

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE  
FAKULTA STAVEBNÍ  
KATEDRA BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



## BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Návrh stěnového nosníku pomocí příhradové analogie a  
nelineární analýzy

Design of a deep beam using strut-and-tie method and  
non-linear analysis

Zpracovatel: Jan Svoboda

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Petr Bílý, Ph.D.

2020

# Zadání

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

Fakulta stavební  
Thákurova 7, 166 29 Praha 6



## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Svoboda	Jméno: Jan	Osobní číslo: 468226
Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb		

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh stěnového nosníku pomocí příhradové analogie a nelineární analýzy	
Název bakalářské práce anglicky: Design of a deep beam using strut-and-tie method and non-linear analysis	
Pokyny pro vypracování: <ul style="list-style-type: none"><li>- Popis řešené konstrukce</li><li>- Popis metod pro analýzu příhradových nosníků</li><li>- Návrh vyztužení zvoleného stěnového nosníku</li><li>- Posouzení navržené konstrukce z hlediska MSÚ a MSP</li><li>- Zpracování výkresové dokumentace</li></ul>	
Seznam doporučené literatury: <ul style="list-style-type: none"><li>- Kohoutková, A., Procházka, J., Šmejkal, J.: Modelování a vyztužování betonových prvků - Lokální modely železobetonových konstrukcí. Skriptum. ČVUT v Praze, 2013. ISBN 978-80-01-05340-9.</li><li>- Nilson, A.H., Darwin, D., Dolan, C.W.: Design of Concrete Structures. 14th Edition. Chapter 10: Strut and Tie Models. McGraw Hill, New York, 2010. ISBN 978-0-07-329349-3.</li><li>- Teoretické manuály použitého softwaru</li><li>- Samostatně vyhledejte další vhodnou literaturu</li></ul>	
Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Petr Bílý, Ph.D.	
Datum zadání bakalářské práce: 17.2.2020	Termín odevzdání bakalářské práce: 17.5.2020
<i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>	
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské 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“.*

18.2.2020	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

## ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně a všechny použité prameny a literatura jsou uvedeny v seznamu citované literatury.

Nemám námitek proti použití tohoto školního díla ve smyslu §60 Zákona č. 121/2000 Sb. o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Nymburce dne

.....

podpis

## PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych chtěl poděkovat především vedoucímu své bakalářské práce Ing. Petrovi Bílému, Ph.D. za jeho ochotu, trpělivost, pomoc a hlavně lidský přístup.

## ANOTACE

Bakalářská práce se zabývá návrhem stěnového nosníku za pomoci modelu náhradní příhradoviny a posouzením stěnového nosníku za pomoci nelineární analýzy. K práci jsou přiloženy výkresy tvaru stěnového nosníku, výkresy výztuže stěnového nosníku a podrobné výsledky z programu IDEA StatiCA.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Analýza konstrukce, idealizace konstrukce, příhradová analogie, nelineární analýza, stěnový nosník, výztuž

## ANNOTATION

The bachelor diploma thesis deals with the design of a deep beam using a strut-and-tie model and the assessment of the deep beam using nonlinear analysis. The work is accompanied by a formwork drawing of the deep beam, drawings of the reinforcement of the deep beam and detailed results from the IDEA StatiCA program.

## KEYWORDS

Structural analysis, structural idealization, strut-and-tie method, nonlinear analysis, deep beam, reinforcement

# Obsah

1. Úvod.....	9
1.1. Popis tématu .....	9
1.2. Příklady budov s využitím stěnových nosníků.....	11
1.2.1. Polyfunkční dům Bratislavská [10].....	11
1.2.2. Villa Lea [10].....	13
2. Popis metod a postupu.....	14
2.1. Analýza konstrukce .....	14
2.2. Idealizace konstrukce .....	14
2.3. Příhradová analogie .....	15
2.3.1. Vzpěry .....	15
2.3.2. Táhla.....	17
2.3.3. Styčníky .....	18
2.3.4. Předpoklady pro řešení modelů náhradní příhradoviny .....	18
2.3.5. Omezení šířky trhlin D-oblastí .....	18
2.4. Nelineární analýza.....	19
2.5. Postup návrhu a posouzení.....	19
3. Popis použitých statických programů.....	20
3.1. Scia Engineering .....	20
3.2. IDEA StatiCA .....	20
4. Řešený objekt .....	22
4.1. Seznámení s řešeným objektem .....	22
4.2. Vstupní podklady.....	23
4.3. Základní charakteristika konstrukčního řešení .....	23
4.3.1. Technické řešení stavby.....	23
4.3.2. Materiálové řešení stavby .....	23
5. Zatížení .....	31
5.1. Stanovení zatížení .....	31
5.1.1. Stálé zatížení .....	31
5.1.2. Zatížení příčkami .....	31
5.1.3. Užitná zatížení.....	31
5.1.4. Zatížení sněhem.....	31
5.2. Výpočet zatížení od skladeb konstrukcí.....	31

5.2.1.	Střecha nepochozí.....	32
5.2.2.	Podlaha byty .....	32
5.2.3.	Vnitřní nosná stěna z keramického zdiva .....	32
5.2.4.	Vnitřní nosná stěna ze železobetonu tl. 200 mm .....	33
5.2.5.	Vnitřní nosná stěna ze železobetonu tl.300 mm .....	33
5.2.6.	Obvodová stěna z keramického zdiva .....	33
5.2.7.	Obvodová stěna ze železobetonu.....	33
6.	Vybraná část konstrukce .....	35
6.1.	Statické schéma stěnového nosníku .....	35
6.2.	Zatížení na stěnový nosník .....	35
6.2.1.	Návrhové liniové a bodové zatížení .....	37
7.	Návrh a posouzení na MSÚ pomocí metody příhradové analogie .....	38
7.1.	Model A .....	40
7.2.	Model B .....	43
7.3.	Výsledný model .....	46
7.3.1.	Úprava rozměrů prutů modelu náhradní příhradoviny .....	49
7.3.2.	Ověření kritického styčnicku .....	58
7.3.3.	Úprava rozměrů stěnového nosníku .....	60
7.3.4.	Ověření kritického styčnicku .....	60
7.3.5.	Úprava modelu náhradní příhradoviny .....	61
7.3.6.	Úprava rozměrů prvku modelu náhradní příhradoviny.....	63
7.3.7.	Ověření kritického styčnicku .....	68
7.3.8.	Konstrukční výztuž .....	69
7.3.9.	Krycí vrstva .....	70
7.3.10.	Návrh tahové výztuže.....	71
7.3.11.	Ověření šířky vzpěr .....	74
7.3.12.	Druhá úprava stěnového nosníku .....	79
7.3.13.	Ověření výšek vzpěr .....	80
7.3.14.	Návrh výztuže na příčné tahy.....	80
7.3.15.	Využití konstrukční výztuže .....	84
7.3.16.	Návrh výztuže od příčných tahů kolmo na stěnu.....	86
7.3.17.	Ověření styčnicků.....	87
7.3.18.	Zesílení výztuže nad podporami .....	95

7.4.	Kotevní a přesahová délka .....	97
7.4.1.	Tabulka kotevních a přesahových délek .....	98
7.5.	Výkresy .....	98
8.	Posouzení návrhu na MSP pomocí nelineární analýzy .....	98
8.1.	Součinitel dotvarování .....	98
8.2.	Mezní šířka trhlin.....	99
8.3.	Maximální průhyb .....	100
8.4.	Omezení napětí .....	100
8.5.	Výsledky z programu IDEA StatiCa .....	101
8.5.1.	Šířka trhlin .....	101
8.5.2.	Maximální průhyb .....	102
8.5.3.	Omezení napětí.....	103
9.	Návrh sloupu pod pravou podporou .....	105
9.1.	Vnitřní síly působící ve sloupu .....	105
9.2.	Návrh výztuže .....	106
9.3.	Posouzení návrhu .....	108
9.3.1.	Posouzení na normálovou sílu .....	108
9.3.2.	Posouzení pomocí interačního diagramu .....	109
10.	Závěr .....	112
11.	Seznam příloh .....	113
12.	Použité programy.....	113
13.	Seznam použité literatury .....	114
14.	Technické normy.....	114
15.	Seznam obrázků .....	115



# 1. Úvod

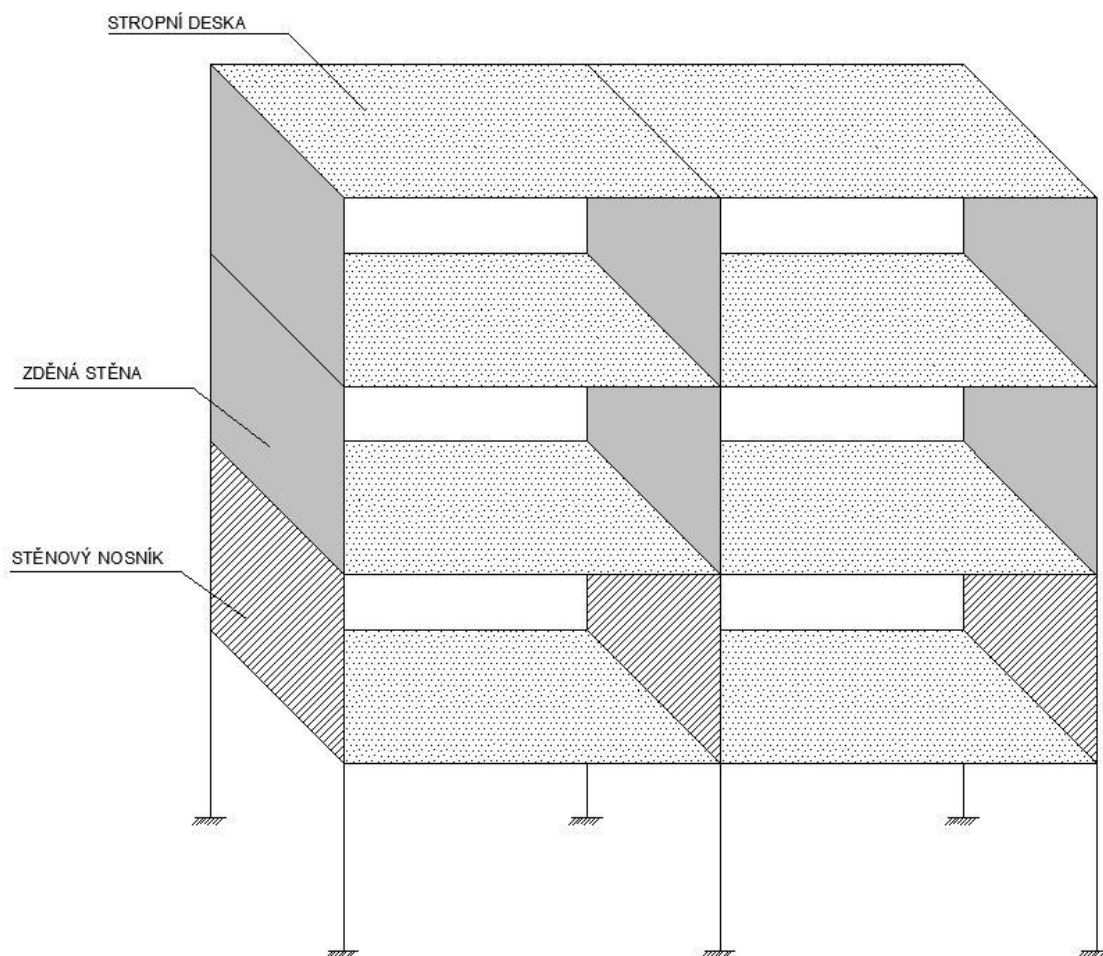
## 1.1. Popis tématu

Ve své bakalářské práci se zabývám problematikou stěnových nosníků. Popisem použitých metod pro jejich návrh, a dále aplikací pro řešený objekt. Pro návrh stěnového nosníku budou použity metody příhradové analogie a nelineární analýzy.

