

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE  
FAKULTA STAVEBNÍ**



# **DIPLOMOVÁ PRÁCE**

**2020**

**Jakub Kirschbaum**

České vysoké učení technické v Praze  
Fakulta stavební  
Katedra betonových a zděných konstrukcí

# **Návrh objektu s velkým vyložení**

**Diplomová práce**

Vypracoval: Bc. Jakub Kirschbaum  
Vedoucí diplomové práce: Ing. Petr Bílý, Ph.D.  
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb  
Praha 2020

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Kirschbaum Jméno: Jakub Osobní číslo: 438149  
 Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí  
 Studijní program: Stavební inženýrství  
 Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh objektu s velkým vyložení  
 Název diplomové práce anglicky: Design of a building with a large protruding part  
 Pokyny pro vypracování:  
 Předběžný statický návrh původně uvažované varianty podepření objektu.  
 Podrobný návrh vybraných konstrukčních prvků.  
 Návrh ocelových vzpěr.  
 Odstranění ocelových vzpěr a pokus o vynesení překonzolované části objektu pomocí stěnových nosníků a dalších konstrukčních úprav.  
 Výkresová dokumentace řešených částí.

Seznam doporučené literatury:  
 Hanzlová H., Šmejkal J. - Betonové a zděné konstrukce 1: základy navrhování betonových konstrukcí  
 Kohoutková A., Procházka J., Vašková J., - Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy  
 Archiv časopisu BETON TKS  
 Výukové materiály k softwarům Scia, Idea, Atena.  
 Samostatně vyhledat další vhodnou a potřebnou literaturu.

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Petr Bílý, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 23.9.2019 Termín odevzdání diplomové práce: 5.1.2020  
*Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku*

\_\_\_\_\_  
 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“.*

25.9.2019

Datum převzetí zadání

\_\_\_\_\_  
 Podpis studenta(ky)

---

## **Prohlášení**

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracoval samostatně a že jsem veškerou použitou literaturu a webové zdroje, ze kterých jsem čerpal informace, uvedl v seznamu použité literatury. Dále prohlašuji, že souhlasím se zveřejněním této práce.

---



---

## **Poděkování**

Rád bych poděkoval panu vedoucímu Ing. Petru Bílému, Ph.D. za konzultace, trpělivost a cenné rady, které mi pomohly při vypracování této diplomové práce. Dále bych rád poděkoval pánům konzultantům Ing. Janu Kosovi, Csc. a Ing. Břetislavu Židlickému za cenné rady.

---

---

## **Abstrakt**

Tato diplomová práce se zabývá statickým návrhem nosné konstrukce objektu s velkým vyložení. V první části práce jsou popsány konstrukce s velkým vyložení a uvedeny jejich příklady. Dále je charakterizován objekt, jímž se celá práce zabývá. Co se týče samotného návrhu konstrukce, v úvodu je stanoveno zatížení konstrukce a proveden předběžný statický návrh nosné konstrukce. V následující části práce jsou podrobně navrženy vybrané nosné prvky ve variantě, kdy je velké vyložení objektu podepřeno dvěma šikmými vzpěrami. Z ocelových konstrukcí je v práci navržena ocelová vzpěra a s ní související konstrukční prvky a také ocelová konzola balkonového nosníku. Ocelová vzpěra je uložena na základové patce, která je také předmětem návrhu. V poslední části práce je proveden pokus návrhu objektu po odstranění vzpěr a pokus o vynesení velkého vyložení pomocí stěnových nosníků a jiných konstrukčních úprav, které vplynuly v průběhu návrhu. V závěru je shrnuta reálnost návrhu objektu bez šikmých vzpěr. Součástí práce je výkresová dokumentace vybraných nosných prvků.

## **Klíčová slova**

Velké vyložení, trémový rošt, stěnový nosník, vzpěra.

---

---

## **Abstract**

This diploma thesis focused on the structural design of load-bearing structure of a building with large protruding part. The first part of the thesis describes structures with large protruding part, gives examples of such structures and then it describes the object which is designed in the thesis. Regarding the design of the structure itself, in the introduction the load of the structure is determined and the preliminary structural design of the load-bearing structure is carried out. In the next part of thesis, the selected load-bearing elements are designed in detail, where the large protruding part of the object is supported by two oblique struts. From steel constructions is designed a steel strut and related structural elements and a steel cantilever of the balcony beam. The steel strut is supported with a pad foundation, which is also the subject of the design. In the last part of thesis, an attempt is made to design the object after the struts have been removed and an attempt is made to support the large protruding part by deep beams and other possible structural modifications that emerged during the design. Finally, the feasibility of the design of the building without oblique struts is summarized. Part of the thesis is drawing documentation of selected load-bearing elements.

## **Key words**

Large protruding part, beam grillage, deep beams, strut.

---

---

# Obsah

<b>1</b>	<b>Úvod.....</b>	<b>10</b>
<b>2</b>	<b>Konstrukce s velkým vyloženíím .....</b>	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>Popis objektu .....</b>	<b>13</b>
<b>4</b>	<b>Použité podklady .....</b>	<b>15</b>
4.1	Půdorys 1.PP .....	15
4.2	Půdorys 1.NP .....	16
4.3	Půdorys 2.NP .....	16
4.4	Půdorys 3.NP .....	17
4.5	Půdorys střechy .....	17
4.6	Řez A-A .....	18
4.7	Řez B-B.....	18
4.8	Řez C-C.....	19
<b>5</b>	<b>Konstrukční schémata .....</b>	<b>20</b>
5.1	Konstrukční schéma 1.PP.....	20
5.2	Konstrukční schéma 1.NP .....	21
5.3	Konstrukční schéma 2.NP .....	22
5.4	Konstrukční schéma 3.NP .....	23
5.5	Konstrukční schéma pohled na střechu .....	24
<b>6</b>	<b>Zatížení.....</b>	<b>25</b>
6.1	Nosné konstrukce .....	25
6.2	Podlahy, střechy, terasy.....	25
6.3	Příčky .....	28
6.4	Schodiště .....	28
6.5	Zemní tlak .....	29
6.6	Proměnné užiténé zatížení .....	30
6.7	Proměnné zatížení sněhem.....	30
6.8	Proměnné zatížení větrem .....	30
6.9	Zatížení od balkónů.....	32
6.10	Zatížení od fasády .....	33
<b>7</b>	<b>Předběžný návrh nosných prvků.....</b>	<b>34</b>
7.1	Stropní desky.....	34
7.1.1	Stropní deska nad 3.NP .....	34
7.1.2	Stropní deska nad 2.NP .....	38
7.1.3	Stropní deska nad 1.NP .....	41
7.1.4	Stropní deska nad 1.PP – garáž.....	46
7.1.5	Stropní deska nad 1.PP – obytná část.....	49
7.1.6	Stropní deska nad technickým podlažím.....	49
7.1.7	Stropní deska nad střešní terasou .....	51

---

---

7.2	Sloupy .....	54
7.3	Průvlaky .....	58
7.3.1	Průvlak na ose A u osy 1 .....	59
7.3.2	Trámový rošt .....	60
7.4	Schodiště .....	65
<b>8</b>	<b>Podrobný návrh nosných konstrukcí .....</b>	<b>68</b>
8.1	Popis výpočtového modelu .....	68
8.2	Návrh trámového roštu.....	69
8.2.1	Popis a výpočet použitých modulů pružnosti.....	69
8.2.2	Zatěžovací stavy a kombinace.....	70
8.2.3	Návrh a posouzení únosnosti – použité vzorce .....	72
8.2.4	Návrh a posouzení únosnosti .....	76
8.2.5	Návrh a posouzení výztuže na kroucení – použité vzorce .....	96
8.2.6	Návrh a posouzení výztuže na kroucení.....	97
8.2.7	Posouzení na mezní stav použitelnosti.....	103
8.3	Návrh stropní desky nad 1.PP – nad trámovým roštem .....	109
8.3.1	Popis a výpočet použitých modulů pružnosti.....	109
8.3.2	Zatěžovací stavy a kombinace.....	110
8.3.3	Návrh a posouzení únosnosti – použité vzorce .....	110
8.3.4	Návrh a posouzení únosnosti .....	110
8.3.5	Posouzení na mezní stav použitelnosti.....	116
8.4	Návrh stropní desky nad 1.PP – garáž.....	121
8.4.1	Popis použitých modulů pružnosti .....	121
8.4.2	Návrh a posouzení únosnosti – použité vzorce .....	121
8.4.3	Návrh a posouzení únosnosti .....	122
8.4.4	Posouzení stropní desky na protlačení .....	126
8.4.5	Posouzení na mezní stav použitelnosti.....	130
8.5	Návrh stropní desky nad 1.NP .....	134
8.5.1	Zatěžovací stavy a kombinace.....	134
8.5.2	Návrh a posouzení únosnosti – použité vzorce .....	134
8.5.3	Návrh a posouzení únosnosti .....	134
8.5.4	Posouzení stropní desky na protlačení .....	139
8.5.5	Posouzení na mezní stav použitelnosti.....	146
8.6	Návrh vybraných sloupů .....	152
8.6.1	Zatěžovací stavy a kombinace.....	152
8.6.2	Návrh a posouzení únosnosti – použité vzorce .....	152
8.6.3	Návrh a posouzení únosnosti .....	154
8.7	Další nosné prvky.....	163
<b>9</b>	<b>Návrh objektu po odstranění šikmých vzpěr.....</b>	<b>164</b>

---

---

9.1	Úprava konstrukčních schémat .....	165
9.1.1	Upravené konstrukční schéma 1.PP .....	166
9.1.2	Upravené konstrukční schéma 1.NP .....	166
9.1.3	Upravené konstrukční schéma 2.NP .....	167
9.1.4	Upravené konstrukční schéma 3.NP .....	168
9.1.5	Upravené konstrukční schéma pohled na střechu .....	168
9.2	Návrh stěnových nosníků .....	169
9.2.1	Postup návrhu .....	169
9.2.2	Návrh a posouzení stěnových nosníků .....	169
9.3	Opatření ke zmenšení průhybů stropní desky .....	183
9.3.1	První opatření – ocelová příhrada .....	184
9.3.2	Druhé opatření – Vierendeelův nosník .....	185
9.3.3	Třetí opatření – zavěšení stropní desky .....	187
9.4	Shrnutí návrhu bez šikmých vzpěr .....	188
<b>10</b>	<b>Závěr .....</b>	<b>189</b>
<b>11</b>	<b>Použitá literatura .....</b>	<b>190</b>

## Seznam příloh

- Diplomová práce – část ocelové konstrukce
  - Diplomová práce – část zakládání
  - Výkresová dokumentace:
    1. Čepový spoj – Řez A – A, B – B, pohled 1, pohled 2
    2. Základy – základové pasy
    3. Základy – řez A – A, B – B
    4. Základy – základová deska, řez C – C, D – D
    5. Stropní deska nad 1.PP – výkres výztuže – dolní
    6. Stropní deska nad 1.PP – výkres výztuže – horní
    7. Stropní deska nad 1.PP – výkres výztuže – lemovací
    8. Sloupy S8 v 1.NP, 2.NP – výkres výztuže
    9. Stěnový nosník O2 – výkres výztuže
    10. Stěnový nosník O3 – výkres výztuže
-

---

# 1 Úvod

Předmětem této diplomové práce bude statický návrh bytového domu Pod Kesnerkou. Tento objekt byl vybrán především kvůli jeho zajímavosti z hlediska architektonického a složitosti z hlediska statického. Objekt byl již řešen v předmětech Projekt 3 a 4, kde proběhlo seznámení se základní koncepcí objektu, vytvoření výpočtového modelu v programu Scia Engineer a stanovení základních rozměrů nosných prvků a rozměrů základů. Ze statického hlediska bylo nutné provést malé změny v dispozici, tloušťce stropních desek, rozměrech, či počtech sloupů. Diplomová práce již bere tyto změny v úvahu a nebudou zde podrobně rozebírány.

Obsahem práce tedy bude obecné seznámení s konstrukcemi s velkým vyložení, bude provedeno ucelení a doplnění předběžného statického výpočtu, podrobný návrh vybraných nosných prvků a variantní řešení velkého vyložení objektu. V původní variantě, podle které byl objekt i postaven, je vykonzolovaná část objektu podepřena dvěma ocelovými šikmými vzpěrami. Cílem práce bude návrh nosné konstrukce objektu v původní variantě a pokus o odstranění ocelových vzpěr a vynesení objektu stěnovými nosníky a dalšími konstrukčními úpravami. Tato změna statického působení povede k malým změnám v dispozici objektu a k možným změnám v rozměrech či počtech nosných prvků. Otázkou je, zda návrh objektu bez použití šikmých vzpěr bude reálný, to se ukáže až po provedení výpočtů.

---

## 2 Konstrukce s velkým vyložением

Objekt, který byl v této práci řešen je charakteristický svou vyloženou částí. V základní variantě je podepření této části řešeno pomocí šikmých vzpěr, jak lze vidět na *Obr.3.1*. Jelikož součástí této práce bylo i odstranění šikmých vzpěr a pokus o vynesení překonzolované části objektu bez vzpěr, bude v této kapitole nastíněno, jakým způsobem je možno k řešení podobných objektů přistupovat.

Vyložení konstrukce lze chápat jako část objektu, která vystupuje před svislou nosnou konstrukci a na druhém konci není přímo podporována svislou podporou (například balkon, který vystupuje před nosnou stěnu a je podepřen pouze na jedné hraně). Pokud se budeme bavit o vyložení stropní desky, tak v některém případě má vyložení stropní desky pozitivní účinky na průběh ohybových momentů – snižuje ohybový moment v poli desky. Ale to platí jen do nějaké meze, po překročení této meze je problém nadimenzovat samotné vyložení konstrukce, kde vzniká velký průhyb na konci vyložení objektu a vysoký ohybový moment v místě podpory.

I přes veškerá úskalí návrhu konstrukcí s velkým vyložением jsou v dnešní době tyto konstrukce oblíbené, a to hlavně z architektonického hlediska. Existují různé varianty, jak konstrukce s velkým vyložением navrhnout a přenést zatížení působící v místě vyložení do nosných konstrukcí, které jsou schopné toto zatížení přenést do základové spáry.

Jednou z variant jsou například stěnové nosníky z monolitického železobetonu. Stěnové nosníky jsou rovinné prvky, jejichž trojnásobek výšky je větší než délka nosníku. Pokud stěnové nosníky nejsou moc oslabeny otvory, dokážou svojí vysokou tuhostí ve svislé rovině přenést velká zatížení – stěnové nosníky budou řešeny v závěru této práce. Příkladem budovy, kde byly využity stěnové nosníky, je budova počítačového centra CzechGlobe v Brně. Budova má čtyři nadzemní podlaží a jedno podzemní podlaží. Nosnou konstrukci



*Obr.2.1. Budova počítačového centra CzechGlobe.(zdroj: [20])*

budovy tvoří monolitické železobetonové stěny a stropní desky. Roh budovy nad vstupem do objektu je konzolově vyložený. Vyložená část objektu je vynášena stěnovými nosníky. [21] Budova je zachycena na *Obr.2.1*.

Jedním z příkladů objektu s velkým vyložением je objekt East Building, stojící v pražské Krči. Již hotový objekt, je zachycen na *Obr.2.2*. Jedná se o administrativní budovu, která má tři podzemní a sedm nadzemních podlaží. Nosná konstrukce je provedena z monolitického železobetonu. V pátém nadzemním podlaží je část objektu překonzolována přes svislou nosnou



---

konstrukci a na této překonzolované části jsou situována tři patra. Vyložení této části objektu je 6 metrů. [17] Samotná nosná konstrukce je zobrazena na *Obr.2.3*, kde jsou monolitické stropní desky vynášeny svislým sloupem a šikmým táhlem, které je připojené do svislých železobetonových sloupů na hranici vyložení objektu.



*Obr.2.2. East Building v pražské Krči. (zdroj: [16])*



*Obr.2.3. Nosná konstrukce East Building. (zdroj: [18])*

Dalším příkladem budovy s velkým vyložením je administrativní budova Trimaran v Praze na Pankráci. Budova má čtyři podzemní a sedm nadzemních podlaží a jedná se o železobetonový skelet. Budova je zachycena na *Obr.2.4*. Část budovy, přesněji tři patra, jsou vyložena nad sousední pozemek (v levé části obrázku). Tyto vykonzolované výběžky jsou na budově tři. Vyložení je zde přeneseno pomocí předepnutého příhradového ocelového nosníku, který je situován na střeše objektu a délka vyložení je 15 m. Příhradové nosníky se na každém výběžku vyskytují tři a působí jako prosté nosníky s převislým koncem, které jsou podepřeny ve středním traktu budovy železobetonovým skeletem. Rovnováha nosníku je zajištěna protiváhou čtyřpatrového skeletu v pravé části budovy, který je na nosníku také zavěšen. [19]



*Obr.2.4. Budova Trimaran na pražské Pankráci (zdroj: [19])*

---

## 3 Popis objektu

Objekt se nachází v Praze 5 v ulici Pod Kesnerkou a je situován do svažitého terénu. Jedná se o vícepodlažní bytový dům s luxusními byty. Objekt má jedno podzemní podlaží, které je pouze pod částí objektu, a to na rozmezí, kde objekt je podepřen základy a kde přechází ve vykonzolování. Díky svažitosti terénu je pod tímto podlažím v části objektu technické podlaží, které mění svoji konstrukční výšku z důvodu skoků v základové desce (vše je vidět v řezech objektem viz kapitola 4). V podzemním podlaží jsou umístěny sklepní kóje. Dále objekt má tři nadzemní podlaží a plochou střechu s přístavkem a střešní terasou. V prvním nadzemním podlaží jsou umístěny garáže a dva byty, jeden byt je mezonetový a vchod má v druhém nadzemním podlaží. Ve druhém nadzemním podlaží se nacházejí byty čtyři, včetně již zmiňovaného mezonetového bytu. Ve třetím nadzemním podlaží se nacházejí byty dva. Jeden z těchto bytů, který zaujímá většinu podlahové plochy má přístup na střešní terasu, která je situována na ploché střeše. Přístup je možný skrze přístavek, ve kterém se nachází i sauna. Ke všem bytovým jednotkám náleží terasy.

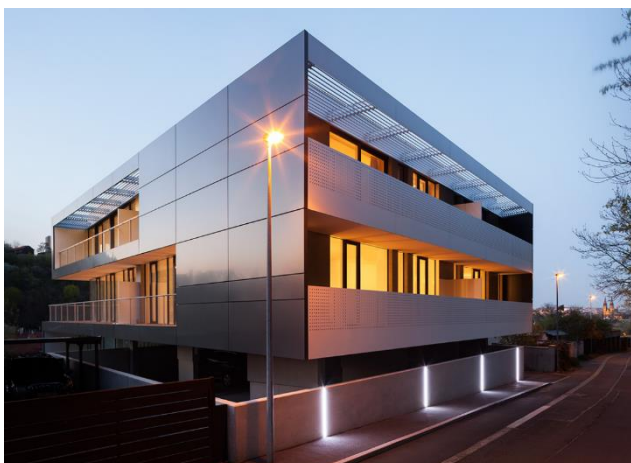
Tvar půdorysu objektu je nepravidelný čtyřhran. Rozměry hran, které jsou téměř rovnoběžné s ulicí, jsou 21,36 m a 19,63 m a rozměry hran téměř kolmých na směr ulice jsou 29,62 m a 26,3 m. Výška objektu je od projektované nuly 12,4 m a od místa uložení vzpěry 18,76 m. Objekt je situován ve svahu, a právě kvůli tomu je umožněno překonzolování a podepření šikmými vzpěrami prvního až třetího nadzemního podlaží.

Materiál nosných konstrukcí je především monolitický železobeton, ale šikmé vzpěry budou navrženy z oceli a taktéž nosné konstrukce teras, které se nachází po obvodě objektu, budou navrženy z ocelových profilů. Střecha objektu je tvořena jako plochá z části pochozí střecha a fasáda objektu je ve většině míst řešena jako lehký obvodový plášť, s tím, že většinu obálky budovy tvoří prosklené okenní a dveřní otvory, které slouží i jako vstupy na terasu.

Podklady, které byly použity pro statický návrh objektu, byly ve fázi rozpracovanosti, a proto je možné, že se navržený stav objektu nebude shodovat se skutečným stavem objektu, a to hlavně co se týče dispozice. Na *Obr.3.1.* až *3.3.* je skutečný stav objektu.



*Obr.3.1. Pohled na vykonzolovanou část objektu. (zdroj: [4])*



*Obr.3.2. Pohled na objekt z ulice Pod Kesnerkou. (zdroj: [5])*



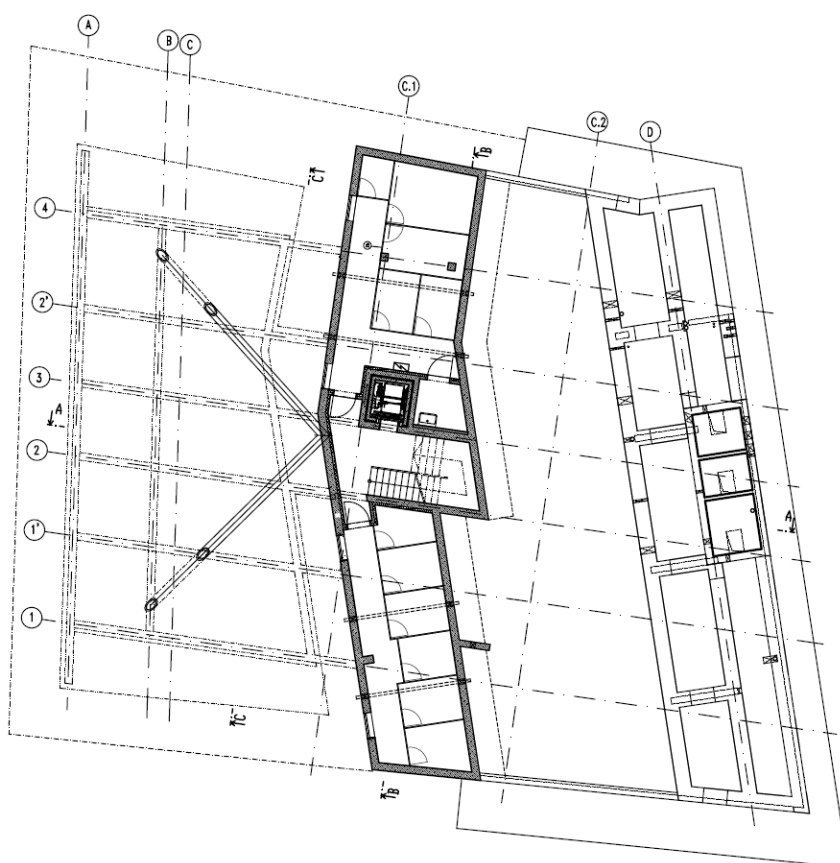
*Obr.3.3. Pohled na vchodovou část objektu z ulice Pod Kesnerkou (zdroj: [4])*

---

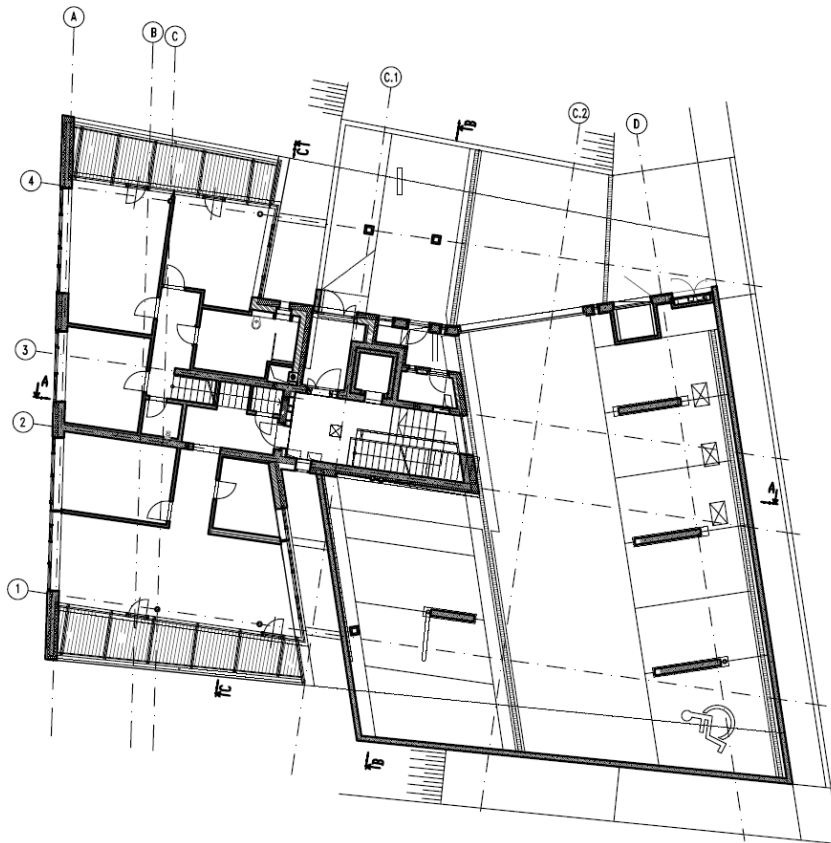
## 4 Použité podklady

Jako podklady pro diplomovou práci byly použity výkresy půdorysů všech podlaží, výkres tří řezů objektem a pohledy na objekt. Tyto výkresy byly ve fázi rozpracovanosti a poskytla mi je firma Interstat s.r.o., ve které pracuji. Základní koncept nosných konstrukcí vychází z těchto výkresů, ale předběžným statickým výpočtem se ukázalo, že v některých místech bylo ze statického hlediska nutné provést drobné změny. Tyto změny byly provedeny v předmětu Projekt 3. Ve variantě s použitím stěnových nosníků byla trochu změněna dispozice a rozmístění otvorů v nosných stěnách, rozmístění otvorů a změna rozložení nosných stěn je k vidění v kapitole 9.1.

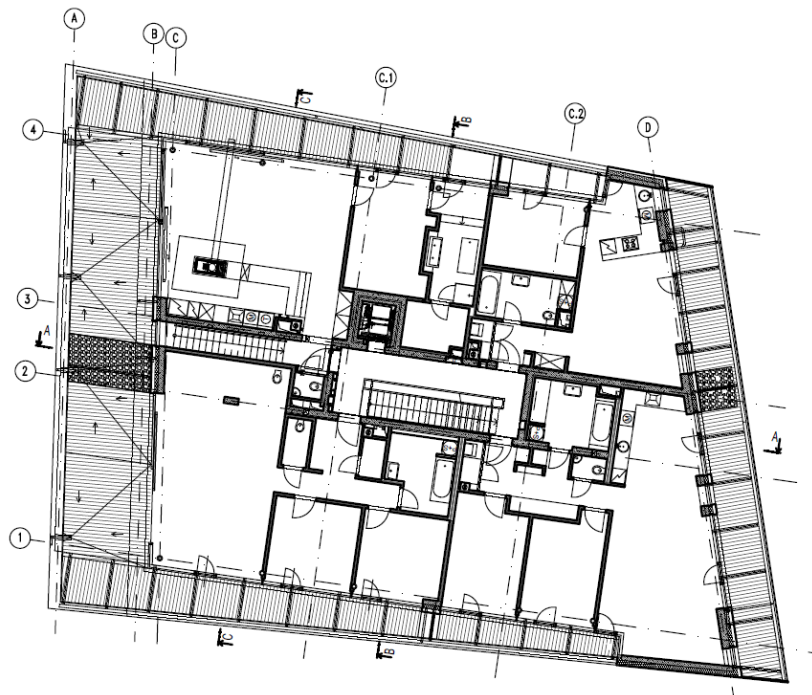
### 4.1 Půdorys 1.PP



## 4.2 Pūdorys 1.NP

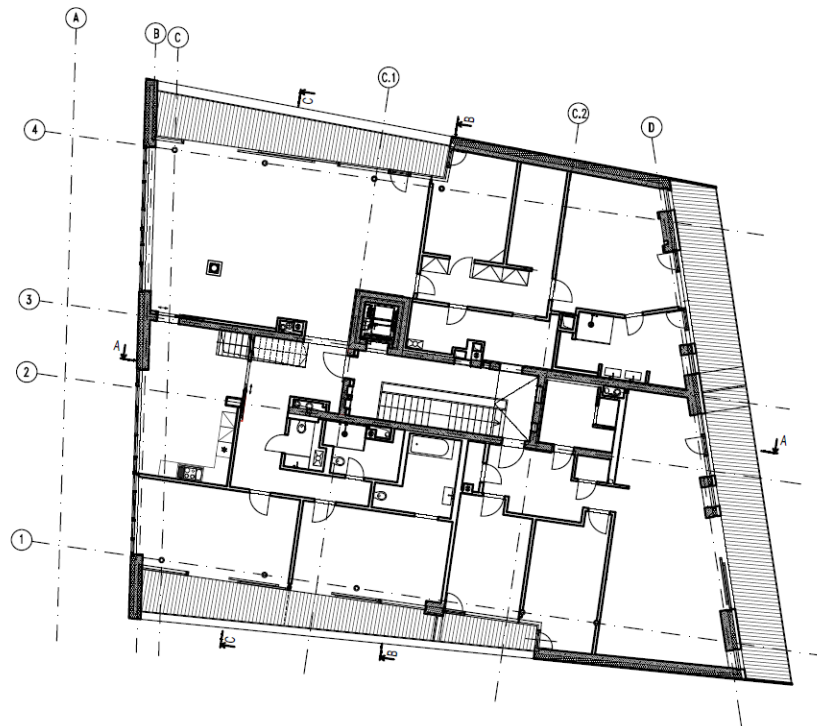


## 4.3 Pūdorys 2.NP

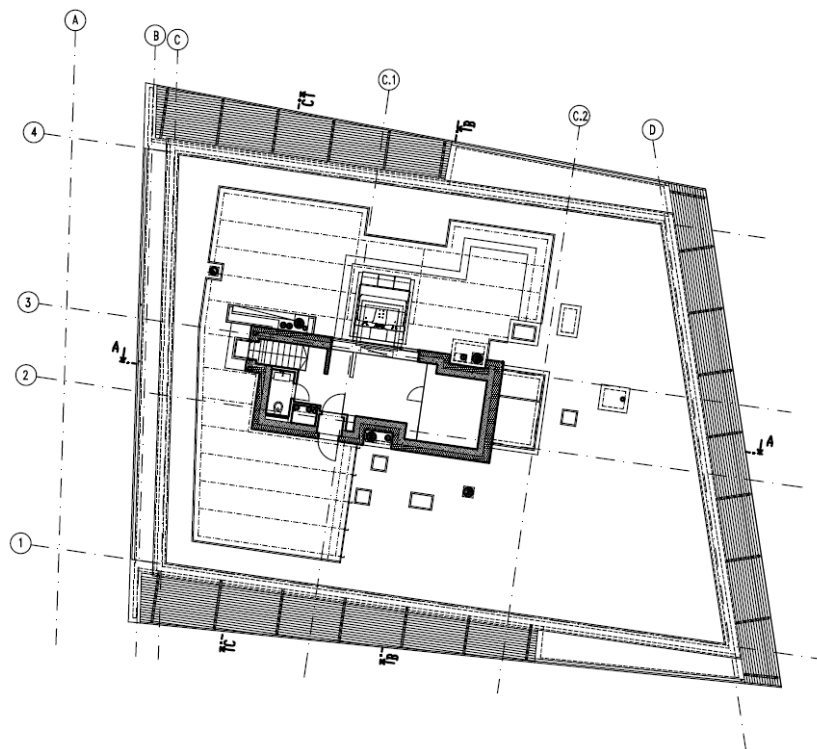




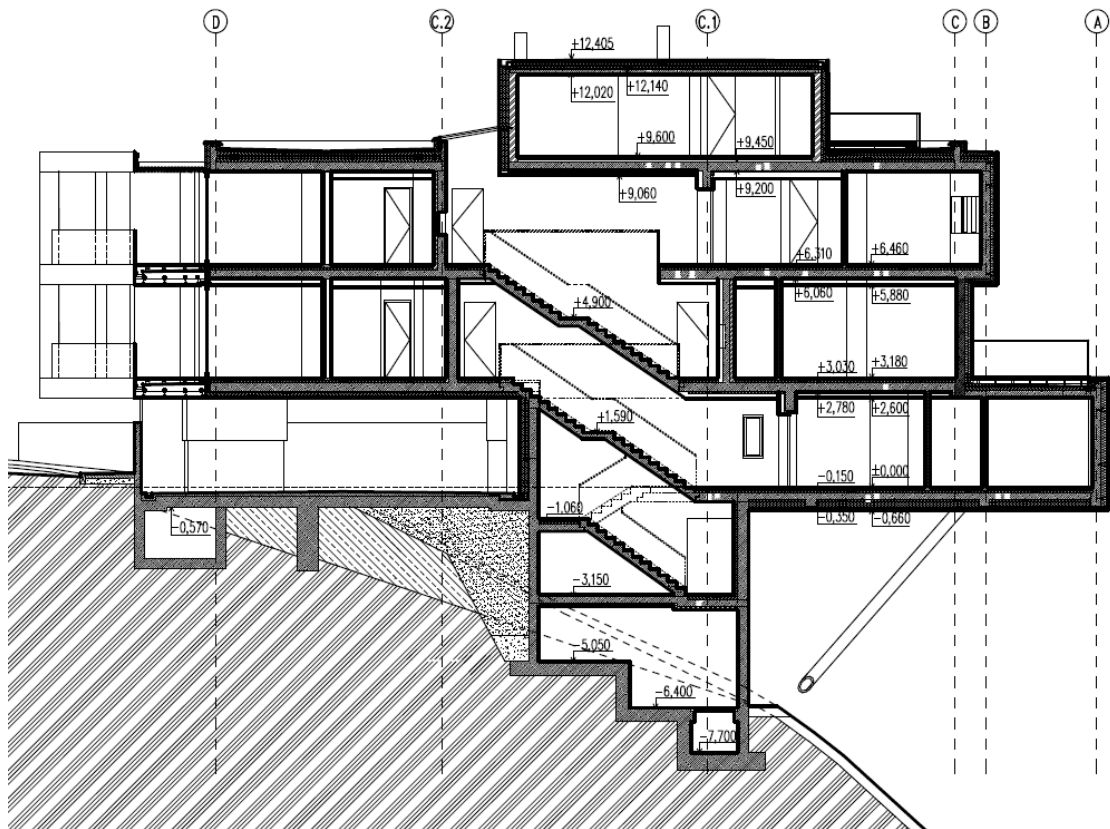
## 4.4 Půdorys 3.NP



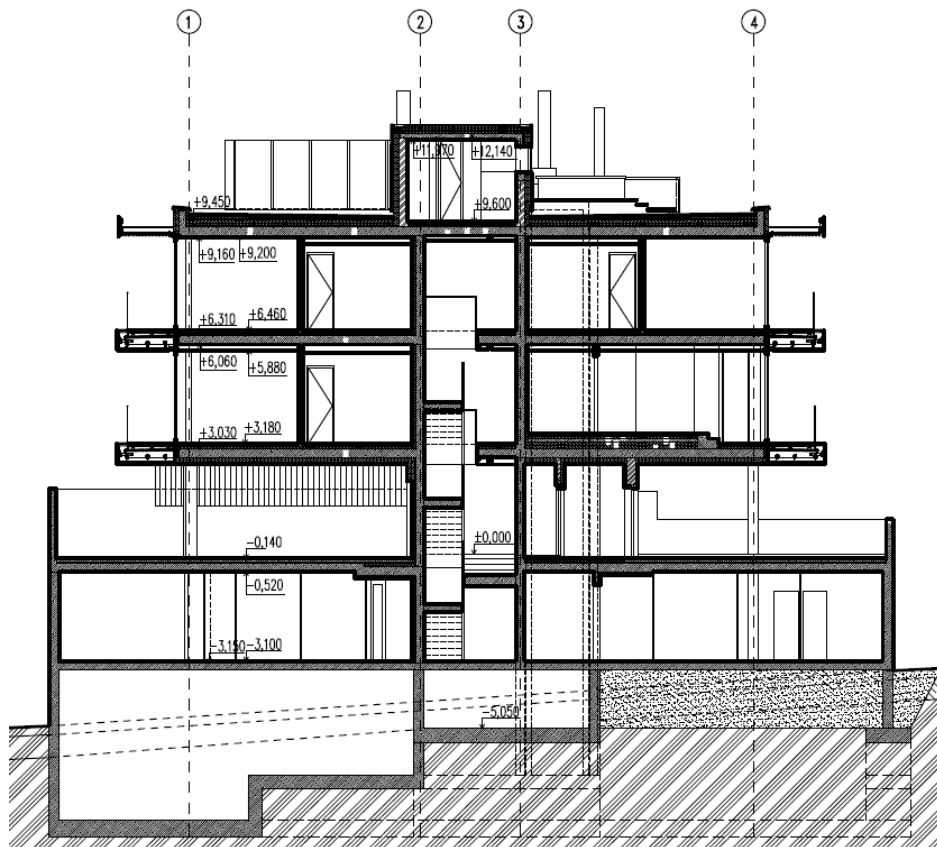
## 4.5 Půdorys střechy



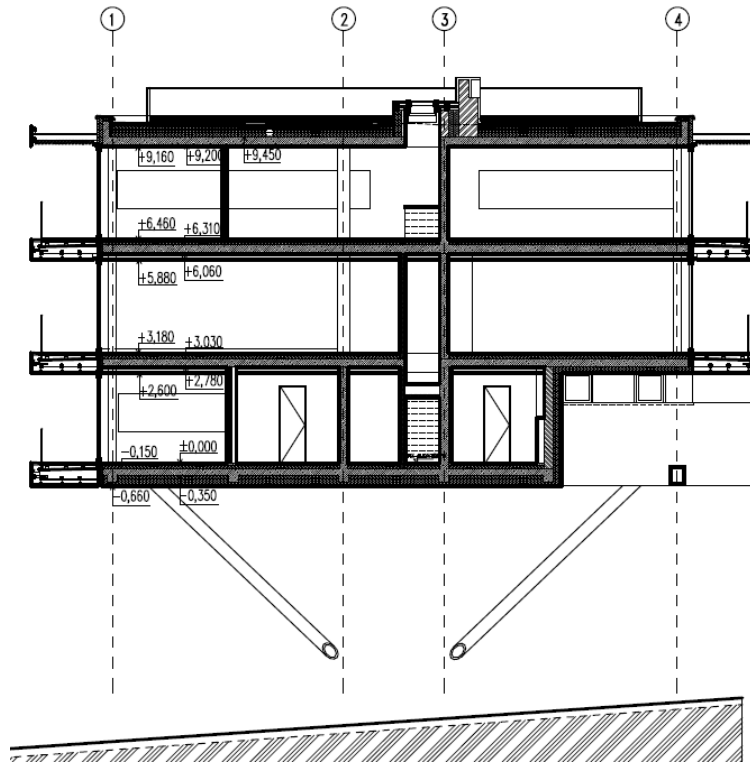
## 4.6 Řez A-A



## 4.7 Řez B-B



## 4.8 Řez C-C

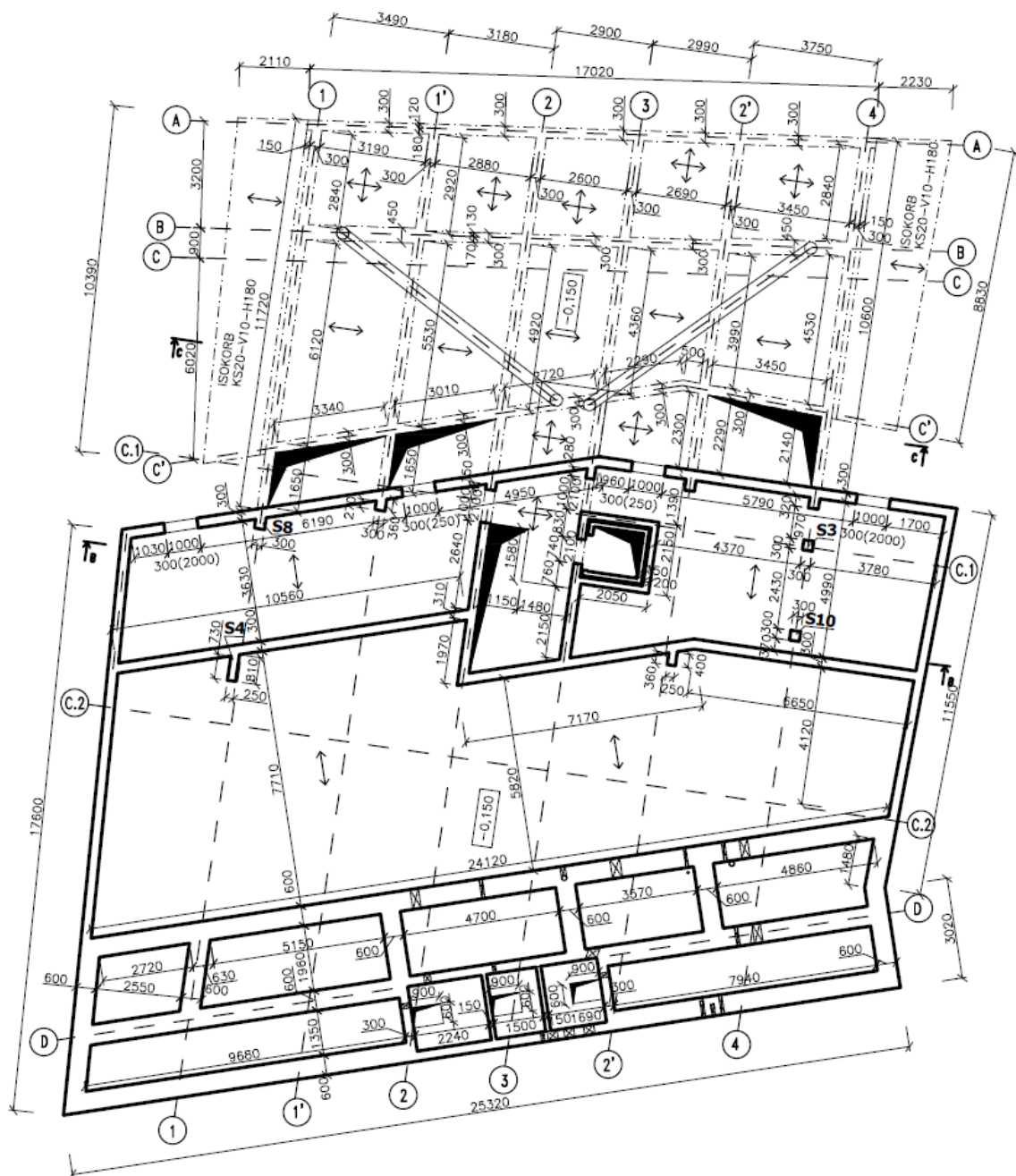




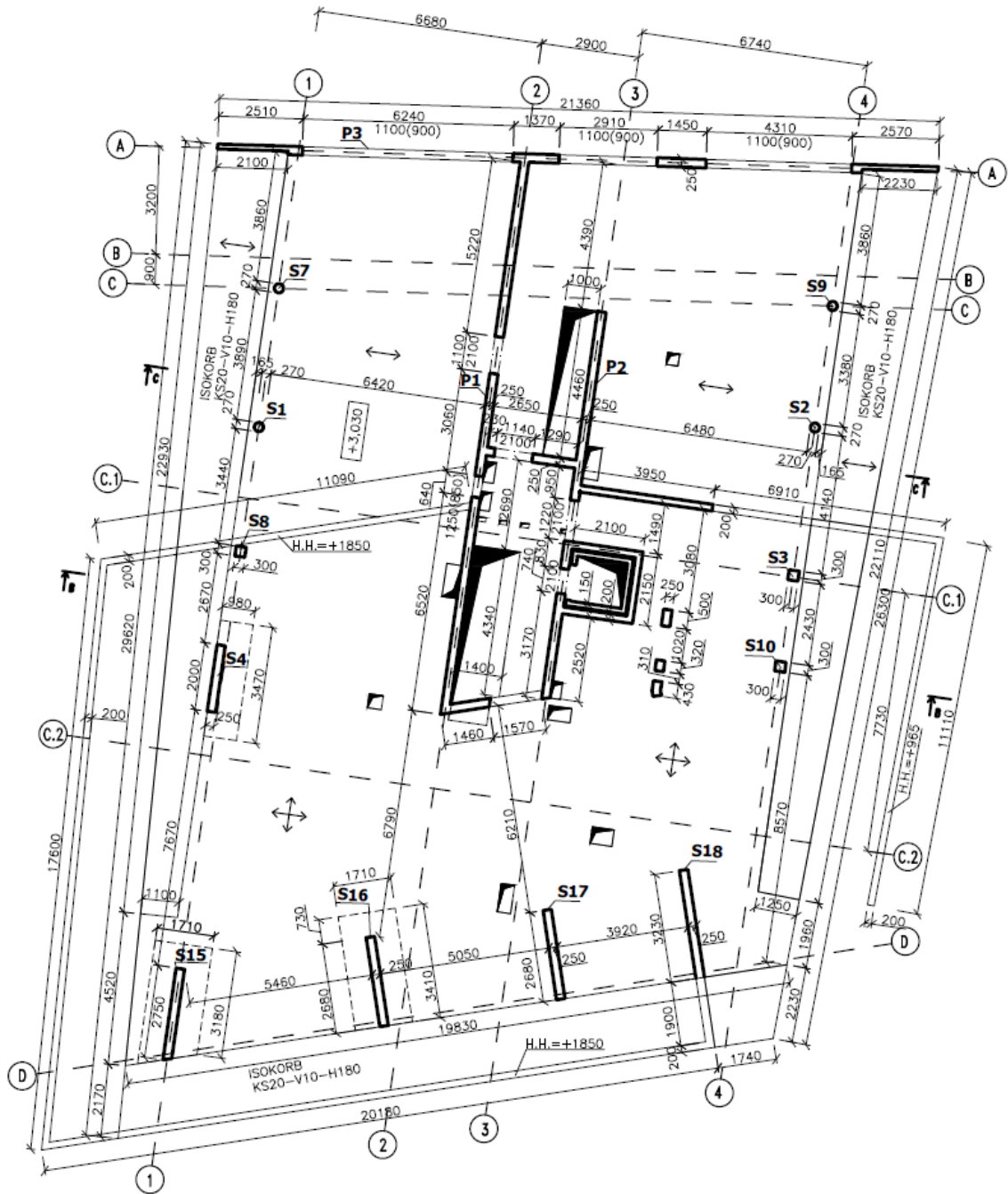
## 5 Konstrukční schémata

V konstrukčních schématech jsou uvedena schémata nosných konstrukcí jednotlivých pater. Ve schématu patra jsou vždy zobrazeny svíslé nosné konstrukce příslušného patra a stropní deska ležící na těchto konstrukcích. Výškové kóty označují horní hranu stropní desky. Ve schématech jsou kótovány pouze důležité rozměry nosných konstrukcí – podrobné kótování by bylo provedeno ve výkrese tvaru.

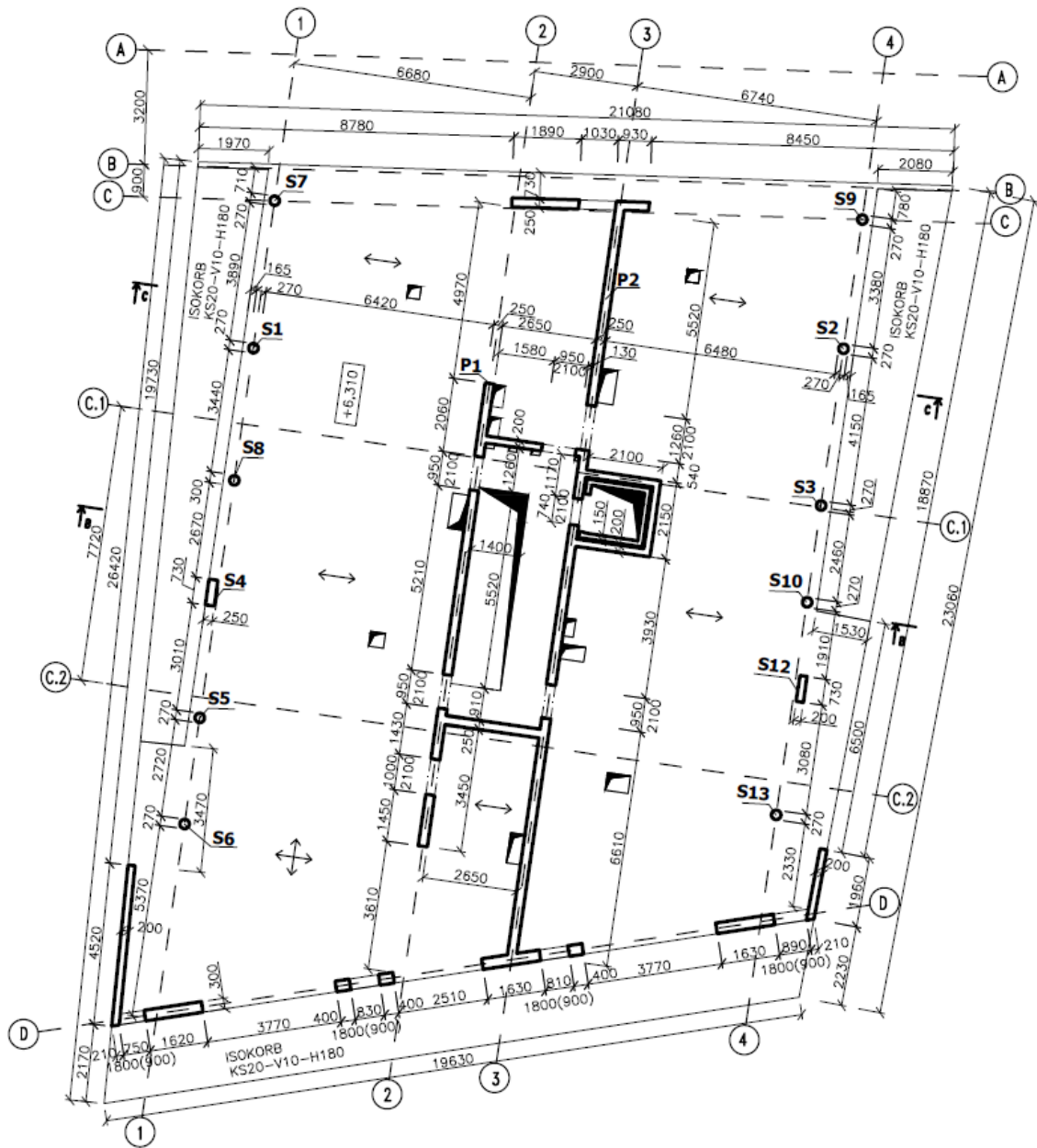
### 5.1 Konstrukční schéma 1.PP



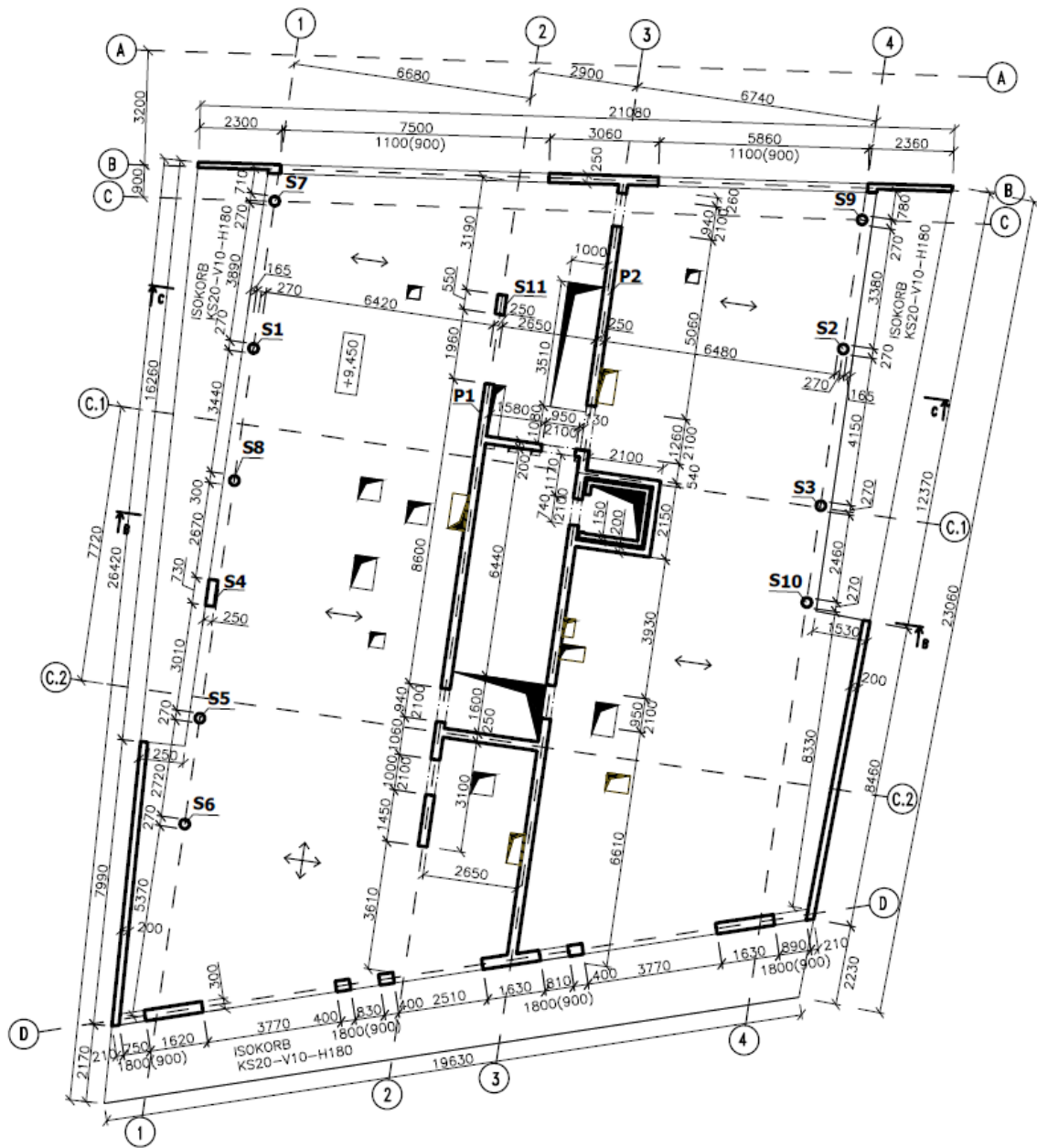
## 5.2 Konstrukční schéma 1.NP



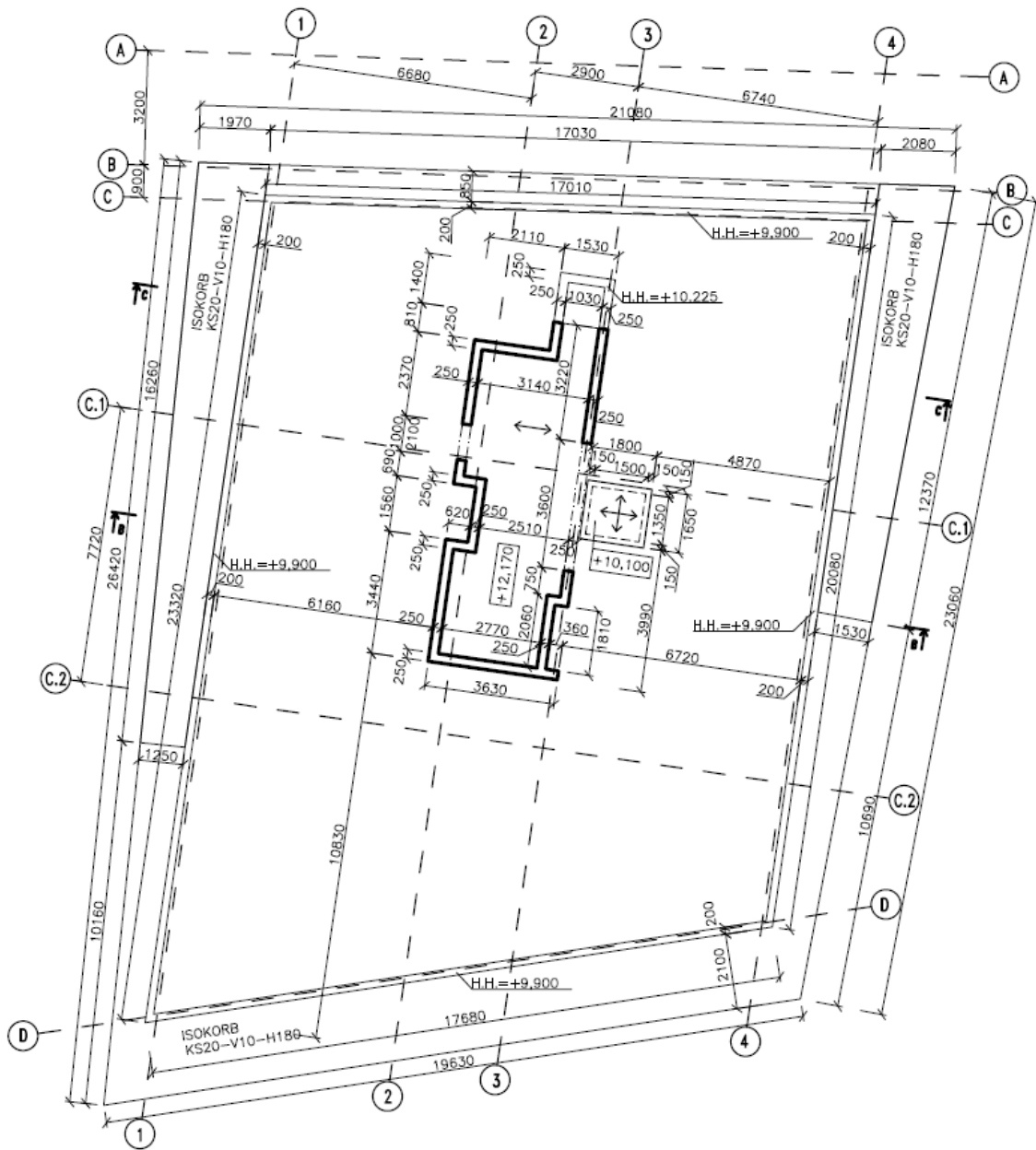
### 5.3 Konstrukční schéma 2.NP



## 5.4 Konstrukční schéma 3.NP



## 5.5 Konstrukční schéma pohled na střechu



## 6 Zatížení

### 6.1 Nosné konstrukce

Objemová tíha železobetonu: 25 kN/m<sup>3</sup>

Liniová tíha IPE 200: 0,224 kN/m

### 6.2 Podlahy, střechy, terasy

<b>P1</b>	tl. [m]	obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
keramická dlažba	0,008	23	0,184
stěrkový tmel	0,007	10	0,07
betonová mazanina C20/25	0,065	23	1,50
zvuková izolace Isover Rigifloor 5000	0,07	0,35	0,025
			<b>1,77</b>
<b>P2</b>	tl. [m]	obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
laminátové desky	0,008	6,9	0,055
podložka mirelon	0,002		0
betonová mazanina C20/25	0,07	23	1,61
zvuková izolace Isover Rigifloor 5000	0,07	0,35	0,025
			<b>1,69</b>
<b>P3</b>	tl. [m]	obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
betonová mazanina s KARI sítěmi	0,15	25	3,75
			<b>3,75</b>
<b>Balkon</b>	tl. [m]	obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
dřevěná prkna	0,025	6,8	0,17
rošt Terafix			0,25
hydroizolace FATRAFOL 810 (PVC)	0,0015		0,019
textílie Fatratex			0
spádové klíny z EPS	0,06	0,3	0,018
OSB desky	0,012	6	0,072
trapézový plech Hacierco 40S/160	0,00088	-	0,0882
hliníková trubka TR 40x40	0,003	27	0,028
Ocelový pozinkovaný plech - fasádní obklad	0,00075	78,5	0,059
			<b>0,704</b>

### Výpočet plošného zatížení od hliníkové trubky:

Liniová tíha = 0,012 kN/m

$l = 1,75 \text{ m}$

Zatěžovací plocha =  $3 \text{ m}^2$

Počet: 4 ks

$$\text{Náhradní zatížení} = \frac{\text{liniová tíha} \cdot l \cdot \text{počet}}{\text{zatěžovací plocha}} = \frac{0,012 \cdot 1,75 \cdot 4}{3} = 0,028 \text{ kN/m}^2$$

<b>Střecha</b>	tl. [m]	obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
šterkový násyp - kamenivo frakce 16/22	0,07	15	1,05
geotextilie 300g			0
hydroizolace Elastek 40 graphite pás z SBS modifikovaného asfaltu	0,005	4	0,018
hydroizolace Glastek 30 sticker ultra g.b. samolepicí pás z SBS modifikovaného asfaltu	0,003	4	0,012
tepelná izolace a spádová vrstva 1x Styrodur 2800 c tl. 150 mm + 2x Isover EPS 150 tl. 2x100 mm	0,35	0,3	0,105
kotvení Insta-stik STD polyuretanové lepidlo			0
parotěsná vrstva Glastek Al 40 mineral 4 pás z SBS modifikovaného asfaltu s hliníkovou vložkou	0,004	4	0,016
přípravný nátěr Dekprimer - asfaltová, vodou ředitelná emulze			0
			<b>1,201</b>

<b>Terasa 2.NP</b>	tl. [m]	obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
dřevěná prkna	0,025	6,8	0,17
rošt Terafix			0,25
geotextilie 300g			0
hydroizolace Elastek 40 graphite pás z SBS modifikovaného asfaltu	0,005	4	0,018
hydroizolace Glastek 30 sticker ultra g.b. samolepicí pás z SBS modifikovaného asfaltu	0,003	4	0,012
tepelná izolace a spádová vrstva 1x Styrodur 2800 c tl. 150 mm + 2x Isover EPS 150 tl. 2x100 mm	0,35	0,3	0,105
kotvení Insta-stik STD polyuretanové lepidlo			0
parotěsná vrstva Glastek Al 40 mineral 4 pás z SBS modifikovaného asfaltu s hliníkovou vložkou	0,004	4	0,016
přípravný nátěr Dekprimer - asfaltová, vodou ředitelná emulze			0
			<b>0,571</b>



<b>Střešní terasa</b>	tl. [m]	obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
dřevěná prkna	0,025	6,8	0,17
rošt Terafix			0,25
šterkový násyp - kamenivo frakce 16/22	0,07	15	1,05
geotextilie 300g			0
hydroizolace Elastek 40 graphite pás z SBS modifikovaného asfaltu	0,005	4	0,018
hydroizolace Glastek 30 sticker ultra g.b. samolepicí pás z SBS modifikovaného asfaltu	0,003	4	0,012
tepelná izolace a spádová vrstva 1x Styrodur 2800 c tl. 150 mm + 2x Isover EPS 150 tl. 2x100 mm	0,35	0,3	0,105
kotvení Insta-stik STD polyuretanové lepidlo			0
parotěsná vrstva Glastek Al 40 mineral 4 pás z SBS modifikovaného asfaltu s hliníkovou vložkou	0,004	4	0,016
přípravný nátěr Dekprimer - asfaltová, vodou ředitelná emulze			0
			1,621

### **Výpočet plošného zatížení od roštu Terafix:**

Prodejce roštu Terafix neuvádí hodnotu plošného zatížení celého roštu ani hodnotu liniové tíhy hliníkového profilu, na který jsou uložena dřevěná prkna. Průřez profilu je složitý viz Obr.6.2. a nebyl k nalezení v žádných statických tabulkách. Pro zjištění liniové tíhy profilu byl v programu Scia Engineer nalezen podobný profil jako u roštu Terafix a z programu byla získána liniová tíha profilu.

#### **Liniová tíha profilu:**

$$g_0 = 0,06 \text{ kN/m}$$



Obr.6.1. Schéma roštu Terafix (zdroj [7])



Obr.6.2. Nosný profil roštu Terafix (zdroj [7])

Při připočtení rektifikovatelných podpěr a krycích lišt je plošné zatížení od roštu  $g_0 = 0,1 \text{ kN/m}$ . U roštu lze použít stejný postup jako při výpočtu zatížení příčkami, s tím rozdílem, že tíha roštu je mnohokrát menší než tíha příček a proto bude jako plošná hodnota zatížení uvažována hodnota  $g_{k,rošt} = 0,25 \text{ kN/m}^2$



## 6.3 Příčky

typ	l [m]	tl. [m]	výška [m]	obj. t. [kN/m <sup>3</sup> ]	liniová t. [kN/m]	plocha podl. [m <sup>2</sup> ]	náhradní zat'. [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Příčky 1.PP</b>							
Příčka YTONG tl. 100 mm:	2	0,1	2,8	5	1,4	100	0,03
<b>Příčky 1.NP</b>							
Sádrokartonové příčky S1 tl. 155 mm:	7,9	0,155	2,8	2,5	1,085	427,6	0,14
Sádrokartonové příčky S2 tl. 125 mm:	29	0,125	2,8	2,5	0,875		
Sádrokartonové příčky S5 tl. 100 mm:	1,7	0,1	2,8	2,5	0,7		
Stěna YTONG tl. 250 mm:	5,7	0,25	2,8	5	3,5		
Stěna YTONG tl. 150 mm:	2	0,15	2,8	5	2,1		
<b>Příčky 2.NP</b>							
Sádrokartonové příčky S1 tl. 155 mm:	11	0,155	2,8	2,5	1,085	364	0,17
Sádrokartonové příčky S2 tl. 125 mm:	51	0,125	2,8	2,5	0,875		
Sádrokartonové příčky S5 tl. 100 mm:	5,8	0,1	2,8	2,5	0,7		
<b>Příčky 3.NP</b>							
Sádrokartonové příčky S1 tl. 155 mm:	15	0,155	2,8	2,5	1,085	390	0,22
Sádrokartonové příčky S2 tl. 125 mm:	78	0,125	2,8	2,5	0,875		
Sádrokartonové příčky S5 tl. 100 mm:		0,1	2,8	2,5	0,7		
<b>Příčky 4.NP</b>							
Stěna YTONG tl. 250 mm:	15	0,25	2,8	5	3,5	350	0,15

Ve většině případů je liniová tíha přiček menší než 1 kN/m, proto bude ve výpočtech uvažováno s hodnotou 0,5 kN/m<sup>2</sup>. U těch přiček, které mají hodnotu liniového zatížení větší než 1 kN/m bude počítáno s vlastní liniovou tíhou přičky.

## 6.4 Schodiště

### Schodiště 1.PP – 1.NP:

**Dlažba:**  $tl. = 8 \text{ mm}$

Objemová tíha = 23 kN/m<sup>3</sup>

Zatížení od dlažby:  $g_{dl} = 0,184 \text{ kN/m}^2$

### **Schodišťové stupně:**

Výška stupně:  $h_{st} = 182,4 \text{ mm}$

Náhradní vrstva betonu:  $h_{st/2} = \frac{182,4}{2} = 91,2 \text{ mm}$

Objemová tíha = 25 kN/m<sup>3</sup>

$g_{st} = 2,28 \text{ kN/m}^2$

### **Celkové zatížení:**

$g_{sch} = 2,46 \text{ kN/m}^2$

---

### **Schodiště 1.NP – 2.NP:**

**Dlažba:**  $tl. = 8 \text{ mm}$

Objemová tíha =  $23 \text{ kN/m}^3$

Zatížení od dlažby:  $g_{dl} = 0,184 \text{ kN/m}^2$

### **Schodišťové stupně:**

Výška stupně:  $h_{st} = 176,6 \text{ mm}$

Náhradní vrstva betonu:  $h_{st/2} = \frac{176,6}{2} = 88,3 \text{ mm}$

Objemová tíha =  $25 \text{ kN/m}^3$

$g_{st} = 2,2075 \text{ kN/m}^2$

### **Celkové zatížení:**

$g_{sch} = 2,39 \text{ kN/m}^2$

### **Schodiště 2.NP – 3.NP:**

**Dlažba:**  $tl. = 8 \text{ mm}$

Objemová tíha =  $23 \text{ kN/m}^3$

Zatížení od dlažby:  $g_{dl} = 0,184 \text{ kN/m}^2$

### **Schodišťové stupně:**

Výška stupně:  $h_{st} = 172,6 \text{ mm}$

Náhradní vrstva betonu:  $h_{st/2} = \frac{172,6}{2} = 86,3 \text{ mm}$

Objemová tíha =  $25 \text{ kN/m}^3$

$g_{st} = 2,158 \text{ kN/m}^2$

### **Celkové zatížení:**

$g_{sch} = 2,34 \text{ kN/m}^2$

## **6.5 Zemní tlak**

### **Parametry zeminy:**

Objemová hmotnost:  $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$

Objemová tíha:  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření:  $\varphi_{eff} = 30^\circ$

$$\varphi_d = \frac{30}{0,9} = 33,33^\circ$$

Součinitel zemního tlaku v klidu:  $K_0 = 1 - \sin\varphi_d = 1 - \sin 33,33 = 0,45$

Užitné zatížení na terénu:  $q_{0,k} = 5 \text{ kN/m}^2$

Výška stěny:  $h_i = 6,4 \text{ m}$  (proměnné)

Charakteristický tlak v úrovni terénu:  $\sigma_{1,k} = K \cdot q_{0,k} = 0,45 \cdot 5 = 2,25 \text{ kN/m}^2$

Charakteristický zemní tlak v patě stěny od zatížení na terénu:

$$\sigma_{1,k} = K \cdot q_{0,k} = 0,45 \cdot 5 = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

---

Charakteristický zemní tlak v patě stěny od zeminy:

$$\sigma_{2,k} = K \cdot \gamma \cdot h_i = 0,45 \cdot 5 = 57,66 \text{ kN/m}^2$$

Charakteristický zemní tlak v patě stěny celkem:

$$\sigma_k = \sigma_{1,k} + \sigma_{2,k} = 2,25 + 57,66 = 59,92 \text{ kN/m}^2$$

Hodnota 59,92 kN/m<sup>2</sup> je pouze hodnota zatížení pro stěnu vysokou 6,4 m. V objektu se výška stěn zatížených zemním tlakem liší. Hodnoty pro ostatní výšky stěn byly vypočítány v programu Microsoft Excel stejným postupem a byly zadány rovnou do výpočetního modelu.

## 6.6 Proměnné užité zatížení

**Kategorie A:** Stropy: 1,5 kN/m<sup>2</sup>

Schodiště: 3 kN/m<sup>2</sup>

Balkony: 3 kN/m<sup>2</sup>

**Kategorie H:** Nepochozí střecha: 0,75 kN/m<sup>2</sup>

**Kategorie dopravních ploch F:** 2,5 kN/m<sup>2</sup>

## 6.7 Proměnné zatížení sněhem

Plochá střecha:  $\alpha < 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$

Součinitel expozice:  $C_e = 1$

Součinitel tepla  $C_t = 1$

Oblast: Praha  $\Rightarrow$  sněhová oblast I  $\Rightarrow s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

**Plošné zatížení sněhem charakteristická hodnota:**

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

## 6.8 Proměnné zatížení větrem

**Základní hodnoty:**

Větrná oblast: II (Praha)

Výchozí základní rychlost větru:  $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$

Součinitel směru větru:  $c_{dir} = 1$

Součinitel ročního období:  $c_{season} = 1$

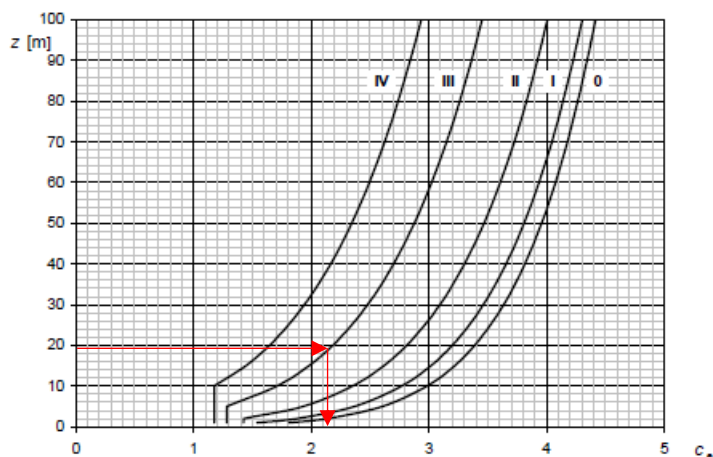
Základní rychlost větru:  $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 25 = 25 \text{ m/s}$

**Tlak větru na povrchy:**

Základní dynamický tlak:  $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(z) = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390,6 \text{ Pa} = 0,39 \text{ kPa}$

Kategorie terénu: III

Výška budovy: 18,75 m



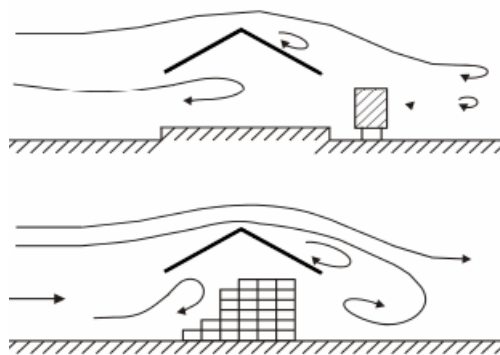
Obr. 6.3. Součinitel expozice  $c_e(z)$  pro  $c_0 = 1,0$  a  $k_1 = 1,0$ . (zdroj [6])

Součinitel expozice:  $c_e(z) = 2,15$

Maximální dynamický tlak:  $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 2,15 \cdot 0,39 = 0,84$  kPa

V případě této práce bylo nutné spočítat působící zatížení od větru na překonzolovanou část budovy, a to v případě, kdyby vítr foukal ze spodu budovy nebo z vrchu budovy a konzola by tak byla přitěžována nebo nadlehčována.

Norma ČSN EN 1991-1-4 [6] neuvádí přímo totožný případ s tímto případem, ale výše popsany případ se dá připodobnit působení větru na konstrukce přístřešků viz Obr.6.4. Norma uvádí dva typy přístřešků a pro ně dvě hodnoty  $\varphi$ , kde  $\varphi = 0$  je hodnota pro prázdný přístřešek a  $\varphi = 1$  je hodnota pro obsahem úplně uzavřený závětrný průřez pod přístřeškem. [6]



Obr. 6.4. Přístřešky uzavřené na závětrné straně uloženým zbožím ( $\varphi = 1$ ). (zdroj: [6])

Pro konečný výpočet tlaku větru na povrchy

potřebujeme součinitel  $c_f$ . Tento součinitel uvádí norma pro různé typy střech a různé sklony střech. V případě tohoto objektu byl použit součinitel pro pultové střechy a pro sklon střechy  $0^\circ$ . V případě větru působícího na překonzolovanou část objektu ze spodu (nadzvednutí překonzolované části objektu) je hodnota  $c_f = 1,3$  a v případě působení větru z vrchu (přítížení objektu) je hodnota  $c_f = 0,2$ . Po zjištění těchto součinitelů bylo možné vypočítat konečný tlak větru na povrchy.

Tlak větru na povrchy:

- Vítr zdola:  $w_{e,A} = q_p(z_e) \cdot c_f = 0,84 \cdot 1,3 = 1,09$  kPa
- Vítr shora:  $w_{e,A} = q_p(z_e) \cdot c_f = 0,84 \cdot 0,2 = 0,17$  kPa

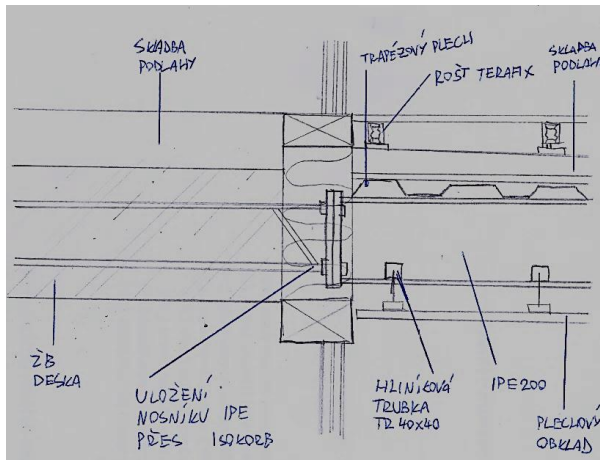
## 6.9 Zatížení od balkónů

Po obvodě objektu jsou uloženy ocelové konzoly proměnné délky, které tvoří nosnou konstrukci balkónů. Zatížení od balkónů bylo do modelu zaneseno pomocí ohybových momentů a posouvajících sil, které vznikají od zatížení balkony. Tyto hodnoty byly vypočteny v následujícím postupu, vždy se měnila délka konzoly a zatěžující šířka konzoly. Zde je uveden pouze výpočet pro jednu konzolu.

Plošné zatížení stálé = 0,704 kN/m <sup>2</sup>	1) Liniové zatížení stálé = 0,35 kN/m
Plošné zatížení užité = 3 kN/m <sup>2</sup>	2) Liniové zatížení užité = 1,5 kN/m
Plošné zatížení sněh = 0,56 kN/m <sup>2</sup>	3) Liniové zatížení sněh = 0,28 kN/m
Tíha TR40/2,9 = 0,03 kN/m	4) Tíha IPE 200 = 0,224 kN/m
Délka stojky zábradlí = 1 m	5) Tíha zábradlí TR 40/2,9 = 0,045 kN
Délka konzoly: <b>1,83</b> m (proměnná)	
Zatěžovací šířky konzoly: <b>0,5</b> m (proměnná)	

### Výsledné síly a momenty:

$M_{Ek}$ od 1 + 4 + 5 = -1,05 kNm
$M_{Ek}$ od 2 = -2,51 kNm
$M_{Ek}$ od 3 = -0,47 kNm
$V_{Ek}$ od 1 + 4 + 5 = -1,10 kN
$V_{Ek}$ od 2 = -2,75 kN
$V_{Ek}$ od 3 = -0,51 kN



Obr. 6.5. Skica detailu napojení ocelové konstrukce balkonu na železobetonovou desku.

