelikož je posouvající síla menší než 140 kN, vystačí vyztužení po 250 mm.

Průvlaky P4 – v okolí sloupu – vždy 2 z každé strany:

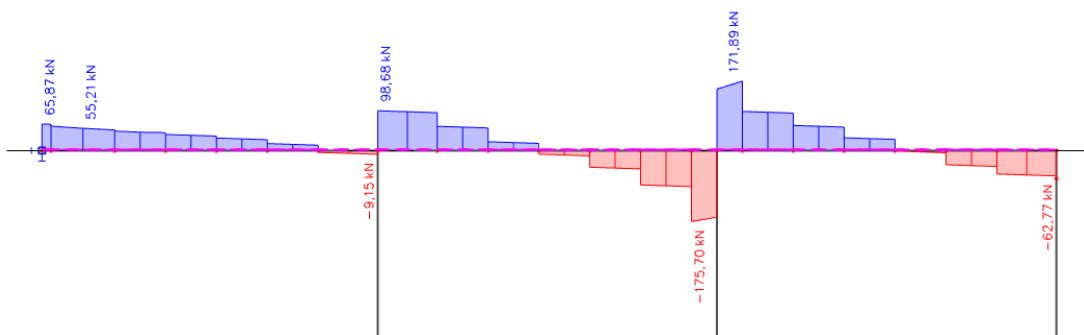


Obrázek 153 – Posouvající síla v průvlaku P4

$V_{Ed} = 252 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} * f_{yd}}{s_1} * z * \cotg(\theta) = \frac{157 * 435}{150} * 481,5 * 1,3 = 285 \text{ kN} > 252 \text{ kN}$$

Krajní průvlak P5:

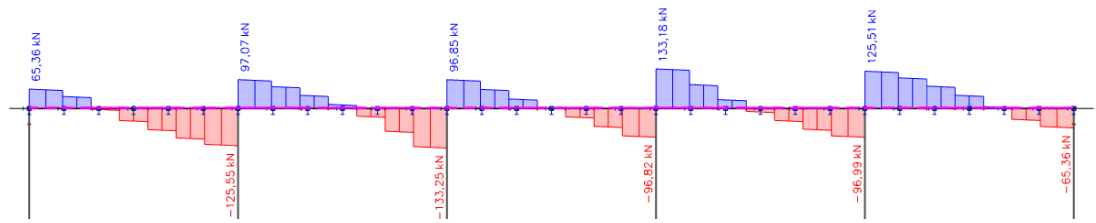


Obrázek 154 – Posouvající síla v průvlaku P5

$V_{Ed} = 172 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} * f_{yd}}{s_1} * z * \cotg(\theta) = \frac{157 * 435}{220} * 481,5 * 1,3 = 194 \text{ kN} > 172 \text{ kN}$$

Krajní průvlak P6:



Obrázek 155 – Posouvající síla v průvlaku P6

$$V_{Ed} = 135 \text{ kN}$$

Jelikož je posouvající síla menší než 140 kN, vystačí vyztužení po 250 mm.

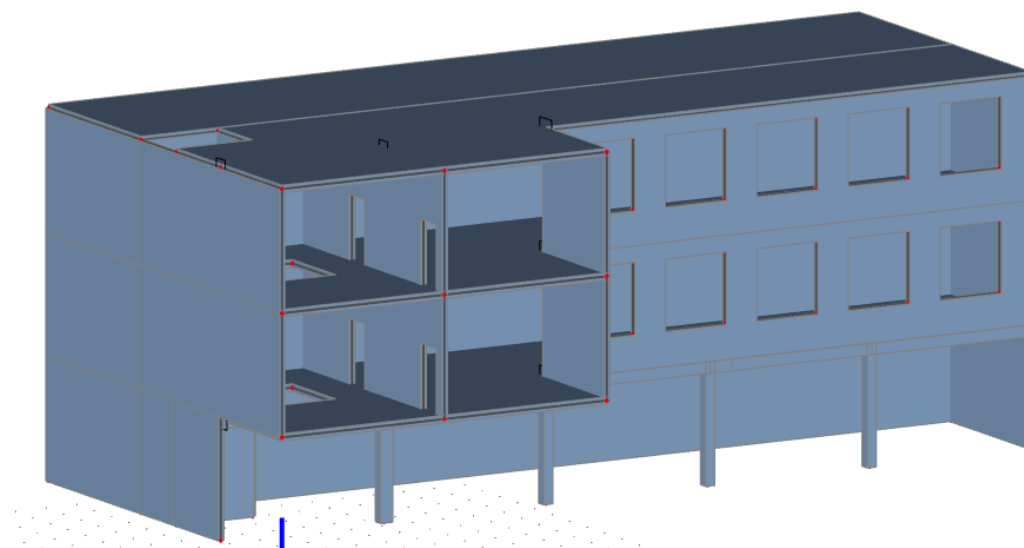
V krajním průvlaku P7 jsou síly okolo 80 kN, tudíž není nutné průvlak posuzovat (třmínky po 250 mm vyhoví).

→ Navržené třmínky v jednotlivých prvcích vyhoví

- Navržené vzdálenosti úseků třmínků jsou přesně nakresleny ve výkresu výztuže

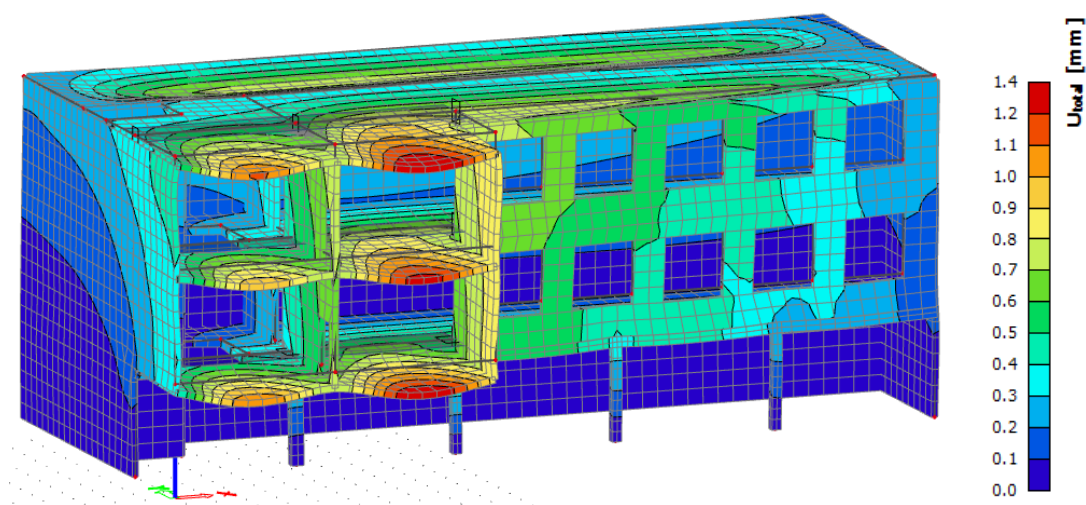
5 Návrh vykonzolované části budovy

5.1 Model



Obrázek 156 – 3D model části budovy s vykonzolovanou částí

Ověření funkčnosti modelu (vlastní tíha):



Obrázek 157 – Celkový průhyb 3D modelu bez zatížení

Prvky spolupůsobí podle očekávání, tudíž je možné zadat zatížení

5.2 Zatížení od schodiště

K přesnému zatížení je potřeba stanovit ztížení od schodiště, všechna ostatní zatížení již byla stanovena v kapitole 2: Zatížení.