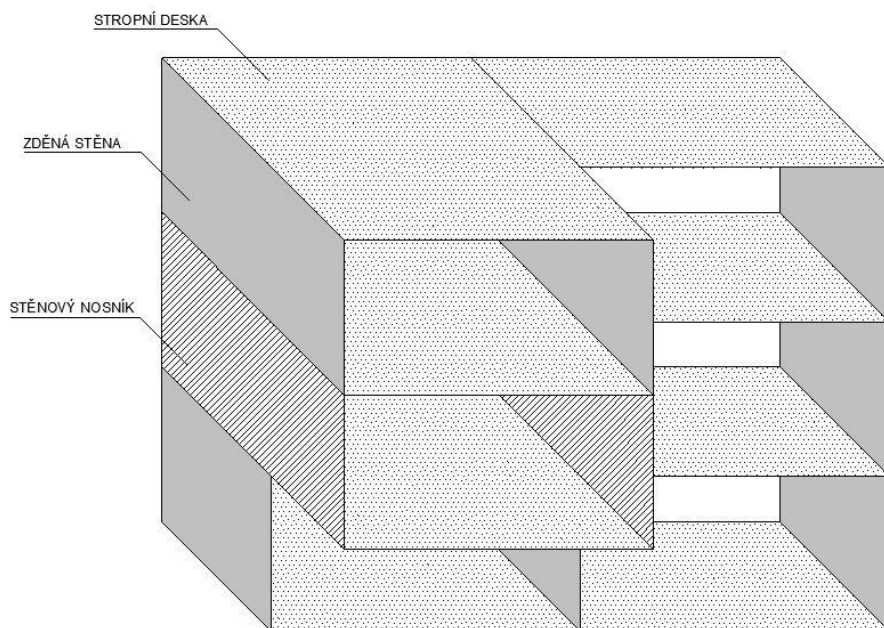
V dnešní době se stěnové nosníky používají v hodně případech. Například při přechodu ze sloupového systému na stěnový u objektů, kde v nižších patrech je zapotřebí volná dispozice pro prostory komerční či garáže, ale v horních patrech je zase naopak potřeba uzavřenější dispozice, která má náročnější požadavky na akustiku, požární bezpečnost, zajišťuje tuhost, a především přenáší zatížení z vyšších pater.

Stěnový nosník je plošný rovinný prvek uložený na lokálních podporách tak, že je namáhán ve střednicové rovině. Tloušťka nosníku je oproti výšce a délce malá. Výška představuje méně než třetinu délky.

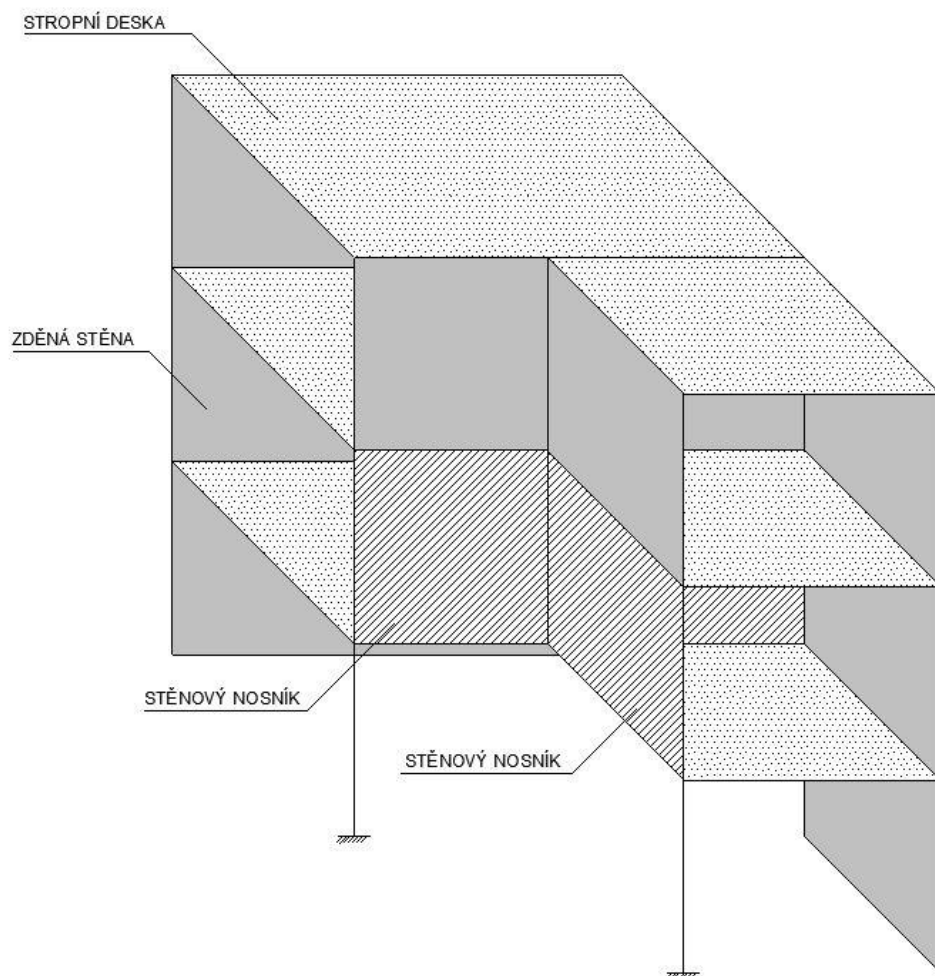
Stěnové nosníky se používají například u přechodových pater, nebo pro vynesení vykonzolovaných částí, nebo pro přenesení zatížení z jednoho stěnového nosníku do druhého.



Obrázek 1- Schéma využití stěnového nosníku pro přechodové patro



Obrázek 2- Schéma využití stěnového nosníku pro přenesení vykonzolované části



Obrázek 3- schéma využití stěnového nosníku pro napojení dalšího stěnového nosníku

## 1.2. Příklady budov s využitím stěnových nosníků

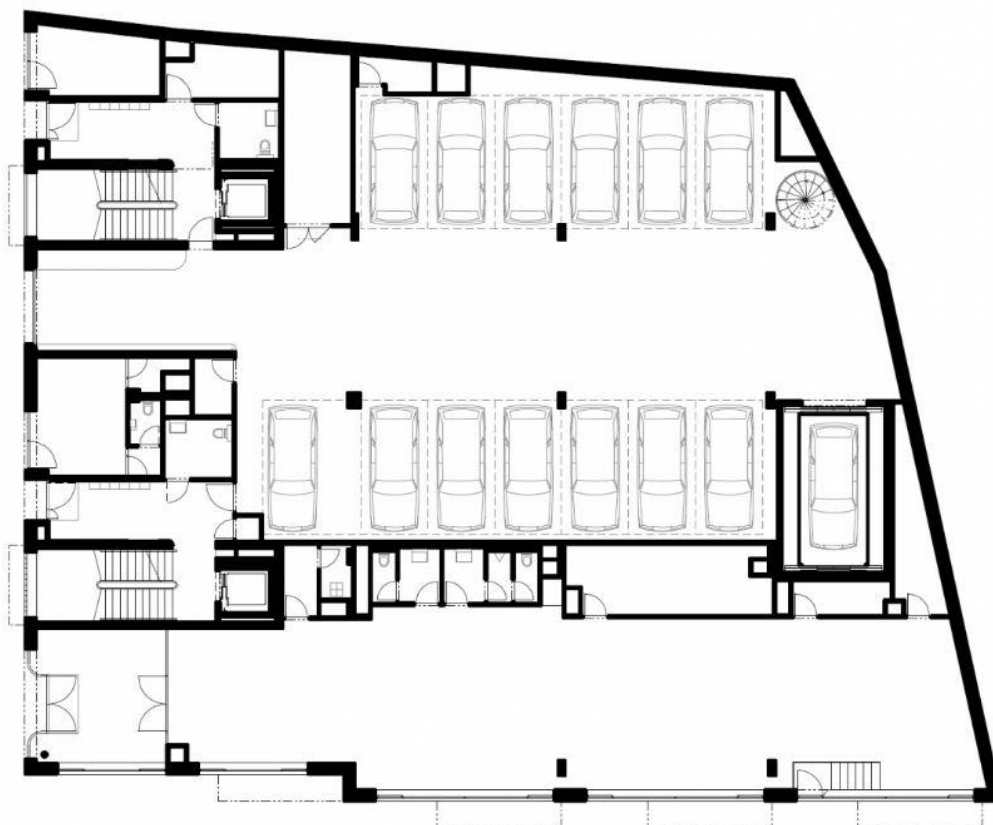
### 1.2.1. Polyfunkční dům Bratislavská [10]

Jedná se o stavbu, která byla realizována v roce 2017 a investorem byla společnost LIVIX s.r.o. Stavba se nachází v Brně v ulici Bratislavská. Stavba má 8 nadzemních podlaží a jedno podzemní podlaží. V 1.PP jsou umístěny garáže. V 1.NP se nachází komerční prostory a garáže. V 2.NP se nachází administrativa a v 3. až 8. NP se nachází byty. Zastavěná plocha je 922 m<sup>2</sup>.

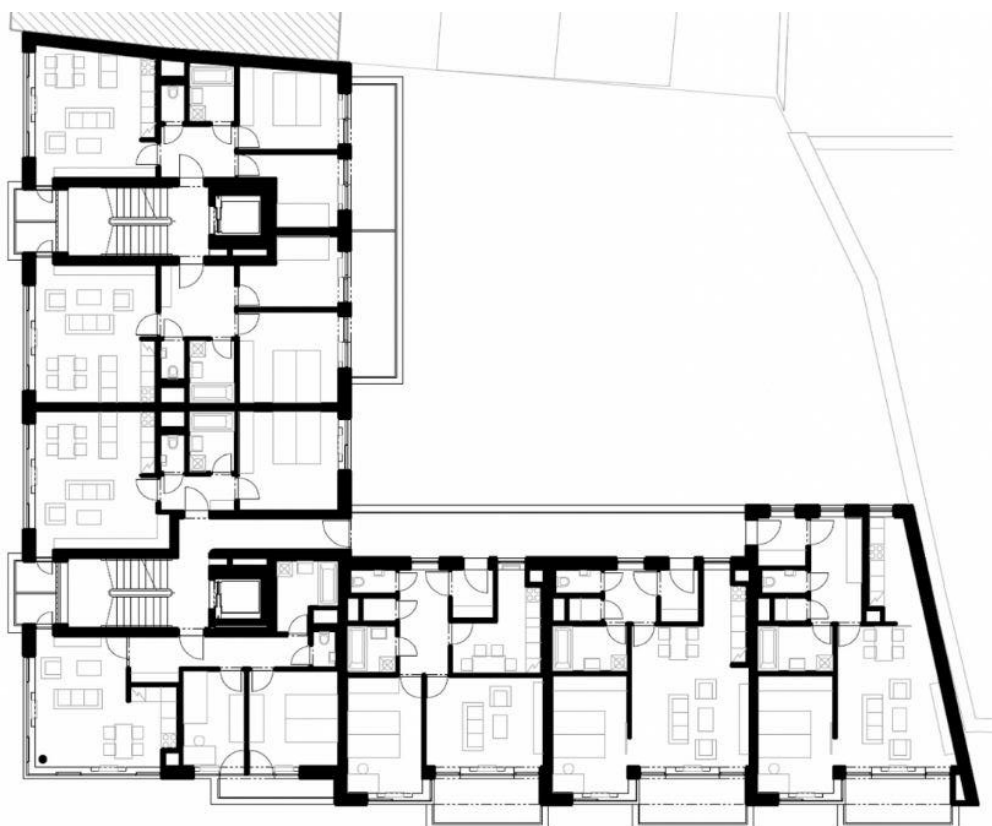
V objektu jsou využity stěnové nosníky pro přechod dvou konstrukčních systémů, a to ze sloupového, který umožňuje volnější dispozici v- garážích (viz Obrázek 5), na stěnový pro uzavřený systém bytů (viz Obrázek 6).



Obrázek 4- Pohled na objekt [10]



Obrázek 5- Schéma půdorysu 1.NP [10]



Obrázek 6- Schéma půdorysu 3.NP [10]

### 1.2.2. Villa Lea [10]

Jedná se o stavbu rodinného domu v obci Františkovy lázně realizovanou v roce 2005. budova má 2 nadzemní podlaží. Autorem projektu je A69. Objekt je tvořen ze železobetonu a druhé nadzemní podlaží je tvořeno převážně stěnovými nosníky.