---

## 6.10 Zatížení od fasády

V případě zatížení od obvodového pláště byla zjištěna váha okna o ploše 3x3 m od prodejce oken VPO [8]. Tato váha byla 400 kg = 4 kN. Z těchto dvou hodnot byla zjištěna plošná tíha okna.

Plošná tíha okenních a dveřních výplní:  $\frac{4}{3 \cdot 3} = 0,44 \text{ kN/m}^2$

### 1.NP

Světlá výška: 2,72 m

Liniová tíha: 1,2 kN/m

### 2.NP

Světlá výška: 2,82 m

Liniová tíha: 1,2 kN/m

### 3.NP

Světlá výška: 2,82 m

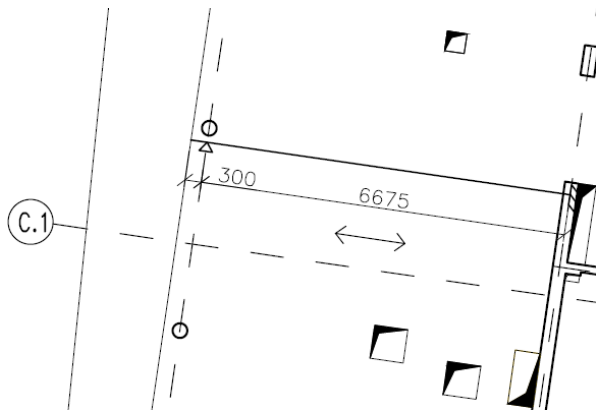
Liniová tíha: 1,2 kN/m

## 7 Předběžný návrh nosných prvků

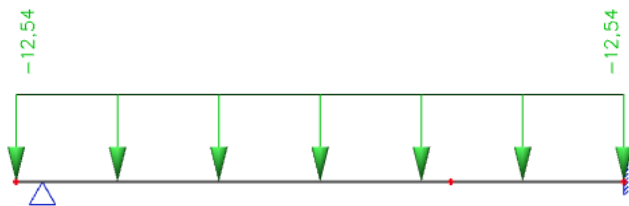
### 7.1 Stropní desky

#### 7.1.1 Stropní deska nad 3.NP

Půdorysné schéma:



Statické schéma:



Odhad tloušťky desky:

$$l = 6,675 \text{ m}$$

$$h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) l = h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) 6675 = (190 \div 223) = 250 \text{ mm}$$

Zatížení:

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,5$$

#### A) Stálé

- Vlastní tíha:

$$g_{d,d} = g_{zB} \cdot h_d \cdot \gamma_g = 25 \cdot 0,25 \cdot 1,35 = 8,44 \text{ kN/m}^2$$

- Střešní terasa:

$$g_{ter,d} = g_{ter,k} \cdot \gamma_g = 1,371 \cdot 1,35 = 1,85 \text{ kN/m}^2$$

## B) Proměnné

- Sníh:

$$q_{s,d} = q_{s,k} \cdot \gamma_q = 0,56 \cdot 1,5 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

- Provozní:

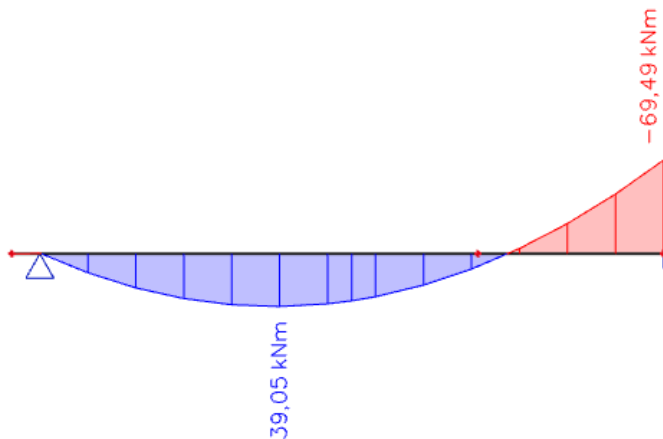
$$q_{p,d} = q_{p,k} \cdot \gamma_q = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

Ve výpočtu bude uvažováno s hodnotou 2,25 kN/m<sup>2</sup>.

## C) Celkem

$$f_d = g_{d,d} + g_{ter,d} + q_{p,d} = 8,44 + 1,85 + 2,25 = 12,54 \text{ kN/m}^2$$

### Návrhový moment:



### Předpoklad použitých materiálů:

-výztuž:  $\varnothing$  12 mm B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

-beton: C30/37 XC1 S4

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

### Krycí vrstva:

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) = (12; 10; 10) = 12 \\ \Rightarrow 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$



### Ohybová štíhlost:

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_{lim}$$

$$\lambda = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 26 = 32,5$$

$$\kappa_{c1} = 1$$

$$l \leq 7 \Rightarrow \kappa_{c2} = 1$$

$$\kappa_{c3} = 1,25$$

$$\lambda_{d,tab} = 26$$

$$\frac{l}{d} \leq \lambda_{lim} \Rightarrow d \geq \frac{6675}{32,5} = 205,4 \text{ mm} \Rightarrow d = 219 \text{ mm} > 205,4 \text{ mm}$$

### Ověření poměrné výšky tlačené oblasti:

$$a_{s,req} = \frac{m_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{69,49 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 219 \cdot 435} = 810 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{a_{s,req} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{810 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 22 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{22}{219} = 0,1 \leq \xi_{max} = 0,45 \dots \text{VYHOVÍ}$$

### Stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot h} = \frac{811,3}{1000 \cdot 250} = 0,32 \% < 4\% \dots \text{VYHOVÍ}$$

### Tloušťka desky:

$$h_d = d + c_{nom} + \frac{1}{2} \cdot \phi = 219 + 25 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 250 \text{ mm}$$

Předběžně bude navržena stropní deska o tloušťce  $h_d = 250 \text{ mm}$ .

### Protlačení:

Výpočet stropní desky proti porušení protlačení, byl proveden v programu Microsoft Excel. Výpočetní postup, který byl v Excelu naprogramován se shoduje s postupem v normě ČSN EN 1992-1-1 odstavec 6.4. [9]

#### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

<b>beton:</b>	C30/37 XC1-CI 0,2; Dmax 22- S4	<b>f<sub>ck</sub></b> =	30 MPa	<b>f<sub>cd</sub></b> =	20 MPa
<b>ocel:</b>	B500B	<b>f<sub>yk</sub></b> =	500 MPa	<b>f<sub>yd</sub></b> =	435 MPa
<b>γ<sub>c</sub></b> =	1,5	<b>f<sub>ctk;0,05</sub></b> =	2 MPa	<b>f<sub>ctd</sub></b> =	1,33 MPa
<b>γ<sub>s</sub></b> =	1,15	<b>c<sub>nom</sub></b> =	25 mm	<b>h</b> =	250 mm
<b>Průměr sloupu: D</b> =	270 mm	<b>h</b> =	250 mm	<b>Ø</b> =	12 mm
<b>β</b> =	1,4	<b>d<sub>y</sub></b> =	207 mm	<b>a<sub>sy</sub></b> =	754 mm <sup>2</sup>
<b>V<sub>ed</sub></b> =	260,3 kN	<b>d<sub>x</sub></b> =	219 mm	<b>a<sub>sx</sub></b> =	754 mm <sup>2</sup>
<b>u<sub>o</sub></b> =	848 mm	<b>d</b> =	213 mm	<b>b</b> =	1000 mm

### 1) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$$\begin{aligned} v_{Ed} &= 2,017 \text{ MPa} \\ v &= 0,528 \\ v_{Rd,max} &= 4,224 \text{ MPa} \\ v_{Ed} &\leq v_{Rd,max} \text{ vyhoví} \end{aligned}$$

### 2) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

h	200	250	700
$k_{max}$	1,45	1,475	1,7

$$\begin{aligned} k_{max} &= 1,475 \\ v_{Rd,c} &= 0,53 \text{ MPa} \end{aligned}$$

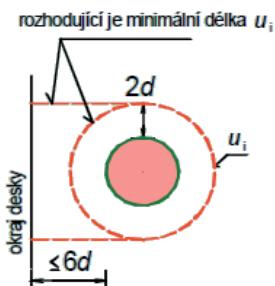
Vzdálenost mezi hranou sloupu a hranou desky:

$$6d = 1278 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \beta \cdot V_{Ed} &\leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_{red} \cdot d \\ 364,4 &< 393,1 \text{ Vyhoví} \end{aligned}$$

### 3) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$$\begin{aligned} v_{Ed,1} &= 0,72 \text{ MPa} \\ C_{Rd,c} &= 0,12 \\ k &= 1,97 < 2 \\ \rho_l &= 0,0035 < 0,02 \\ \rho_y &= 0,0036 \\ \rho_x &= 0,0034 \\ v_{Rd,c} &= 0,52 < v_{min} = 0,53 \text{ MPa} \\ v_{Rd,c} &\geq v_{Ed,1} \text{ } < 0,72 \Rightarrow \text{Je nutná výztuž na protlačení} \end{aligned}$$



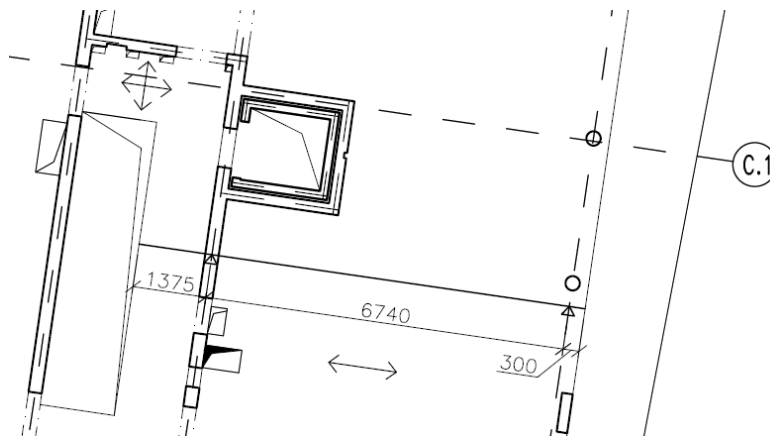
Obr. 7.1. Tvar kontrolovaného obvodu. (zdroj: [24])

Tímto výpočtem se zjistilo, že stropní desku lze v místě sloupu *S10* vyztužit na porušení protlačení. Návrh výztuže na protlačení a její rozmístění by se provedlo při podrobném návrhu stropní desky. Síly  $V_{Ed}$ , které byly použity pro výpočet, byly vypočteny ručně z plošných zatížení, která byla přenášena příslušnými zatěžovacími plochami. Při podrobném návrhu stropní desky proti porušením protlačení by byly použity síly  $V_{Ed}$  z celkového výpočtového modelu objektu. Co se týče podélné nosné výztuže, byla zde předpokládána základní síť  $\varnothing 12$  mm po 150 mm. V podrobném výpočtu by bylo nutné uvažovat se skutečným vyztužením.

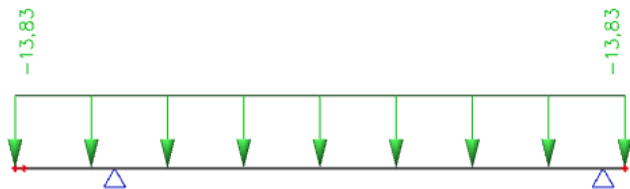
Tímto způsobem byla vypočtena všechna místa na stropní desce, kde se porušení protlačení předpokládalo. Jelikož stropní desku by bylo možné vyztužit proti porušení protlačení ve všech místech desky, je zde uveden pro názornost pouze nejhorší případ.

## 7.1.2 Stropní deska nad 2.NP

### Půdorysné schéma:



### Statické schéma:



### Odhad tloušťky desky:

$$l = 6,740 \text{ m}$$

$$h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) l = h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) 6740 = (193 \div 225) = 250 \text{ mm}$$

### Zatížení:

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,5$$

#### A) Stálé

- Vlastní tíha:

$$g_{d,d} = g_{\text{LB}} \cdot h_d \cdot \gamma_g = 25 \cdot 0,25 \cdot 1,35 = 8,44 \text{ kN/m}^2$$

- Podlaha P2:

$$g_{P2,d} = g_{P2,k} \cdot \gamma_g = 1,77 \cdot 1,35 = 2,39 \text{ kN/m}^2$$

#### B) Proměnné

- Příčky:

$$q_{př,d} = q_{př,k} \cdot \gamma_q = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

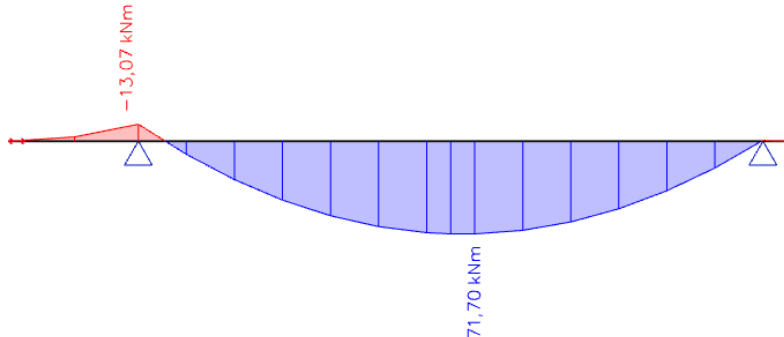
- Provozní:

$$q_{p,d} = q_{p,k} \cdot \gamma_q = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

### C) Celkem

$$f_d = g_{d,d} + g_{p2,d} + q_{př,d} + q_{p,d} = 8,44 + 2,39 + 0,75 + 2,25 = 13,83 \text{ kN/m}^2$$

### Návrhový moment:



### Předpoklad použitých materiálů:

-výztuž:  $\varnothing$  12 mm B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

-beton: C30/37 XC1 S4

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

### Krycí vrstva:

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) = (12; 10; 10) = 12 \\ \Rightarrow 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

### Ohybová štíhlost:

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_{lim}$$

$$\lambda = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 26 = 32,5$$

$$\kappa_{c1} = 1$$

$$l \leq 7 \Rightarrow \kappa_{c2} = 1$$

$$\kappa_{c3} = 1,25$$

$$\lambda_{d,tab} = 26$$

$$\frac{l}{d} \leq \lambda_{lim} \Rightarrow d \geq \frac{6740}{32,5} = 207,4 \text{ mm} \Rightarrow d = 219 \text{ mm} > 207,4 \text{ mm}$$

### Ověření poměrné výšky tlačené oblasti:

$$a_{s,req} = \frac{m_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{71,7 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 219 \cdot 435} = 836 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{a_{s,req} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{836 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 22,7 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{22,7}{219} = 0,104 \leq \xi_{max} = 0,45 \dots \text{VYHOVÍ}$$

### Stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot h} = \frac{836}{1000 \cdot 250} = 0,33 \% < 4\% \dots \text{VYHOVÍ}$$

### Tloušťka desky:

$$h_d = d + c_{nom} + \frac{1}{2} \cdot \phi = 219 + 25 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 250 \text{ mm}$$

Předběžně bude navržena stropní deska o tloušťce  $h_d = 250 \text{ mm}$ .

### Protlačení:

#### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

beton: C30/37 XC1-C1 0,2; Dmax 22- S4

ocel: B500B

$\gamma_c = 1,5$

$\gamma_s = 1,15$

Průměr sloupu:  $D = 270 \text{ mm}$

$\beta = 1,4$

$V_{ed} = 242,9 \text{ kN}$

$u_0 = 848 \text{ mm}$

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$        $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$        $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$

$f_{ctk;0,05} = 2 \text{ MPa}$        $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$

$c_{nom} = 25 \text{ mm}$

$h = 250 \text{ mm}$        $\phi = 12 \text{ mm}$

$d_y = 207 \text{ mm}$        $a_{sy} = 754 \text{ mm}^2$

$d_x = 219 \text{ mm}$        $a_{sx} = 754 \text{ mm}^2$

$d = 213 \text{ mm}$        $b = 1000 \text{ mm}$

#### 1) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$v_{Ed} = 1,882 \text{ MPa}$

$v = 0,528$

$v_{Rd,max} = 4,224 \text{ MPa}$

$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$  vyhoví

#### 2) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

h	200	250	700
$k_{max}$	1,45	1,475	1,7

$k_{max} = 1,475$

$v_{Rd,c} = 0,53 \text{ MPa}$

Vzdálenost mezi hranou sloupu a hranou desky:  $165 \text{ mm}$

$6d = 1278 \text{ mm}$

$165 < 1278$

$u_1 = 3525 \text{ mm}$        $u_1' = 2362 \text{ mm}$        $\Rightarrow$  Je nutné redukovat kontrolovaný obvod  $u_1$ .

$\beta \cdot v_{Ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_{red} \cdot d$        $340,1 < 393,1$  Vyhoví

#### 3) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$v_{Ed,1} = 0,68 \text{ MPa}$

$C_{Rd,c} = 0,12$

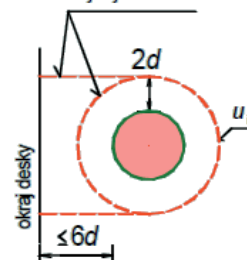
$k = 1,97 < 2$

$\rho_1 = 0,0035 < 0,02$

$\rho_y = 0,0036$

$\rho_x = 0,0034$

rozhodující je minimální délka  $u_1$



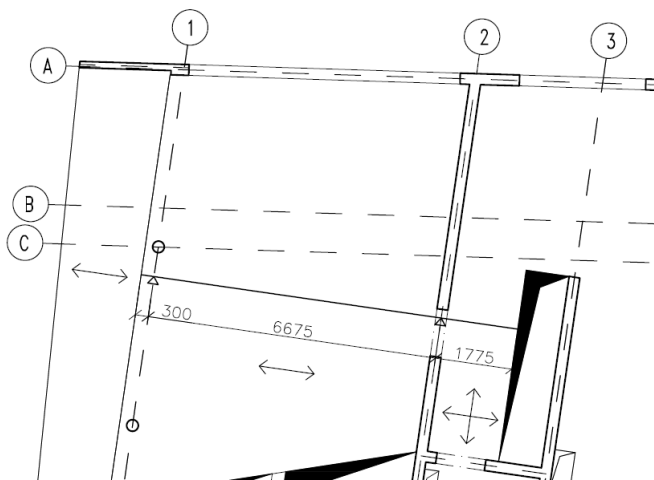
Obr. 7.2. Tvar kontrolovaného obvodu. (zdroj: [24])

$$\begin{array}{rcll} \mathbf{v_{Rd,c}} = & 0,52 & < & \mathbf{v_{min}} = 0,53 \text{ MPa} \\ \mathbf{v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}} & 0,53 & < & 0,68 \quad \Rightarrow \text{Je nutná výztuž na protlačení} \end{array}$$

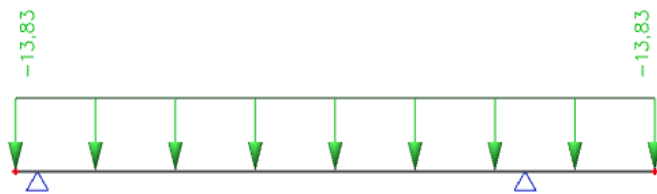
Výše je uveden výpočet pro sloup S2, který ukázal, že lze stropní desku nad 2.NP vyztužit proti porušení protlačáním. Desku lze proti porušení protlačáním vyztužit ve všech místech, kde k protlačení může dojít, ale opět je zde uveden pouze jeden příklad z důvodu velké podobnosti. Veškerý postup ověření a návrhu proti porušení protlačáním byl obdobný jako u stropní desky nad 3.NP.

### 7.1.3 Stropní deska nad 1.NP

#### Půdorysné schéma:



#### Statické schéma:



#### Odhad tloušťky desky:

$$l = 6,675 \text{ m}$$

$$h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) l = h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) 6675 = (190 \div 223) = 250 \text{ mm}$$

#### Zatížení:

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,5$$

#### A) Stálé

- Vlastní tíha:

---

$$g_{d,d} = g_{\check{z}B} \cdot h_d \cdot \gamma_g = 25 \cdot 0,25 \cdot 1,35 = 8,44 \text{ kN/m}^2$$

- Podlaha P2:

$$g_{P2,d} = g_{P2,k} \cdot \gamma_g = 1,77 \cdot 1,35 = 2,39 \text{ kN/m}^2$$

### B) Proměnné

- Příčky:

$$q_{př,d} = q_{př,k} \cdot \gamma_q = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

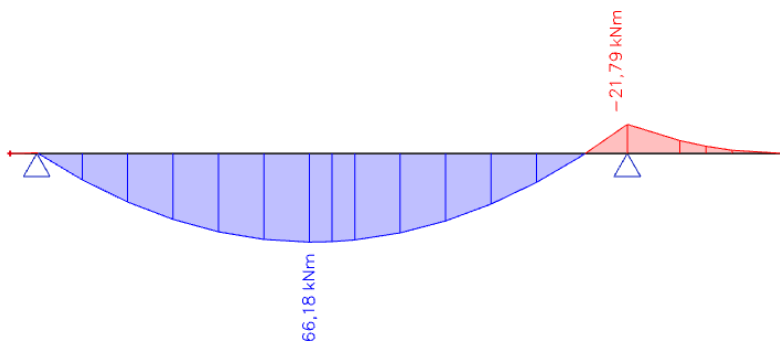
- Provozní:

$$q_{p,d} = q_{p,k} \cdot \gamma_q = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

### C) Celkem

$$f_d = g_{d,d} + g_{P2,d} + q_{př,d} + q_{p,d} = 8,44 + 2,39 + 0,75 + 2,25 = 13,83 \text{ kN/m}^2$$

### Návrhový moment:



### Předpoklad použitých materiálů:

-výztuž:  $\varnothing$  12 mm B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

-beton: C 30/37 XC1 S4

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

### Krycí vrstva:

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) = (12; 10; 10) = 12$$
$$\Rightarrow 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

### Ohybová štíhlost:

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_{lim}$$

$$\lambda = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 26 = 32,5$$

$$\kappa_{c1} = 1$$

$$l \leq 7 \Rightarrow \kappa_{c2} = 1$$

$$\kappa_{c3} = 1,25$$

$$\lambda_{d,tab} = 26$$

$$\frac{l}{d} \leq \lambda_{lim} \Rightarrow d \geq \frac{6675}{32,5} = 205,4 \text{ mm} \Rightarrow d = 219 \text{ mm} > 205,4 \text{ mm}$$

### Ověření poměrné výšky tlačené oblasti:

$$a_{s,req} = \frac{m_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{66,18 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 219 \cdot 435} = 772 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{a_{s,req} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{772 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 21 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{21}{219} = 0,096 \leq \xi_{max} = 0,45 \dots \text{VYHOVÍ}$$

### Stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot h} = \frac{772}{1000 \cdot 250} = 0,31 \% < 4\% \dots \text{VYHOVÍ}$$

### Tloušťka desky:

$$h_d = d + c_{nom} + \frac{1}{2} \cdot \phi = 219 + 25 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 250 \text{ mm}$$

Předběžně bude navržena stropní deska o tloušťce  $h_d = 250 \text{ mm}$ .

### Protlačení:

#### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

<b>beton:</b> C30/37 XC1-CI 0,2; Dmax 22- S4	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$
<b>ocel:</b> B500B	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
$\gamma_c = 1,5$	$f_{ctk;0,05} = 2 \text{ MPa}$	$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$
$\gamma_s = 1,15$	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$	
<b>Šířka stěny:</b> $b = 250 \text{ mm}$	$h = 250 \text{ mm}$	$\phi = 12 \text{ mm}$
$\beta = 1,35$	$d_y = 207 \text{ mm}$	$a_{sy} = 754 \text{ mm}^2$
$V_{ed} = 299 \text{ kN}$	$d_x = 219 \text{ mm}$	$a_{sx} = 754 \text{ mm}^2$
$u_0 = 750 \text{ mm}$	$d = 213 \text{ mm}$	$b = 1000 \text{ mm}$

#### 2) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$v_{Ed} = 2,525 \text{ MPa}$
$v = 0,528$
$v_{Rd,max} = 4,224 \text{ MPa}$
$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$ vyhoví

#### 3) Ověření dostatečného kotvení



Interpolace  $k_{max}$

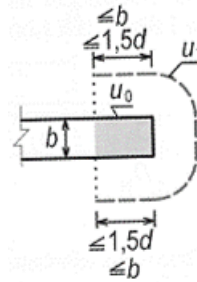
h	200	250	700
$k_{max}$	1,45	1,475	1,7

$$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d$$

$k_{max} = 1,475$   
 $v_{Rd,c} = 0,53$  MPa  
 $u_1 = 2088$  mm  
 $403,34 > 347,5$  Nevyhoví

#### 4) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$$v_{Ed,1} = 0,91$$
 MPa  
 $C_{Rd,c} = 0,12$   
 $k = 1,97 < 2$   
 $\rho_l = 0,0035 < 0,02$   
 $\rho_y = 0,0036$   
 $\rho_x = 0,0034$   
 $v_{Rd,c} = 0,52 < v_{min} = 0,53$  MPa  
 $v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1} = 0,53 < 0,91 \Rightarrow$  Je nutná výztuž na protlačení



Obr. 7.3. Tvar kontrolovaného obvodu. (zdroj: [1])

V případě stropní desky nad 1.NP nevyhoví podmínka dostatečného kotvení smykové výztuže proti protlačení, a to z důvodu malé délky prvního kontrolovaného obvodu. Tato podmínka nevyhověla u sloupů v garáži (*S4, S15, S16, S17*) kvůli velkému rozpětí mezi sloupy, z kterého plyne větší síla  $V_{Ed}$ . A zároveň se zmenšil první kontrolovaný obvod  $u_1$ , což vedlo také ke zhoršení podmínky dostatečného kotvení. První kontrolovaný obvod byl zmenšen z důvodu velké délky dvou půdorysných hran sloupu (až 2,675 m). V takovém případě se uvažuje, že k protlačení dojde jen na okrajích sloupu a kontrolované obvody se redukují tak, jak je vidět na obrázku u výpočtu. Jako opatření budou navrženy železobetonové hlavice, a to u sloupů *S4, S15, S16, S17*.

### Protlačení s navrženou hlavicí:

#### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

beton: C30/37 XC1-CI 0,2;  $D_{max}$  22- S4  $f_{ck} = 30$  MPa  $f_{cd} = 20$  MPa  
 ocel: B500B  $f_{yk} = 500$  MPa  $f_{yd} = 435$  MPa  
 $\gamma_c = 1,5$   $f_{ctk;0,05} = 2$  MPa  $f_{ctd} = 1,33$  MPa  
 $\gamma_s = 1,15$   $c_{nom} = 25$  mm  
 Šířka stěny:  $b = 250$  mm  $h = 400$  mm  $\emptyset = 12$  mm  
 $\beta = 1,35$   $d_y = 357$  mm  $a_{sy} = 754$  mm<sup>2</sup>  
 $V_{ed} = 318$  kN  $d_x = 369$  mm  $a_{sx} = 754$  mm<sup>2</sup>  
 $u_0 = 750$  mm  $d = 363$  mm  $b = 1000$  mm

#### 2) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$$v_{Ed} = 1,577$$
 MPa  
 $v = 0,528$   
 $v_{Rd,max} = 4,224$  MPa  
 $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$  vyhoví

#### 3) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

h	200	400	700
$k_{max}$	1,45	1,55	1,7

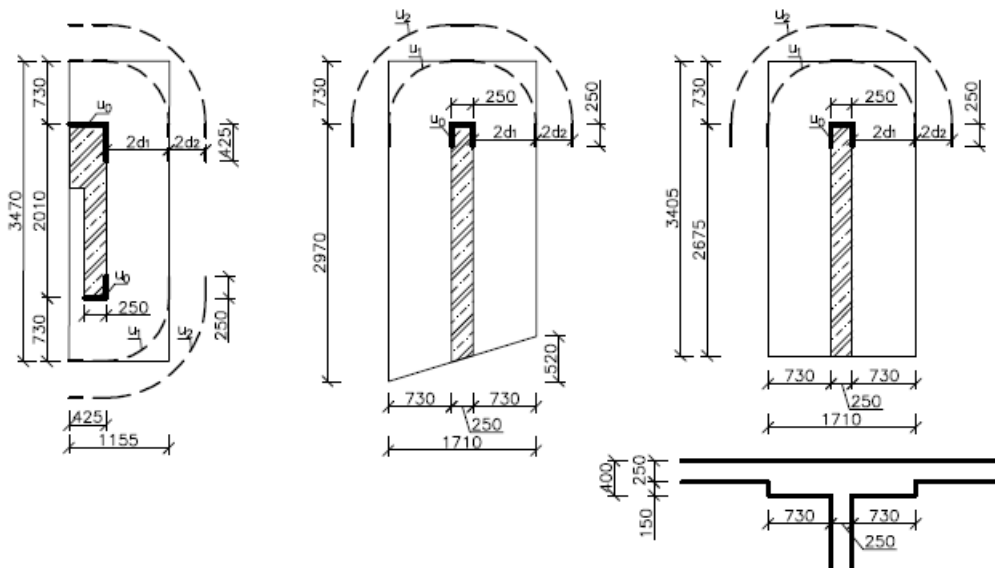
$$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d$$

$k_{max} = 1,55$   
 $v_{Rd,c} = 0,44$  MPa  
 $u_1 = 3031$  mm  
 $429,39 < 751,8$  Vyhoví

#### 4) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$$v_{Ed,1} = 0,39$$
 MPa  
 $C_{Rd,c} = 0,12$   
 $k = 1,74 < 2$   
 $\rho_l = 0,0021 < 0,02$   
 $\rho_y = 0,0021$   
 $\rho_x = 0,0020$

$$\begin{array}{ll} v_{Rd,c} = 0,38 < v_{min} = 0,44 \text{ MPa} \\ v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1} = 0,44 > 0,39 \Rightarrow \text{Není nutná výztuž na protlačení.} \end{array}$$



Obr.7.4. Schéma hlavic a kontrolovaných obvodů (zleva: sloup S4, S15, S16 = S17).

Z výše uvedeného výpočtu je patrné, že při tloušťce stropní desky  $h = 400$  mm (250 mm stropní deska a 150 mm hlavice) již podmínka dostatečného kotvení vyhověla. Stejným postupem byly posouzeny všechny výše uvedené sloupy, ve kterých se hlavice vyskytuje a všechny vyhovely. V dalším kroku je nutné posoudit, zda podmínka dostatečného kotvení vyhoví i na rozmezí tloušťky desky s hlavicí a běžné tloušťky desky.

### Protlačení mimo hlavici s běžnou tloušťkou desky:

#### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

beton:	C30/37 XC1-CI 0,2; Dmax 22- S4	$f_{ck} = 30$ MPa	$f_{cd} = 20$ MPa
ocel:	B500B	$f_{yk} = 500$ MPa	$f_{yd} = 435$ MPa
	$\gamma_c = 1,5$	$f_{ctk;0,05} = 2$ MPa	$f_{ctd} = 1,33$ MPa
	$\gamma_s = 1,15$	$c_{nom} = 25$ mm	
Šířka stěny:	$b = 250$ mm	$h = 250$ mm	$\varnothing = 12$ mm
	$\beta = 1,35$	$d_y = 207$ mm	$a_{sy} = 754$ mm <sup>2</sup>
	$V_{ed} = 318$ kN	$d_x = 219$ mm	$a_{sx} = 754$ mm <sup>2</sup>
	$u_0 = 750$ mm	$d_2 = 213$ mm	$b = 1000$ mm

#### 2) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$$\begin{array}{l} v_{Ed} = 2,688 \text{ MPa} \\ v = 0,528 \\ v_{Rd,max} = 4,224 \text{ MPa} \end{array}$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \text{ vyhoví}$$

#### 3) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

h	200	250	700
$k_{max}$	1,45	1,475	1,7

$$\begin{array}{l} k_{max} = 1,475 \\ v_{Rd,c} = 0,53 \text{ MPa} \\ u_2 = 4369 \text{ mm} \end{array}$$

$$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_2 \cdot d \quad 429,39 < 727,0 \text{ Vyhoví}$$

#### 4) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$$\begin{array}{l} v_{Ed,1} = 0,46 \text{ MPa} \\ C_{Rd,c} = 0,12 \\ k = 1,97 < 2 \\ \rho_l = 0,0035 < 0,02 \\ \rho_y = 0,0036 \end{array}$$

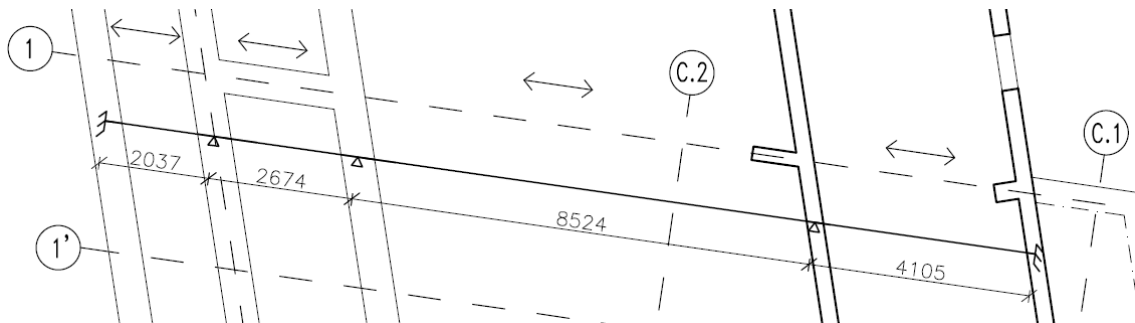
$$\begin{array}{lcl} \rho_x = & 0,0034 & \\ v_{Rd,c} = & 0,52 & < \quad v_{min} = 0,53 \text{ MPa} \\ v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1} & 0,53 & > \quad 0,46 \Rightarrow \text{Není nutná výztuž na protlačení.} \end{array}$$

Podmínka na dostatečné kotvení v části desky s běžnou tloušťkou také vyhověla, a navíc se ukázalo, že nebude nutné navrhovat výztuž proti porušení protlačení.

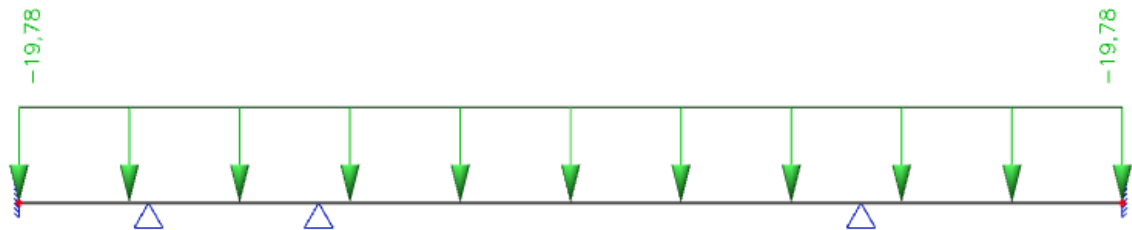
Ve všech ostatních sloupech v 1.NP již hlavice nejsou nutné a ověření, zda bude možné vyztužit stropní desku proti protlačení bylo provedeno totožným způsobem jako ve vyšších patrech, proto zde není uvedeno. Z výpočtů vyšlo, že stropní desku na protlačení lze navrhnout ve všech místech této desky.

#### 7.1.4 Stropní deska nad 1.PP – garáž

##### Půdorysné schéma:



##### Statické schéma:



##### Odhad tloušťky desky:

$$l = 8,524 \text{ m}$$

$$h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) l = h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) 8524 = (243 \div 248) = 320 \text{ mm}$$

##### Zatížení:

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,5$$

##### A) Stálé

- Vlastní tíha:

$$g_{d,d} = g_{zB} \cdot h_d \cdot \gamma_g = 25 \cdot 0,320 \cdot 1,35 = 10,97 \text{ kN/m}^2$$

- Podlaha P3:

$$g_{P3,d} = g_{P3,k} \cdot \gamma_g = 3,75 \cdot 1,35 = 5,06 \text{ kN/m}^2$$

### B) Proměnné

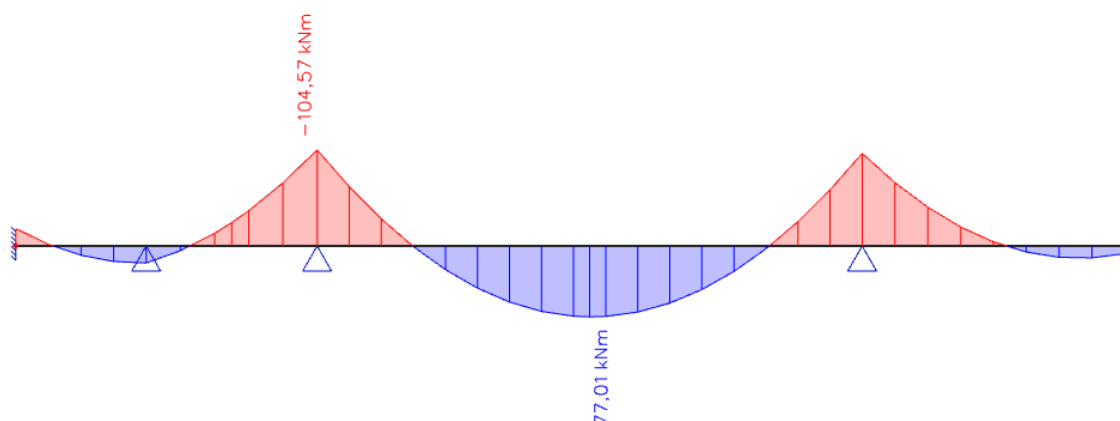
- Provozní:

$$q_{p,d} = q_{p,k} \cdot \gamma_q = 2,5 \cdot 1,5 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

### C) Celkem

$$f_d = g_{d,d} + g_{P3,d} + q_{p,d} = 10,97 + 5,06 + 3,75 = 19,78 \text{ kN/m}^2$$

### Návrhový moment:



### Předpoklad použitých materiálů:

-výztuž:  $\varnothing$  12 mm B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

-beton: C30/37 XC1 S4

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

### Krycí vrstva:

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) = (12; 15; 10) \\ = 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

### Ohybová štíhlost:

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_{lim}$$

$$\lambda = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 0,82 \cdot 1,25 \cdot 30,8 = 31,6$$

$$\kappa_{c1} = 1$$

$$l > 7 \Rightarrow \kappa_{c2} = \frac{7}{l} = \frac{7}{8,524} = 0,82$$

$$\kappa_{c3} = 1,25$$

$$\lambda_{d,tab} = 30,8$$

$$\frac{l}{d} \leq \lambda_{lim} \Rightarrow d \geq \frac{8524}{31,6} = 269,7 \text{ mm} \Rightarrow d = 289 \text{ mm} > 269,7 \text{ mm}$$

### Ověření poměrné výšky tlačené oblasti:

$$a_{s,req} = \frac{m_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{104,57 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 289 \cdot 435} = 924 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{a_{s,req} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{924 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 25,1 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{25,1}{289} = 0,087 \leq \xi_{max} = 0,45 \dots \text{VYHOVÍ}$$

### Stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot h} = \frac{924}{1000 \cdot 320} = 0,29\% < 4\% \dots \text{VYHOVÍ}$$

### Tloušťka desky:

$$h_d = d + c_{nom} + \frac{1}{2} \cdot \phi = 289 + 25 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 320 \text{ mm}$$

Předběžně bude navržena stropní deska o tloušťce  $h_d = 320 \text{ mm}$ .

### Protlačení:

#### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

<b>beton:</b> C30/37 XC1-CI 0,2; Dmax 22- S4	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$
<b>ocel:</b> B500B	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
$\gamma_c = 1,5$	$f_{ctk,0,05} = 2 \text{ MPa}$	$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$
$\gamma_s = 1,15$	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$	
<b>Půd. rozměr sloupu: a,b = 300 300 mm</b>	$h = 320 \text{ mm}$	$\phi = 12 \text{ mm}$
$\beta = 1,15$	$d_y = 277 \text{ mm}$	$a_{sy} = 754 \text{ mm}^2$
$V_{ed} = 240,30 \text{ kN}$	$d_x = 289 \text{ mm}$	$a_{sx} = 754 \text{ mm}^2$
$u_0 = 1200 \text{ mm}$	$d = 283 \text{ mm}$	$b = 1000 \text{ mm}$

#### 2) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$V_{Ed} = 0,814 \text{ MPa}$
$v = 0,528$
$V_{Rd,max} = 4,224 \text{ MPa}$
$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ vyhoví

#### 3) Ověření dostatečného kotvení

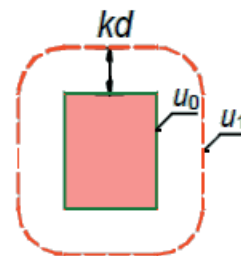
Interpolace  $k_{max}$

h	200	320	700
$k_{max}$	1,45	1,51	1,7

$k_{max} = 1,51$
$V_{Rd,c} = 0,48 \text{ MPa}$
$u_1 = 4756 \text{ mm}$

$$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot V_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d \quad 276,35 < 973,0 \quad \text{Vyhoví}$$

#### 4) Stanovení nutnosti smykové výztuže



Obr. 7.5. Tvar kontrolovaného obvodu. (zdroj: [24])

$v_{Ed,1} =$	0,21	MPa	
$C_{Rd,c} =$	0,12		
$k =$	1,84	<	2
$\rho_l =$	0,0027	<	0,02
$\rho_y =$	0,0027		
$\rho_x =$	0,0026		
$v_{Rd,c} =$	0,44	<	$v_{min} = 0,48$ MPa
$v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}$	0,48	>	0,21 $\Rightarrow$ Není nutná výztuž na protlačení.

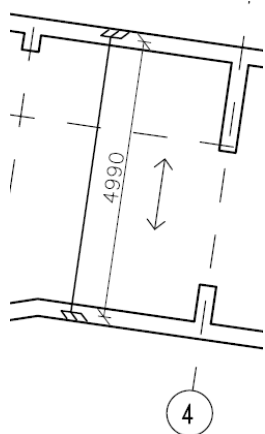
V případě stropní desky nad 1.PP v předběžném výpočtu vyšlo, že nebude nutné navrhovat výztuž proti porušení protlačení. Postup výpočtu byl opět obdobný s postupem ve vyšších podlažích.

### 7.1.5 Stropní deska nad 1.PP – obytná část

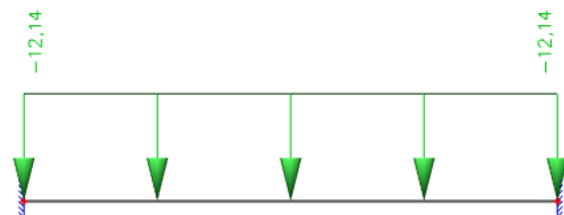
Stropní deska pod obytnou částí je menšího rozpětí než stropní deska v místě garáží, a hlavně na ni působí menší zatížení, proto bude předběžně navržena tloušťky 250 mm. Beton bude použit C 30/37 XC1 S4 a výztuž  $\varnothing$  12 mm B500B. Krycí vrstva bude 25 mm. V další části práce bude tato deska rozebrána podrobněji a popřípadě budou její parametry upraveny.

### 7.1.6 Stropní deska nad technickým podlažím

#### Půdorysné schéma:



#### Statické schéma:



#### Odhad tloušťky desky:

$$l = 4,99 \text{ m}$$

$$h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) l = h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) 4990 = (143 \div 166) = 200 \text{ mm}$$

#### Zatížení:

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,5$$

#### A) Stálé

- Vlastní tíha:

---

$$g_{d,d} = g_{\text{žB}} \cdot h_d \cdot \gamma_g = 25 \cdot 0,2 \cdot 1,35 = 6,75 \text{ kN/m}^2$$

- Podlaha P2:

$$g_{P2,d} = g_{P2,k} \cdot \gamma_g = 1,77 \cdot 1,35 = 2,39 \text{ kN/m}^2$$

### B) Proměnné

- Příčky:

$$q_{př,d} = q_{př,k} \cdot \gamma_q = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

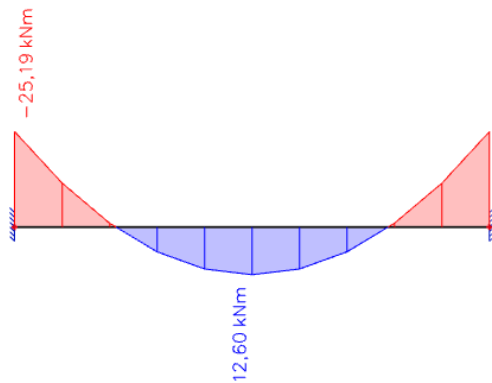
- Provozní:

$$q_{p,d} = q_{p,k} \cdot \gamma_q = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ kN/m}^2$$

### C) Celkem

$$f_d = g_{d,d} + g_{P3,d} + q_{p,d} = 6,75 + 2,39 + 0,75 + 2,25 = 12,14 \text{ kN/m}^2$$

### Návrhový moment:



### Předpoklad použitých materiálů:

-výztuž:  $\varnothing$  12 mm B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

-beton: C30/37 XC1 S4

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

### Krycí vrstva:

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) = (12; 15; 10) \\ = 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

### Ohybová štíhlost:

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_{lim}$$

$$\lambda = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 30,8 = 38,5$$

$$\kappa_{c1} = 1$$

$$l \leq 7 \Rightarrow \kappa_{c2} = 1$$

$$\kappa_{c3} = 1,25$$

$$\lambda_{d,tab} = 30,8$$

$$\frac{l}{d} \leq \lambda_{lim} \Rightarrow d \geq \frac{4990}{38,5} = 129,6 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{d = 169 \text{ mm}} > 129,6 \text{ mm}$$

### Ověření poměrné výšky tlačené oblasti:

$$a_{s,req} = \frac{m_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{25,19 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 169 \cdot 435} = 381 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{a_{s,req} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{381 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 10,4 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{10,4}{169} = 0,061 \leq \xi_{max} = 0,45 \dots \mathbf{VYHOVÍ}$$

### Stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot h} = \frac{381}{1000 \cdot 200} = 0,19\% < 4\% \dots \mathbf{VYHOVÍ}$$

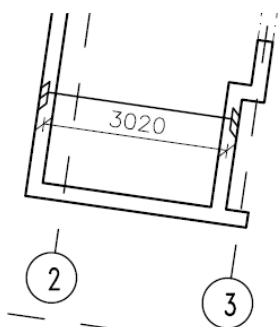
### Tloušťka desky:

$$h_d = d + c_{nom} + \frac{1}{2} \cdot \phi = 169 + 25 + \frac{1}{2} \cdot 12 = 200 \text{ mm}$$

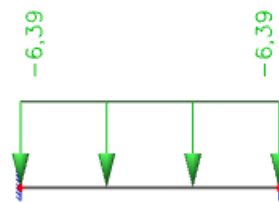
Předběžně bude navržena stropní deska o tloušťce  $h_d = 200 \text{ mm}$ .

## 7.1.7 Stropní deska nad střešní terasou

### Půdorysné schéma:



### Statické schéma:





---

**Odhad tloušťky desky:**

$$l = 3,02 \text{ m}$$

$$h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) l = h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) 3020 = (86 \div 100) = 150 \text{ mm}$$

**Zatížení:**

$$\gamma_g = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,5$$

**A) Stálé**

- Vlastní tíha:

$$g_{d,d} = g_{\check{z}B} \cdot h_d \cdot \gamma_g = 25 \cdot 0,15 \cdot 1,35 = 5,063 \text{ kN/m}^2$$

- Střecha:

$$g_{str,d} = g_{str,k} \cdot \gamma_g = 0,151 \cdot 1,35 = 0,204 \text{ kN/m}^2$$

**B) Proměnné**

- Sníh:

$$q_{s,d} = q_{s,k} \cdot \gamma_q = 0,56 \cdot 1,5 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

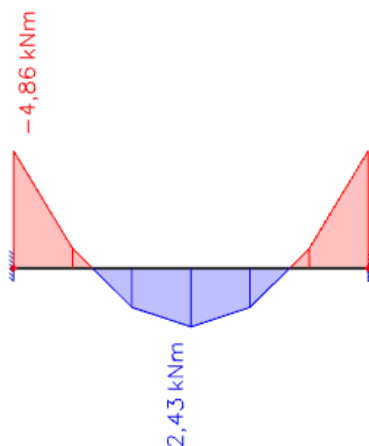
- Provozní:

$$q_{p,d} = q_{p,k} \cdot \gamma_q = 0,75 \cdot 1,5 = 1,125 \text{ kN/m}^2$$

Ve výpočtu bude uvažováno s hodnotou  $1,125 \text{ kN/m}^2$ .

**C) Celkem**

$$f_d = g_{d,d} + g_{str,d} + q_{p,d} = 5,063 + 0,204 + 1,125 = 6,39 \text{ kN/m}^2$$

**Návrhový moment:**

---

### Předpoklad použitých materiálů:

-výztuž: Ø 10 mm B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

-beton: C30/37 XC1 S4

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

### Krycí vrstva:

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) = (12; 10; 10) = 12 \\ \Rightarrow 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

### Ohybová štíhlost:

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_{lim}$$

$$\lambda = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 30,8 = 38,5$$

$$\kappa_{c1} = 1$$

$$l \leq 7 \Rightarrow \kappa_{c2} = 1$$

$$\kappa_{c3} = 1,25$$

$$\lambda_{d,tab} = 30,8$$

$$\frac{l}{d} \leq \lambda_{lim} \Rightarrow d \geq \frac{3020}{38,5} = 78,4 \text{ mm} \Rightarrow d = 120 \text{ mm} > 78,4 \text{ mm}$$

### Ověření poměrné výšky tlačené oblasti:

$$a_{s,req} = \frac{m_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{4,86 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 120 \cdot 435} = 103 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{a_{s,req} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{103 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 2,8 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{2,8}{120} = 0,023 \leq \xi_{max} = 0,45 \dots \text{VYHOVÍ}$$

### Stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot h} = \frac{103}{1000 \cdot 150} = 0,07 \% < 4\% \dots \text{VYHOVÍ}$$

### Tloušťka desky:

$$h_d = d + c_{nom} + \frac{1}{2} \cdot \varnothing = 120 + 25 + \frac{1}{2} \cdot 10 = 150 \text{ mm}$$

Předběžně bude navržena stropní deska o tloušťce  $h_d = 150 \text{ mm}$ .

Přehled předběžných tloušťek stropních desek				
	h [mm]	d [mm]	c [mm]	Ø [mm]
Nad střešní terasou	150	120	25	10
Nad 3.NP	250	219	25	12
Nad 2.NP	250	219	25	12
Nad 1.NP	250	219	25	12
Nad 1.PP – garáž	320	289	25	12
Nad 1.PP – obytná část	250	219	25	12
Nad technickým podlažím	200	169	25	12

## 7.2 Sloupy

### Předpoklad použitých materiálů:

-výztuž: ocel B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

-beton: C30/37 XC1 S4

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

### Návrh jednotlivých sloupů:

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s \geq N_{Ed}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = A_c \cdot \rho$$



$$\rho = 1,5 \%$$

Výše uvedené vzorce byly dosazeny do programu Microsoft Excel a byly pomocí nich předběžně navrženy sloupy.

### Sloup S1




Sloup ve 3.NP						
Rozměr trámu, stěny:	b=	0,2	h=	0,45	l=	3,94
Rozměr sloupu:	Ø <sub>sloup</sub> =	0,27	l <sub>sloup</sub> =	2,89	A <sub>sloup</sub> =	0,057
Tíha trámů a stěn =	11,97	kN	[rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]			
Tíha sloupu =	5,58	kN				
Síla od zatížení stropní deskou=	206,15					
Síla v patě sloupu od patra=	223,70	kN				



Sloup ve 2.NP	
	Rozměr trámu, stěny: b= 0 h= 0 l= 0
	Rozměr sloupu: $\varnothing_{\text{sloup}}= 0,27$ $l_{\text{sloup}}= 3,03$ $A_{\text{sloup}}= 0,057$
	Tíha trámů a stěn = 0,00 kN [rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
	Tíha sloupu = 5,86 kN
	Síla od zatížení stropní deskou= 233,18
Síla v patě sloupu od patra= 239,04 kN	
Sloup ve 1.NP	
	Rozměr trámu, stěny: b= 0 h= 0 l= 0
	Rozměr sloupu: $\varnothing_{\text{sloup}}= 0,27$ $l_{\text{sloup}}= 2,93$ $A_{\text{sloup}}= 0,057$
	Tíha trámů a stěn = 0,00 kN [rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
	Tíha sloupu = 5,66 kN
	Síla od zatížení stropní deskou= 233,18
Síla v patě sloupu od patra= 238,84 kN	
Celková síla	
Celková síla v hlavě $N_{\text{edh}}= 695,9$ kN	
Celková síla v patě $N_{\text{edp}}= 701,6$ kN	
Předběžné posouzení	
$\rho= 0,015$	
$\sigma= 400$ MPa	
$A_s= 859$ mm <sup>2</sup>	
$A_c= 57256$ mm <sup>2</sup>	
$N_{\text{Rd}}= 1259,6$ kN	
$N_{\text{Rd}}= 1259,6 > 701,6 = N_{\text{Ed}} \Rightarrow$ <u>Vyhoví</u>	





Sloup S1 byl ve všech patrech předběžně navržen jako sloup kruhového půdorysu o průměru 270 mm. Sloup je předimenzovaný z důvodu, že se počítá pouze s tlakovým působením a ve výpočtu nejsou zahrnuty excentricity a momentové působení.

## Sloup S2

Sloup ve 3.NP	
	Rozměr trámu, stěny: b= 0,2 h= 0,45 l= 4,034
	Rozměr sloupu: $\varnothing_{\text{sloup}}= 0,27$ $l_{\text{sloup}}= 2,89$ $A_{\text{sloup}}= 0,057$
	Tíha trámů a stěn = 12,25 kN [rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
	Tíha sloupu = 5,58 kN
	Síla od zatížení stropní deskou= 212,78
Síla v patě sloupu od patra= 230,62 kN	
Sloup ve 2.NP	
	Rozměr trámu, stěny: b= 0 h= 0 l= 0
	Rozměr sloupu: $\varnothing_{\text{sloup}}= 0,27$ $l_{\text{sloup}}= 3,03$ $A_{\text{sloup}}= 0,057$
	Tíha trámů a stěn = 0,00 kN [rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
	Tíha sloupu = 5,86 kN
	Síla od zatížení stropní deskou= 242,90
Síla v patě sloupu od patra= 248,76 kN	
Sloup ve 1.NP	
	Rozměr trámu, stěny: b= 0 h= 0 l= 0
	Rozměr sloupu: $\varnothing_{\text{sloup}}= 0,27$ $l_{\text{sloup}}= 2,93$ $A_{\text{sloup}}= 0,057$
	Tíha trámů a stěn = 0,00 kN [rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
	Tíha sloupu = 5,66 kN
	Síla od zatížení stropní deskou= 218,14
Síla v patě sloupu od patra= 223,81 kN	
Celková síla	
Celková síla v hlavě $N_{\text{edh}}= 697,5$ kN	
Celková síla v patě $N_{\text{edp}}= 703,2$ kN	
Předběžné posouzení	
$\rho= 0,015$	
$\sigma= 400$ MPa	
$A_s= 859$ mm <sup>2</sup>	
$A_c= 57256$ mm <sup>2</sup>	
$N_{\text{Rd}}= 1259,6$ kN	
$N_{\text{Rd}}= 1259,6 > 703,2 = N_{\text{Ed}} \Rightarrow$ <u>Vyhoví</u>	

Sloup S2 byl ve všech patrech předběžně navržen jako sloup kruhového půdorysu o průměru 270 mm. Sloup je předimenzovaný z důvodu, že se počítá pouze s tlakovým působením a ve výpočtu nejsou zahrnuty excentricity a momentové působení.

### Sloup S3

Sloup ve 3.NP			
	Rozměr trámu, stěny:	b= 0,2	h= 0,45      l= 3,575
	Rozměr sloupu:	Ø <sub>sloup</sub> = 0,27	l <sub>soup</sub> = 2,89      A <sub>sloup</sub> = 0,057
	Tíha trámů a stěn =	10,86 kN	[rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
	Tíha sloupu =	5,58 kN	
	Síla od zatížení stropní deskou=	131,96	
	Síla v patě sloupu od patra=	148,40 kN	
Sloup ve 2.NP			
	Rozměr trámu, stěny:	b= 0	h= 0      l= 0
	Rozměr sloupu:	Ø <sub>sloup</sub> = 0,27	l <sub>soup</sub> = 3,03      A <sub>sloup</sub> = 0,057
	Tíha trámů a stěn =	0,00 kN	[rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
	Tíha sloupu =	5,86 kN	
	Síla od zatížení stropní deskou=	160,27	
	Síla v patě sloupu od patra=	166,12 kN	
Sloup ve 1.NP			
	Rozměr trámu, stěny:	b= 0	h= 0      l= 0
	Rozměr sloupu:	a,b= 0,3	l <sub>soup</sub> = 2,93      A <sub>sloup</sub> = 0,090
	Tíha trámů a stěn =	0,00 kN	[rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
	Tíha sloupu =	8,90 kN	
	Síla od zatížení stropní deskou=	130,39	
	Síla v patě sloupu od patra=	139,29 kN	
Sloup ve 1.PP			
	Rozměr trámu, stěny:	b= 0	h= 0      l= 0
	Rozměr sloupu:	a,b= 0,3	l <sub>soup</sub> = 2,85      A <sub>sloup</sub> = 0,090
	Tíha trámů a stěn =	0,00 kN	[rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
	Tíha sloupu =	8,66 kN	
	Síla od zatížení stropní deskou=	242,27	
	Síla v patě sloupu od patra=	250,93 kN	
Celková síla			
	Celková síla v hlavě N <sub>edh</sub> =	696,1 kN	
	Celková síla v patě N <sub>edp</sub> =	704,7 kN	
Předběžné posouzení			
	ρ=	0,015	
	σ=	400 MPa	
	A <sub>s</sub> =	1350 mm <sup>2</sup>	
	A <sub>c</sub> =	90000 mm <sup>2</sup>	
	N <sub>Rd</sub> =	1980,0 kN	
	N <sub>Rd</sub> =	1980,0 > 704,7 = N <sub>Ed</sub> =>	Vyhoví

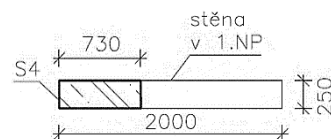
Sloup S3 byl ve 3. a v 2. patře předběžně navržen jako sloup kruhového půdorysu o průměru 270 mm a v 1. patře a v 1. podzemním patře jako sloup čtvercového půdorysu o rozměrech stran 300 mm. Sloup je předimenzovaný z důvodu, že se počítá pouze s tlakovým působením a ve výpočtu nejsou zahrnuty excentricity a momentové působení.

### Sloup S4

Sloup ve 3.NP			
Rozměr trámu, stěny:	b= 0,2	h= 0,45	l= 3,252
Rozměr sloupu:		l <sub>soup</sub> = 2,89	A <sub>sloup</sub> = 0,183
Tíha trámů a stěn =	9,88 kN	[rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]	
Tíha sloupu =	17,80 kN		
Síla od zatížení stropní deskou=	142,77		
Síla v patě sloupu od patra=	170,45 kN		
Sloup ve 2.NP			
Rozměr trámu, stěny:	b= 0	h= 0	l= 0
Rozměr sloupu:		l <sub>soup</sub> = 3,03	A <sub>sloup</sub> = 0,183

Tíha trámů a stěn =	0,00	kN	[rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
Tíha sloupu =	18,66	kN	
Síla od zatížení stropní deskou =	189,93		
Síla v patě sloupu od patra =	208,59	kN	
<b>Celková síla</b>			
Celková síla v hlavě $N_{edh}$ =	360,4	kN	
Celková síla v patě $N_{edp}$ =	379,0	kN	
<b>Předběžné posouzení</b>			
$\rho$ =	0,015		
$\sigma$ =	400	MPa	
$A_s$ =	2738	mm <sup>2</sup>	
$A_c$ =	182500	mm <sup>2</sup>	
$N_{Rd}$ =	4015,0	kN	
$N_{Rd}$ =	4015,0	>	379,0 = $N_{Ed}$ => <b>Vyhoví</b>

Sloup S4 je navržen jako obdélník z konstrukčních důvodů, proto je také předimenzován. V prvním patře je sloup uložen na stěnu – viz schéma.



Obr. 7.6. Schéma uložení sloupu S4 na stěnu.

## Sloup S6

<b>Sloup ve 3.NP</b>			
	Rozměr trámu, stěny:	b= 0,2	h= 0,45      l= 4,071
	Rozměr sloupu:	$\varnothing_{sloup}$ = 0,27	$l_{sloup}$ = 2,89 $A_{sloup}$ = 0,057
	Tíha trámů a stěn =	12,37	kN [rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
	Tíha sloupu =	5,58	kN
	Síla od zatížení stropní deskou =	188,56	
Síla v patě sloupu od patra =	206,51	kN	
<b>Sloup ve 2.NP</b>			
	Rozměr trámu, stěny:	b= 0	h= 0      l= 0
	Rozměr sloupu:	$\varnothing_{sloup}$ = 0,27	$l_{sloup}$ = 3,03 $A_{sloup}$ = 0,057
	Tíha trámů a stěn =	0,00	kN [rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
	Tíha sloupu =	5,86	kN
	Síla od zatížení stropní deskou =	233,20	
Síla v patě sloupu od patra =	239,06	kN	
<b>Sloup ve 1.NP</b>			
	Rozměr trámu, stěny:	b= 0	h= 0      l= 0
	Rozměr sloupu:	$\varnothing_{sloup}$ = 0,27	$l_{sloup}$ = 2,93 $A_{sloup}$ = 0,057
	Tíha trámů a stěn =	0,00	kN [rozměry jsou uvedeny v m a v m <sup>2</sup> ]
	Tíha sloupu =	5,66	kN
	Síla od zatížení stropní deskou =	0,00	
Síla v patě sloupu od patra =	5,66	kN	
<b>Celková síla</b>			
Celková síla v hlavě $N_{edh}$ =	445,6	kN	
Celková síla v patě $N_{edp}$ =	451,2	kN	
<b>Předběžné posouzení</b>			
$\rho$ =	0,015		
$\sigma$ =	400	MPa	
$A_s$ =	859	mm <sup>2</sup>	
$A_c$ =	57256	mm <sup>2</sup>	
$N_{Rd}$ =	1259,6	kN	
$N_{Rd}$ =	1259,6	>	451,2 = $N_{Ed}$ => <b>Vyhoví</b>

Sloup S6 byl ve všech patrech předběžně navržen jako sloup kruhového půdorysu o průměru 270 mm. Sloup je předimenzovaný z důvodu, že se počítá pouze s tlakovým působením a ve výpočtu nejsou zahrnuty excentricity a momentové působení.

Výše jsou uvedeny pouze nejvíce exponované sloupy a sloupy, které se liší od běžných sloupů. V programu Microsoft Excel byly stejným způsobem navrženy všechny ostatní sloupy, ale z důvodu podobnosti zde tyto sloupy nejsou uváděny. Pro běžné sloupy bude zvolen sloup

---

kruhového půdorysu o průměru 270 mm. Ne všechny sloupy budou kruhového půdorysu – viz konstrukční schémata.

### 7.3 Průvlaky

#### Předpoklad použitých materiálů:

-výztuž: - podélná:  $\varnothing$  20 mm B500B

- třmínky:  $\varnothing$  8 mm B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

-beton: C30/37 XC1 S4

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

#### Krycí vrstva:

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) = (12; 10; 10) = 12 \\ \Rightarrow 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

#### Ověření poměrné výšky tlačené oblasti:

$$d = h - c_{nom} - \varnothing_{sw} - \frac{1}{2}\varnothing$$

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$x = \frac{A_{s,req} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{max} = 0,45$$

#### Stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{A_{s,req}}{b \cdot h} < 4\%$$

### Ohybová štíhlost:

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_{lim}$$

$$\lambda = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$$

$$\kappa_{c1} = 1$$

$$l \leq 7 \Rightarrow \kappa_{c2} = 1$$

$$l > 7 \Rightarrow \kappa_{c2} = \frac{7}{l}$$

$$\kappa_{c3} = 1,25$$

$\lambda_{d,tab}$  = zvolit na základě statického schématu

### Ověření únosnosti tlakové diagonály:

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b_T \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \geq V_{Ed,max}$$

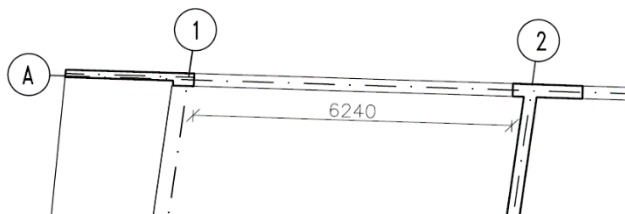
$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$\cot \theta = 1,2$$

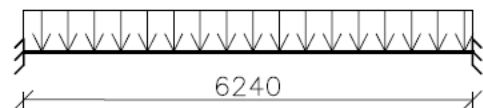
Výše uvedené vzorce byly dosazeny do programu Microsoft Excel a pomocí nich byly předběžně navrženy průvlaky vyskytující se v objektu.

### 7.3.1 Průvlak na ose A u osy 1

#### Schéma:



#### Statické schéma:



#### Návrhové síly:

$$M_{Ed} = \frac{1}{12} \cdot f_d \cdot l^2$$

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot f_d \cdot l$$

Tyto vzorce byly dosazeny do programu Microsoft excel a byly vypočteny příslušné hodnoty.

#### 1) Zatížení a vnitřní síly

Zatěžovací šířka=	2,063	m	
Liniová tíha stropní desky=	17,4	kN/m	
Liniová tíha od ostaniho a proměnného=	10,87	kN/m	
Bodové síly=	0	kN	b= 0,25 m
Vlastní tíha trámu=	9,32	kN/m	h= 1,105 m
$M_{Ed}$ =	122,0	kNm	l= 6,24 m
$V_{ed}$ =	117,3	kN	

#### 2) Ověření poměrné výšky tlačené oblasti

Krycí vrstva $c_{nom}$ =	25	mm
Účinná výška $d$ =	1062	mm
$A_{s,req}$ =	311	mm <sup>2</sup>
$x$ =	33,79	mm

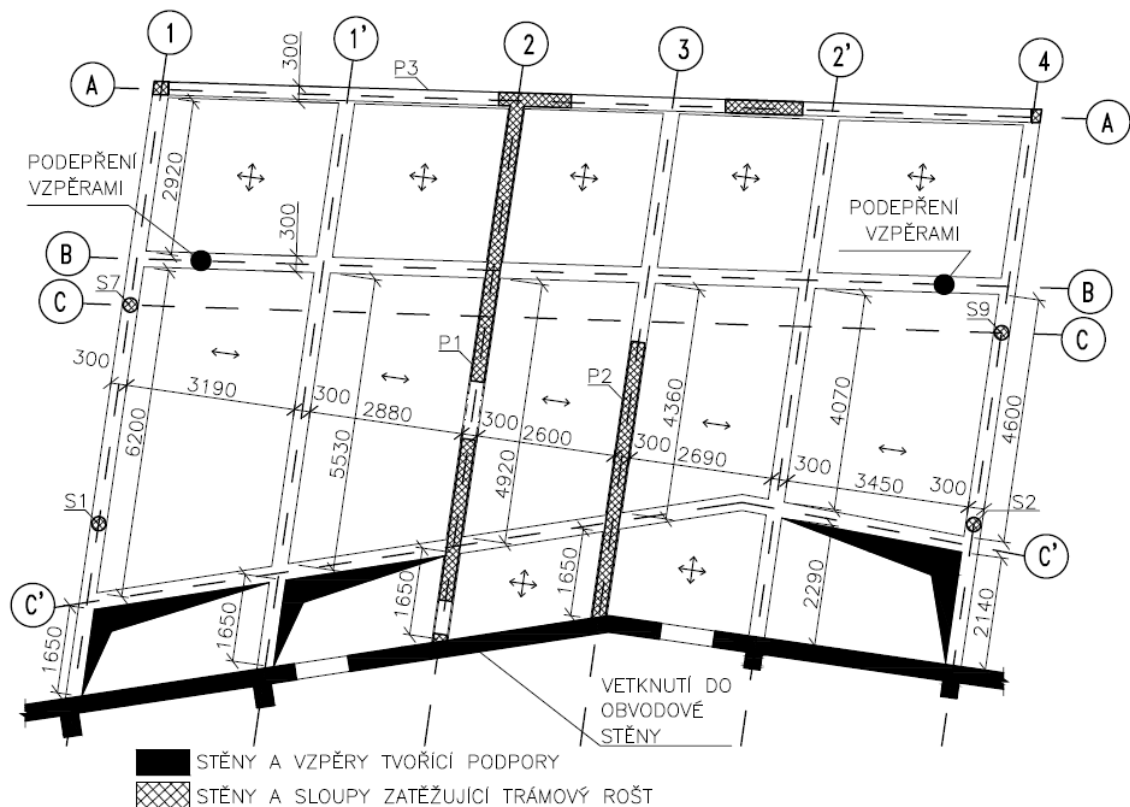


Poměrná výška tlačené oblasti $\xi =$	0,032	<	0,45	$\Rightarrow$	VYHOVÍ
<b>3) Stupeň vyztužení</b>	$\rho =$	0,112	<	4	$\Rightarrow$ VYHOVÍ
<b>4) Ohybová štíhlost</b>	Ohybová štíhlost $\lambda =$	5,88			
	$K_1 =$	1	$K_2 =$	1	$K_3 =$ 1,25
	$\lambda_{d,tab} =$	30,8			
	$\lambda_{lim} =$	38,5			
	$\lambda < \lambda_{lim}$	5,9	<	38,5	$\Rightarrow$ VYHOVÍ
<b>5) Ověření únosnosti tlakové diagonály</b>	$V_{Rd,max} =$	1299,9	kN		
	$V_{Rd,max} > V_{Ed}$	1299,9	>	117,32	$\Rightarrow$ VYHOVÍ

Bylo ověřeno, že průvlak na ose A u osy 1 s rozměry  $b = 250$  mm a  $h = 1105$  mm bude možné navrhnout. Průvlak je předimenzovaný z toho důvodu, že tvoří nadpraží okenního otvoru a není možné ho zmenšit.

### 7.3.2 Trámový rošt

#### Půdorysné schéma:



#### Zatížení a vnitřní síly:

##### Stěny:

##### Stěna P1

3.NP

Zatěžovací šířka=	5,2	m	b=	0,25	m
Liniová tíha stropní desky=	43,88	kN/m	h=	2,89	m
Liniová tíha od ostaního a proměnného=	23,08	kN/m	l=	2,01	m
Vlastní tíha stěny=	24,38	kN/m			
<b>Celkem=</b>	<b>91,34</b>	<b>kN/m</b>			

---

<b>2.NP</b>			
Zatěžovací šířka=	5,2	m	b= 0,25 m
Liniová tíha stropní desky=	43,88	kN/m	h= 3,03 m
Liniová tíha od ostaniho a proměnného=	28,05	kN/m	l= 2,01 m
Vlastní tíha stěny=	25,57	kN/m	
<b>Celkem=</b>	<b>97,49</b>	<b>kN/m</b>	
<b>1.NP</b>			
Zatěžovací šířka=	5,2	m	b= 0,25 m
Liniová tíha stropní desky=	43,88	kN/m	h= 2,93 m
Liniová tíha od ostaniho a proměnného=	28,05	kN/m	l= 8,5 m
Vlastní tíha stěny=	24,72	kN/m	
<b>Celkem=</b>	<b>96,65</b>	<b>kN/m</b>	
<b><u>Stěna P2</u></b>			
<b>3.NP</b>			
Zatěžovací šířka=	3,3	m	b= 0,25 m
Liniová tíha stropní desky=	27,84	kN/m	h= 2,89 m
Liniová tíha od ostaniho a proměnného=	17,12	kN/m	l= 5,2 m
Vlastní tíha stěny=	24,38	kN/m	
<b>Celkem=</b>	<b>69,35</b>	<b>kN/m</b>	
<b>2.NP</b>			
Zatěžovací šířka=	3,3	m	b= 0,25 m
Liniová tíha stropní desky=	27,84	kN/m	h= 3,03 m
Liniová tíha od ostaniho a proměnného=	17,80	kN/m	l= 5,5 m
Vlastní tíha stěny=	25,57	kN/m	
<b>Celkem=</b>	<b>71,21</b>	<b>kN/m</b>	
<b>1.NP</b>			
Zatěžovací šířka=	3,3	m	b= 0,25 m
Liniová tíha stropní desky=	27,84	kN/m	h= 3,05 m
Liniová tíha od ostaniho a proměnného=	17,80	kN/m	l= 5,35 m
Vlastní tíha stěny=	25,73	kN/m	
<b>Celkem=</b>	<b>71,38</b>	<b>kN/m</b>	
<b><u>Stěna P3</u></b>			
<b>1.NP</b>			
Zatěžovací šířka=	2,5	m	b= 0,25 m
Liniová tíha stropní desky=	21,09	kN/m	h= 3,05 m
Liniová tíha od ostaniho a proměnného=	15,05	kN/m	l= 21,36 m
Vlastní tíha stěny=	19,41	kN/m	
<b>Celkem=</b>	<b>55,56</b>	<b>kN/m</b>	

#### **Zatížení od sloupů ležících na osách 1 a 4:**

Sloup S1:  $F_1 = 702$  kN

Sloup S2:  $F_2 = 704$  kN

Sloup S7:  $F_7 = 631$  kN

Sloup S9:  $F_9 = 550$  kN

#### **Plošné zatížení:**

##### **A) Stálé**

- Vlastní tíha:  $6,25$  kN/m<sup>2</sup>

Podlaha P2:  $1,72$  kN/m<sup>2</sup>

##### **B) Proměnné**

- Příčky:  $0,5$  kN/m<sup>2</sup>

---

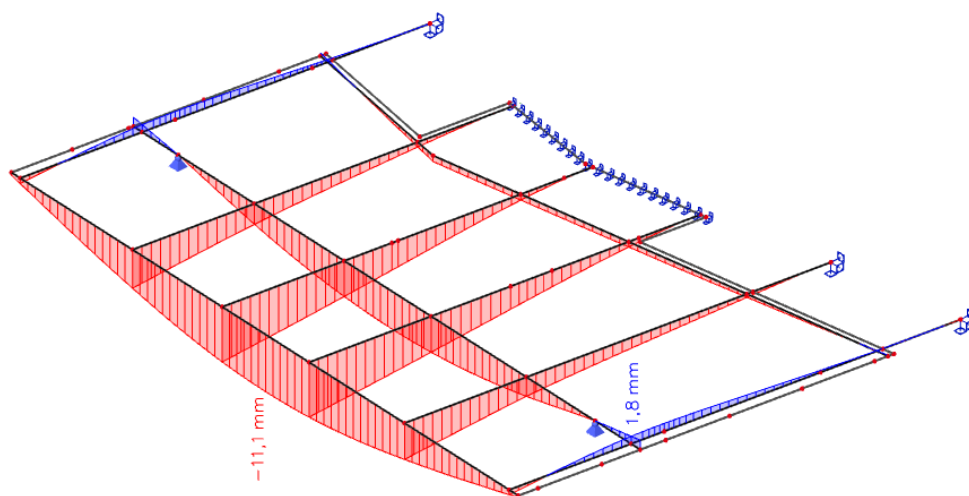
- Provozní: 1,5 kN/m<sup>2</sup>

**Zatížení od fasády:** 1,2 kN/m

**Zatížení od balkonů:** Nahrazeno momenty a svislými silami – viz výpočet zatížení od balkonů v kapitole 6.9.

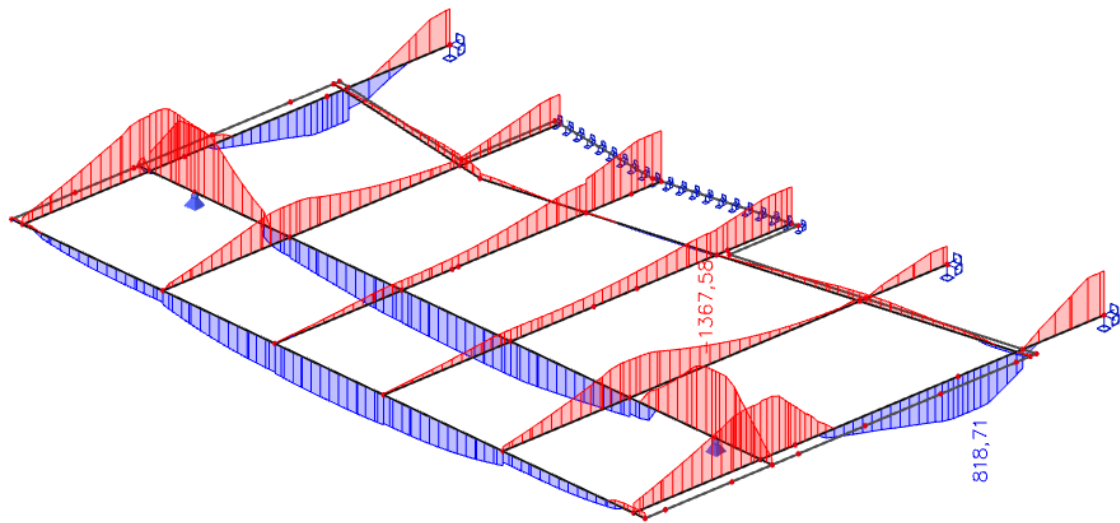
Všechna výše uvedená zatížení byla vložena do výpočetního modelu trémového roštu, který byl vytvořen v programu Scia Engineer. Model trémového roštu byl vytvořen tak, že byla nejdříve vymodelována stropní deska s trámy, které byly vymodelovány jako žebra. Žebro je prvek v programu Scia Engineer, který umožňuje spolupůsobení mezi trémem a deskou na něm uloženou. Díky spolupůsobení trámy a desky, nepůsobila deska pouze jako zatížení. Stěny, které jsou nad trémovým roštem a jsou s ním propojeny, by měly také vliv na přenos zatížení, ale zde byly pro zjednodušení vymodelovány pouze jako zatížení, a to může vést k vyšším hodnotám vnitřních sil. Místo šikmých vzpěr byly vymodelovány bodové kloubové podpory (bylo umožněno natočení) a místo nosných stěn, do kterých jsou trámy uloženy, byla použita vetknutí. Na stropní desku byla zanesena všechna výše uvedená plošná zatížení, liniová zatížení od fasády, momenty a svislé síly od balkonů. Trámy, jak již bylo zmíněno, byly zatíženy liniovými zatíženími od stěn a dále bodovými zatíženími od sloupů.