Jelikož povrchová úprava schodiště nebude žádná – pouze nátěr na prvním a posledním stupni ramene, je potřeba spočítat pouze vlastní tíhu prefabrikovaného ramene.

Vlastní tíha stupňů:

$$f_{st} = b * h * \frac{n}{2} * \rho_V = 0,27 * 0,18 * \frac{10}{2} * 25 = 7,29 \text{ kN/m}$$

Vlastní tíha desek:

$$f_{des} = h_s * l_s * \rho_V + h_p * l_p * \rho_V = 0,18 * \frac{2,7}{\cos(33,7)} * 25 + 0,216 * 1,2 * 25 \\ = 20,6 \text{ kN/m}$$

Celková tíha schodiště:

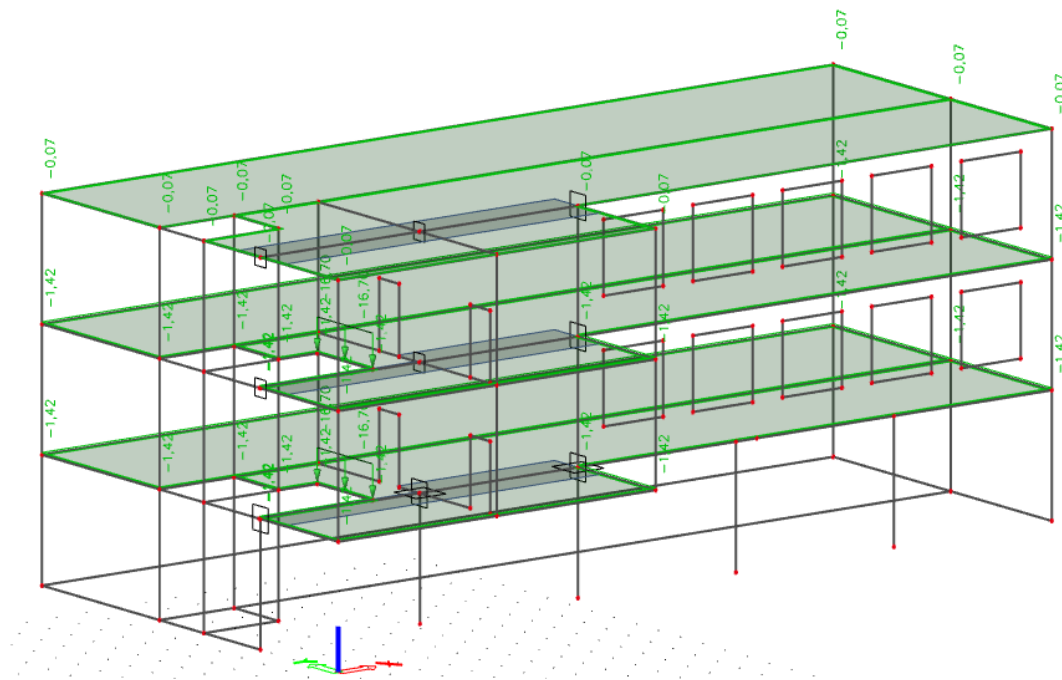
$$f_{sch} = 7,29 + 20,6 = 27,9 \text{ kN/m}$$

Užitné zatížení:

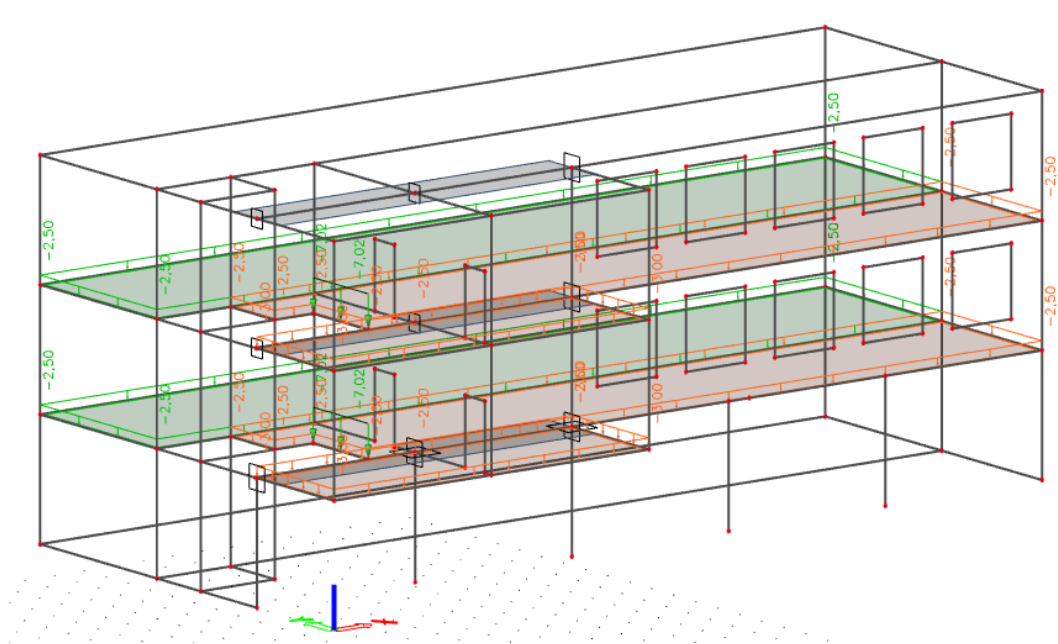
$$f_{už} = q_k * l = 3 * (2,7 + 1,2) = 11,7 \text{ kN/m}$$

Zatížení na stropní desku od schodiště odpovídá přibližně 0,6x zatížení schodiště, tudíž bude stropní deska zatížena stálým zatížením 16,7 kN/m a užitným zatížením 7,02 kN/m