Obrázek 7- Letecký pohled na objekt [10]



Obrázek 8- Pohled na vstup do objektu [10]

## 2. Popis metod a postupu

### 2.1. Analýza konstrukce

V prvé řadě je důležité důkladně zanalyzovat konstrukci. Pokusit se zjednodušit prvky konstrukce (idealizovat je), a to na prvky prutové, popřípadě plošné. Dále záleží na způsobu vzájemného propojení jednotlivých prvků konstrukce a vytvořením tak globálního modelu nosné konstrukce. Při propojování jednotlivých prvků vytváříme uzlové body či liniové uzly. V těchto vzniklých uzlech musíme určit limitní stavy, které zjednodušeně jde označit jako prosté podepření či vetknutí. U železobetonových monolitických konstrukcí se jako nejčastější propojení prvků uvažuje vetknutí, naopak u prefabrikovaných konstrukcí je časté kloubové propojení. Konkrétní typ styku je však nutno určit vždy individuálně pro dané místo s ohledem na rozměry a vyztužení stykovaných prvků. Při celkové analýze konstrukce můžeme určit rozdělení vnitřních sil, napětí, deformace a reakce konstrukce. Celkovou analýzu obvykle provádíme pro určení, popřípadě ověření rozměrů konstrukčních prvků a jejich výztuže, celkové tuhosti a prostorové tuhosti konstrukce. Pokud provedeme idealizaci konstrukce je důležité uvažovat i idealizaci zatížení, které na konstrukci působí. Chování konstrukce můžeme idealizovat následovně:

- Lineárně pružné chování
- Lineárně pružné chování s omezenou redistribucí
- Plastické chování
- Nelineární chování

Lineárně pružná analýza se dá použít pro stanovení vnitřních sil působících v mezních stavech únosnosti, i v mezních stavech použitelnosti. Je založena na teorii pružnosti. Při použití lineárně pružné analýzy se předpokládá, že průřezy nejsou porušeny trhlinami. Dále že závislost napětí a poměrného přetvoření je lineární. A také používáme průměrné hodnoty modulů pružnosti. Pro vlastní posouzení ji pak kombinujeme s principy plastické analýzy. Kde vytváříme předpokládaný mechanismus porušení. Plastická analýza by měla být založena na metodě statické, nebo kinematické.

Lineárně pružnou analýzu s omezenou redistribucí lze použít v případech kde je možná redistribuce silových účinků, za předpokladu že výsledné rozdělení zůstane v rovnováze s působícím zatížením. Pokud nelze spolehlivě určit schopnost plastického pootočení, neměla by se redistribuce provádět.

Plastické chování je chování konstrukce, ve které vznikají nevratné deformace.

### 2.2. Idealizace konstrukce

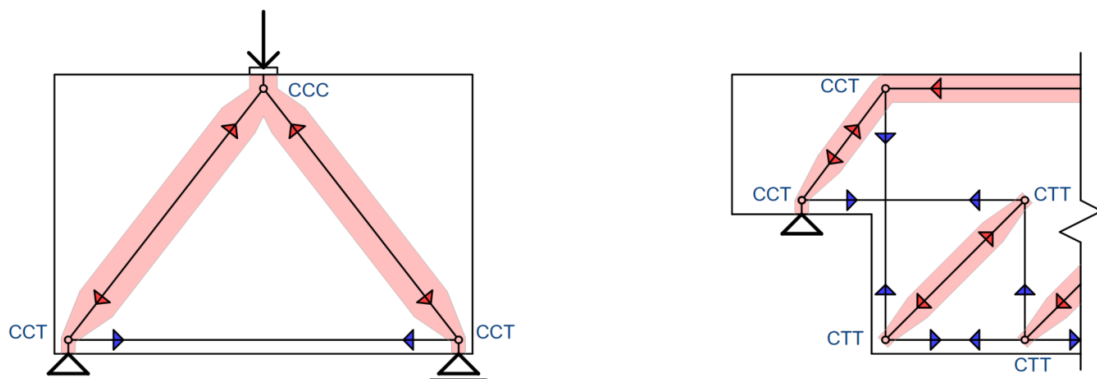
Idealizovaný nosný systém vytváří dvourozměrné, či trojrozměrné modely konstrukce. Pro další výpočet používáme převážně dvourozměrné modely, ale pokud potřebujeme zachovat prostorové chování konstrukce, volíme třírozměrný model. Při analýze používáme předpoklad zachování rovinnosti průřezu před a po přetvoření. Tento předpoklad ale neplatí ve všech oblastech konstrukce. Proto konstrukce rozdělujeme na oblasti B a D. V oblasti typu B, kde platí zachování rovinnosti průřezu, lze výpočtem

zjistit skutečné rozložení vnitřních v konstrukci. V oblasti typu D, nelze předpokládat lineární rozdělení. Tyto oblasti jsou často vyznačovány například změnou průřezu prvku, působením lokálního zatížení. Mezi D oblasti patří i stěnové nosníky, kterým se věnuje tato práce.

### 2.3. Příhradová analogie

Příhradová analogie se používá při návrhu výztuže v mezních stavech únosnosti, převážně v nelineárních oblastech. Modely náhradní příhradoviny jsou tvořeny z tlačných částí, tažených částí a styčníků. Síly v prutech náhradní příhradoviny se stanoví z podmínek zachování rovnováhy od působícího zatížení. Poloha a směr táhel v modelu náhradní příhradoviny musí odpovídat směru a poloze odpovídající výztuže. Vzpěry naopak přenášejí tlaková napětí a nahrazují tlačené části.

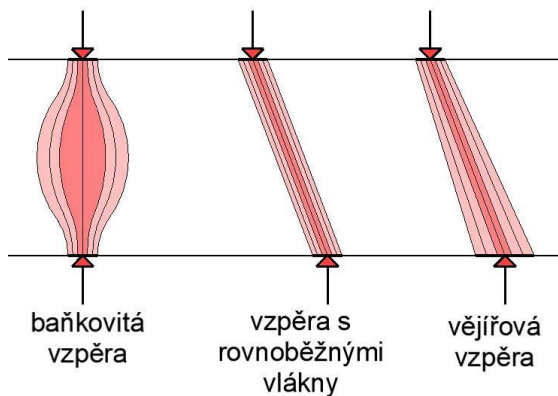
Styčníky, ve kterých se stýkají tlačené a tažené prvky náhradní příhradoviny se klasifikují podle působících sil. Styčník, do kterého se sbíhají nejméně tři tlačené pruty, označujeme CCC. Styčník, do kterého se sbíhají alespoň dva tlačené pruty a jeden tažený prut, označujeme CCT. Styčník, do kterého se sbíhají tlačенý pruty a dva a více tažených prutů, pak označujeme CTT.



Obrázek 9- Schéma styčnicků

#### 2.3.1. Vzpěry

Tlačené pruty jsou základním prvkem modelů náhradní příhradoviny. Tlačené pruty mohou mít různý tvar. Rozlišujeme tři základní typy vzpěr, a to podle změny šířky po délce vzpěry (Obrázek 5- Základní typy betonových vzpěr). Baňkovité vzpěry se vyskytují na místech, kde dochází k rozptýlení napětí, a to, pokud není vzpěra namáhána příčným tlakem, nebo pokud naopak je namáhána příčným tahem. Vzpěry s rovnoběžnými vlákny a vějířovými se pak objevují u vzpěr, které jsou namáhány příčným tlakem. Šířka těchto vzpěr je pak závislá na šířce styčnicku.



Obrázek 10- Základní typy betonových vzpěr

Napětí v prutu se stanoví podle vztahu:

$$\sigma_c = \frac{N_c}{d_c \cdot b} \quad (1)$$

Kde:  $N_c$  je normálová síla v tlačeném prutu

$d_c$  tloušťka tlačeného prutu

$b$  šířka nosníku (šířka tlačeného prutu)

Dále se tlačené pruty náhradní příhradoviny rozlišují podle působícího příčného napětí. Uvažují se tlačené pruty s působením příčného tahového napětí, bez příčného napětí a s příčným tlakovým napětím. V oblastech bez příčného napětí a s příčným tlakovým napětím se návrhové napětí na mezi únosnosti stanovuje ze vztahu.

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (2)$$

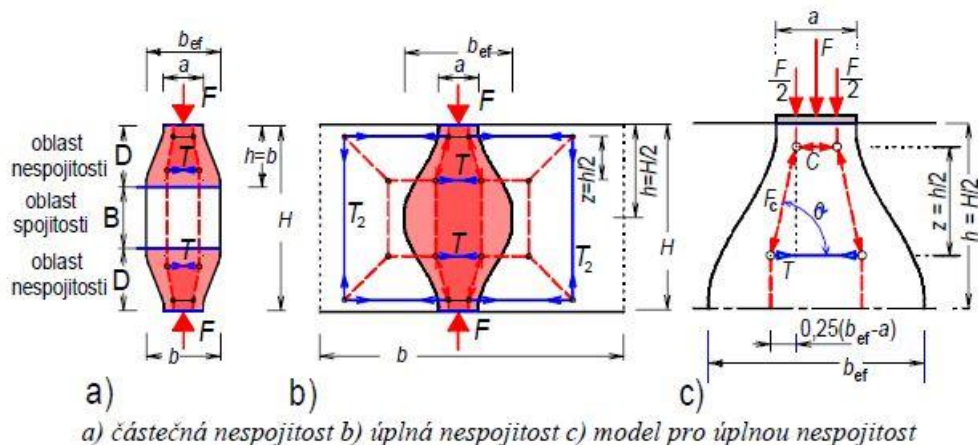
V oblastech s příčným tahovým napětím, tedy v oblastech s trhlinami, se dá návrhové napětí na mezi únosnosti uvažovat ze vztahu.

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (3)$$

Kde  $v$  lze vyjádřit  $v=1-f_{ck}/250$ . Hodnota  $f_{ck}$  je v MPa.

Pokud není betonová diagonála po celé délce namáhána příčným tlakovým napětím, je nutné zvážit velikost vznikajících příčných tahů. Příčnou tahovou sílu lze stanovit z následujících vztahů. Tahová síla  $T$  působí ve čtvrtinách oblasti s úplnou nespojitostí. Staticky nutná výztuž, která odolává síle  $T$ , může být rozptýlena po příslušné délce oblasti nespojitosti.[1]





Obrázek 11- Schéma příčných tahových sil [1]

Pro částečně nespojité oblasti, kde  $b \leq H/2$  a  $b_{ef} = b$  podle obrázku 3.

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (4)$$

Pro úplně nespojité oblasti, kde  $b > H/2$  a  $b_{ef} = 0,5H + 0,65a$  podle obrázku 3

$$T = \frac{1}{4} \left( 1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F \quad (5)$$

Tyto vztahy vychází ze závěrů experimentů, které nejsou součástí této práce.

Pro konstrukce pozemních staveb lze provést zjednodušení, a to na přibližnou hodnotu příčného tahu definovanou jako  $T \approx 0,22F$ . To platí pro oblasti, kde šířka vzpěry v místě styčnicku, je poměrně malá oproti délce vzpěry. Při vytváření modelu náhradní příhradoviny lze využít skutečnost, že diagonální vzpěry jsou obecně rovnoběžné s očekávaným průběhem trhlin v betonu daného prvku. Vzpěry by neměly křížovat trhliny, protože by model náhradní příhradoviny neodpovídal skutečnému chování betonu a výztuže v oblasti. Únosnost betonové vzpěry s trhlínami se počítá podle vztahu (3), ale jen pro alespoň konstrukčně vyztužené oblasti. Pokud není oblast alespoň konstrukčně vyztužena ve směru působení příčných tahů, musí veškeré tahové síly přenášet beton. V tomto případě se doporučuje omezit únosnost vzpěry na 60% únosnosti vycházející ze vztahu (3).[1]

### 2.3.2. Táhla

Táhlo v modelu příhradoviny představuje výztuž. Výztuž v táhle může být i v několika vrstvách. Šířka táhla se počítá tak, že ke krajnímu prutu se přičte krycí vrstva betonu, nebo polovina vzdálenosti mezi pruty výztuže. Výztuž musí být vždy odpovídajícím způsobem zakotvena. Při návrhu táhla se počítá s dosažením meze kluzu ve výztuži a tahové síly v betonu se až na výjimky zanedbávají.

Při návrhu táhla obvykle není vhodné zkoncentrovat táhlo pouze do osy teoretického táhla, ale využít celou šířku táhla. Model představuje pouze náhradu skutečného přenosu sil v oblasti. Výztuž táhel se tedy snažíme rovnoměrně rozdělit do celé šířky táhla.

### 2.3.3. Styčníky

V modelech náhradní příhradoviny styčníky představují oblast styku vzpěr a táhel. Styčníky jsou betonové. Všechny síly působící ve styčníku musí být v rovnováze. Styčníky uvažujeme v místech působení lokálního zatížení, v místech styků prutů, v ohybech výztužných prutů a v podporách.