**Kontrola správnosti modelu – průhyby:**

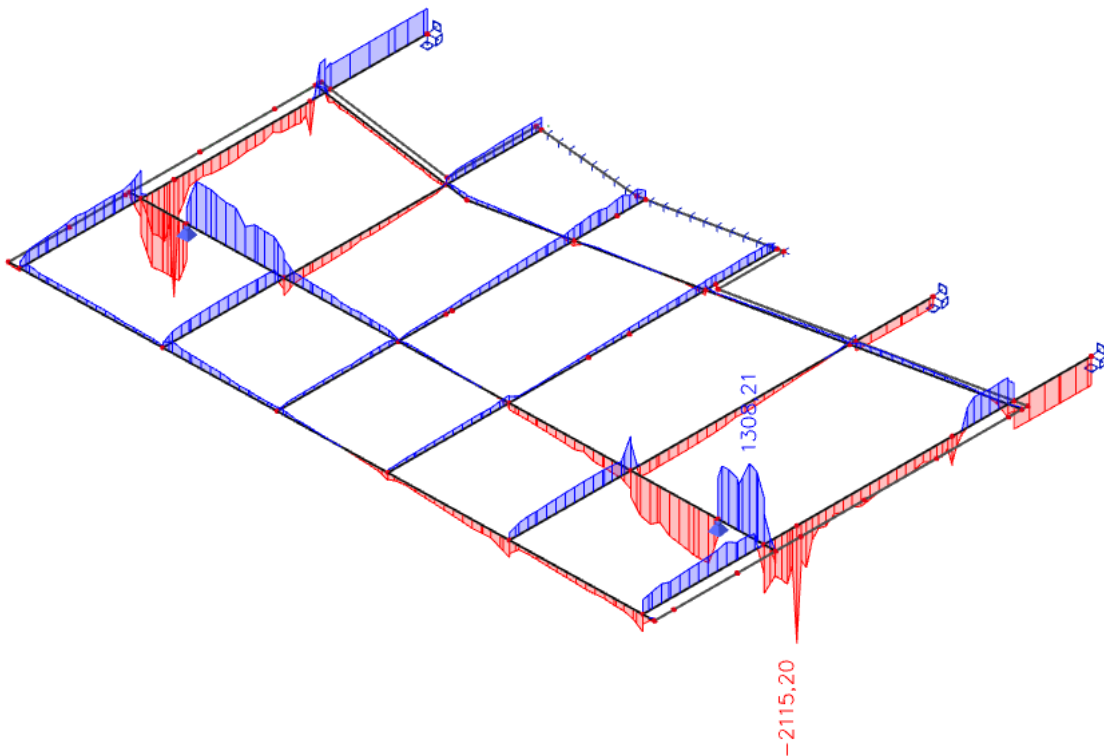


---

**Vnitřní síly – ohybové momenty [kNm]:**



**Vnitřní síly – posouvající síly [kN]:**



$$M_{Ed} = 1367,6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 2115,2 \text{ kN (Skok posouvající síly je zde z důvodu uložení sloupu na trám).}$$

---

## **Návrh a posouzení:**

### **1) Ověření poměrné výšky tlačené oblasti**

Krycí vrstva $c_{nom}$ =	25	mm	Rozměry trámu:		
Účinná výška $d$ =	804,5	mm	$b$ =	0,3	m
$A_{s,req}$ =	4598	mm <sup>2</sup>	$h$ =	0,85	m
$x$ =	417	mm	$l$ =	3,5	m
Poměrná výška tlačené oblasti $\xi$ =	0,518	>	0,45	=>	NEVYHOVÍ

### **2) Stupeň vyztužení**

$$\rho = 1,803 < 4 \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

### **3) Ohybová štíhlost**

Ohybová štíhlost $\lambda$ =	4,35				
$K_1$ =	1	$K_2$ =	1	$K_3$ =	1,25
$\lambda_{d,tab}$ =	26				
$\lambda_{lim}$ =	32,5				
$\lambda < \lambda_{lim}$	4,4	<	32,5	=>	VYHOVÍ

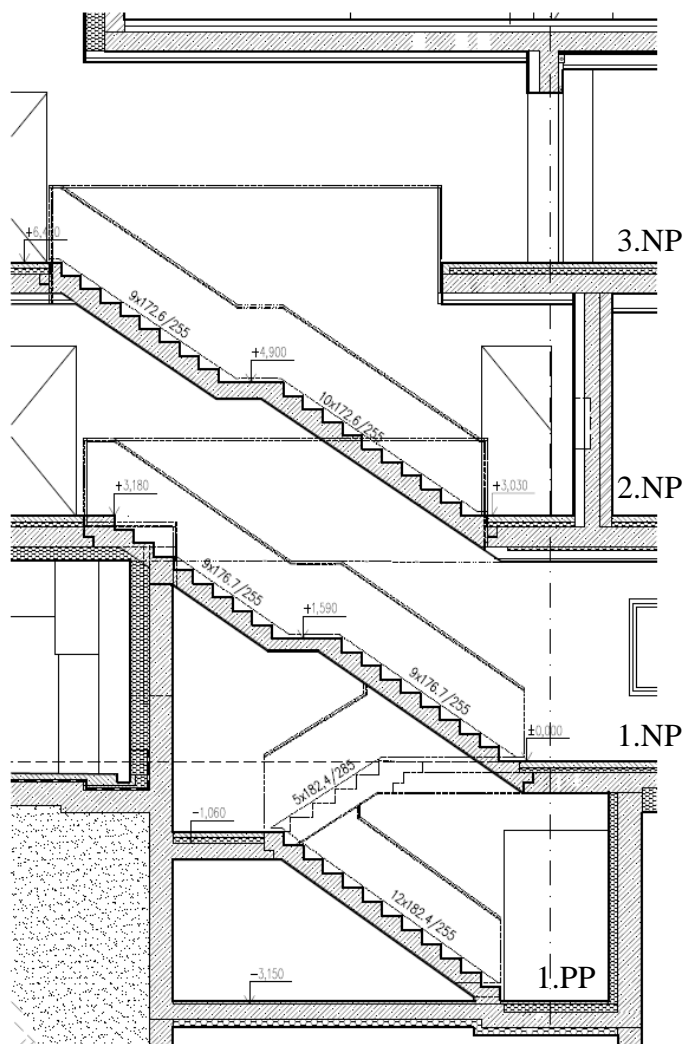
### **4) Ověření únosnosti tlakové diagonály**

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 1181,6 \text{ kN} \\ V_{Rd,max} > V_{Ed} & 1181,6 > 2115,2 \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ} \end{aligned}$$

Z výpočetního modelu vyšly velké návrhové síly, je to nejspíše z toho důvodu, že modelem nebylo vystiženo celkové spolupůsobení nosných konstrukcí. Nevyhověla podmínka velikosti poměrné výšky tlačené oblasti – dalo by se jí vyhovět tak, že by se zvětšil průřez nebo by se použila vyšší třída betonu, ale bylo by to neekonomické. Dále nevyhověla podmínka únosnosti tlačené diagonály. Této podmínce by šlo vyhovět stejným způsobem. Protože předběžný návrh trémového roštu vedl k neuspokojivým výsledkům, bude trémový rošt v další části práce navržen podrobněji.

## 7.4 Schodiště

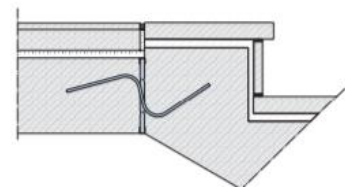
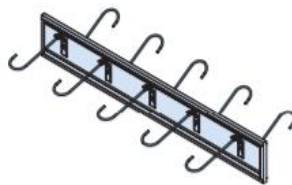
### Řez hlavním schodišťovým prostorem:



### A) Schodiště 1.PP – 1.NP

#### Popis uložení schodiště:

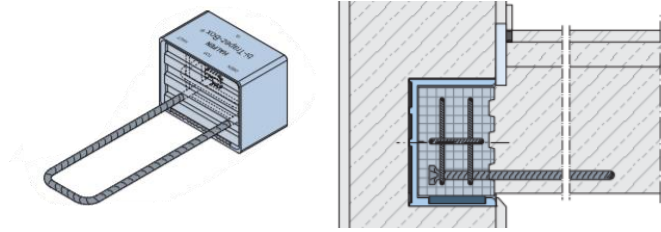
Schodiště mezi podlažími 1.PP a 1.NP bude dvouramenné a bude provedeno z monolitického železobetonu. Spojení schodišťových ramen a podest



Obr.7.7. Prvek izolace kročejového hluku HTT. (zdroj: [12])

bude zajišťovat prvek HTT od firmy Halfen, který je k vidění na Obr.7.7. Napojení mezipodesty na nosné stěny bude provedeno přes prvek HBB - T od firmy Halfen, který je k vidění na Obr.7.8. Po obvodě schodišťových

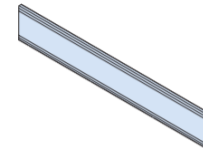
ramen a mezipodesty bude vložena spárová deska HTPL, která je k vidění na Obr.7.9. Tato opatření by měla zamezit šíření kročejového hluku.



Obr.7.8. Prvek HBB-T pro uložení mezipodesty.  
(zdroj:[12])

### **Parametry schodiště:**

- konstrukční výška podlaží: 3,1 m
- šířka mezipodesty 1725 - 1010 mm, ramene 1100 a 1500 mm
- délka podesty, mezipodesty: 2650 mm
- půdorysná délka ramene: 2805 mm
- výška schodišťového stupně: 182,4 mm
- šířka schodišťového stupně: 255 mm
- úhel stoupání: 36°
- počet stupňů v rameni: 12 a 5
- tloušťky podesty a ramene:



Obr.7.9. Spárová deska k omezení kročejového hluku.  
(zdroj: [12])

$$h_{pod} = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{25} \right) \cdot L_{pod} = (88 - 106) = 200 \text{ mm}$$

$$h_{ram} = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{25} \right) \cdot L_{ram} = (94 - 115) = 150 \text{ mm}$$

## **B) Schodiště 1.NP – 2.NP**

### **Popis uložení schodiště:**

Schodiště mezi podlažím 1.NP a 2.NP bude jednoramenné s mezipodestou a bude provedeno z monolitického betonu. Uložení schodišť do stropních desek (podest) bude provedeno opět přes prvek HTT (Obr.7.6.), který byl již zmiňován výše. Dále do styku schodišťového ramene a stěny bude vložena spárová deska HTPL (Obr.7.8.).

### **Parametry schodiště:**

- konstrukční výška podlaží: 3,180 m
- šířka podesty 1200 mm, mezipodesty 900 mm, ramene 1100 mm
- délka podesty, mezipodesty: 1100 mm
- půdorysná délka ramene: 5490 mm
- výška schodišťového stupně: 176,6 mm
- šířka schodišťového stupně: 255 mm
- úhel stoupání: 35°
- počet stupňů v rameni: 9 a 9

- 
- tloušťky podesty a ramen:

$$h_{pod} = 250 \text{ mm} = \text{tloušťka stropní desky}$$

$$h_{ram} = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{25} \right) \cdot L_{ram} = (183 - 220) = 190 \text{ mm}$$

### **C) Schodiště 2.NP – 3.NP**

#### **Popis uložení schodiště:**

Schodiště mezi podlažím 2.NP a 3.NP bude také jednoramenné s mezipodestou a bude provedeno z monolitického betonu. Uložení schodišť do stropních desek a provedení spáry mezi stěnou a schodišťovým ramenem bude shodné jako u schodiště 1.NP – 2.NP.

#### **Parametry schodiště:**

- konstrukční výška podlaží: 3,280 m
- šířka podesty 1100 mm, mezipodesty 835 mm, ramene 1100 mm
- délka podesty, mezipodesty: 1100 mm
- půdorysná délka ramene: 5680 mm
- výška schodišťového stupně: 172,6 mm
- šířka schodišťového stupně: 255 mm
- úhel stoupání: 34°
- počet stupňů v rameni: 10 a 9
- tloušťky podesty a ramen:

$$h_{pod} = 250 \text{ mm} = \text{tloušťka stropní desky}$$

$$h_{ram} = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{25} \right) \cdot L_{ram} = (189 - 227) = 190 \text{ mm}$$

### **D) Vedlejší schodiště**

#### **Popis uložení schodiště:**

Schodiště propojující mezonetový byt v patrech 1.NP a 2.NP a schodiště propojující 3.NP a přístavek na střeše jsou jednoramenná a budou provedena z monolitického železobetonu. Uložení schodišť do stropních desek a provedení spáry mezi stěnou a schodišťovým ramenem bude shodné jako u schodiště 1.NP – 3.NP. U mezonetového bytu byla zvolena tloušťka ramene 190 mm, a to z důvodu podobnosti rozponu ramene s rozponem u hlavního schodiště v téže patře. U schodiště, které spojuje 3.NP a přístavek byla zvolena tloušťka ramene 150 mm, a to z důvodu podobnosti rozpětí schodišťového ramene u schodiště, které spojuje 1.PP a 1.NP.

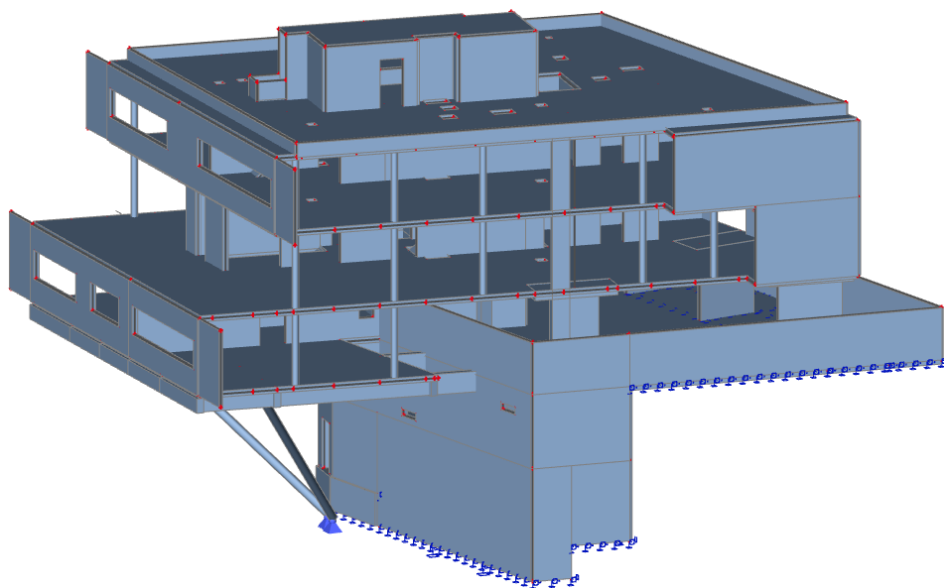


---

## 8 Podrobný návrh nosných konstrukcí

### 8.1 Popis výpočtového modelu

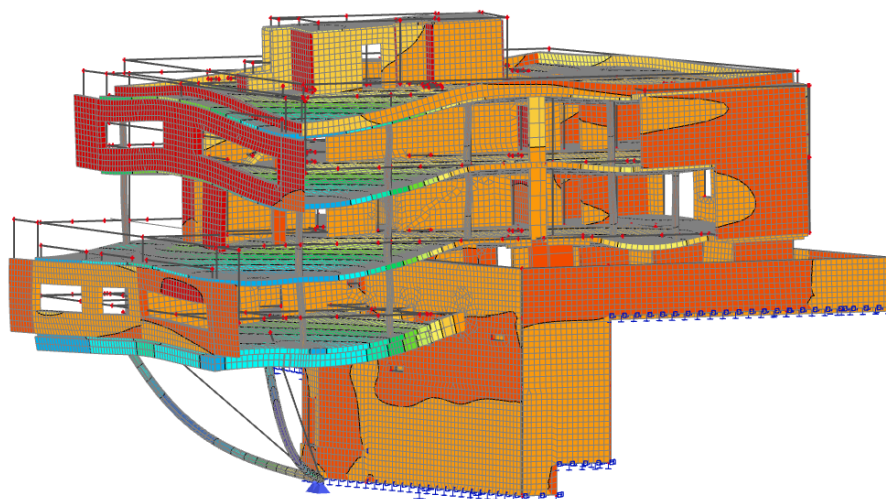
Pro podrobný návrh nosných konstrukcí objektu bylo nutné zjistit vnitřní síly v jednotlivých prvcích objektu, k tomu bylo zapotřebí vytvořit výpočetní model objektu. Pro vytvoření výpočetního modelu objektu byl použit program Scia Engineer. Celkový model je zachycen na *Obr.8.1.*



*Obr.8.1. Výpočetní model objektu.*

Při tvorbě modelu došlo k určitým zjednodušením. Nebyly modelovány základové desky a základové pásy. Místo nich byly použity liniové podpory a bodové podpory, u kterých byly nastaveny nulové posuny a nulová pootočení – vetknutí. V předmětu Projekt 4 bylo vypočítáno, že sedání objektu je 2,3 mm na zemině, která se pod ním nachází (hornina R3 a R4). Sedání je zanedbatelné a nepředpokládá se, že by sednutí ve velké míře ovlivnilo celkové chování konstrukce. Proto nebylo nutné používat pružné podpory, které by simulovaly skutečné chování objektu na zemině, ale bylo možné použít podpory pevné – vetknutí. Jako podpora pod šikmé vzpěry byly použity kloubové podpory, které umožňují volné natočení ve všech třech směrech, ale zároveň neumožňují žádný posun. Tyto kloubové podpory simulují čepový spoj, který je navržen v části Ocelových konstrukcí.

Po výpočtu bylo nutné ověřit, zdali chování modelu je totožné se skutečným chováním objektu. Bylo to ověřeno na celkové lineární deformaci objektu. Jak je vidět z *Obr.8.2.* nejvíce se deformuje překonzolovaná část objektu, což se dalo předpokládat a není zde žádná nesmyslná deformace.



Obr.8.2. Deformace objektu.

## 8.2 Návrh trémového roštu

### 8.2.1 Popis a výpočet použitých modulů pružnosti

Deformace konstrukce se v průběhu času mění vlivem dotvarování betonu. V případě návrhu překonzolované části objektu by to mohlo hrát významnou roli na přerozdělení vnitřních sil, a proto je nutno tuto skutečnost zahrnout do výpočtu. To se v praxi provádí nejčastěji náhradou střední hodnoty okamžitého modulu pružnosti tzv. efektivním dlouhodobým modulem pružnosti  $E_{c,eff,lt}$ . Byly vytvořeny dva modely, jeden se středním modulem pružnosti  $E_{cm}$ , druhý s efektivním dlouhodobým modulem pružnosti  $E_{c,eff,lt}$  a po provedení výpočtů byly výsledné síly z obou modelů porovnány. Návrh nosných prvků musel vyhovět na oba stavy, kdy první reprezentuje situaci po dostavbě konstrukce a druhý situaci na konci životnosti.

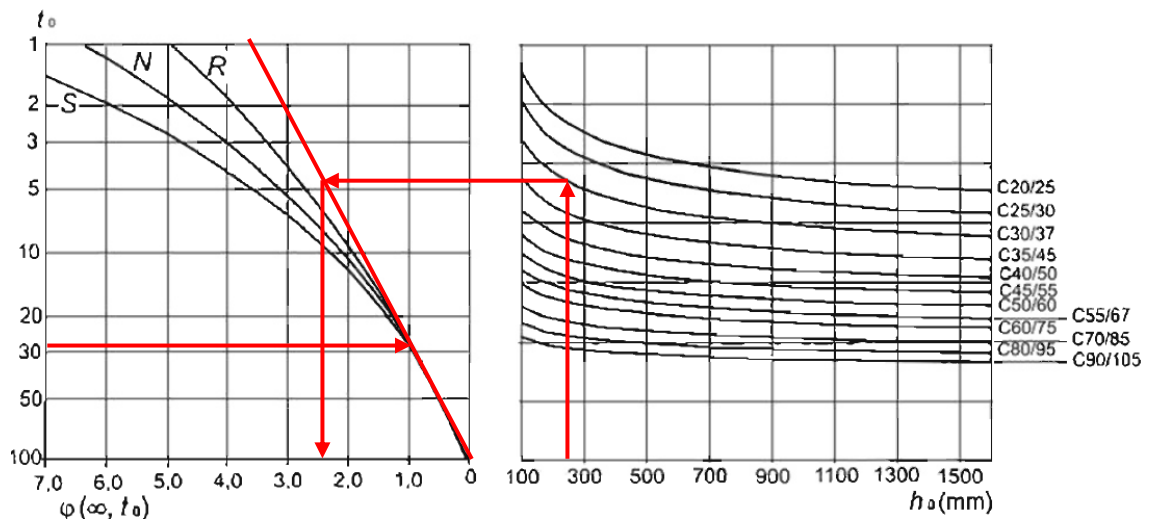
#### Výpočet dlouhodobého modulu pružnosti:

$$E_{c,eff,lt} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{33000}{1 + 2,4} = 9706 \text{ MPa}$$

#### Určení součinitele dotvarování $\varphi(\infty, t_0)$ :

Součinitel dotvarování byl určen z grafu dle normy ČSN EN 1992-1-1 [9], a to pro tyto parametry:

- Stáří betonu v okamžiku prvního zatížení  $t_0 = 28$  dní
- Náhradní rozměr průřezu  $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 250}{2000} = 250 \text{ mm}$ , kde  $A_c$  je průřezová plocha betonu a  $u$  je obvod části průřezu vystavené vysychání
- Třída cementu: N
- Třída betonu: C30/37
- Vlhkost okolního prostředí: RH = 50 % (vnitřní)



Obr.8.3. Součinitel dotvarování pro běžné podmínky – RH = 50 %. (zdroj:[9])

- Součinitel dotvarování:  $\varphi(\infty, t_0) = 2,4$

## 8.2.2 Zatěžovací stavy a kombinace

### 1. Zatěžovací stavy

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Směr	Působení	Rídící zat. stav
	Spec	Typ zatížení				
Vlastní tíha ŽB		Stálé Vlastní tíha	Stálé	-Z		
Ostatní stálé		Stálé Standard	Stálé			
Užitné	Standard	Proměnné Statické	Proměnné		Dlouhodobé	Žádný
Příčky	Standard	Proměnné Statické	Proměnné		Dlouhodobé	Žádný
Sníh	Standard	Proměnné Statické	Sníh		Krátkodobé	Žádný
Zemní tlak_zemina		Stálé Standard	Stálé			
Zemní tlak_povrch	Standard	Proměnné Statické	Proměnné		Dlouhodobé	Žádný
Fasáda		Stálé Standard	Stálé			
Balkony_stálé		Stálé Standard	Stálé			
Balkony_užitné	Standard	Proměnné Statické	Proměnné		Dlouhodobé	Žádný
Balkony_sníh	Standard	Proměnné Statické	Sníh		Krátkodobé	Žádný
Vítr zdola	Standard	Proměnné Statické	Vítr		Krátkodobé	Žádný
Vítr shora	Standard	Proměnné Statické	Vítr		Krátkodobé	Žádný

V tabulce výše jsou uvedeny veškeré zatěžovací stavy, které byly použity ve výpočtovém modelu v programu Scia Engineer.

## 2. Kombinace

Jméno	Popis	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]			
NORMOVÁ KOMBINACE		EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B	Vlastní tíha ŽB	1,00			
			Ostatní stálé	1,00			
			Užitné	1,00			
			Příčky	1,00			
			Sníh	1,00			
			Zemní tlak_zemina	1,00			
			Zemní tlak_povrch	1,00			
			Fasáda	1,00			
			Balkony_stálé	1,00			
			Balkony_užitné	1,00			
			Balkony_sníh	1,00			
			Vítr zdola	1,00			
			Vítr shora	1,00			
			MSP KVAZISTÁLÁ		EN-MSP kvazistálá	Vlastní tíha ŽB	1,00
						Ostatní stálé	1,00
Užitné	1,00						
Příčky	1,00						
Sníh	1,00						
Zemní tlak_zemina	1,00						
Zemní tlak_povrch	1,00						
Fasáda	1,00						
Balkony_stálé	1,00						
Balkony_užitné	1,00						
Balkony_sníh	1,00						
Vítr zdola	1,00						
Vítr shora	1,00						
MSP CHARAKTERISTICKÁ		EN-MSP charakteristická				Vlastní tíha ŽB	1,00
						Ostatní stálé	1,00
			Užitné	1,00			
			Příčky	1,00			
			Sníh	1,00			
			Zemní tlak_zemina	1,00			
			Zemní tlak_povrch	1,00			
			Fasáda	1,00			
			Balkony_stálé	1,00			
			Balkony_užitné	1,00			
			Balkony_sníh	1,00			
			Vítr zdola	1,00			
			Vítr shora	1,00			

Pro výpočet vnitřních sil byla použita Normová kombinace. Je to nástroj programu Scia Engineer, kde program přiřadí jednotlivým zatěžovacím stavům různé součinitele zatížení dle normy ČSN EN 1990 [6], automaticky vygeneruje možné podkombinace a spočte pro ně vnitřní síly. Výsledkem výpočtu je obálka vnitřních sil – v každém bodě konstrukce jsou stanoveny nejméně příznivé hodnoty vnitřních sil ze všech podkombinací.

Vztahy, dle kterých se generují kombinace dle ČSN EN 1990 (vztah 6.10 a a 6.10 b v normě):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$  – stálé zatížení

$Q_{k,1}$  – hlavní proměnné zatížení

$Q_{k,i}$  – vedlejší proměnná zatížení

---

$P$  – zatížení předpětím

$\xi$  – redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení

$\gamma_{G,j}$  – dílčí součinitel pro stálá zatížení

$\gamma_{Q,1}$  – dílčí součinitel pro hlavní nahodilé zatížení

$\gamma_{Q,i}$  – dílčí součinitel pro vedlejší nahodilá zatížení

$\gamma_p$  – dílčí součinitel pro předpětí

$\psi_{0,i}$  – kombinační součinitel

Hodnoty součinitelů  $\gamma, \psi$  jsou uvedeny v normě ČSN 1990 v příloze A1. Při zadání Normové kombinace v programu Scia Engineer bylo zvoleno, aby program používal součinitele pro mezní stav STR/GEO (soubor B). [10, 11]

Pro mezní stavy použitelnosti byly zadány dvě kombinace, a to Kvazistálá a Charakteristická. Kvazistálá kombinace byla použita na posouzení průhybů, pro určení šířky trhlin a pro posouzení mezního stavu omezení napětí v betonu. Pro posouzení mezního stavu omezení napětí ve výztuži byla použita Charakteristická kombinace zatížení. [9] Generování těchto kombinací funguje v programu stejně jako u Normové kombinace, s tím rozdílem, že podkombinace se generují dle jiných vzorců a s jinými součiniteli.

Vztah, dle kterého se generuje Charakteristická kombinace dle ČSN EN 1990 (vztah 6.14 b v normě):

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

Vztah, dle kterého se generuje Kvazistálá kombinace dle ČSN EN 1990 (vztah 6.16 b v normě):

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

Kombinace pro posouzení MSP mají součinitele  $\gamma = 1$ , kombinační součinitel  $\psi$ , je opět uveden v příloze A1.

### 8.2.3 Návrh a posouzení únosnosti – použité vzorce

V následujících podkapitolách budou uvedeny vzorce, které byly použity při návrhu a posouzení ohybové a smykové výztuže trémového roštu. Tyto vzorce byly dosazeny do programu Microsoft Excel, ve kterém se vyhotovily tabulky v kapitole 8.2.4.

### Předpoklad použitých materiálů:

-výztuž: ocel B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

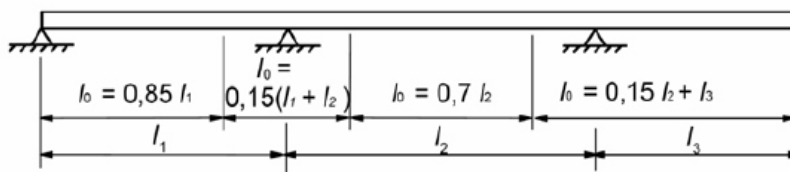
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

-beton: C30/37 - XC1 - C1 0.2 -  $D_{\max}$  22mm - S4

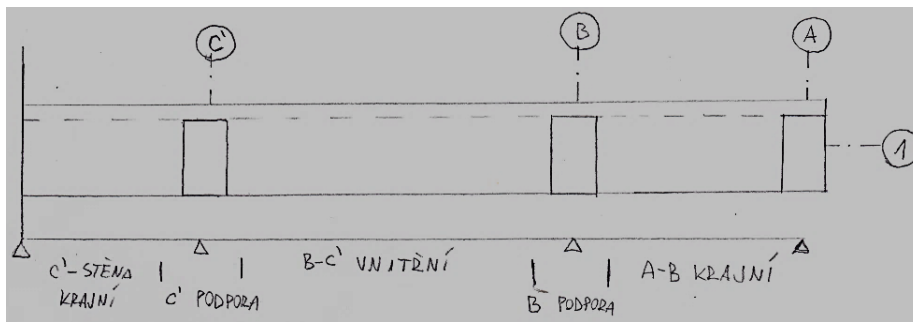
$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

### Spolupůsobící šířky:



Obr.8.4. Rozdělení nosníku (zdroj: [9])

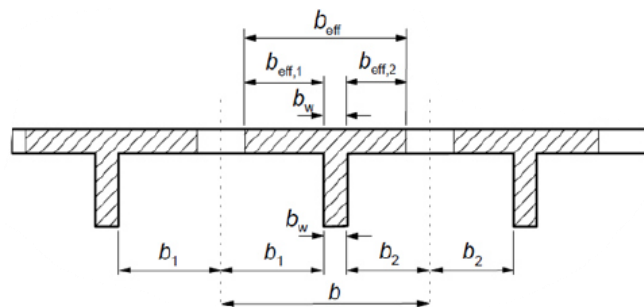


Obr.8.5. Rozdělení nosníku na ose I.

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0$$

$$b_{eff,i} \leq b_i$$



Obr.8.6. Schéma pro výpočet spolupůsobících šířek. (zdroj: [9])

### Krycí vrstva:

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}) = (12; 10; 10) = 12$$
$$\Rightarrow 15 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

### Návrh ohybové výztuže:

$$d = h - c_{nom} - \varnothing_{sw} - \frac{1}{2} \varnothing$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} \rightarrow \text{tabulky} \rightarrow \zeta$$

Nutná plocha ohybové výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}}$$

### **Konstrukční zásady:**

Minimální plocha výztuže:  $A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d\right)$

Maximální plocha výztuže:  $A_{s,prov} \leq A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h$

Světlá vzdálenost mezi pruty:  $s_{min} \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2 \phi_s; D_{max} + 5 \text{ mm})$

Osová vzdálenost mezi pruty:  $s_{max} \leq \min(2h; 250 \text{ mm})$

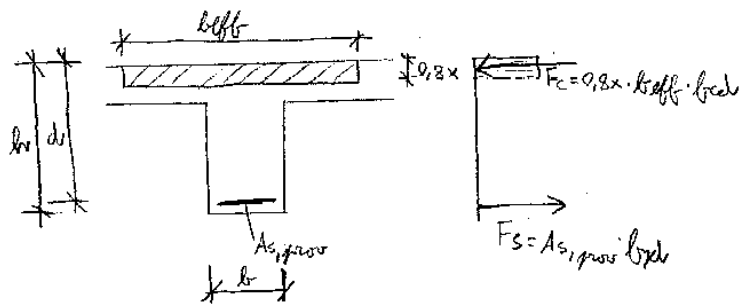
### **Posouzení navrženého průřezu na ohybové namáhání:**

$$F_C = F_S$$

Výška tlačené oblasti:

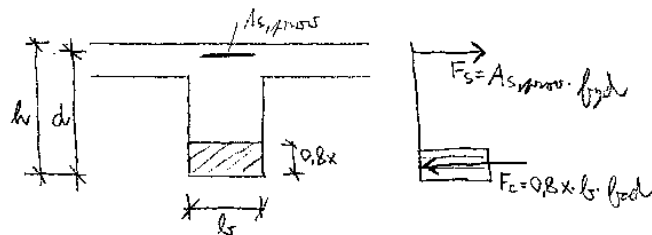
$$0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd}$$

$$\rightarrow x = \frac{A_{s,req} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$



Rameno vnitřních sil:

$$z = d - \frac{0,8 \cdot x}{2} = d - 0,4x$$



Ohybový moment na mezi

únosnosti:

Obr.8.7. Jednostranně vyztužený průřez.

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$$

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

Poměrná výška tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{max} = 0,45$$

---

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{bal,1}$$

### **Návrh smykové výztuže:**

Únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b_T \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \geq V_{Ed,max}$$

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

Plocha třmínku:

$$A_{sw} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_t^2}{4}$$

Rozteč třmínků:

$$s_1 \leq \frac{A_{sw,1} \cdot f_{yd}}{V_{Ed,1}} \cdot z \cdot \cot \theta \rightarrow s_1$$

$$s_1 \leq \min(0,75 \cdot d_T; 400 \text{ mm})$$

### **Posouzení smykové výztuže:**

$$V_{Rd,1} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_1} \cdot z \cdot \cot \theta \geq V_{Ed,1}$$

Stupeň vyztužení:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b s_1}$$

$$\rho_{sw} \leq \rho_{sw,max} = \frac{0,5v f_{cd}}{f_{ywd}}$$

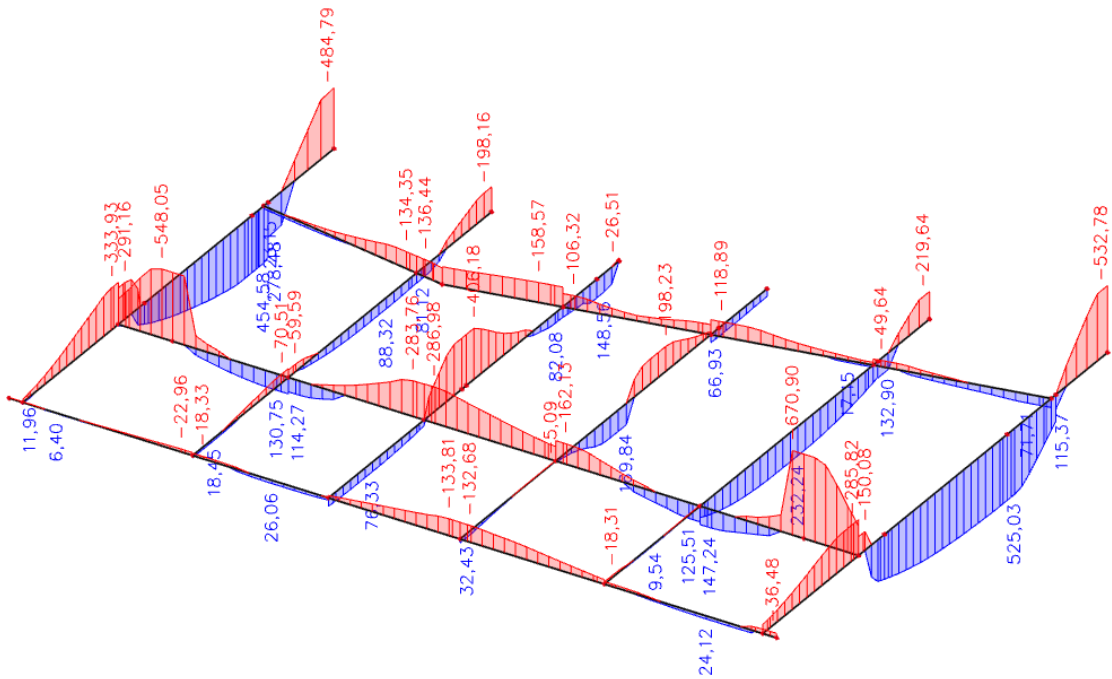
$$\rho_{sw} \geq \rho_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Při návrhu smykové výztuže nebyly navrhovány konstrukční třmínky, a to z důvodu nestejně rozložených posouvajících sil po délce trámu. Vždy byla vybrána nejvyšší hodnota posouvající síly  $V_{Ed}$ , na určité části trámu a na tu byl navržen příslušný počet třmínků.

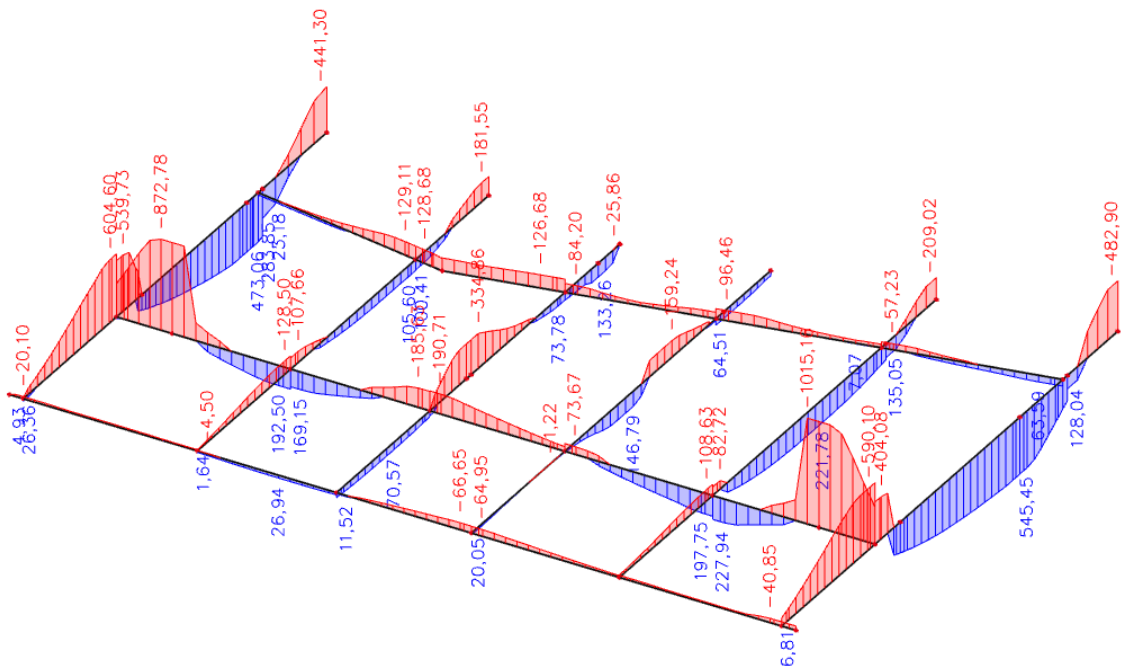


## 8.2.4 Návrh a posouzení únosnosti

### Ohybové momenty na trémovém roštu:



Obr.8.8. Průběh ohybových momentů na trémovém roštu s použitím modulu pružnosti  $E_{cm}$ .



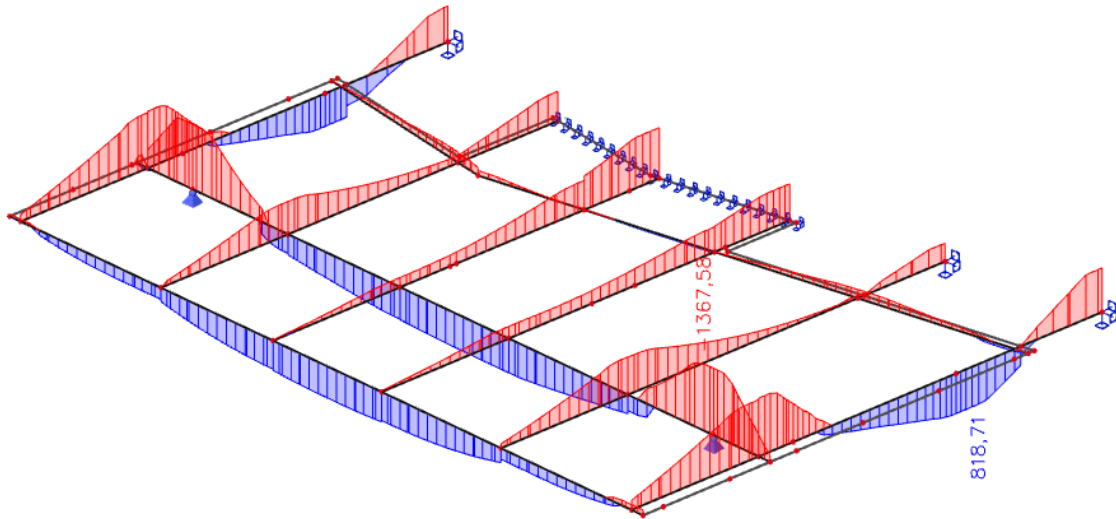
Obr.8.9. Průběh ohybových momentů na trémovém roštu s použitím modulu pružnosti  $E_{c,eff}$ .

Na obrázcích výše jsou zobrazeny hodnoty ohybového momentu  $M_{Ed}$ , tato veličina v sobě již zahrnuje posun momentové obálky od přidavných vodorovných smykových sil. Jednotky ohybových momentů na obrázku jsou v kNm. Na Obr.8.10. je zobrazen průběh ohybových momentů z předběžného návrhu. Potvrdil se předpoklad, že v celkovém výpočtovém modelu

---

bude lépe vystiženo celkové spolupůsobení nosných konstrukcí a průběh ohybových momentů se oproti průběhu ohybových momentů v předběžném návrhu zlepšil.

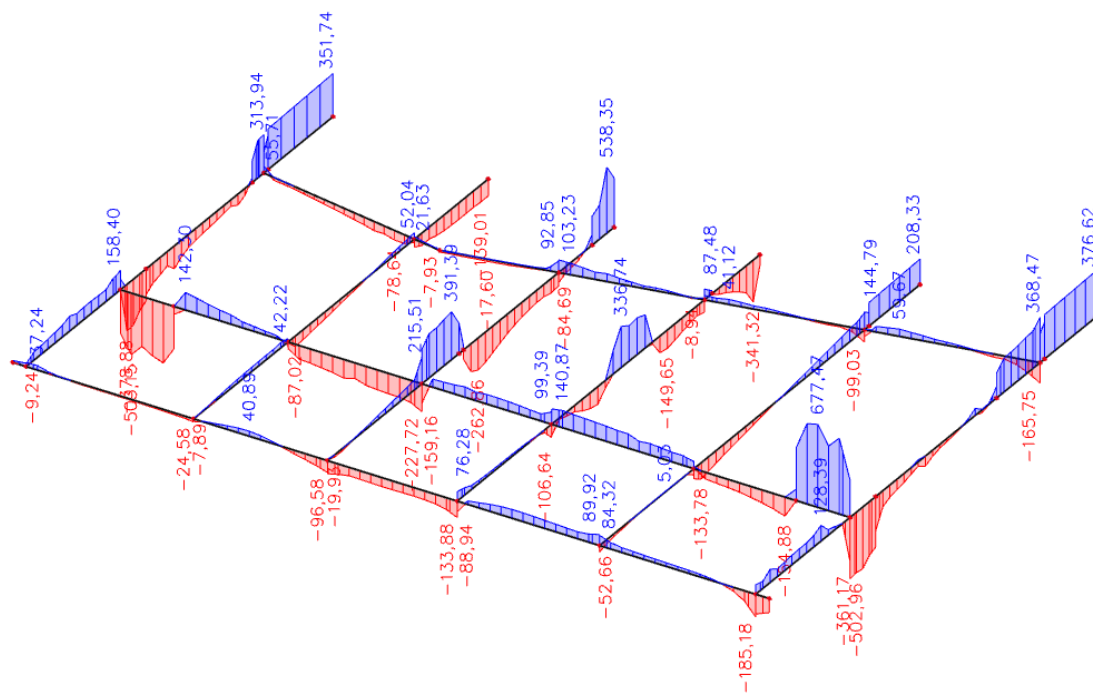
Průběhy ohybových momentů se po změně modulu pružnosti změnilы viz *Obr.8.8.* a *Obr.8.9.* Hodnoty ohybových momentů v uložení trámů do stěn se zmenšily a hodnoty ohybových momentů v místě podepření šikmými vzpěrami se zvýšily. Na tyto změny bude nutné zareagovat při návrhu výztuže. Výztuž bude vždy navržena na maximální moment z obou výše uvedených případů.



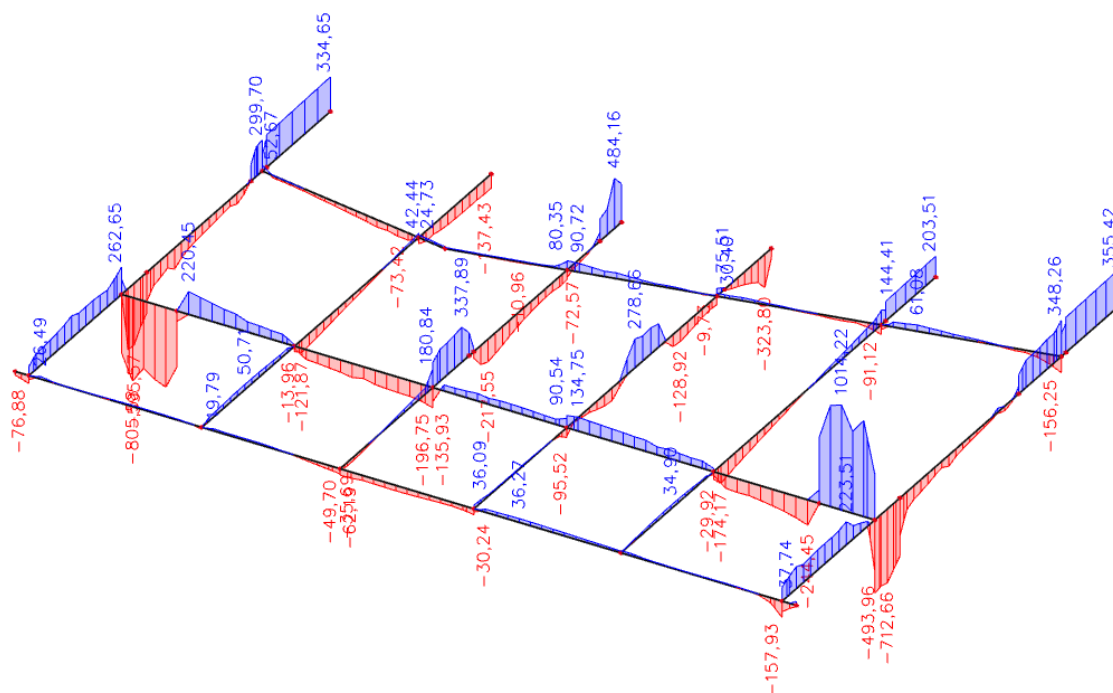
*Obr.8.10. Průběh ohybových momentů na trémovém roštu z předběžného statického výpočtu.*

### **Průběh posouvajících sil na trémovém roštu:**

Na obrázcích *Obr.8.11.* a *Obr.8.12.* je zobrazen průběh posouvajících sil na trémovém roštu. Opět byly vykresleny dva průběhy s rozdílnými moduly pružnosti. Na *Obr.8.13.* je vidět návaznost vyššího podlaží, pro ujasnění průběhu smykových sil.



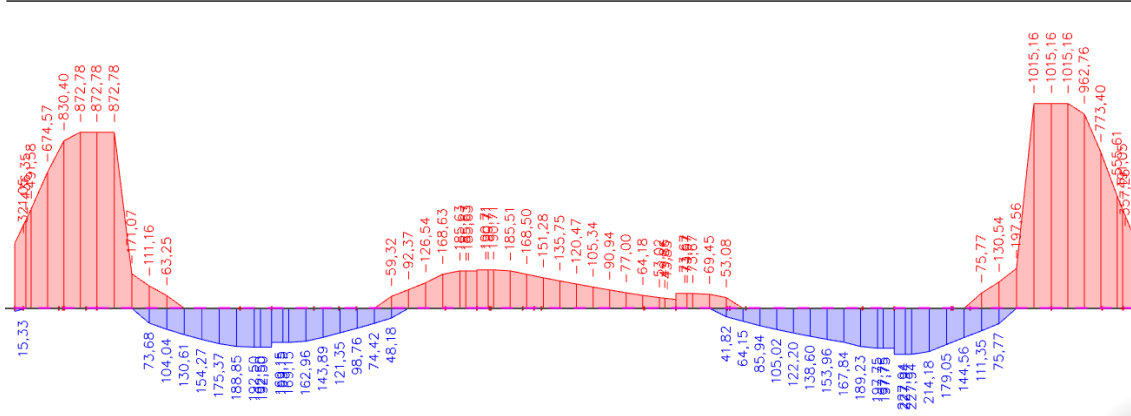
Obr.8.11. Průběh posouvajících sil s použitím modulu pružnosti  $E_{cm}$ .



Obr.8.12. Průběh posouvajících sil s použitím modulu pružnosti  $E_{c,eff}$ .

Je zřejmé, že modul pružnosti měl vliv i na průběhy posouvajících sil. S použitím modulu pružnosti  $E_{c,eff}$  se hodnoty posouvajících sil nad vzpěrami zvýšily a v místě uložení trámů do stěn snížily. Jako u namáhání na ohyb, tak i u namáhání smykovými silami bude nutné brát v úvahu oba průběhy posouvajících sil.

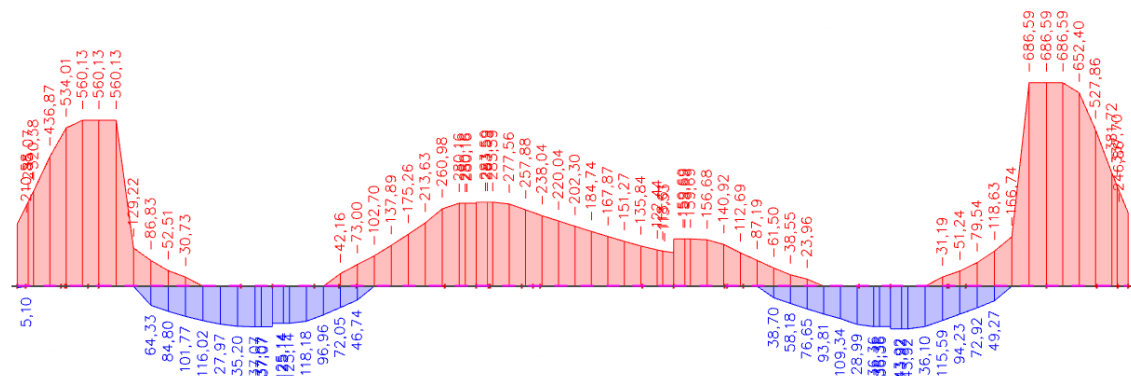




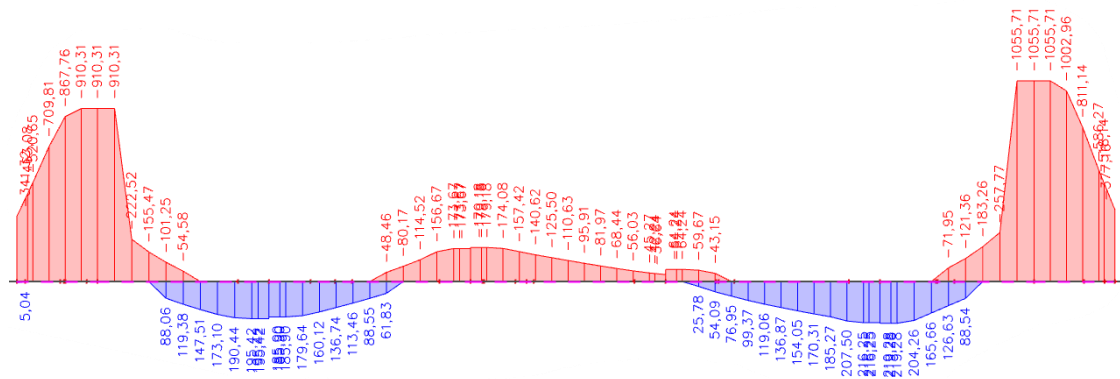
Obr.8.15. Průběh ohybových momentů s použitím modulu pružnosti  $E_{c,eff}$ .

### Průběh ohybových momentů [kNm]:

Problematickým místem z hlediska namáhání na ohyb bude místo nad šikmou vzpěrou, kde hodnota ohybového momentu je 1015 kNm s modulem pružnosti  $E_{c,eff}$ . S původními rozměry trámu – šířka 300 mm a výška 850 mm (včetně tloušťky desky) nevyhověla ohybová únosnost trámu. Jednou variantou pro zlepšení únosnosti by bylo přidání výztuže do další řady, jelikož do jedné řady by se všechna výztuž nevešla. Ale trám v místě podpory nevyhoví ani na únosnost tlačené diagonály, protože na průřez zde působí velká posouvající síla. Z toho vyplývá, že bude nutné zvětšit rozměry průřezu. V místě podpory, mezi osami 1 a 1', bude zvětšena šířka trámu z 300 mm na 450 mm a trám bude znovu posouzen. Zvětšení šířky povede k vyšší únosnosti tlačené diagonály a zároveň se do širšího trámu vejde více ohybové výztuže. (Bylo vyzkoušeno, že zvětšení šířky je v tomto případě účinnější než zvětšení výšky). Šířka trámu bude zvětšena i nad vzpěrou mezi osami 2'-4. Navíc zvětšení šířky trámu bude vhodné pro napojení ocelových vzpěr.



Obr.8.16. Průběh ohybových momentů po rozšíření trámů mezi osami 1-1' a 2'-4 s použitím modulu pružnosti  $E_{cm}$ .



Obr.8.17. Průběh ohybových momentů po rozšíření trámů mezi osami 1-1' a 2'-4 s použitím modulu pružnosti  $E_{c,eff}$ .

Výztuž na namáhání ohybem bude navržena na extrémy z obou případů. To znamená, že například nad šikmou vzpěrou se bude při návrhu výztuže uvažovat ohybový moment stanovený z výpočtu s modulem pružnosti  $E_{c,eff}$  a v poli mezi osami 2 a 3 se bude uvažovat ohybový moment stanovený z výpočtu s modulem pružnosti  $E_{cm}$ .

### Výpočet spolupůsobících šířek:

Pole	Spolupůsobící šířka													
	geometrie						navrhované hodnoty				finální hodnoty			
	l	souč.	$l_0$	$b_1$	$b_2$	$b_w$	b	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$	0,2 $l_0$	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$
1-vzp. (krajní)	1207	0,85	1026	2871	1384	450	4705	677	379	1506	205	210	210	870
vzpěra (podpora)	-	0,15	527	2871	1384	450	4705	627	329	1406	105	110	110	670
vzp-1'	2306	0,70	1614	2871	1384	450	4705	736	438	1624	323	330	330	1110
1' (podpora)	-	0,15	826	2793	1459	300	4552	641	374	1316	165	170	170	640
1'-2 (vnitřní)	3203	0,70	2242	2626	1459	300	4385	749	516	1565	448	450	450	1200
2 (podpora)	-	0,15	918	2488	1459	300	4247	589	384	1273	184	190	190	680
2-3 (vnitřní)	2918	0,70	2043	2335	1459	300	4094	671	496	1467	409	410	410	1120
3 (podpora)	-	0,15	890	2210	1459	300	3969	531	381	1212	178	180	180	660
3-2' (vnitřní)	3012	0,70	2108	2052	1459	300	3811	621	503	1424	422	430	430	1160
2' (podpora)	-	0,15	836	2010	1459	300	3769	486	375	1161	167	170	170	640
2'-vzp.(vnitřní)	2562	0,70	1793	2168	1459	450	4077	613	471	1534	359	360	360	1170
vzp.(podpora)	-	0,15	565	2168	1459	450	4077	490	348	1288	113	120	120	690
vzp.-4 (krajní)	1207	0,85	1026	2168	1459	450	4077	536	394	1381	205	210	210	870

### Návrh ohybové výztuže:

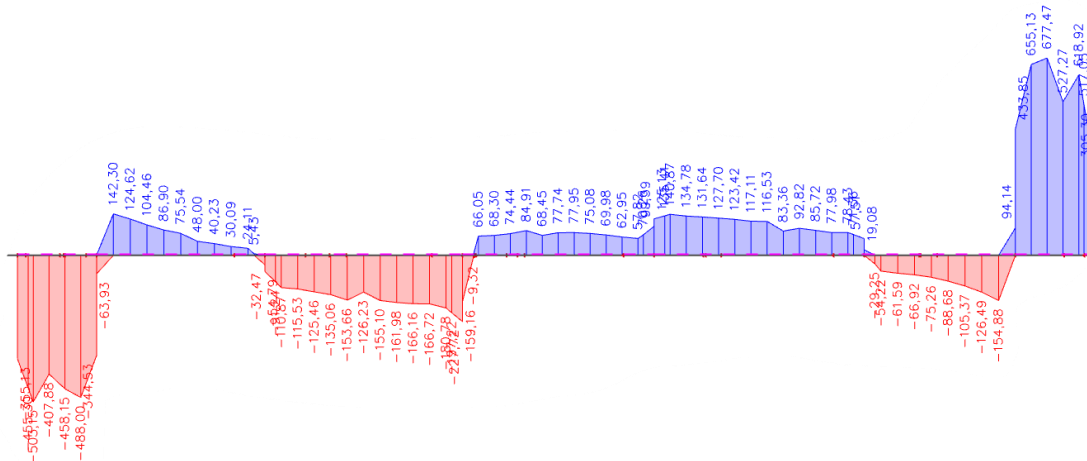
Pole	Návrh ohybové výztuže										
	$M_{Ed}$	d	$\mu$	$\zeta$	$A_{s,rqd}$	$A_{s,min,1}$	$A_{s,min,2}$	$A_{s,max}$	Návrh $\emptyset$	Počet	$A_{s,prov}$
	kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>			
1-vzp. (krajní)	-811	801	0,14	0,924	2520	469	544	15300	28	6	3695
vzpěra (podpora)	-1055	801	0,18	0,9	3366	469	544	15300	28	6	3695
vzp-1'	-257	801	0,04	0,98	753	469	544	15300	28	6	3695
1' (podpora)	220	807	0,03	0,985	637	315	365	10200	16	4	804
1'-2 (vnitřní)	154	807	0,01	0,995	441	315	365	10200	16	4	804
2 (podpora)	-160	805	0,04	0,98	466	314	364	10200	20	4	1257
2-3 (vnitřní)	-238	805	0,06	0,969	702	314	364	10200	20	4	1257
3 (podpora)	-284	805	0,07	0,964	842	314	364	10200	20	4	1257
3-2' (vnitřní)	-213	807	0,05	0,974	623	315	365	10200	16	4	804
2' (podpora)	196	807	0,02	0,99	564	315	365	10200	16	4	804
2'-vzp.(vnitřní)	-222	801	0,04	0,98	650	469	544	15300	28	6	3695
vzp.(podpora)	-910	801	0,16	0,912	2865	469	544	15300	28	6	3695
vzp.-4 (krajní)	-709	801	0,12	0,936	2175	469	544	15300	28	6	3695

### Posouzení ohybové výztuže:

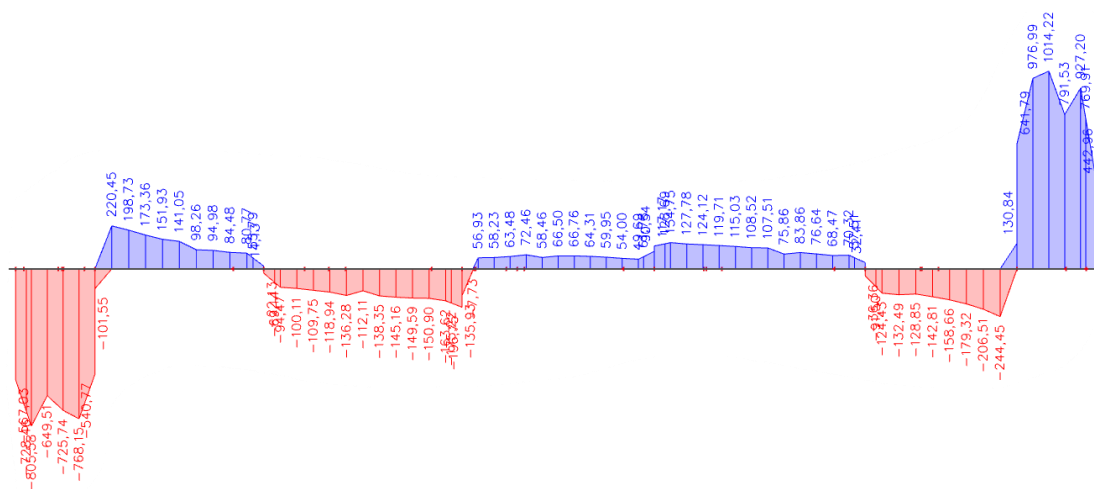
Pole	Posouzení											
	x	$\xi$	z	$m_{Rd}$	$m_{Rd} > m_{Ed}$	$\xi < \xi_{bal,1}$	$\xi < 0,45$	s	$s_{min} < s$	$s + \emptyset < s_{max}$	osová.vz.	světł. vz.
	mm		mm	kNm/m				mm	mm	mm	$s_{max}$	$s_{min}$
1-vzp. (krajní)	223	0,28	712	1143	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	42	Vyhoví	Vyhoví	250	34
vzpěra (podpora)	223	0,28	712	1143	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	42	Vyhoví	Vyhoví	250	34
vzp-1'	223	0,28	712	1143	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	42	Vyhoví	Vyhoví	250	34
1' (podpora)	34	0,04	793	277	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
1'-2 (vnitřní)	18	0,02	800	280	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
2 (podpora)	114	0,14	759	415	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	50	Vyhoví	Vyhoví	250	27
2-3 (vnitřní)	114	0,14	759	415	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	50	Vyhoví	Vyhoví	250	27
3 (podpora)	114	0,14	759	415	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	50	Vyhoví	Vyhoví	250	27
3-2' (vnitřní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
2' (podpora)	34	0,04	793	277	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
2'-vzp. (vnitřní)	223	0,28	712	1143	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	42	Vyhoví	Vyhoví	250	34
vzp. (podpora)	223	0,28	712	1143	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	42	Vyhoví	Vyhoví	250	34
vzp.-4 (krajní)	223	0,28	712	1143	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	42	Vyhoví	Vyhoví	250	34

### Průběh posouvajících sil [kN]:

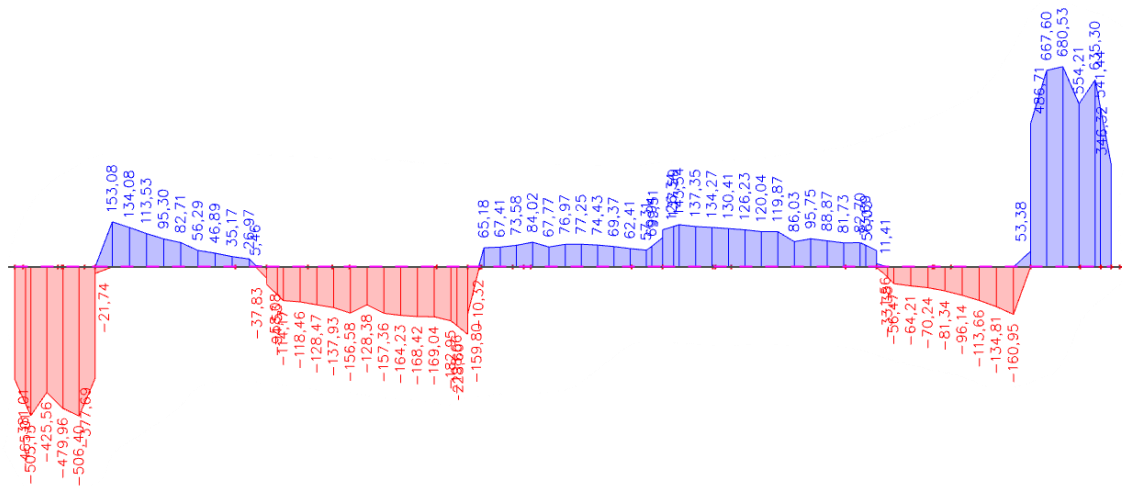
Jak již bylo popsáno výše, nevyhoví podmínka únosnosti tlačené diagonály, je to z důvodu velké posouvající síly nad vzpěrou s hodnotou 1014 kN, tato síla působila ještě na nerozšířeném trámu. Průběhy posouvajících sil po rozšíření trámu jsou na *Obr.8.20.* a *Obr.8.21.*



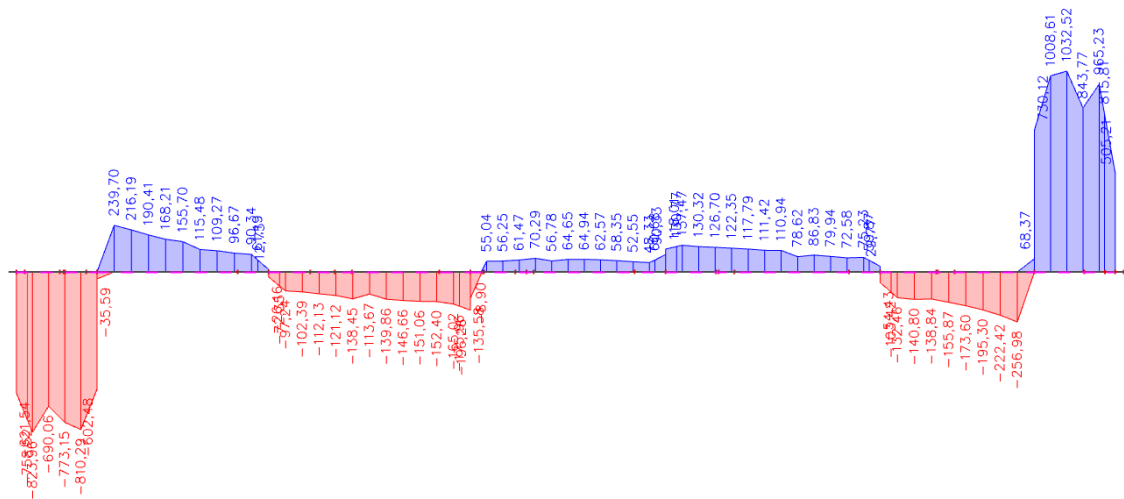
Obr.8.18. Průběh posouvajících sil s použitím modulu pružnosti  $E_{cm}$ .



Obr.8.19. Průběh posouvajících sil s použitím modulu pružnosti  $E_{c,eff}$ .



Obr.8.20. Průběh posouvajících sil s rozšířením trámů mezi osami 1-1' a 2'-4 použitím modulu pružnosti  $E_{cm}$ .



Obr.8.21. Průběh posouvajících sil s rozšířením trámů mezi osami 1-1' a 2'-4 použitím modulu pružnosti  $E_{c,eff}$ .

### Návrh a posouzení smykové únosnosti:

$\varnothing_{TR} = 10 \text{ mm}$   
 $n = 2$   
 $\cotg\Theta = 1,25$   
 $\Delta l = 890 \text{ mm}$

Pole	Návrhové třmínky								
	v	$V_{Rd,max}$	$A_{sw1}$	$s_1$	$s_1$	$s_1 \leq \min(0,75d_T; 400)$	$V_{Rd,1}$	$V_{Ed,1}$	$V_{Ed,1} < V_{Rd,1}$
	-	kN	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	kN	kN	kN
1-vzp. (krajní)	0,53	1650	157	63	50	Vyhoví	1215	965	Vyhoví
vzpěra (podpora)	0,53	1650	157	59	50	Vyhoví	1215	1032	Vyhoví
vzp-1'	0,53	1650	157	236	200	Vyhoví	304	257	Vyhoví
1' (podpora)	0,53	1226	157	509	350	Vyhoví	194	133	Vyhoví
1'-2 (vnitřní)	0,53	1236	157	474	350	Vyhoví	195	144	Vyhoví
2 (podpora)	0,53	1174	157	473	350	Vyhoví	185	137	Vyhoví
2-3 (vnitřní)	0,53	1174	157	831	350	Vyhoví	185	78	Vyhoví
3 (podpora)	0,53	1174	157	282	250	Vyhoví	259	230	Vyhoví
3-2' (vnitřní)	0,53	1202	157	334	250	Vyhoví	266	199	Vyhoví
2' (podpora)	0,53	1226	157	698	350	Vyhoví	194	97	Vyhoví
2'-vzp. (vnitřní)	0,53	1650	157	253	200	Vyhoví	304	240	Vyhoví
vzp. (podpora)	0,53	1650	157	74	50	Vyhoví	1215	823	Vyhoví
vzp.-4 (krajní)	0,53	1650	157	80	50	Vyhoví	1215	758	Vyhoví

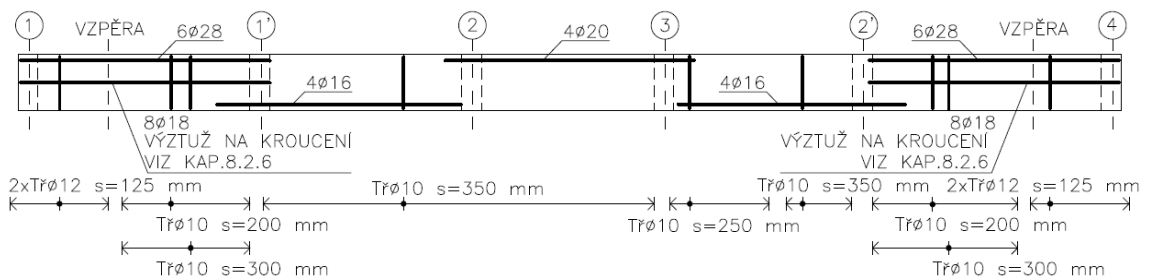
Stupeň vyztužení		
$\rho_{sv}$	$\rho_{sv} < \rho_{sv,max}$	$\rho_{sv} > \rho_{sv,min}$
-	-	-
0,0070	Vyhoví	Vyhoví
0,0070	Vyhoví	Vyhoví



0,0017	Vyhoví	Vyhoví
0,0015	Vyhoví	Vyhoví
0,0015	Vyhoví	Vyhoví
0,0015	Vyhoví	Vyhoví
0,0015	Vyhoví	Vyhoví
0,0021	Vyhoví	Vyhoví
0,0021	Vyhoví	Vyhoví
0,0015	Vyhoví	Vyhoví
0,0017	Vyhoví	Vyhoví
0,0070	Vyhoví	Vyhoví
0,0070	Vyhoví	Vyhoví

### Schéma vyztužení:

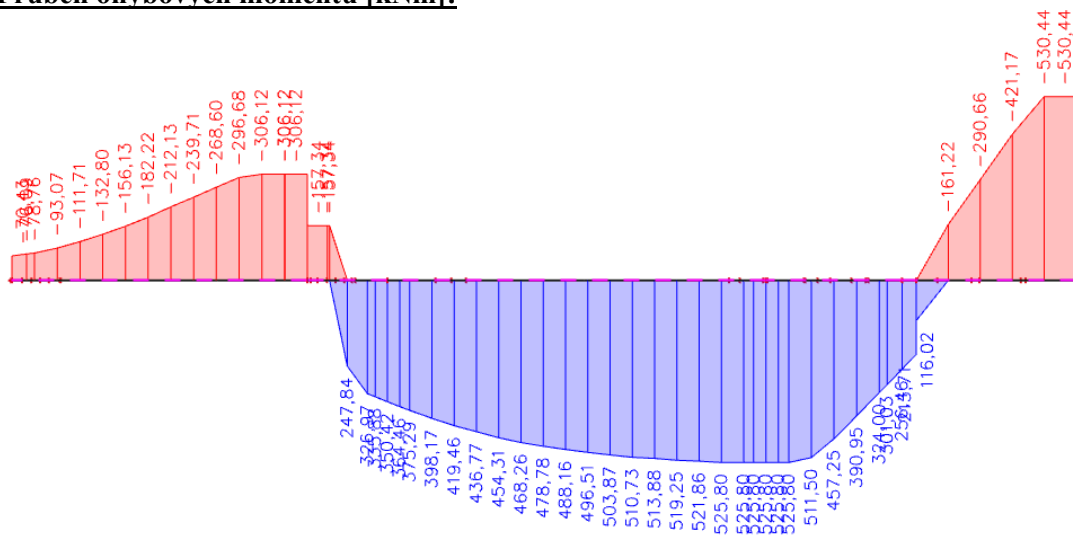
Ve schématu vyztužení nejsou uvedeny skutečné tvary vložek, schémata slouží pouze pro orientaci, v jakých místech se nachází navržená výztuž na namáhání ohybem, smykem a kroucením. Skutečné tvary a počty nosné a konstrukční výztuže budou patrné z výkresu výztuže.



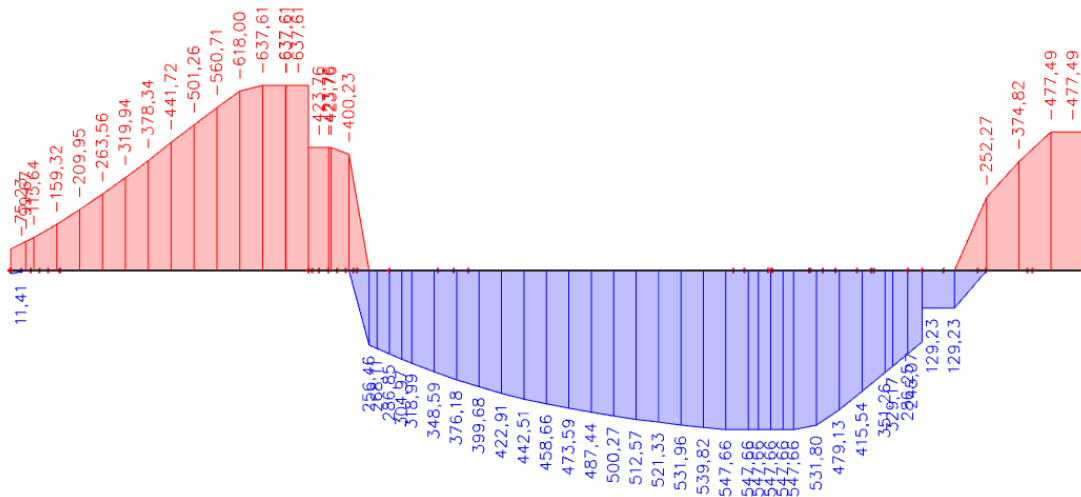
Mezi osami 1'- 2' byl navržen trám o rozměrech 300 x 850 mm (600 mm je výška trámu a 250 mm je tloušťka stropní desky). A mezi osami 1 - 1' a 2' - 4 byl navržen trám o rozměrech 450 x 850 mm.

### B) Trám na ose 1

#### Průběh ohybových momentů [kNm]:



Obr.8.22. Průběh ohybových momentů s použitím modulu pružnosti  $E_{cm}$ .



Obr. 8.23. Průběh ohybových momentů s použitím modulu pružnosti  $E_c, eff$ .

### Výpočet spolupůsobících šířek:

Pole	Spolupůsobící šířka													
	geometrie						navrhované hodnoty				finální hodnoty			
	l	souč.	$l_0$	$b_1$	$b_2$	$b_w$	b	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$	$0,2l_0$	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$
A-B (krajní)	3220	0,85	2737	150	1596	300	2046	304	593	1197	547	150	550	1000
B (podpora)	-	0,15	1463	150	1596	300	2046	176	466	942	293	150	300	750
B-C' (vnitřní)	6534	0,70	4574	150	1596	300	2046	487	777	1564	915	150	780	1230
C' (podpora)	-	Trám není pod deskou, proto není uvažováno se spolupůsobením												300
C'-stěna (krajní)	1965	Trám není pod deskou, proto není uvažováno se spolupůsobením												300

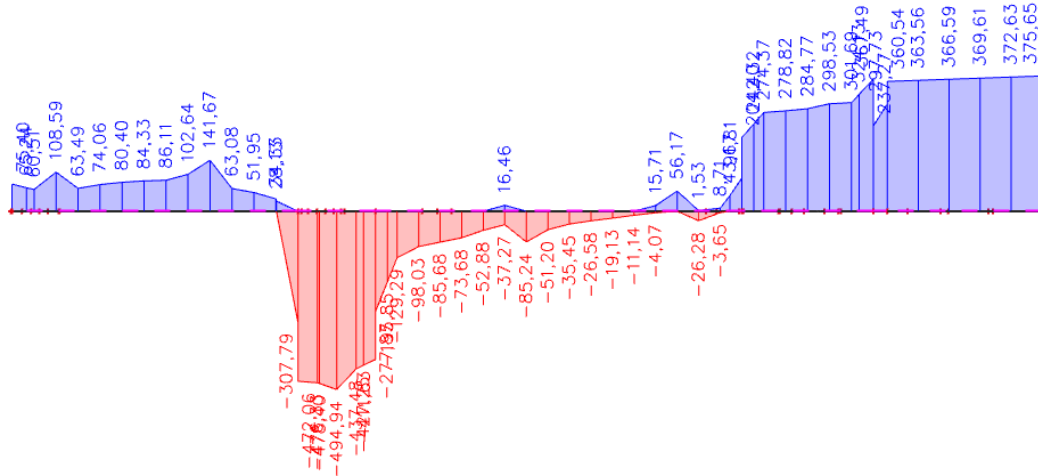
### Návrh ohybové výztuže:

Pole	Návrh ohybové výztuže										
	$M_{Ed}$	d	$\mu$	$\zeta$	$A_{s,rd}$	$A_{s,min,1}$	$A_{s,min,2}$	$A_{s,max}$	Návrh $\emptyset$	Počet	$A_{s,prov}$
	kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>2</sup>
A-B (krajní)	-618	801	0,16	0,912	1946	312	362	10200	28	4	2463
B (podpora)	-638	801	0,17	0,906	2022	312	362	10200	28	4	2463
B-C' (vnitřní)	548	802,5	0,03	0,985	1595	313	363	10200	25	4	1963
C' (podpora)	548	802,5	0,14	0,942	1667	313	363	10200	25	4	1963
C'-stěna (krajní)	-531	802,5	0,14	0,924	1647	313	363	10200	25	4	1963

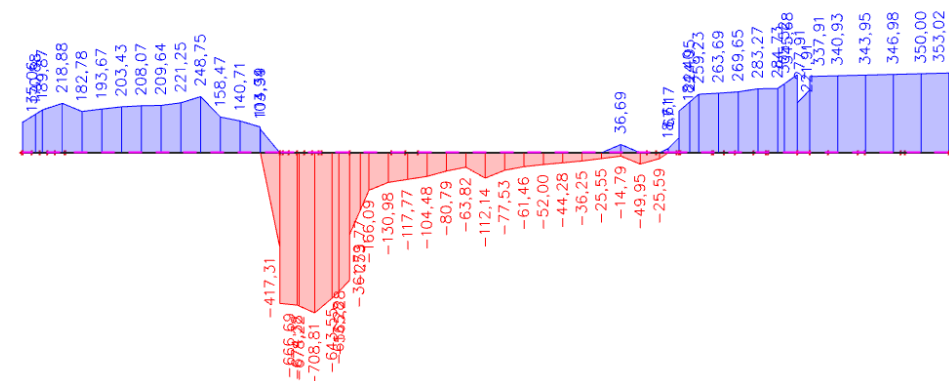
### Posouzení ohybové výztuže:

Pole	Posouzení											
	x	$\xi$	z	$m_{Rd}$	$m_{Rd} > m_{Ed}$	$\xi < \xi_{bal,1}$	$\xi < 0,45$	s	$s_{min} < s$	$s + \emptyset < s_{max}$	osová.vz.	světl. vz.
	mm		mm	kNm/m				mm	mm	mm	$s_{max}$	$s_{min}$
A-B (krajní)	223	0,28	712	762	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	39	Vyhoví	Vyhoví	250	33,6
B (podpora)	223	0,28	712	762	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	39	Vyhoví	Vyhoví	250	33,6
B-C' (vnitřní)	43	0,05	785	670	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	43	Vyhoví	Vyhoví	250	30
C' (podpora)	178	0,22	731	624	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	43	Vyhoví	Vyhoví	250	30
C'-stěna (krajní)	178	0,22	731	624	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	43	Vyhoví	Vyhoví	250	30

## Průběh posouvajících sil [kN]:



Obr. 8.24. Průběh posouvajících sil s použitím modulu pružnosti  $E_{cm}$ .