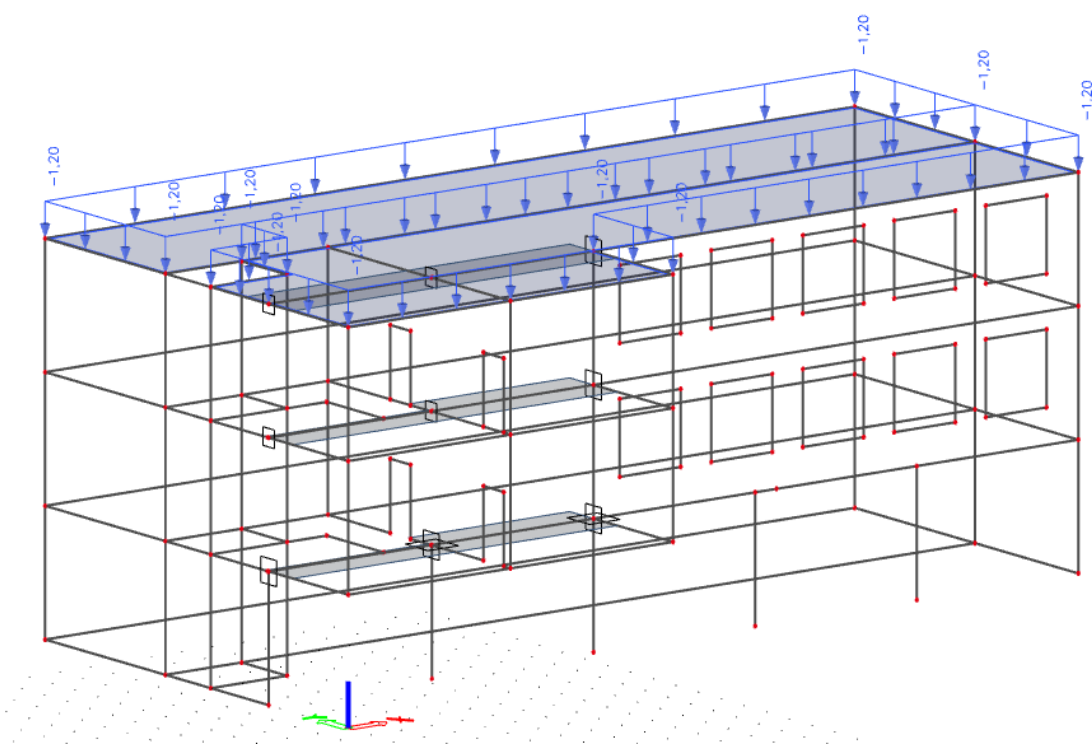
5.3 Zatížení modelu



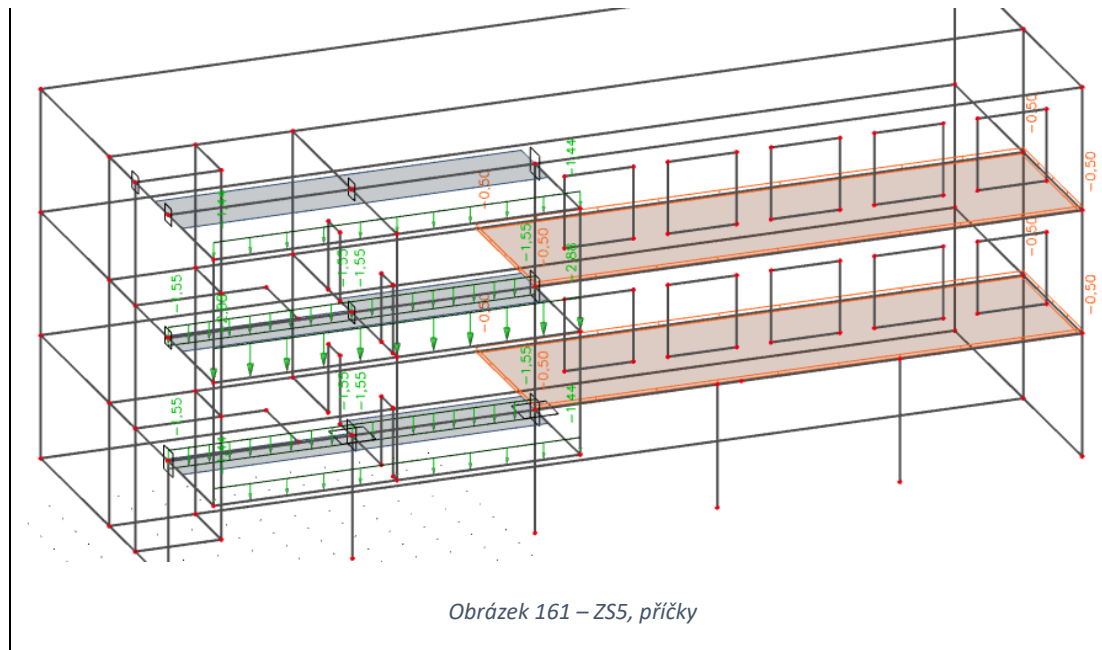
Obrázek 158 – ZS2, stálé zatížení



Obrázek 159 – ZS3, užitné zatížení

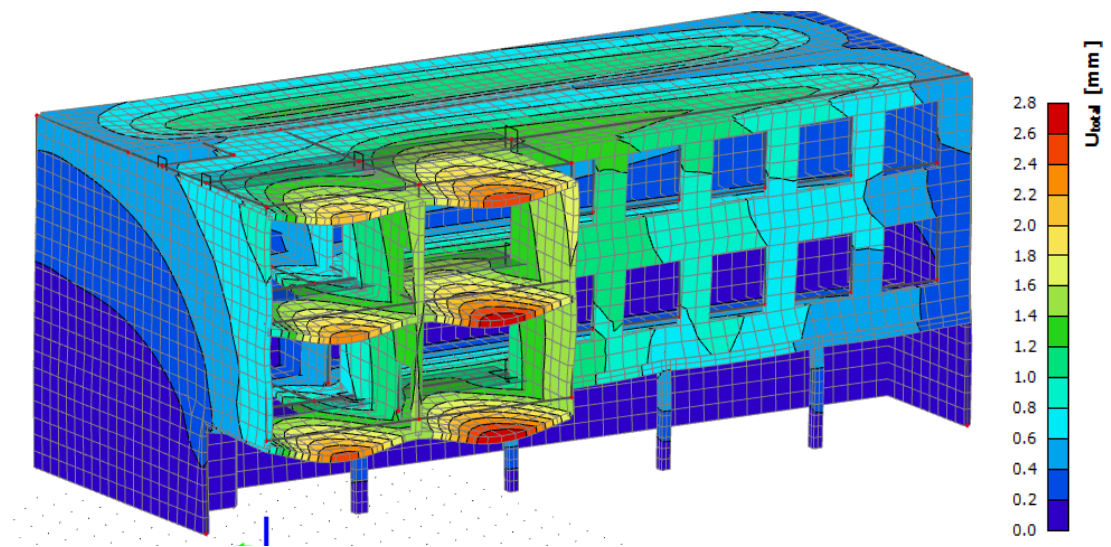


Obrázek 160 – ZS4, sníh



Obrázek 161 – ZS5, příčky

5.4 Výsledky



Obrázek 162 – Celkový průhyb se zatížením

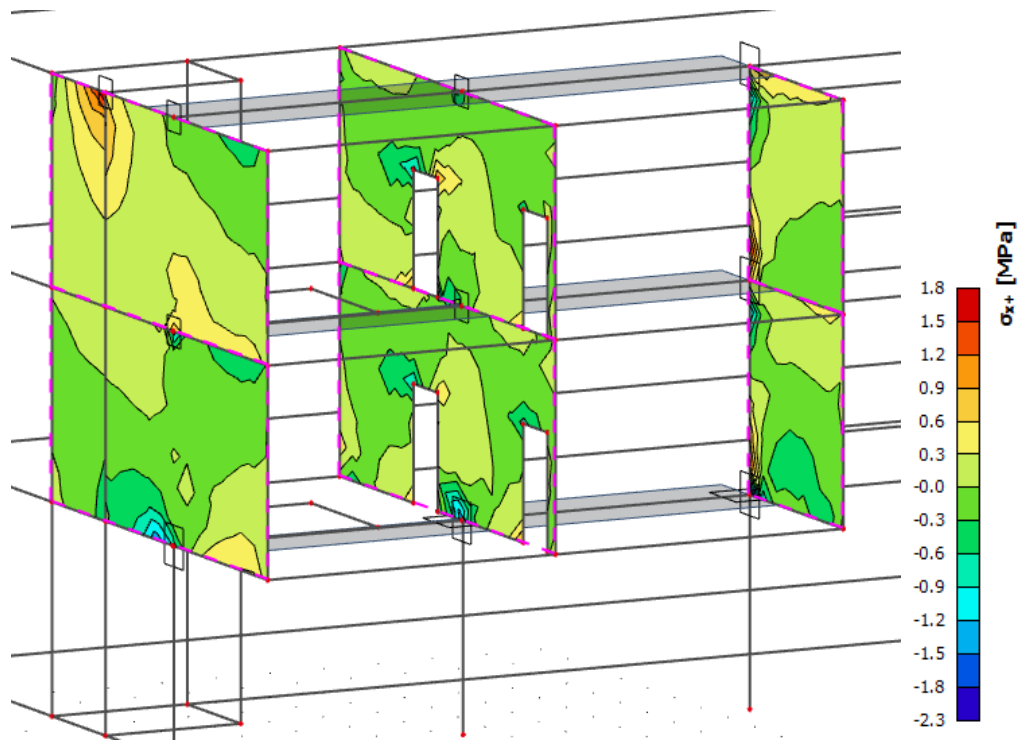
$$u_{lim} = \frac{3600}{250} = 14,4 \text{ mm}$$

Omezení maximálního průhybu bude 14,4/3,5 z důvodu dotvarování a smršťování betonu.