Při posuzování styčníku je důležitá jeho velikost. U styčníku s tlačnými diagonálami předpokládáme, že ve styčníku je dosaženo únosnosti betonu v tlaku. Tyto styčníky označujeme CCC. Také předpokládáme stejné napětí v celé oblasti styčníku. U styčníků s táhly, které označujeme CCT a CTT je velikost styčníku dána délkou táhla, na které se přenesou síla z táhla do styčníku. Tím se rozšiřuje oblast styčníku, nazýváme ji rozšířená styčníková zóna.

Návrhové hodnoty pro tlaková napětí ve styčníku na mezi únosnosti lze určit následovně:

- 1) Styčník s tlakovými silami (CCC)

$$\sigma_{Rd,max} = 1,0 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (6)$$

Kde  $\sigma_{Rd,max}$  je maximální napětí, které může působit na hranách styčníku

- 2) Styčník s tlakovými i tahovými silami, táhla kotvená v jednom směru (CCT)

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (7)$$

Nejčastějším místem styčníku CCT je oblast uložení.

- 3) Styčník s tlakovými i tahovými silami, táhla kotvena ve více směrech (CTT)

$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (8)$$

Nejčastějším místem výskytu styčníku CTT jsou rámové rohy.

### 2.3.4. Předpoklady pro řešení modelů náhradní příhradoviny

- Ve výztuži táhel je dosaženo meze kluzu před vyčerpáním pevnosti betonu vzpěr.
- Síly v táhlech a vzpěrách jsou jen osové.
- Tahové síly v betonu jsou zanedbány.
- Ve všech styčnicích je zajištěna rovnováha sil.
- K aktivaci výztuže v táhle dochází po vzniku trhlin v betonu.
- Vzpěry jsou převážně rovnoběžné s očekávaným směrem trhlin, které vznikají od příčných tahových sil.

### 2.3.5. Omezení šířky trhlin D-oblastí

Pro omezení šířky trhlin v betonu je důležité dodržet:

- Vložení minimálně konstrukční ortogonální výztuž s plochou nejméně  $A_s \geq 0,003A_c$  při obou povrchích.
- Maximální vzdálenost prutů nesmí přesáhnout 250 mm.

## 2.4. Nelineární analýza

Nelineární analýza je vhodná na posouzení konstrukcí jak v mezním stavu únosnosti, tak i v mezním stavu použitelnosti. Nelineární analýzu lze použít pro návrh D oblastí železobetonových konstrukcí. Při aplikaci této analýzy se zohledňuje nelineární chování materiálu při nárůstu zatížení. Dále se zohledňuje změna tuhosti prvku při rozvoji trhlin, díky čemuž u staticky neurčitých konstrukcí dochází k přerozdělení vnitřních sil, do únosnějších částí. Pro správný výpočet je zapotřebí znát skutečnou polohu výztuže, nelineární diagramy použitých materiálů, místa podpor a zatížení. Při výpočtu zahrnujeme geometrické, fyzikální a lokální typy nelinearity. Geometricky nelineární analýza se zabývá vlivem II. řádu, s jehož pomocí se počítají vnitřní síly na deformované konstrukce, které u štíhlých konstrukcí nelze zanedbat. Do výpočtu taktéž lze vzít v úvahu smršťování a dotvarování betonu. U mezní únosnosti se posuzuje kritický průřez, u kterého je překročeno mezní přetvoření betonu nebo výztuže nebo kdy prvek dosáhne ztráty stability.

## 2.5. Postup návrhu a posouzení

Pro návrh výztuže a posouzení stěnového nosníku, ho musíme nahradit příhradovou konstrukcí. Tato konstrukce by měla nahradit nejvíce namáhané části stěnového nosníku, tudíž tlačené a tažené části. Nejprve si vytvoříme odhad, jak by daná konstrukce mohla vypadat, které části budou namáhány tlakem a které zase tahem. Poté v některém programu pro výpočet vnitřních sil v konstrukci, vytvoříme model stěnového nosníku, na který vneseme zatížení a provedeme výpočet. Z výsledků můžeme zjistit základní hodnoty, jako například při vykreslení průběhů tlakového napětí, jejich trajektorie. Na základě těchto trajektorií můžeme odhadnout, jak by měla vypadat příhradová konstrukce, kterou nahradíme stěnový nosník. Ve směru těchto trajektorií budou tlačené pruty a kolmo na trajektorie pak pruty tažené. V oblastech, kde se trajektorie sbíhají či rozcházejí pak vzniknou styčníky.

## 3. Popis použitých statických programů

### 3.1. Scia Engineering

Jedná se o software na výpočet a posudky stavebních konstrukcí. Program dokáže integrovat všechny fáze projektu: modelování, výpočet, normové posudky, výkresy a projektovou dokumentaci. Je vhodný jak pro jednoduché konstrukce, tak i pro komplexní náročné projekty.

Program nabízí širokou a otevřenou knihovnu průmyslově vyráběných a typických průřezů prvků a materiálů. Jednotlivé materiály lze v modelu kombinovat. Široká nabídka typů podpor a zatížení umožňuje vystižení skutečných okrajových podmínek. Program dále automaticky propojuje jednotlivé dílce pro zajištění korektního konečněprvkového modelu. Také automaticky generuje síť konečných prvků, kterou lze uživatelem zjemňovat.

Program dále nabízí pokročilé typy výpočtů včetně fází výstavby, nelineárních a dynamických výpočtů, časově závislé a sekvenční analýzy. Statický výpočet lze provádět lineární i nelineární, s počátečními imperfekcemi, a plastický výpočet. Posudky lze provádět dle mezinárodních i národních stavebních norem. Veškeré výsledky se mohou generovat do dokumentů, které může uživatel následně upravovat, aby vytvořil úplnou a přehlednou projektovou dokumentaci.

### 3.2. IDEA StatiCA

Program Idea slouží pro návrh a posouzení železobetonových konstrukcí. V programu lze sestavit modely pro řešení problémů diskontinuit objevujících se v betonových konstrukcích. Model se standardně skládá z betonových částí, podepření, prvků pro přenos zatížení a výztuže. Betonové části konstrukce jsou modelovány isoparametrickými 2D stěnovými prvky a lze je zadat pomocí stěn a prutů 1D. Stěny lze zadávat pomocí výšky a šířky stěny, nebo obecně jako polygon. 1D pruty lze zadávat pomocí průřezu a geometrie prutu 1D. Geometrie stěna a prutů lze následně ještě upravovat pomocí otvorů, které mohou mít tvar obdélníku, kruhu, polygonu.

Program Idea nabízí širokou škálu typů podpor, pro docílení správného podepření konstrukce. Model lze zatížit v rovině stěny různými druhy zatížení jako je například: bodové zatížení, liniové zatížení, povrchové zatížení a vnitřními silami v řezu. Zatížení lze dále definovat jako stálé a nahodilé. Lze vytvářet kombinace zatížení pro posouzení na MSÚ a MSP.

Vyztužování prvku se provádí pomocí připravených šablon. Výztuž se zadává do stěny ve své skutečné poloze s respektováním tloušťky stěny. Při výpočtu se výztuž transformuje do střednice stěny a excentricita v kolmém směru k rovině stěny se zanedbává. Pokud je v jedné řadě zadáno více prutů, transformují se vložky do výpočtového modelu jako jeden prut s modifikovaným průměrem. Koncové úpravy výztuže jsou modelovány pomocí přídavné tuhosti na konci vložky.

Program také nabízí možnost návrhu rozložení výztuže metodou topologické optimalizace. Výpočtem se automaticky generují geometrie náhradní příhradoviny při

použití pouze určitého procenta původního objemu konstrukce. Výpočet spočívá v maximalizaci celkové tuhosti hledané struktury. Optimalizovaná struktura se hledá iteračním algoritmem. Ve výpočtovém modelu je tuhost prvku úměrná jeho hustotě, tedy při 100 % hustotě má prvek úplnou původní tuhost.

V programu lze také využít lineární výpočet k návrhu rozložení výztuže. Pro návrh výztuže existuje v programu nástroj pro optimalizaci výztuže, který iteračním výpočtem optimalizuje plochu výztuže tak, aby její hmotnost byla co nejnižší, ale zároveň aby byla splněna kritéria jako napětí ve výztuži, napětí v betonu nebo maximální deformace. Výsledky jsou uváděny ve formě požadovaného počtu profilů. Výpočet pro posouzení je z fyzikálního hlediska založen na modelu tlakových polí s táhly a zároveň se předpokládají fiktivní rotující trhliny bez napětí betonu v tahu. Směry hlavních napětí a hlavních přetvoření se shodují. Konstitutivní vztahy pro beton vychází ze standardního parabolicko-rektangulárního pracovního diagramu. Betonářská ocel se ve výchozím nastavení popisuje idealizovaným bilineárním pracovním diagramem.

## 4. Řešený objekt

### 4.1. Seznámení s řešeným objektem

Jedná se o objekt bytového domu, který se nachází v Praze 5, Nad Prokopským údolím. Objekt má dvě podzemní podlaží, která jsou využívána jako parkoviště a sklepní kóje. Dále má objekt sedm nadzemních podlaží. V prvním nadzemním podlaží se nachází obchodní jednotka, sklepní kóje a osm bytových jednotek. V dalších nadzemních podlaží se nachází bytové jednotky. Půdorysné rozměry objektu jsou 48x27 metrů. Zastavěná plocha je 1300 m<sup>2</sup>. Konstrukční výška podlaží je 3 metry. Objekt je vysoký 22 metrů. Objekt bude napojen na inženýrské sítě, které jsou vedeny v přilehlé komunikaci. Stavbou nebudou dotčeny žádné stávající objekty.



Obrázek 12- Pohled na objekt [9]



Obrázek 13- Letecký pohled na objekt [9]

## 4.2. Vstupní podklady

Pro zpracování bakalářské práce byla využita projektová dokumentace stavebně architektonického řešení objektu. [7] Celková koncepce statického řešení byla předmětem práce autora v rámci předmětu Projekt 2C [6]. V této fázi byly jako kritické prvky vytipovány stěnové nosníky. Podrobné řešení jednoho z nich se proto stalo předmětem bakalářské práce.

## 4.3. Základní charakteristika konstrukčního řešení

### 4.3.1. Technické řešení stavby

Objekt je založen na základové desce, která je podepřena velkoformátovými pilotami. Nosný systém objektu je kombinovaný. Podzemní podlaží mají nosné obvodové stěny a vnitřní nosné sloupy. Nadzemní podlaží jsou převážně tvořena stěnami. Stropní konstrukce jsou tvořeny železobetonovými monolitickými deskami o tloušťce 250 a 220 mm. Schodiště je řešeno jako prefabrikované železobetonové deskové. Ztužení objektu je řešeno stěnovým systémem.