Obr. 8.25. Průběh posouvajících sil s použitím modulu pružnosti  $E_{c,eff}$ .

## Návrh a posouzení smykové únosnosti:

$$\begin{aligned} \varnothing_{TR} &= 10 \text{ mm} \\ n &= 2 \\ \cotg\Theta &= 1,25 \\ \Delta l &= 890 \text{ mm} \end{aligned}$$

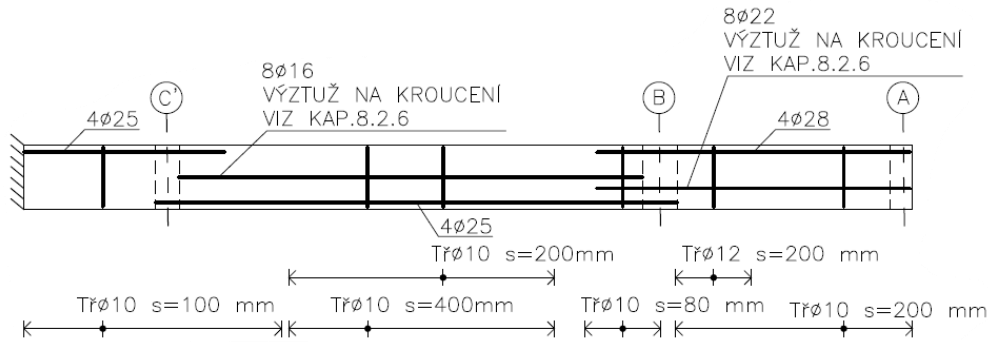
Pole	Návrhové třmínky							$V_{Rd,1}$ kN	$V_{Ed,1}$ kN	$V_{Ed,1} < V_{Rd,1}$ kN
	$v$	$V_{Rd,max}$ kN	$A_{sw,l}$ mm <sup>2</sup>	$s_l$ mm	$s_l$ mm	$s_l \leq \min(0,75d_T; 400)$ mm				
A-B (krajní)	0,53	1100	157	244	200	Vyhoví	304	249	Vyhoví	
B (podpora)	0,53	1100	157	86	80	Vyhoví	760	709	Vyhoví	
B-C' (vnitřní)	0,53	1213	157	464	400	Vyhoví	152	131	Vyhoví	
C' (podpora)	0,53	1130	157	165	100	Vyhoví	608	368	Vyhoví	
C'-stěna (krajní)	0,53	1130	157	162	100	Vyhoví	608	376	Vyhoví	

Stupeň vyztužení		
$\rho_{sv}$	$\rho_{sv} < \rho_{sv,max}$	$\rho_{sv} > \rho_{sv,min}$
-	-	-
0,0026	Vyhoví	Vyhoví
0,0065	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0052	Vyhoví	Vyhoví
0,0052	Vyhoví	Vyhoví

Byl navržen trám o rozměrech 300 x 850 mm (600 mm je výška trámu a 250 mm je tloušťka stropní desky).

## Schéma vyztužení:



## C) Trám na ose 1'

### Výpočet spolupůsobících šířek:

Pole	Spolupůsobící šířka													
	geometrie						navrhované hodnoty				finální hodnoty			
	l	souč.	$l_0$	$b_1$	$b_2$	$b_w$	$b$	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$	$0,2l_0$	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$
A-B (krajní)	3220	0,85	2737	1596	1442	300	3338	593	562	1455	547	550	550	1400
B (podpora)	-	0,15	1363	1596	1442	300	3338	455	425	1180	273	280	280	860
B-C' (vnitřní)	5864	0,70	4105	1596	1442	300	3338	730	699	1728	821	730	700	1730
C' (podpora)	-	Trám není pod deskou, proto není uvažováno se spolupůsobením												300
C'-stěna (krajní)	1965	Trám není pod deskou, proto není uvažováno se spolupůsobením												300

### Návrh ohybové výztuže:

Pole	Návrh ohybové výztuže										
	$M_{Ed}$	d	$\mu$	$\zeta$	$A_{s,req}$	$A_{s,min,1}$	$A_{s,min,2}$	$A_{s,max}$	Návrh $\emptyset$	Počet	$A_{s,prov}$
	kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>2</sup>
A-B (krajní)	-136	807	0,03	0,985	394	315	365	10200	16	4	804
B (podpora)	-155	807	0,04	0,98	451	315	365	10200	16	4	804
B-C' (vnitřní)	233	807	0,01	0,995	667	315	365	10200	16	4	804
C' (podpora)	-159	807	0,04	0,98	462	315	365	10200	16	4	804
C'-stěna (krajní)	-220	807	0,06	0,969	647	315	365	10200	16	4	804

### Posouzení ohybové výztuže:

Pole	Posouzení											
	x	$\xi$	z	$m_{Rd}$	$m_{Rd} > m_{Ed}$	$\xi < \xi_{bal,1}$	$\xi < 0,45$	s	$s_{min} < s$	$s + \emptyset < s_{max}$	osová.vz.	světł. vz.
	mm		mm	kNm/m				mm	mm	mm	$s_{max}$	$s_{min}$
A-B (krajní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
B (podpora)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
B-C' (vnitřní)	13	0,02	802	280	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
C' (podpora)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
C'-stěna (krajní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27

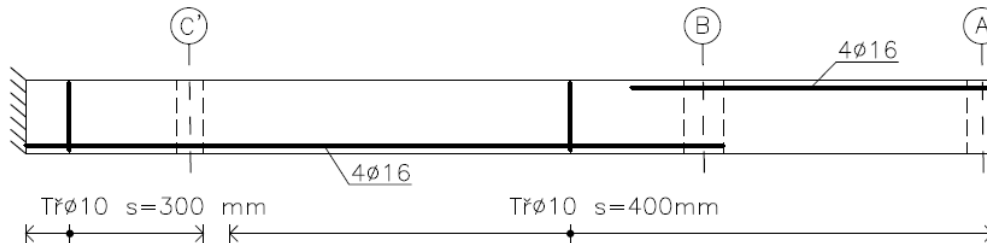
### Návrh a posouzení smykové únosnosti:

$$\begin{aligned} \emptyset_{TR} &= 10 \text{ mm} \\ n &= 2 \\ \cot\Theta &= 1,5 \\ \Delta l &= 1068 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pole	Návrhové třmínky									
	v	$V_{Rd,max}$	$A_{swl}$	$s_1$	$s_1$	$s_1 \leq \min(0,75d_T; 400)$	$V_{Rd,1}$	$V_{Ed,1}$	$V_{Ed,1} < V_{Rd,1}$	
	-	kN	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	kN	kN	kN	
A-B (krajní)	0,53	1137	157	1504	400	Vyhoví	199	53	Vyhoví	
B (podpora)	0,53	1137	157	569	400	Vyhoví	199	140	Vyhoví	
B-C' (vnitřní)	0,53	1173	157	668	400	Vyhoví	205	123	Vyhoví	
C' (podpora)	0,53	1137	157	394	300	Vyhoví	266	202	Vyhoví	
C'-stěna (krajní)	0,53	1137	157	381	300	Vyhoví	266	209	Vyhoví	
Stupeň vyztužení										
$\rho_{sv}$	$\rho_{sv} < \rho_{sv,max}$	$\rho_{sv} > \rho_{sv,min}$								
-	-	-								

0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0017	Vyhoví	Vyhoví
0,0017	Vyhoví	Vyhoví

### Schéma vyztužení:



Byl navržen trám o rozměrech 300 x 850 mm (600 mm je výška trámu a 250 mm je tloušťka stropní desky).

### D) Trám na ose 2

#### Výpočet spolupůsobících šířek:

Pole	Spolupůsobící šířka													
	geometrie						navrhované hodnoty				finální hodnoty			
	l	souč.	$l_0$	$b_1$	$b_2$	$b_w$	b	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$	$0,2l_0$	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$
A-B (krajní)	3220	0,85	2737	1442	1300	300	3042	562	534	1396	547	550	540	1390
B (podpora)	-	0,15	1271	1442	1300	300	3042	415	387	1103	254	260	260	820
B-C' (vnitřní)	5254	0,70	3678	1442	1300	300	3042	656	628	1584	736	660	630	1590
C' (podpora)	-	0,15	1083	0	1300	300	1600	108	368	777	217	0	220	520
C'-stěna (krajní)	1965	0,85	1670	0	1300	300	1600	167	427	894	334	0	340	640

#### Návrh ohybové výztuže:

Pole	Návrh ohybové výztuže										
	$M_{Ed}$	d	$\mu$	$\zeta$	$A_{s,rqd}$	$A_{s,min,1}$	$A_{s,min,2}$	$A_{s,max}$	Návrh $\varnothing$	Počet	$A_{s,prov}$
	kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>2</sup>
A-B (krajní)	32	807	0,00	0,995	91	315	365	10200	16	4	804
B (podpora)	170	807	0,02	0,99	489	315	365	10200	16	4	804
B-C' (vnitřní)	-198	807	0,05	0,974	579	315	365	10200	16	4	804
C' (podpora)	67	807	0,01	0,995	192	315	365	10200	16	4	804
C'-stěna (krajní)	62	807	0,01	0,995	178	315	365	10200	16	4	804

#### Posouzení ohybové výztuže:

Pole	Posouzení											
	x	$\xi$	z	$m_{Rd}$	$m_{Rd} > m_{Ed}$	$\xi < \xi_{bal,1}$	$\xi < 0,45$	s	$s_{min} < s$	$s + \varnothing < s_{max}$	osová.vz.	světł.vz.
	mm		mm	kNm/m				mm	mm	mm	$s_{max}$	$s_{min}$
A-B (krajní)	16	0,02	801	280	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
B (podpora)	27	0,03	796	278	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
B-C' (vnitřní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
C' (podpora)	42	0,05	790	276	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
C'-stěna (krajní)	34	0,04	793	277	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27

### Návrh a posouzení smykové únosnosti:

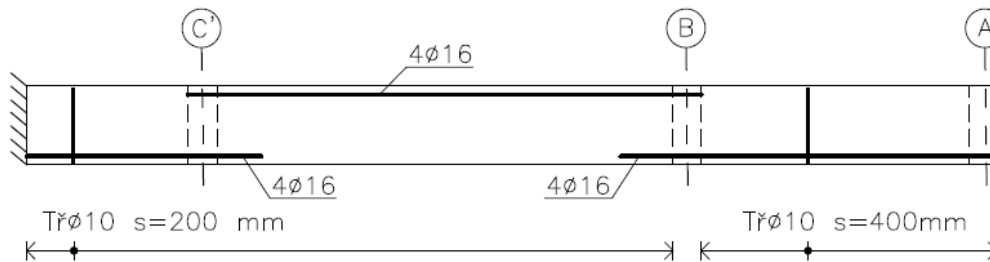
$$\begin{aligned} \varnothing_{TR} &= 10 \text{ mm} \\ n &= 2 \\ \cotg\Theta &= 1,5 \\ \Delta l &= 1068 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pole	Návrhové třmínky								
	v	$V_{Rd,max}$	$A_{sw,l}$	$s_1$	$s_1$	$s_1 \leq \min(0,75d_T; 400)$	$V_{Rd,l}$	$V_{Ed,l}$	$V_{Ed,l} < V_{Rd,l}$
	-	kN	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	kN	kN	kN
A-B (krajní)	0,53	1171	157	1094	400	Vyhoví	205	75	Vyhoví
B (podpora)	0,53	1164	157	762	400	Vyhoví	204	107	Vyhoví
B-C' (vnitřní)	0,53	1137	157	238	200	Vyhoví	398	335	Vyhoví
C' (podpora)	0,53	1155	157	920	200	Vyhoví	405	88	Vyhoví
C'-stěna (krajní)	0,53	1160	157	239	200	Vyhoví	406	340	Vyhoví

Stupeň vyztužení		
$\rho_{sv}$	$\rho_{sv} < \rho_{sv,max}$	$\rho_{sv} > \rho_{sv,min}$
-	-	-
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0026	Vyhoví	Vyhoví
0,0026	Vyhoví	Vyhoví
0,0026	Vyhoví	Vyhoví

### Schéma vyztužení:



Byl navržen trám o rozměrech 300 x 850 mm (600 mm je výška trámu a 250 mm je tloušťka stropní desky).

### E) Trám na ose 3

#### Výpočet spolupůsobících šířek:

Pole	Spolupůsobící šířka													
	geometrie						navrhované hodnoty				finální hodnoty			
	l	souč.	$l_0$	$b_1$	$b_2$	$b_w$	b	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$	$0,2l_0$	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$
A-B (krajní)	3220	0,85	2737	1300	1347	300	2947	534	543	1377	547	540	550	1390
B (podpora)	-	0,15	1188	1300	1347	300	2947	379	388	1067	238	240	240	780
B-C' (vnitřní)	4698	0,70	3289	1300	1347	300	2947	589	598	1487	658	590	600	1490
C' (podpora)	-	0,15	999	1300	1347	300	2947	360	369	1029	200	200	200	700
C'-stěna (krajní)	1965	0,85	1670	1300	1347	300	2947	427	436	1163	334	340	340	980

#### Návrh ohybové výztuže:

Pole	Návrh ohybové výztuže										
	$M_{Ed}$	d	$\mu$	$\zeta$	$A_{s,rqd}$	$A_{s,min,1}$	$A_{s,min,2}$	$A_{s,max}$	Návrh $\varnothing$	Počet	$A_{s,prov}$
	kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>2</sup>
A-B (krajní)	76	807	0,00	0,995	218	315	365	10200	16	4	804
B (podpora)	-182	807	0,05	0,974	533	315	365	10200	16	4	804
B-C' (vnitřní)	-405	804	0,10	0,947	1223	314	364	10200	22	4	1521
C' (podpora)	93	807	0,01	0,995	266	315	365	10200	16	4	804
C'-stěna (krajní)	149	807	0,01	0,995	427	315	365	10200	16	4	804

### Posouzení ohybové výtzuže:

Pole	Posouzení											
	x	$\xi$	z	$m_{Rd}$	$m_{Rd} > m_{Ed}$	$\xi < \xi_{bal,1}$	$\xi < 0,45$	s	$s_{min} < s$	$s + \emptyset < s_{max}$	osová.vz.	světl. vz.
	mm		mm	kNm/m				mm	mm	mm	$s_{max}$	$s_{min}$
A-B (krajní)	16	0,02	801	280	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
B (podpora)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
B-C' (vnitřní)	138	0,17	749	495	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	47	Vyhoví	Vyhoví	250	27
C' (podpora)	97	0,12	768	269	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
C'-stěna (krajní)	144	0,18	749	262	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27

### Návrh a posouzení smykové únosnosti:

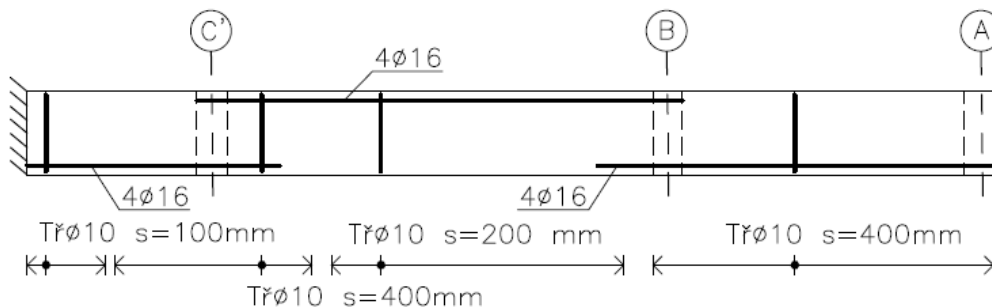
$$\begin{aligned} \emptyset_{TR} &= 10 \text{ mm} \\ n &= 2 \\ \cotg\Theta &= 1,5 \\ \Delta l &= 1068 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pole	Návrhové třmínky								
	v	$V_{Rd,max}$	$A_{sw1}$	$s_1$	$s_1$	$s_1 \leq \min(0,75d_f; 400)$	$V_{Rd,1}$	$V_{Ed,1}$	$V_{Ed,1} < V_{Rd,1}$
	-	kN	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	kN	kN	kN
A-B (krajní)	0,53	1171	157	1367	400	Vyhoví	205	60	Vyhoví
B (podpora)	0,53	1137	157	204	200	Vyhoví	398	391	Vyhoví
B-C' (vnitřní)	0,53	1095	157	294	200	Vyhoví	384	261	Vyhoví
C' (podpora)	0,53	1123	157	661	400	Vyhoví	197	119	Vyhoví
C'-stěna (krajní)	0,53	1096	157	143	100	Vyhoví	768	536	Vyhoví

Stupeň vyztužení		
$\rho_{sv}$	$\rho_{sv} < \rho_{sv,max}$	$\rho_{sv} > \rho_{sv,min}$
-	-	-
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0026	Vyhoví	Vyhoví
0,0026	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0052	Vyhoví	Vyhoví

### Schéma vyztužení:



Byl navržen trám o rozměrech 300 x 850 mm (600 mm je výška trámu a 250 mm je tloušťka stropní desky).

### F) Trám na ose 2'

#### Výpočet spolupůsobících šířek:

Pole	Spolupůsobící šířka													
	geometrie						navrhované hodnoty			finální hodnoty				
	l	souč.	$l_0$	$b_1$	$b_2$	$b_w$	b	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$	$0,2l_0$	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$
A-B (krajní)	3220	0,85	2737	1347	1723	300	3370	543	618	1461	547	550	550	1400
B (podpora)	-	0,15	1135	1347	1723	300	3370	383	458	1141	227	230	230	760
B-C' (vnitřní)	4344	0,70	3041	1347	1723	300	3370	573	649	1522	608	580	610	1490
C' (podpora)	-	0,15	1041	1347	0	300	1647	373	104	778	208	210	0	510
C'-stěna (krajní)	2595	0,85	2206	1347	0	300	1647	490	221	1011	441	450	0	750

### Návrh ohybové výztuže:

Pole	Návrh ohybové výztuže										
	$M_{Ed}$	$d$	$\mu$	$\zeta$	$A_{s,rd}$	$A_{s,min,1}$	$A_{s,min,2}$	$A_{s,max}$	Návrh $\emptyset$	Počet	$A_{s,prov}$
	kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>			mm <sup>2</sup>
A-B (krajní)	-158	807	0,04	0,98	459	315	365	10200	16	4	804
B (podpora)	-163	807	0,04	0,98	474	315	365	10200	16	4	804
B-C' (vnitřní)	107	807	0,01	0,995	306	315	365	10200	16	4	804
C' (podpora)	102	807	0,02	0,99	294	315	365	10200	16	4	804
C'-stěna (krajní)	-198	807	0,05	0,974	579	315	365	10200	16	4	804

### Posouzení ohybové výztuže:

Pole	Posouzení											
	$x$	$\xi$	$z$	$m_{Rd}$	$m_{Rd} > m_{Ed}$	$\xi < \xi_{bal,1}$	$\xi < 0,45$	$s$	$s_{min} < s$	$s + \emptyset < s_{max}$	osová.vz.	světł.vz.
	mm		mm	kNm/m				mm	mm	mm	$s_{max}$	$s_{min}$
A-B (krajní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
B (podpora)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
B-C' (vnitřní)	15	0,02	801	280	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
C' (podpora)	43	0,05	790	276	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
C'-stěna (krajní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27

### Návrh a posouzení smykové únosnosti:

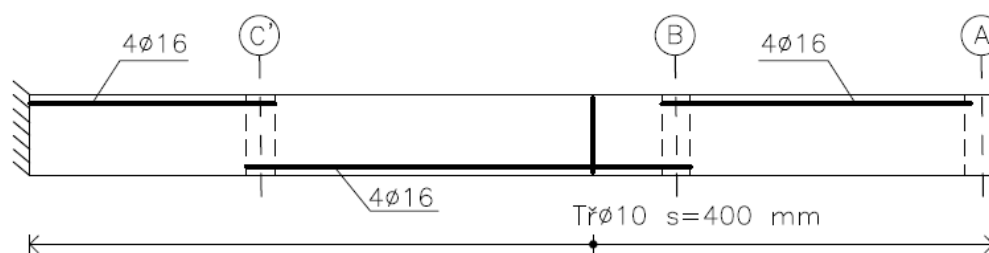
$$\begin{aligned} \emptyset_{TR} &= 10 \text{ mm} \\ n &= 2 \\ \cotg\Theta &= 1,5 \\ \Delta l &= 1068 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pole	Návrhové třmínky									
	$v$	$V_{Rd,max}$	$A_{sw1}$	$s_1$	$s_1$	$s_1 \leq \min(0,75d_T; 400)$	$V_{Rd,1}$	$V_{Ed,1}$	$V_{Ed,1} \leq V_{Rd,1}$	
	-	kN	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	kN	kN	kN	
A-B (krajní)	0,53	1137	157	1226	400	Vyhoví	199	65	Vyhoví	
B (podpora)	0,53	1137	157	687	400	Vyhoví	199	116	Vyhoví	
B-C' (vnitřní)	0,53	1171	157	922	400	Vyhoví	205	89	Vyhoví	
C' (podpora)	0,53	1155	157	793	400	Vyhoví	202	102	Vyhoví	
C'-stěna (krajní)	0,53	1137	157	573	400	Vyhoví	199	139	Vyhoví	

Stupeň vyztužení		
$\rho_{sv}$	$\rho_{sv} < \rho_{sv,max}$	$\rho_{sv} > \rho_{sv,min}$
-	-	-
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví

### Schéma vyztužení:



Byl navržen trám o rozměrech 300 x 850 mm (600 mm je výška trámu a 250 mm je tloušťka stropní desky).



## G) Trám na ose 4

### Výpočet spolupůsobících šířek:

Pole	Spolupůsobící šířka													
	geometrie							navrhované hodnoty				finální hodnoty		
	l	souč.	$l_0$	$b_1$	$b_2$	$b_w$	b	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$	$0,2l_0$	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$
A-B (krajní)	3220	0,85	2737	1723	150	300	2173	618	304	1222	547	550	150	1000
B (podpora)	-	0,15	1222	1723	150	300	2173	467	152	919	244	250	150	700
B-C' (vnitřní)	4928	0,70	3450	1723	150	300	2173	690	375	1365	690	690	150	1140
C' (podpora)	-	0,15	1104	0	0	300	300	110	110	521	221	0	0	300
C'-stěna (krajní)	2431	0,85	2066	0	0	300	300	207	207	713	413	0	0	300

### Návrh ohybové výztuže:

Pole	Návrh ohybové výztuže										
	$M_{Ed}$	d	$\mu$	$\zeta$	$A_{s,rd}$	$A_{s,min,1}$	$A_{s,min,2}$	$A_{s,max}$	Návrh $\emptyset$	Počet	$A_{s,prov}$
	kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>2</sup>
A-B (krajní)	-623	801	0,16	0,912	1962	312	362	10200	28	4	2463
B (podpora)	-647	801	0,17	0,906	2051	312	362	10200	28	4	2463
B-C' (vnitřní)	475	804	0,03	0,985	1380	314	364	10200	22	4	1521
C' (podpora)	475	804	0,12	0,936	1452	314	364	10200	22	4	1521
C'-stěna (krajní)	-484	802,5	0,13	0,93	1492	313	363	10200	25	4	1963

### Posouzení ohybové výztuže:

Pole	Posouzení											
	x	$\xi$	z	$m_{Rd}$	$m_{Rd} > m_{Ed}$	$\xi < \xi_{bal,1}$	$\xi < 0,45$	s	$s_{min} < s$	$s + \emptyset < s_{max}$	osová.vz.	světl. vz.
	mm		mm	kNm/m				mm	mm	mm	$s_{max}$	$s_{min}$
A-B (krajní)	223	0,28	712	762	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	39	Vyhoví	Vyhoví	250	33,6
B (podpora)	223	0,28	712	762	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	39	Vyhoví	Vyhoví	250	33,6
B-C' (vnitřní)	36	0,05	790	522	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	47	Vyhoví	Vyhoví	250	27
C' (podpora)	138	0,17	749	495	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	47	Vyhoví	Vyhoví	250	27
C'-stěna (krajní)	178	0,22	731	624	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	43	Vyhoví	Vyhoví	250	30

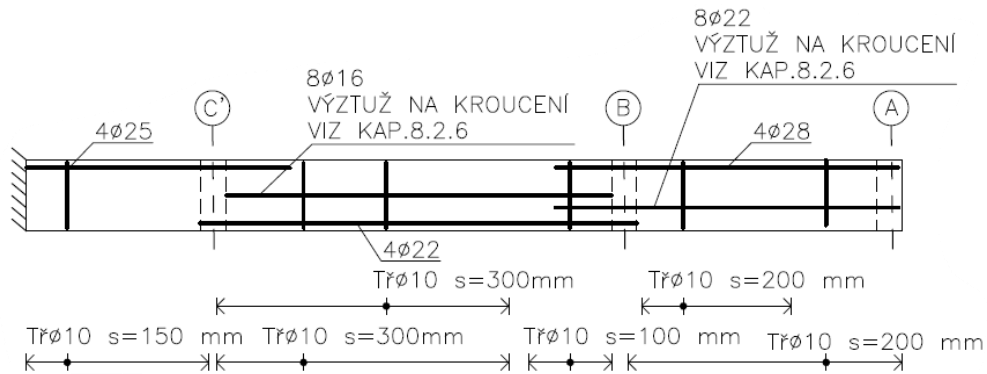
### Návrh a posouzení smykové únosnosti:

$$\begin{aligned} \emptyset_{rR} &= 10 \text{ mm} \\ n &= 2 \\ \cotg\emptyset &= 1,3 \\ \Delta l &= 925 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pole	Návrhové třmínky									
	v	$V_{Rd,max}$	$A_{sw1}$	$s_1$	$s_1$	$s_1 \leq \min(0,75d_f; 400)$	$V_{Rd,1}$	$V_{Ed,1}$	$V_{Ed,1} \leq V_{Rd,1}$	
	-	kN	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	kN	kN	kN	
A-B (krajní)	0,53	1090	157	278	200	Vyhoví	316	227	Vyhoví	
B (podpora)	0,53	1090	157	108	100	Vyhoví	632	585	Vyhoví	
B-C' (vnitřní)	0,53	1209	157	342	300	Vyhoví	234	205	Vyhoví	
C' (podpora)	0,53	1120	157	196	150	Vyhoví	433	332	Vyhoví	
C'-stěna (krajní)	0,53	1120	157	196	150	Vyhoví	433	332	Vyhoví	

Stupeň vyztužení		
$\rho_{sv}$	$\rho_{sv} < \rho_{sv,max}$	$\rho_{sv} > \rho_{sv,min}$
-	-	-
0,0026	Vyhoví	Vyhoví
0,0052	Vyhoví	Vyhoví
0,0017	Vyhoví	Vyhoví
0,0035	Vyhoví	Vyhoví
0,0035	Vyhoví	Vyhoví

## Schéma vyztužení:



Byl navržen trám o rozměrech 300 x 850 mm (600 mm je výška trámu a 250 mm je tloušťka stropní desky).

## H) Trám na ose A

### Výpočet spolupůsobících šířek:

Pole	Spolupůsobící šířka													
	geometrie							navrhované hodnoty				finální hodnoty		
	l	souč.	l <sub>0</sub>	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>	b <sub>w</sub>	b	b <sub>eff,1</sub>	b <sub>eff,2</sub>	b <sub>eff</sub>	0,2l <sub>0</sub>	b <sub>eff,1</sub>	b <sub>eff,2</sub>	b <sub>eff</sub>
1-1' (krajní)	3514	0,85	2987	1459	0	300	1759	590	299	1189	597	600	0	900
1' (podpora)	-	0,15	1008	1459	0	300	1759	393	101	793	202	210	0	510
1'-2 (vnitřní)	3203	0,70	2242	1459	0	300	1759	516	224	1040	448	450	0	750
2 (podpora)	-	0,15	918	1459	0	300	1759	384	92	775	184	190	0	490
2-3 (vnitřní)	2918	0,70	2043	1459	0	300	1759	496	204	1000	409	410	0	710
3 (podpora)	-	0,15	890	1459	0	300	1759	381	89	770	178	180	0	480
3-2' (vnitřní)	3012	0,70	2108	1459	0	300	1759	503	211	1013	422	430	0	730
2' (podpora)	-	0,15	1017	1459	0	300	1759	394	102	795	203	210	0	510
2'-4 (krajní)	3770	0,85	3205	1459	0	300	1759	612	320	1233	641	620	0	920

### Návrh ohybové výztuže:

Pole	Návrh ohybové výztuže										
	M <sub>Ed</sub>	d	μ	ζ	A <sub>s,rd</sub>	A <sub>s,min,1</sub>	A <sub>s,min,2</sub>	A <sub>s,max</sub>	Návrh φ	Počet	A <sub>s,prov</sub>
	kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>2</sup>
1-1' (krajní)	-37	807	0,01	0,995	106	315	365	10200	16	4	804
1' (podpora)	-23	807	0,01	0,995	66	315	365	10200	16	4	804
1'-2 (vnitřní)	-108	807	0,03	0,985	312	315	365	10200	16	4	804
2 (podpora)	-132	807	0,03	0,985	382	315	365	10200	16	4	804
2-3 (vnitřní)	-126	807	0,03	0,985	365	315	365	10200	16	4	804
3 (podpora)	-29	807	0,01	0,995	83	315	365	10200	16	4	804
3-2' (vnitřní)	27	807	0,00	0,995	77	315	365	10200	16	4	804
2' (podpora)	-24	807	0,01	0,995	69	315	365	10200	16	4	804
2'-4 (krajní)	-20	807	0,01	0,995	57	315	365	10200	16	4	804

### Posouzení ohybové výztuže:

Pole	Posouzení											
	x	ξ	z	m <sub>Rd</sub>	m <sub>Rd</sub> > m <sub>Ed</sub>	ξ < ξ <sub>bal,1</sub>	ξ < 0,45	s	s <sub>min</sub> < s	s+Ø < s <sub>max</sub>	osová.vz.	světł.vz.
	mm		mm	kNm/m				mm	mm	mm	s <sub>max</sub>	s <sub>min</sub>
1-1' (krajní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
1' (podpora)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
1'-2 (vnitřní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
2 (podpora)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
2-3 (vnitřní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
3 (podpora)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
3-2' (vnitřní)	30	0,04	795	278	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
2' (podpora)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
2'-4 (krajní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27

### Návrh a posouzení smykové únosnosti:

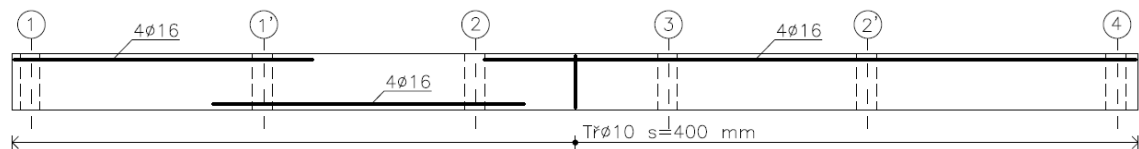
$$\begin{aligned} \varnothing_{Tr} &= 10 \text{ mm} \\ n &= 2 \\ \cotg\Theta &= 1,5 \\ \Delta l &= 1068 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pole	Návrhové třmínky								
	v	$V_{Rd,max}$	$A_{swl}$	$s_l$	$s_1$	$s_1 \leq \min(0,75d_T; 400)$	$V_{Rd,l}$	$V_{Ed,l}$	$V_{Ed,l} < V_{Rd,l}$
	-	kN	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	kN	kN	kN
1-1' (krajní)	0,53	1137	157	443	400	Vyhoví	199	180	Vyhoví
1' (podpora)	0,53	1137	157	937	400	Vyhoví	199	85	Vyhoví
1'-2 (vnitřní)	0,53	1137	157	1138	400	Vyhoví	199	70	Vyhoví
2 (podpora)	0,53	1137	157	604	400	Vyhoví	199	132	Vyhoví
2-3 (vnitřní)	0,53	1137	157	1092	400	Vyhoví	199	73	Vyhoví
3 (podpora)	0,53	1137	157	752	400	Vyhoví	199	106	Vyhoví
3-3' (vnitřní)	0,53	1162	157	1986	400	Vyhoví	204	41	Vyhoví
3' (podpora)	0,53	1137	157	2846	400	Vyhoví	199	28	Vyhoví
3'-4 (krajní)	0,53	1137	157	2415	400	Vyhoví	199	33	Vyhoví

Stupeň vyztužení		
$\rho_{sv}$	$\rho_{sv} < \rho_{sv,max}$	$\rho_{sv} > \rho_{sv,min}$
-	-	-
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví

### Schéma vyztužení:



Byl navržen trám o rozměrech 300 x 850 mm (600 mm je výška trámu a 250 mm je tloušťka stropní desky).

### I) Trám na ose C'

### Výpočet spolupůsobících šířek:

Pole	Spolupůsobící šířka													
	geometrie						navrhované hodnoty				finální hodnoty			
	l	souč.	$l_0$	$b_1$	$b_2$	$b_w$	b	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$	$0,2l_0$	$b_{eff,1}$	$b_{eff,2}$	$b_{eff}$
1-1' (krajní)	3650	0,85	3103	0	2946	300	3246	310	899	1510	621	0	630	930
1' (podpora)	-	0,15	1047	0	2793	300	3093	105	663	1068	209	0	210	510
1'-2 (vnitřní)	3327	0,70	2329	0	2626	300	2926	233	758	1291	466	0	470	770
2 (podpora)	-	0,15	954	0	2488	300	2788	95	593	988	191	0	200	500
2-3 (vnitřní)	3030	0,70	2121	788	2335	300	3423	370	679	1349	424	370	430	1100
3 (podpora)	-	0,15	920	788	2210	300	3298	250	534	1084	184	190	190	680
3-2' (vnitřní)	3100	0,70	2170	1026	2052	300	3378	422	627	1350	434	430	440	1170
2' (podpora)	-	0,15	1028	0	2010	300	2310	103	505	908	206	0	210	510
2'-4 (krajní)	3750	0,85	3188	0	2168	300	2468	319	752	1371	638	0	640	940

### Návrh ohybové výztuže:

Pole	Návrh ohybové výztuže										
	M <sub>Ed</sub>	d	μ	ζ	A <sub>s,reqd</sub>	A <sub>s,min,1</sub>	A <sub>s,min,2</sub>	A <sub>s,max</sub>	Návrh Ø	Počet	A <sub>s,prov</sub>
	kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>2</sup>
1-1' (krajní)	72	807	0,01	0,995	206	315	365	10200	16	4	804
1' (podpora)	-50	807	0,01	0,995	143	315	365	10200	16	4	804
1'-2 (vnitřní)	-90	807	0,02	0,99	259	315	365	10200	16	4	804
2 (podpora)	-119	807	0,03	0,985	344	315	365	10200	16	4	804
2-3 (vnitřní)	-75	807	0,02	0,99	216	315	365	10200	16	4	804
3 (podpora)	-158	807	0,04	0,98	459	315	365	10200	16	4	804
3-2' (vnitřní)	-148	807	0,04	0,98	430	315	365	10200	16	4	804
2' (podpora)	-132	807	0,03	0,985	382	315	365	10200	16	4	804
2'-4 (krajní)	23	807	0,00	0,995	66	315	365	10200	16	4	804

### Posouzení ohybové výztuže:

Pole	Posouzení											
	x	ξ	z	m <sub>Rd</sub>	m <sub>Rd</sub> > m <sub>Ed</sub>	ξ < ξ <sub>bal,1</sub>	ξ < 0,45	s	s <sub>min</sub> < s	s+Ø < s <sub>max</sub>	osová.vz.	světł.vz.
	mm		mm	kNm/m				mm	mm	mm	s <sub>max</sub>	s <sub>min</sub>
1-1' (krajní)	23	0,03	798	279	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
1' (podpora)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
1'-2 (vnitřní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
2 (podpora)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
2-3 (vnitřní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
3 (podpora)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
3-2' (vnitřní)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
2' (podpora)	73	0,09	778	272	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27
2'-4 (krajní)	23	0,03	798	279	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	55	Vyhoví	Vyhoví	250	27

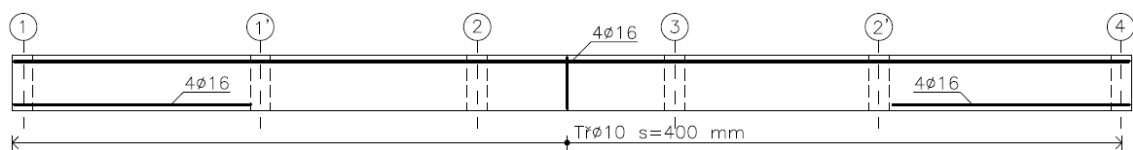
### Návrh a posouzení smykové únosnosti:

$$\begin{aligned} \varnothing_{TR} &= 10 \text{ mm} \\ n &= 2 \\ \cotg\Theta &= 1,5 \\ \Delta l &= 1068 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pole	Návrhové třmínky								
	v	V <sub>Rd,max</sub>	A <sub>sw1</sub>	s <sub>1</sub>	s <sub>1</sub>	s <sub>1</sub> ≤ min(0,75d <sub>T</sub> ;400)	V <sub>Rd,1</sub>	V <sub>Ed,1</sub>	V <sub>Ed,1</sub> < V <sub>Rd,1</sub>
	-	kN	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	kN	kN	kN
1-1' (krajní)	0,53	1166	157	492	400	Vyhoví	204	166	Vyhoví
1' (podpora)	0,53	1137	157	1306	400	Vyhoví	199	61	Vyhoví
1'-2 (vnitřní)	0,53	1137	157	805	400	Vyhoví	199	99	Vyhoví
2 (podpora)	0,53	1137	157	1944	400	Vyhoví	199	41	Vyhoví
2-3 (vnitřní)	0,53	1137	157	1049	400	Vyhoví	199	76	Vyhoví
3 (podpora)	0,53	1137	157	774	400	Vyhoví	199	103	Vyhoví
3-3' (vnitřní)	0,53	1137	157	4427	400	Vyhoví	199	18	Vyhoví
3' (podpora)	0,53	1137	157	3065	400	Vyhoví	199	26	Vyhoví
3'-4 (krajní)	0,53	1166	157	1048	400	Vyhoví	204	78	Vyhoví

Stupeň vyztužení		
ρ <sub>sv</sub>	ρ <sub>sv</sub> < ρ <sub>sv,max</sub>	ρ <sub>sv</sub> > ρ <sub>sv,min</sub>
-	-	-
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví
0,0013	Vyhoví	Vyhoví

### Schéma vyztužení:



Byl navržen trám o rozměrech 300 x 850 mm (600 mm je výška trámu a 250 mm je tloušťka stropní desky).

## 8.2.5 Návrh a posouzení výztuže na kroucení – použité vzorce

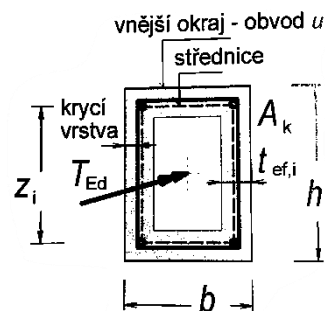
### Geometrie:

Únosnost průřezu v kroucení se počítá na ekvivalentním tenkostěnném průřezu. Byla určena účinná tloušťka průřezu  $t_{eff}$  a následně dopočtena plocha uzavřená střednicemi tenkostěnného průřezu  $A_k$ .

$$t_{eff} = \frac{A}{u}$$

$A$  ... plocha průřezu

$u$  ... obvod průřezu



Obr.8.26. Geometrie průřezu.  
(zdroj: [3])

### Posouzení tlakových diagonál:

Nejprve byla posouzena únosnost tlačené betonové diagonály po obvodu průřezu:  $T_{Rd,max} \geq T_{Ed}$ , kde  $T_{Rd,max}$  je návrhový kroučící moment na mezi únosnosti. Dále byla posouzena kombinace působení posouvající síly  $V_{Ed}$  a kroučícího momentu  $T_{Ed}$ :  $\frac{|T_{Ed}|}{T_{Rd,max}} + \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rd,max}} \leq 1$ , kde  $V_{Rd,max}$  je maximální posouvající síla na mezi únosnosti. Vzorce pro výpočet  $T_{Rd,max}$  a  $V_{Rd,max}$  byly převzaty z [3] příloha 8.

### Návrh výztuže na kroucení – třmínky:

V prvním kroku byla navržena potřebná plocha třmínků pro přenesení kroucení  $A_{swt,req}$  a v dalším kroku byl proveden posudek únosnosti smykové výztuže  $T_{Rd,swt}$  s již navrženou plochou třmínků  $A_{swt,prov}$ .

$$\frac{A_{swt,req} \cdot f_{ywd}}{s_{wt}} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot \cot\theta} \Rightarrow A_{swt,req}$$

$$T_{Rd,swt} = \frac{A_{swt,prov} \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot \cot\theta}{s_{wt}} \geq T_{Ed}$$

$s_{wt}$  ... vzdálenost třmínků

$f_{ywd}$  ... návrhová pevnost výztuže třmínků

$\theta$  ... úhel sklonu tlačných diagonál

### Návrh výztuže na kroucení – podélná výztuž:

Zde byl postup obdobný jako u návrhu třmínků, nejprve byla navržena potřebná plocha podélné výztuže  $A_{sl,req}$  a poté byl proveden posudek únosnosti podélné výztuže na kroucení  $T_{Rd,sl}$  s již navrženou plochou podélné výztuže  $A_{sl,prov}$ .

$$\frac{A_{sl,req} \cdot f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed} \cdot \cot\theta}{2 \cdot A_k} \Rightarrow A_{sl,req}$$

$$T_{Rd,sl} = \frac{A_{sl,prov} \cdot f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k}{u_k \cdot \cot\theta} \geq T_{Ed}$$

$f_{yd}$  ...návrhová pevnost podélné výztuže na kroucení

$u_k$  ...obvod plochy  $A_k$

Výše uvedené vzorce byly vloženy do programu Microsoft Excel a byl pomocí nich naprogramován posudek průřezu na kroucení.

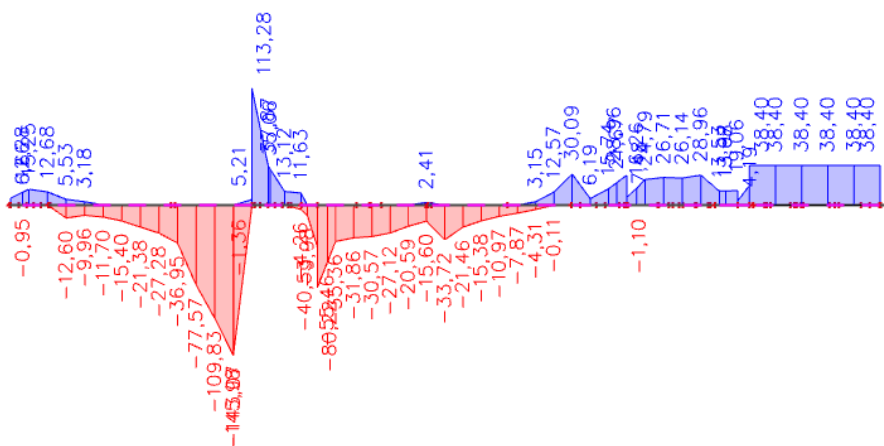
### 8.2.6 Návrh a posouzení výztuže na kroucení

Šikmá vzpěra, která podporuje trám na ose B, vyvozuje vodorovné síly v místě napojení na trám – na spodním líci trámu. Tyto vodorovné síly působí vůči hornímu líci trámu na rameni, které je rovné výšce trámu a vyvozují tak kroučící moment, a proto bylo nutné ověřit, zda trám vyhoví na namáhání kroucením.

Významný kroučící moment se vyskytuje na trámech na osách 1, 4, B, tudíž posudek na kroucení byl proveden pouze na těchto trámech.

#### A) Trám na ose 1

##### Průběh kroučících momentů:



Obr.8.27. Průběh kroučících momentů na trámu situovaném na ose 1.

Maximální hodnota krouticího momentu je -143 kNm a byla použita pro návrh výztuže na kroucení. Druhá nejvyšší hodnota je zde 113,28 kNm a nachází v místě, kde je k trámu na ose 1 připojen kolmo trám na ose B (moment je přímo v napojení trámů). Trám na ose B zamezí kroucení trámu na ose 1 v oblasti jejich spojení, a proto lze hodnotu 113,28 kNm redukovat na hodnotu v líci trámu na ose B, která je 35 kNm a je pro návrh výztuže na kroucení nevýznamná. Proto další výztuž na kroucení byla navržena na nové maximum krouticího momentu -80 kNm. Níže je uveden pouze posudek pro nejméně příznivý krouticí moment – další místa na trámu byla posouzena, ale posouzení zde pro stručnost není uvedeno. Navržená výztuž na kroucení po celém trámu je k vidění na schématu vyztužení v kapitole 8.2.4.

### Materiálové charakteristiky:

Materiálové charakteristiky jsou uvedeny v kapitole 8.2.3.

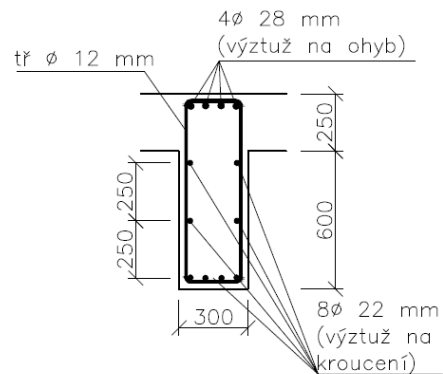
### Návrh a posouzení průřezu při kroucení:

Návrh a posouzení průřezu byl naprogramován v programu Microsoft Excel pomocí výše uvedených vzorců, které byly převzaty z [2], [3].

<b>Zatížení:</b>	$T_{Ed} = 143$ kNm			<b>Ověření únosností betonu:</b>	$T_{Rd,c} = 41,3$ kN			
	$V_{Ed} = 104$ kN				$T_{Rd,c} \geq T_{Ed}: 41,3 < 143$			=> Nevyhoví
<b>Geometrie:</b>	$b = 300$ mm			=> Je nutné navrhnout výztuž pro zachycení účinků kroucením				
	$h_D = 250$ mm			<b>Posouzení tlakových diagonál:</b>	$T_{Rd,max} = 160$ kNm			
	$h_T = 600$ mm				$T_{Rd,max} \geq T_{Ed}: 160 > 143$			=> Vyhoví
	$h = 850$ mm				$V_{Rd,max} = 1100$ kN			
	$z = 712$ mm				$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}: 1100 < 104$			=> Vyhoví
	$d = 801$ mm			$ T_{Ed}/T_{Rd,max} +  V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1:$	$0,990 < 1$			=> Vyhoví
	$A_{s,prov} = 2463$ mm <sup>2</sup>	$\varnothing = 28$ mm		<b>Návrh výztuže na kroucení - třmínky:</b>	$\varnothing_{swt} = 12$ mm			
	$A_{s,prov,neenosná} = 1521$ mm <sup>2</sup>	$\varnothing = 22$ mm			$S_{wt} = 200$ mm			
	$A_c = 255000$ mm <sup>2</sup>	$\varnothing_{tr} = 10$ mm			$A_{swt,req} = 188$ mm <sup>2</sup>			
	$u = 2300$ mm	$n = 2$			$A_{swt,prov} = 226$ mm <sup>2</sup>			
	$t_{ef} = 111$ mm				$A_{swt,prov} \geq A_{swt,req}: 226 > 188$			=> Vyhoví
	$2a = 98$ mm			<b>Posouzení:</b>	$T_{Rd,swt} = 172$ kN			
	$2a \leq t_{ef}$ Vyhoví				$T_{Rd,swt} \geq T_{Ed}: 172 > 143$			=> Vyhoví
	$t_{ef} \leq t_w$ Vyhoví			<b>Konstrukční zásady:</b>	$S_{max} = 601$ mm	$\rho_{wt,min} = 0,00088$		
	$b_k = 189$ mm				$u/8 = 288$ mm	$\rho_{wt,max} = 0,01214$		
	$h_k = 739$ mm				$b = 300$ mm	$\rho_{wt} = 0,0102$		
	$A_k = 139792$ mm <sup>2</sup>			$S_{wt} < \min(S_{max}; u/8; b) \Rightarrow$ Vyhoví		$\rho_{wt} \geq \rho_{wt,min}: \Rightarrow$ Vyhoví		
	$u_k = 1857$ mm					$\rho_{wt} \leq \rho_{wt,max}: \Rightarrow$ Vyhoví		
	$\theta = 39$ °			<b>Návrh výztuže na kroucení - podélná výztuž:</b>	$A_{sl,req} = 2730$ mm <sup>2</sup>			
	$\cot\theta = 1,25$				Počet: 8 ks			
	$v = 0,53$				$\varnothing = 22$ mm			
					$A_{sl,prov} = 3041$ mm <sup>2</sup>			
					$A_{sl,prov} \geq A_{sl,req}: 3041 > 2730$			=> Vyhoví
					$S_{l,max} = 350$ mm			
				<b>Posouzení:</b>	$T_{Rd,sl} = 159$ kN			
					$T_{Rd,sl} \geq T_{Ed}: 159 > 143$			=> Vyhoví

Jako smyková výztuž byly navrženy uzavřené třmínky, aby splňovaly požadavky dle normy ČSN EN 1992-1-1 [9]. Navržené třmínky jsou  $\varnothing 12$  mm o rozteči 200 mm, délka pole je 1,2 m od osy B směrem k ose A. Třmínky budou vloženy do mezer mezi třmínky navržené na smyk.

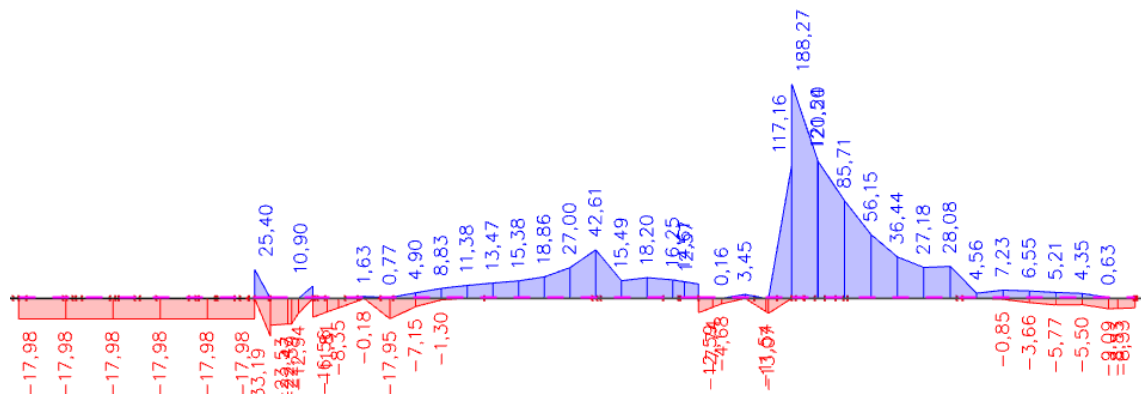
Podélná výztuž na pokrytí kroucení byla navržena jako 8  $\varnothing 22$  mm. Rozmístění navržené výztuže je vyobrazeno na schématu na Obr.8.28. Rozmístění a počty výztuže navržené v jiných částech trámu, než ve výše uvedeném posudku je patrné ze schématu vyztužení v kapitole 8.2.4.



Obr.8.28. Schematický řez vyztužením trámu na ose 1.

## B) Trám na ose 4

### Průběh kroucicích momentů:



Obr.8.29. Průběh kroucicích momentů na trámu situovaném na ose 4.

Maximální hodnota kroucicího momentu je 188 kNm, tato hodnota se nachází v místě, kde je k trámu kolmo připojený trám na ose B. Trám na ose B zamezí kroucení trámu na ose 4 v oblasti jejich spojení, a proto byl pro dimenzování výztuže proti kroucení použit moment na hraně připojeného trámu, což je moment s hodnotou 120 kNm.

### Materiálové charakteristiky:

Materiálové charakteristiky jsou uvedeny v kapitole 8.2.3.

### Návrh a posouzení průřezu při kroucení:

#### Zatížení:

$T_{Ed}$	=	120	kNm
$V_{Ed}$	=	253	kN

#### Geometrie:

$b$	=	300	mm
$h_D$	=	250	mm
$h_T$	=	600	mm
$h$	=	850	mm

#### Ověření únosnosti betonu:

$T_{Rd,c}$	=	41,3	kN	
$T_{Rd,c} \geq T_{Ed}$		41,3	< 120	=> Nevyhoví

=> Je nutné navrhnout výztuž pro zachycení účinků kroucením

#### Posouzení tlakových diagonál:

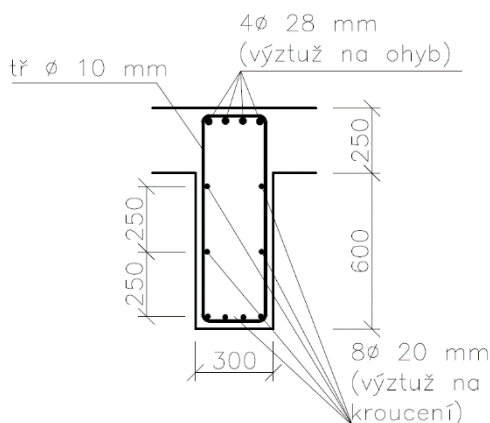
$T_{Rd,max}$	=	158	kNm	
$T_{Rd,max} \geq T_{Ed}$		158	> 120	=> Vyhoví
$V_{Rd,max}$	=	1090	kN	



$z=$	712	mm	$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}:$	1090	<	253	=> Vyhoví
$d=$	801	mm	$ T_{Ed}/T_{Rd,max} +  V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1:$				
$A_{s,prov}=$	2463	mm <sup>2</sup>	$\phi=$	28	mm	0,991	< 1 => Vyhoví
$A_{s,prov,neenosná}=$	1257	mm <sup>2</sup>	$\phi=$	20	mm		
$A_c=$	255000	mm <sup>2</sup>	$\phi_{tr}=$	10	mm		
$u=$	2300	mm	$n=$	2			
$t_{ef}=$	111	mm	$\phi_{swt}=$	10	mm		
$2a=$	98	mm	$S_{wt}=$	200	mm		
$2a \leq t_{ef}$	Vyhoví		$A_{swt,req}=$	152	mm <sup>2</sup>		
$t_{ef} \leq t_w$	Vyhoví		$A_{swt,prov}=$	157	mm <sup>2</sup>		
$b_k=$	189	mm	$A_{swt,prov} \geq A_{swt,req}:$	157	>	152	=> Vyhoví
$h_k=$	739	mm	Posouzení:				
$A_k=$	139792	mm <sup>2</sup>	$T_{Rd,swt}=$	124	kN		
$u_k=$	1857	mm	$T_{Rd,swt} \geq T_{Ed}:$	124	>	120	=> Vyhoví
$\theta=$	38	°	Konstrukční zásady:				
$\cot\theta=$	1,3		$S_{max}=$	601	mm	$\rho_{wt,min}=$	0,00088
$v=$	0,53		$u/8=$	288	mm	$\rho_{wt,max}=$	0,01214
			$b=$	300	mm	$\rho_{wt}=$	0,0071
			$S_{wt} < \min(S_{max}; u/8; b)$	=> Vyhoví		$\rho_{wt} \geq \rho_{wt,min}:$	=> Vyhoví
						$\rho_{wt} \leq \rho_{wt,max}:$	=> Vyhoví
			<b>Návrh výztuže na kroucení - podélná výztuž:</b>				
			$A_{sl,req}=$	2383	mm <sup>2</sup>		
			Počet:	8	ks		
			$\phi=$	20	mm		
			$A_{sl,prov}=$	2513	mm <sup>2</sup>		
			$A_{sl,prov} \geq A_{sl,req}:$	2513	>	2383	=> Vyhoví
			$S_{l,max}=$	350	mm		
			Posouzení:				
			$T_{Rd,sl}=$	127	kN		
			$T_{Rd,sl} \geq T_{Ed}:$	127	>	120	=> Vyhoví

Z návrhu vyšlo, že na pokrytí namáhání kroucením jsou nutné použít třmínky  $\phi$  10 mm o rozteči 200 mm. Třmínky budou uzavřené, aby splňovaly požadavky dané normou [9] a budou vloženy do mezer mezi třmínky navržené na smyk. Délka pole navržených třmínků na kroucení je 1,8 m od osy B směrem k ose A.

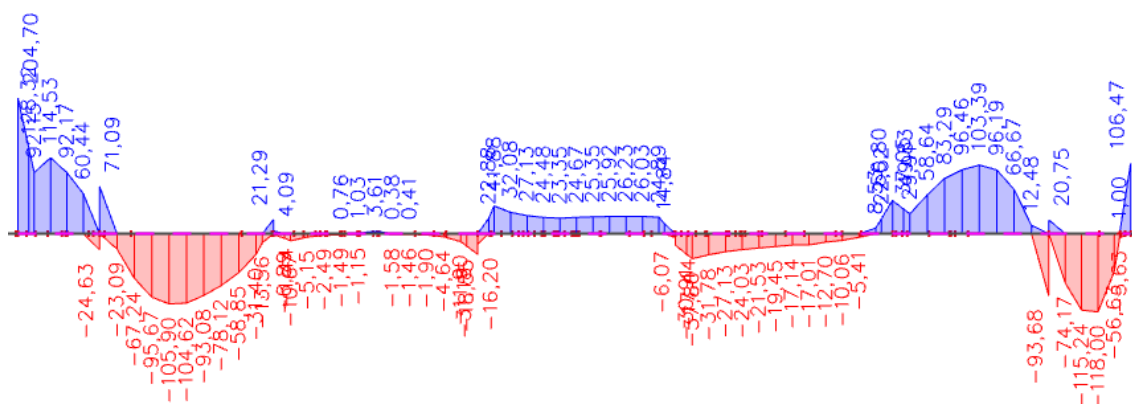
Množství podélné výztuže na pokrytí kroucení, které vyšlo z návrhu je 8  $\phi$  20 mm. Rozmístění navržené výztuže je vidět ze schématu na *Obr.8.30*. Umístění navržené výztuže je patrné i ze schématu vyztužení pro konkrétní trám, které je uvedené v kapitole 8.2.4.



*Obr.8.30. Schematický řez vyztužením trámu na ose 4.*

## C) Trám na ose B

### Průběh kroučících momentů:



Obr.8.31. Průběh kroučících momentů na trámu situovaném na ose B.

Nejvyšší hodnoty kroučících momentů vychází v okolí podepření trámu ocelovými vzpěrami. Pro posudek byla vybrána vzpěra, kde byla nejméně příznivá kombinace namáhání od kroučícího momentu a smykové síly. Navržená výztuž na nejméně příznivou kombinaci byla poté použita u obou vzpěr, protože průběh vnitřních sil nad oběma vzpěrami je velmi podobný.

### Materiálové charakteristiky:

Materiálové charakteristiky jsou uvedeny v kapitole 8.2.3.

### Návrh a posouzení průřezu při kroucení:

<b>Zatížení:</b>		<b>Ověření únosnosti betonu:</b>			
$T_{Ed} =$	118 kNm	$T_{Rd,c} =$	83,5 kN		
$V_{Ed} =$	1032 kN	$T_{Rd,c} \geq T_{Ed}:$	83,5 <	118	=> Nevyhoví
<b>Geometrie:</b>		=> Je nutné navrhnout výztuž pro zachycení účinků kroucením			
$b =$	450 mm	<b>Posouzení tlakových diagonál:</b>			
$h_D =$	250 mm	$T_{Rd,max} =$	323 kNm		
$h_T =$	600 mm	$T_{Rd,max} \geq T_{Ed}:$	323 >	118	=> Vyhoví
$h =$	850 mm	$V_{Rd,max} =$	1650 kN		
$z =$	712 mm	$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}:$	1650 <	1032	=> Vyhoví
$d =$	801 mm	$ T_{Ed}/T_{Rd,max} +  V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1:$	0,991 <	1	=> Vyhoví
$A_{s,prov} =$	3695 mm <sup>2</sup>	$\phi =$	28 mm		
$A_{s,prov,neenosná} =$	1018 mm <sup>2</sup>	$\phi =$	18 mm	<b>Návrh výztuže na kroucení - třmínky:</b>	
$A_c =$	382500 mm <sup>2</sup>	$\phi_{tr} =$	12 mm	$\phi_{swt} =$	12 mm
$u =$	2600 mm	$n =$	4	$S_{wt} =$	150 mm
$t_{ef} =$	147 mm			$A_{swt,req} =$	76 mm <sup>2</sup>
$2a =$	102 mm			$A_{swt,prov} =$	452 mm <sup>2</sup>
$2a \leq t_{ef}$	Vyhoví			$A_{swt,prov} \geq A_{swt,req}:$	452 >
$t_{ef} \leq t_w$	Vyhoví			76	=> Vyhoví
$b_k =$	303 mm	<b>Posouzení:</b>			
$h_k =$	703 mm	$T_{Rd,swt} =$	698 kN		
$A_k =$	212893 mm <sup>2</sup>	$T_{Rd,swt} \geq T_{Ed}:$	698 >	118	=> Vyhoví
$u_k =$	2012 mm	<b>Konstrukční zásady:</b>			
$\theta =$	39 °	$S_{max} =$	601 mm	$\rho_{wt,min} =$	0,00088
$\cot \theta =$	1,25	$u/8 =$	325 mm	$\rho_{wt,max} =$	0,01214
$v =$	0,53	$b =$	450 mm	$\rho_{wt} =$	0,0205
		$swt < \min(S_{max}; u/8; b)$	=> Vyhoví	$\rho_{wt} \geq \rho_{wt,min}:$	=> Vyhoví
				$\rho_{wt} \leq \rho_{wt,max}:$	=> Nevyhoví
		<b>Návrh výztuže na kroucení - podélná výztuž:</b>			

$A_{sl,req}$	=	1603	mm <sup>2</sup>		
Počet:		8	ks		
$\emptyset$	=	18	mm		
$A_{sl,prov}$	=	2036	mm <sup>2</sup>		
$A_{sl,prov} \geq A_{sl,req}$		2036	>	1603	=> Vyhoví
$s_{1,max}$	=	350	mm		
Posouzení:					
$T_{Rd,sl}$	=	150	kN		
$T_{Rd,sl} \geq T_{Ed}$		150	>	118	=> Vyhoví

Na řešeném trámu vychází vysoká hodnota posouvající síly, proto byly při návrhu smykových třmínek navrženy třmínky  $\emptyset$  10 mm o rozteči 50 mm. Z posudku trámu na kroucení je patrné, že bylo nutné navrhnout třmínky na namáhání kroucením, které se vkládají do mezer mezi třmínky navržené na namáhání od posouvající síly. Třmínky na namáhání od kroucení by se nevešly do mezer mezi stávající třmínky, a proto bylo nutné změnit návrh vyztužení na namáhání od posouvající síly. Přistoupilo se k tomu, že místo dvojštrážných třmínek  $\emptyset$  10 mm byly navrženy třmínky čtyřštrážné  $\emptyset$  12 mm o rozteči 150 mm (pouze v části mezi osou 1 a vzpěrou a mezi osou 4 a vzpěrou). Návrh nové smykové výztuže je uveden níže.

#### Návrh smykové výztuže:

$\emptyset_{TR}$	=	12	mm
n	=	4	
$\cotg\Theta$	=	1,25	
$\Delta l$	=	890	mm

Pole	Návrhové třmínky								
	v	$V_{Rd,max}$	$A_{sw1}$	$s_1$	$s_1$	$s_1 \leq \min(0,75d_T; 400)$	$V_{Rd,1}$	$V_{Ed,1}$	$V_{Ed,1} < V_{Rd,1}$
	-	kN	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	kN	kN	kN
1-vzp. (krajní)	0,53	1650	452	181	150	Vyhoví	1167	965	Vyhoví
vzpěra (podpora)	0,53	1650	452	170	150	Vyhoví	1167	1032	Vyhoví
vzp.(podpora)	0,53	1650	452	213	150	Vyhoví	1167	823	Vyhoví
vzp.-4 (krajní)	0,53	1650	452	231	150	Vyhoví	1167	758	Vyhoví
Stupeň vyztužení									
$\rho_{sv}$	$\rho_{sv} < \rho_{sv,max}$	$\rho_{sv} > \rho_{sv,min}$							
-	-	-							
0,0067	Vyhoví	Vyhoví							
0,0067	Vyhoví	Vyhoví							
0,0067	Vyhoví	Vyhoví							
0,0067	Vyhoví	Vyhoví							

Na pokrytí namáhání kroucením byly navrženy čtyřštrážné třmínky  $\emptyset$  12 mm o rozteči 150 mm, jako u namáhání na smyk, aby se v jedné části trámu nenacházely dva druhy třmínek. Protože čtyřštrážné třmínky  $\emptyset$  12 mm mají plochu 452 mm<sup>2</sup> a pro rozteč 150 mm by vyhověla plocha 76 mm<sup>2</sup>, bylo provedeno sloučení ploch třmínek na smyk a na kroucení a byla určena jednotná vzdálenost. Lze si povšimnout, že výše v posudku třmínek na kroucení nevyhoví podmínka maximálního stupně vyztužení – je to z toho důvodu, že byla zvolena vzdálenost třmínek 150 mm (pro jednodušší slučování třmínek na smyk a kroucení) a pro tuto vzdálenost je průřez pro namáhání kroucením převyztužen. Ale ve skutečnosti po sloučení ploch třmínek na smyk a na kroucení již průřez nebude převyztužený.

Třmínky na smyk: 452 mm<sup>2</sup>/150 mm

Třmínky na kroucení: 76 mm<sup>2</sup>/150 mm

Celkem: 528 mm<sup>2</sup>/150 mm

V rozteči 150 mm je v jednom metru délky 6,67 třmínků

Plocha 6,67 třmínků s potřebnou plochou jednoho třmínku  $528 \text{ mm}^2$ :  $6,67 \cdot 528 = 3520 \text{ mm}^2/\text{m}$

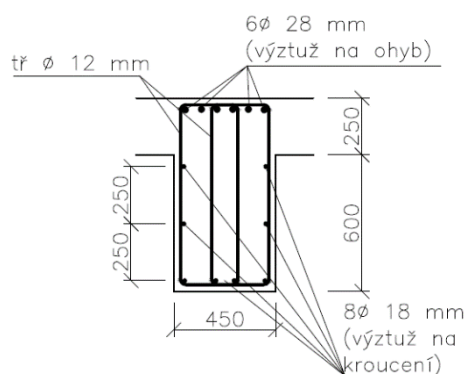
Počet třmínků na metr:  $3520/452 = 7,79 \approx 8$  třmínků na metr

Vzdálenost mezi třmínky:  $1000/8 = 125 \text{ mm}$

Finální návrh třmínků na smyk i na kroucení je čtyřstržný třmínek  $\varnothing 12 \text{ mm}$  o rozteči 125 mm. Pole těchto navržených třmínků bylo navrženo mezi osou 1 a vzpěrou a mezi osou 4 a vzpěrou.

Podélná výztuž na kroucení byla navržena  $8 \varnothing 18 \text{ mm}$ . Posudek je zde uveden pouze pro maximální krouticí moment, ale výztuž na kroucení byla navržena ještě v dalších částech trámu a její rozmístění je patrné z vyztužovacích schémat v kapitole 8.2.4.

Ve všech trámech, které zde nebyly posouzeny na namáhání kroucením budou z konstrukčních důvodů po stranách trámů vloženy na každou stranu  $2 \varnothing 12 \text{ mm}$ .



Obr.8.32. Schematický řez vyztužením trámu na ose B.

## 8.2.7 Posouzení na mezní stav použitelnosti

### A) Trám na ose 1

#### Posouzení omezení napětí:

Posouzení omezení napětí bylo ověřeno na všech trámech trámového roštu, ale uvedena zde jsou pouze kritická místa. Kritickým místem byl trám na ose 1 v uložení trámu do stěny a trám na ose B nad šikmými vzpěrami, jsou to trámy, které jsou nejvíce namáhané ohybovým momentem. Trámy byly vždy posouzeny na ohybový moment, který v konstrukci vznikne po dostavbě (s použitím  $E_{cm}$ ) a na ohybový moment, který vznikl na konci životnosti (s použitím  $E_{ceff}$ ). Posudek na omezení napětí byl naprogramován v programu Microsoft Excel v souladu s ČSN EN 1992-1-1 kapitola 7.2. [9]

## Po dostavbě:

### Materiálové charakteristiky:

$f_{ck}$	=	30	MPa
$f_{cd}$	=	20	MPa
$f_{ctm}$	=	2,9	MPa
$E_{cm}$	=	33000	MPa
$d_g$	=	22	mm
$f_{yk}$	=	500	MPa
$f_{yd}$	=	435	MPa
$E_s$	=	200000	MPa
$\alpha_e$	=	6,06	

### Charakteristiky konstrukce:

$h_t$	=	600	mm	
$h_d$	=	250	mm	
$h$	=	850	mm	
$b$	=	300	mm	
$\emptyset_{s1}$	=	25	mm	4 ks (tažená výztuž)
$\emptyset_{s2}$	=	25	mm	4 ks (tlačená výztuž)
$\emptyset_{stř}$	=	10	mm	(průměr třmínků)
$A_{s1}$	=	1963	mm <sup>2</sup>	
$A_{s2}$	=	1963	mm <sup>2</sup>	
$A_c$	=	255000	mm <sup>2</sup>	
$d_1$	=	47,5	mm	
$d_2$	=	47,5	mm	
$d$	=	802,5	mm	

### Ohybový moment kvazistálá kombinace:

$$M_{E_{kv}} = 338 \text{ kNm}$$

### Ohybový moment charakteristická kombinace:

$$M_{E_{char}} = 433 \text{ kNm}$$

### Charakteristiky průřezu bez trhlin:

$A_I$	=	278800	mm <sup>2</sup>
$a_I$	=	425,0	mm
$I_I$	=	18744765819	mm <sup>4</sup>
$M_{cr}$	=	128	kNm

=>Trhliny budou vznikat

### Charakteristiky průřezu s trhlinami:

$x_{cr}$	=	192,2	mm
$I_{II}$	=	5391501736	mm <sup>4</sup>

### Posouzení napětí v betonu:

Kvazistálá kombinace:

$\sigma_c$	=	12,0	MPa
$0,45f_{ck}$	=	13,5	MPa

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$\sigma_c$	=	15,4	MPa
$0,6f_{ck}$	=	18	MPa

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

### Posouzení napětí ve výztuži:

Charakteristická kombinace:

$\sigma_s$	=	297	MPa
$0,8f_{yk}$	=	400	MPa

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Výše je uvedeno posouzení omezení napětí v místě nad podporou – u napojení trámu do stěny. Pro posudek na konci životnosti zde bylo posouzeno jiné místo, protože na konci životnosti konstrukce je extrém ohybového momentu v místě napojení trámu na ose B do trámu na ose 1. To samé platí i pro posouzení šířky trhlin.

## Na konci životnosti:

### Materiálové charakteristiky:

$f_{ck}$	=	30	MPa
$f_{cd}$	=	20	MPa
$f_{ctm}$	=	2,9	MPa
$E_{c,eff}$	=	9706	MPa
$d_g$	=	22	mm
$f_{yk}$	=	500	MPa
$f_{yd}$	=	435	MPa
$E_s$	=	200000	MPa
$\alpha_e$	=	20,61	

### Charakteristiky konstrukce:

$h_t$	=	600	mm	
$h_d$	=	250	mm	
$h$	=	850	mm	
$b$	=	300	mm	
$\emptyset_{s1}$	=	28	mm	4 ks (tažená výztuž)
$\emptyset_{s2}$	=	16	mm	4 ks (tlačená výztuž)
$\emptyset_{stř}$	=	10	mm	(průměr třmínků)
$A_{s1}$	=	2463	mm <sup>2</sup>	
$A_{s2}$	=	804	mm <sup>2</sup>	
$A_c$	=	255000	mm <sup>2</sup>	
$d_1$	=	49	mm	
$d_2$	=	43	mm	
$d$	=	801	mm	

### Ohybový moment kvazistálá kombinace:

$$M_{E_{kv}} = 415 \text{ kNm}$$

### Ohybový moment charakteristická kombinace:

$$M_{E_{char}} = 495 \text{ kNm}$$

### Charakteristiky průřezu bez trhlin:

$A_I$	=	322325	mm <sup>2</sup>
$a_I$	=	464,6	mm
$I_I$	=	24442138927	mm <sup>4</sup>
$M_{cr}$	=	184	kNm

=>Trhliny budou vznikat

### Charakteristiky průřezu s trhlinami:

$x_{cr}$	=	346,7	mm
$I_{II}$	=	16170711635	mm <sup>4</sup>

### Posouzení napětí v betonu:

Kvazistálá kombinace:

$\sigma_c$	=	8,9	MPa
$0,45f_{ck}$	=	13,5	MPa

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$\sigma_c$	=	10,6	MPa
$0,6f_{ck}$	=	18	MPa

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

### Posouzení napětí ve výztuži:

Charakteristická kombinace:

$\sigma_s$	=	287	MPa
$0,8f_{yk}$	=	400	MPa

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

---

### **Posouzení šířky trhlin:**

Posouzení limitní šířky trhlin bylo opět provedeno pro oba výše komentované stavy a opět zde jsou ukázána nejvíce kritická místa. Posudek na šířku trhlin byl naprogramován v programu Microsoft Excel v souladu s ČSN EN 1992-1-1 kapitola 7.3.4. [9]

### **Po dostavbě:**

#### **Posouzení šířky trhlin:**

$\sigma_s$ =	232	MPa
$k_1$ =	0,8	
$k_2$ =	0,5	
$k_3$ =	3,4	
$k_4$ =	0,425	
$k_t$ =	0,4	
$\varnothing_1$ =	25	mm
$n_1$ =	4	ks
$\varnothing_2$ =	25	mm
$n_2$ =	4	ks
$h_{c,eff}$ =	118,75	mm
$A_{c,eff}$ =	35625	mm <sup>2</sup>
$\rho_{p,eff}$ =	0,055	
Rozteč prutů: $s$ =	43	mm
$s_{r,max}$ =	162	mm
$w_k$ =	0,17	mm
$w_{lim}$ =	0,4	mm
Posouzení $w_k < w_{lim}$ :	=>Vyhoví	

### **Na konci životnosti:**

#### **Posouzení šířky trhlin:**

$\sigma_s$ =	240	MPa
$k_1$ =	0,8	
$k_2$ =	0,5	
$k_3$ =	3,4	
$k_4$ =	0,425	
$k_t$ =	0,4	
$\varnothing_1$ =	28	mm
$n_1$ =	4	ks
$\varnothing_2$ =	16	mm
$n_2$ =	4	ks
$h_{c,eff}$ =	122,5	mm
$A_{c,eff}$ =	36750	mm <sup>2</sup>
$\rho_{p,eff}$ =	0,067	
Rozteč prutů: $s$ =	39	mm
$s_{r,max}$ =	156	mm
$w_k$ =	0,16	mm
$w_{lim}$ =	0,4	mm
Posouzení $w_k < w_{lim}$ :	=>Vyhoví	

## **B) Trám na ose B**

### **Posouzení omezení napětí:**

Protože v případě trámu na ose B vychází nad šikmou vzpěrou ohybový moment větší na konci životnosti, byl nejprve uveden výpočet pro ohybový moment na konci životnosti. U trámu na ose B byl již proveden posudek po dostavbě i na konci životnosti v místě nad šikmou vzpěrou, protože maximální ohybový moment vychází v obou návrhových stavech právě nad vzpěrou.