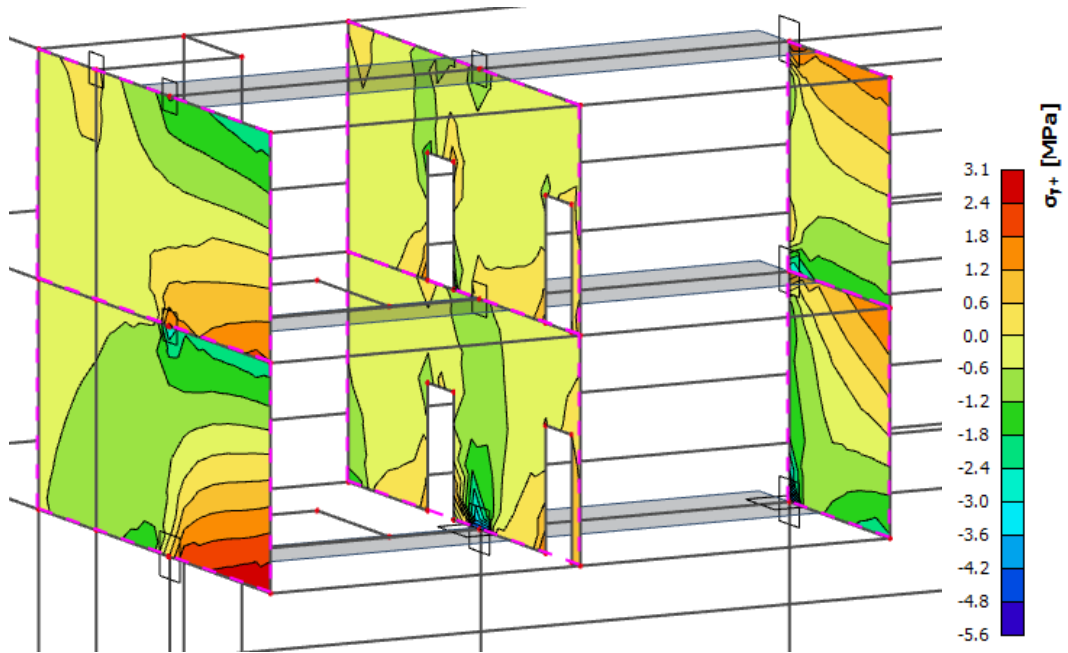
$$u_{lim} = 4,1 \text{ mm} > 2,6 \text{ mm}$$

Návrh rozměrů prvků u vykonzolované části budovy vyhoví na průhyb s dostatečnou rezervou.

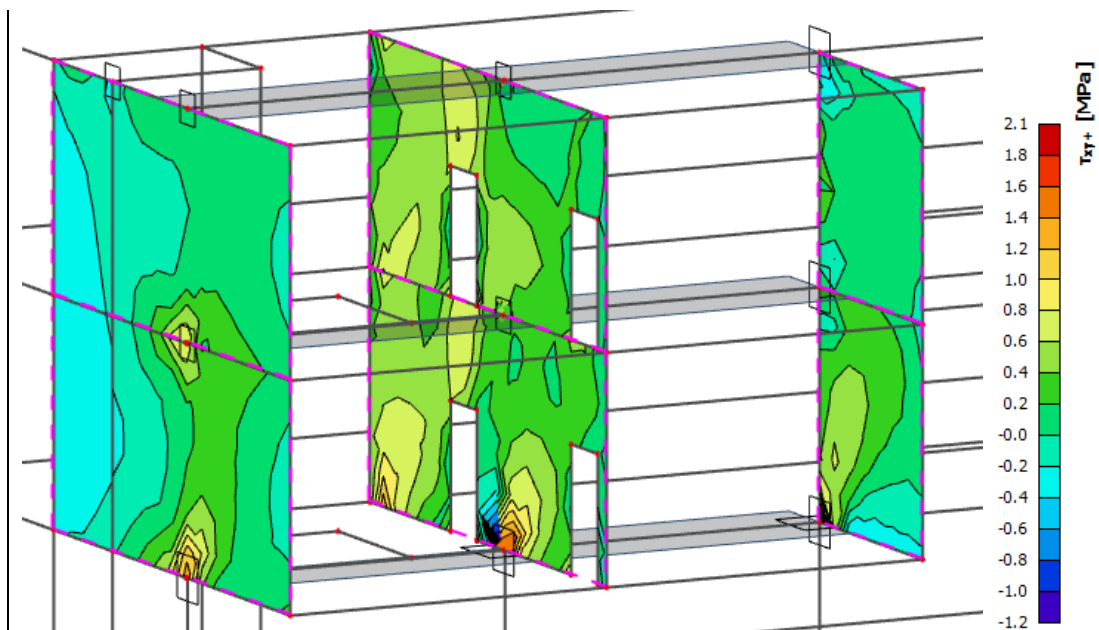
Napětí ve stěnových nosnících:



Obrázek 163 – Napětí σ_x ve stěnových nosnících



Obrázek 164 – Napětí σ_y ve stěnových nosnících



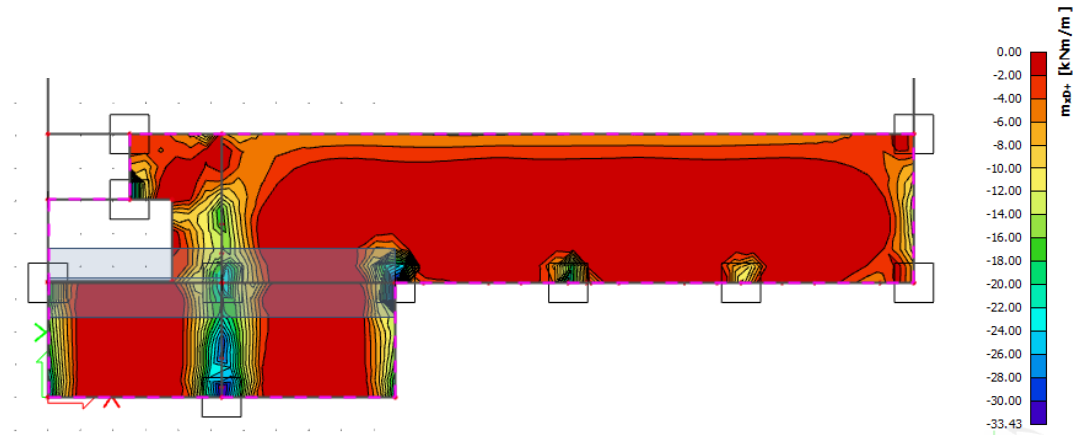
Obrázek 165 – Napětí τ_{xy} ve stěnových nosnících

Stěnové nosníky jsou namáhané napětím, o kterém se dá říci, že není nijak extrémní, tudíž by stěnové nosníky bylo možné vyztužit běžným způsobem.