### 4.3.2. Materiálové řešení stavby

Konstrukce je navržena ze železobetonu a zdiva z cihelných bloků

Základová deska, suterénní stěna C30/37 XC3- XF1(CZ)- CL0,2- Dmax 16- S4

Nosné stěny, sloupy, stropní kce. C30/37 XC1 (CZ)- CL0,2- Dmax 16- S4

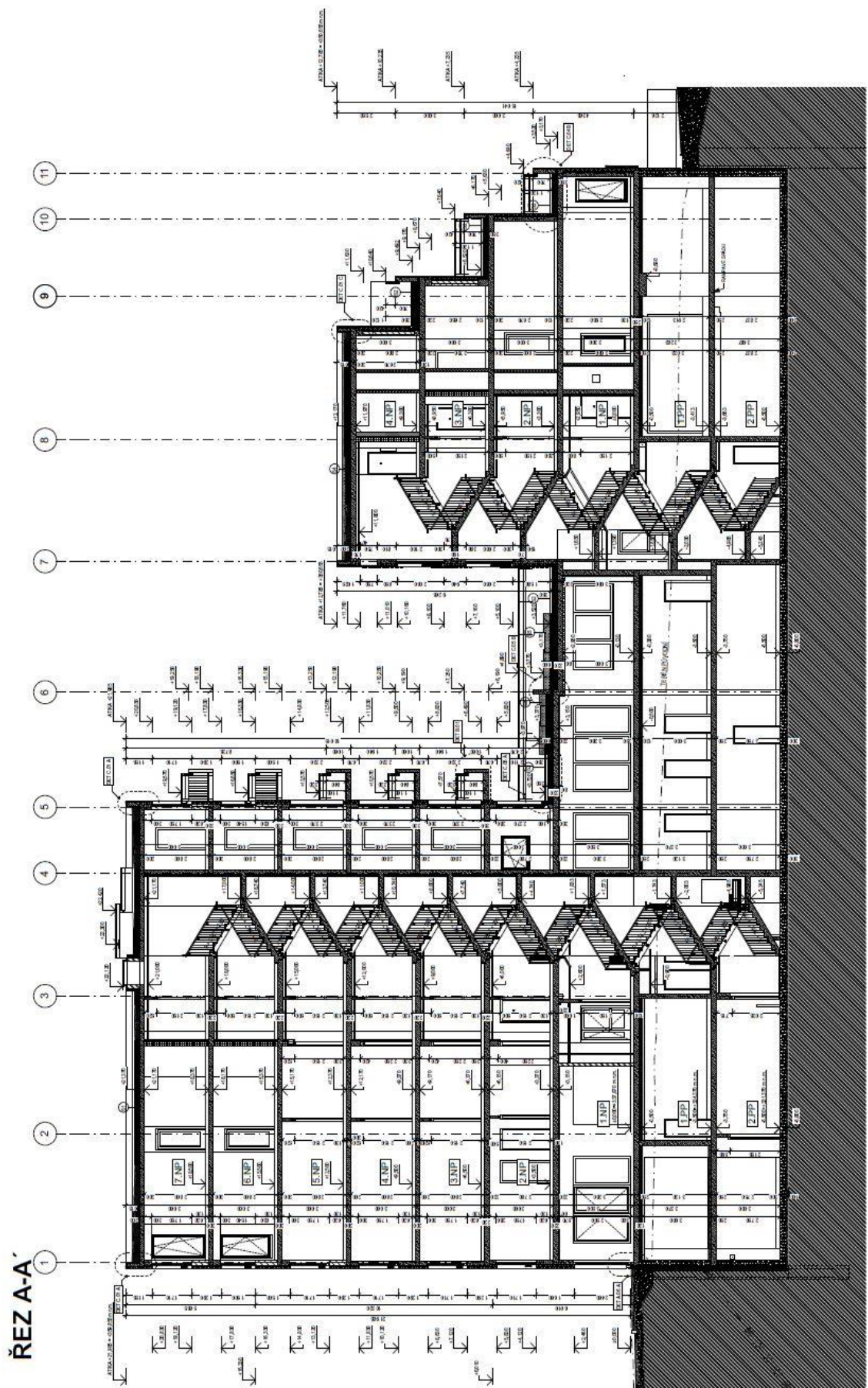
Výztuž železobetonových konstrukcí: ocel B500B

Zdivo obvodové Porotherm 24

Zdivo vnitřní nosné Porotherm 25 AKU SYM

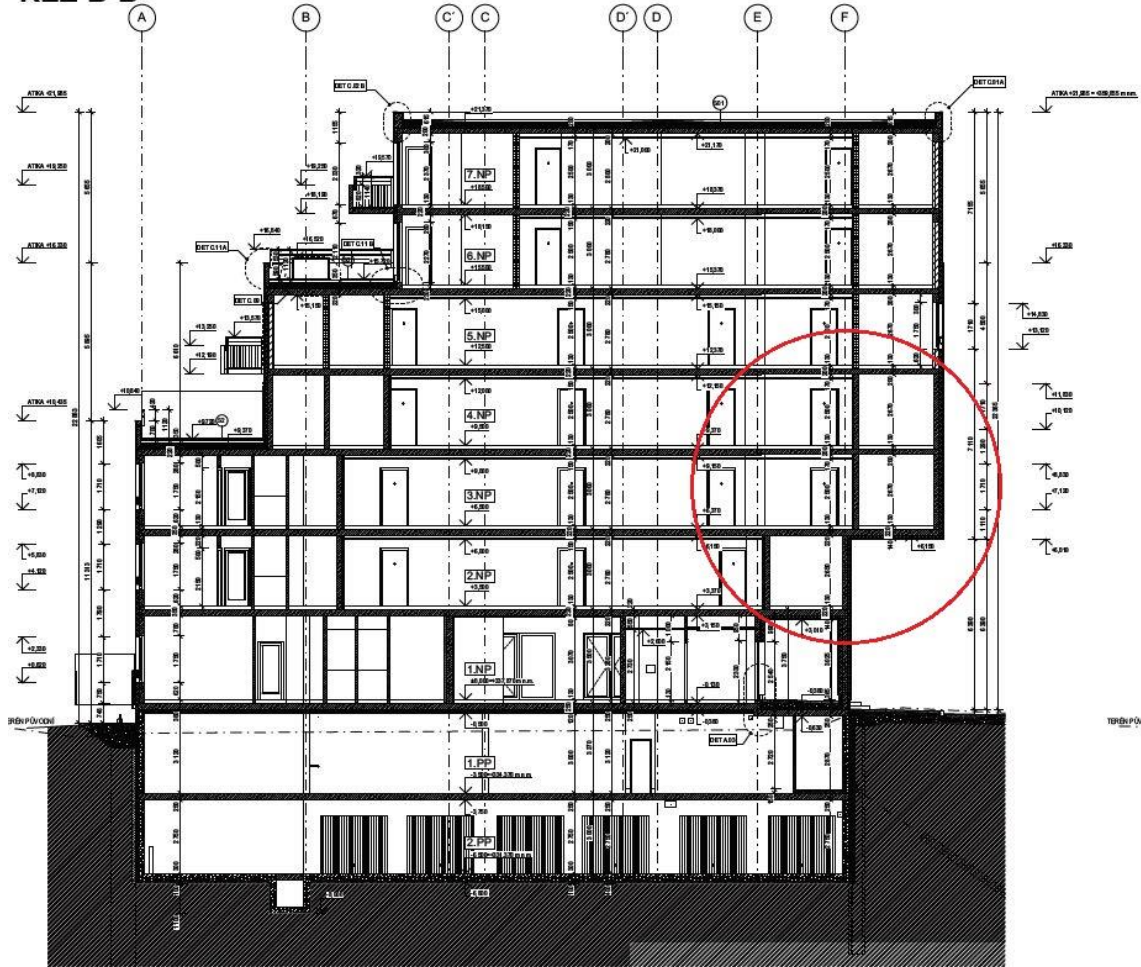
Železobetonové konstrukce jsou použity v podzemních patech a nadzemních podlaží do nejvýše 4.NP, kromě oblasti schodiště a výtahové šachty, které jsou tvořeny železobetonovými stěnami až do posledního nadzemního podlaží. Ostatní svislé konstrukce jsou tvořeny keramickými bloky Porotherm.



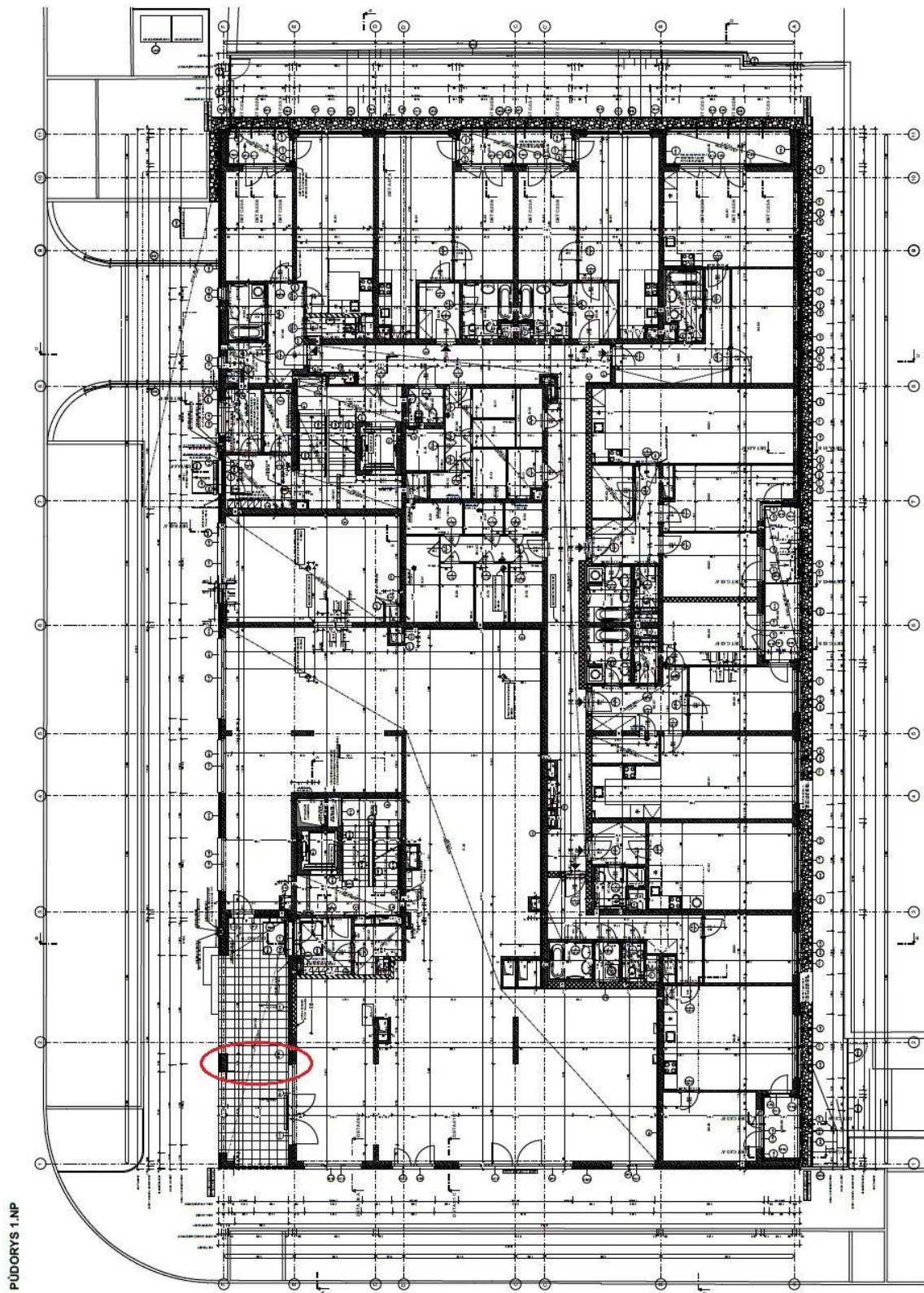


Obrázek 14- Řez A-A vybraným objektem [7]

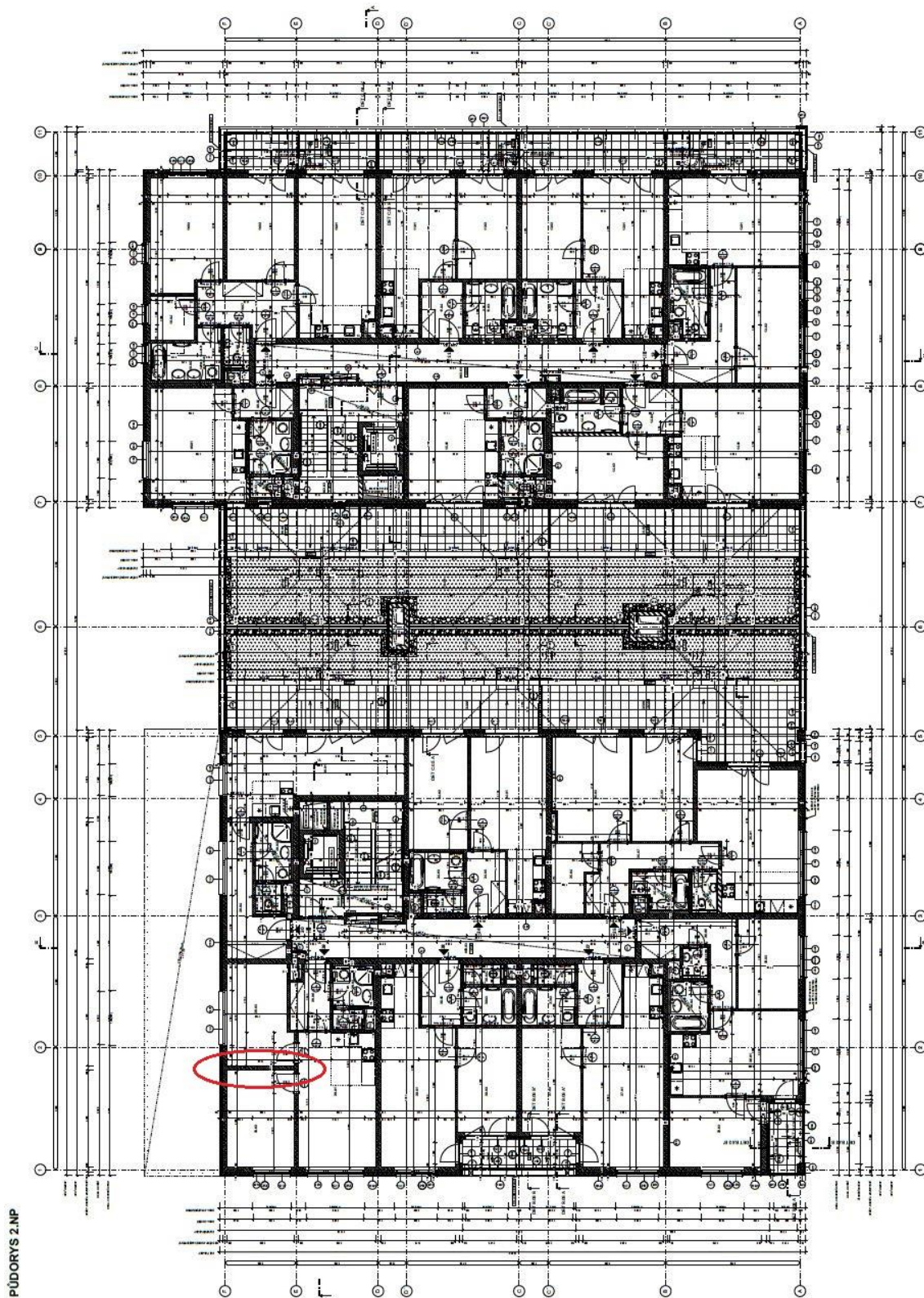
# ŘEZ B-B'