## Na konci životnosti:

### Materiálové charakteristiky:

$f_{ck}$	=	30	MPa
$f_{cd}$	=	20	MPa
$f_{ctm}$	=	2,9	MPa
$E_{c,eff}$	=	9706	MPa
$d_g$	=	22	mm
$f_{yk}$	=	500	MPa
$f_{yd}$	=	435	MPa
$E_s$	=	200000	MPa
$\alpha_e$	=	20,61	

### Charakteristiky konstrukce:

$h_t$	=	600	mm	
$h_d$	=	250	mm	
$h$	=	850	mm	
$b$	=	450	mm	
$\varnothing_{s1}$	=	28	mm	6 ks (tažená výztuž)
$\varnothing_{s2}$	=	16	mm	4 ks (tlačená výztuž)
$\varnothing_{stř}$	=	10	mm	(průměr třmínků)
$A_{s1}$	=	3695	mm <sup>2</sup>	
$A_{s2}$	=	804	mm <sup>2</sup>	
$A_c$	=	382500	mm <sup>2</sup>	
$d_1$	=	49	mm	
$d_2$	=	43	mm	
$d$	=	801	mm	

### Ohybový moment kvazistálá kombinace:

$$M_{E_{kv}} = 669 \text{ kNm}$$

### Ohybový moment charakteristická kombinace:

$$M_{E_{char}} = 825 \text{ kNm}$$

### Charakteristiky průřezu bez trhlin:

$A_I$	=	475202	mm <sup>2</sup>
$a_I$	=	471,9	mm
$I_I$	=	35164941267	mm <sup>4</sup>
$M_{cr}$	=	270	kNm

=>Trhliny budou vznikat

### Charakteristiky průřezu s trhlinami:

$x_{cr}$	=	356,7	mm
$I_{II}$	=	23466676957	mm <sup>4</sup>

### Posouzení napětí v betonu:

Kvazistálá kombinace:

$\sigma_c$	=	10,2	MPa
$0,45f_{ck}$	=	13,5	MPa

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$\sigma_c$	=	12,5	MPa
$0,6f_{ck}$	=	18	MPa

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

### Posouzení napětí ve výztuži:

Charakteristická kombinace:

$\sigma_s$	=	322	MPa
$0,8f_{yk}$	=	400	MPa

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

## Po dostavbě:

### Materiálové charakteristiky:

$f_{ck}$	=	30	MPa
$f_{cd}$	=	20	MPa
$f_{ctm}$	=	2,9	MPa
$E_{cm}$	=	33000	MPa
$d_g$	=	22	mm
$f_{yk}$	=	500	MPa
$f_{yd}$	=	435	MPa
$E_s$	=	200000	MPa
$\alpha_e$	=	6,06	

### Charakteristiky konstrukce:

$h_t$	=	600	mm	
$h_d$	=	250	mm	
$h$	=	850	mm	
$b$	=	450	mm	
$\varnothing_{s1}$	=	28	mm	6 ks (tažená výztuž)
$\varnothing_{s2}$	=	16	mm	4 ks (tlačená výztuž)
$\varnothing_{stř}$	=	10	mm	(průměr třmínků)
$A_{s1}$	=	3695	mm <sup>2</sup>	
$A_{s2}$	=	804	mm <sup>2</sup>	
$A_c$	=	382500	mm <sup>2</sup>	
$d_1$	=	49	mm	
$d_2$	=	43	mm	
$d$	=	801	mm	

### Ohybový moment kvazistálá kombinace:

$$M_{E_{kv}} = 431 \text{ kNm}$$

### Ohybový moment charakteristická kombinace:

$$M_{E_{char}} = 539 \text{ kNm}$$

### Charakteristiky průřezu bez trhlin:

$A_I$	=	409765	mm <sup>2</sup>
$a_I$	=	441,0	mm
$I_I$	=	26801576804	mm <sup>4</sup>
$M_{cr}$	=	190	kNm

=>Trhliny budou vznikat

### Charakteristiky průřezu s trhlinami:

$x_{cr}$	=	229,8	mm
$I_{II}$	=	9295870589	mm <sup>4</sup>

### Posouzení napětí v betonu:

Kvazistálá kombinace:

$\sigma_c$	=	10,7	MPa
$0,45f_{ck}$	=	13,5	MPa

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$\sigma_c$	=	13,3	MPa
$0,6f_{ck}$	=	18	MPa

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

### Posouzení napětí ve výztuži:

Charakteristická kombinace:

$\sigma_s$	=	201	MPa
$0,8f_{yk}$	=	400	MPa

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

---

### **Posouzení šířky trhlin:**

#### **Na konci životnosti**

##### **Posouzení šířky trhlin:**

$\sigma_s$	=	261	MPa
$k_1$	=	0,8	
$k_2$	=	0,5	
$k_3$	=	3,4	
$k_4$	=	0,425	
$k_t$	=	0,4	
$\varnothing_1$	=	28	mm
$n_1$	=	6	ks
$\varnothing_2$	=	16	mm
$n_2$	=	4	ks
$h_{c,eff}$	=	122,5	mm
$A_{c,eff}$	=	55125	mm <sup>2</sup>
$\rho_{p,eff}$	=	0,067	
Rozteč prutů: $s$	=	42	mm
$s_{r,max}$	=	156	mm
$w_k$	=	0,17	mm
$w_{lim}$	=	0,4	mm
Posouzení $w_k < w_{lim}$ :	=>	<b>Vyhoví</b>	

#### **Po dostavbě**

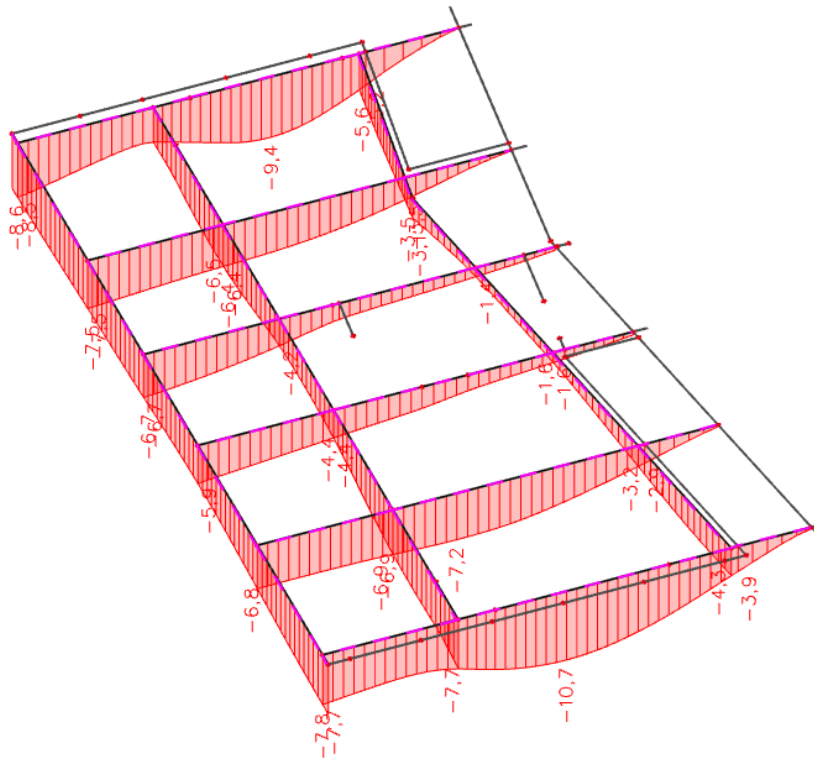
##### **Posouzení šířky trhlin:**

$\sigma_s$	=	161	MPa
$k_1$	=	0,8	
$k_2$	=	0,5	
$k_3$	=	3,4	
$k_4$	=	0,425	
$k_t$	=	0,4	
$\varnothing_1$	=	28	mm
$n_1$	=	6	ks
$\varnothing_2$	=	16	mm
$n_2$	=	4	ks
$h_{c,eff}$	=	122,5	mm
$A_{c,eff}$	=	55125	mm <sup>2</sup>
$\rho_{p,eff}$	=	0,067	
Rozteč prutů: $s$	=	42	mm
$s_{r,max}$	=	156	mm
$w_k$	=	0,11	mm
$w_{lim}$	=	0,4	mm
Posouzení $w_k < w_{lim}$ :	=>	<b>Vyhoví</b>	

### **Posouzení průhybů:**

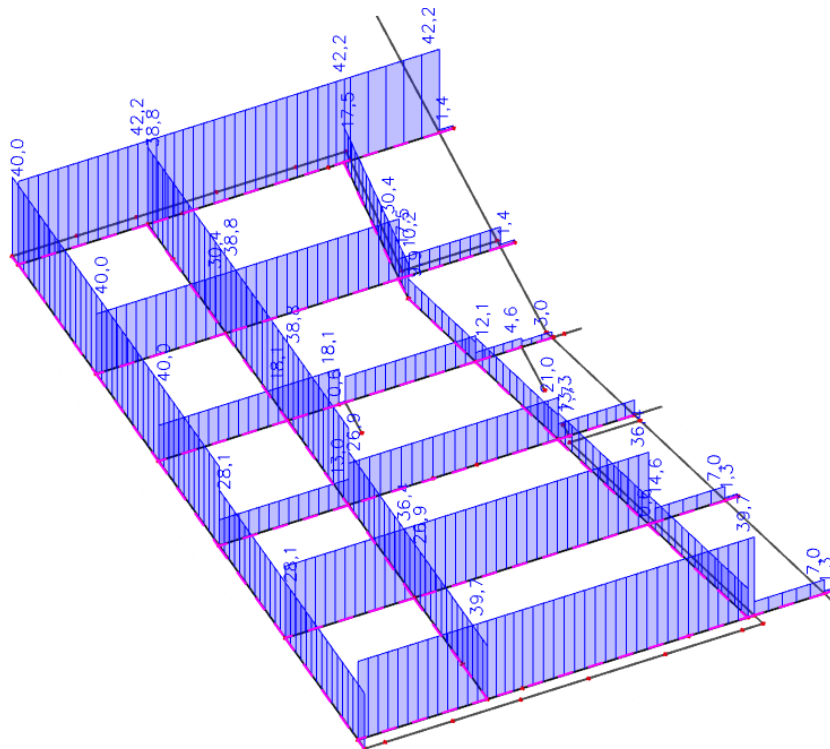
Na *Obr.8.33.* je zobrazen průběh dlouhodobých průhybů na trémovém roštu. Hodnoty těchto průhybů v sobě zahrnují průhyby od dotvarování, ale nikoliv od smršťování. Průhyby od smršťování by bylo nutné vypočítat samostatně.





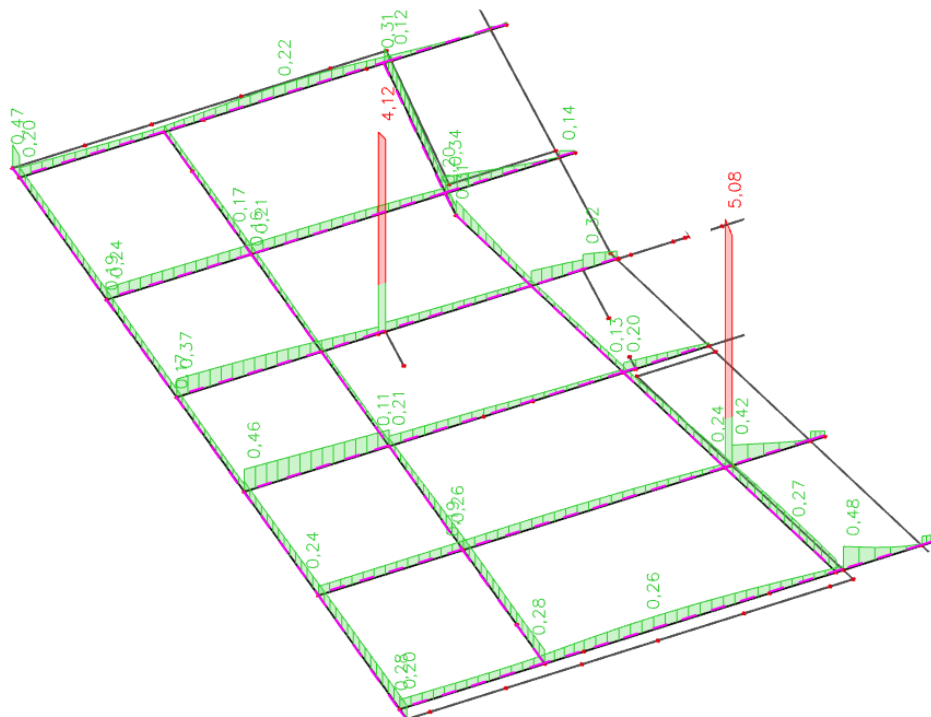
Obr.8.33. Průběh dlouhodobých průhybů na trémovém roštu.

Na Obr.8.34. je zobrazen průběh limitních průhybů na trémovém roštu. Výše bylo uvedeno, že je nutné dopočítat průhyby od smršťování, ale to by bylo na této konstrukci složité a vzhledem k velkému rozdílu mezi dlouhodobým průhybem a limitním průhybem nebude nutné průhyb od smršťování počítat.



Obr.8.34. Průběh limitních průhybů na trémovém roštu.

Na Obr.8.35. je uveden jednotkový posudek průhybů na trémovém roštu (pokud je hodnota menší než 1, posudek na průhyb vyhoví). Posudek nevyhověl na dvou místech, která jsou zobrazena červeně. Je to z toho důvodu, že program špatně vypočetl limitní průhyb, kdy uvažoval rozpětí konstrukce od uzlů, které netvoří podpory. Ve skutečnosti by posudek bez problémů vyhověl, a proto tyto hodnoty nebyly dále řešeny.



Obr.8.35. Jednotkový posudek průhybů na trémovém roštu.

Všechny trámy, které byly navrženy na mezní stav únosnosti, vyhověly i na mezní stav použitelnosti. Navržené rozměry trámů jsou vždy uvedeny u návrhu jednotlivých trámů na MSÚ a rozmístění hlavní nosné výztuže je patrné ze schémat vyztužení u jednotlivých trámů a také z výkresu výztuže stropní desky nad 1.PP.

## 8.3 Návrh stropní desky nad 1.PP – nad trémovým roštem

### 8.3.1 Popis a výpočet použitých modulů pružnosti

Stropní deska spolupůsobí s trámy, na nichž je uložena, to znamená, že deformace trámů ovlivní deformaci stropní desky. A proto bylo také u stropní desky počítáno jak se středním modulem pružnosti, tak i s dlouhodobým modulem pružnosti. Oba moduly byly stanoveny v kapitole 8.2.1. Při porovnání hodnot ohybových momentů na stropní desce s použitím modulů pružnosti  $E_{cm}$  a  $E_{c,eff}$ , vyšly hodnoty ohybových momentů hůře s použitím  $E_{c,eff}$ . Z toho vyplývá, že pro návrh ohybové výztuže byl použit průběh ohybových momentů s použitím dlouhodobého modulu pružnosti  $E_{c,eff}$ .

---

### 8.3.2 Zatěžovací stavy a kombinace

Zatěžovací stavy a kombinace jsou totožné jako zatěžovací stavy v kapitole 8.2.2.

### 8.3.3 Návrh a posouzení únosnosti – použité vzorce

V následujících podkapitolách budou uvedeny vzorce, které byly použity při návrhu a posouzení ohybové výztuže stropní desky. Tyto vzorce byly dosazeny do programu Microsoft Excel, z kterého se vyhotovily tabulky v kapitole 8.3.4.

#### Předpoklad použitých materiálů:

-výztuž: ocel B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

-beton: C 30/37 - XC1 - Cl 0.2 -  $D_{\max}$  22mm - S4

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

#### Krycí vrstva:

Krycí vrstva byla stanovena stejným postupem jako v kapitole 8.2.3.

$$c_{nom} = 25 \text{ mm}$$

#### Návrh ohybové výztuže:

Účinná výška průřezu:

$$d_1 = h - c_{nom} - \frac{1}{2}\emptyset$$

$$d_2 = h - c_{nom} - \emptyset - \frac{1}{2}\emptyset$$

Ostatní použité vzorce jsou shodné se vzorci z kapitoly 8.2.3. Rozdíl oproti kapitole 8.2.3 je v tom, že u stropní desky se počítá pouze s šířkou průřezu  $b$ , kdežto u návrhu trámů se v místě dolních tažených vláken uvažovala spolupůsobící šířka  $b_{eff}$ . Šířka  $b$  se zde uvažovala 1000 mm.

### 8.3.4 Návrh a posouzení únosnosti

Pro návrh stropních desek byly použity průběhy ohybových momentů, které byly vypočteny na celkovém modelu objektu v programu Scia Engineer. Přesněji byly použity hodnoty návrhových momentů, které jsou použitelné pro ruční návrh výztuže. Hodnoty návrhových momentů v sobě zahrnují součet ohybových a krouticích momentů dle následujícího schématu:

---

$m_{xD+} = -m_x + |m_{xy}|$  ... návrhový ohybový moment ve směru  $x$  při horním povrchu

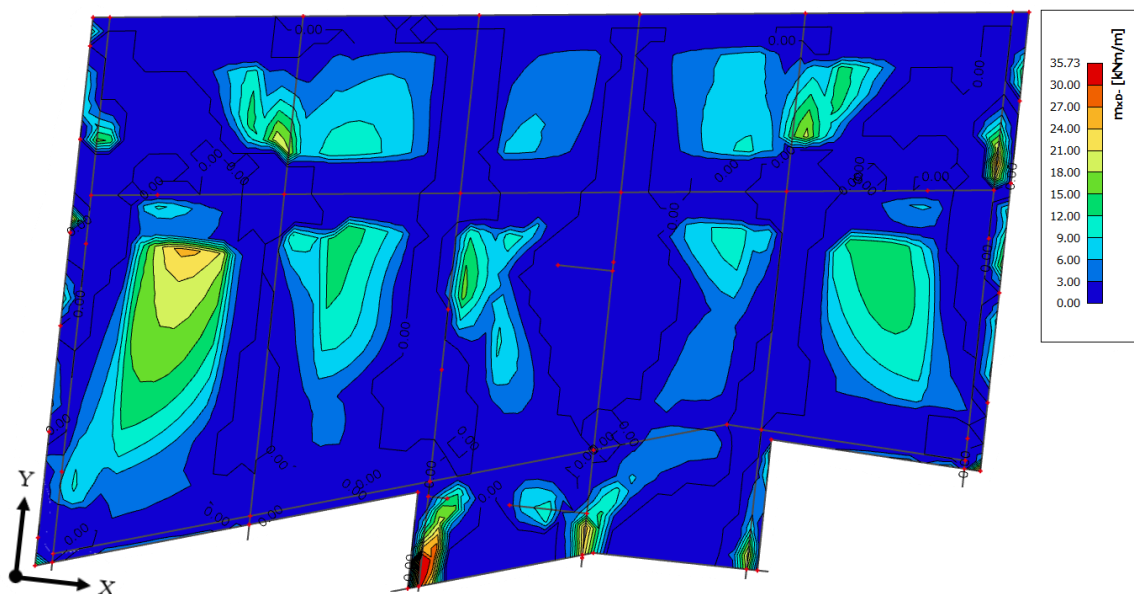
$m_{yD+} = -m_y + |m_{xy}|$  ... návrhový ohybový moment ve směru  $y$  při horním povrchu

$m_{xD-} = m_x + |m_{xy}|$  ... návrhový ohybový moment ve směru  $x$  při horním povrchu

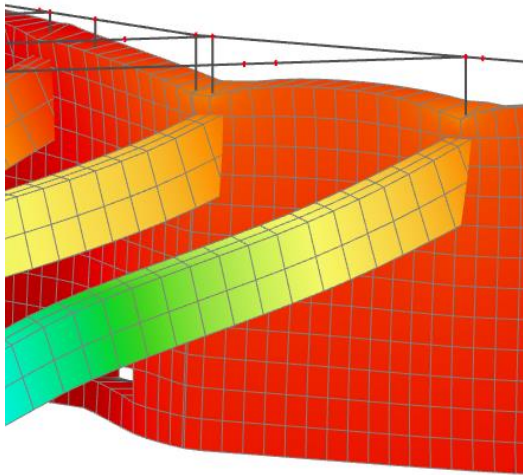
$m_{yD-} = m_y + |m_{xy}|$  ... návrhový ohybový moment ve směru  $y$  při horním povrchu

Získané hodnoty ohybových momentů jsou pro oba směry a oba povrchy uvedeny níže. Tyto hodnoty byly dosazeny do vzorců uvedených v kapitole 8.3.3 a v programu Microsoft Excel byl proveden návrh a posouzení ohybové výztuže. Níže jsou uvedeny pouze průběhy ohybových momentů s užitím modulu pružnosti  $E_{c,eff}$ , protože globálně v tomto případě vycházeli větší extrémy než s použitím modulu pružnosti  $E_{cm}$ . Nicméně navržená výztuž vyhověla na oba stavy.

### **Průběh dimenzačních ohybových momentů ve směru $x$ při dolním povrchu:**

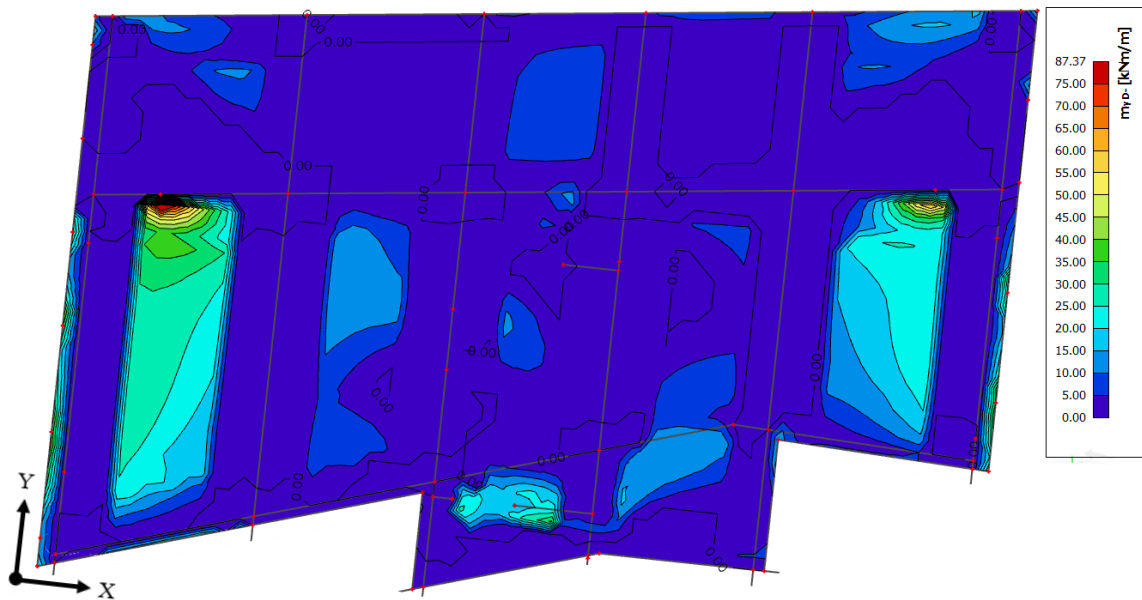


Největší hodnota ohybového momentu pro návrh výztuže při spodním povrchu ve směru  $x$  je 35,73 kNm/m. Tato hodnota se nachází v místě uložení trámu do stěny přímo nad trámem, kde by se očekávalo, že dolní ohybový moment vznikat nebude. Vznik dolního ohybového momentu by se dal vysvětlit nejspíš tím, že stěna, do které je trám a stropní deska napojena, se deformuje v místě uložení trámů. Je to z toho důvodu, že program uvažuje vnesení síly z trámu do stěny bodově, ale ve skutečnosti by se síla roznesla na nějaké ploše a deformace by tak byla mnohem menší. Vynucená deformace pod uložení trámu způsobí tah u horních vláken stropní desky v poli mezi trámy a tah u spodních vláken stropní desky nad trámem. Ve skutečnosti by se nejspíš konstrukce takto nedeformovala, ale na vyztužení po zbytku plochy desky to nemá vliv, proto tento problém nebyl dále řešen.



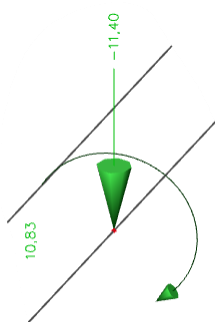
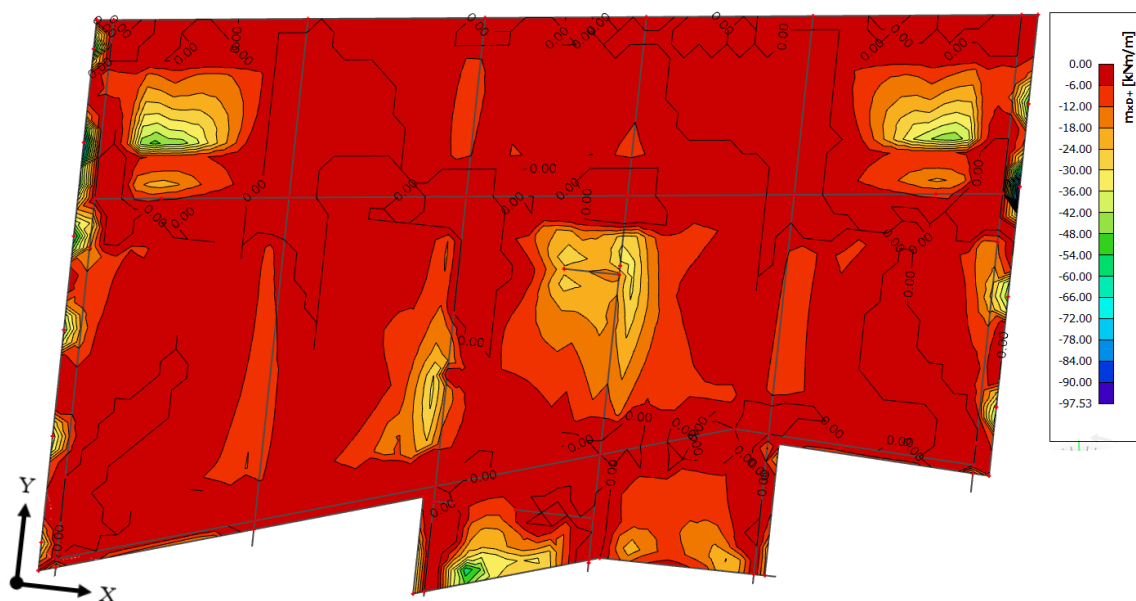
Obr.8.36. Deformace stěny pod uloženými trámy.

**Průběh dimenzačních ohybových momentů ve směru y při dolním povrchu:**



Největší hodnota ohybového momentu pro návrh výztuže při spodním povrchu ve směru y je 87,37 kNm/m. Tato hodnota se nachází u podepření trámy vzpěrou. Základní síť bude navržena na hodnotu 29 kNm/m a příložky budou navrženy na hodnotu 88 kNm/m.

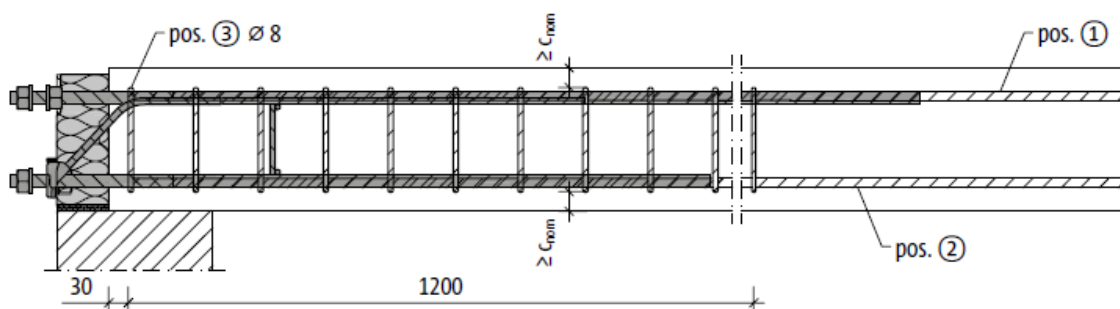
### Průběh dimenzačních ohybových momentů ve směru $x$ při horním povrchu:



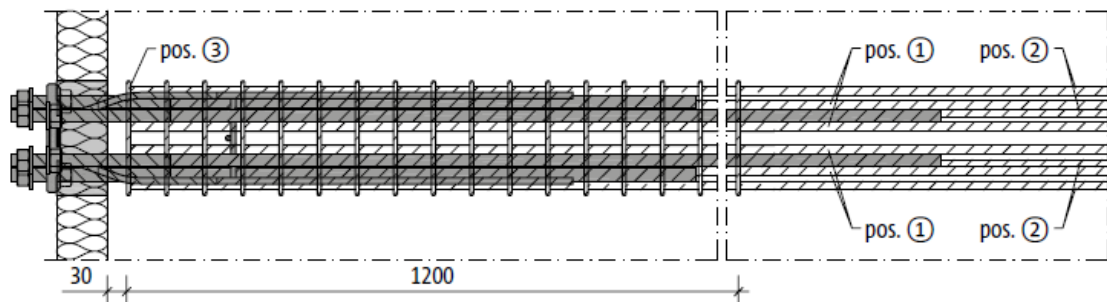
Obr.8.37. Náhrada balkonového nosníku ohybovým momentem a svislou silou.

Největší hodnota ohybového momentu pro návrh výztuže při horním povrchu ve směru  $x$  je 97,53 kNm/m a vzniká v místě uložení ocelových konzol, které tvoří nosnou konstrukci balkonů. Ocelové konzoly byly nahrazeny bodovými silami a momenty Obr.8.37. Z výpočtu nahrazujícího momentu pro nejméně příznivou kombinaci vyšel v místě uložení nosníku ohybový moment 23,41 kNm, tudíž není možné, aby v avizovaném místě vznikal moment 97,53 kNm. Je možné, že takto velký moment vzniká z důvodu singularity, ke které dochází vlivem vložení bodové síly a bodového ohybového momentu, což znamená, že s jeho hodnotou nebude počítáno.

Ocelové konzoly jsou do desky uloženy přes prvek Isokorb, který vyrábí firma Shöck. V technickém listu pro navržený prvek Shöck Isokorb KS20-V10-H180 jsou uvedeny pokyny pro zahuštění výztuže v místě uložení prvku. Výztuž v místě uložení nosníků bude zahuštěna z důvodu lepšího roznosu lokálního zatížení do stropní desky. Schéma vyztužení je uvedeno na obrázku níže, stejné vyztužení bude provedeno ve všech místech, kde jsou do desky uloženy ocelové nosníky.



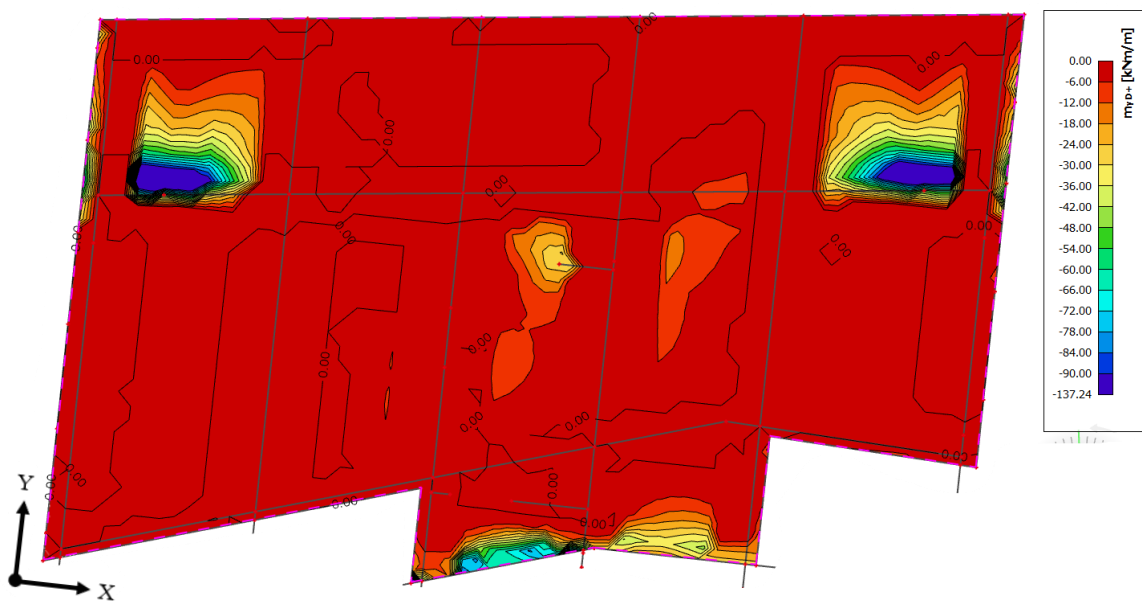
Obr.8.38. Uložení prvku Shöck Isokorb KS20-V10-H180 – řez. [13]



Obr.8.39. Uložení prvku Shöck Isokorb KS20-V10-H180 – půdorys. (pos. 1 – 4 x Ø 14 mm, pos. 2 - 4 x Ø 14 mm – umístit pouze v případě tahu při dolním líci stropní desky, pos. 3 – třmínek Ø 8 mm). [13]

Příložky budou navrženy na moment 58 kNm/m, který vzniká v místě napojení stropní desky do stěny. Proč vzniká horní ohybový moment v poli u napojení desky na stěnu bylo vysvětleno výše. Základní síť bude navržena na hodnotu 32 kNm/m, což znamená, že po celém obvodu stropní desky, kde vycházejí špičky ohybových momentů (maximální hodnota 23,41 kNm) důsledkem singularit, ze zavedení náhradních ohybových momentů, postačí základní síť a zahuštění výztuže dle pokynů výrobce prvku Shöck Isokorb KS20-V10-H180.

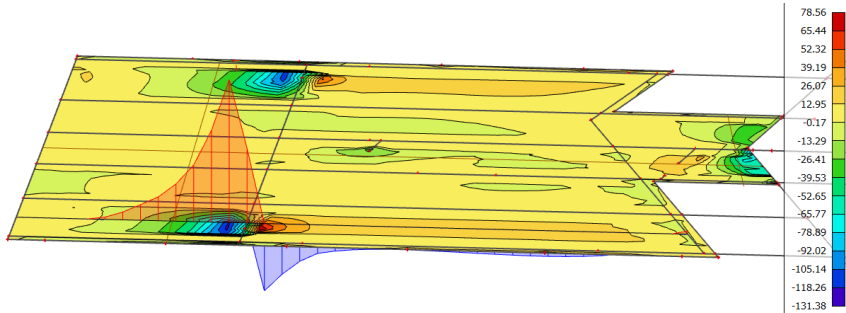
#### **Průběh dimenzačních ohybových momentů ve směru y při horním povrchu:**



Největší hodnota ohybového momentu pro návrh výztuže při horním povrchu ve směru y je 137,24 kNm/m, ale tato hodnota vychází v místě uložení trámu na stěnu, přímo nad trámem. Reálně tam tato hodnota nevznikne, zde vzniká z důvodu singularity modelu, proto byla ignorována. Základní síť bude navržena na hodnotu 30 kNm/m. Příložky budou navrženy na hodnoty ohybových momentů, kde nevyhoví základní síť. Zde je ukázán návrh na dvě hodnoty a to na 135 kNm/m, tato hodnota se nachází u šikmé vzpěry a na hodnotu 93 kNm/m, která se nachází u napojení desky do stěny.



Na Obr.8.40. je vykreslen průběh ohybových momentů  $m_y$  (bez vlivu krouticích momentů), kde na řezu je vidět skok v průběhu momentů v místě šikmé



Obr.8.40. Průběh ohybových momentů  $m_y$ .

vzpěry. Skok momentu z kladného na záporný vzniká z důvodu, že vzpěra je uložena na spodním líci trámu a do desky se přes trám vnáší krouticí moment vyvozený vodorovnou silou na rameni rovnému výšce trámu. Tím se vysvětluje, proč vzniká tak velký spodní ohybový moment v průběhu dimenzačních ohybových momentů ve směru  $y$  při dolním povrchu těsně před trámem a zároveň horní ohybový moment v poli za trámem v průběhu dimenzačních ohybových momentů ve směru  $y$  při horním povrchu.

### Návrh ohybové výztuže:

#### Použité materiály:

beton: C30/37 XC1-CI 0,2;  $D_{max}$  22- S4  
ocel: B500B

#### Krycí vrstva:

$c_{min} = 15$  mm  
 $\Delta c_{dev} = 10$  mm  
 $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25$  mm

#### Materiálové charakteristiky:

$f_{ck} = 30$  MPa  
 $f_{cd} = 20$  MPa  
 $f_{ctm} = 2,9$  MPa  
 $f_{yk} = 500$  MPa  
 $f_{yd} = 435$  MPa  
 $dg = 22$  mm

#### Průřezové charakteristiky:

$b = 1$  bm  
 $h = 250$  mm

Směr	Typ	Návrh												
		$m_{Ed}$	$d$	$\mu$	$\zeta$	$a_{s,rd}$	$a_{s,min,1}$	$a_{s,min,2}$	$a_{s,max}$	$S_{z,s}$	$\varnothing_{z,s}$	Spř.	$\varnothing_{př.}$	$a_{s,prov}$
		kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>
X spodní	základní síť	36	210	0,04	0,98	402	273	317	10000	150	10	0	0	524
	příložky	88	220	0,09	0,953	965	286	332	10000	150	10	150	10	1047
Y spodní	základní síť	29	220	0,03	0,985	308	286	332	10000	150	10	0	0	524
	příložky	58	210	0,07	0,964	659	273	317	10000	150	10	300	10	785
X horní	základní síť	32	210	0,04	0,98	358	273	317	10000	150	10	0	0	524
	příložky	93	220	0,10	0,947	1027	286	332	10000	150	10	150	10	1047
Y horní	základní síť	30	220	0,03	0,985	318	286	332	10000	150	10	0	0	524
	příložky	135	217	0,14	0,924	1549	282	327	10000	150	10	150	16	1864

### Posouzení ohybové výztuže:

Směr	Typ	Posouzení										
		$x$	$\xi$	$z$	$m_{Rd}$	$m_{Rd} > m_{Ed}$	$\xi < 0,45$	$\xi < \xi_{bal,1}$	$s_{min} < s$	$s + \varnothing < s_{max}$	osová.vz.	světl. vz.
		mm	-	mm	kNm/m						$s_{max}$	$s_{min}$
X spodní	základní síť	14,2	0,07	204,3	47	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
	příložky	28,5	0,13	208,6	95	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
Y spodní	základní síť	14,2	0,06	214,3	49	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
	příložky	28,5	0,13	208,6	95	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
X horní	základní síť	14,2	0,07	204,3	47	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
	příložky	21,3	0,10	201,5	69	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
Y horní	základní síť	14,2	0,06	214,3	49	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
	příložky	28,5	0,13	208,6	95	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
Y horní	základní síť	14,2	0,06	214,3	49	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
	příložky	50,7	0,23	196,7	159	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27



---

Na spodním líci stropní desky byla navržena ve směru  $x$  jako základní síť  $\varnothing$  10 mm po 150 mm.

Ve směru  $y$  byla také navržena základní síť  $\varnothing$  10 mm po 150 mm. Příložky  $\varnothing$  10 mm po 150 mm byly navrženy v okolí podepření vzpěrami.

Na horním líci stropní desky ve směru  $x$  byla navržena základní síť  $\varnothing$  10 mm po 150 mm, v některých místech desky bylo nutné navrhnout příložky. Příložky byly navrženy v místech s vyšším ohybovým momentem než 32 kNm/m, byla navržena síť příložek  $\varnothing$  10 mm po 300 mm.

Ve směru  $y$  byla navržena základní síť  $\varnothing$  10 mm po 150 mm. Příložky byly navrženy ve dvou verzích – nad vzpěrami  $\varnothing$  16 mm po 150 mm a v ostatních místech, kde nevyhověla základní síť  $\varnothing$  10 mm po 150 mm.

### 8.3.5 Posouzení na mezní stav použitelnosti

#### Posouzení omezení napětí:

Posouzení omezení napětí zde jsou ukázána opět v kritických místech – v místech s největším ohybovým momentem (jsou to místa, ve kterých byly ve výše uvedené tabulce navrženy příložky). Posudek na omezení napětí byl naprogramován v programu Microsoft Excel v souladu s ČSN EN 1992-1-1 kapitola 7.2. [9] Aby nebylo nutné posuzovat stav při dostavbě a stav na konci životnosti, byl zvolen takový postup, že se pro posouzení omezení napětí vzal ohybový moment na konci životnosti (tzn. ten méně příznivý), ale počítalo se s modulem pružnosti  $E_{cm}$ , což vedlo k méně příznivé hodnotě součinitele  $\alpha_e$  a tím pádem i k horším výsledkům, což zajistilo, že posouzení je na straně bezpečnosti.

#### **Směr $x$ spodní:**

##### **Ohybový moment kvazistálá kombinace:**

$M_{E_{kv}} = 24$  kNm

##### **Ohybový moment charakteristická kombinace:**

$M_{E_{char}} = 27$  kNm

##### **Charakteristiky průřezu bez trhlin:**

$A_I = 256352$  mm<sup>2</sup>

$a_I = 124,9$  mm

$I_I = 1353685460$  mm<sup>4</sup>

$M_{cr} = 31$  kNm

=>Trhliny nebudou vznikat

##### **Charakteristiky průřezu s trhlinami:**

$x_{cr} = 33,2$  mm

$I_{II} = 111499234$  mm<sup>4</sup>

##### **Posouzení napětí v betonu:**

Kvazistálá kombinace:

$\sigma_c = 7,1$  MPa

$0,45f_{ck} = 13,5$  MPa

$\sigma_c \leq 0,45f_{ck}$  =>Vyhoví

Charakteristická kombinace:

$\sigma_c = 8,0$  MPa

$0,6f_{ck} = 18$  MPa

$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$  =>Vyhoví

##### **Posouzení napětí ve výztuži:**

Charakteristická kombinace:

$\sigma_s =$	259	MPa
$0,8f_{yk} =$	400	MPa
$\sigma_s \leq 0,8f_{yk}$	=>Vyhoví	

### Směr y spodní:

**Ohybový moment kvazistálá kombinace:**

$M_{E_{kv}} =$	56	kNm
----------------	----	-----

**Ohybový moment charakteristická kombinace:**

$M_{E_{char}} =$	68	kNm
------------------	----	-----

**Charakteristiky průřezu bez trhlin:**

$A_I =$	259521	mm <sup>2</sup>
$a_I =$	126,2	mm
$I_I =$	1387662883	mm <sup>4</sup>
$M_{cr} =$	32	kNm

=>Trhliny budou vznikat

**Charakteristiky průřezu s trhlinami:**

$x_{cr} =$	45,9	mm
$I_{II} =$	225372910,5	mm <sup>4</sup>

**Posouzení napětí v betonu:**

Kvazistálá kombinace:

$\sigma_c =$	11,4	MPa
$0,45f_{ck} =$	13,5	MPa
$\sigma_c \leq 0,45f_{ck}$	=>Vyhoví	

Charakteristická kombinace:

$\sigma_c =$	13,9	MPa
$0,6f_{ck} =$	18	MPa
$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$	=>Vyhoví	

**Posouzení napětí ve výztuži:**

Charakteristická kombinace:

$\sigma_s =$	318	MPa
$0,8f_{yk} =$	400	MPa
$\sigma_s \leq 0,8f_{yk}$	=>Vyhoví	

### Směr x horní:

**Ohybový moment kvazistálá kombinace:**

$M_{E_{kv}} =$	39	kNm
----------------	----	-----

**Ohybový moment charakteristická kombinace:**

$M_{E_{char}} =$	45	kNm
------------------	----	-----

**Charakteristiky průřezu bez trhlin:**

$A_I =$	257933	mm <sup>2</sup>
$a_I =$	125,4	mm
$I_I =$	1365077141	mm <sup>4</sup>
$M_{cr} =$	32	kNm

=>Trhliny budou vznikat

**Charakteristiky průřezu s trhlinami:**

$x_{cr} =$	39,5	mm
$I_{II} =$	159133804,4	mm <sup>4</sup>

**Posouzení napětí v betonu:**

Kvazistálá kombinace:

$\sigma_c =$	9,7	MPa
$0,45f_{ck} =$	13,5	MPa
$\sigma_c \leq 0,45f_{ck}$	=>Vyhoví	

Charakteristická kombinace:

$\sigma_c =$	11,2	MPa
$0,6f_{ck} =$	18	MPa
$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$	=>Vyhoví	

**Posouzení napětí ve výztuži:**

Charakteristická kombinace:

$\sigma_s =$	292	MPa
$0,8f_{yk} =$	400	MPa
$\sigma_s \leq 0,8f_{yk}$	=>Vyhoví	

## Směr y horní:

### Ohybový moment kvazistálá kombinace:

$$M_{E_{kv}} = 83 \quad \text{kNm}$$

### Ohybový moment charakteristická kombinace:

$$M_{E_{char}} = 100 \quad \text{kNm}$$

### Charakteristiky průřezu bez trhlin:

$$A_I = 268491 \quad \text{mm}^2$$

$$a_I = 126,3 \quad \text{mm}$$

$$I_I = 1462154430 \quad \text{mm}^4$$

$$M_{cr} = 34 \quad \text{kNm}$$

=>Trhliny budou vznikat

### Charakteristiky průřezu s trhlinami:

$$x_{cr} = 56,9 \quad \text{mm}$$

$$I_{II} = 356176137 \quad \text{mm}^4$$

### Posouzení napětí v betonu:

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = 13,2 \quad \text{MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 13,5 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = 16,0 \quad \text{MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 18 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

### Posouzení napětí ve výztuži:

Charakteristická kombinace:

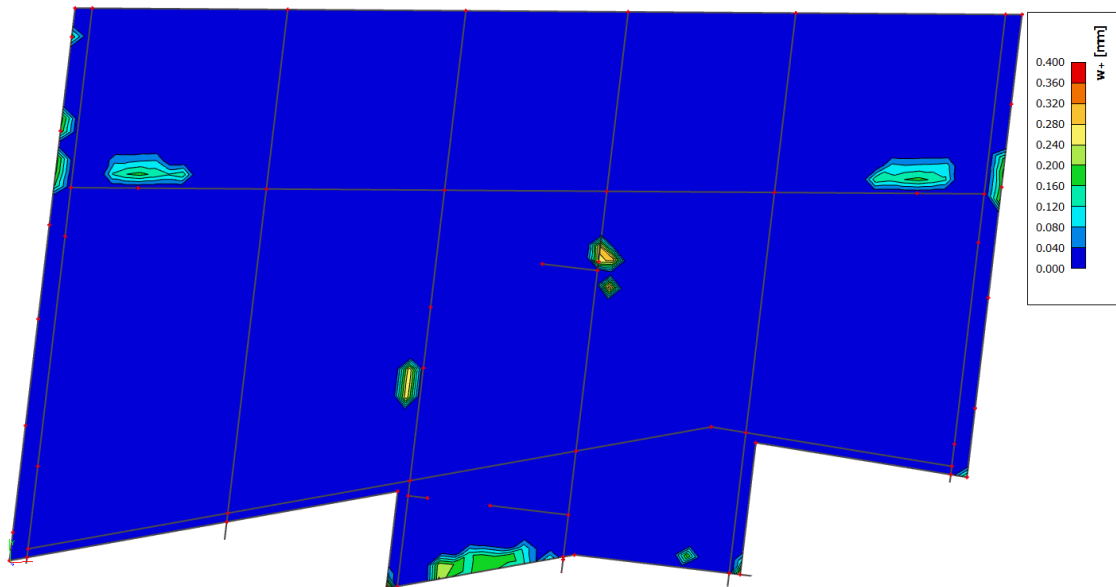
$$\sigma_s = 273 \quad \text{MPa}$$

$$0,8f_{yk} = 400 \quad \text{MPa}$$

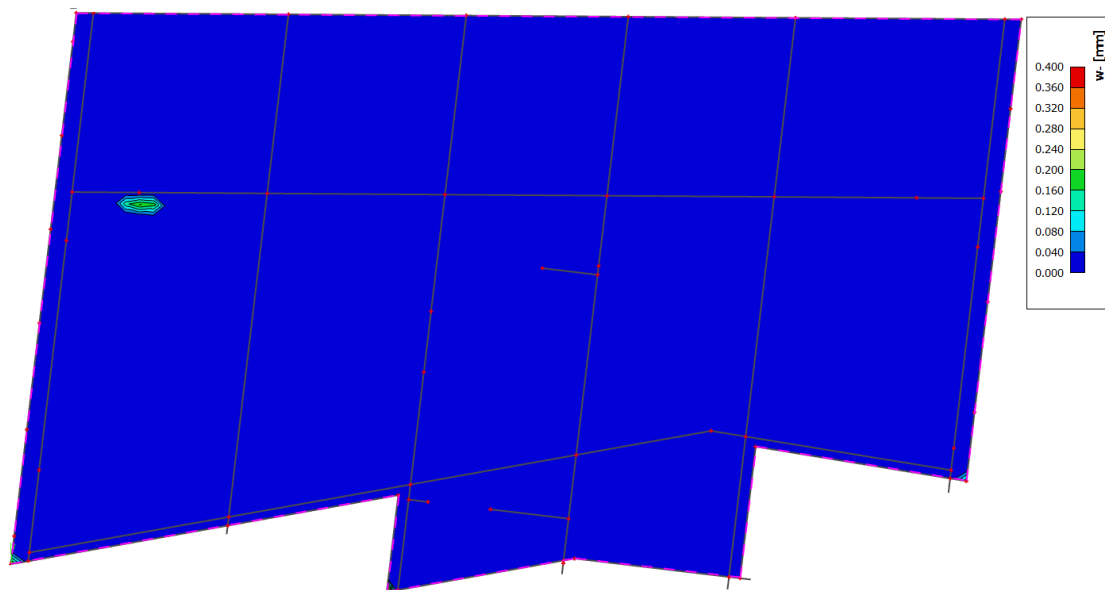
$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

## Posouzení šířky trhlin:

Na následujícím obrázku je výstup z programu Scia Engineer, na kterém jsou vidět šířky trhlin na stropní desce na horním povrchu.



Na obrázku níže jsou vidět šířky trhlin na spodním povrchu desky. Trhlina šířky 0,203 mm vznikla pouze v místě, kde bylo nutné při dolním povrchu ve směru y navrhovat příložky. Ve zbytku desky s ohledem na její relativně velkou tloušťku trhliny nevznikají.

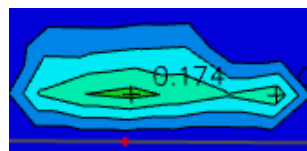


Limitní šířka trhlin doporučená normou pro stupeň vlivu prostředí XC1 je  $w_{max} = 0,4$  mm. Jak lze vidět na výše uvedených obrázcích, šířka trhlin vyhoví na celé desce na horním i spodním povrchu desky. Šířka trhlin byla pro kontrolu ověřena výpočtem v programu Microsoft Excel a vyšla téměř shodně jako při výpočtu v programu Scia Engineer. Pro názornost je zde ukázán výpočet šířky trhliny při horním povrchu v místě nad šikmou vzpěrou a v témže místě šířka trhliny, která vyšla při výpočtu z programu Scia Engineer. Šířka obou trhlin se téměř shoduje, a proto lze výsledky stanovené programem považovat za vyhovující.

**Posouzení šířky trhlin:**

$\sigma_s =$	226	MPa
$k_1 =$	0,8	
$k_2 =$	0,5	
$k_3 =$	3,4	
$k_4 =$	0,425	
$k_t =$	0,4	(dlouhodobé zatížení)
$\varnothing_1 =$	16	mm
$n_1 =$	7	ks
$\varnothing_2 =$	10	mm
$n_2 =$	7	ks
$h_{c,eff} =$	64,376446	mm
$A_{c,eff} =$	64376,446	mm <sup>2</sup>
$\rho_{p,eff} =$	0,022	
Rozteč prutů: $s =$	140	mm
$s_{r,max} =$	209	mm
$w_k =$	0,17	mm
$w_{lim} =$	0,4	mm

Posouzení  $w_k < w_{lim}$ : =>Vyhoví

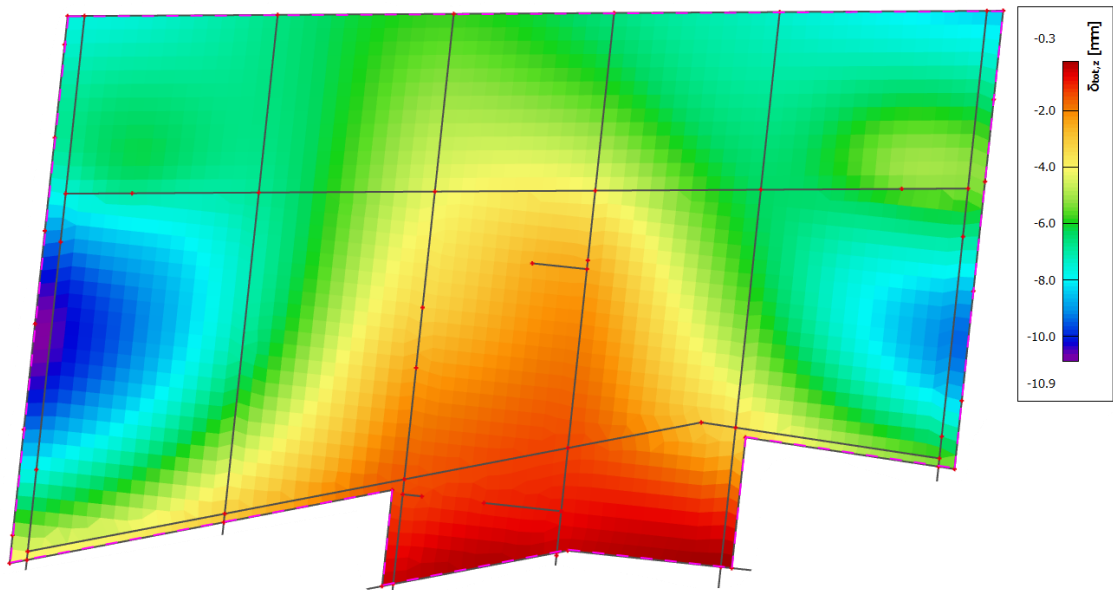


Obr.8.41. Šířka trhliny z výpočtu v programu Scia Engineer,

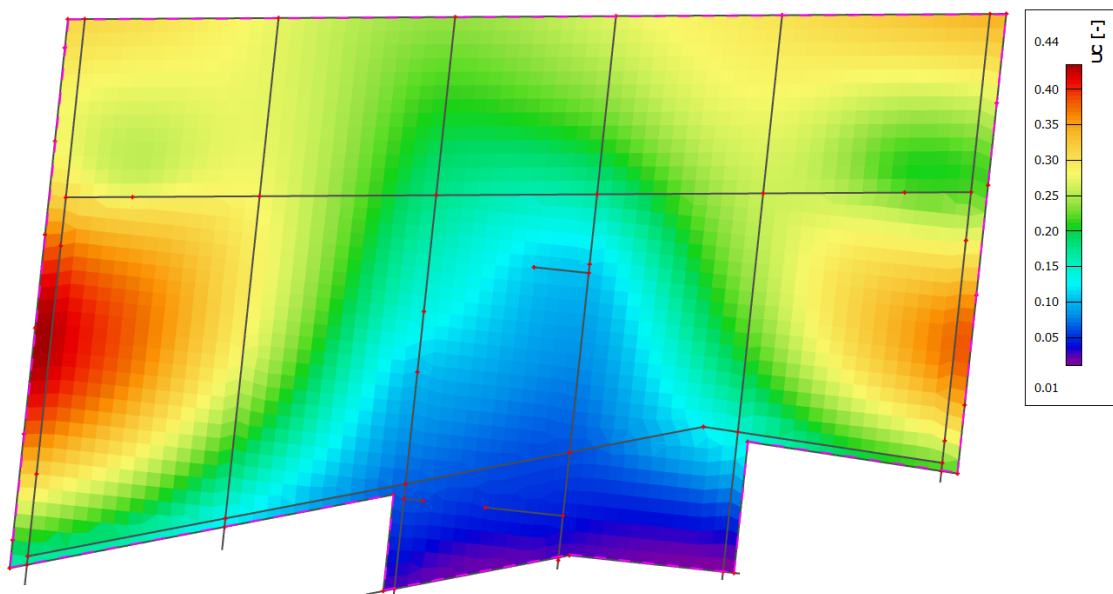
**Posouzení průhybů:**

Na obrázku níže jsou vidět hodnoty dlouhodobého průhybu (v programu Scia Engineer spočtené jako tzv. „normově závislé průhyby“). Hodnoty průhybu v sobě zahrnují i hodnoty od dotvarování, ale nikoliv hodnoty od smršťování. Hodnoty od smršťování by bylo nutné vypočítat

ručně, ale při takto složité konstrukci je to téměř nemožné, a proto zde smršťování nebude řešeno. S ohledem na velkou rezervu oproti limitnímu průhybu je to přípustné.



Na tomto obrázku je jednotkový posudek výše uvedených průhybů s normou požadovaným průhybem  $L/250$ . Kdyby v některém místě stropní desky vyšla hodnota posudku větší než 1, znamenalo by to, že je překročen maximální dovolený průhyb. Maximální dovolený průhyb byl spočítán také v programu Scia Engineer a vyšel 25 mm. Jak je vidět z obrázku, průhyby po celé ploše desky vyhoví.



Navržená tloušťka stropní desky 250 mm vyhověla na všechny posuzované mezní stavy.

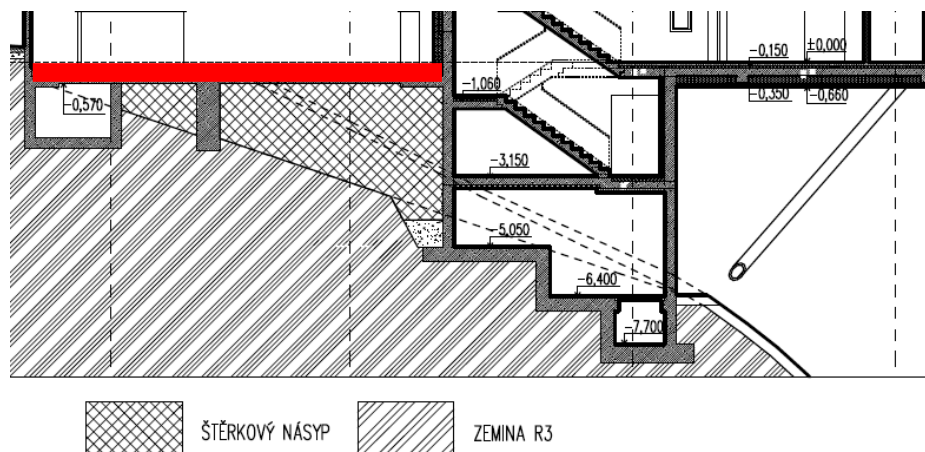
## 8.4 Návrh stropní desky nad 1.PP – garáž

### 8.4.1 Popis použitých modulů pružnosti

Stropní deska v místě garáží je sice v úrovni stropní desky nad trémovým roštem, ale není jím přímo podepřena, a proto se zde již neuvažovaly dva stavy průběhu vnitřních sil, které byly způsobeny rozdílem mezi deformovaným stavem konstrukce po betonáži a na konci životnosti (po proběhnutí dlouhodobých objemových změn). Byl zde uvažován pouze základní stav, kdy byl použit modul pružnosti  $E_{cm}$ .

### 8.4.2 Návrh a posouzení únosnosti – použité vzorce

Část stropní desky v 1.PP, která neleží nad trémovým roštem, ve větší ploše tvoří podlahu garáží a v menší ploše strop nad 1.PP. Plocha, která tvoří podlahu garáží, je v kontaktu se zemínou, přesněji se štěrkovým násypem, který si bude sedat, tudíž se deska bude moci prohýbat. Při výpočtech v předmětu Projekt 4 bylo zjištěno, že maximální sednutí základových konstrukcí, jejichž základová spára leží na únosné zemině R3, je 2,3 mm, což je velmi málo. Z těchto důvodů při výpočtu byla stropní deska navržena jako stropní deska, a nikoliv jako základová deska. Popsané rozdělení stropní desky na části a kontakt jednotlivých konstrukcí s různými druhy zeminy je vidět na schematickém řezu níže. Deska v kontaktu se zemínou je označena červeně a deska, která tvoří strop 1.PP, se nachází ve schodišťovém prostoru.



### Předpoklad použitých materiálů

-výztuž: ocel B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

-beton: C 30/37 - XC1 - Cl 0.2 -  $D_{\max}$  22mm - S4

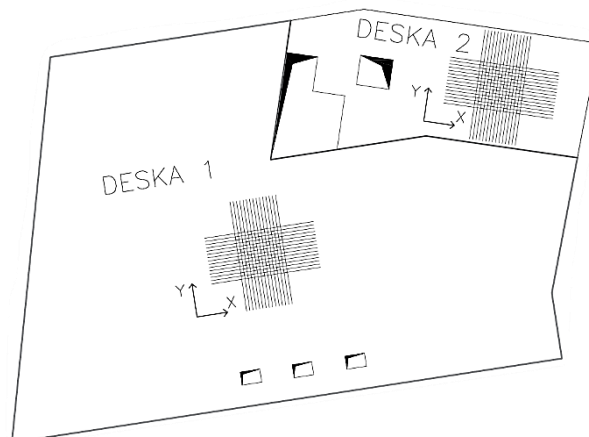
$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

Ostatní předpoklady a použité vzorce jsou shodné jako v návrhu stropní desky nad 1.PP nad trémovým roštem.

### 8.4.3 Návrh a posouzení únosnosti

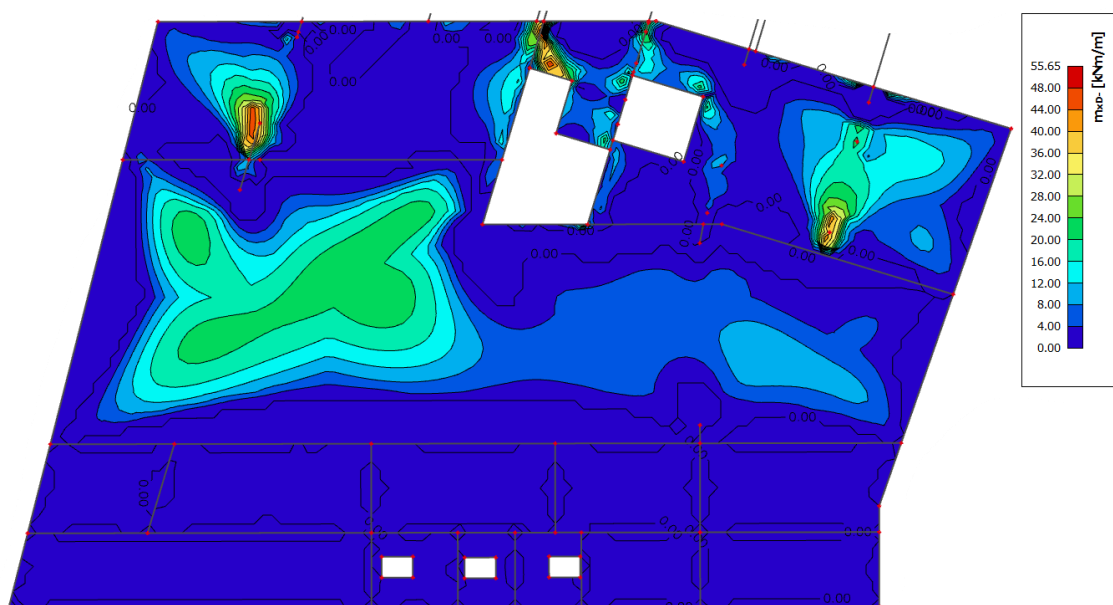
Pro návrh stropních desek byly použity průběhy návrhových ohybových momentů, které byly získány z programu Scia Engineer. Vysvětlení návrhových ohybových momentů je uvedeno v kapitole 8.3.4. Tvar stropní desky je nepravidelný a při pokládce výztuže v jednom směru by bylo složité desku vyztužit a vznikl by zbytečný odpad výztuže, proto se zvolilo rozdělení desky na



Obr.8.42. Rozdělení desky.

dvě části – dva lokální souřadné systémy. Výztuž tak bude rozdělena do dvou různých směrů dle příslušných lokálních systémů a dojde ke snížení množství „ořezů“ výztuže. Rozdělení stropní desky je vidět na Obr.8.42.

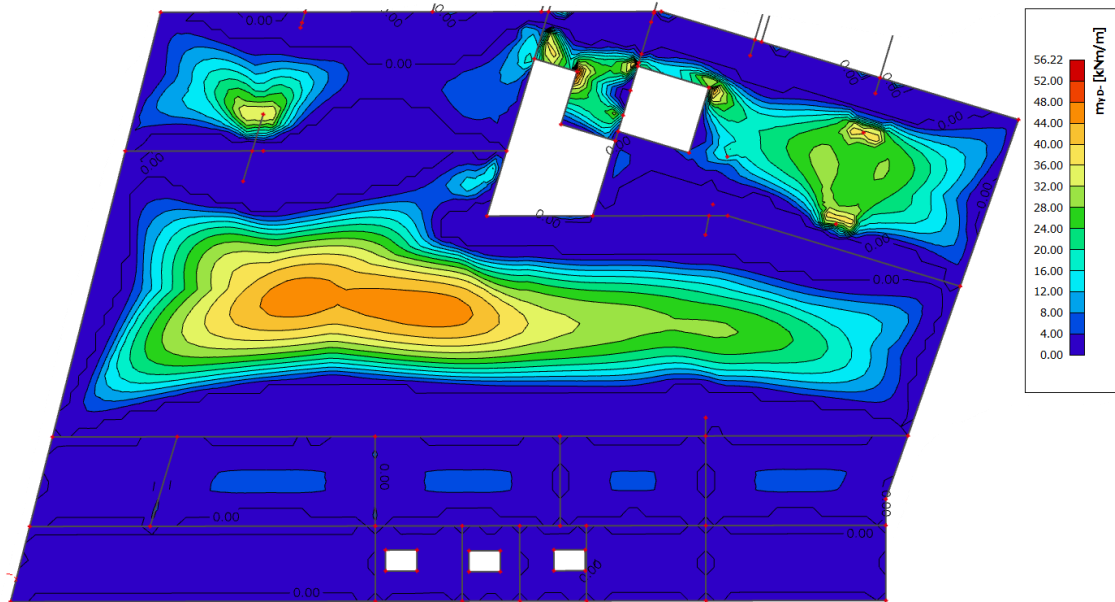
#### Průběh dimenzačních ohybových momentů ve směru x při dolním povrchu:



Nejvyšší hodnota ohybového momentu ve směru x při dolním povrchu je 55,65 kNm/m. Hodnota momentu se nachází u napojení stropní desky nad trémovým roštem ke stropní desce

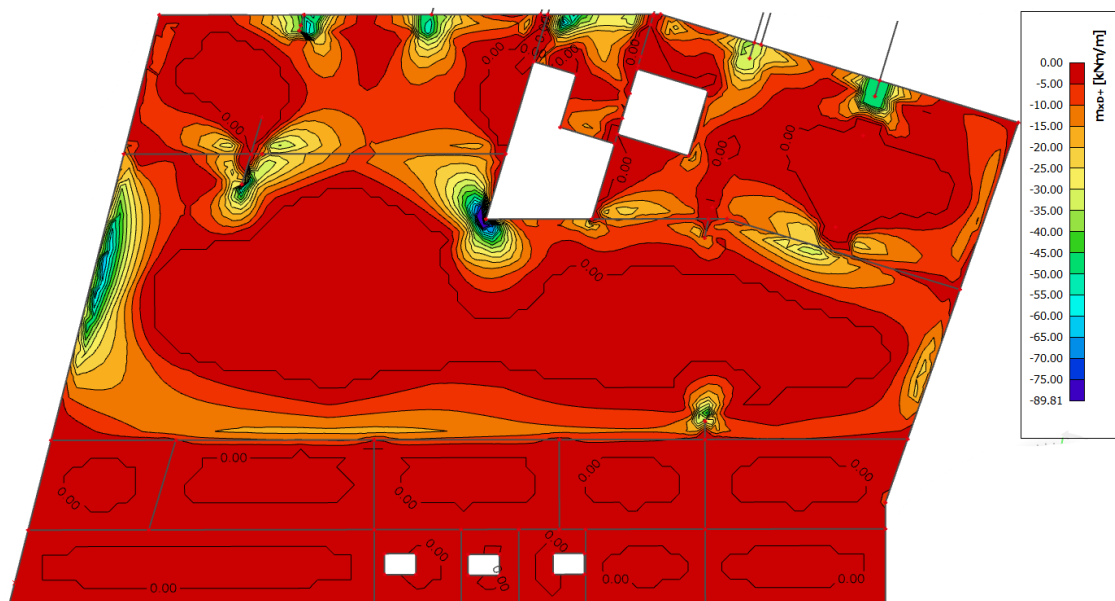
v garážích. Základní síť bude navržena na hodnotu momentu 31 kNm/m a příložky na moment 56 kNm/m.

**Průběh dimenzačních ohybových momentů ve směru y při dolním povrchu:**



Nejvyšší hodnota ohybového momentu ve směru y při dolním povrchu je 56,22 kNm/m a vyskytuje se v místě které je oslabeno otvory pro schodiště a výtahovou šachtu. Tento moment pokryje navržená základní síť.

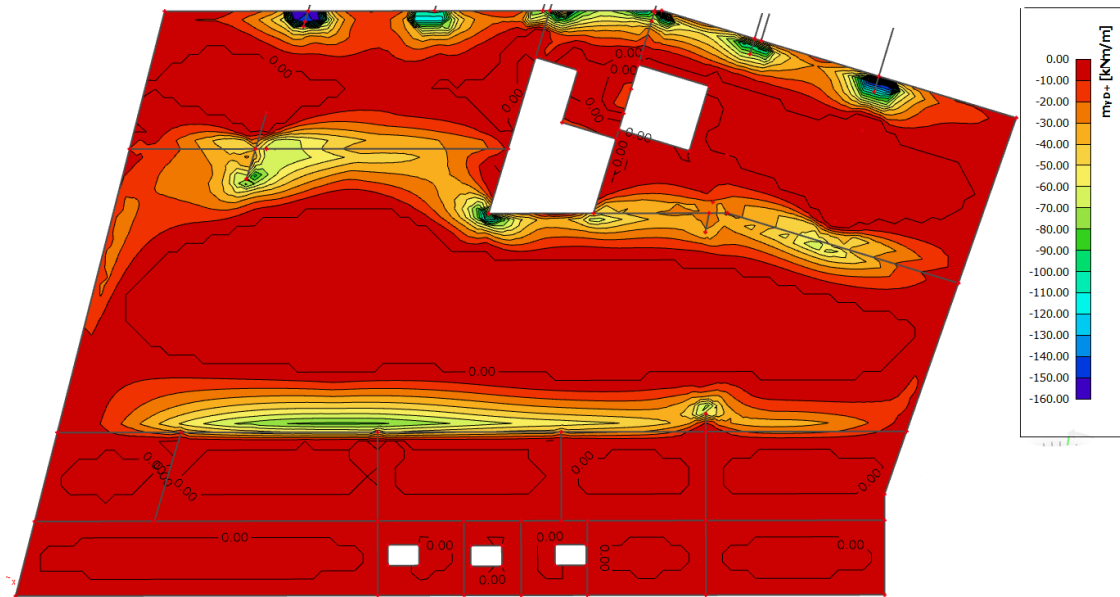
**Průběh dimenzačních ohybových momentů ve směru x při horním povrchu:**



Maximální ohybový moment má hodnotu 89,81kNm/m. Základní síť bude navržena na ohybový moment s hodnotou 50 kNm/m a příložky budou navrženy ve dvou variantách. První na ohybový moment 64 kNm/m a druhá varianta příložek na ohybový moment 90 kNm/m.



**Průběh dimenzačních ohybových momentů ve směru y při horním povrchu:**



Nejvyšší hodnota ohybového momentu je 156 kNm/m a vzniká v místě napojení trámu na desku. Základní síť bude navržena na hodnotu 46 kNm/m. Příložky budou navrženy ve více variantách – na moment 94 kNm/m a na moment 156 kNm/m.

**Návrh ohybové výztuže:**

**Použité materiály:**

beton: C30/37 XC1-CI 0,2; D<sub>max</sub> 22- S4  
 ocel: B500B

**Krycí vrstva:**

$c_{min} = 15$  mm  
 $\Delta c_{dev} = 10$  mm  
 $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25$  mm

**Materiálové charakteristiky:**

$f_{ck} = 30$  MPa  
 $f_{cd} = 20$  MPa  
 $f_{ctm} = 2,9$  MPa  
 $f_{yk} = 500$  MPa  
 $f_{yd} = 435$  MPa  
 $d_g = 22$  mm

**Průřezové charakteristiky:**

$b = l$  bm  
 $h = 320$  mm

Směr	Typ	Návrh												
		$m_{Ed}$	$d$	$\mu$	$\zeta$	$a_{s,req}$	$a_{s,min,1}$	$a_{s,min,2}$	$a_{s,max}$	$s_{z,s}$	$\varnothing_{z,s}$	$s_{př.}$	$\varnothing_{př.}$	$a_{s,prov}$
		kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>
X spodní	základní síť	31	280	0,02	0,98	263	364	422	12800	150	10	0	0	524
	příložky	56	280	0,04	0,964	474	364	422	12800	150	10	0	0	524
Y spodní	základní síť	39	290	0,02	0,98	317	377	437	12800	150	10	0	0	524
	příložky	56	290	0,03	0,985	453	377	437	12800	150	10	0	0	524
X horní	základní síť	50	280	0,03	0,985	413	364	422	12800	150	10	0	0	524
	příložky	64	280	0,04	0,964	549	364	422	12800	150	10	300	10	785
	příložky	90	280	0,06	0,969	762	364	422	12800	150	10	150	10	1047
Y horní	základní síť	46	290	0,03	0,985	372	377	437	12800	150	10	0	0	524
	příložky	94	290	0,06	0,969	769	377	437	12800	150	10	150	10	1047
	příložky	156	288	0,09	0,953	1305	374	434	12800	150	10	150	14	1550

**Posouzení ohybové výztuže:**

Směr	Typ	Posouzení										
		x	$\xi$	z	$m_{Rd}$	$m_{Rd} > m_{Ed}$	$\xi < 0,45$	$\xi < \xi_{bal,1}$	$s_{min} < s$	$s + \emptyset < s_{max}$	osová.vz.	světł. vz.
		mm	-	mm	kNm/m						$s_{max}$	$s_{min}$
X spodní	základní síť	14,2	0,05	274,3	62	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
	příložky	14,2	0,05	274,3	62	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
Y spodní	základní síť	14,2	0,05	284,3	65	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
	příložky	14,2	0,05	284,3	65	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
X horní	základní síť	14,2	0,05	274,3	62	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
	příložky	21,3	0,08	271,5	93	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
	příložky	28,5	0,10	268,6	122	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
Y horní	základní síť	14,2	0,05	284,3	65	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
	příložky	28,5	0,10	278,6	127	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27
	příložky	42,1	0,15	271,2	183	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27

Na spodním líci ve směru  $x$  byla nakonec navržena pouze základní síť  $\emptyset$  10 mm po 150 mm, u které se zjistilo, že vyhoví po celé ploše stropní desky.

Ve směru  $y$  byla navržena také základní síť  $\emptyset$  10 mm po 150 mm a taktéž vyhověla po celé ploše stropní desky.

Na horním líci stropní desky byla ve směru  $x$  navržena základní síť  $\emptyset$  10 mm po 150 mm, ale v některých místech již bylo nutné navrhnout příložky, a to ve dvou variantách v závislosti na velikosti ohybového momentu. Do velikosti ohybového momentu 64 kNm/m byly navrženy příložky  $\emptyset$  10 mm po 300 mm a nad 67 kNm/m příložky  $\emptyset$  10 mm po 150 mm.

Ve směru  $y$  byla navržena základní síť  $\emptyset$  10 mm po 150 mm, příložky byly opět navrženy ve dvou variantách. První varianta  $\emptyset$  10 mm po 150 mm do hodnoty ohybového momentu 94 kNm/m a nad 94 kNm/m  $\emptyset$  14 mm po 150 mm.

## 8.4.4 Posouzení stropní desky na protlačení

Posudek stropní desky na protlačení byl naprogramován v programu Microsoft Excel v souladu s ČSN EN 1992-1-1 kapitola 6.4. Rozmístění a označení jednotlivých sloupů je patrné z konstrukčních schémat v kapitole 5.

### Sloup S10:

#### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

beton:	C30/37 XC1-Cl 0,2; Dmax 22- S4	$f_{ctk} = 30 \text{ MPa}$	$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$
ocel:	B500B	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
$\gamma_c =$	1,5	$f_{ctk,0,05} = 2 \text{ MPa}$	$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$
$\gamma_s =$	1,15	$c_{nom} = 25 \text{ mm}$	
Pūd. rozměr sloupu: a,b=	300 300 mm	h=	320 mm
$\beta =$	1,15	$\phi =$	10 mm
$V_{ed} =$	354,00 kN	$d_y =$	280 mm
$u_0 =$	1200 mm	$a_{sy} =$	524 mm <sup>2</sup>
		$d_x =$	290 mm
		$a_{sx} =$	524 mm <sup>2</sup>
		d=	285 mm
		b=	1000 mm

#### 2) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$v_{Ed} =$	1,190 MPa
$v =$	0,528
$v_{Rd,max} =$	4,224 MPa
$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$	vyhoví

#### 3) Ověření dostatečného kotvení

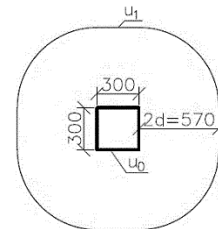
Interpolace  $k_{max}$

h	200	320	700
$k_{max}$	1,45	1,51	1,7

$k_{max} =$	1,51
$v_{Rd,c} =$	0,48 MPa
$u_1 =$	4781 mm
$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d$	407,10 < 982,7 Vyhoví

#### 4) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$v_{Ed,1} =$	0,30 MPa
$C_{Rd,c} =$	0,12
$k =$	1,84 < 2
$\rho_l =$	0,0018 < 0,02
$\rho_y =$	0,0019
$\rho_x =$	0,0018
$v_{Rd,c} =$	0,39 < $v_{min} = 0,48 \text{ MPa}$
$v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}$	0,48 > 0,30 => <b>Není nutná výztuž na protlačení.</b>



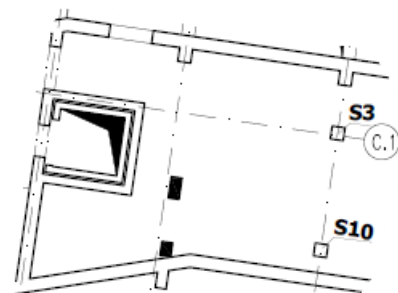
Obr.8.43. Tvar kontrolovaných obvodů.