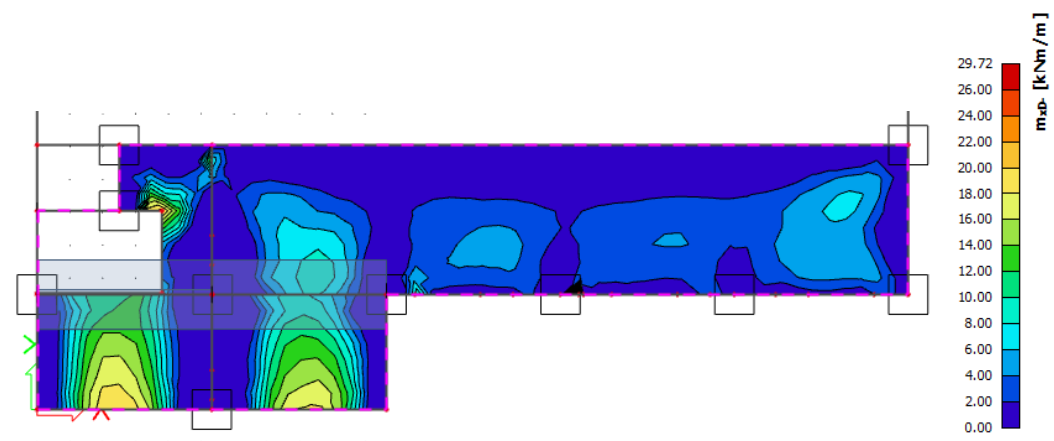
5.5 Předběžné ověření únosnosti prvků

Deska:

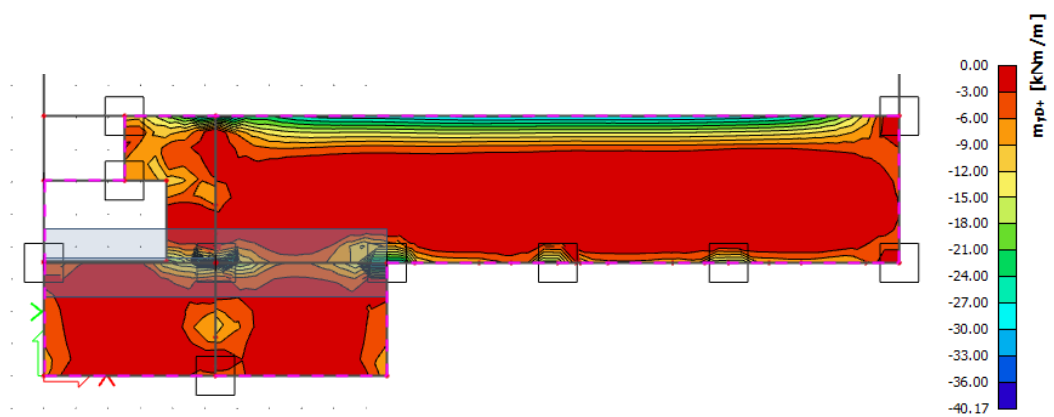
Pro výpočet byla zvolena stropní deska nad 1.NP, neboť bude nejvíce zatížena



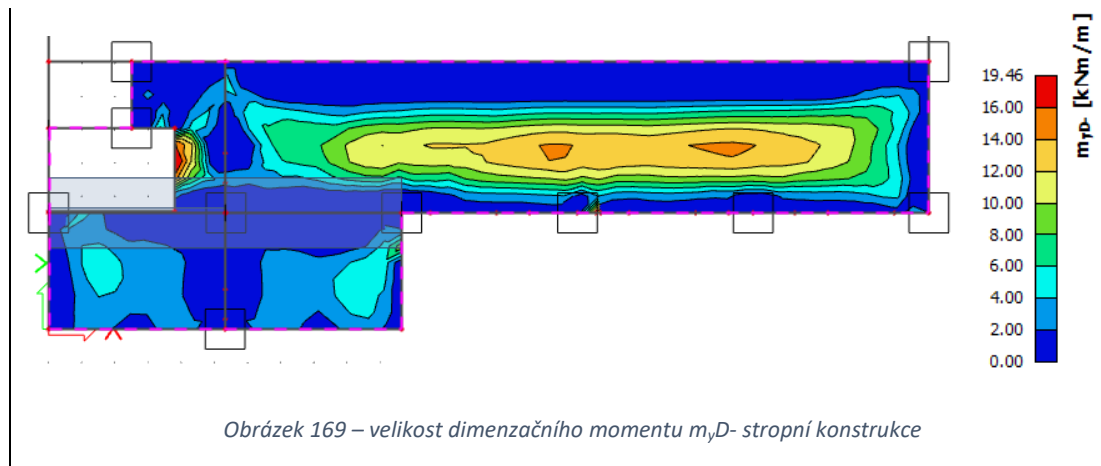
Obrázek 166 – velikost dimenzačního momentu m_{xD+} stropní konstrukce



Obrázek 167 – velikost dimenzačního momentu m_{xD-} stropní konstrukce



Obrázek 168 – velikost dimenzačního momentu m_{yD+} stropní konstrukce



Obrázek 169 – velikost dimenzačního momentu m_{pD} - stropní konstrukce

- ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ :

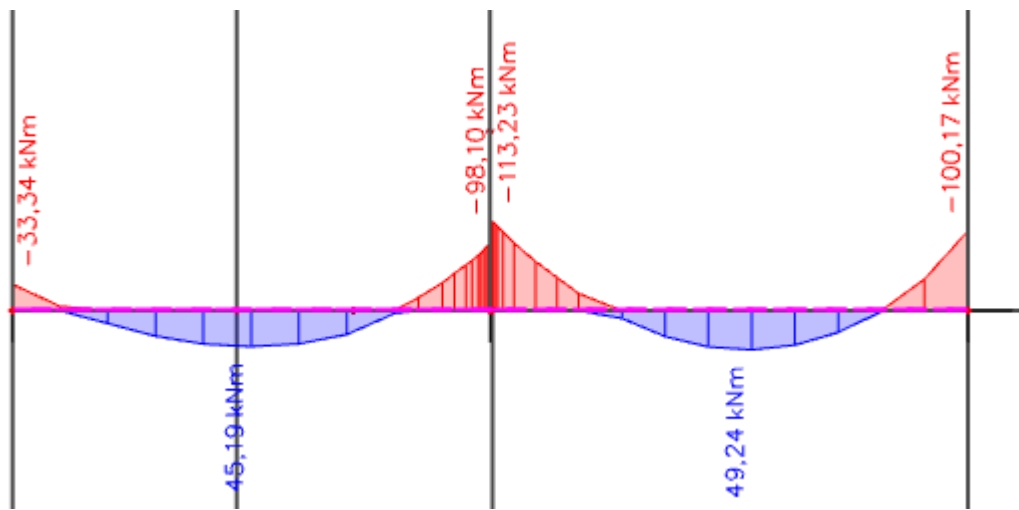
Tabulka 58 – Ověření poměrné výšky tlačené oblast a stupně vyztužení

	h_d [mm]	d [mm]	m_{Ed} [kNm/m]	μ	ξ	$A_{s,req}$ [mm ²]	ρ [%]
max x	220	188	34	0,048	0,061	422	0,224
max y	220	176	40,2	0,065	0,084	544	0,309