Obrázek 15- Řez B-B vybraným objektem s označením řešené části objektu [7]

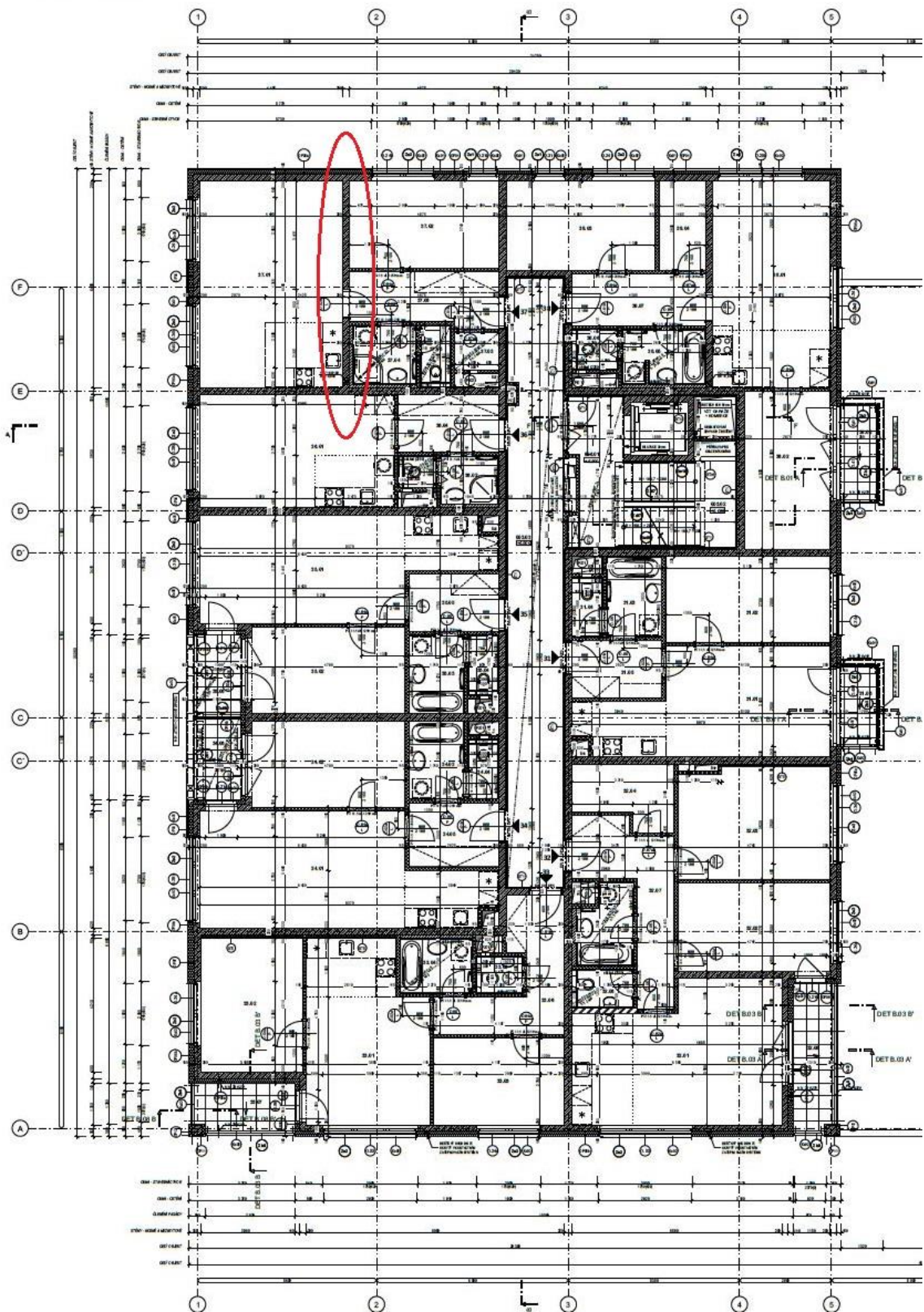


Obrázek 16- Půdorys 1.NP s vyznačením řešené části objektu [7]



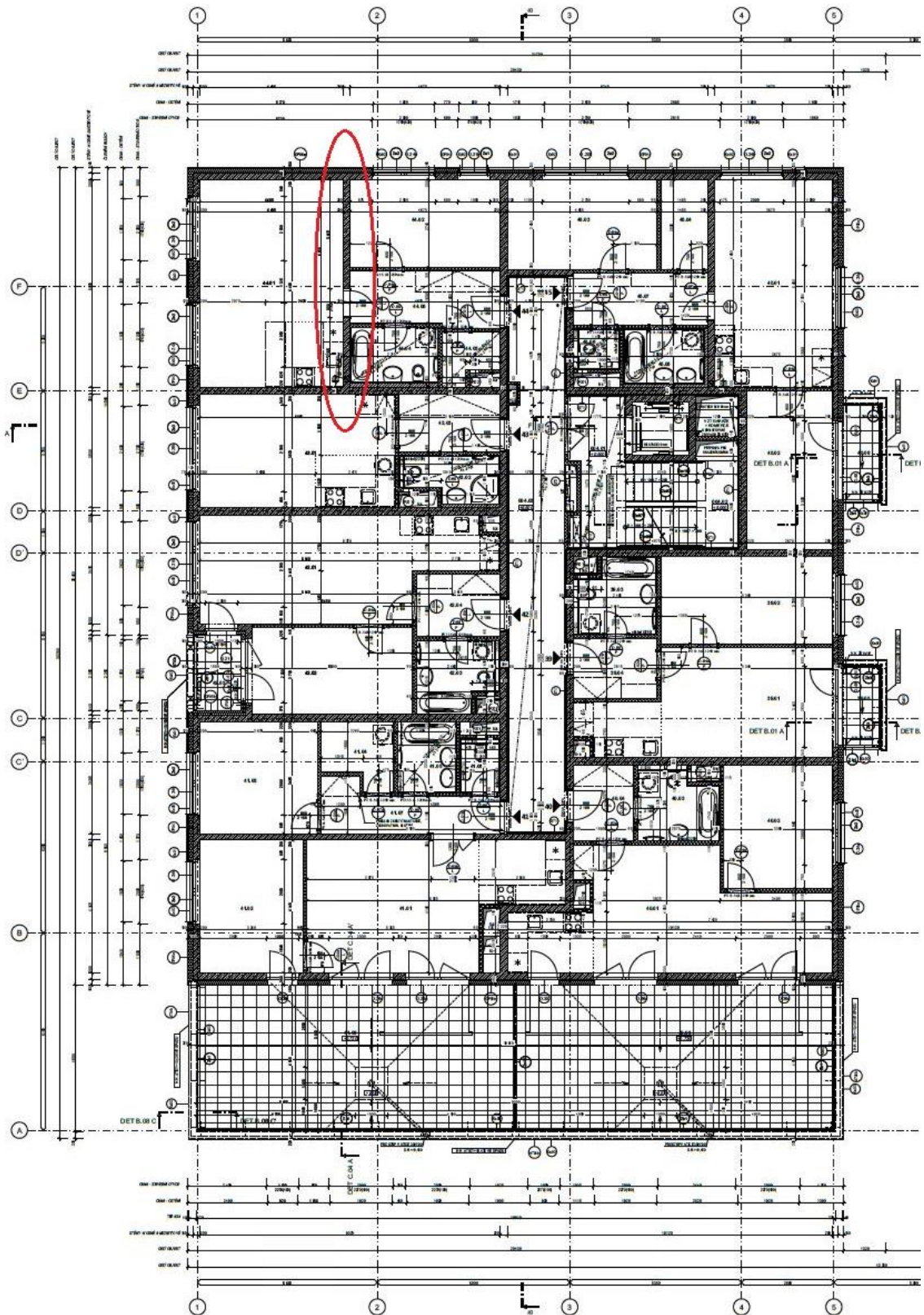
Obrázek 17- PŮdorys 2.NP s vyznačením řešené části objektu [7]

PŮDORYS 3.NP



Obrázek 18- Část půdorysu 3.NP s vyznačením řešené části objektu [7]

PŮDORYS 4.NP



Obrázek 19- Část půdorysu 4.NP s vyznačením řešené části objektu [7]

## 5. Zatížení

Uvedené hodnoty zatížení jsou charakteristické. Pro získání návrhových hodnot zatížení je nutno provést přenásobení patřičnými dílčími součiniteli bezpečnosti, které byly uvažovány hodnotou 1,35 pro stálé a 1,5 pro proměnné zatížení.

### 5.1. Stanovení zatížení

#### 5.1.1. Stálé zatížení

Vlastní tíha železobetonových konstrukcí je uvažována hodnotou  $25 \text{ kN/m}^3$ .

Vlastní tíha keramického zdiva je uvažována hodnotou  $10,2 \text{ kN/m}^3$  pro vnitřní nosné zdivo a hodnotou  $9 \text{ kN/m}^3$  pro obvodové zdivo. Hodnoty vychází z technických listů výrobce. [8]

Suterénní stěny budou zatíženy zemním tlakem od zásypu provedeného z nenamrzavé zeminy o objemové hmotnosti  $19 \text{ kN/m}^3$ .

#### 5.1.2. Zatížení příčkami

Dělicí příčky budou vyžděny ze zdiva Porotherm tl. 80 a 115 mm. Zatížení od příček bylo stanoveno jako součet tíhy všech příček ve vymezených oblastech a následně rovnoměrně rozděleno na konstrukce, které toto zatížení přenáší.

Vlastní tíha příčky je uvažována hodnotou  $8,7 \text{ kN/m}^3$ . [8]

#### 5.1.3. Užitná zatížení

V obytných prostorech je uvažováno zatížení  $1,5 \text{ kN/m}^2$  pro stropní konstrukce. Pro schodiště a balkony pak  $3 \text{ kN/m}^2$ . (Kategorie A dle ČSN EN 1991-1-1)

Pro střechnu nepochozí s výjimkou běžné údržby a oprav je uvažováno zatížení  $0,75 \text{ kN/m}^2$ . (Kategorie H dle ČSN EN 1991-1-1)

Pro střechnu pochozí bude uvažováno se zatížením  $1,5 \text{ kN/m}^2$ . (Kategorie I dle ČSN EN 1991-1-1)

#### 5.1.4. Zatížení sněhem

Budova se nachází v Praze s plošným charakteristickým zatížením  $0,56 \text{ kN/m}^2$ . Konstrukce má plochou střechu.

### 5.2. Výpočet zatížení od skladeb konstrukcí

Byly sestaveny jednotlivé skladby konstrukcí. Pro jednotlivé materiály byly stanoveny objemové hmotnosti, které byly uspořádány do tabulek pro jednotlivé konstrukce. Zatížení od jednotlivých konstrukcí je stanoveno v  $\text{kN/m}^2$  v návrhových hodnotách.