Desku v místě sloupu S10 je možné využít proti porušení protlačení, dokonce není nutné navrhovat smykovou výztuž proti protlačení – bude navržena pouze konstrukční výztuž (kozlíky).

### Sloup S3:

Sloup S3 je stejných pūdorysných rozměrů jako sloup S10 a je zatížen menší silou ( $V_{Ed} = 161 \text{ kN}$ ) než sloup S10, a proto nebylo nutné ověřovat, zda sloup vyhoví posudku na protlačení. Opět budou navrženy pouze smykové kozlíky.

Sloupy, které jsou na schématu Obr.8.44. vyšrafovány černě, podporují pouze stropní desku nad 1.NP a nepokračují pod stropní deskou nad 1.PP. Ve sloupech jsou ale malé síly  $V_{Ed}$  (max síla je 76,02 kN), proto nebylo v tomto místě nutné posuzovat stropní desku na protlačení.



Obr.8.44. Pūdorysné schéma rozmístění vybraných sloupů.

## Okraj sloupu S4

### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

beton:	C30/37 XC1-CI 0,2; Dmax 22- S4	$f_{ck}= 30$ MPa	$f_{cd}= 20$ MPa
ocel:	B500B	$f_{yk}= 500$ MPa	$f_{yd}= 435$ MPa
	$\gamma_c= 1,5$	$f_{ctk;0,05}= 2$ MPa	$f_{ctd}= 1,33$ MPa
	$\gamma_s= 1,15$	$c_{nom}= 25$ mm	$\varnothing_y= 10$ mm
Šířka stěny: $b=$	250 mm	$h= 320$ mm	$\varnothing_x= 10$ mm
	$\beta= 1,35$	$d_y= 290$ mm	$a_{sy}= 1047$ mm <sup>2</sup>
	$V_{ed}= 385$ kN	$d_x= 280$ mm	$a_{sx}= 785$ mm <sup>2</sup>
	$u_0= 750$ mm	$d= 285$ mm	$b= 1000$ mm

### 2) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$v_{Ed}=$	2,432 MPa
$v=$	0,528
$v_{Rd,max}=$	4,224 MPa
$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$	vyhoví

### 3) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

h	200	320	700
$k_{max}$	1,45	1,51	1,7

$k_{max}=$	1,51
$v_{Rd,c}=$	0,48 MPa
$u_1=$	2541 mm

$$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d \quad 519,75 < 522,2 \quad \text{Vyhoví}$$

### 4) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$v_{Ed,1}=$	0,72 MPa
$C_{Rd,c}=$	0,12
$k=$	1,84 < 2
$\rho_l=$	0,0032 < 0,02
$\rho_y=$	0,0036
$\rho_x=$	0,0028

$v_{Rd,c}=$	0,47 < $v_{min}= 0,48$ MPa
$v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}$	0,48 < 0,72 => Je nutná výztuž na protlačení

### 5) Návrh smykové výztuže

$u_{out}=$	3899 mm
$r_{out}=$	1002,2 mm
$r_1=2d=$	570 mm
Vzdálenost mezi $u_{out}$ a $u_1$ : $r_{out}-r_1=$	432 < $2d= 570$
$f_{ywd,eff}=$	321,25 < $f_{ywd}= 435$

=>Není nutné stanovovat další kontrolovaný obvod  $u_2$ .

Obvod  $u_1$ :

$A_{sw}=$	452,39 mm <sup>2</sup>
Počet třmínků v jednom obvodu:	9
$n=$	

Rozmístění výztuže:

$1,5d=$	428 mm
$0,3d=$	85,5 mm
$0,5d=$	142,5 mm
$0,75d=$	214 mm

$v_{Rd,cs1}=$	0,77 MPa	$s_r= 210 \leq 214$ mm
$v_{Rd,cs1} \geq v_{Ed,1}$	0,767 > 0,718 MPa	$s_t= 430 \leq 570$ mm

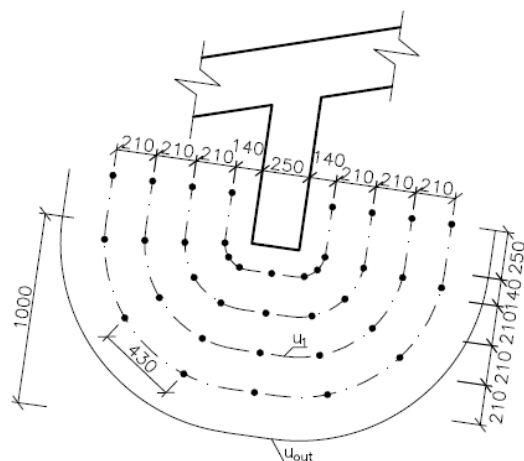
Vyztužení v kontrolovaném obvodu  $u_1$  vyhoví.

Celkový počet třmínků:  $n_{celk.}= 36$  ks (vychází z rozmístění)

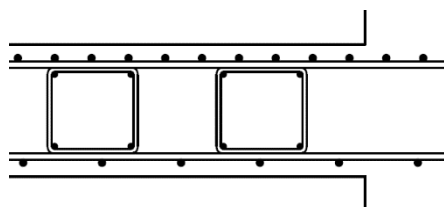
Stupeň vyztužení:

$\rho_{sw}=$	0,0012 > 0,0009 => Vyhoví
--------------	---------------------------

Nad okrajem sloupu S4 bylo nutné navrhnout výztuž proti porušením protlačení. Na Obr.8.45. je zobrazeno schéma vyztužení smykovou výztuží proti protlačení. Budou použity dvoustřížné třmínky  $\varnothing 8$  mm, kterými budou provlečeny naohýbané závlače z betonářské výztuže  $\varnothing 10$  mm (v půdoryse jsou vykresleny čerchovanou čarou). Vše výše popsané je patrné ze schematického řezu na Obr.8.46. – dva dvoustřížné třmínky, které mají v rozích provlečeny závlače a celý tento „prvek“ je vložen mezi spodní a horní ohybovou výztuž stropní desky.



Obr.8.45. Schéma rozmístění výztuže na protlačení – okraj sloupu S4.



Obr.8.46. Schematický řez stropní deskou v místě sloupu S4.

### Sloup S8:

#### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

beton: C30/37 XC1-C1 0,2; Dmax 22- S4  
 ocel: B500B  
 $\gamma_c = 1,5$   
 $\gamma_s = 1,15$   
 Půd. rozměr sloupu: a,b= 300 270 /360 mm  
 $\beta = 1,4$   
 $V_{ed} = 143,0$  kN  
 $u_0 = 926$  mm

$f_{ck} = 30$  MPa  $f_{cd} = 20$  MPa  
 $f_{yk} = 500$  MPa  $f_{yd} = 435$  MPa  
 $f_{ctk;0,05} = 2$  MPa  $f_{ctd} = 1,33$  MPa  
 $c_{nom} = 25$  mm  $\phi_y = 14$  mm  
 $h = 320$  mm  $\phi_x = 10$  mm  
 $d_y = 288$  mm  $a_{sy} = 1550$  mm<sup>2</sup>  
 $d_x = 276$  mm  $a_{sx} = 1047$  mm<sup>2</sup>  
 $d = 282$  mm  $b = 1000$  mm

#### 1) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$v_{Ed} = 0,767$  MPa  
 $v = 0,528$

$v_{Rd,max} = 4,224$  MPa

$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$  vyhoví

#### 2) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

h	200	320	700
$k_{max}$	1,45	1,51	1,7

$k_{max} = 1,51$   
 $v_{Rd,c} = 0,53$  MPa

Vzdálenost mezi hranou sloupu a hranou desky: 0 mm  
 $6d = 1692$  mm

0 < 1692 => Je nutné redukovat kontrolovaný obvod  $u_1$ .

$u_1 = 4684$  mm  $u_1' = 2698$  mm =>  $u_{red} = 2698$  mm

$\beta \cdot v_{Ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_{red} \cdot d$  200,2 < 605,5 Vyhoví

#### 3) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$v_{Ed,1} = 0,26$  MPa

$C_{Rd,c} = 0,12$

$k = 1,84$  < 2

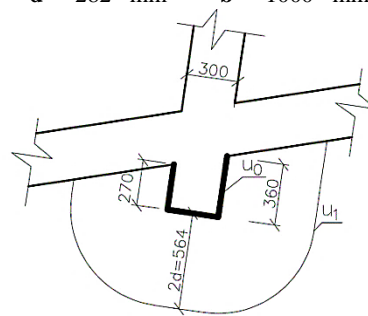
$\rho_l = 0,0045$  < 0,02

$\rho_y = 0,0054$

$\rho_x = 0,0038$

$v_{Rd,c} = 0,53$  >  $v_{min} = 0,48$  MPa

$v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}$  0,53 > 0,26 => Není nutná výztuž na protlačení.



Obr.8.47. Tvar kontrolovaných obvodů.

V případě místa nad sloupem S8 nebylo nutné navrhovat smykovou výztuž proti porušení protlačení.

## Roh stěny na ose 2 u schodišťového prostoru:

### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

beton:	C30/37 XC1-CI 0,2; Dmax 22- S4	$f_{ck}= 30$ MPa	$f_{cd}= 20$ MPa
ocel:	B500B	$f_{yk}= 500$ MPa	$f_{yd}= 435$ MPa
	$\gamma_c= 1,5$	$f_{ctk;0,05}= 2$ MPa	$f_{ctd}= 1,33$ MPa
	$\gamma_s= 1,15$	$c_{nom}= 25$ mm	$\varnothing_y= 14$ mm
Šířka stěny: $b=$	300 mm	$h= 320$ mm	$\varnothing_x= 10$ mm
	$\beta= 1,2$	$d_y= 288$ mm	$a_{sy}= 1550$ mm <sup>2</sup>
	$V_{ed}= 206$ kN	$d_x= 276$ mm	$a_{sx}= 1047$ mm <sup>2</sup>
	$u_0= 600$ mm	$d= 282$ mm	$b= 1000$ mm

### 2) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$v_{Ed}=$	1,461	MPa
$v=$	0,528	
$v_{Rd,max}=$	4,224	MPa
$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$	vyhoví	

### 3) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

h	200	320	700
$k_{max}$	1,45	1,51	1,7

$k_{max}=$	1,51		
$v_{Rd,c}=$	0,53	MPa	
$u_1=$	1652	mm	
$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d$	247,20	< 370,8	Vyhoví

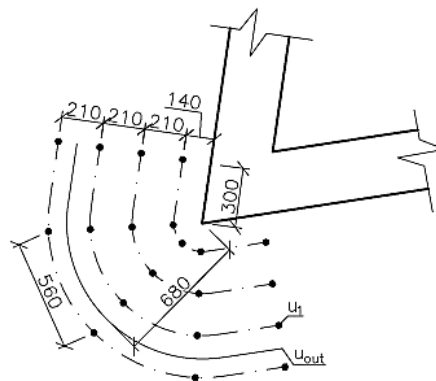
### 4) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$v_{Ed,1}=$	0,53	MPa	
$C_{Rd,c}=$	0,12		
$k=$	1,84	< 2	
$\rho_l=$	0,0045	< 0,02	
$\rho_y=$	0,0054		
$\rho_x=$	0,0038		
$v_{Rd,c}=$	0,53	> $v_{min}= 0,48$ MPa	
$v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}$	0,527	< 0,531	=> Je nutná výztuž na protlačení

### 5) Návrh smykové výztuže

$u_{out}=$	1663	mm	
$r_{out}=$	677	mm	
$r_1=2d=$	564	mm	
Vzdálenost mezi $u_{out}$ a $u_1$ : $r_{out}-r_1=$	113	< $2d= 564$	=> Není nutné stanovovat další kontrolovaný obvod $u_2$ .
$f_{ywd,eff}=$	320,5	< $f_{yk}= 435$	
Obvod $u_1$ :			Rozmístění výztuže:
$A_{sw}=$	251,33	mm <sup>2</sup>	$1,5d= 423$ mm
Počet třmínků v jednom obvodu: $n=$	5		$0,3d= 84,6$ mm
$A_{sw,1}=$	50,27	mm <sup>2</sup>	$0,5d= 141$ mm
$\varnothing=$	8	mm	$0,75d= 212$ mm
$v_{Rd,cs1}=$	0,74	MPa	$s_r= 210 \leq 212$ mm
$v_{Rd,cs1} \geq v_{Ed,1}$	0,744	> 0,531 MPa	$s_s= 560 \leq 564$ mm
			Vyztužení v kontrolovaném obvodu $u_1$ vyhoví.
Celkový počet třmínků: $n_{celk.}=$	20	ks (vychází z rozmístění)	
Stupeň vyztužení:			
$\rho_{sw}=$	0,0006	< 0,0009	=> Vyhoví

U řešené stěny by stačily pouze tři řady smykové výztuže proti porušení protlačáním, ale aby bylo možné použít dvoustřížné třmínky a provléct skrze ně závlače, byly navrženy čtyři řady smykové výztuže (dvě řady dvoustřížných třmínků).



Obr.8.48. Schéma rozmístění výztuže na protlačení – okraj stěny na ose 2.

---

## 8.4.5 Posouzení na mezní stav použitelnosti

### Posouzení omezení napětí:

Níže jsou ukázány posudky omezení napětí v kritických místech – v místech s největším ohybovým momentem.

#### **Směr x spodní:**

##### **Ohybový moment kvazistálá kombinace:**

$$M_{E_{kv}} = 38 \quad \text{kNm}$$

##### **Ohybový moment charakteristická kombinace:**

$$M_{E_{char}} = 43 \quad \text{kNm}$$

##### **Charakteristiky průřezu bez trhlin:**

$$A_I = 326352 \quad \text{mm}^2$$

$$a_I = 159,9 \quad \text{mm}$$

$$I_I = 2830064788 \quad \text{mm}^4$$

$$M_{cr} = 51 \quad \text{kNm}$$

=>Trhliny nebudou vznikat

##### **Charakteristiky průřezu s trhlínami:**

$$x_{cr} = 38,5 \quad \text{mm}$$

$$I_{II} = 204468953,4 \quad \text{mm}^4$$

##### **Posouzení napětí v betonu:**

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = 7,1 \quad \text{MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 13,5 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = 8,0 \quad \text{MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 18 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

##### **Posouzení napětí ve výztuži:**

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_s = 305 \quad \text{MPa}$$

$$0,8f_{yk} = 400 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

#### **Směr y spodní:**

##### **Ohybový moment kvazistálá kombinace:**

$$M_{E_{kv}} = 38 \quad \text{kNm}$$

##### **Ohybový moment charakteristická kombinace:**

$$M_{E_{char}} = 43 \quad \text{kNm}$$

##### **Charakteristiky průřezu bez trhlin:**

$$A_I = 326352 \quad \text{mm}^2$$

$$a_I = 160,0 \quad \text{mm}$$

$$I_I = 2838007273 \quad \text{mm}^4$$

$$M_{cr} = 51 \quad \text{kNm}$$

=>Trhliny nebudou vznikat

##### **Charakteristiky průřezu s trhlínami:**

$$x_{cr} = 39,2 \quad \text{mm}$$

$$I_{II} = 220104718,3 \quad \text{mm}^4$$

##### **Posouzení napětí v betonu:**

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = 6,7 \quad \text{MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 13,5 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = 7,7 \quad \text{MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 18 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

##### **Posouzení napětí ve výztuži:**

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_s = 297 \quad \text{MPa}$$

$$0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

### Směr x horní:

Ohybový moment kvazistálá kombinace:

$$M_{Ekv} = 61 \text{ kNm}$$

Ohybový moment charakteristická kombinace:

$$M_{Echar} = 69 \text{ kNm}$$

Charakteristiky průřezu bez trhlín:

$$A_I = 329521 \text{ mm}^2$$

$$a_I = 161,1 \text{ mm}$$

$$I_I = 2875342719 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = 52 \text{ kNm}$$

=>Trhliny budou vznikat

Charakteristiky průřezu s trhlinami:

$$x_{cr} = 52,4 \text{ mm}$$

$$I_{II} = 378258455,5 \text{ mm}^4$$

Posouzení napětí v betonu:

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = 8,4 \text{ MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = 9,6 \text{ MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Posouzení napětí ve výztuži:

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_s = 253 \text{ MPa}$$

$$0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

### Směr y horní:

Ohybový moment kvazistálá kombinace:

$$M_{Ekv} = 99 \text{ kNm}$$

Ohybový moment charakteristická kombinace:

$$M_{Echar} = 122 \text{ kNm}$$

Charakteristiky průřezu bez trhlín:

$$A_I = 332570 \text{ mm}^2$$

$$a_I = 162,4 \text{ mm}$$

$$I_I = 2936372689 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = 54 \text{ kNm}$$

=>Trhliny budou vznikat

Charakteristiky průřezu s trhlinami:

$$x_{cr} = 63,3 \text{ mm}$$

$$I_{II} = 562367755,7 \text{ mm}^4$$

Posouzení napětí v betonu:

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = 11,1 \text{ MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = 13,7 \text{ MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Posouzení napětí ve výztuži:

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_s = 295 \text{ MPa}$$

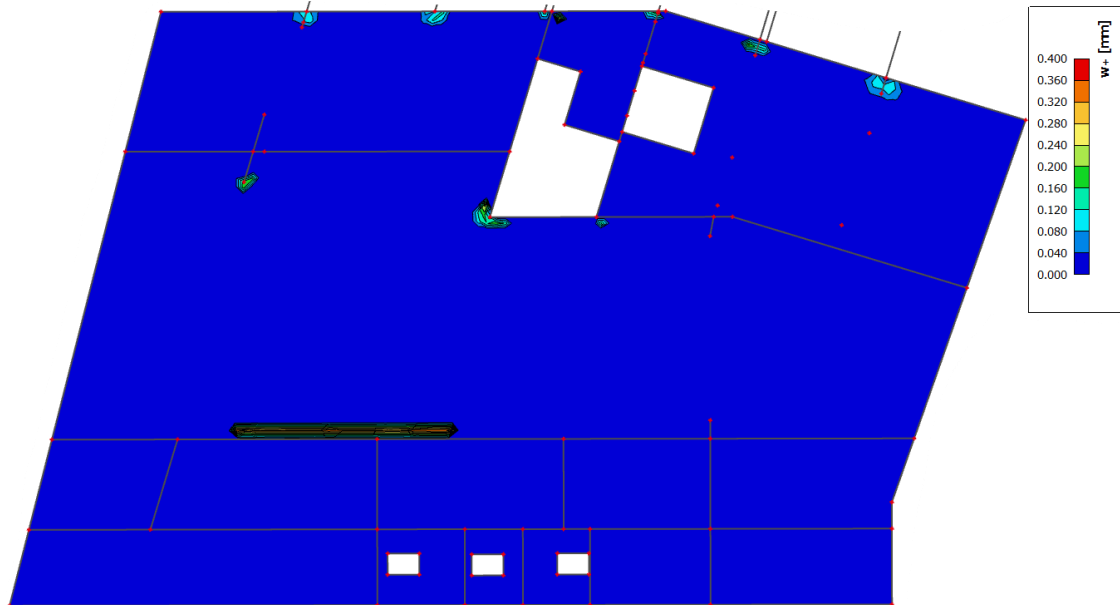
$$0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

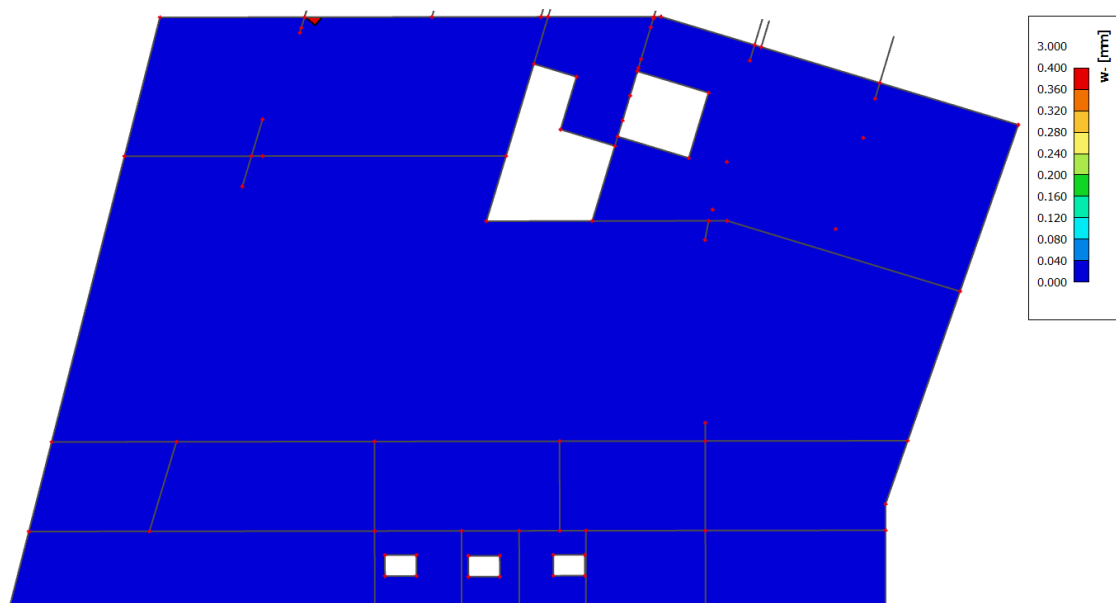


### Posouzení šířky trhlin:

Na obrázku níže jsou vyobrazeny šířky trhlin při horním povrchu. Nejvíce se bude stropní deska porušovat v místě napojení trámového roštu. Na konstrukci vznikla největší trhlina šířky 0,363 mm což je menší než maximální dovolená šířka trhliny 0,4 mm. Trhlina šířky 0,363 mm vznikla u napojení desky na základové pasy (dlouhá podélná trhlina).

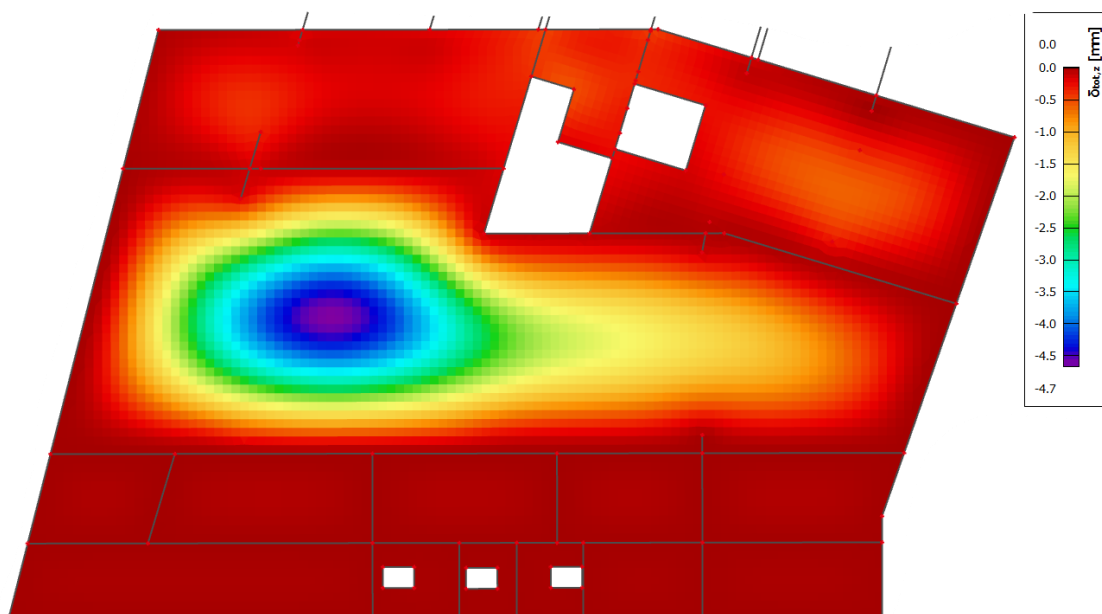


Při spodním povrchu nevzniknou žádné trhliny nebo jejich šířka je menší než 0,04 mm. Na obrázku níže je vidět trhlina šířky 3 mm, ale tato trhlina ve skutečnosti nevznikne, protože se nachází v místě, kde deska leží na stěně a na horním líci desky stěna pokračuje (trhlina by byla uvnitř stěny), a proto byla trhlina ignorována.

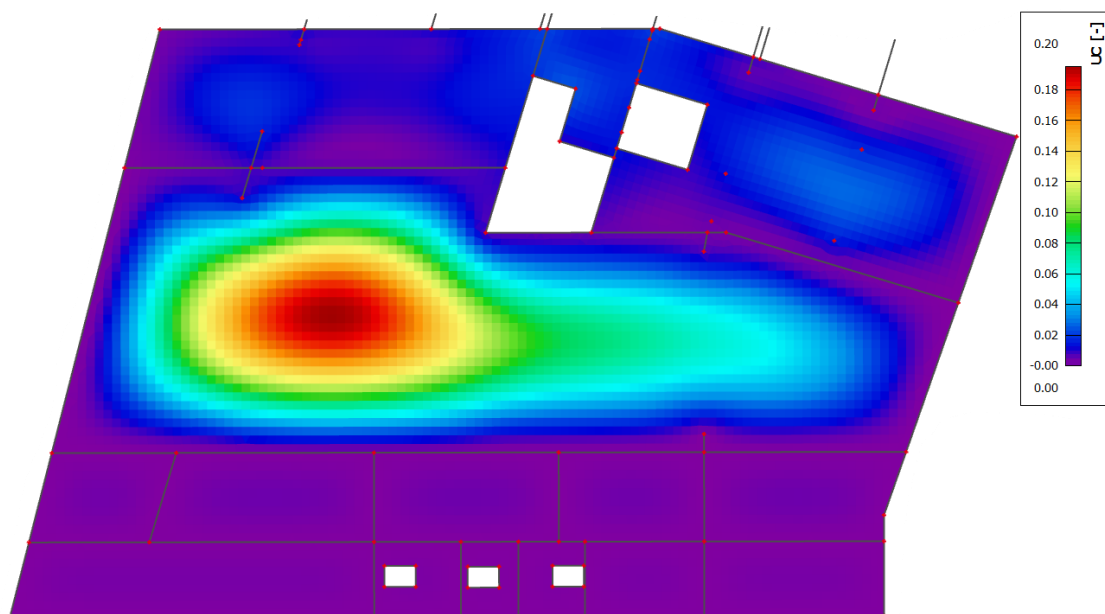


### Posouzení průhybů:

Na obrázku jsou zobrazeny dlouhodobé průhyby na stropní desce. Jejich význam byl popsán v kapitole 8.3.5.



Z jednotkového posudku níže je patrné, že dlouhodobý průhyb je ve všech částech stropní desky menší než limitní, což ukazuje to, že hodnota jednotkového posudku je menší než 1. Opět by bylo potřeba přičíst průhyb od smršťování, ale s ohledem na veliký rozdíl mezi dlouhodobým a limitním průhybem to nebylo nutné.



Navržená tloušťka stropní desky 320 mm vyhověla na všechny posuzované mezní stavy.

## 8.5 Návrh stropní desky nad 1.NP

### 8.5.1 Zatěžovací stavy a kombinace

Zatěžovací stavy a kombinace jsou totožné jako zatěžovací stavy v kapitole 8.2.1

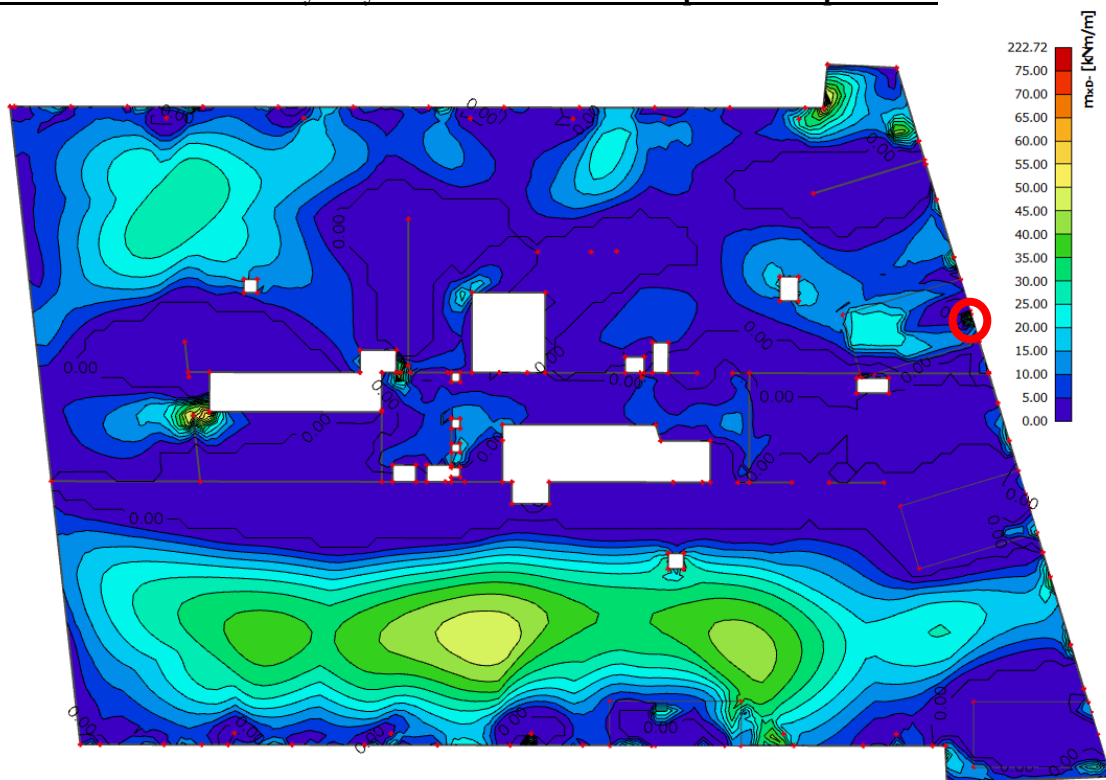
### 8.5.2 Návrh a posouzení únosnosti – použité vzorce

Vzorce, které byly použity pro stanovení materiálových charakteristik, krycí vrstvy, návrh a posouzení ohybové výztuže jsou vysvětleny v kapitole 8.3.3.

### 8.5.3 Návrh a posouzení únosnosti

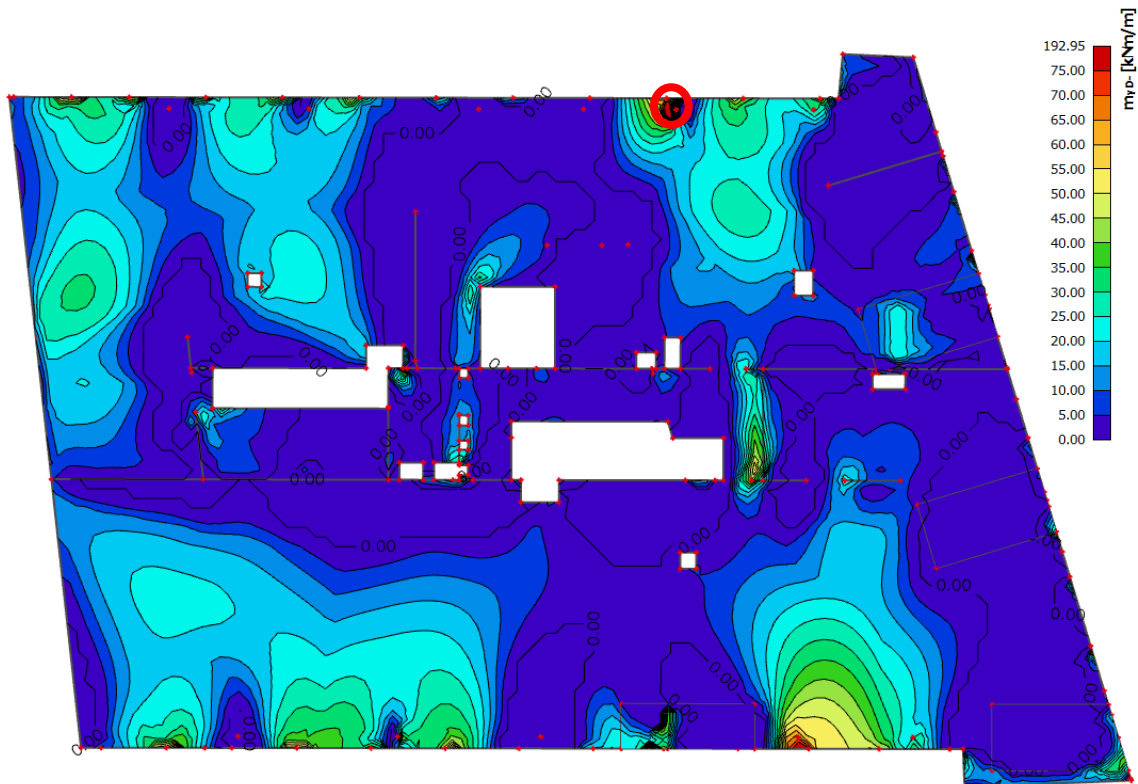
Pro návrh stropních desek byly opět použity průběhy návrhových ohybových momentů, které byly získány z programu Scia Engineer.

#### Průběh dimenzačních ohybových momentů ve směru $x$ při dolním povrchu:



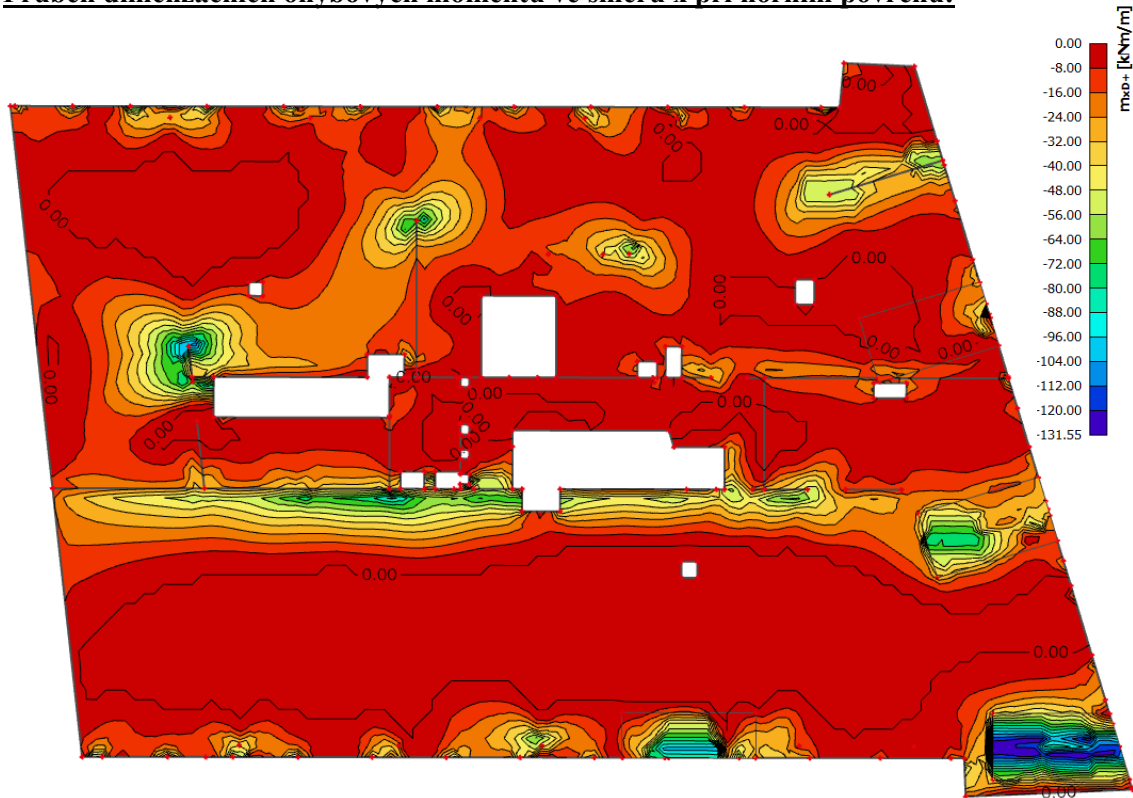
Maximální ohybový moment ve směru  $x$  při dolním povrchu je 222,72 kNm/m, ale tento moment vzniká důsledkem singularit na okraji desky v místě, kde je deska zatížena náhradní silou a ohybovým momentem od ocelové konzoly (označeno červeným kolečkem). Ve skutečnosti tam takto velký moment nevznikne, a proto nebude brán v úvahu a hodnota maximálního ohybového momentu je 85,81 kNm/m. Základní síť bude navržena na moment 42 kNm/m a příložky budou navrženy ve dvou variantách na momenty 61 kNm/m a 86 kNm/m.

### Průběh dimenzačních ohybových momentů ve směru y při dolním povrchu:



Maximální ohybový moment při dolním povrchu ve směru y je 192,95 kNm/m, ale opět vzniká kvůli singularitě modelu, ze stejného důvodu a ve stejném místě jako ve směru x. Proto jako maximální ohybový moment byl uvažován moment 91 kNm/m. Tento moment vznikl pod sloupem, který je situován uprostřed rozpětí stropní desky a není podepřen (v konstrukčním schématu je označen jako sloup *S12*, místo je označeno červeným kolečkem). Příložky budou navrženy ve dvou variantách na momenty 68 kNm/m a 91 kNm/m. Základní síť bude navržena na moment 40 kNm/m.

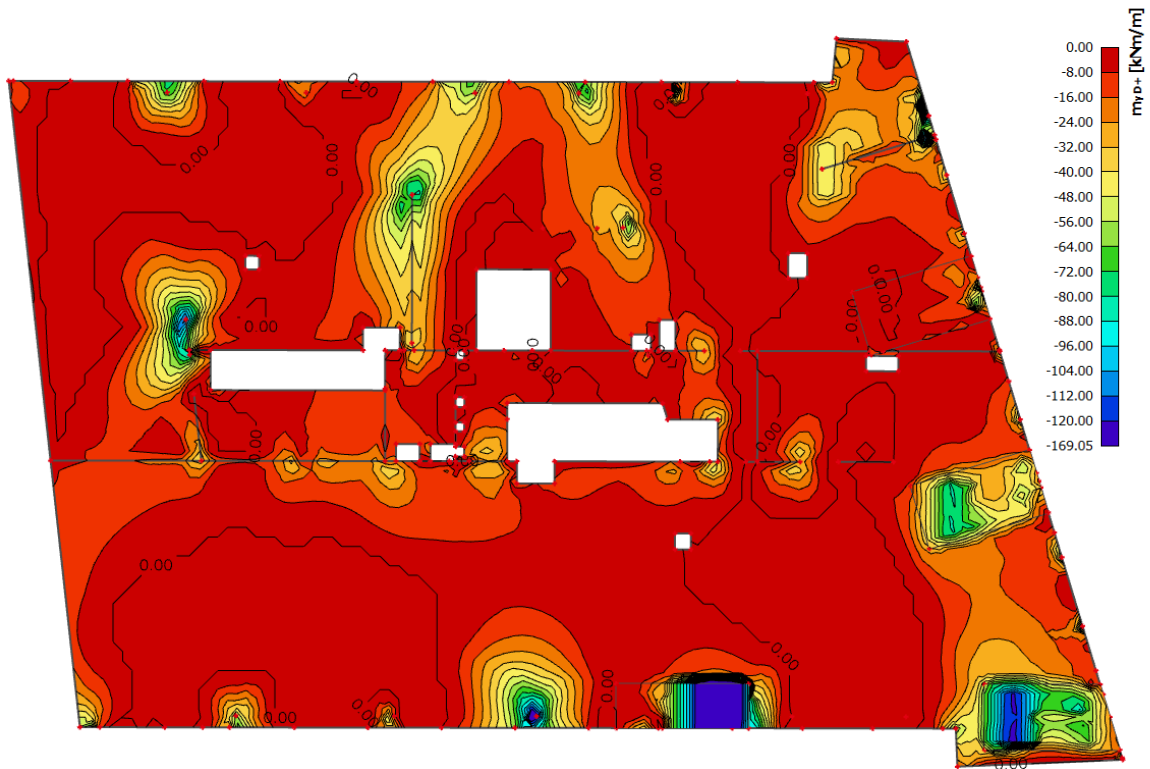
**Průběh dimenzačních ohybových momentů ve směru  $x$  při horním povrchu:**



Maximální ohybový moment ve směru  $x$  při horním povrchu je 131,55 kNm/m a nachází se v místě krajního sloupu garáže – sloup  $S15$ . Protože nad hlavou sloupu je navržena hlavice, bude návrh proveden s tloušťkou desky 400 mm (250 mm deska + 150 mm hlavice). Návrh horní ohybové výztuže hlavice bude také proveden u hlavic na sloupech  $S4$  a  $S16$ . Ohybové momenty, na které bude výztuž navržena jsou uvedeny níže v tabulce pro návrh hlavic.

Základní síť po celé ploše desky bude navržena na ohybový moment 42 kNm/m. Příložky v běžné části desky budou navrženy ve dvou variantách – na moment 83 kNm/m a na moment 109 kNm/m.

## Průběh dimenzačních ohybových momentů ve směru y při horním povrchu:



Maximální ohybový moment má hodnotu 169,05 kNm/m a nachází v místě nad sloupem *S4*. Tento moment vzniká důsledkem téměř dvojnásobného rozpětí stropní desky oproti ostatním místům na desce. Jak již bylo zmíněno výše, nad hlavou sloupu je navržena hlavice, a proto návrh výztuže bude proveden s tloušťkou hlavice. To se týká stejných míst jako při návrhu horní výztuže ve směru *x*.

Základní síť po celé ploše desky bude navržena na moment 45 kNm/m. Příložky v běžné části stropní desky budou navrženy na momenty 81 kNm/m a 132 kNm/m.

### Návrh ohybové výztuže:

#### **Použité materiály:**

beton: C30/37 XC1-CI 0,2;  $D_{max}$  22- S4  
ocel: B500B

#### **Krycí vrstva:**

$c_{min}$  = 15 mm  
 $\Delta c_{dev}$  = 10 mm  
 $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25$  mm

#### **Materiálové charakteristiky:**

$f_{ck}$  = 30 MPa  
 $f_{cd}$  = 20 MPa  
 $f_{ctm}$  = 2,9 MPa  
 $f_{yk}$  = 500 MPa  
 $f_{yd}$  = 435 MPa  
 $d_g$  = 22 mm

#### **Průřezové charakteristiky:**

$b$  = 1 bm  
 $h$  = 250 mm

Směr	Typ	Návrh												
		$m_{Ed}$	$d$	$\mu$	$\zeta$	$a_{s,Rd}$	$a_{s,min,1}$	$a_{s,min,2}$	$a_{s,max}$	$S_{z,s}$	$\varnothing_{z,s}$	$S_{př.}$	$\varnothing_{př.}$	$a_{s,prov}$
		kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>
X spodní	základní síť	42	210	0,05	0,94	492	273	317	10000	150	10	0	0	524
	příložky	61	210	0,07	0,964	693	273	317	10000	150	10	300	10	785
	příložky	86	210	0,10	0,947	992	273	317	10000	150	10	150	10	1047
Y spodní	základní síť	40	220	0,04	0,98	425	286	332	10000	150	10	0	0	524
	příložky	68	220	0,07	0,964	742	286	332	10000	150	10	300	10	785
	příložky	91	220	0,09	0,953	993	286	332	10000	150	10	150	10	1047
X horní	základní síť	42	210	0,05	0,94	487	273	317	10000	150	10	0	0	524
	příložky	83	210	0,09	0,953	954	273	317	10000	150	10	150	10	1047
	příložky	109	208	0,13	0,936	1283	270	314	10000	150	10	150	14	1550
Y horní	základní síť	45	220	0,05	0,94	502	286	332	10000	150	10	0	0	524
	příložky	81	220	0,08	0,958	884	286	332	10000	150	10	150	10	1047
	příložky	132	218	0,14	0,93	1496	283	329	10000	150	10	150	14	1550

### Posouzení ohybové výztuže:

Směr	Typ	Posouzení										osová.vz.		světł. vz.
		$x$	$\xi$	$z$	$m_{Rd}$	$m_{Rd} > m_{Ed}$	$\xi < 0,45$	$\xi < \xi_{bal,1}$	$S_{min} < s$	$s + \varnothing < S_{max}$	$S_{max}$	$S_{min}$		
		mm	-	mm	kNm/m									
X spodní	základní síť	14,2	0,07	204,3	47	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
	příložky	21,3	0,10	201,5	69	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
	příložky	28,5	0,14	198,6	90	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
Y spodní	základní síť	14,2	0,06	214,3	49	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
	příložky	21,3	0,10	211,5	72	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
	příložky	28,5	0,13	208,6	95	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
X horní	základní síť	14,2	0,07	204,3	47	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
	příložky	28,5	0,14	198,6	90	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
	příložky	42,1	0,20	191,2	129	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
Y horní	základní síť	14,2	0,06	214,3	49	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
	příložky	28,5	0,13	208,6	95	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
	příložky	42,1	0,19	201,2	136	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		

### Návrh ohybové výztuže v části desky s hlavicí:

Průřezové charakteristiky:

$h = 400$  mm

Směr	Typ	Návrh												
		$m_{Ed}$	$d$	$\mu$	$\zeta$	$a_{s,Rd}$	$a_{s,min,1}$	$a_{s,min,2}$	$a_{s,max}$	$S_{z,s}$	$\varnothing_{z,s}$	$S_{př.}$	$\varnothing_{př.}$	$a_{s,prov}$
		kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>
X horní	S16	78	360	0,03	0,985	508	468	543	16000	150	10	0	0	524
	S15	132	360	0,05	0,974	866	468	543	16000	150	10	150	10	1047
	S4	118	360	0,05	0,974	774	468	543	16000	150	10	150	10	1047
Y horní	S16	81	370	0,03	0,985	512	481	558	16000	150	10	0	0	524
	S15	126	370	0,05	0,98	798	481	558	16000	150	10	150	10	1047
	S4	169	369	0,06	0,969	1087	480	556	16000	150	10	150	12	1278

### Posouzení ohybové výztuže v části desky s hlavicí:

Směr	Typ	Posouzení										osová.vz.		světł. vz.
		$x$	$\xi$	$z$	$m_{Rd}$	$m_{Rd} > m_{Ed}$	$\xi < 0,45$	$\xi < \xi_{bal,1}$	$S_{min} < s$	$s + \varnothing < S_{max}$	$S_{max}$	$S_{min}$		
		mm	-	mm	kNm/m									
X horní	S16	14,2	0,04	354,3	81	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
	S15	28,5	0,08	348,6	159	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
	S4	28,5	0,08	348,6	159	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
Y horní	S16	14,2	0,04	364,3	83	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
	S15	28,5	0,08	358,6	163	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		
	S4	34,7	0,09	355,1	197	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		

Na spodním líci ve směru  $x$  byla navržena základní síť  $\varnothing 10$  mm po 150 mm. Tam, kde základní síť nevyhověla, byly navrženy příložky ve dvou variantách – na moment 61 kNm/m síť  $\varnothing 10$  mm po 300 mm a v místech s vyšším momentem než 61 kNm/m  $\varnothing 10$  mm po 150 mm.

Ve směru  $y$  byla navržena stejná základní síť jako ve směru  $x$  –  $\varnothing$  10 mm po 150 mm. Příložky byly navrženy opět ve dvou variantách a to  $\varnothing$  10 mm po 300 mm na moment 68 kNm/m a  $\varnothing$  10 mm po 150 mm na momenty vyšší než 68 kNm/m.

Na horním líci byly navrženy stejné základní síť jako u spodního líce. Ve směru  $x$  byly navrženy dvě varianty příložek –  $\varnothing$  10 mm po 150 mm v místech s ohybovým momentem do 83 kNm/m a  $\varnothing$  14 mm po 150 mm v místech s vyšším ohybovým momentem.

Ve směru  $y$  byly příložky také navrženy ve dvou variantách a to  $\varnothing$  10 mm po 150 mm do momentu 81 kNm/m a  $\varnothing$  14 mm po 150 mm tam, kde byl moment vyšší než 81 kNm/m.

V místech, kde byly navrženy hlavice jsou navržené rozteče a profily uvedeny v tabulce s názvem „Návrh ohybové výztuže v části desky s hlavicí“.

### 8.5.4 Posouzení stropní desky na protlačení

Na posudky protlačení zde byly vybrány nejvíce exponované části stropní desky, další části se působícími silami podobají již posuzovaným místům a posudek by byl obdobný. Komentář k výpočtům ohledně protlačení je uveden v kapitole 8.4.4. Označení a umístění veškerých sloupů je vidět na schématech v kapitole 5.

#### Sloup S8:

##### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

<b>beton:</b> C30/37 XC1-C1 0,2; Dmax 22- S4	$f_{ck}$ = 30 MPa	$f_{cd}$ = 20 MPa
<b>ocel:</b> B500B	$f_{yk}$ = 500 MPa	$f_{yd}$ = 435 MPa
$\gamma_c$ = 1,5	$f_{ctk;0.05}$ = 2 MPa	$f_{ctd}$ = 1,33 MPa
$\gamma_s$ = 1,15	$c_{nom}$ = 25 mm	$\varnothing_y$ = 14 mm
<b>Půd. rozměr sloupu: a,b</b> = 300 300 mm	<b>h</b> = 250 mm	$\varnothing_x$ = 10 mm
$\beta$ = 1,4	$d_y$ = 218 mm	$a_{sy}$ = 1550 mm <sup>2</sup>
$V_{ed}$ = 303,5 kN	$d_x$ = 206 mm	$a_{sx}$ = 1047 mm <sup>2</sup>
$u_0$ = 1200 mm	<b>d</b> = 212 mm	<b>b</b> = 1000 mm

##### 1) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$v_{Ed}$ = 1,670 MPa
$v$ = 0,528
$v_{Rd,max}$ = 4,224 MPa
$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$ vyhoví

##### 2) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

h	200	250	700
$k_{max}$	1,45	1,475	1,7

$k_{max}$ = 1,475

$v_{Rd,c}$ = 0,62 MPa

Vzdálenost mezi hranou sloupu a hranou desky: 150 mm

$6d$ = 1272 mm

150 < 1272

=> Je nutné redukovat kontrolovaný obvod  $u_1$ .

$u_1$ = 3864 mm

$u_1'$ = 2532 mm =>  $u_{red}$ = 2532 mm

$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_{red} \cdot d$  424,9 < 491,2 Vyhoví

##### 3) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$v_{Ed,1}$ = 0,79 MPa

$c_{Rd,c}$ = 0,12

$k$ = 1,97 < 2

$\rho_l$ = 0,0060 < 0,02

$\rho_y$ = 0,0071

$\rho_x$ = 0,0051

$v_{Rd,c}$ = 0,62 >  $v_{min}$ = 0,53 MPa

$v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}$  0,62 < 0,79 => Je nutná výztuž na protlačení

##### 4) Návrh smykové výztuže

$u_{out}$ = 3231 mm

$r_{out}$ = 646 mm

$r_1 = 2d$ = 424 mm

Vzdálenost mezi  $u_{out}$  a  $u_1$ :  $r_{out} - r_1$ = 222 <  $2d$ = 424



$f_{ywd,eff} = 303 < f_{ywd} = 435$  => Není nutné stanovovat další kontrolovaný obvod u2.

**Obvod u1:**

$A_{sw} =$	552,9	mm <sup>2</sup>	
$n =$	11	(vychází z rozmístění)	
$A_{sw,l} =$	50,3	mm <sup>2</sup>	
$\varnothing =$	8	mm	
$V_{Rd,cs1} =$	1,089	MPa	
$V_{Rd,cs1} \geq V_{Ed,1}$	1,089	>	0,791 MPa

**Rozmístění výztuže:**

$1,5d =$	318	mm
$0,3d =$	63,6	mm
$0,5d =$	106	mm
$0,75d =$	159	mm
$s_r =$	159	≤ 159 mm
$s_t =$	300	mm

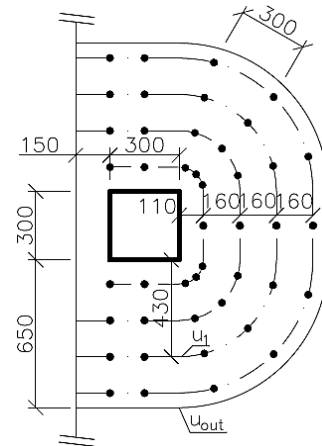
**Vyztužení v kontrolovaném obvodu u1 vyhoví.**

**Celkový počet třmíneků:**  $n_{celk.} = 44$

**Stupeň vyztužení:**

$\rho_{sw} =$	0,001581	>	0,000876	=>	Vyhoví
---------------	----------	---	----------	----	--------

Na Obr.8.49. je vidět rozložení smykové výztuže, systém vyztužení je shodný se systémem, který byl popsán v kapitole 8.4.4.



Obr.8.49. Schéma rozmístění výztuže na protlačení – sloup S8.

**Sloup S7:**

**1) Materiálové charakteristiky a geometrie**

**beton:** C30/37 XC1-CI 0,2; Dmax 22- S4

**ocel:** B500B

$\gamma_c = 1,5$

$\gamma_s = 1,15$

**Průměr sloupu: D = 270 mm**

$\beta = 1,4$

$V_{ed} = 198,4$  kN

$u_0 = 848$  mm

$f_{ck} = 30$  MPa     $f_{cd} = 20$  MPa

$f_{yk} = 500$  MPa     $f_{yd} = 435$  MPa

$f_{ctk;0,05} = 2$  MPa     $f_{ctd} = 1,33$  MPa

$c_{nom} = 25$  mm     $\varnothing_y = 10$  mm

$h = 250$  mm     $\varnothing_x = 10$  mm

$d_y = 220$  mm     $a_{sy} = 1047$  mm<sup>2</sup>

$d_x = 210$  mm     $a_{sx} = 1047$  mm<sup>2</sup>

$d = 215$  mm     $b = 1000$  mm

**1) Ověření únosnosti tlačené diagonály**

$v_{Ed} = 1,523$  MPa

$v = 0,528$

$v_{Rd,max} = 4,224$  MPa

$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$  vyhoví

**2) Ověření dostatečného kotvení**

Interpolace  $k_{max}$

h	200	250	700
$k_{max}$	1,45	1,475	1,7

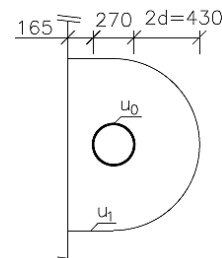
$k_{max} = 1,475$

$v_{Rd,c} = 0,58$  MPa

**Vzdálenost mezi hranou sloupu a hranou desky:** 165 mm

$6d = 1290$  mm

8.50. Tvar kontrolovaných obvodů.



165 < 1290 => **Je nutné redukovat kontrolovaný obvod u1.**

$u_1 = 3550$  mm     $u_1' = 2375$  mm    =>  $u_{red} = 2375$  mm

$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_{red} \cdot d$     277,8 < 434,1    Vyhoví

**3) Stanovení nutnosti smykové výztuže**

$v_{Ed,1} = 0,54$  MPa

$C_{Rd,c} = 0,12$

$k = 1,96$  < 2

$\rho_l = 0,0049$  < 0,02

$\rho_y = 0,0048$

$\rho_x = 0,0050$

$v_{Rd,c} = 0,58$  >  $v_{min} = 0,53$  MPa

$v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}$     0,58 > 0,54    => **Není nutná výztuž na protlačení.**

Z výše provedeného výpočtu vyplývá, že není nutné navrhovat výztuž proti porušení protlačení. Bude navržena pouze konstrukční výztuž, přesněji smykové kozlíky.

Na desce v 1.NP jsou uloženy sloupy, které pod deskou nepokračují, jmenovitě jsou to sloupy, které jsou označeny jako *S5*, *S6*, *S12*, *S13*. V běžném případě by bylo nutné posoudit, zda tyto sloupy „nepropíchnou“ stropní desku z horního líce desky, ale ve sloupech jsou v porovnání s výše posuzovanými místy tak malé síly, že to nebylo nutné. Největší hodnota síly je  $V_{Ed} = 86,14$  kN.

### **Okraj stěny S18:**

#### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

<b>beton:</b> C30/37 XC1-CI 0,2; Dmax 22- S4	$f_{ck} = 30$ MPa	$f_{cd} = 20$ MPa
<b>ocel:</b> B500B	$f_{yk} = 500$ MPa	$f_{yd} = 435$ MPa
$\gamma_c = 1,5$	$f_{ctk;0,05} = 2$ MPa	$f_{ctd} = 1,33$ MPa
$\gamma_s = 1,15$	$c_{nom} = 25$ mm	$\phi_y = 10$ mm
<b>Šířka stěny: b = 250</b> mm	<b>h = 250</b> mm	$\phi_x = 10$ mm
$\beta = 1,35$	$d_y = 220$ mm	$a_{sy} = 1047$ mm <sup>2</sup>
$V_{ed} = 256$ kN	$d_x = 210$ mm	$a_{sx} = 1047$ mm <sup>2</sup>
$u_0 = 750$ mm	<b>d = 215</b> mm	<b>b = 1000</b> mm

#### 2) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$v_{Ed} = 2,143$ MPa
$v = 0,528$
$v_{Rd,max} = 4,224$ MPa
$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$ vyhoví

#### 3) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

h	200	250	700
$k_{max}$	1,45	1,475	1,7

$k_{max} = 1,475$
$v_{Rd,c} = 0,58$ MPa
$u_1 = 2101$ mm

$$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d \quad 345,60 < 384,0 \quad \text{Vyhoví}$$

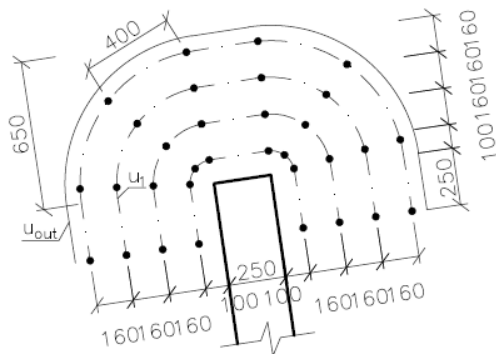
#### 4) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$v_{Ed,1} = 0,77$ MPa	
$C_{Rd,c} = 0,12$	
$k = 1,96$	$< 2$
$\rho_l = 0,0049$	$< 0,02$
$\rho_y = 0,0048$	
$\rho_x = 0,0050$	
$v_{Rd,c} = 0,58$	$> v_{min} = 0,53$ MPa
$v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}$	$0,58 < 0,77 \Rightarrow$ Je nutná výztuž na protlačení

#### 5) Návrh smykové výztuže

$u_{out} = 2789$ mm		
$r_{out} = 649,0$ mm		
$r_1 = 2d = 430$ mm		
<b>Vzdálenost mezi <math>u_{out}</math> a <math>u_1</math>: <math>r_{out} - r_1 = 219</math></b>	<b><math>2d = 430</math></b>	<b><math>\Rightarrow</math> Není nutné stanovovat další</b>
$f_{ywd,eff} = 303,75$	$< f_{ywd} = 435$	<b>kontrovaný obvod <math>u_2</math>.</b>
<b>Obvod <math>u_1</math>:</b>		<b>Rozmístění výztuže:</b>
$A_{sw} = 402,12$ mm <sup>2</sup>		<b><math>1,5d = 323</math> mm</b>
<b>Počet třmínků v jednom obvodu: n = 8</b>		<b><math>0,3d = 64,5</math> mm</b>
$A_{sw,1} = 50,27$ mm <sup>2</sup>		<b><math>0,5d = 107,5</math> mm</b>
$\phi = 8$ mm		<b><math>0,75d = 161</math> mm</b>
$v_{Rd,cs1} = 0,98$ MPa		$s_r = 160 \leq 161$ mm
$v_{Rd,cs1} \geq v_{Ed,1}$	$0,977 > 0,765$ MPa	$s_t = 400 \leq 430$ mm
<b>Celkový počet třmínků: <math>n_{celk.} = 32</math> ks</b>	<b>(vychází z rozmístění)</b>	
<b>Stupeň výztužení:</b>		
$\rho_{sw} = 0,0012$	$> 0,0009 \Rightarrow$ Vyhoví	

V případě okraje stěny *S18* bylo nutné v desce navrhnout výztuž proti protlačení, rozmístění výztuže je k vidění na *Obr.8.51*.



Obr.8.51. Schéma rozmístění výztuže na protlačení – okraj stěny S18.

### Okraj stěny S16:

Nad stěnou S16, S15 a S17 byly v předběžném návrhu navrženy hlavice výšky 150 mm, při podrobném výpočtu bylo zjištěno, že by z hlediska porušení protlačením nebyly nutné. Stropní desku by bylo možné vyztužit proti porušení protlačením i bez navržených hlavic. Nad stěnou S15 a S16 je ale deska namáhána velkým ohybovým momentem, kterému stropní deska odolá pouze s navrženými hlavicemi, a proto budou hlavice ponechány. Nad stěnou S17 již tak velký ohybový moment nepůsobí, takže hlavici bylo možné odstranit, po odstranění hlavice bylo ověřeno na průběhu ohybových momentů, zda se průběh nějak výrazně změnil. Průběh ohybových momentů se významně nezměnil a stropní desku lze vyztužit dle návrhu, který byl proveden výše.

#### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

<b>beton:</b>	C30/37 XC1-CI 0,2; Dmax 22- S4	$f_{ck}= 30$ MPa	$f_{cd}= 20$ MPa
<b>ocel:</b>	B500B	$f_{yk}= 500$ MPa	$f_{yd}= 435$ MPa
	$\gamma_c= 1,5$	$f_{ctk;0,05}= 2$ MPa	$f_{ctd}= 1,33$ MPa
	$\gamma_s= 1,15$	$c_{nom}= 25$ mm	$\varnothing_y= 10$ mm
<b>Šířka stěny: b=</b>	250 mm	<b>h=</b>	400 mm
	$\beta= 1,35$	$d_y= 370$ mm	$a_{sy}= 524$ mm <sup>2</sup>
<b>V<sub>ed</sub>=</b>	252 kN	$d_x= 360$ mm	$a_{sx}= 254$ mm <sup>2</sup>
<b>u<sub>0</sub>=</b>	750 mm	<b>d=</b>	365 mm
		<b>b=</b>	1000 mm

#### 2) Ověření únosnosti tláčené diagonály

$v_{Ed}=$	1,243 MPa
$v=$	0,528
$v_{Rd,max}=$	4,224 MPa
$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$	vyhoví

#### 3) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

h	200	400	700
$k_{max}$	1,45	1,55	1,7

$k_{max}=$	1,55
$v_{Rd,c}=$	0,44 MPa
$u_1=$	3043 mm
$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d$	340,20 < 757,7 Vyhoví

#### 4) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$v_{Ed,1}=$	0,31 MPa
$C_{Rd,c}=$	0,12
$k=$	1,74 < 2
$\rho_l=$	0,0010 < 0,02
$\rho_y=$	0,0014
$\rho_x=$	0,0007
$v_{Rd,c}=$	0,30 < $v_{min}= 0,44$ MPa
$v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}$	0,44 > 0,31 => Není nutná výztuž na protlačení.

Z posudku vyšlo, že v případě okraje stěny *S16* není nutné navrhovat výztuž proti porušení protlačení. Dále bylo nutné posoudit proti protlačení stropní desku za hranicí hlavice.

### 1) Materiálové charakteristiky a geometrie

beton:	C30/37 XC1-CI 0,2; Dmax 22- S4	$f_{ck}= 30$ MPa	$f_{cd}= 20$ MPa
ocel:	B500B	$f_{yk}= 500$ MPa	$f_{yd}= 435$ MPa
	$\gamma_c= 1,5$	$f_{ctk;0,05}= 2$ MPa	$f_{ctd}= 1,33$ MPa
	$\gamma_s= 1,15$	$c_{nom}= 25$ mm	$\varnothing_y= 10$ mm
Šířka stěny:	$b= 250$ mm	$h= 250$ mm	$\varnothing_x= 10$ mm
	$\beta= 1,35$	$d_y= 220$ mm	$a_{sy}= 524$ mm <sup>2</sup>
	$V_{ed}= 252$ kN	$d_x= 210$ mm	$a_{sx}= 524$ mm <sup>2</sup>
	$u_0= 750$ mm	$d= 215$ mm	$b= 1000$ mm

### 2) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$v_{Ed}= 2,110$ MPa
$v= 0,528$
$v_{Rd,max}= 4,224$ MPa
$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$ vyhoví

### 3) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

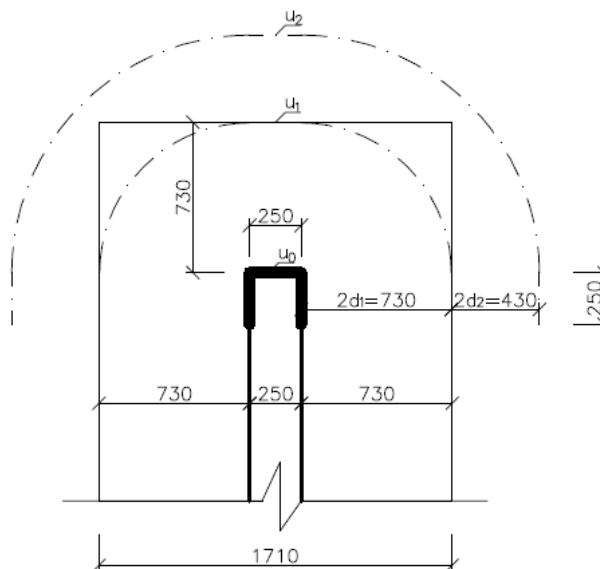
h	200	250	700
$k_{max}$	1,45	1,475	1,7

$k_{max}= 1,475$
$v_{Rd,c}= 0,53$ MPa
$u_2= 4394$ mm
$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_2 \cdot d$ 340,20 < 735,6 Vyhoví

### 4) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$v_{Ed,1}= 0,36$ MPa
$C_{Rd,c}= 0,12$
$k= 1,96$ < 2
$\rho_l= 0,0024$ < 0,02
$\rho_y= 0,0024$
$\rho_x= 0,0025$
$v_{Rd,c}= 0,46$ < $v_{min}= 0,53$ MPa
$v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}$ 0,53 > 0,36 => Není nutná výztuž na protlačení.

Stropní deska v místě stěny *S16* vyhoví proti porušení protlačení. Ve stěně *S15* je menší síla  $V_{Ed}$  než ve stěně *S16*, proto její posudek nebyl nutný.



Obr. 8.52. Tvar kontrolovaných obvodů.

### Okraj stěny *S4*:

Na stropní desce v místě okraje stěny *S4* byla také v předběžném návrhu navržena hlavice. Zde se návrh potvrdil a hlavice bylo nutné ponechat jak z hlediska protlačení, tak z hlediska momentové únosnosti.

1) Materiálové charakteristiky a geometrie

<b>beton:</b> C30/37 XC1-C1 0,2; Dmax 22- S4	$f_{ck}= 30$ MPa	$f_{cd}= 20$ MPa
<b>ocel:</b> B500B	$f_{yk}= 500$ MPa	$f_{yd}= 435$ MPa
$\gamma_c= 1,5$	$f_{ctk;0,05}= 2$ MPa	$f_{ctd}= 1,33$ MPa
$\gamma_s= 1,15$	$c_{nom}= 25$ mm	$\phi_y= 12$ mm
<b>Pūd. rozměr sloupu: a,b=</b> 250 250 mm	$h= 400$ mm	$\phi_x= 10$ mm
$\beta= 1,5$	$d_y= 369$ mm	$a_{sy}= 1278$ mm <sup>2</sup>
$V_{ed}= 239,0$ kN	$d_x= 358$ mm	$a_{sx}= 1047$ mm <sup>2</sup>
$u_0= 500$ mm	$d= 363,5$ mm	$b= 1000$ mm

1) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$v_{Ed}= 1,972$ MPa
$v= 0,528$
$v_{Rd,max}= 4,224$ MPa
$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$ vyhoví

2) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

h	200	400	700
$k_{max}$	1,45	1,55	1,7

$k_{max}= 1,55$
$v_{Rd,c}= 0,44$ MPa

Vzdálenost mezi hranou sloupu a hranou desky: 0 mm 0 mm

$6d= 2181$  mm

0 < 2181 => Je nutné redukovat kontrolovaný obvod  $u_1$ .

0 < 2181 => Je nutné redukovat kontrolovaný obvod  $u_1$ .

$u_1= 5568$  mm  $u_1'= 1642$  mm =>  $u_{red}= 1642$  mm

$\beta \cdot V_{ed} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_{red} \cdot d$  358,5 < 410,2 Vyhoví

3) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$v_{Ed,1}= 0,60$ MPa
$C_{Rd,c}= 0,12$
$k= 1,74$ < 2
$\rho_l= 0,0032$ < 0,02
$\rho_y= 0,0035$
$\rho_x= 0,0029$
$v_{Rd,c}= 0,44$ > $v_{min}= 0,44$ MPa
$v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}$ 0,44 < 0,60 => Je nutná výztuž na protlačení

4) Návrh smykové výztuže

$u_{out}= 2224$ mm
$r_{out}= 1098$ mm
$r_1= 2d= 727$ mm

Vzdálenost mezi  $u_{out}$  a  $u_1$ :  $r_{out}-r_1= 371$  <  $2d= 727$  => Není nutné stanovovat další kontrolovaný obvod.

Obvod  $u_1$ :

$A_{sw}= 301,6$ mm <sup>2</sup>	$1,5d= 545$ mm
$n= 6$	$0,3d= 109,05$ mm
$A_{sw,1}= 50,27$ mm <sup>2</sup>	$0,5d= 181,75$ mm
$\phi= 8$ mm	$0,75d= 272,63$ mm
$v_{Rd,cs1}= 0,680$ MPa	$s_r= 270$ < 272,6 mm
$v_{Rd,cs1} \geq v_{Ed,1}$ 0,680 > 0,601 MPa	$s_t= 300$ mm

Vyztužení v kontrolovaném obvodu  $u_1$  vyhoví.

V případě stěny S4 je nutná výztuž proti protlačení i se zvětšenou tloušťkou desky – v místě hlavice. Dále bude ověřeno porušení protlačení v místě za hranou hlavice s tloušťkou desky 250 mm.

1) Materiálové charakteristiky a geometrie

<b>beton:</b> C30/37 XC1-C1 0,2; Dmax 22- S4	$f_{ck}= 30$ MPa	$f_{cd}= 20$ MPa
<b>ocel:</b> B500B	$f_{yk}= 500$ MPa	$f_{yd}= 435$ MPa
$\gamma_c= 1,5$	$f_{ctk;0,05}= 2$ MPa	$f_{ctd}= 1,33$ MPa
$\gamma_s= 1,15$	$c_{nom}= 25$ mm	$\phi_y= 12$ mm
<b>Pūd. rozměr sloupu: a,b=</b> 250 250 mm	$h= 250$ mm	$\phi_x= 10$ mm
$\beta= 1,5$	$d_y= 219$ mm	$a_{sy}= 1278$ mm <sup>2</sup>
$V_{ed}= 239,0$ kN	$d_x= 208$ mm	$a_{sx}= 1047$ mm <sup>2</sup>
$u_0= 500$ mm	$d= 213,5$ mm	$b= 1000$ mm

1) Ověření únosnosti tlačené diagonály

$v_{Ed}= 3,358$ MPa
---------------------

$$v = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = 4,224 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \text{ vyhoví}$$

## 2) Ověření dostatečného kotvení

Interpolace  $k_{max}$

h	200	250	700
$k_{max}$	1,45	1,48	1,7

$$k_{max} = 1,475$$

$$V_{Rd,c} = 0,60 \text{ MPa}$$

Vzdálenost mezi hranou sloupu a hranou desky: 0 mm 0 mm

$$6d = 1281 \text{ mm}$$

0 < 1281 => Je nutné redukovat kontrolovaný obvod u1.

0 < 1281 => Je nutné redukovat kontrolovaný obvod u1.

231

$$u_2 = 8251 \text{ mm} \quad u_2' = 3 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad u_{red} = 2313 \text{ mm}$$

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq k_{max} \cdot V_{Rd,c} \cdot u_{red} \cdot d \quad 358,5 < 435,7 \quad \text{Vyhoví}$$

## 3) Stanovení nutnosti smykové výztuže

$$V_{Ed,2} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k = 1,97 < 2$$

$$\rho_l = 0,0054 < 0,02$$

$$\rho_y = 0,0058$$

$$\rho_x = 0,0050$$

$$V_{Rd,c} = 0,60 > v_{min} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed,2} \quad 0,60 < 0,73 \quad \Rightarrow \text{Je nutná výztuž na protlačení}$$

## 4) Návrh smykové výztuže

$$u_{out} = 2807 \text{ mm}$$

$$r_{out} = 1469 \text{ mm}$$

$$r_2 = 1154 \text{ mm}$$

Vzdálenost mezi  $u_{out}$  a  $u_2$ :  $r_{out}$

$$r_2 = 315 < 2d = 427$$

=> Není nutné stanovovat další kontrolovaný obvod u3.

$$f_{ywd,eff} = 303,375 < f_{ywd} = 435$$

Obvod  $u_2$ :

$$A_{sw} = 402,1 \text{ mm}^2$$

$$n = 8$$

$$A_{sw1} = 50,27 \text{ mm}^2$$

$$\emptyset = 8 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,cs2} = 0,943 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,cs1} \geq V_{Ed,2} \quad 0,943 > 0,726 \text{ MPa}$$

Rozmístění výztuže:

$$1,5d = 320 \text{ mm}$$

$$0,3d = 64,05 \text{ mm}$$

$$0,5d = 106,75 \text{ mm}$$

$$0,75d = 160,12$$

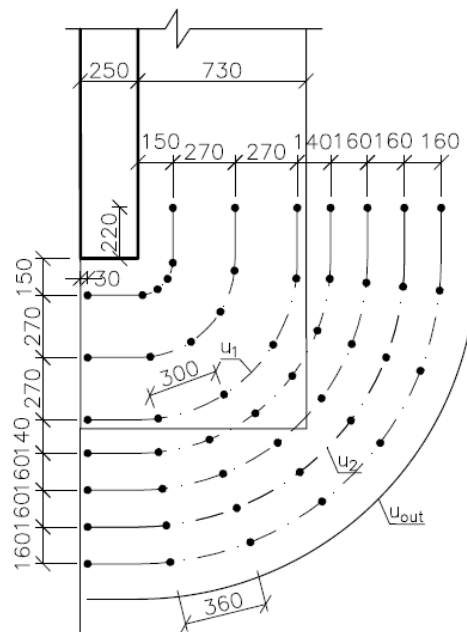
$$= 5 \text{ mm}$$

$$s_r = 160 \leq 160,1 \text{ mm}$$

$$s_c = 360 \text{ mm}$$

Výztužení v kontrolovaném obvodu  $u_2$  vyhoví.

Za hranou hlavice, kde je tloušťka desky rovna  $h = 250 \text{ mm}$  byl stanoven kontrolovaný obvod  $u_2$ , ve kterém bylo nutné navrhout výztuž na protlačení. To znamená, že v případě okraje stěny S4 bylo nutné navrhout výztuž proti porušení protlačením jak v hlavici, tak i mimo hlavici, rozložení výztuže je patrné z Obr.8.53. Budou použity třmínky dvojí výšky – jiné výšky v hlavici a jiné výšky mimo hlavici.



Obr.8.53. Schéma rozmístění výztuže na protlačení – okraj stěny S4.

---

## 8.5.5 Posouzení na mezní stav použitelnosti

### Posouzení omezení napětí:

Níže jsou ukázány posudky omezení napětí v kritických místech – v místech s největším ohybovým momentem.

#### **Směr x spodní:**

##### **Ohybový moment kvazistálá kombinace:**

$$M_{E_{kv}} = 55 \quad \text{kNm}$$

##### **Ohybový moment charakteristická kombinace:**

$$M_{E_{char}} = 67 \quad \text{kNm}$$

##### **Charakteristiky průřezu bez trhlin:**

$$A_I = 259521 \quad \text{mm}^2$$

$$a_I = 125,9 \quad \text{mm}$$

$$I_I = 1376372802 \quad \text{mm}^4$$

$$M_{cr} = 32 \quad \text{kNm}$$

=>Trhliny budou vznikat

##### **Charakteristiky průřezu s trhlínami:**

$$x_{cr} = 44,8 \quad \text{mm}$$

$$I_{II} = 203841375,7 \quad \text{mm}^4$$

##### **Posouzení napětí v betonu:**

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = 12,1 \quad \text{MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 13,5 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = 14,7 \quad \text{MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 18 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

##### **Posouzení napětí ve výztuži:**

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_s = 330 \quad \text{MPa}$$

$$0,8f_{yk} = 400 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

#### **Směr y spodní:**

##### **Ohybový moment kvazistálá kombinace:**

$$M_{E_{kv}} = 60 \quad \text{kNm}$$

##### **Ohybový moment charakteristická kombinace:**

$$M_{E_{char}} = 70 \quad \text{kNm}$$

##### **Charakteristiky průřezu bez trhlin:**

$$A_I = 259521 \quad \text{mm}^2$$

$$a_I = 126,2 \quad \text{mm}$$

$$I_I = 1387662883 \quad \text{mm}^4$$

$$M_{cr} = 32 \quad \text{kNm}$$

=>Trhliny budou vznikat

##### **Charakteristiky průřezu s trhlínami:**

$$x_{cr} = 45,9 \quad \text{mm}$$

$$I_{II} = 225372910,5 \quad \text{mm}^4$$

##### **Posouzení napětí v betonu:**

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = 12,3 \quad \text{MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 13,5 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = 14,2 \quad \text{MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 18 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

##### **Posouzení napětí ve výztuži:**

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_s = 327 \quad \text{MPa}$$

$$0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

### Směr x horní:

Ohybový moment kvazistálá kombinace:

$$M_{E_{kv}} = 70 \text{ kNm}$$

Ohybový moment charakteristická kombinace:

$$M_{E_{char}} = 84 \text{ kNm}$$

Charakteristiky průřezu bez trhlin:

$$A_I = 262570 \text{ mm}^2$$

$$a_I = 126,8 \text{ mm}$$

$$I_I = 1394589210 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = 33 \text{ kNm}$$

=>Trhliny budou vznikat

Charakteristiky průřezu s trhlinami:

$$x_{cr} = 52,7 \text{ mm}$$

$$I_{II} = 276987986,8 \text{ mm}^4$$

Posouzení napětí v betonu:

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = 13,4 \text{ MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = 16,1 \text{ MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Posouzení napětí ve výztuži:

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_s = 287 \text{ MPa}$$

$$0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

### Směr y horní:

Ohybový moment kvazistálá kombinace:

$$M_{E_{kv}} = 85 \text{ kNm}$$

Ohybový moment charakteristická kombinace:

$$M_{E_{char}} = 103 \text{ kNm}$$

Charakteristiky průřezu bez trhlin:

$$A_I = 262570 \text{ mm}^2$$

$$a_I = 127,2 \text{ mm}$$

$$I_I = 1410746907 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = 33 \text{ kNm}$$

=>Trhliny budou vznikat

Charakteristiky průřezu s trhlinami:

$$x_{cr} = 54,1 \text{ mm}$$

$$I_{II} = 306976017,6 \text{ mm}^4$$

Posouzení napětí v betonu:

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = 14,9 \text{ MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \Rightarrow \text{Nevyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = 18,1 \text{ MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \Rightarrow \text{Nevyhoví}$$

Posouzení napětí ve výztuži:

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_s = 333 \text{ MPa}$$

$$0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Z posudku výše vyplývá, že v místě s největším ohybovým momentem ve směru y u horního povrchu podmínka pro omezení napětí nevyhověla. Toto místo se nachází nad sloupem S8, který



je situován vedle sloupu s hlavicí – S4. Jako opatření bylo zvoleno přidání ohybové výztuže, a to takovým způsobem, že základní síť  $\varnothing$  10 mm po 150 mm byla nad sloupem zaměněna na síť  $\varnothing$  14 mm po 150 mm. To znamená, že s příložkami  $\varnothing$  14 mm po 150 mm, které byly nad sloupem původně navrženy je nová navržená rozteč  $\varnothing$  14 mm po 75 mm. Níže je uveden návrh a posouzení únosnosti s novým vyztužením a poté nový posudek na omezení napětí.