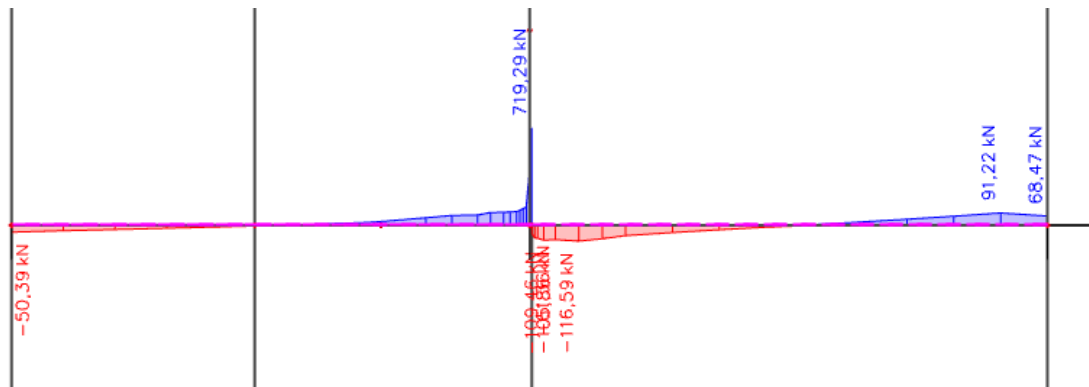
- Desky vyhovují ($\xi < \xi_{opt} = (0,1 \sim 0,15)$ a $\rho < 0,005$)

Průvlak:

Pro výpočet byl zvolen průvlak nad 1.NP, neboť bude nejvíce zatížen



Obrázek 170 – Ohybový moment M , v průvlaku



Obrázek 171 – Posouvající síla V_z průvlaku

Síla 720 kN se nachází v oblasti sloupu, tudíž je u výpočtu uvažována síla na hraně sloupu $V_{Ed} = 120$ kN.

- Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ :

Tabulka 59 - Ověření poměrné výšky tlačené oblasti a stupně vyztužení

	h_p [mm]	L_p [mm]	M_{Ed} [kNm/m]	μ	ξ	$A_{s,req}$ [mm ²]	ρ [%]
P1	450	5350	113	0,156	0,195	609,7	0,72

- Průvlak vyhovuje ($\xi < \xi_{max} = 0,45$ a $\rho \sim 1\%$)

- Ověření smykové únosnosti:

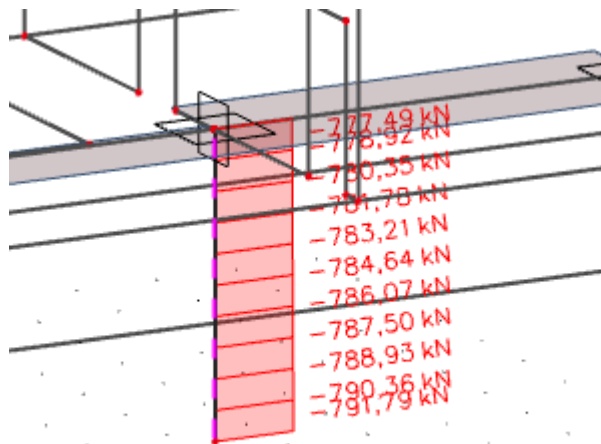
$$V_{Rd,max} = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} * b_w * z * \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \geq V_{Ed,max}$$

Tabulka 60 – Ověření smykové únosnosti

	h_p [mm]	L_p [mm]	$V_{ed,max}$ [kN]	$z = 0,9 d$	$\cot \theta$	$V_{Rd,max}$ [kN]
P1	450	5350	120	373,500	1,500	364,1

→ Navržené stropní konstrukce vyhoví na MSP i MSÚ

Sloup:



Obrázek 172 – Normálová síla ve sloupu

Oproti původnímu předpokladu je normálová síla menší. Místo uvažované síly 1555 kN je sloup zatížen normálovou silou o velikosti 800 kN. Tato změna je způsobena železobetonovým stěnovým nosníkem, který nahradil původní nenosnou příčku nad sloupem. Dále se velikost normálové síly zmenšila kvůli lepšímu uspořádání dveřních otvorů ve stěnovém nosníku. Původní návrh předpokládal umístění dveřního otvoru k hraně sloupu a zároveň bylo původně uvažováno s průchodem výšky 3,2m, nikoliv dveřním otvorem s výškou 2,1 m. Pokud by původní velikost dveřního otvoru zůstala, stěnový nosník by nebyl tak tuhý a nepřenášel by zatížení od stropních desek tak, jako stěnový prvek s menším dveřním otvorem. Snížení normálové síly ve sloupu také zapříčinily tuhé stěnové nosníky na

stranách konzoly. Kvůli této velké tuhosti nosníků bude většina zatížení přenášena do stěn, nikoliv do tohoto sloupu.

Tato konstrukce také zapříčinila zjednodušení základů, neboť nebude potřeba založit sloup na základovou patku, jak bylo předpokládáno.

Seznam obrázků:

Obrázek 1 – Konstrukční schéma 1. NP	5
Obrázek 2 – Konstrukční schéma 2. NP	6
Obrázek 3 – Konstrukční schéma 3. NP	7
Obrázek 4 – Konstrukční schéma: Řez A-A'	8
Obrázek 5 – Konstrukční schéma: Řez B-B'	8
Obrázek 6 – tlak větru v závislosti na výšce objektu [4]	14
Obrázek 7 – součinitel expozice c_e [4].....	14
Obrázek 8 – Schéma desky 1.....	15
Obrázek 9 – Schéma desky 2.....	16
Obrázek 10 – Schéma desky 3A	16
Obrázek 11 – Schéma desky 3B	16
Obrázek 12 – Schéma desky 3C	17
Obrázek 13 – Schéma zatěžovací plochy desky 1	18
Obrázek 14 – Schéma zatížení desky 1	18
Obrázek 15 – Schéma zatěžovací plochy desky 2	19
Obrázek 16 – Schéma zatěžovací plochy desky 3a	20
Obrázek 17 – Schéma zatěžovací plochy desky 3b	21
Obrázek 18 – Schéma zatěžovací plochy desky 3c.....	22
Obrázek 19 – Schéma uložení vylehčovacích prvků U-BOOT do stropní konstrukce	22
Obrázek 20 – Momenty m_x ve stropní konstrukci 3c.....	24
Obrázek 21 – Momenty m_y ve stropní konstrukci 3c.....	24
Obrázek 22 – Posouvající síla v_x ve stropní konstrukci 3c.....	25
Obrázek 23 – Posouvající síla v_y ve stropní konstrukci 3c.....	25
Obrázek 24 – Schéma kontrolovaných obvodů u_0 a u_1	30
Obrázek 25 – Schéma průvlaků P1 a P2.....	32
Obrázek 26 – Schéma průvlaku P3.....	32