### 5.2.1. Střecha nepochozí

Zatížení	Popis	Objem. hm. [kN/m <sup>3</sup> ]	Tl. [m]	Char. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]	γ	Návrh. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]
STÁLÉ	Asfaltové pásy 2x		0,01	0,090	1,35	0,122
	Polystyren EPS 100 S	0,2	0,42	0,084	1,35	0,113
	Parozábrana- asfalt		0,005	0,040	1,35	0,054
	ŽB deska	25	0,22	5,500	1,35	7,425
	Celkem				5,714	
PROMĚNNÉ	Sníh			0,560	1,5	0,840
	CELKEM			6,274		8,554

### 5.2.2. Podlaha byty

Zatížení	Popis	Objem. hm. [kN/m <sup>3</sup> ]	Tl. [m]	Char. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]	γ	Návrh. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]
STÁLÉ	Keramická dlažba	22	0,01	0,220	1,35	0,297
	Anhydritový potěr	21	0,04	0,840	1,35	1,134
	EPS-T 4000	0,135	0,03	0,004	1,35	0,005
	EPS 100 Z	0,2	0,05	0,010	1,35	0,014
	ŽB deska	25	0,22	5,500	1,35	7,425
	Celkem				6,574	
PROMĚNNÉ	Užitné- obytné budovy A			1,500	1,5	2,250
	CELKEM			8,074		11,125

### 5.2.3. Vnitřní nosná stěna z keramického zdiva

Zatížení	Popis	Objem. hm. [kN/m <sup>3</sup> ]	Tl. [m]	Char. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]	γ	Návrh. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]
STÁLÉ	Omítka	20	0,015	0,300	1,35	0,405
	Keramická stěna	10,2	0,25	2,550	1,35	3,443
	Omítka	20	0,015	0,300	1,35	0,405
	Celkem				3,150	



5.2.4. Vnitřní nosná stěna ze železobetonu tl. 200 mm

Zatížení	Popis	Objem. hm. [kN/m <sup>3</sup> ]	Tl. [m]	Char. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]	γ	Návrh. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]
STÁLÉ	Omítka	20	0,015	0,300	1,35	0,405
	ŽB	25	0,2	5,000	1,35	6,750
	Omítka	20	0,015	0,300	1,35	0,405
	Celkem			5,600		7,560

5.2.5. Vnitřní nosná stěna ze železobetonu tl.300 mm

Zatížení	Popis	Objem. hm. [kN/m <sup>3</sup> ]	Tl. [m]	Char. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]	γ	Návrh. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]
STÁLÉ	Omítka	20	0,015	0,300	1,35	0,405
	ŽB	25	0,3	7,500	1,35	10,125
	Omítka	20	0,015	0,300	1,35	0,405
	Celkem			8,100		10,935

5.2.6. Obvodová stěna z keramického zdiva

Zatížení	Popis	Objem. hm. [kN/m <sup>3</sup> ]	Tl. [m]	Char. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]	γ	Návrh. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]
STÁLÉ	Omítka- vnitřní	20	0,015	0,300	1,35	0,405
	Keramická stěna	9	0,24	2,160	1,35	2,916
	Minerální vata	0,4	0,16	0,064	1,35	0,086
	Lepící a stěrková vrstva	20	0,006	0,120	1,35	0,162
	Celkem			2,644		3,569

5.2.7. Obvodová stěna ze železobetonu

Zatížení	Popis	Objem. hm. [kN/m <sup>3</sup> ]	Tl. [m]	Char. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]	γ	Návrh. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]
STÁLÉ	Omítka- vnitřní	20	0,015	0,300	1,35	0,405
	ŽB	25	0,2	5,000	1,35	6,750
	Minerální vata	0,4	0,16	0,064	1,35	0,086
	Lepící a stěrková vrstva	20	0,006	0,120	1,35	0,162
Celkem			5,484		7,403	

## 5.2.7.1. Příčky

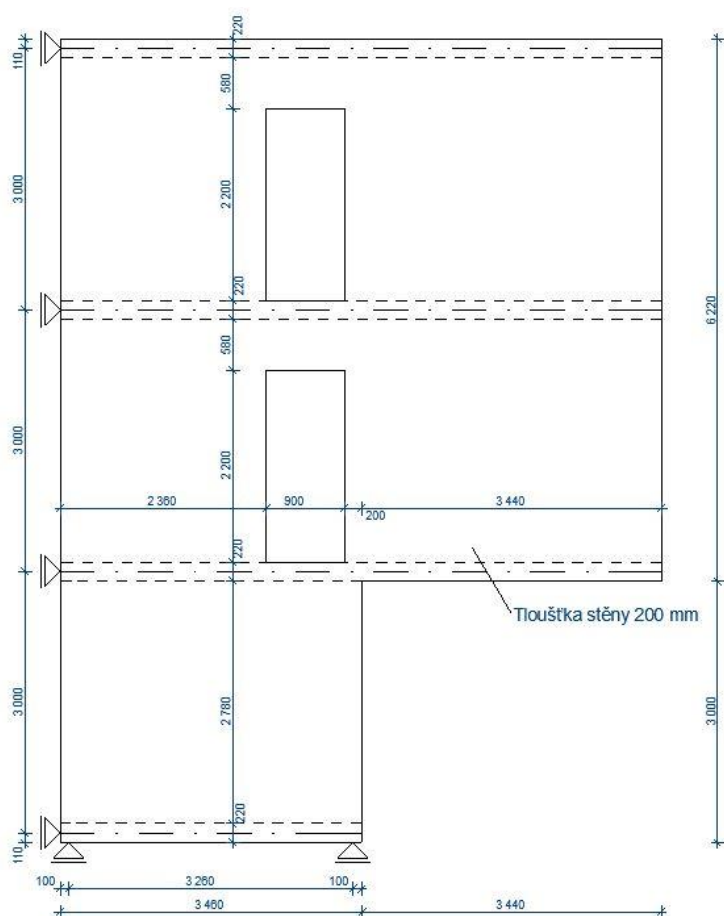
Zatížení	Popis	Objem. hm. [kN/m <sup>3</sup> ]	Tl. [m]	Char. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$	Návrh. zat. [kN/m <sup>2</sup> ]
STÁLÉ	Omítka	20	0,015	0,300	1,35	0,405
	Porotherm 11,5	8,7	0,115	1,001	1,35	1,351
	Omítka	20	0,015	0,300	1,35	0,405
	Celkem				1,601	

## 6. Vybraná část konstrukce

Pro další postup byla vybrána část objektu, ve které se nachází stěnové nosníky. Tyto nosníky slouží k vynesení zatížení od vykonzolované části objektu. Z této části byl zvolen jeden ze pěti stěnových nosníků, u kterého byl proveden následný výpočet a návrh výztuže.

### 6.1. Statické schéma stěnového nosníku

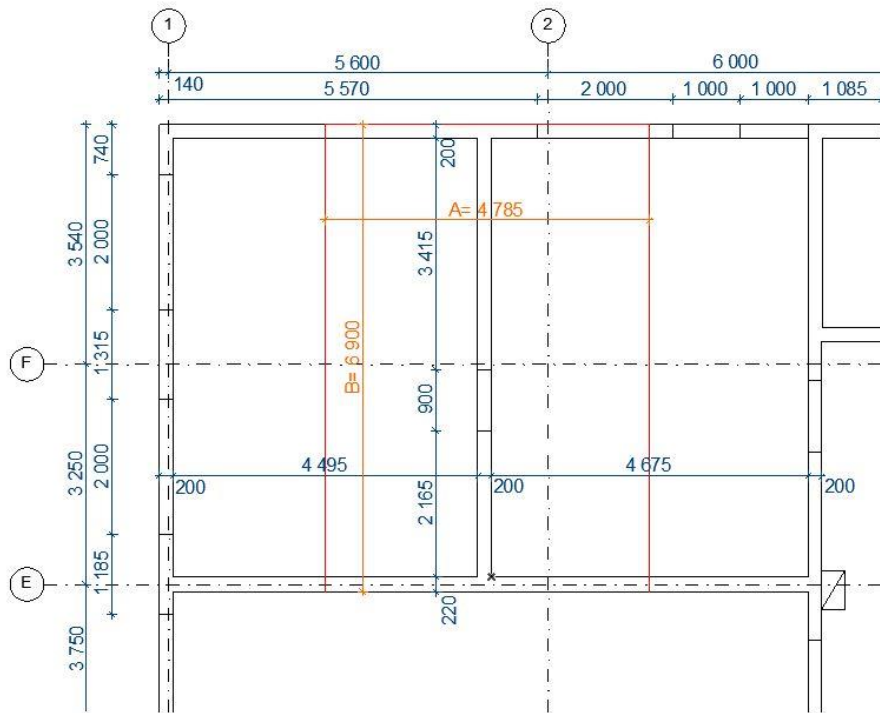
Stěnový nosník je ve spodní části podporován dvěma sloupy a v každém patře je vodorovnému posunu zabráněno stropní deskou. Nosník byl proto podepřen posuvnými klouby v těchto místech.



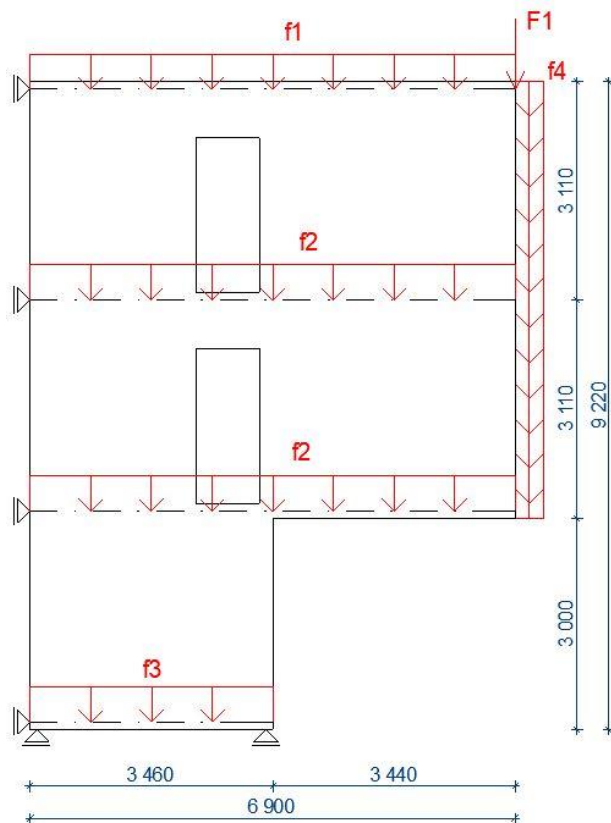
Obrázek 20- Schéma stěnového nosníku

### 6.2. Zatížení na stěnový nosník

Pro výpočet zatížení byla stanovena zatěžovací plocha o rozměrech  $A = 4,785$  m a  $B = 6,9$  m. Na stěnový nosník navazují tři podlaží, která jsou tvořena keramickým zdivem. Přepočtení zatížení na stěnový nosník byl proveden z návrhových hodnot zatížení a výsledné hodnoty jsou v kN/m, nebo v kN.