### Nový návrh a posouzení ohybové výztuže v místě nevyhovujícího místa:

Návrh												
$m_{Ed}$	d	$\mu$	$\zeta$	$a_{s,rqd}$	$a_{s,min,1}$	$a_{s,min,2}$	$a_{s,max}$	$s_{z,s}$	$\varnothing_{z,s}$	$s_{př.}$	$\varnothing_{př.}$	$a_{s,prov}$
kNm/m	mm			mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>
132	218	0,14	0,924	1505	283	329	10000	150	14	150	14	2053
Posouzení												
x	$\xi$	z	$m_{Rd}$	$m_{Rd} > m_{Ed}$	$\xi < 0,45$	$\xi < \xi_{bal,1}$	$s_{min} < s$	$s + \varnothing < s_{max}$	osová.vz.	světél. vz.		
mm	-	mm	kNm/m						$s_{max}$	$s_{min}$		
55,8	0,26	195,7	175	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	Vyhoví	300	27		

### Nové posouzení omezení napětí v místě nevyhovujícího místa:

Ohybový moment kvazistálá kombinace:

$$M_{Ekv} = 85 \text{ kNm}$$

Ohybový moment charakteristická kombinace:

$$M_{Echar} = 103 \text{ kNm}$$

Charakteristiky průřezu bez trhlin:

$$A_I = 265618 \text{ mm}^2$$

$$a_I = 128,2 \text{ mm}$$

$$I_I = 1435604020 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = 34 \text{ kNm}$$

=>Trhliny budou vznikat

Charakteristiky průřezu s trhlinami:

$$x_{cr} = 60,9 \text{ mm}$$

$$I_{II} = 385405158,3 \text{ mm}^4$$

Posouzení napětí v betonu:

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = 13,4 \text{ MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = 16,3 \text{ MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Posouzení napětí ve výztuži:

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_s = 254 \text{ MPa}$$

$$0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Jak je vidět z nového posudku, s přidáním ohybové výztuže již podmínka na omezení napětí vyhoví.

### Posouzení omezení napětí v místě s navrženou hlavicí:

Níže jsou uvedeny posudky omezení napětí v místech s navrženou hlavicí. Pro posudek byla vybrána ve směru x a y pouze hlavice s největším ohybovým momentem – nebyly zde ukazovány všechny.

---

### Směr x horní:

#### Ohybový moment kvazistálá kombinace:

$$M_{E_{kv}} = 87 \quad \text{kNm}$$

#### Ohybový moment charakteristická kombinace:

$$M_{E_{char}} = 101 \quad \text{kNm}$$

#### Charakteristiky průřezu bez trhlin:

$$A_I = 409521 \quad \text{mm}^2$$

$$a_I = 201,2 \quad \text{mm}$$

$$I_I = 5587004501 \quad \text{mm}^4$$

$$M_{cr} = 81 \quad \text{kNm}$$

=>Trhliny budou vznikat

#### Charakteristiky průřezu s trhlinami:

$$x_{cr} = 60,1 \quad \text{mm}$$

$$I_{II} = 645948085,3 \quad \text{mm}^4$$

#### Posouzení napětí v betonu:

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = 8,1 \quad \text{MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 13,5 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = 9,4 \quad \text{MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 18 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

#### Posouzení napětí ve výztuži:

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_s = 285 \quad \text{MPa}$$

$$0,8f_{yk} = 400 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

### Směr y horní:

#### Ohybový moment kvazistálá kombinace:

$$M_{E_{kv}} = 112 \quad \text{kNm}$$

#### Ohybový moment charakteristická kombinace:

$$M_{E_{char}} = 130 \quad \text{kNm}$$

#### Charakteristiky průřezu bez trhlin:

$$A_I = 410921 \quad \text{mm}^2$$

$$a_I = 201,9 \quad \text{mm}$$

$$I_I = 5644891158 \quad \text{mm}^4$$

$$M_{cr} = 83 \quad \text{kNm}$$

=>Trhliny budou vznikat

#### Charakteristiky průřezu s trhlinami:

$$x_{cr} = 66,7 \quad \text{mm}$$

$$I_{II} = 811011657,6 \quad \text{mm}^4$$

#### Posouzení napětí v betonu:

Kvazistálá kombinace:

$$\sigma_c = 9,2 \quad \text{MPa}$$

$$0,45f_{ck} = 13,5 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_c = 10,7 \quad \text{MPa}$$

$$0,6f_{ck} = 18 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

#### Posouzení napětí ve výztuži:

Charakteristická kombinace:

$$\sigma_s = 293 \quad \text{MPa}$$

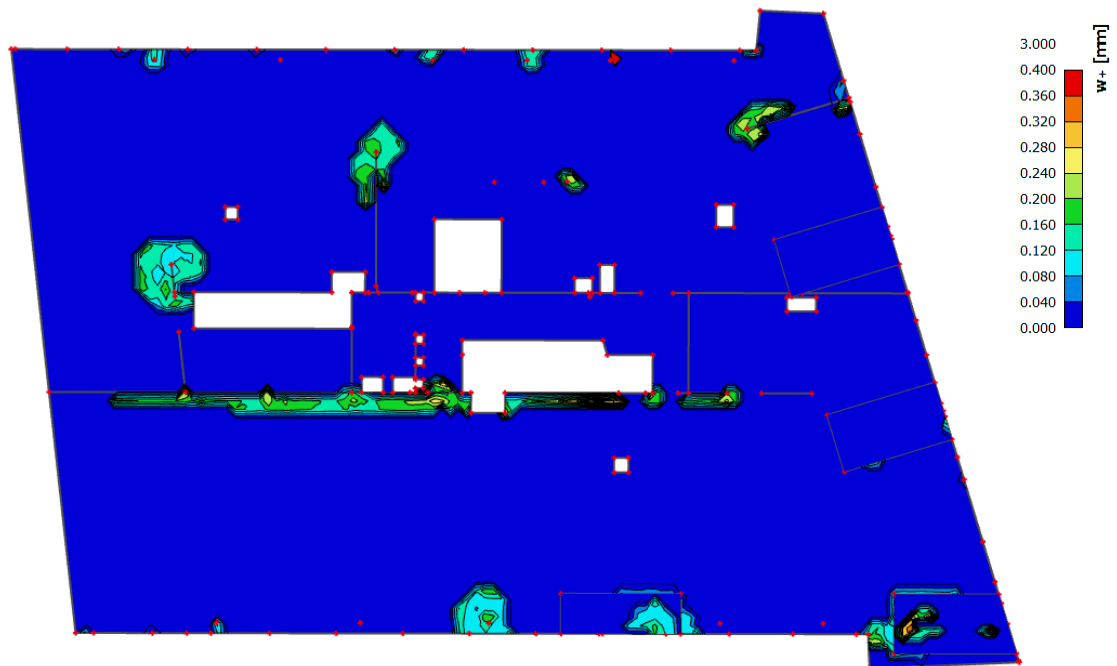
$$0,8f_{yk} = 400 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk} \quad \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

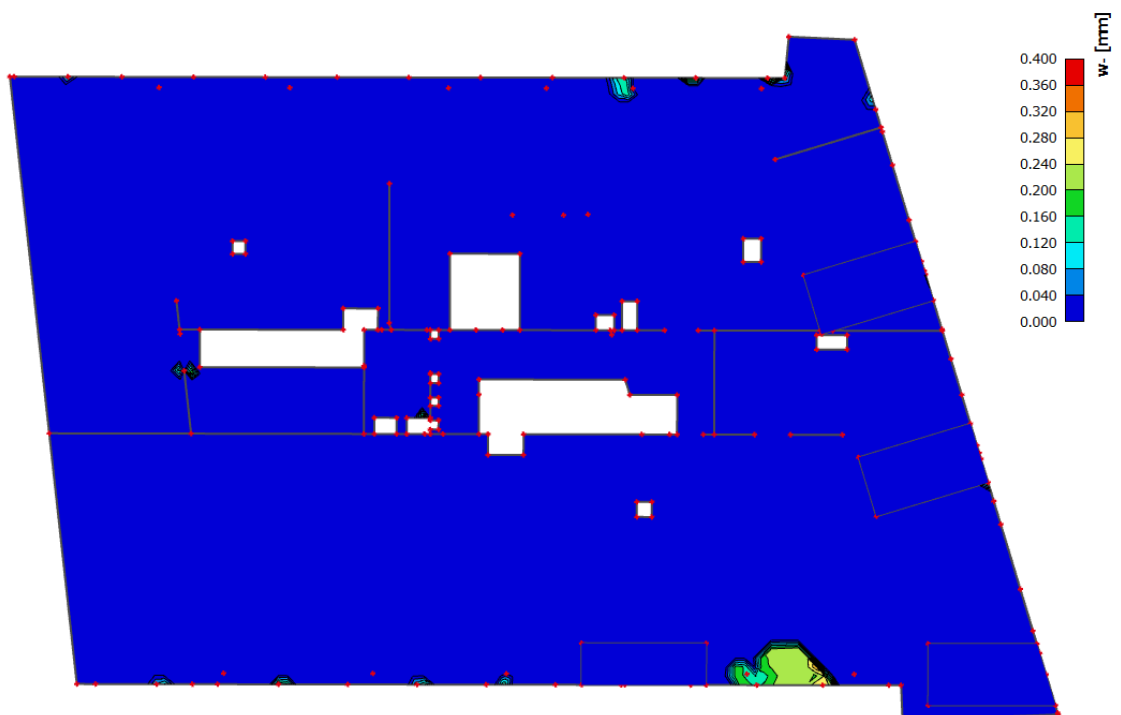
Ke změněn výztužení došlo pouze v místě sloupu S8 – bude tam navržena síť  $\varnothing$  14 mm po 75 mm.

### Posouzení šířky trhlin:

U horního povrchu je největší šířka trhliny 0,353 mm a nachází se nad stěnou *S15*. Dále v jiném místě, kde je uložen sloup do desky program vykreslil trhlinu šířky 3 mm přímo pod sloupem. Trhlina leží přímo pod sloupem, proto je nereálné, aby tam trhlina vznikla, takže šířka trhliny 3 mm byla ignorována.



Při spodním povrchu je největší šířka trhliny rovna 0,311 mm a nachází se v místě velkého rozpětí mezi stěnami *S4* a *S15* na ose 1.

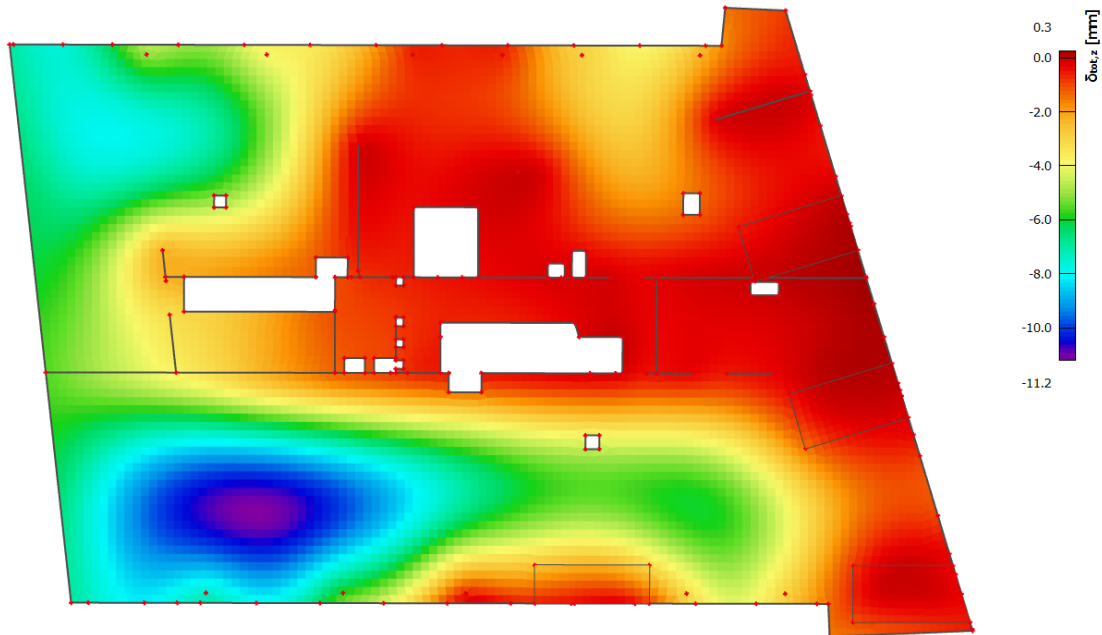


---

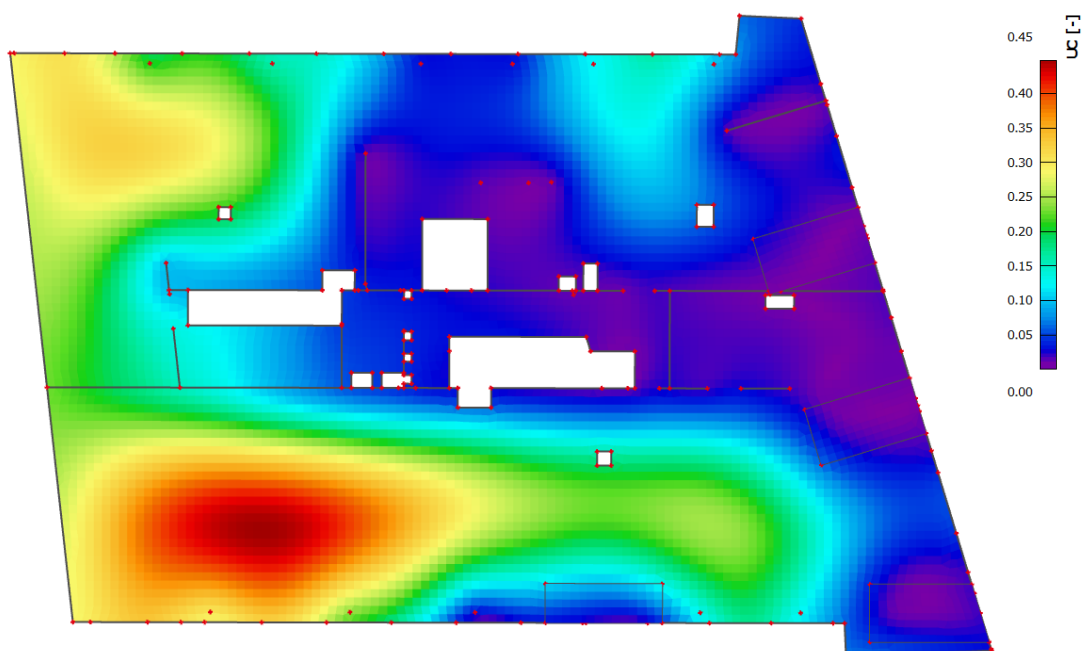
Trhliny jsou při obou površích menší než normou dovolená maximální šířka trhliny 0,4 mm, a proto posudek šířky trhlin vyhověl.

**Posouzení průhybů:**

Na obrázku níže jsou vidět dlouhodobé průhyby na stropní desce. Největší hodnota průhybu je 11,2 mm.



Z jednotkového posudku průhybů níže je patrné, že dlouhodobý průhyb na stropní desce je ve všech místech menší než limitní průhyb daný normou ČSN EN 1992-1-1 (Hodnota posudku je všude menší než 1). Rezerva mezi dovoleným a dlouhodobým průhybem je velická, a proto opět není nutné počítat průhyb od smršťování.



---

## 8.6 Návrh vybraných sloupů

V této kapitole bude uveden podrobný návrh a posouzení vybraných nejmáhaných sloupů.

### 8.6.1 Zatěžovací stavy a kombinace

Zatěžovací stavy byly použity stejné jako v kapitole 8.2.2. Jako kombinace pro získání vnitřních sil byla použita Normová kombinace, vysvětlení její podstaty je uvedeno v kapitole 8.2.2.

### 8.6.2 Návrh a posouzení únosnosti – použité vzorce

#### Průběh vnitřních sil:

Vnitřní síly byly převzaty z výpočtu z celkového výpočetního modelu. Ohybové momenty program vypočetl bez momentů od geometrických imperfekcí. Výpočet geometrických imperfekcí byl naprogramován v programu Microsoft Excel v souladu s ČSN EN 1992-1-1 kapitola 5.2. [9]

#### Ověření rozměrů sloupu:

V prvním kroku návrhu sloupů bylo ověřeno, zda nebude nutné oproti předběžnému návrhu zvětšit půdorysné rozměry sloupu. Ověření bylo provedeno v situaci, kdy bylo uvažováno s tím, že sloup je čistě tlačенý.

$$N_{Rd} = 0,8A_c f_{cd} + \rho_s A_c \sigma_s \geq N_{Ed}$$

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{0,8f_{cd} + \rho_s \sigma_s}$$

#### Ověření štíhlosti a limitní štíhlosti:

Dále bylo nutné ověřit, zda se nejedná o štíhlý sloup a nebylo by nutné, pro výpočet vnitřních sil použít teorii druhého řádu. Nejprve se stanovila štíhlost sloupu  $\lambda$ , která musela být menší než hodnota limitní štíhlosti  $\lambda_{lim}$ . Pokud tomu tak bylo, prvek lze uvažovat jako masivní. Výpočet štíhlosti a limitní štíhlosti byl naprogramován v programu Microsoft Excel dle ČSN EN 1992-1-1 kapitola 5.8.3. [9]

---

### Návrh výztuže sloupu:

Návrh podélné výztuže sloupu byl proveden v prvním kroku pomocí nomogramů uvedených v [3], kde se pomocí poměrné normálové síly a poměrného ohybového momentu zjistil součinitel  $\omega$  a poté se dopočetla potřebná plocha výztuže.

Poměrná normálová síla:

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Poměrný ohybový moment:

$$m_i = \frac{M_{Ed,i}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{\omega A_c f_{cd}}{f_{yd}}$$

V dalším kroku se stanovila požadovaná plocha výztuže pro dostředný tlak.

$$A_{s,req,2} = \frac{N_{Ed} - 0,8A_c f_{cd}}{\sigma_s}$$

Ve třetím kroku návrhu podélné výztuže se ověřila plocha požadované výztuže podle konstrukčních zásad uvedených v ČSN EN 1992-1-1 kapitola 9.5.2. [9]

$$A_{s,prov} \geq A_{s,min} = \max \left( 0,1 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002A_c \right)$$

Jako plocha navržené výztuže byla zvolena největší plocha, která vyšla z výše uvedených podmínek, která ale musela být menší než plocha  $A_{s,max}$ .

$$A_{s,prov} \leq A_{s,max} = 0,04A_c$$

Pro kruhové sloupy namáhané dvouosým ohybem ve [3] nebyl uveden nomogram, proto byl návrh výztuže proveden pouze z podmínky dostředného tlaku a dle konstrukčních zásad.

Podélná výztuž – třmínky byly navrženy dle konstrukčních zásad uvedených v ČSN EN 1992-1-1 kapitola 9.5.2. [9]

---

$$s \leq \min(20 \cdot \phi; \min(b; h); 400)$$

Po délce přesahu podélné výztuže bude rozteč třímínků zhuštěna na  $0,6 \cdot s$ .

### **Posouzení průřezu:**

Posouzení obdélníkových a čtvercových průřezů bylo provedeno pomocí interakčního diagramu. Výpočet jednotlivých bodů interakčního diagramu probíhal tak, že se pro každý bod vyčísly dvě rovnice, které jsou uvedeny níže. Výpočet těchto bodů byl zautomatizován v programu Microsoft Excel. (Postup vyčíslení rovnic byl proveden dle [2] kapitola 9.5.)

$$N_{Rd} = F_c + F_{s1} + F_{s2}$$

$$M_{Rd} = F_{s1} \cdot z_{s1} + F_{s2} \cdot z_{s2}$$

$N_{Rd}$  ... Tlaková/tahová únosnost průřezu

$F_c$  ... Tlaková síla v betonu

$F_{s1}, F_{s2}$  ... Tlakové/tahové síly ve výztuži

$M_{Rd}$  ... Únosnost průřezu v ohybu

$z_{s1}, z_{s2}$  ... Ramena vnitřních sil

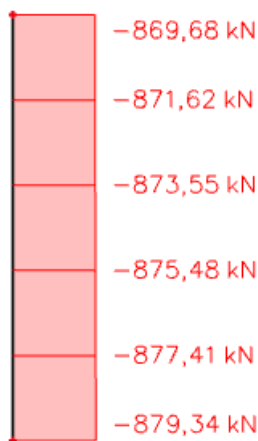
Výpočet jednotlivých bodů interakčního diagramu pro kruhové průřezy je oproti obdélníkovému průřezu velmi náročný, a proto byl pro posouzení sloupů kruhového průřezu použit program FIN EC 2019 Beton.

## **8.6.3 Návrh a posouzení únosnosti**

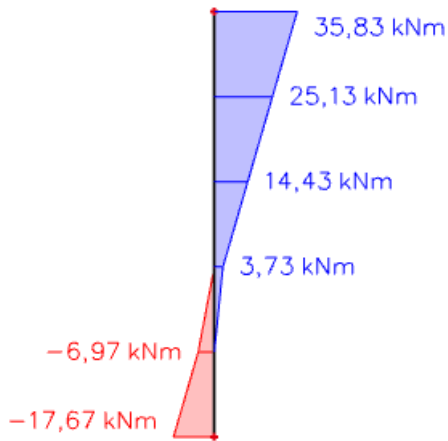
### **A) Sloup S8 v 1.NP**

#### **Průběh vnitřních sil:**

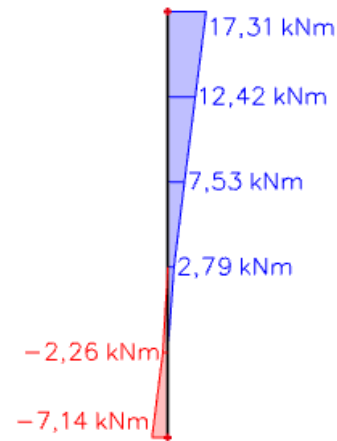
Na obrázcích níže jsou uvedeny průběhy vnitřních sil. Průběhy ohybových momentů jsou na obrázcích uvedeny bez připočtených momentů od geometrických imperfekcí. Hodnoty momentů včetně vlivu imperfekcí jsou uvedeny v souhrnné tabulce.



Obr.8.54. Průběh normálové síly  $N_{Ed}$ .



Obr.8.55. Průběh ohybového momentu  $M_{Ed,y}$ .



Obr.8.56. Průběh ohybového momentu  $M_{Ed,z}$ .

Normálová síla		
	Hlava sloupu	Pata sloupu
$N_{Ed}$ [kN]=	869,68	879,34
Ohybové momenty pro návrh únosnosti		
M [kNm]	Hlava sloupu	Pata sloupu
$ M_{imp} $ =	4,1	4,2
$M_{Edy}$ =	35,83	-17,67
$M_{Edy,1}$ =	39,9	-21,8
$M_{Edz}$ =	17,3	-7,1
$M_{Edz,1}$ =	21,4	-11,3

#### Ohybové momenty pro určení štíhlosti

$M_{01,y}$ =	-13,5	kNm
$M_{02,y}$ =	39,9	kNm
$M_{01,z}$ =	-2,9	kNm
$M_{02,z}$ =	21,4	kNm

#### Geometrické imperfekce:

$\Theta_0$ =	0,005
$\alpha_h$ =	1,000
$\alpha_m$ =	1,000
$m$ =	1
$\Theta_i$ =	0,005
$e_i$ =	0,005 m

### Potřebné veličiny:

#### Použité materiály:

beton: C30/37 XF1-CI 0,2;  $D_{max}$  22- S4  
 ocel: B500B

#### Krycí vrstva:

$c_{min}$ =	25	mm
$\Delta c_{dev}$ =	10	mm
$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ =	35	mm

#### Materiálové charakteristiky:

$f_{ck}$ =	30	MPa
$f_{cd}$ =	20	MPa
$f_{ctm}$ =	2,9	MPa
$f_{yk}$ =	500	MPa
$f_{yd}$ =	435	MPa
$E_s$ =	200000	MPa
$d_g$ =	22	mm

#### Průřezové charakteristiky:

Typ průřezu:	čtverec
$b$ =	300 mm
$h$ =	300 mm
Plocha:	
$A_c$ =	90000 mm <sup>2</sup>
Délka:	3,18 mm

### Ověření rozměrů sloupu:

$\varepsilon_{c2}$ =	0,002
$\sigma_s$ =	400 MPa



$$\rho_s = 0,02$$

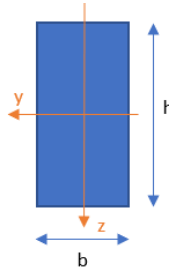
$$A_{c, \text{Ned}} \leq A_c: 36639 < 90000 \text{ mm}^2$$

=> **Vyhoví**

Z výše uvedené podmínky vyplývá, že na působení dostředného tlaku jsou rozměry průřezu vyhovující.

### Určení štíhlost:

$l = 3,18 \text{ m}$		$\beta = 0,6$	
$\beta = 0,6$		$\beta = 0,6$	
$l_{0y} = 1,91 \text{ m}$		$l_{0z} = 1,91 \text{ m}$	
$I_y = 675000000 \text{ mm}^4$		$I_z = 675000000 \text{ mm}^4$	
$i_y = 87 \text{ mm}$		$i_z = 87 \text{ mm}$	
$\lambda_y = 21,8$		$\lambda_z = 21,8$	



Pozn.: V tomto případě se  $b = h$ .

Obr.8.57. Obecný průřez sloupu.

### Určení limitní štíhlosti:

$A = 0,70$		$A = 0,70$	
$B = 1,1$		$B = 1,1$	
$C = 2,0$		$C = 1,8$	
$r_m = -0,338$		$r_m = -0,137$	
$n = 0,49$		$n = 0,49$	
$\lambda_{\text{lim},y} = 44,91$		$\lambda_{\text{lim},z} = 40,48$	
$\lambda_y < \lambda_{\text{lim},y}: \Rightarrow \text{Vyhoví}$		$\lambda_z < \lambda_{\text{lim},z}: \Rightarrow \text{Vyhoví}$	

Podmínka na limitní štíhlost vyhověla, což znamená, že prvek je masivní a nebylo nutné provádět návrh na účinky druhého řádu.

### Návrh podélné výztuže sloupu (ohyb ve dvou směrech)

Předpokládané profily:

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

Poměrné ohybové momenty:

$$m_y = 0,066$$

$$m_z = 0,032$$

$$M_{\text{max}} = 0,066$$

$$M_{\text{min}} = 0,032$$

$$M_{\text{min}}/M_{\text{max}} = 0,48$$

Poměrná normálová síla:

$$v = 0,49$$

=> Nomogram

$$\omega = 0,01$$

$$\Rightarrow A_{s,\text{req}} = 41,4 \text{ mm}^2$$

Plocha z dostředného tlaku:

$$A_{s,\text{req},2} = -1402 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Teoreticky není nutná tlačena výztuž}$$

Požadavky na minimální a maximální plochu výztuže:

$$A_{s,\text{min}} = 202 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{max}} = 3600 \text{ mm}^2$$

Navržená plocha výztuže:

$$n = 2 \text{ ks}$$

$$A_{s,1,y} = 226 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,2,y} = 226 \text{ mm}^2$$

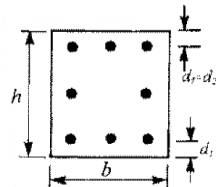
$$A_{s,y} = 452 \text{ mm}^2$$

$$n = 2 \text{ ks}$$

$$A_{s,1,z} = 226 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,2,z} = 226 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,z} = 452 \text{ mm}^2$$



Obr.8.58. Geometrie průřezu. (zdroj: [3])

### Návrh třmíneků

$$\emptyset_{\text{tr}} = 6 \text{ mm}$$

Osová vzdálenost:

$$s = 240 \text{ mm}$$

Vzdálenost v místě přesahu:

$$s' = 144 \text{ mm}$$

Z výpočtu pro návrh výztuže potřebné k únosnosti v dostředném tlaku vyšla záporná hodnota plochy, což znamená, že pro přenesení dostředného tlaku by teoreticky nebyla nutná žádná výztuž. Z návrhu plochy potřebné výztuže pomocí nomogramu v [3] vyšla velmi malá plocha výztuže, což nasvědčuje tomu, že výztuž opravdu nebude nutná. Bude navržena pouze konstrukční výztuž v rozích třmínků, a to 4  $\varnothing$  12 mm.

### Posouzení únosnosti průřezu:

Síly ve výztuži:			Body interakčního diagramu:			Síly ve výztuži:			Body interakčního diagramu:		
			Bod	M <sub>Rd</sub> [kNm]	N <sub>Rd</sub> [kN]				Bod	M <sub>Rd</sub> [kNm]	N <sub>Rd</sub> [kN]
F <sub>s,1,y</sub> =	98,3	kN	0	0	-1981	F <sub>s,1,y</sub> =	98,3	kN	0	0	-1981
F <sub>s,2,y</sub> =	98,3	kN	6	32	-1623	F <sub>s,2,y</sub> =	98,3	kN	6	32	-1623
ΔF <sub>s,y</sub> =	0	kN	1	69	-1214	ΔF <sub>s,y</sub> =	0	kN	6	32	-1623
Základní veličiny:			2	86	-749	Základní veličiny:			1	69	-1214
d <sub>2</sub> =d <sub>1</sub> =	47	mm	3	26	0	d <sub>2</sub> =d <sub>1</sub> =	47	mm	2	86	-749
d=	253	mm	4	10	98	d=	253	mm	3	26	0
d'=	253	mm	5	0	197	d'=	253	mm	4	10	98
z <sub>1</sub> =	103	mm	4'	-10	98	z <sub>1</sub> =	103	mm	5	0	197
z <sub>2</sub> =	103	mm	3'	-26	0	z <sub>2</sub> =	103	mm	4'	-10	98
N <sub>Ed,hlava</sub> =	-869,68	kN	2'	-86	-749				3'	-26	0
N <sub>Ed,pata</sub> =	-879,34	kN	1'	-69	-1214				2'	-86	-749
			6'	-32	-1623				1'	-69	-1214
			0	0	-1981				6'	-32	-1623
									0	0	-1981

### Doplňující výpočty:

**Bod 0:** Dostředný tlak

$$\epsilon_c = 0,002$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

**Bod 1:** Zpřesňující pomocný bod

$$x = d$$

$$\epsilon_{s1} = 0$$

$$\sigma_{s1} = 0$$

**Bod 2:** Rozhraní mezi malou a velkou výstředností v tlaku

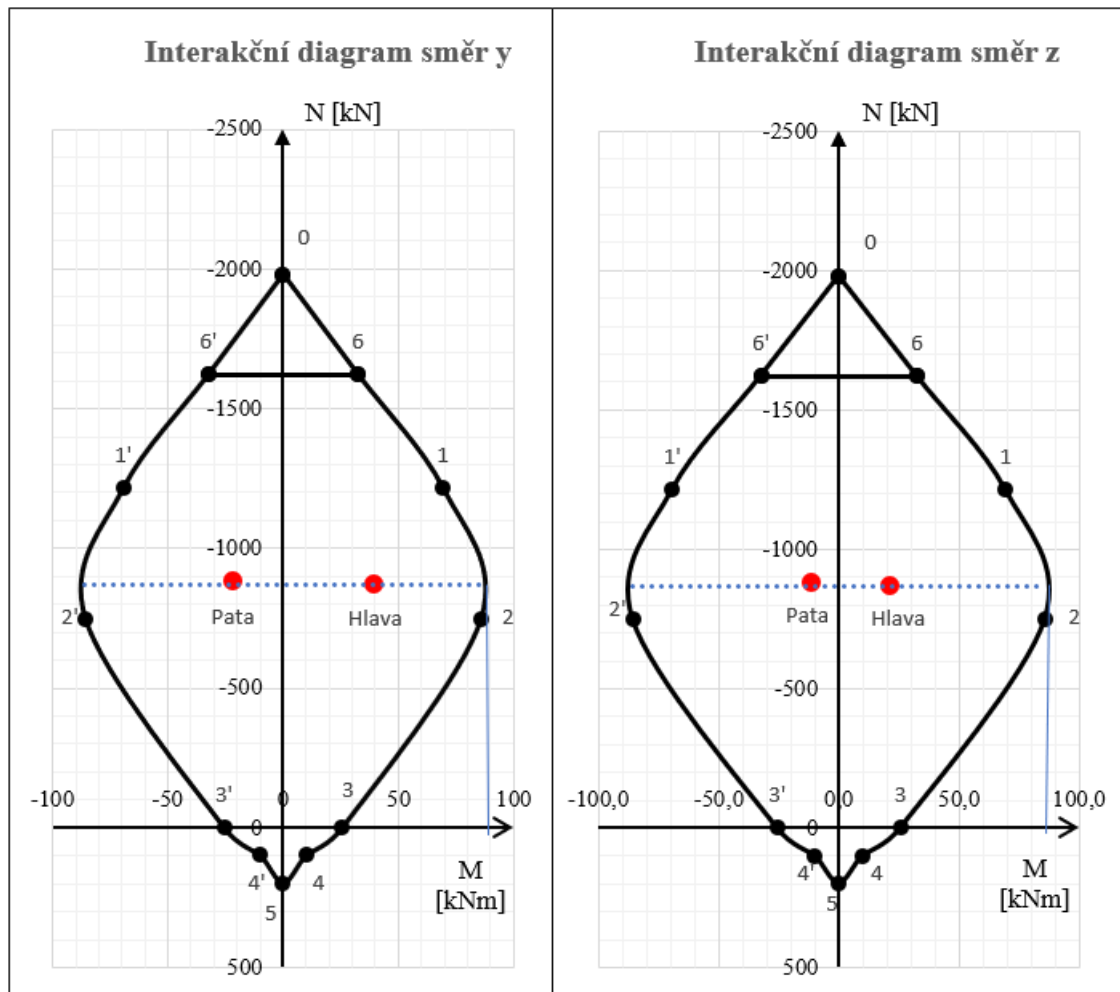
$$\sigma_{s1} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$\xi_{bal,1} = 0,617$$

$$\epsilon_{cd} = 0,0035$$

$$\epsilon_{yd} = 0,00217$$

y		z	
x <sub>bal,1</sub> =	156 mm	x <sub>bal,1</sub> =	156 mm
ε <sub>s2</sub> =	0,0024	ε <sub>s2</sub> =	0,0024
σ <sub>s2</sub> =	435 MPa	σ <sub>s2</sub> =	435 MPa
<b>Bod 3:</b> Prostý ohyb		<b>Bod 3:</b> Prostý ohyb	
kvadr. rce:		kvadr. rce:	
σ <sub>s2</sub> <sup>1</sup> =	1413 MPa	σ <sub>s2</sub> <sup>1</sup> =	1413 MPa
σ <sub>s2</sub> <sup>2</sup> =	-279 MPa	σ <sub>s2</sub> <sup>2</sup> =	-279 MPa
=> σ <sub>s2</sub> =	-279 MPa	=> σ <sub>s2</sub> =	-279 MPa
x=	33,6 mm	x=	33,6 mm
<b>Bod 4:</b> Zpřesňující pomocný bod		<b>Bod 4:</b> Zpřesňující pomocný bod	
ε <sub>s2</sub> =	0	ε <sub>s2</sub> =	0
σ <sub>s2</sub> =	0	σ <sub>s2</sub> =	0
<b>Bod 5:</b> Dostředný tah		<b>Bod 5:</b> Dostředný tah	
<b>Bod 6:</b> Omezení dostředného tlaku		<b>Bod 6:</b> Omezení dostředného tlaku	
e <sub>a</sub> =	0,091 m	e <sub>a</sub> =	0,091 m
e <sub>Rd0</sub> =	0 m	e <sub>Rd0</sub> =	0 m
e <sub>0</sub> =	0,02 m	e <sub>0</sub> =	0,02 m



Interakční diagram je pro oba směry stejný z důvodu rovnosti délky hran sloupu  $b = h$  a z důvodu stejnoměrného vyztužení. Červené body značí zatížení sloupu normálovou silou a ohybovým momentem v patě a v hlavě. Body leží uvnitř diagramu, což znamená, že navržené rozměry a vyztužení sloupu vyhoví. Tečkovaná čára je pomocná čára (vodorovný řez procházející bodem  $N_{Ed}$ ), pomocí níž byl získán moment  $M_{Rd}$  (průsečík tečkované čáry a interakčního diagramu). Takto získané hodnoty  $M_{Rd}$  byly použity, pro posouzení dvouosého namáhání níže.

### Posouzení dvouosého namáhání

Podmínky pro posouzení v každém směru zvlášť:

$\lambda_y/\lambda_z \leq 2$ : 1 < 2 souměrnosti. => Z hlediska této podmínky postačí oddělené posouzení v hlavních osách

$\lambda_z/\lambda_y \leq 2$ : 1 < 2 souměrnosti. => Z hlediska této podmínky postačí oddělené posouzení v hlavních osách

$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2$  nebo  $\frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2$   $h_{eq} = 300$  mm  
 $b_{eq} = 300$  mm

Hlava

0,54 > 0,2 => Je nutné posouzení ve dvou rovinách

$e_z = 45,9$  mm

1,87 > 0,2 => Je nutné posouzení ve dvou rovinách

$e_y = 24,6$  mm

Pata

0,52 > 0,2 => Je nutné posouzení ve dvou rovinách

$e_z = -24,8$  mm

1,94 > 0,2 => Je nutné posouzení ve dvou rovinách

$e_y = -12,8$  mm

Posouzení:

Hlava

$N_{Ed}/N_{Rd}$	0,1	0,7	1
a	1	1,5	2

$N_{Ed}/N_{Rd,0} = 0,4$

a = 1,33

$M_{Rdy} = 90$  kNm

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0$$

$M_{Rdz} = 90 \text{ kNm}$   
 $0,489 < 1$   $\Rightarrow$  Navržený průřez vyhoví.  
Pata  
 $N_{Ed}/N_{Rd,0} = 0,4$   
 $a = 1,33$   
 $M_{Rdy} = 90 \text{ kNm}$   
 $M_{Rdz} = 90 \text{ kNm}$   
 $0,214 < 1$   $\Rightarrow$  Navržený průřez vyhoví.

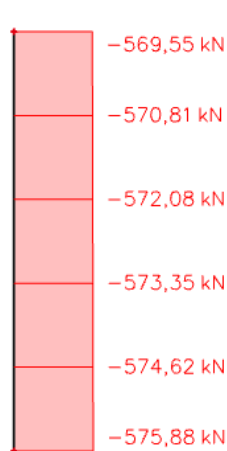
Všechna výše uvedená posouzení vyhověla, proto bude možné navrhnout sloup o rozměrech  $b = 300 \text{ mm}$ ,  $h = 300 \text{ mm}$ . Vyztužení sloupu bylo navrženo následující – svislá výztuž  $4 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm}$  a třmínky  $\varnothing 6 \text{ mm}$  ve vzdálenosti  $s = 240 \text{ mm}$ , v místě přesahu svislé výztuže bude vzdálenost třmínků zahuštěna na  $s = 140 \text{ mm}$ .

## B) Sloup S8 ve 2.NP

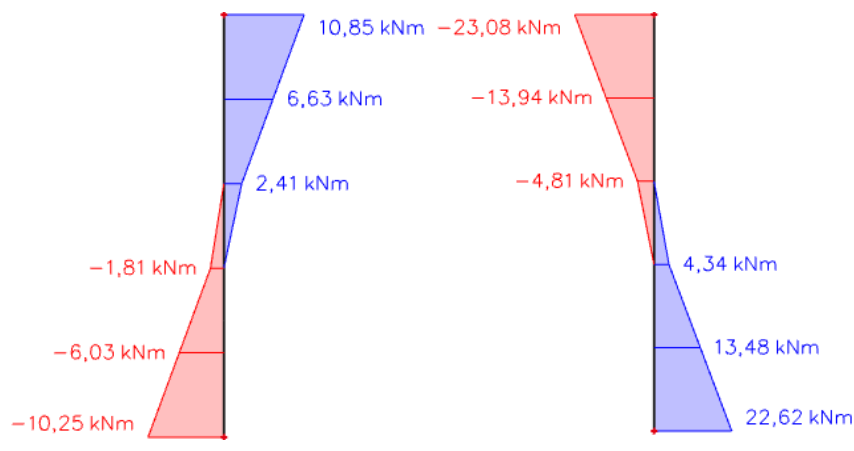
Sloup S8 byl vybrán pro podrobný návrh a posouzení, protože je to nejvíce zatížený sloup kruhového průřezu v objektu.

### Průběh vnitřních sil:

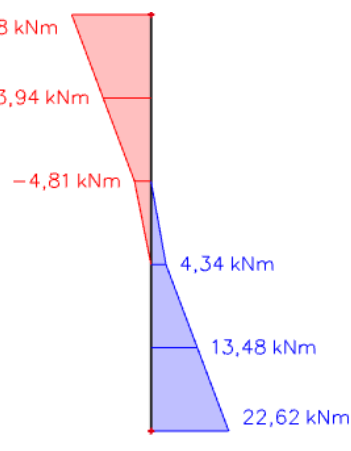
Průběhy momentů na obrázcích jsou opět uvedeny bez geometrických imperfekcí. Celkové momenty jsou uvedeny tabulce níže.



Obr.8.59. Průběh normálové síly  $N_{Ed}$ .



Obr.8.60. Průběh ohybového momentu  $M_{Ed,y}$



Obr.8.61. Průběh ohybového momentu  $M_{Ed,z}$ .

Normálová síla		
	Hlava sloupu	Pata sloupu
$N_{Ed} [\text{kN}] =$	569,55	575,88
Ohybové momenty pro návrh únosnosti		
$M [\text{kNm}]$	Hlava sloupu	Pata sloupu
$ M_{imp}  =$	2,8	2,8
$M_{Edy} =$	-23,08	22,62
$M_{Edy,1} =$	-25,9	25,4
$M_{Edz} =$	10,9	-10,3
$M_{Edz,1} =$	13,7	-13,1

Geometrické imperfekce:  
 $\Theta_0 = 0,005$

### Ohybové momenty pro určení štíhlosti

$M_{01,y} =$	19,8	kNm
$M_{02,y} =$	-25,9	kNm
$M_{01,z} =$	-7,5	kNm
$M_{02,z} =$	13,7	kNm

$\alpha_h =$	1,000
$\alpha_m =$	1,000
$m =$	1
$\Theta_i =$	0,005
$e_i =$	0,005 m

### **Potřebné veličiny:**

V této části jsou uvedeny pouze veličiny, které se změnily oproti návrhu sloupu S8 v 1.NP.

#### **Použité materiály:**

beton: C30/37 XC1-CI 0,2;  $D_{max}$  22- S4  
 ocel: B500B

#### **Krycí vrstva:**

$c_{min} =$  15 mm  
 $\Delta c_{dev} =$  10 mm  
 $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} =$  25 mm

#### **Průřezové charakteristiky:**

Typ průřezu: **kruh**  
 $D =$  270 mm  
 $A_c =$  57256 mm<sup>2</sup>  
 Délka: 3,28 mm

### **Ověření rozměrů sloupu:**

$\varepsilon_{c2} =$  0,002  
 $\sigma_s =$  400 MPa  
 $\rho_s =$  0,02  
 $A_{c,Ned} \leq A_c:$  23995 < 57256 mm<sup>2</sup>  
 => **Vyhoví**

Z výše uvedené podmínky vyplývá, že na působení dostředného tlaku jsou rozměry průřezu vyhovující.

### **Určení štíhlosti:**

$l =$  3,28 m  
 $\beta =$  0,60  $\beta =$  0,60  
 $l_{oy} =$  1,95 m  $l_{oz} =$  1,95 m  
 $I_y =$  260870491 mm<sup>4</sup>  $I_z =$  260870491 mm<sup>4</sup>  
 $i_y =$  68 mm  $i_z =$  68 mm  
 $\lambda_y =$  28,9  $\lambda_z =$  28,9

### **Určení limitní štíhlosti:**

$A =$  0,70  $A =$  0,70  
 $B =$  1,1  $B =$  1,1  
 $C =$  2,5  $C =$  2,2  
 $r_m =$  -0,766  $r_m =$  -0,548  
 $n =$  0,50  $n =$  0,50  
 $\lambda_{lim,y} =$  53,55  $\lambda_{lim,y} =$  48,81  
 $\lambda_y < \lambda_{lim,y}: \Rightarrow$  **Vyhoví**  $\lambda_z < \lambda_{lim,z}: \Rightarrow$  **Vyhoví**

Podmínka na limitní štíhlost vyhověla, což znamená, že prvek je masivní a nebylo nutné provádět návrh na účinky druhého řádu.

### **Návrh podélné výztuže:**

Protože v použitých nomogramech, které byly k dispozici při návrhu nebyl nalezen nomogram na návrh výztuže pro sloup kruhového půdorysu, který je namáhán ve dvou rovinách,

tak výztuž byla navržena pouze z podmínky působení dostředného tlaku a dle konstrukčních zásad.

### Návrh podélné výztuže sloupu (ohyb ve dvou směrech)

Předpokládané profily:

$$\varnothing = 12 \text{ mm}$$

Plocha z dostředného tlaku:

$$A_{s,req,2} = -851 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Teoreticky není nutná tlačená výztuž}$$

Požadavky na minimální a maximální plochu výztuže:

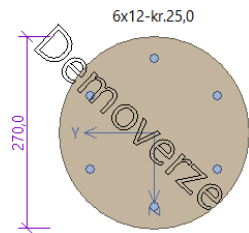
$$A_{s,min} = 132 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 2290 \text{ mm}^2$$

Navržená plocha výztuže:

$$n = 6 \text{ ks}$$

$$A_{s,prov} = 1357 \text{ mm}^2$$



Obr.8.62. Schéma rozmístění podélné výztuže.

### Návrh třmínků

$$\varnothing_{tr} = 6 \text{ mm}$$

Osová vzdálenost:

$$s = 240 \text{ mm}$$

Vzdálenost v místě přesahu:

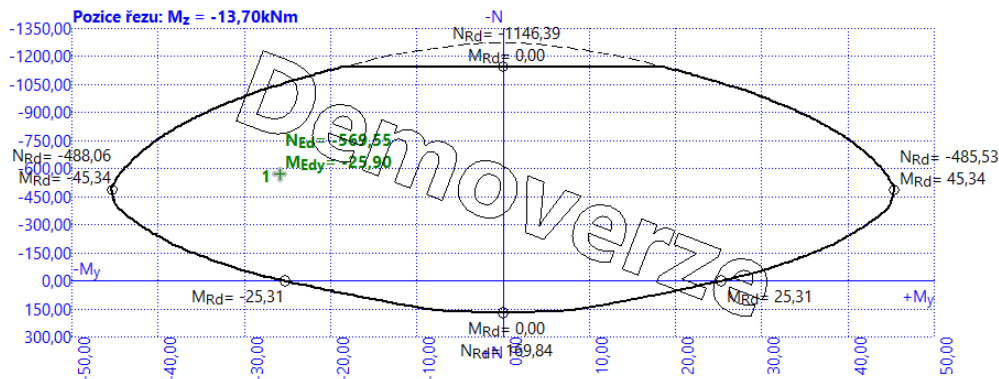
$$s' = 144 \text{ mm}$$

### Posouzení únosnosti průřezu:

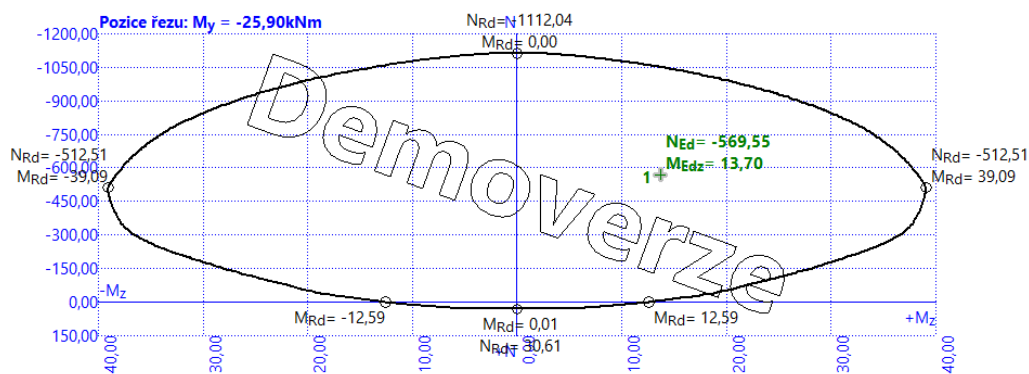
Pro sloup kruhového průřezu je výrazněji složitější sestavit interakční diagram v programu Microsoft Excel, proto byl posudek kruhových sloupů byl proveden v programu FIN EC 2019 – Beton.

Posudek byl opět proveden pro řez v hlavě a patě v rovinách y a z a posléze byl proveden posudek pro prostorové namáhání.

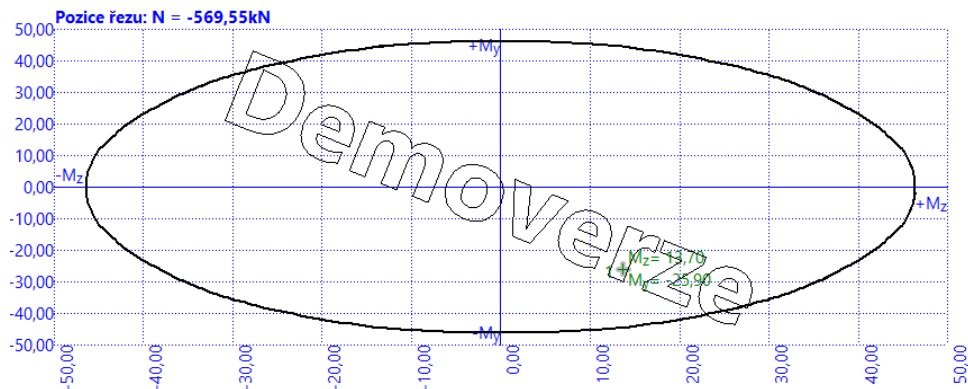
### Interakční diagram směr y – posudek v hlavě



### Interakční diagram směr z – posudek v hlavě

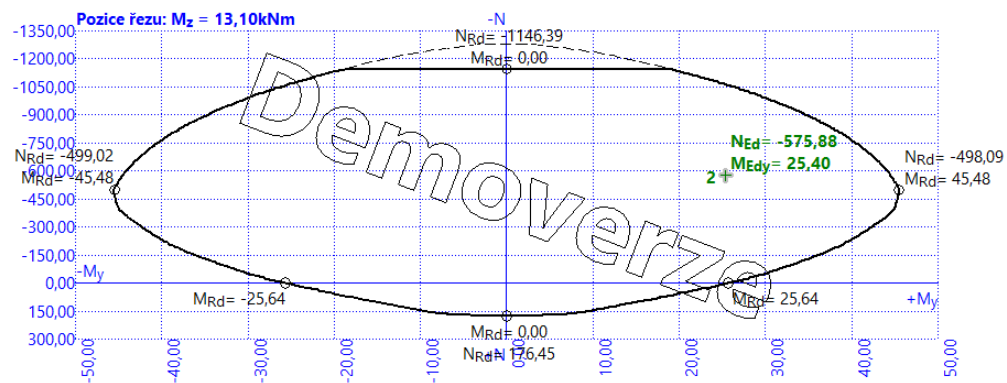


### Posudek pro kombinaci $M_{Ed,y}$ a $M_{Ed,z}$ – posudek v hlavě

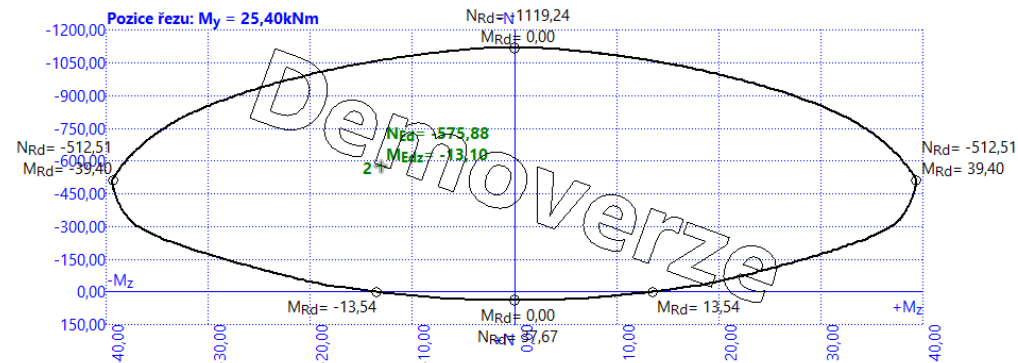


Z výše uvedených diagramů vyplývá, že navržený průřez v hlavě sloupu vyhoví.

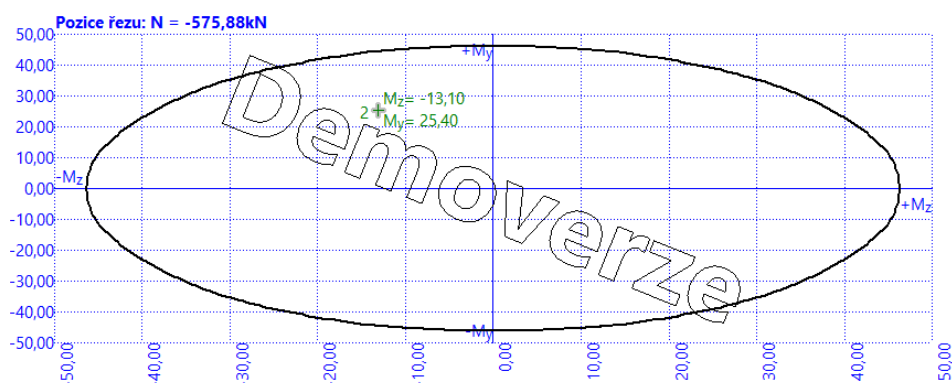
### Interakční diagram směr y – posudek v patě



### Interakční diagram směr z – posudek v patě



### Posudek pro kombinaci $M_{Ed,y}$ a $M_{Ed,z}$ – posudek v patě



---

Z výše uvedených diagramů vyplývá, že navržený průřez v patě sloupu vyhoví.

Všechna výše uvedená posouzení vyhověla, proto bude možné navrhnout kruhový sloup o průměru  $d = 270$  mm. Vyztužení sloupu bylo navrženo následující – svislá výztuž 6  $\varnothing 12$  mm a třmínky  $\varnothing 6$  mm ve vzdálenosti  $s = 240$  mm, v místě přesahu svislé výztuže bude vzdálenost třmínků zahuštěna na  $s = 140$  mm.

## 8.7 Další nosné prvky

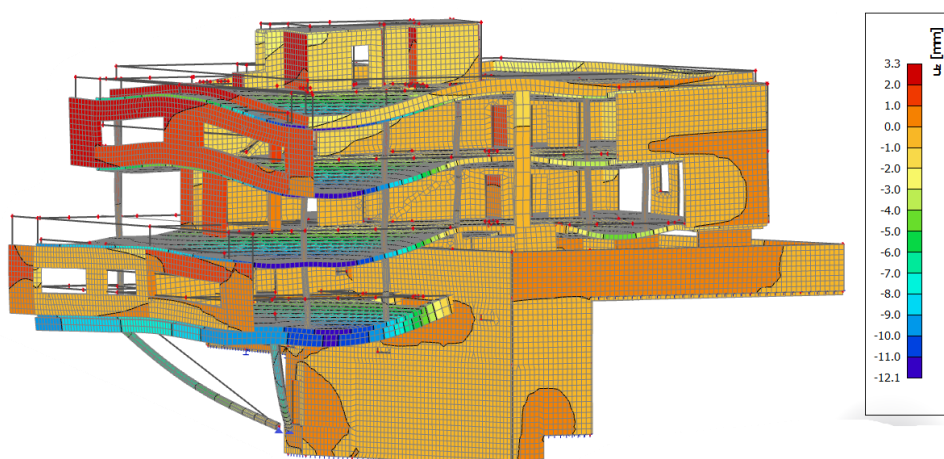
Podrobné řešení ostatních nosných prvků nebylo předmětem zadání diplomové práce. Lze však předpokládat obdobné dimenze a vyztužení, jako u navržených prvků.



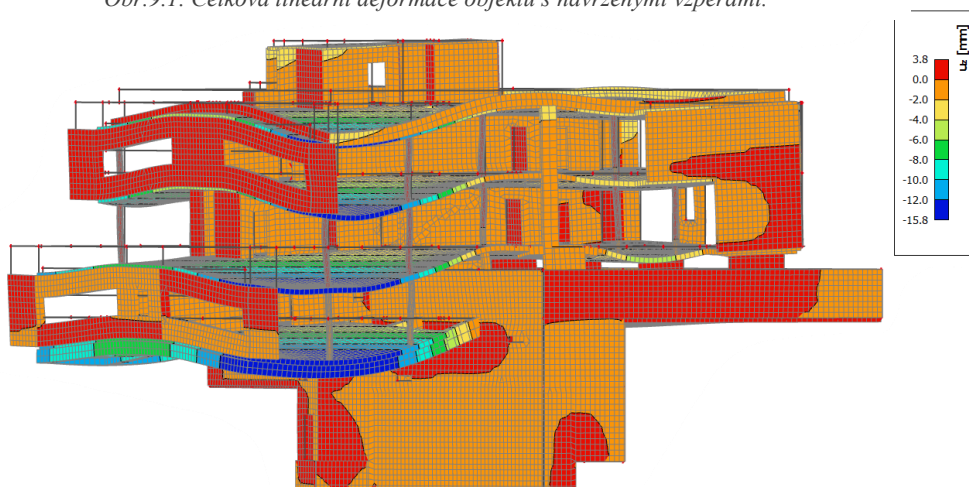
## 9 Návrh objektu po odstranění šikmých vzpěr

V této části práce bude vyzkoušeno, zda by bylo objekt možné navrhnout bez šikmých ocelových vzpěr. V první části bylo nutné udělat menší úpravy dispozice a rozložení nosných konstrukcí. Střední částí objektu (na osách 2 a 3) prochází stěnové jádro, které není ve všech patrech dotaženo až k okraji konzoly. Aby bylo vůbec možné vynést překonzolovanou část objektu stěnovými nosníky, je nutné, aby stěnové jádro probíhalo přes všechna patra až k okraji konzoly, což po drobných úpravách bylo možné. Úpravy konstrukčních schémat jsou uvedeny v kapitole 9.1.

Na následujících obrázcích je vidět rozdíl lineárních deformací na objektu s použitím šikmých vzpěr a na objektu po odstranění vzpěr a úpravě nosných stěn. Z porovnání vyplývá, že rozdíl není až tak velký, ale musí se brát v úvahu, že zde není zahrnuto dlouhodobé působení a dá se předpokládat, že dlouhodobá deformace bude oproti lineární větší. Největší rozdíl lze pozorovat na okrajích stropní desky, kde na trámech leží sloupy, které přenášejí do trámů a desky zatížení ze všech vyšších pater. Pro zjištění skutečných deformací byl vypočten průhyb stropní desky, která leží na trémovém roštu – tento průhyb napoví víc než lineární průhyb.



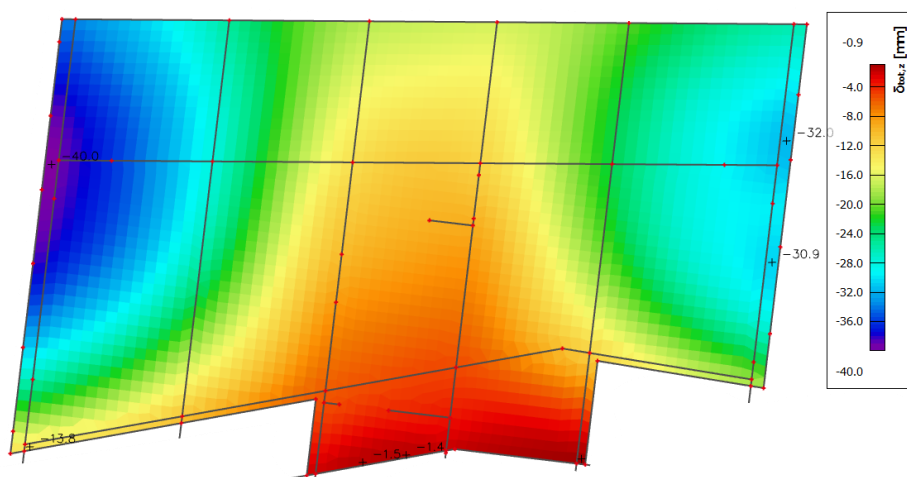
Obr.9.1. Celková lineární deformace objektu s navrženými vzpěrami.



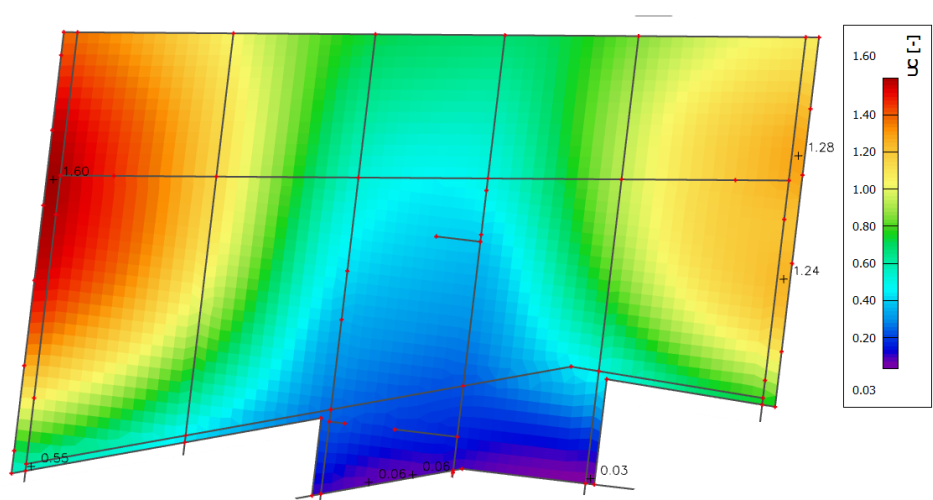
Obr.9.2. Celková lineární deformace objektu po odstranění vzpěr.

Na obrázku níže je uveden dlouhodobý průhyb stropní desky, která leží na trémovém roštu. Z rozložení průhybů lze vypočítat, že největší průhyby jsou na okrajích desky, kde jsou uloženy sloupy, jak již bylo popsáno výše. Potvrdilo se, že dlouhodobý průhyb bude mnohem větší než průhyb lineární. Průhyb na okrajích stropní desky je větší než limitní průhyb, což je patrné z jednotkového posudku průhybu.

Protože na stropní desce ležící na trémovém roštu jsou vysoké hodnoty průhybů v místě, kde jsou uloženy sloupy, které přenáší zatížení z vyšších pater, ovlivní deformace této desky i deformace desek ve vyšších patrech. Proto bylo nutné přistoupit k opatřením, která by průhyb zmenšila, tato opatření jsou okomentována v kapitole 9.3.




Obr.9.3. Dlouhodobý průhyb stropní desky ležící na trémovém roštu.



Obr.9.4. Jednotkový posudek dlouhodobého průhybu na stropní desce ležící na trémovém roštu.

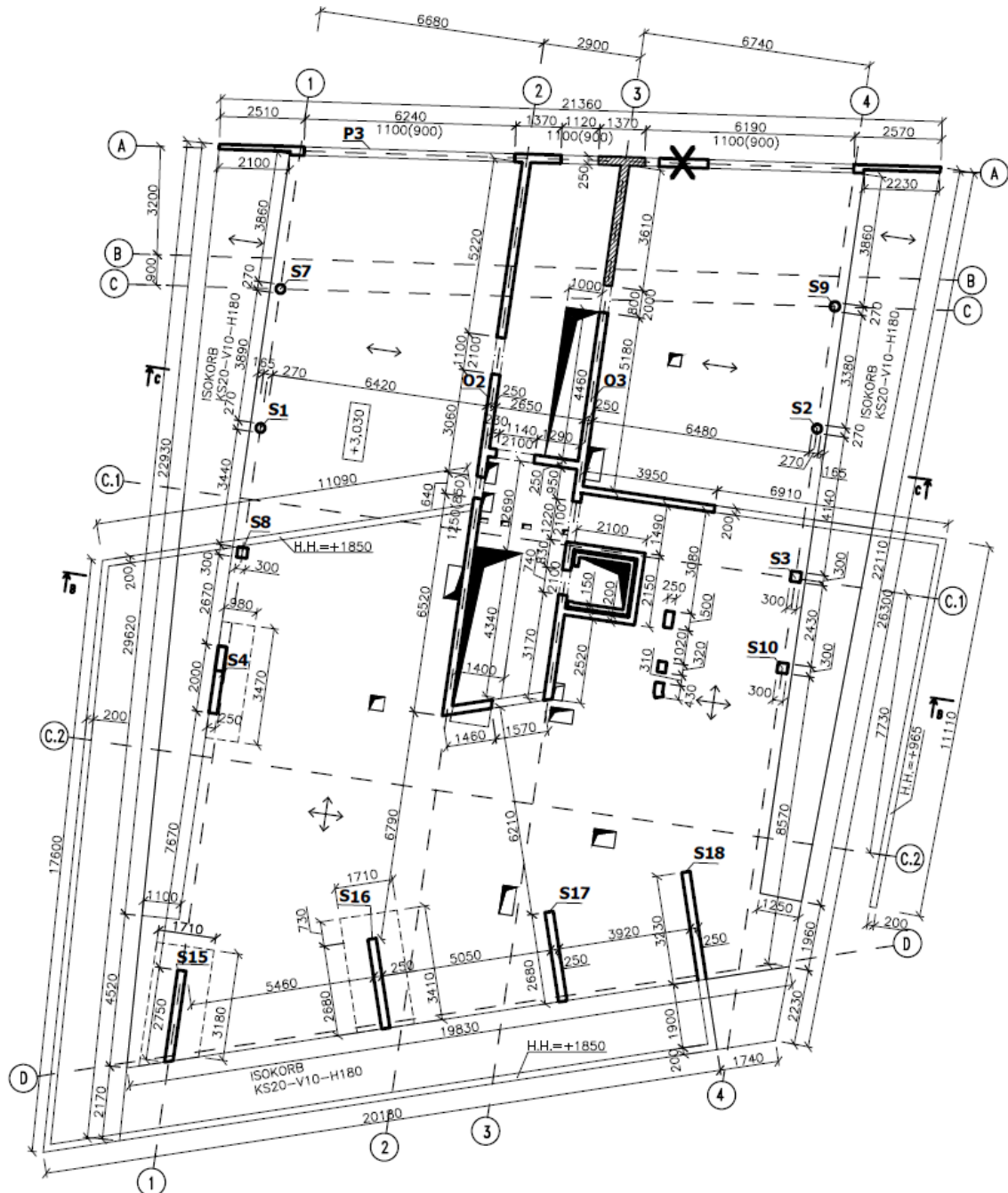
## 9.1 Úprava konstrukčních schémat

V následujících podkapitolách jsou uvedena konstrukční schémata s úpravami nosných stěn, které musely být provedeny, aby bylo možné velké vyložení objektu vynést pomocí stěnových nosníků. Stěny, které byly přidány jsou vyšrafovány touto šrafou: 

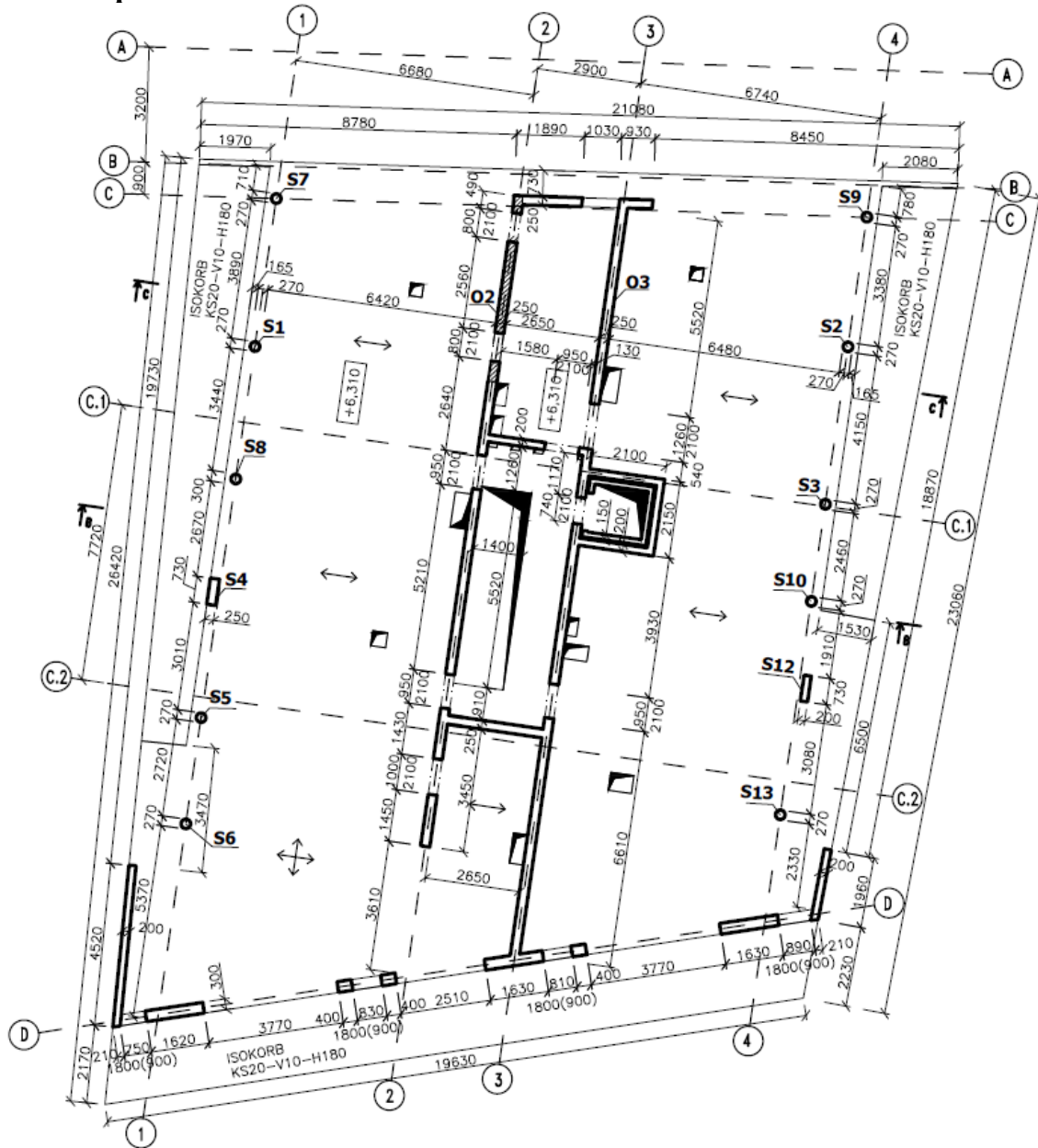
### 9.1.1 Upravené konstrukční schéma 1.PP

Co se týče nosných konstrukcí v 1.PP tak byly pouze odstraněny šikmé vzpěry, k žádným jiným změnám nedošlo, proto zde pro stručnost není schéma uváděno a lze vycházet ze schématu v kapitole 5.1.

### 9.1.2 Upravené konstrukční schéma 1.NP



### 9.1.3 Upravené konstrukční schéma 2.NP







---

## 9.2 Návrh stěnových nosníků

Pro vynesení překonzolované části objektu bylo nutné navrhnout stěnové nosníky procházející středovou částí objektu. Stěnové nosníky, které vynášejí překonzolovanou část objektu leží na osách 2 a 3.

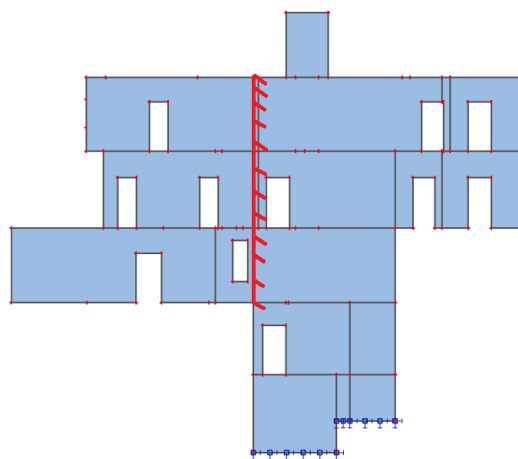
### 9.2.1 Postup návrhu

Postup pro návrh stěnových nosníků byl takový, že se v prvním kroku z celkového výpočetního modelu zjistily průběhy napětí a nutné plochy výztuže ve stěnách. Podle takto stanovených nutných ploch byl proveden odhad potřebné plochy výztuže. Stěnové nosníky s již zadanou výztuží byly posouzeny v programu IDEA Statica 10, který je určený k výpočtu poruchových oblastí.

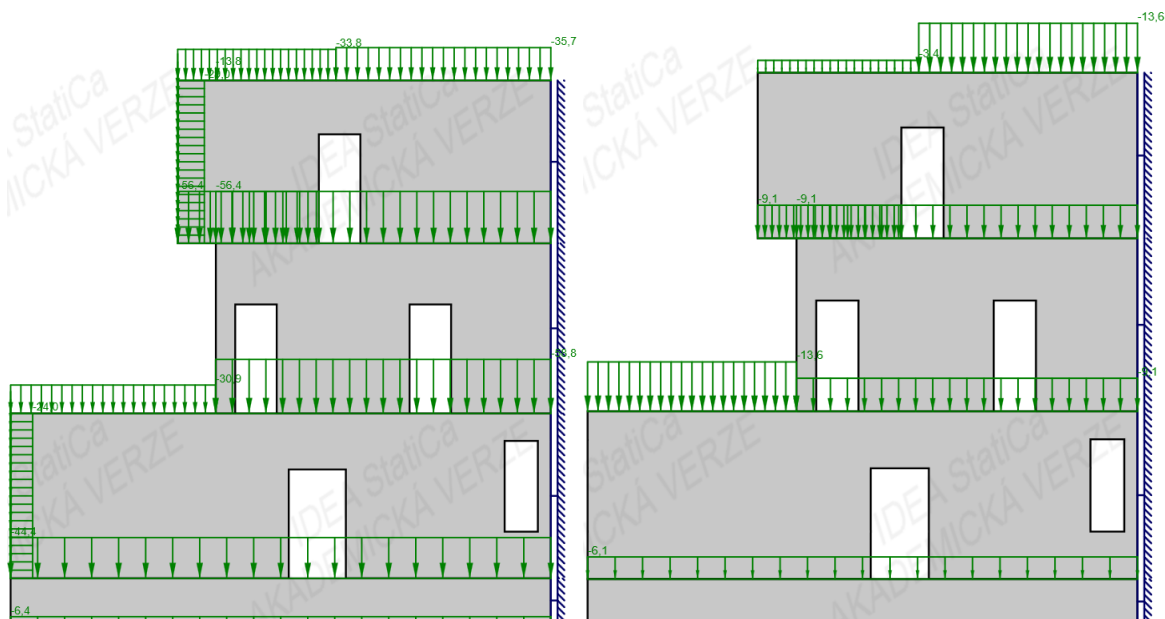
### 9.2.2 Návrh a posouzení stěnových nosníků

#### A) Stěnový nosník na ose 2

Na obrázku vpravo je k vidění blok stěn situovaný na ose 2. Červená příčka značí rozmezi mezi klasickou stěnou a stěnovým nosníkem. Model stěnového nosníku byl vytvořen tak, že se v místě napojení do stěn (červená příčka) zavedlo podepření vetknutím a v úrovních jednotlivých pater byl nosník liniově zatížen od vlastní tíhy stěn, tíhy kolmých navazujících stěn, tíhy stropní desky, ostatního stálého a proměnného zatížení. Model stěnového nosníku včetně liniových zatížení vytvořeného v programu IDEA Statica 10 je zobrazen na *Obr.9.6.* a na *Obr.9.7.* Uvažovaný stěnový nosník má tloušťku 250 mm.