Obrázek 27 – Zatěžovací plocha průvlastu P1.....	33
Obrázek 28 – Zatěžovací plocha průvlastu P2.....	34
Obrázek 29 – Zatěžovací plocha průvlastu P3.....	35
Obrázek 30 – Schéma zatížení průvlastu P1	36
Obrázek 31 – Posouvající síla v průvlastu P1	36
Obrázek 32 – Ohybový moment v průvlastu P1	36
Obrázek 33 – Schéma zatížení průvlastu P2	37
Obrázek 34 – Posouvající síla v průvlastu P2	37
Obrázek 35 – Ohybový moment v průvlastu P2	37
Obrázek 36 – Schéma zatížení průvlastu P3	38
Obrázek 37 – Posouvající síla v průvlastu P3	38
Obrázek 38 – Ohybový moment v průvlastu P3	38
Obrázek 39 – Zatěžovací plocha sloupu S1	40
Obrázek 40 – Zatěžovací plocha sloupu S2a	42
Obrázek 41 – Normálová síla ve sloupu S2a	43
Obrázek 42 – Ohybový moment ve sloupu S2a	43
Obrázek 43 – Zatěžovací plocha sloupu S2b	44
Obrázek 44 – Normálová síla ve sloupu S2b	45
Obrázek 45 – Ohybový moment ve sloupu S2b	46
Obrázek 46 – Zatěžovací plocha sloupu S2c	47
Obrázek 47 – Normálová síla ve sloupu S2c	48
Obrázek 48 – Ohybový moment ve sloupu S2c	48
Obrázek 49 – Interakční diagram pro posouzení sloupu S2a [24]	53
Obrázek 50 – Normálová síla v krajním sloupu S2a	53
Obrázek 51 – Ohybový moment v krajním sloupu S2a	54
Obrázek 52 – Interakční diagram pro posouzení krajního sloupu S2a [24]	55
Obrázek 53 – Schéma schodišťového prostoru	58

Obrázek 54 – Konstrukční řešení schodiště	58
Obrázek 55 – Lokalita umístění stavby [30]	60
Obrázek 56 – Mapa vrtných sond v okolí objektu [29]	61
Obrázek 57 – Vrt 718073 [29]	62
Obrázek 58 – Vrt 709245 [29]	63
Obrázek 59 – Schématické rozdělení úseků.....	66
Obrázek 60 – Schéma půdorysu patky a zatěžovací ploše sloupu	67
Obrázek 61 – Schéma kontrolovaných obvodů na protlačení základové desky	73
Obrázek 62 – Schématické znázornění výšky květináče v závislosti na umístění vzhledem ke sklonu střechy	78
Obrázek 63 – Možnost umístění květináčů 1	78
Obrázek 64 – Možnost umístění květináčů 2	79
Obrázek 65 - Možnost umístění květináčů 3	80
Obrázek 66 - Možnost umístění květináčů 4	81
Obrázek 67 - Možnost umístění květináčů 5	82
Obrázek 68 - Možnost umístění květináčů 6	83
Obrázek 69 – Schéma umístění vylehčovacích prvků	84
Obrázek 70 – Model vylehčeného stropu	85
Obrázek 71 – ZS2, stálé od podlahy	85
Obrázek 72 – ZS3, užité.....	86
Obrázek 73 – ZS4, sníh	86
Obrázek 74 – ZS, beton pod vylehčovacími prvky	87
Obrázek 75 – 3D model, pohled horní	87
Obrázek 76 – 3D model, pohled spodní.....	88
Obrázek 77 – 3D průhyby.....	88
Obrázek 78 – Varianty umístění květináčů A	89
Obrázek 79 – Průhyb od varianty A1	89

Obrázek 80 – Průhyb od varianty A2	90
Obrázek 81 – Průhyb od varianty A3	90
Obrázek 82 – Průhyb od varianty A4	91
Obrázek 83 – Průhyb od varianty A5	91
Obrázek 84 – Průhyb od varianty A6	92
Obrázek 85 – varianty umístění květináčů B.....	92
Obrázek 86 – Průhyb od varianty B1.....	93
Obrázek 87 – Průhyb od varianty B2.....	93
Obrázek 88 – Průhyb od varianty B3.....	94
Obrázek 89 – Průhyb od varianty B4.....	94
Obrázek 90 – Průhyb od varianty B5.1	95
Obrázek 91 - - Průhyb od varianty B5.2	95
Obrázek 92 – varianty umístění květináčů C.....	96
Obrázek 93 – Průhyb od varianty C1.....	96
Obrázek 94 – Průhyb od varianty C2.1.....	97
Obrázek 95 - - Průhyb od varianty C2.2	97
Obrázek 96 – Průhyb od varianty C2.3.....	98
Obrázek 97 – Průhyb od varianty C2.4.....	98
Obrázek 98 – Průhyb od varianty C2.5.....	99
Obrázek 99 – Varianta 1.....	100
Obrázek 100 – Varianta 2.....	100
Obrázek 101 – Varianta 3.....	101
Obrázek 102 – Varianta 1.....	102
Obrázek 103 – ZS6, přitížení od stromů.....	102
Obrázek 104 – ZS6, přitížení od stromů, 3D pohled	103
Obrázek 105 – Celkový průhyb stropní konstrukce, 2D.....	103
Obrázek 106 – Celkový průhyb stropní konstrukce, 3D.....	104

Obrázek 107 – Moment m_y ve stropní konstrukci	104
Obrázek 108 – Moment m_x ve stropní konstrukci	104
Obrázek 109 – Moment m_{xy} ve stropní konstrukci	105
Obrázek 110 – Posouvající síla V_z v průvlacích.....	105
Obrázek 111 – Moment M_y v průvlacích.....	105
Obrázek 112 – Moment M_y v průvlacích.....	106
Obrázek 113 – Normálové síly ve sloupech	106
Obrázek 114 – Posouvající síla V_y ve sloupech.....	106
Obrázek 115 – Posouvající síla V_z ve sloupech.....	107
Obrázek 116 – Moment M_y ve sloupech.....	107
Obrázek 117 – Moment M_z ve sloupech.....	107
Obrázek 118 – Moment M_z ve sloupech.....	107
Obrázek 119 – Moment M_z ve sloupech, 3D pohled	108
Obrázek 120 – Moment M_z od MSÚ	109
Obrázek 121 – Normálová síla ve sloupu.....	109
Obrázek 122 – Moment M_z od kvazistálé kombinace	109
Obrázek 123 – Schéma vyztužení sloupu.....	111
Obrázek 124 - Interakční diagram pro posouzení středního sloupu [24]	114
Obrázek 125 – Moment M_z od MSÚ v krajním sloupu	115
Obrázek 126 – Normálová síla v krajním sloupu.....	115
Obrázek 127 – Moment M_z od kvazistálé kombinace v krajním sloupu.....	115
Obrázek 128 – Schéma vyztužení sloupu.....	117
Obrázek 129 - Interakční diagram pro posouzení krajního sloupu [24]	120
Obrázek 130 – Normálová síla N nejzatíženějšího průvlaku.....	121
Obrázek 131 – Posouvající síla V_z nejzatíženějšího průvlaku.....	121
Obrázek 132 – Ohybový moment M_y nejzatíženějšího průvlaku.....	121
Obrázek 133 – Zadaná výztuž + posudek MSÚ	123