*Obr.9.5. Rozmezi mezi stěnovým nosníkem a stěnou.*



Obr.9.6. Model stěnového nosníku se stálým zatížením.

Obr.9.7. Model stěnového nosníku s proměnným zatížením.

### **Kombinace zatížení:**

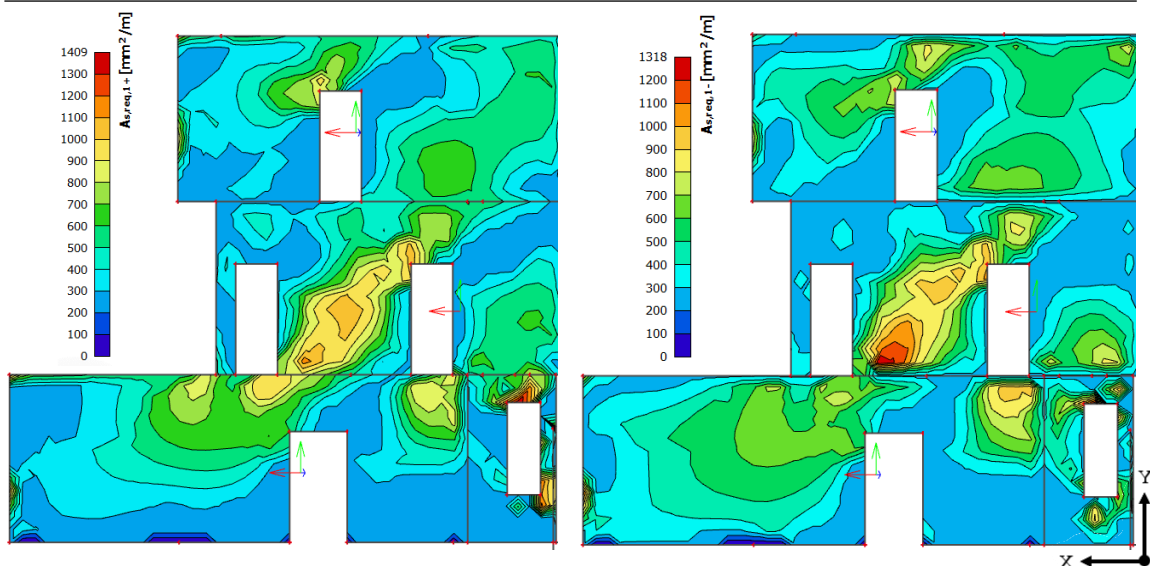
Zatížení bylo do modelu vkládáno jako liniové zatížení, které bylo vypočteno vynásobením jednotlivých plošných zatížení příslušnými zatěžovacími šířkami. Zatěžovací šířky byly uvažovány jako polovina vzdálenosti mezi sloupy situovanými na ose 1 a stěnami na ose 2 plus polovina vzdálenosti mezi stěnami na osách 2 a 3.

Pro výpočet byly použity tři kombinace zatížení. První kombinace byla vytvořena pro MSÚ, kde byl použit dílčí součinitel stálého zatížení 1,35 a dílčí součinitel proměnného zatížení 1,5. Další dvě kombinace byly vytvořeny pro MSP – kvazistálá s kombinačním součinitelem 0,3 pro proměnné zatížení a charakteristická kombinace.

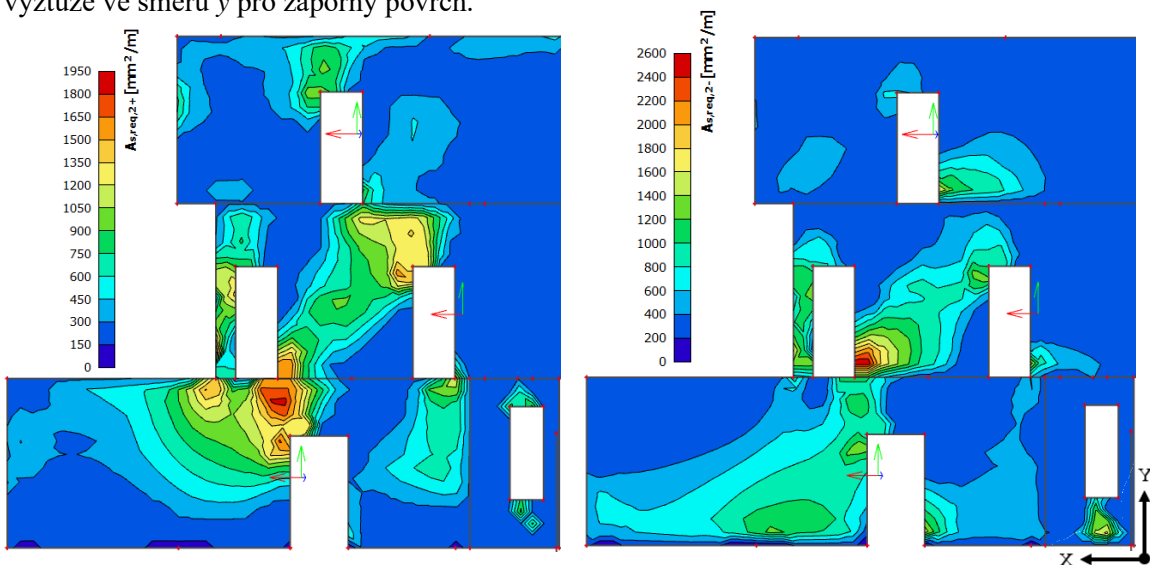
### **Nutné plochy výztuže $A_{s,req}$ :**

Na obrázcích níže jsou uvedeny nutné plochy výztuže pro dostatečnou únosnost stěny. Plochy byly získány z celkového lineárně pružného výpočetního modelu z programu Scia Engineer a byly převzaty pro posudek stěny v programu IDEA Statica 10. Do programu IDEA Statica 10 byly vloženy sítě výztuže o různých roztečích a různých profilech, dle potřeby – rozmístění výztuže je patrné z výkresu výztuže č.9. Dále byly do modelu vloženy závlače okolo otvorů a okrajů stěn.

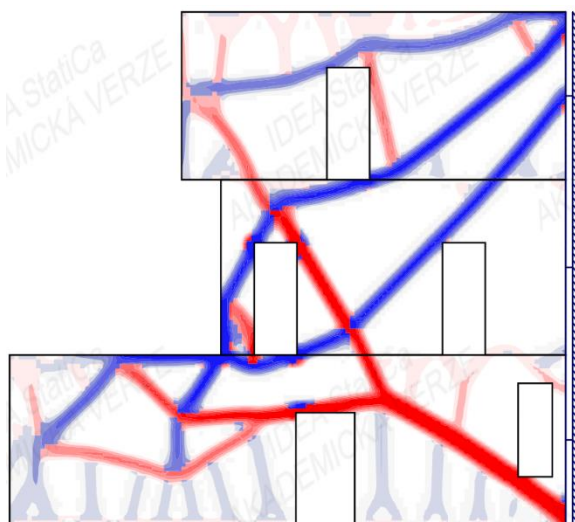
Na obrázku níže vlevo jsou nutné plochy výztuže ve směru  $x$  pro kladný povrch a na obrázku vpravo jsou nutné plochy výztuže ve směru  $x$  pro záporný povrch (záporný povrch je přední líc stěny ve směru pohledu).



Na následujících obrázcích jsou uvedeny nutné plochy výztuže ve směru y. Na obrázku vlevo jsou nutné plochy výztuže ve směru y pro kladný povrch a na obrázku vpravo jsou nutné plochy výztuže ve směru y pro záporný povrch.



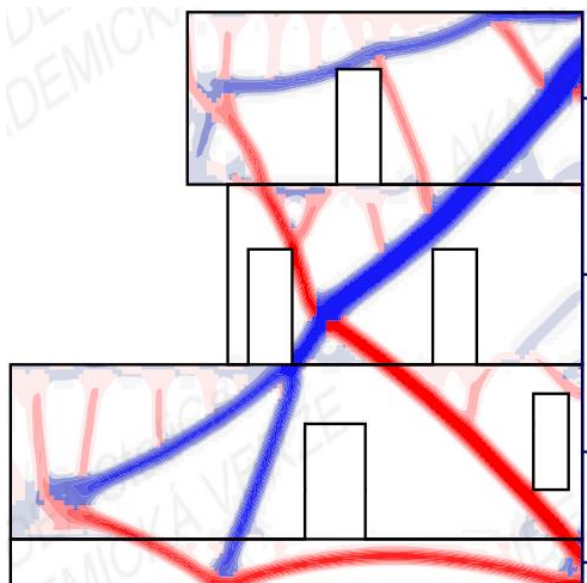
Ještě před vložením výztuže byla v programu IDEA Statica 10 provedena topologická optimalizace, při které program na lineárně pružném modelu identifikuje v několika iteracích optimální místa uložení výztuže – program v podstatě automaticky vygeneruje model náhradní příhradoviny. Na obrázku vpravo je uveden výstup z topologické optimalizace – modré části jsou tažené, červené části jsou tlačené.





Modré části v modelu v podstatě říkají, kde je potřeba hlavní nosná výztuž. Model topologické optimalizace byl porovnán s plochami nutné výztuže a došlo se k závěru, že v místech, kde je v náhradní příhradovině tah, je v nutných plochách výztuže potřeba více výztuže, což potvrzuje výstižnost modelu.

Ve schématu stěnového nosníku uvedeného v úvodu kapitoly je již vymodelovaný trám ležící pod stěnovým nosníkem, ale v původní variantě byl nosník vymodelovaný bez trámu, jak je to vyobrazeno na modelu s topologickou optimalizací výše vpravo. Po spuštění výpočtu vyšel na stěnovém nosníku nadměrný průhyb v levém spodním rohu. Průhyb vznikl z toho důvodu, že program neuvažoval spolupůsobení s trámem, který je spojen se spodní hranou nosníku, a část nosníku u dveřního otvoru se tak nadměrně posouvala v důsledku přetížení nadpraží nad dveřním otvorem, vzniku trhlin v této oblasti a poklesu tuhosti této oblasti. Proto byl vytvořen nový model, ve kterém bylo posunu zamezeno vymodelováním trámu. Topologickou optimalizací byl vygenerován model náhradní příhradoviny, který je k vidění vpravo. Tento model je opět smysluplný a po výpočtu průhybu již vyšla reálná hodnota deformace, proto se nadále uvažovalo s modelem, kde byl vymodelovaný trám. Původní lineárně pružný model v programu Scia již počítal se spolupůsobením trámu, trám pouze není vyobrazen v jednotlivých schématech s nutnými plochami výztuže.



Z rozložení nutných ploch výztuže, i z modelu topologické optimalizace lze pozorovat, že stěžejní místo návrhu bude na rozhraní spodní a prostřední stěny nad dveřním otvorem.

### **Posouzení stěnového nosníku:**

Do programu IDEA Statica 10 byly dle průběhu nutných ploch vloženy sítě výztuže o různých profilech. Základní roztečí výztuže byla zvolena rozteč 150 mm. V místech, kde tato síť nevyhověla, byla zvolena síť s roztečí 75 mm. Dále kolem otvorů a na okrajích stěn byly vloženy závlače  $\varnothing$  16 mm a šikmé vložky nad rohy stěn  $\varnothing$  16 mm. Veškeré rozmístění výztuže je patrné z výkresu výztuže č.9.

Výpočetní program vyhodnotil pomocí nelineárního výpočtu zohledňujícího vznik trhlin v konstrukci a dlouhodobé deformace následující posudky v souladu s ČSN EN 1992-1-1 [9]:

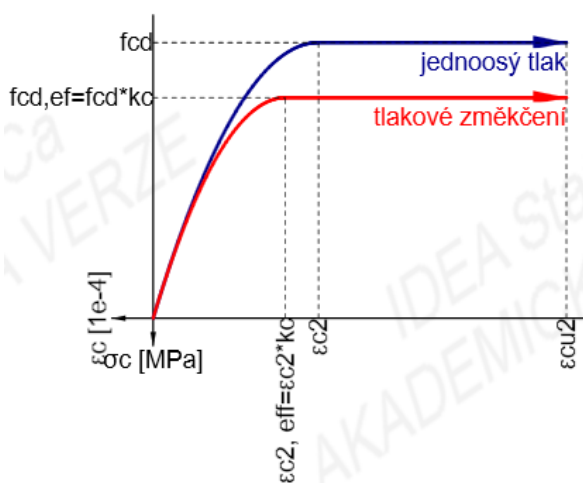
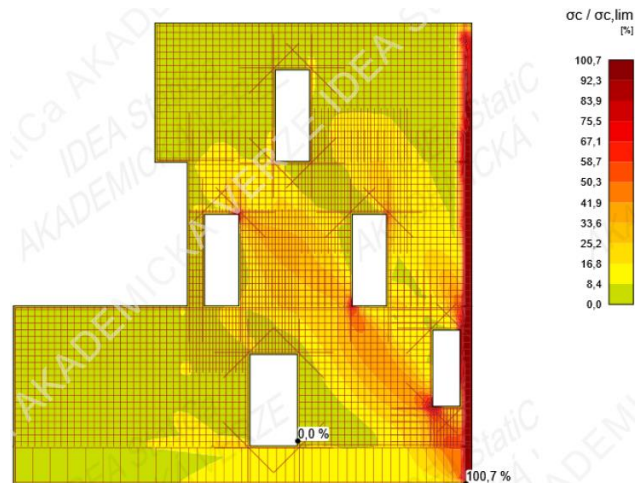
#### 1) MSÚ:

- Pevnost betonu

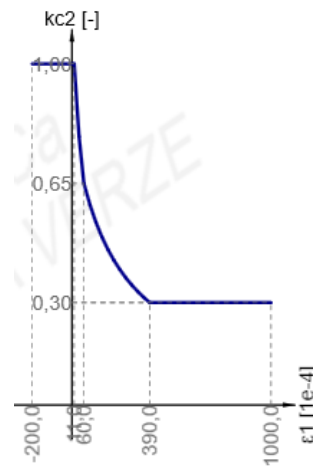
- Pevnost výztuže
  - Kotevní délku
- 2) MSP:
- Omezení napětí
  - Šířka trhlin

### Pevnost betonu:

V této části byl proveden posudek pevnosti betonu, který je vyobrazen na obrázku. Na obrázku je vidět poměr napětí v betonu  $\sigma_c$  v mezním stavu únosnosti k dovolenému napětí v betonu  $\sigma_{c,lim}$  v procentech, což je vlastně jinými slovy využití průřezu v tlaku. Limitní hodnota napětí  $\sigma_{c,lim}$  (označována též jako efektivní pevnost  $f_{cd,ef}$ ) vychází z bilineárního pracovního diagramu betonu. Program uvažuje, že při velkém příčném tahu dochází ke změkčení diagramu v tlakové části – toto změkčení se provádí součinitelem  $k_c = k_{c1} \cdot k_{c2}$ , jak lze vidět na příložených grafech. [14] Grafy byly převzaty přímo z programu.



Obr.9.8. Bilineární pracovní diagram betonu.

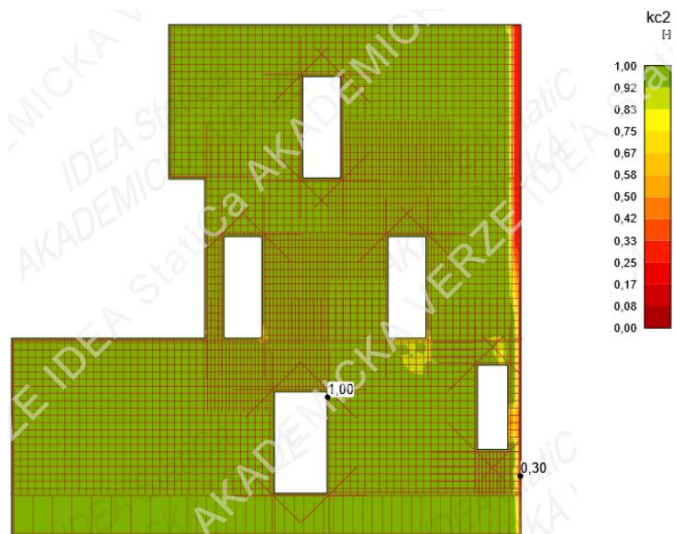


Obr.9.9. Průběh součinitele  $k_{c2}$ .

Na obrázku lze pozorovat, že byl splněn předpoklad z topologické optimalizace a stěnový nosník je nejvíce tlačný v jeho diagonále směrem od levého horního rohu k pravému dolnímu rohu – směr tlaku je kolmý na směr tahu. Z posudku je patrné, že v pravém dolním rohu posudek nevyhověl, což znamená, že by v tomto místě docházelo k drcení betonu. Tento roh se nachází v místě napojení na stěnu, která pokračuje směrem doprava a dolů, tudíž se dá předpokládat,

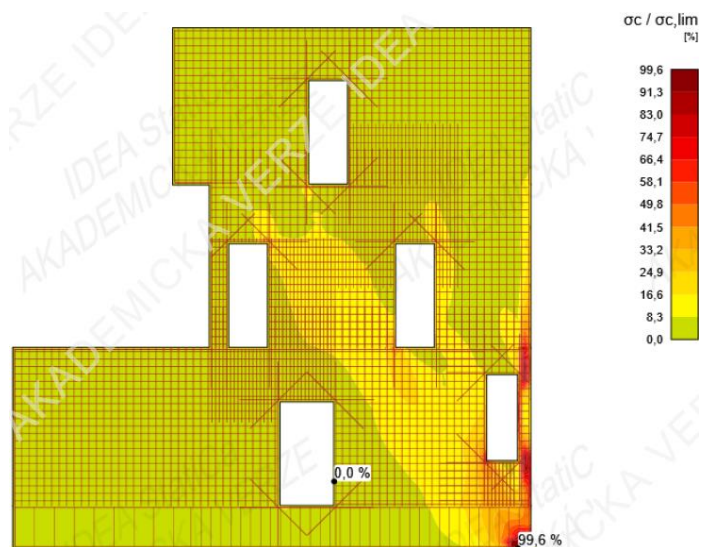
že se zatížení roznese dál do navazujících stěn a nebude docházet k drcení betonu. Posudek pevnosti betonu tudíž byl považován za vyhovující.

V místě, kde je návaznost stěnového nosníku na klasické stěny nahrazena vetknutím, vychází posudek na hranici vyhovění. Je to z toho důvodu, protože program redukuje pevnost betonu v tlaku  $f_c$  součinitelem  $k_{c2}$ , který v místě vetknutí vychází malý a tím pádem dochází ke snížení pevnosti betonu a vysoké procentuální hodnotě posudku. Průběh součinitele  $k_{c2}$  je zachycen na obrázku vpravo.



Tento výsledek lze považovat za singularitu modelu, ale bylo vhodné ověřit, zda to není pouze domněnka. Ověření proběhlo tak, že se na hraně stěnového nosníku místo vetknutí zavedlo posuvné vetknutí (nosník se mohl volně posouvat ve svislém směru) a jako podepření ve svislém směru byla použita kloubová podpora v pravém dolním rohu nosníku.

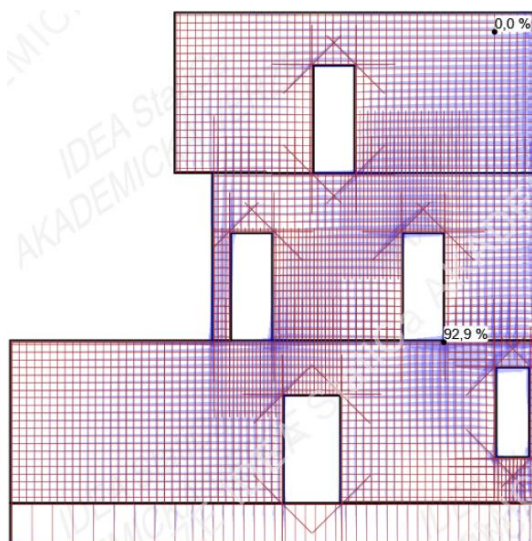
Po provedení výpočtu se ukázalo, že součinitel  $k_{c2}$  již nedosahuje tak nízkých hodnot a tím pádem se i celkový posudek pevnosti betonu na hraně nosníku nepohyboval na hranici vyhovění, což je patrné z obrázku vpravo. Tím byla potvrzena správnost domněnky a nadále se pracovalo s původním modelem.



### **Pevnost výztuže:**

Zde byl proveden posudek pevnosti výztuže, který je patrný z obrázku. Posudek byl opět proveden poměrem napětí spočteným po délce výztužné vložky  $\sigma_s$ , k limitnímu napětí  $\sigma_{s,lim}$ , které vychází z pracovního diagramu oceli. [14]

Z posudku vyplývá, že nejvíce namáhána část na tah je diagonála, která prochází stěnovým nosníkem od pravého horního rohu směrem k dolnímu líci stěnového nosníku – kolmo na tlakovou diagonálu. Opět lze pozorovat shodu s modelem z topologické optimalizace. Posudek na napětí ve výztuži po celé ploše stěny vyhověl.

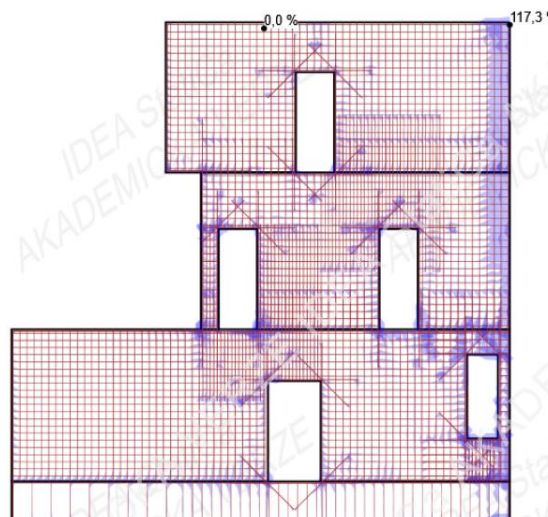


### **Kotvení:**

V této části posudku bylo vypočteno napětí v soudržnosti  $\tau_b$  v oblasti kotvení, které bylo následně porovnáno s mezním napětím  $f_{bd}$ , spočteným na základě profilu, povrchu výztuže, typu a tvaru kotevní délky. Výsledkem posudku byl poměr napětí v soudržnosti  $\tau_b$  k meznímu napětí  $f_{bd}$ , výsledek je uveden v procentech.

Pro hodnoty na obrázku platí, čím tmavší modrá barva, tím méně příznivá hodnota. Posudek nevyhověl v několika místech na

hraně stěnového nosníku, kde je zavedeno vetknutí. Jelikož ve skutečnosti stěna pokračuje dál a vložka bude tímto místem pouze procházet – nebude tam zakotvena, tak je možné tyto nevyhovující hodnoty ignorovat. Ve všech jiných místech posudek vyhověl, a proto ho lze považovat celkově za vyhovující.

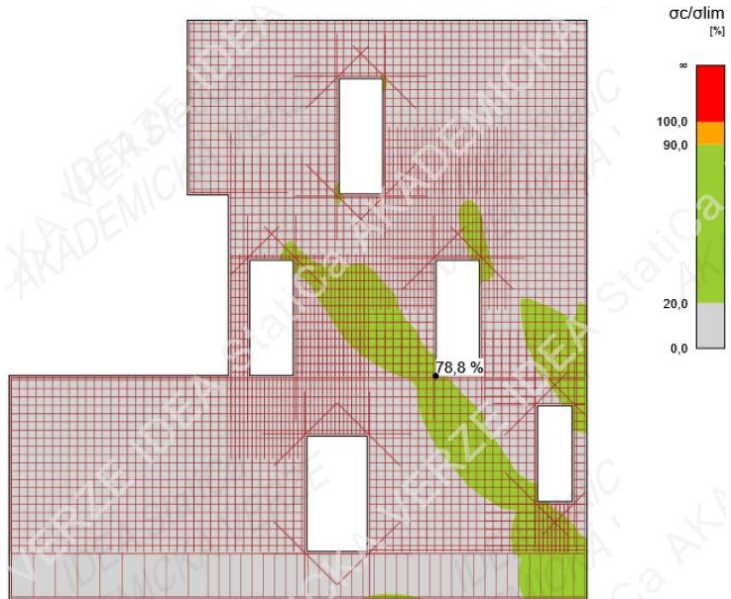


### **Omezení napětí:**

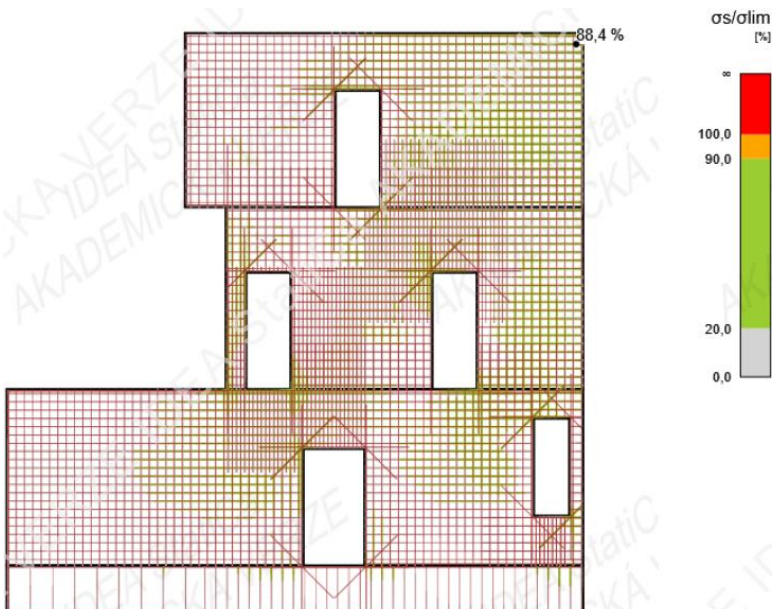
V této části posudku bylo provedeno posouzení napětí v betonu a ve výztuži, kde mezní hodnota napětí byla snížena součiniteli  $k_i$  dle ČSN EN 1992-1-1 [9]. Pro napětí v betonu při charakteristické kombinaci je  $k_1 = 0,6$  a při kvazistálé kombinaci je  $k_2 = 0,45$ . Pro napětí ve výztuži je  $k_3 = 0,8$ .



Na prvním obrázku je uveden posudek na omezení napětí v betonu. Pokud je hodnota napětí  $\sigma_c$  menší než hodnota  $0,45 \cdot f_{ck}$ , lze počítat s lineárním dotvarováním. Tato nerovnost vyhověla po celé ploše stěnového nosníku.

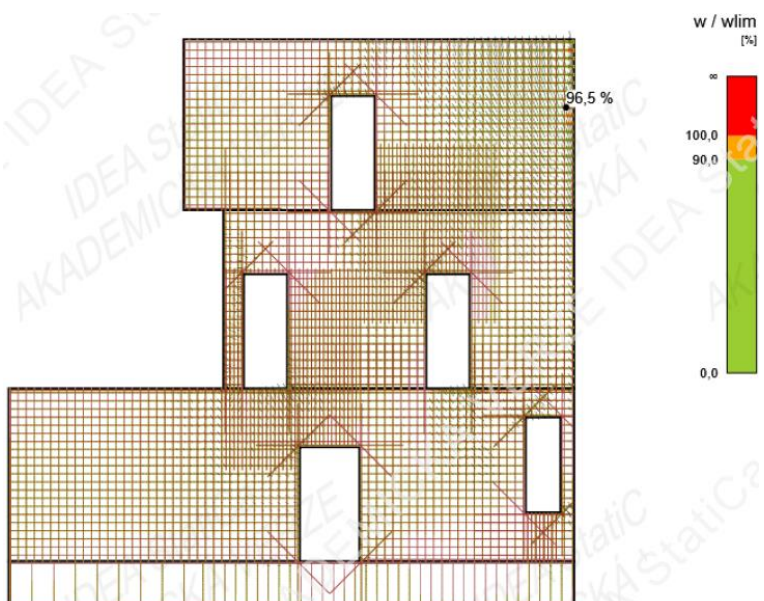


Na druhém obrázku je uveden posudek na omezení napětí ve výztuži, kde napětí  $\sigma_s$  musí být menší než  $0,8 \cdot f_{yk}$ . Napětí se omezuje, aby nedocházelo ke vzniku širokých rozevřených trhlin příčných na směr výztuže. Z obrázku je patrné, že posudek na omezení napětí ve výztuži také vyhověl.



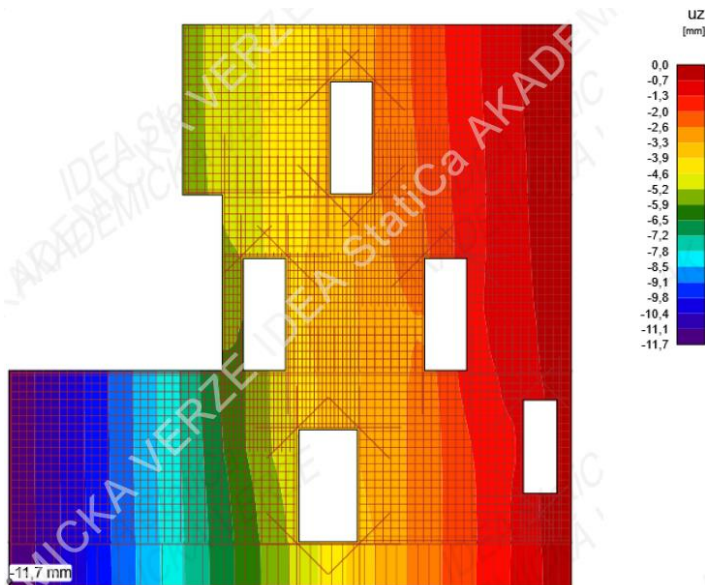
### Šířka trhlin:

Šířka trhlin, které skutečně vzniknou na konstrukci, byla porovnána s limitní šířkou trhliny 0,3 mm. Skutečná šířka trhliny byla po celé ploše nosníku menší než limitní, tím pádem posudek lze považovat za vyhovující.



### Přetvoření (průhyb):

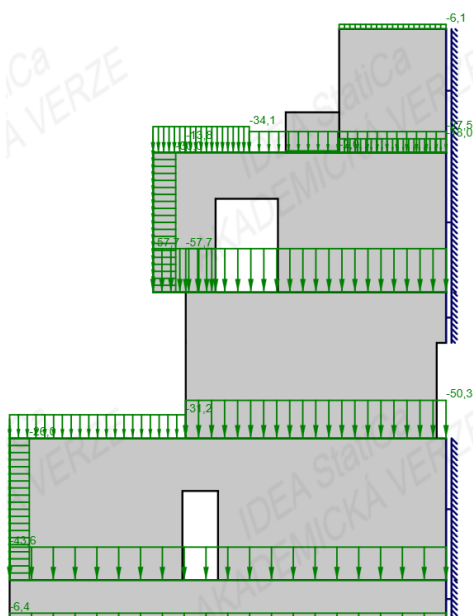
Maximální hodnota průhybu stěnového nosníku vyšla 11,7 mm, což je menší než 41 mm. Hodnota 41 mm je hodnota dovolená normou [9] a vychází z 1/250 rozpětí nosníku. Průhyb uvedený v posudku je dlouhodobý, tedy s vlivem dotvarování.



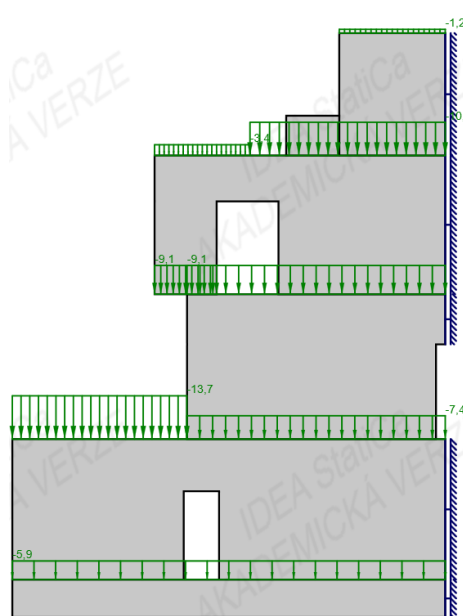
Ze všech výše uvedených posudků vyplývá, že stěnový nosník situovaný na ose 2 o tloušťce 250 mm lze navrhnout. Nebylo nutné upravovat plochy výztuže získané z programu Scia Engineer, posudek vyhověl s nutnými plochami převzatými z programu. Rozložení navržené výztuže je patrné z výkresu výztuže č.9.

### **B) Stěnový nosník na ose 3**

Co se týče stěnového nosníku ležícího na ose 3, byl postup návrhu stejný jako u stěnového nosníku na ose 2. Nejprve byl vyjmut z bloku stěn stěnový nosník, byl vytvořen výpočetní model v programu IDEA Statica 10, z programu Scia Engineer byly zjištěny nutné plochy výztuže na MSÚ dle lineárního výpočtu. Zjištěné plochy nutné výztuže byly použity pro posouzení stěnového nosníku nelineárním výpočtem v programu IDEA Statica 10.



Obr.9.10. Model stěnového nosníku se stálým zatížením.



Obr.9.11. Model stěnového nosníku s proměnným zatížením.

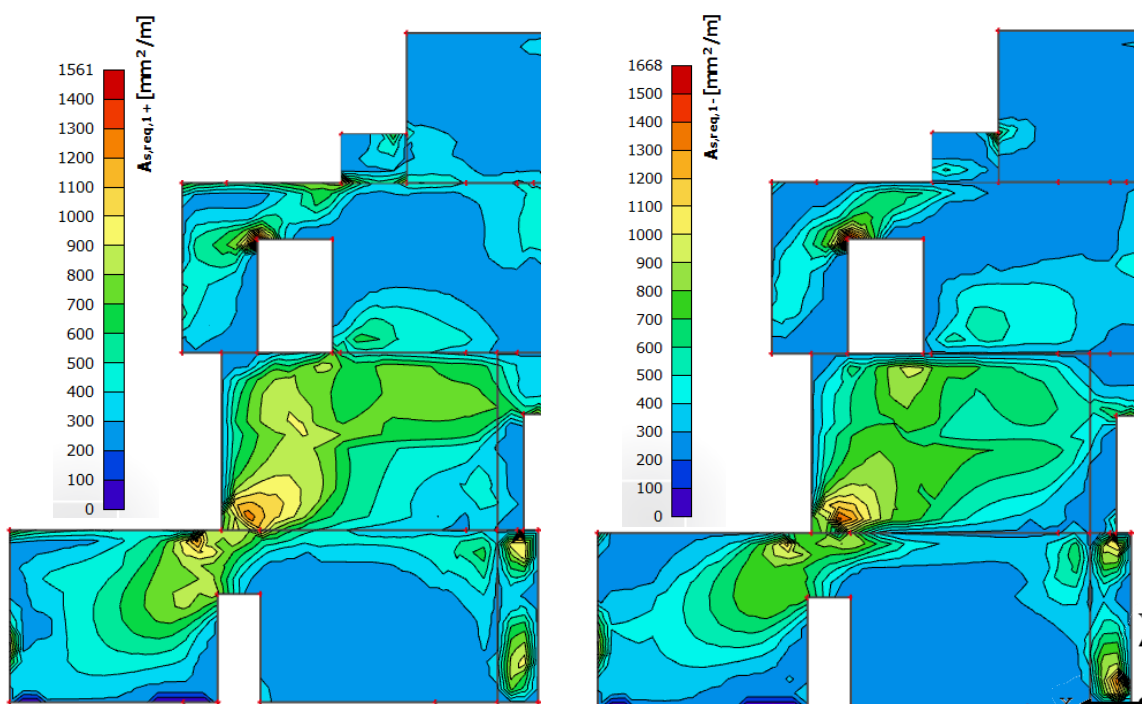
### Kombinace zatížení:

Postup stanovení zatížení a jednotlivých kombinací je shodný s postupem u stěnového nosníku na ose 2. Výše na *Obr.9.10.* a *Obr.9.11.* je zobrazen výpočetní model s liniovým zatížením.

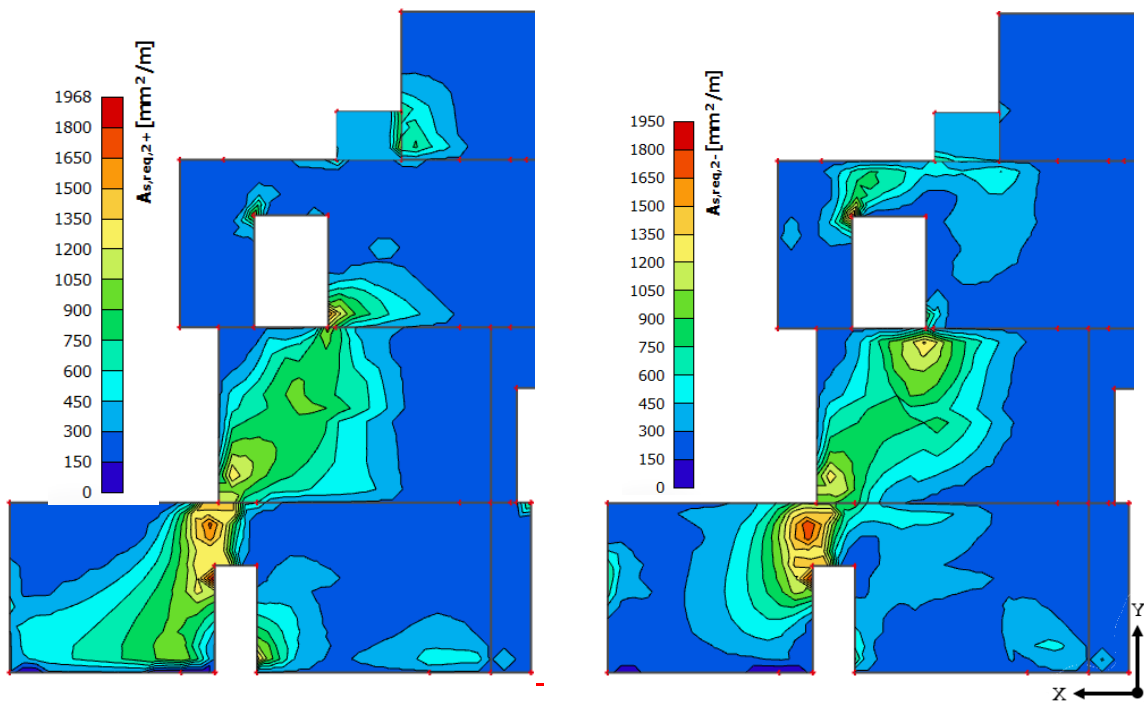
### Nutné plochy výztuže $A_{s,req}$ :

Na obrázcích níže jsou opět uvedeny nutné plochy výztuže pro dostatečnou únosnost stěn. Dle těchto ploch byly do výpočetního modelu v programu IDEA Statica 10 vloženy různé rastry výztuže o různých profilech a roztečích dle velikosti namáhání. Dále byly do modelu vloženy závlače okolo otvorů a na okrajích stěn. Veškeré rozmístění výztuže je patrné z výkresu výztuže č.10.

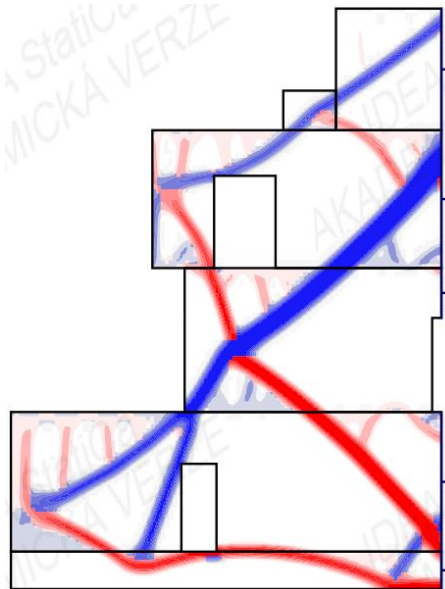
Na obrázcích pod textem jsou zobrazeny nutné plochy výztuže ve směru  $x$  – vlevo pro kladný povrch, vpravo pro záporný povrch (záporný povrch je přední líc stěny ve směru pohledu).



Na dalších obrázcích jsou zobrazeny nutné plochy výztuže ve směru  $y$  – vlevo při kladném povrchu, vpravo při záporném povrchu.



Po ponaučení z předchozího návrhu stěnového nosníku byl již stěnový nosník vymodelovaný včetně trámu situovaného na spodní hraně stěnového nosníku. Na obrázku níže je model topologické optimalizace, ze kterého je patrné, že problematické místo návrhu bude ležet na tažené diagonále, která začíná v pravé horní části nosníku a končí v levém spodním rohu nosníku.



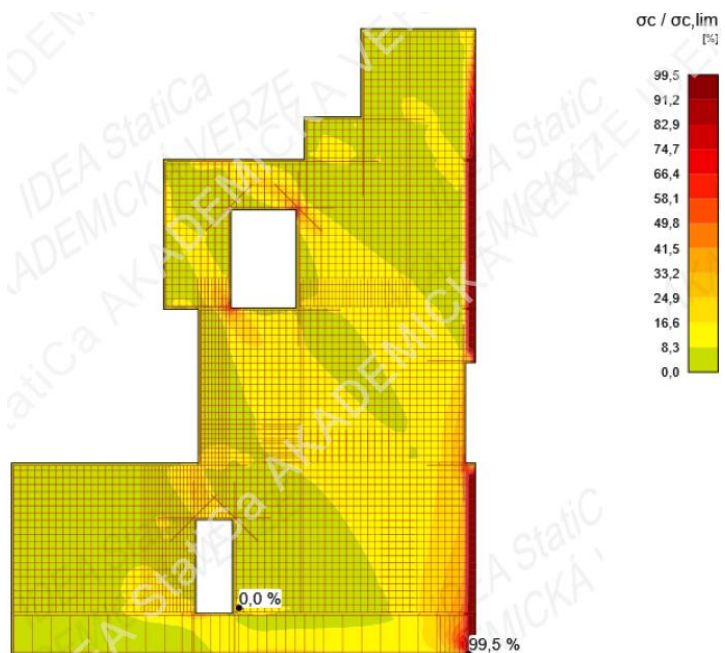
#### **Posouzení stěnového nosníku:**

Základní rozteč výztuže, která byla vložena do programu IDEA Statica 10, byla zvolena rozteč 150 mm, síť vložená do programu měla různé velikosti profilů dle potřeby, která vycházela z nutných ploch výztuže. Kolem otvorů a na okrajích stěn byly vloženy závlače  $\varnothing 16$  mm a šikmé vložky nad rohy stěn  $\varnothing 16$  mm. Veškeré rozmístění výztuže je patrné z výkresu výztuže č.10. Níže jsou uvedeny posudky, na které byl stěnový nosník posouzen.



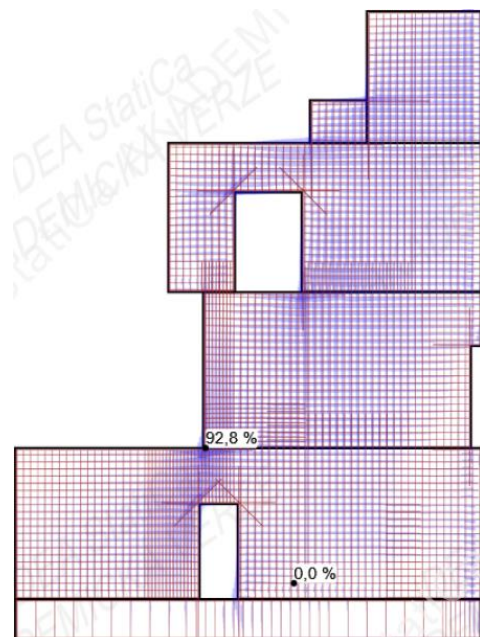
### **Pevnost betonu:**

Směr tlaku jde opět od levého rohu stěnového nosníku k pravé dolní části – na směr tlaku je kolmý směr tahu. Beton je opět nejvíce namáhán ve vetknutí nosníku do obyčejné stěny a jak již bylo popsáno výše, ve skutečnosti tam takové namáhání nebude, proto lze vysokou hodnotu posudku na hraně nosníku ignorovat. Pevnost betonu v tlaku nebyla po celé ploše nosníku překročena.



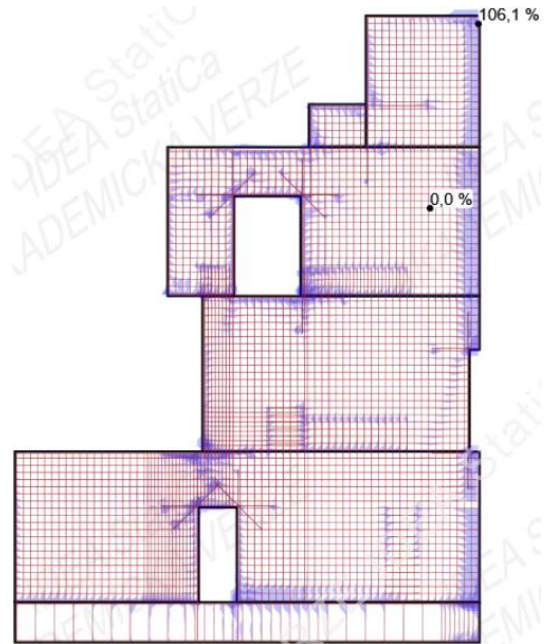
### **Pevnost výztuže:**

Průběh napětí ve výztuži se shoduje s nutnými plochami výztuže, které byly uvedeny výše. Nejvíce namáhané části stěnového nosníku jsou vyznačeny tmavší modrou barvou. Z obrázku je patrné, že kde se v modelu náhradní příhradoviny nachází táhlo, tak tam je výztuž namáhána nejvíce.



### Kotvení:

Co se týče napětí v soudržnosti, tak napětí nevyhoví opět v místě vetknutí nosníku do běžné stěny. Jak již bylo vysvětleno výše, tyto nevyhovující hodnoty lze ignorovat, z důvodu návaznosti na podepřené stěny. Jinak po zbytku plochy stěnového nosníku napětí v soudržnosti  $\tau_b$  bylo nižší než mezní napětí  $f_{bd}$ .

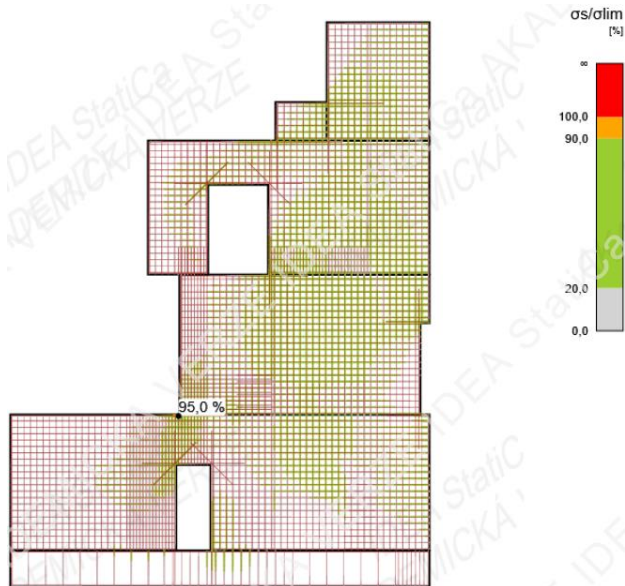


### Omezení napětí:

Omezení napětí v betonu vyhovělo po celé ploše stěnového nosníku požadované hodnotě pro uvažování lineárního dotvarování  $0,45 \cdot f_{ck}$ . Posudek na omezení napětí v betonu je zobrazen na prvním obrázku.

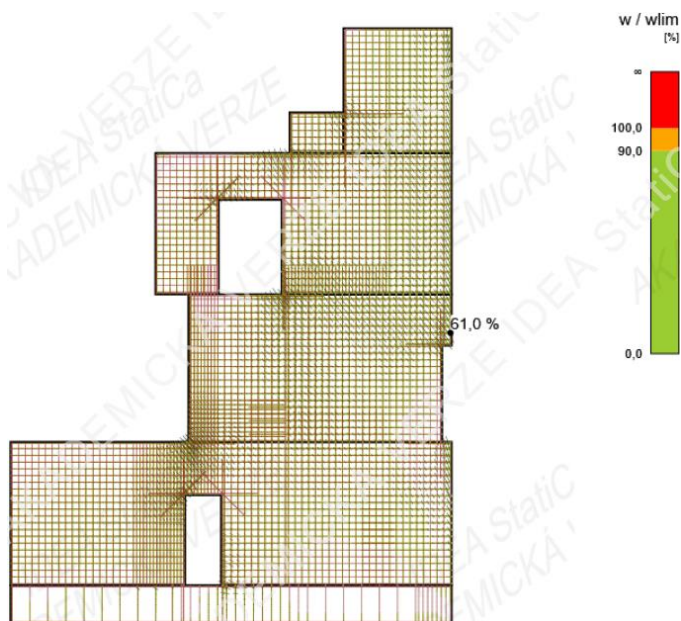
Na druhém obrázku je zobrazen posudek na omezení napětí ve výztuži. Omezení napětí ve výztuži vyhovělo po celé ploše stěnového nosníku požadované hodnotě  $0,8 \cdot f_{yk}$ .





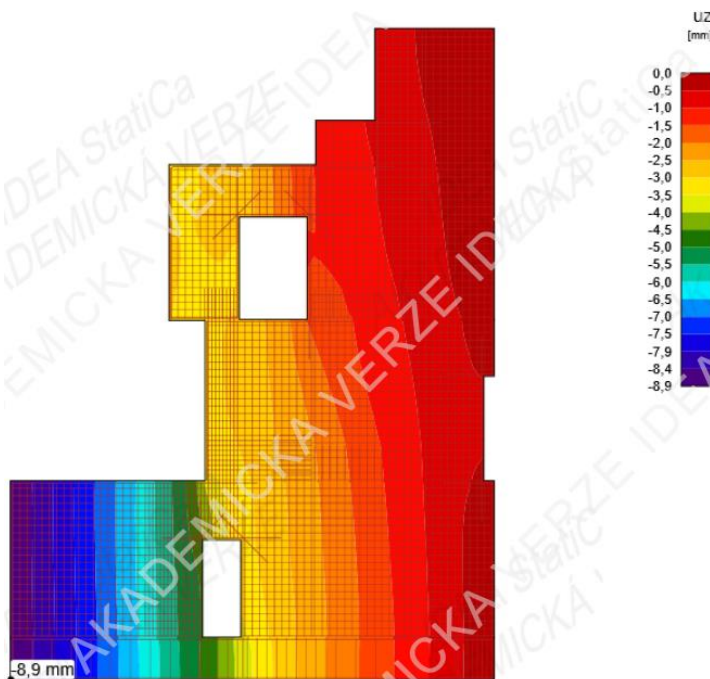
**Šířka trhlin:**

Limitní šířka trhlin, která byla uvažována jako  $w_{lim} = 0,3$  mm opět vyhověla po celé ploše stěnového nosníku. Maximální šířka trhliny, která vznikla, je 0,286 mm.



### **Přetvoření (průhyb):**

Co se týče průhybů, tak maximální dlouhodobý průhyb má hodnotu 8,9 mm a limitní hodnota průhybu, tedy 1/250 rozpětí nosníku je 39 mm, což znamená, že stěnový nosník na průhyb vyhoví.



Z výše uvedených posudků vyplývá, že stěnový nosník situovaný na ose 3 s tloušťkou 250 mm vyhoví všem požadavkům a lze ho navrhnout. Rozmístění výztuže je patrné z výkresu výztuže č.10.

Oba navržené stěnové nosníky vyhověly všem provedeným posudkům, mohly by tedy částečně nahradit šikmé vzpěry. K úplnému odstranění šikmých vzpěr by však bylo nutno vyřešit další problémy, které byly nastíněny v kapitole 9 a podrobněji budou rozebrány v kapitole 9.3.

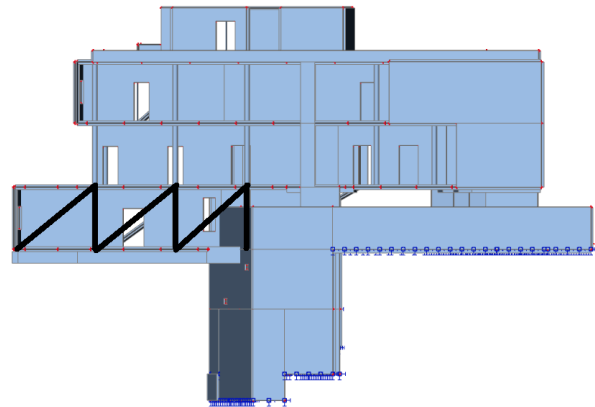
## **9.3 Opatření ke zmenšení průhybů stropní desky**

Aby bylo možné navrhnout konstrukci bez šikmých ocelových vzpěr, bylo nutné provést opatření k zamezení nadměrným deformacím stropní desky nad trémovým roštem na jejích okrajích (na osách 1 a 4).

K zamezení průhybů bylo potřeba nějakým způsobem ztužit část okraje desek. Protože se v této části desky nachází řada sloupů, bylo by „trestuhodné“ je nevyužít. Proto byla zvolena dvě opatření s využitím sloupů. Prvním opatřením je zachování sloupů, ale místo betonových by byly ocelové a k nim by se připojila šikmá ocelová táhla. Druhým opatřením je pokusit se o vynesení krajní části desky Vierendeelovým nosníkem. Dále je tu ještě třetí opatření, které již nevyužívá řadu sloupů – tímto opatřením by se v podstatě napodobil zavěšený most. Všechna tyto opatření budou níže rozebrána podrobněji, ale není zaručeno, že povedou ke kladnému závěru.

### 9.3.1 První opatření – ocelová příhrada

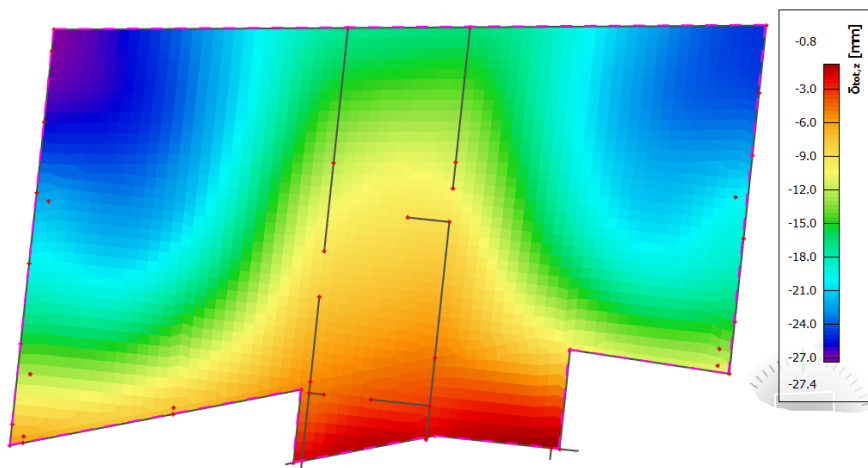
Jak již bylo popsáno výše, prvním opatřením byla záměna betonových sloupů na okrajích stropní desky nad trémovým roštem za ocelové. Mezi ocelové sloupy se vložila ocelová táhla. Vše je patrné ze schématu, kde sloupy a táhla jsou vyznačeny černou barvou. Průřez sloupu byl zachován jako kruhový o průměru 273 mm s tloušťkou stěny 8 mm. Táhla byla uvažována stejného profilu jako sloupy.



Obr.9.12. Nový výpočetní model se zavedením ocelových sloupů a táhel.

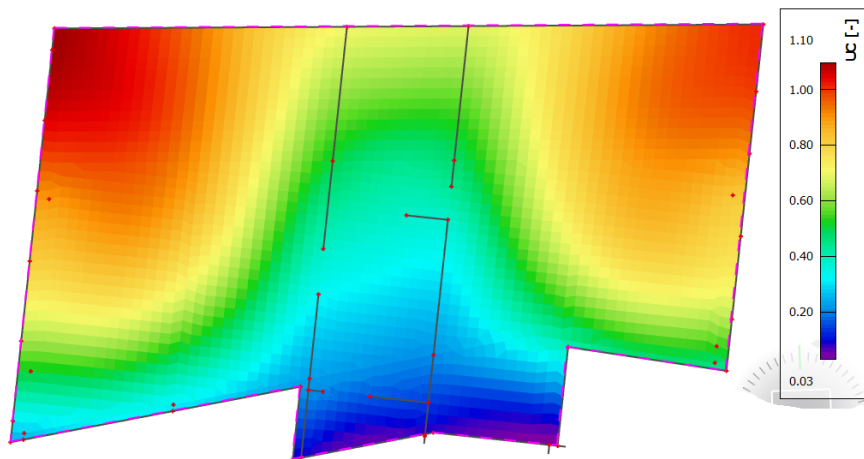
Toto opatření bylo inspirováno budovou East Building, která byla popsána v kapitole 2. U této budovy je velké vyložení tří pater přenášeno jedním svislým sloupem a jedním šikmým táhlem v každém patře do svislých železobetonových sloupů.

Po provedených změnách byl proveden výpočet dlouhodobého průhybu stropní desky nad trémovým roštem. Průhyb se o něco zmenšil, a to z původních 40 mm na 27,4 mm. Po provedení jednotkového posudku se zjistilo, že sice hodnota průhybu nevyhověla normou požadované hodnotě, ale oblast s nevyhovujícím průhybem se výrazně zmenšila. Jednotkový posudek lze porovnat s jednotkovým posudkem v kapitole 9.



Obr.9.13. Dlouhodobý průhyb stropní desky ležící na trémovém roštu.

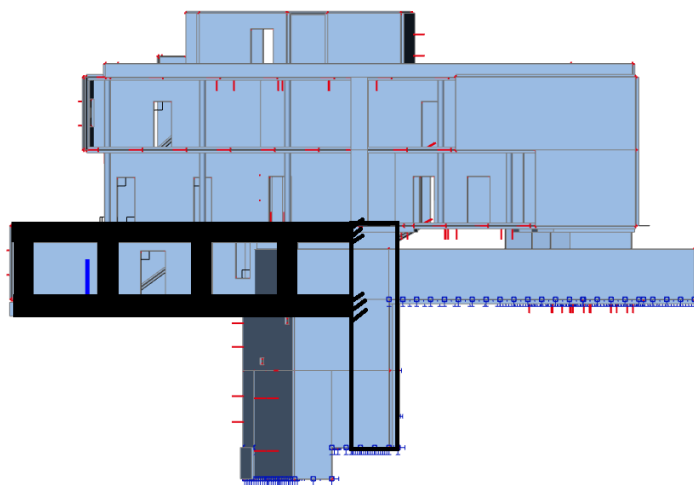




Obr.9.14. Jednotkový posudek dlouhodobého průhybu na stropní desce ležící na trémovém roštu.

### 9.3.2 Druhé opatření – Vierendeelův nosník

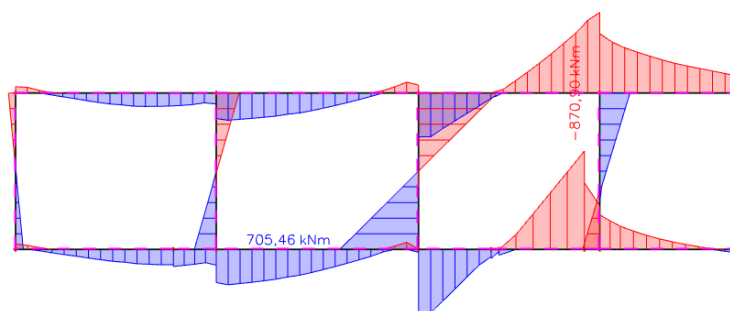
Dalším opatřením ke zmenšení průhybů na okraji stropní desky bylo využití Vierendeelova nosníku. Na okraji stropní desky se nachází řada sloupů, před kterými je předsazen obvodový plášť z okenních a dveřních profilů. S využitím Vierendeelova nosníku by se změnil vzhled této části budovy. A to z důvodu, že by bylo nutné



Obr.9.15. Nový výpočetní model s využitím Vierendeelova nosníku.

provést obvodové trámy pod stropní deskou v 1.PP a pod stropní deskou v 1.NP. Dále by se musely provést tuhé svislé prvky pro vytvoření rámových rohů. Takto vykonstruovaný prvek by bylo nutné vetknout do tuhé části objektu. Z toho vyplývá vytvoření tuhého prvku v místě uložení nosníků, který by šel až do základové spáry. Všechna popsaná opatření jsou patrná z obrázku – Vierendeelův nosník je vyšrafován černě a obrys tuhého nosného prvku (stěna o tloušťce 300 mm) je ohraničen černou barvou.

V první variantě byl zvolen průřez trámů a sloupů Vierendeelova nosníku shodný jako průřez trámů na trémovém roštu tj. 300 x 850 mm. Nejprve bylo nutné ověřit, zda by nosník o takto navržených



Obr.9.16. Průběh ohybových momentů na Vierendeelově nosníku.

průřezích bylo vůbec možné nadimenzovat. Po kontrole průběhu ohybových momentů, bylo zjištěno, že nejvyšší hodnota momentu je 870 kNm, což v porovnání s nejvyšší hodnotou momentu na navrženém trémovém roštu (1055 kNm) dokazuje, že by nosník byl dimenzovatelný.

S takto

vymodelovaným

nosníkem se průhyb

na stropní desce sice

snížil, ale ne tolik, aby

byl menší než limitní

hodnota. Naopak byl

průhyb ještě větší než

s prvním opatřením –

ocelovou příhradou.

Proto byly v dalším

kroku zvětšeny

průřezy nosníku.

Po zvětšení

rozměrů průřezu

Vierendeelova nosníku

na 500 x 1000 mm se

průhyb stropní desky

sice zmenšil, ale ne

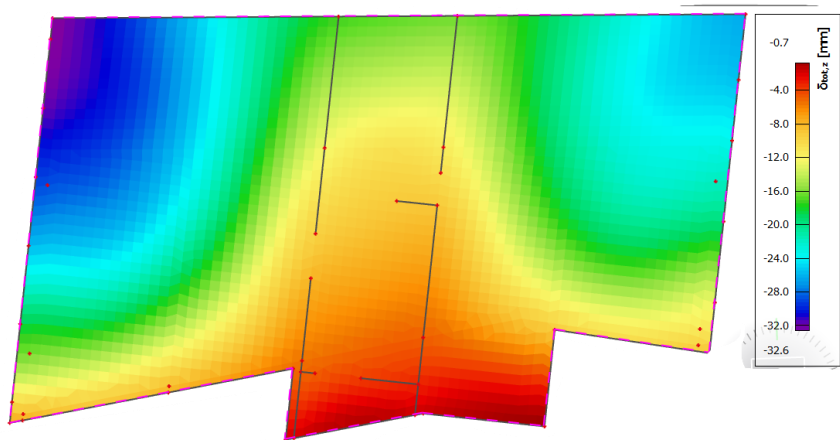
nijak razantně.

Maximální průhyb

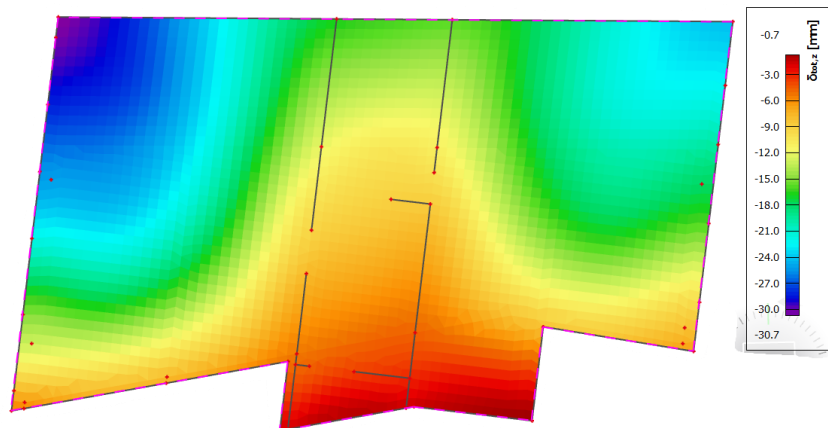
stropní desky je

30,7 mm, což je pořád

nad normou dovolenou hodnotou průhybu. Další zvětšování průřezu již nebylo aplikováno, protože by nejspíš nevedlo k pozitivním výsledkům, a navíc by vedlo k přílišnému uzavření fasády.



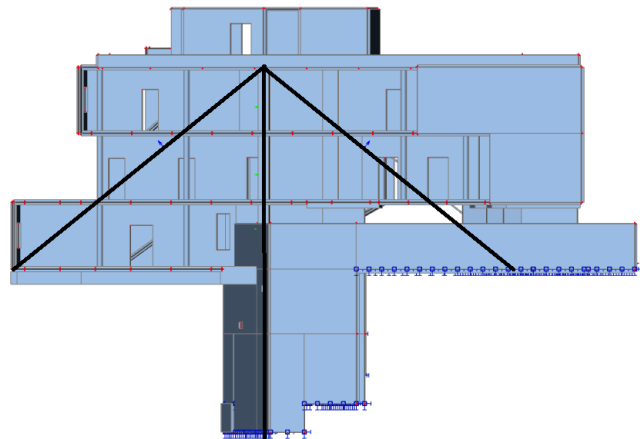
Obr.9.17. Dlouhodobý průhyb stropní desky ležící na trémovém roštu s rozměry průřezu nosníku 300 x 850 mm.



Obr.9.18. Dlouhodobý průhyb stropní desky ležící na trémovém roštu s rozměry průřezu nosníku 500 x 1000 mm.

### 9.3.3 Třetí opatření – zavěšení stropní desky

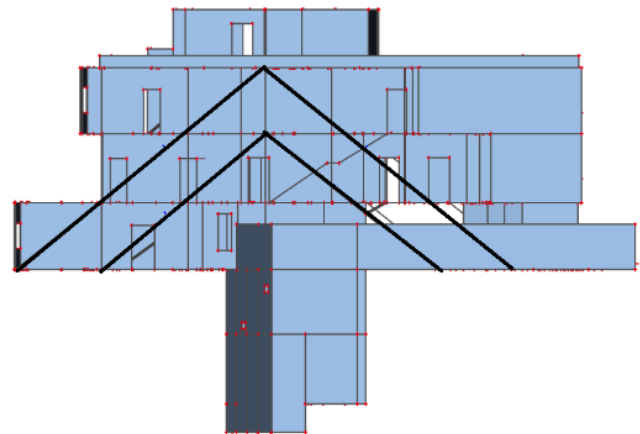
Třetím opatřením ke zmenšení průhybu okraje stropní desky bylo zavěšení stropní desky přes ocelové táhlo do sloupu, který zatížení přenáší do základové spáry. V prvním kroku jako táhlo byla zvolena kruhová tyč plného průřezu o průměru 52 mm z oceli S 460. Po výpočtu normálová síla v táhle vyšla 350 kN, což by z hlediska únosnosti táhla bylo



Obr.9.19. Nový výpočetní model se zavedením táhla.

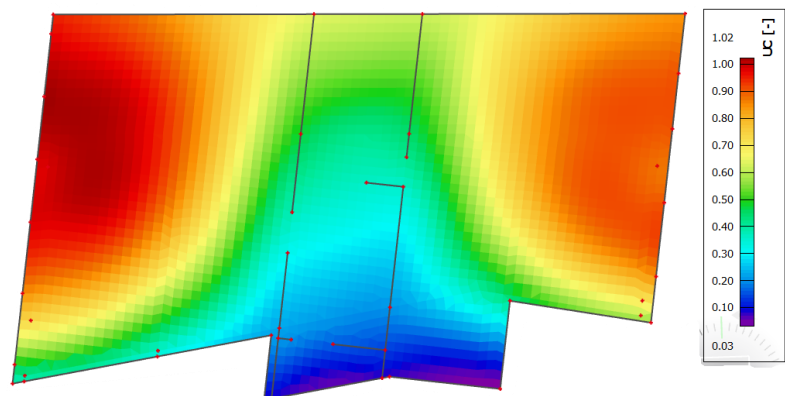
v pořádku – normálová únosnost táhla Macalloy je 930 kN. [22] Po výpočtu dlouhodobých průhybů na stropní desce, vyšel průhyb 33,3 mm, což je stále nadměrná hodnota průhybu.

Další z možností, jak pomoci táhlem zmenšit průhyb stropní desky, by mohlo být přidání druhé řady táhel viz Obr.9.20. Po přidání druhé řady táhel vyšla z výpočtu normálová síla v táhle 582 kN, což je stále menší, než únosnost táhla. Maximální hodnota dlouhodobého průhybu stropní desky je 25,6 mm. Průhyb desky po přidání dvou řad táhel je nejmenší ze všech průhybů, které byly



Obr.9.20. Nový výpočetní model se zavedením dvou řad táhel.

vypočteny po provedených opatřeních, ale stále je větší než normou dovolená hodnota, která je v tomto případě 25 mm. (Je patrné z jednotkového posudku na Obr.9.21.) Navíc dlouhodobý průhyb v sobě nezahrnuje hodnoty od smršťování, tudíž by se jeho velikost po připočtení průhybu od smršťování navýšila. Řešení s použitím šikmých táhel se s ohledem na tento výsledek i s ohledem na komplikovanost provádění jeví jako nevhodné.



Obr.9.21. Jednotkový posudek průhybu stropní desky s použitím dvou řad šikmých táhel.



---

## 9.4 Shrnutí návrhu bez šikmých vzpěr

Výpočtem v programu IDEA Statica 10 se potvrdilo, že samotné stěnové nosníky, které vynášejí po odstranění šikmých vzpěr velké vyložení objektu, jsou dimenzovatelné jak z hlediska mezního stavu únosnosti, tak z hlediska mezního stavu použitelnosti. Při návrhu sice na každém stěnovém nosníku, v místě napojení do navazující stěny vycházely vysoké hodnoty posudku mezního napětí v betonu, ale po podrobné analýze se zjistilo, že je to zapříčiněno pouze singularitou modelu. Aby stěnový nosník vyhověl všem posudkům, muselo být v nosnících o tloušťce 250 mm použito velké množství betonářské výztuže. Vyztužení je patrné z výkresů výztuže č. 9 a č. 10.

Co se týče konstrukce jako celku, tak po výpočtu dlouhodobého průhybu byl zjištěn veliký průhyb na okrajích stropní desky, viz kapitola 9. Bylo tedy nutné kromě návrhu stěnových nosníků provést další opatření, která by snížila průhyb stropní desky. Prvním opatřením byla ocelová příhrada. Zavedení příhrady sice průhyb stropní desky snížilo a posunulo jeho maximální hodnotu z prostřední části okraje desky do rohu desky, ale průhyb byl stále vyšší než normou dovolená hodnota. Druhým opatřením bylo vykonstruování Vierendeelova nosníku, který by změnil vzhled fasády objektu. Samotný nosník by dimenzovatelný byl, jenže co se týče průhybu stropní desky, tak ten se sice snížil, ale snížil se ještě méně než v první variantě, s použitím ocelové příhrady. Posledním opatřením bylo zavěšení stropní desky přes ocelové táhlo. V tomto případě se ukázalo, že jedna řada táhel by průhyb stropní desky snížila, ale opět by hodnota průhybu nevyhověla normě. Přistoupilo se k návrhu druhé řady táhel a hodnota průhybu vyšla blízko normou dovolené hodnotě, ale pořád byla za její mezí. S ohledem na to i na komplikovanost provádění tohoto opatření se řešení s táhly jeví jako nevhodné.

Z výše uvedeného textu tedy vyplývá, že návrh objektu, po odstranění vzpěr s provedenými změnami a opatřeními je nevhodný.

---

## 10 Závěr

Závěrem lze říct, že byla splněna náplň práce, kterou byl především návrh objektu v původní variantě s podepřením překonzolované části ocelovými vzpěrami. Splnil se předpoklad, že stěžejní bude návrh místa, kde se do konstrukce vnáší reakce od šikmých vzpěr. Nejvíce se vnesení sil projevilo na trámovém roštu, kde v okolí uložení vzpěr na trámech vycházely vysoké hodnoty ohybových momentů, krouticích momentů a posouvajících sil. Tyto hodnoty vedly k rozšíření průřezu trámu oproti předběžnému návrhu a k potřebě velkého množství betonářské výztuže na všechna uvedená namáhání. Návrh ostatních trámů, které již nebyly ovlivněny uložení šikmých vzpěr, byl bezproblémový.

Návrh stropní desky, která leží na trámovém roštu, byl v podstatě bezproblémový, jediným stěžejním místem byla opět oblast v místě uložení šikmých vzpěr, kde bylo nutné u horního líce ve směru  $y$  navrhnout velké množství příložek, jak z hlediska MSÚ, tak i z hlediska MSP. Ostatní navržené stropní desky vyhověly na oba posuzované mezní stavy.

Sloupy z důvodu hustého rozmístění po hranách objektu nebyly stěžejním místem návrhu a byl potvrzen předpoklad použitého průřezu z předběžného návrhu.

Poslední částí práce byl návrh objektu bez použití šikmých vzpěr. Velkou otázkou bylo, zda navržené stěnové nosníky dokážou přenést zatížení, které na ně připadlo po odstranění vzpěr. Analýzou stěnových nosníků se ukázalo, že stěnové nosníky vyhoví oběma mezním stavům – MSÚ a MSP. Nakonec se ukázalo, že větší problém bude návrh překonzolované stropní desky, a to z hlediska mezního stavu použitelnosti, přesněji průhybu. Na hranách stropní desky vyšly vysoké hodnoty průhybu a bylo nutné zavést opatření k jeho snížení. Po zavedení opatření ke snížení průhybu desky, vyšlo najevo, že i s těmito opatřeními se průhyb desky nesnížil na normou požadovanou hodnotu. K návrhu konstrukce bez použití šikmých vzpěr lze závěrem říct, že je nevhodný a původně zamýšlená varianta s použitím šikmých vzpěr byla správná a má svá opodstatnění.

---

## 11 Použitá literatura

- [1] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové stropní a schodišťové konstrukce*. V Praze: České vysoké učení technické, 2017. ISBN 978-80-01-06323-1.
- [2] HANZLOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce 1: základy navrhování betonových konstrukcí*. V Praze: České vysoké učení technické, 2018. ISBN 978-80-01-06508-2.
- [3] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.
- [4] *Hesket: Naše projekty* [online]. [cit. 2019-10-02]. Dostupné z: <http://www.hesket.cz/nase-projekty.html>
- [5] *Kesnerka Living: Galerie* [online]. [cit. 2019-10-02]. Dostupné z: <http://www.kesnerkaliving.cz/cz-galerie>
- [6] ČSN EN 1991-1-4 *Eurokód 1: Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: ČNI.
- [7] *Terafix* [online]. [cit. 2019-10-14]. Dostupné z: <http://www.terafix.cz/uvod>
- [8] *VPO: Hliníková okna a dveře* [online]. [cit. 2019-10-14]. Dostupné z: <http://www.vpo.cz/hlinikova-okna-a-dvere-heroal--658.html>
- [9] ČSN EN 1992-1-1 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI.
- [10] FOGLEAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.
- [11] ČSN EN 1990 *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: ČNI.
- [12] *Halfen: Prvky zvukové izolace* [online]. [cit. 2019-10-28]. Dostupné z: [https://downloads.halfen.com/catalogues/cz/media/catalogues/reinforcementsystems/Isi\\_07\\_CZ.pdf](https://downloads.halfen.com/catalogues/cz/media/catalogues/reinforcementsystems/Isi_07_CZ.pdf)
- [13] *Technické informace Shöck Isokorb: Železobeton/ocel*. TI Schöck Isokorb® KS, QS, KST/CZ/2018.1/září. 2018.
- [14] *IDEA StatiCa Detail: Teoretický manuál* [online]. [cit. 2019-12-08]. Dostupné z: [https://dokumenty.ideastatica.com/Content/06\\_Detail/Theoretical\\_background/IDEA%20Detail%20Theoretical%20Manual\\_CZ\\_ver\\_9.pdf](https://dokumenty.ideastatica.com/Content/06_Detail/Theoretical_background/IDEA%20Detail%20Theoretical%20Manual_CZ_ver_9.pdf)
- [15] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Navrhování stěnových nosníků s použitím modelů náhradní příhradoviny. *Beton TKS*. 2010, (6), 52 - 59.
- [16] *East Building: Fotogalerie* [online]. [cit. 2019-12-13]. Dostupné z: <http://www.eastbuilding.cz/lngcz/fotogalerie>

- 
- [17] PIKSA, Michal. *Konstrukce velkého vyložení a způsob jejich výstavby*. Praha, 2019. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební. Vedoucí práce Michaela Frantová.
- [18] *Recoc: Reference* [online]. [cit. 2019-12-13]. Dostupné z: <https://recoc.cz/reference/east-building/>
- [19] MAZÁČ, Rostislav, Vladimír JANATA a Matěj. *Stavebnictví: Stavební materiály a konstrukce*. 2017, (09), 32 - 40.
- [20] *Atelier-r: Portfolio - přístavba laboratoří a počítačového centra CzechGlobe* [online]. [cit. 2019-12-13]. Dostupné z: <https://atelier-r.cz/portfolio/pristavba-laboratori-a-pocitacoveho-centra-czechglobe/>
- [21] POSPÍŠIL, Miroslav, Jan LUKÁŠ, Ondřej FOUKAL, Pavel KARDINÁL, Stanislav BARÁK a František BALCÁREK. *Beton TKS: Tři stavby z pohledového betonu pro vzdělávání a výzkum*. 2017, (5), 15 - 23.
- [22] *Tension systems: Únosnost táhel Macalloy* [online]. [cit. 2019-12-20]. Dostupné z: [http://www.tension.cz/www/media/files/dwg\\_29/Vypoctove-unosnosti-Macalloy\\_107.pdf](http://www.tension.cz/www/media/files/dwg_29/Vypoctove-unosnosti-Macalloy_107.pdf)
- [23] *Scia Engineer: Návod pro SCIA Engineer 19* [online]. [cit. 2019-12-20]. Dostupné z: <https://help.scia.net/webhelplatest/cs/>
- [24] ŠMEJKAL, Jiří, Jaroslav PROCHÁZKA a Hana HANZLOVÁ. Navrhování na mezní stav porušení protlačení – část 1. *Beton TKS*. 2011, (5), 66-72.