Obrázek 134 – Interakční diagram pro nejvíce zatížený průvlak	123
Obrázek 135 – Interakční diagram pro nejvíce zatížený průvlak [24].....	124
Obrázek 136 – Dimenzační ohybový moment m_{xD+} v desce	126
Obrázek 137 – Dimenzační ohybový moment m_{xD-} v desce.....	126
Obrázek 138 – Dimenzační ohybový moment m_{yD+} v desce	127
Obrázek 139 – Dimenzační ohybový moment m_{yD-} v desce.....	127
Obrázek 140 – Schéma posuzovaných prvků.....	128
Obrázek 141 – Normálová síla v průvlaku P2.....	128
Obrázek 142 – Ohybové momenty v průvlaku P2.....	128
Obrázek 143 – Interakční diagram pro průvlak P1 [24]	129
Obrázek 144 – Normálová síla v průvlaku P3.....	130
Obrázek 145 – Ohybové momenty v průvlaku P3.....	130
Obrázek 146 – Normálová síla v průvlaku P4.....	130
Obrázek 147 – Ohybové momenty v průvlaku P4.....	131
Obrázek 148 – Interakční diagram pro průvlak P4 [24]	131
Obrázek 149 – Interakční diagram pro průvlak P4 [24]	132
Obrázek 150 – Schéma průvlaků pro posouzení ve smyku.....	133
Obrázek 151 – Posouvající síla v průvlaku P2	133
Obrázek 152 – Posouvající síla v průvlaku P3	134
Obrázek 153 – Posouvající síla v průvlaku P4	134
Obrázek 154 – Posouvající síla v průvlaku P5	134
Obrázek 155 – Posouvající síla v průvlaku P6	135
Obrázek 156 – 3D model části budovy s vykonzolovanou částí	136
Obrázek 157 – Celkový průhyb 3D modelu bez zatížení.....	136
Obrázek 158 – ZS2, stálé zatížení.....	137
Obrázek 159 – ZS3, užité zatížení	138
Obrázek 160 – ZS4, sníh	138

Obrázek 161 – ZS5, příčky	139
Obrázek 162 – Celkový průhyb se zatížením	140
Obrázek 163 – Napětí σ_x ve stěnových nosnících	141
Obrázek 164 – Napětí σ_y ve stěnových nosnících	141
Obrázek 165 – Napětí τ_{xy} ve stěnových nosnících.....	142
Obrázek 166 – velikost dimenzačního momentu m_{xD+} stropní konstrukce	143
Obrázek 167 – velikost dimenzačního momentu m_{xD-} stropní konstrukce.....	143
Obrázek 168 – velikost dimenzačního momentu m_{yD+} stropní konstrukce.....	143
Obrázek 169 – velikost dimenzačního momentu m_{yD-} stropní konstrukce	144
Obrázek 170 – Ohybový moment M_y v průvlaku.....	145
Obrázek 171 – Posouvající síla V_z průvlaku.....	145
Obrázek 172 – Normálová síla ve sloupu.....	146
Seznam tabulek:	
Tabulka 1 – Skladba podlahy v sociálních zařízeních a kuchyni ve 2. a 3. NP	9
Tabulka 2 – Skladba podlahy v zasedací místnosti a chodbách ve 2. a 3. NP	9
Tabulka 3 – Skladba podlahy v kancelářích ve 2. a 3. NP.....	9
Tabulka 4 – skladba podlahy ve skladu	10
Tabulka 5 – skladba podlahy v sociálních zařízeních v 1. NP	10
Tabulka 6 – skladba podlahy v obchodě, chodbách a v technické místnosti v 1. NP	10
Tabulka 7 – Skladba střešního pláště A na pochozí střeše (maximální zatížení)	11
Tabulka 8 – skladba střešního pláště A na pochozí střeše (minimální zatížení)	11
Tabulka 9 – skladba zelené střechy (maximální zatížení)	11
Tabulka 10 – skladba zelené střechy (minimální zatížení)	11
Tabulka 11 – skladba nepochozí střechy	11
Tabulka 12 – Součinitel vnějšího tlaku.....	15
Tabulka 13 – Návrh tloušťky desky podle ohybové štíhlosti.....	17
Tabulka 14 – Zatížení desky 1	19

Tabulka 15 – Zatížení desky 2	19
Tabulka 16 – Zatížení desky 3a	20
Tabulka 17 – Tabulka zatížení desky 3b	21
Tabulka 18 – Zatížení desky 3c bez vlastní tíhy	22
Tabulka 19 – Charakteristiky navrženého vylehčeného stropu	23
Tabulka 20 – Parametry stropní konstrukce 3c	26
Tabulka 21 – Materiálové vlastnosti stropní konstrukce 3c	26
Tabulka 22 – Ohybové vyztužení stropní konstrukce 3c.....	26
Tabulka 23 – Smykové vyztužení stropní konstrukce 3c.....	26
Tabulka 24 – Přehled návrhových sil stropní konstrukce 3c.....	27
Tabulka 25 – Momenty únosnosti pro vyztuženou stropní konstrukci 3c.....	27
Tabulka 26 – Výpočet maximální posouvající síly vyztužené stropní konstrukce 3c	27
Tabulka 27 – Porovnání zatížení stropní konstrukce 3c a maximálního možného zatížení s zadanou výztuží	28
Tabulka 28 – Ověření poměrné výšky tlačené oblasti a stupně vyztužení	29
Tabulka 29 – Zatížení průvlaku 1.....	34
Tabulka 30 – Zatížení průvlaku P2 náhradní zatěžovací šířkou obrazce desky: 5,025 m.....	34
Tabulka 31 – Zatížení průvlaku P2 náhradní zatěžovací šířkou obrazce desky: 4,75 m.....	34
Tabulka 32 – Zatížení průvlaku P3 náhradní zatěžovací šířkou obrazce desky: 4,175 m.....	35
Tabulka 33 – Zatížení průvlaku P3 náhradní zatěžovací šířkou obrazce desky: 3,52 m.....	35
Tabulka 34 – Zatížení průvlaku P3 náhradní zatěžovací šířkou obrazce desky: 2,425 m.....	35
Tabulka 35 – Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ průvlaků P1, P2 a P3.....	39
Tabulka 36 – Ověření průvlaků z hlediska únosnosti ve smyku.....	39
Tabulka 37 – Zatížení sloupu S1	41
Tabulka 38 – Zatížení sloupu S2a	42
Tabulka 39 – Zatížení sloupu S2b.....	45

Tabulka 40 – Zatížení sloupu S2c	47
Tabulka 41 – Porovnání variant navržených stropních konstrukcí	57
Tabulka 42 – Sedání patky	65
Tabulka 43 – Přetížení od podlahy.....	67
Tabulka 44 – Výpočet sedání pro 20 kPa	68
Tabulka 45 – Výpočet sedání pro 30 kPa	69
Tabulka 46 – Výpočet sedání pro 40 kPa	70
Tabulka 47 – Výpočet sedání pro 50 kPa	71
Tabulka 48 – Výpočet sedání pro 60 kPa	72
Tabulka 49 – Porovnání přetížení pod deskou / sedání patky	72
Tabulka 50 – Výpočet zatížení od květináče pro možnost 1.....	79
Tabulka 51 – Výpočet zatížení od květináče pro možnost 2.....	79
Tabulka 52 – Výpočet zatížení od květináče pro možnost 3.....	80
Tabulka 53 – Výpočet zatížení od květináče pro možnost 4.....	81
Tabulka 54 - – Výpočet zatížení od květináče pro možnost 5.....	82
Tabulka 55 - – Výpočet zatížení od květináče pro možnost 6.....	83
Tabulka 56 – Součinitel β uložení sloupu [5]	110
Tabulka 57 – Součinitel β uložení sloupu [5]	116
Tabulka 58 – Ověření poměrné výšky tlačené oblast a stupně vyztužení	145
Tabulka 59 - Ověření poměrné výšky tlačené oblast a stupně vyztužení	146
Tabulka 60 – Ověření smykové únosnosti	146