Obrázek 21- Schéma zatěžovací plochy na stěnový nosník



Obrázek 22- Schéma zatížení působících na stěnový nosník

## 6.2.1. Návrhové liniové a bodové zatížení

### 6.2.1.1. Zatížení f1

Popis	Zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]	Šířka [m]	Počet podlaží	Zatížení [kN/m]
Střecha	8,554	4,785	1	40,930
Podlaží	11,125	4,785	3	159,699
Stěna vnitřní nosná zděnná	4,253	2,800	3	35,721
Příčky	2,161	1,9	3	12,300
Celkem f1				248,650

### 6.2.1.2. Zatížení f2

Popis	Zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]	Šířka [m]	Počet podlaží	Zatížení [kN/m]
Podlaží	11,125	4,785	1	53,233
Stěna vnitřní nosná ŽB	7,560	2,8	1	21,168
Příčky	2,161	1,9	1	4,100
Celkem f2				78,501

### 6.2.1.3. Zatížení f3

Popis	Zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]	Šířka [m]	Počet podlaží	Zatížení [kN/m]
Podlaží	11,125	4,785	1	53,233
Stěna vnitřní nosná ŽB	7,560	2,8	1	21,168
Celkem f3				74,401

### 6.2.1.4. Zatížení f4

Popis	Zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]	Šířka [m]	Zatížení [kN/m]
Stěna obvodová ŽB	7,403	4,785	35,425
Celkem f4			35,425

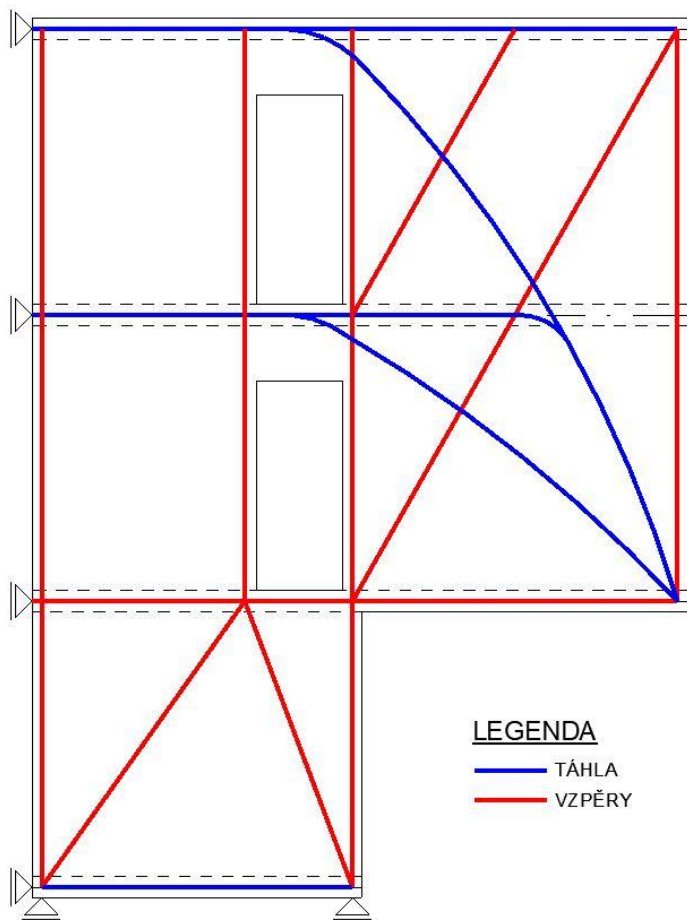
### 6.2.1.5. Zatížení F1

Popis	Zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]	Šířka [m]	Výška [m]	Počet podlaží	Zatížení [kN]
Stěna obvodová zděná	3,569	4,785	2,8	3	143,468
Celkem F1					143,468

## 7. Návrh a posouzení na MSÚ pomocí metody příhradové analogie

V první řadě byl proveden myšlenkový odhad, jak by mohlo vypadat napětí ve stěnovém nosníku a jak by mohly vypadat tlačené a tažené trajektorie. Poté byl vybraný stěnový nosník vymodelován v programu Scia Engineering, kde byl po vnesení zatížení a určení základních materiálových charakteristik proveden výpočet. Poté byly vykresleny trajektorie tlakových vnitřních sil, na základě, kterých byly vytvořeny dvě varianty příhradového modelu konstrukce, se kterými se nadále pokračovalo. Obě dvě tyto konstrukce byly také vymodelovány v programu Scia Engineering, kde bylo zatížení působící na konstrukci rovnoměrně podle zatěžovací šířky rozděleno do styčniců. Ve vykreslení modelů náhradní příhradoviny jsou rozlišovány tlačené a tažené pruty barvami. Tažené pruty jsou vyznačeny modrou barvou a tlačené pruty barvou červenou.

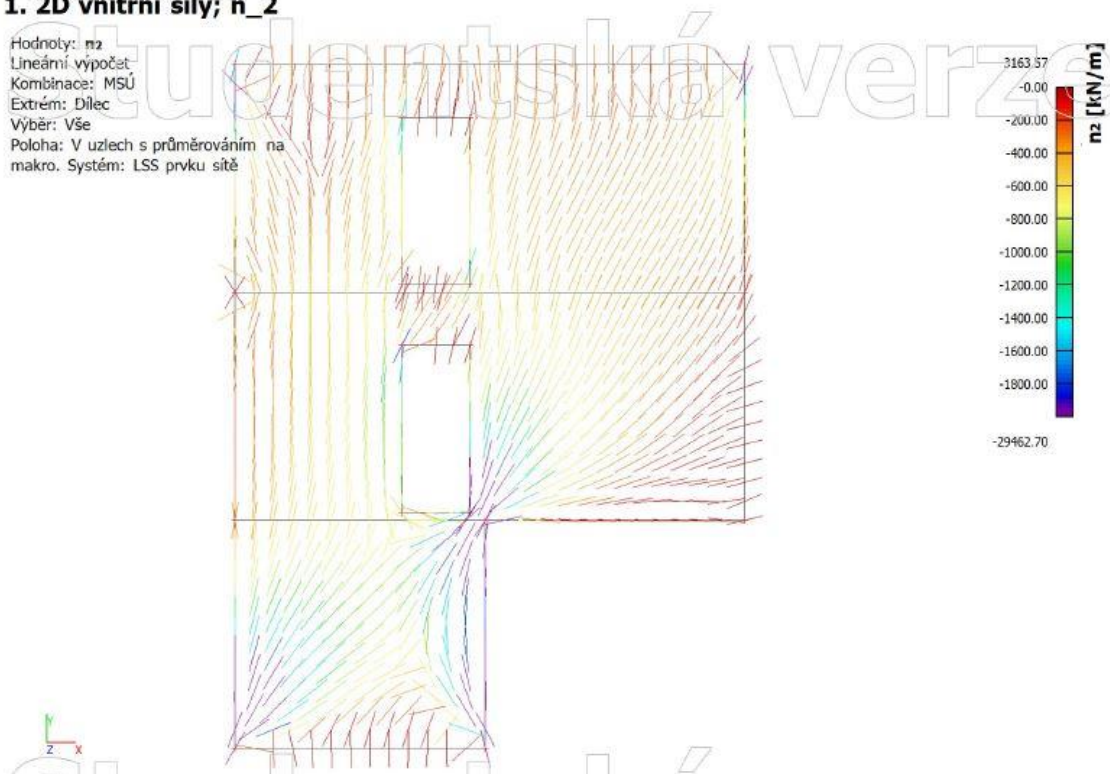
Jelikož jsou navržené příhradové modely staticky neurčité, má na rozdělení vnitřních sil v konstrukci vliv i rozměr použitých průřezů a materiál jednotlivých prvků. Vhodné rozměry je nutno najít iteračně. Při modelování příhradové konstrukce byly pro začátek zvoleny tlačené pruty z betonu o rozměrech 200 x 200 mm a tažené z oceli o rozměrech 20 x 200 mm. Následná úprava rozměrů jednotlivých prutů proběhne až po vytvoření finálního modelu.



Obrázek 23- Myšlenkový odhad trajektorií před provedením výpočtu v programu

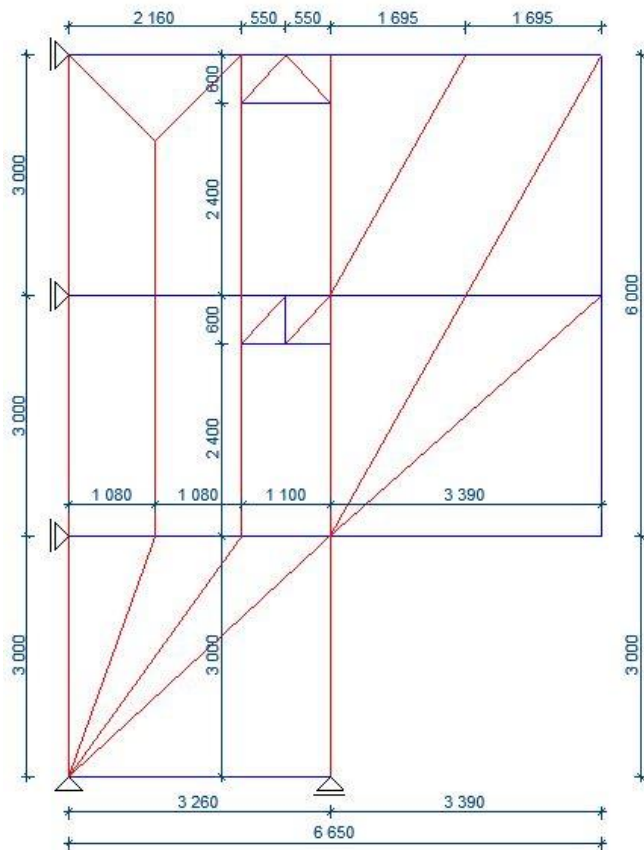
### 1. 2D vnitřní síly; n<sub>2</sub>

Hodnoty: n<sub>2</sub>  
 Lineární výpočet  
 Kombinace: MSÚ  
 Extrém: Dílec  
 Výběr: Vše  
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



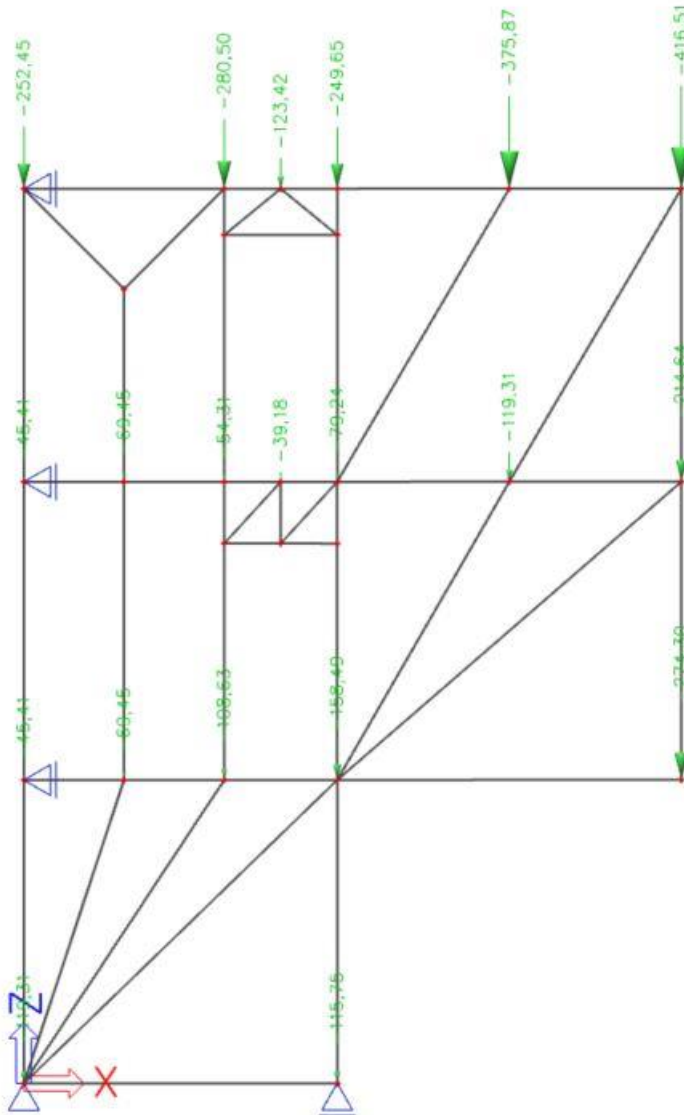
Obrázek 24- Tlakové trajektorie vnitřních sil stěnového nosníku

## 7.1. Model A



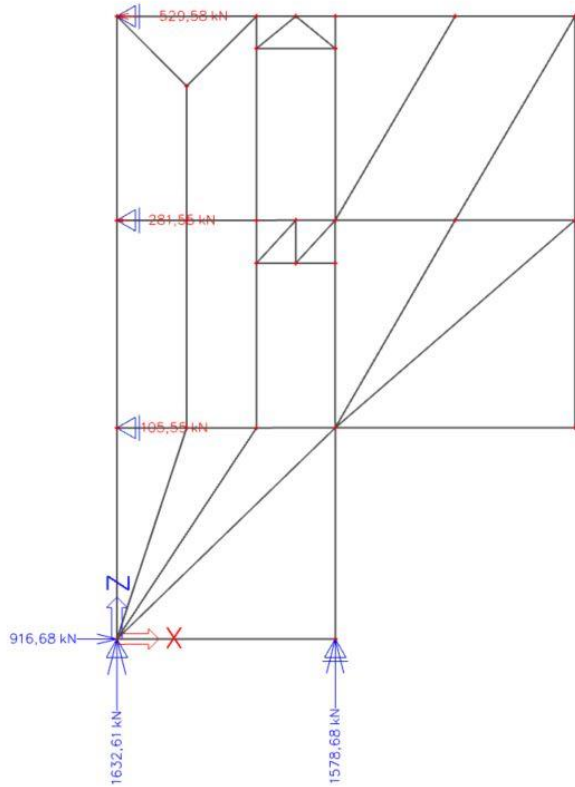
Obrázek 25- Model A



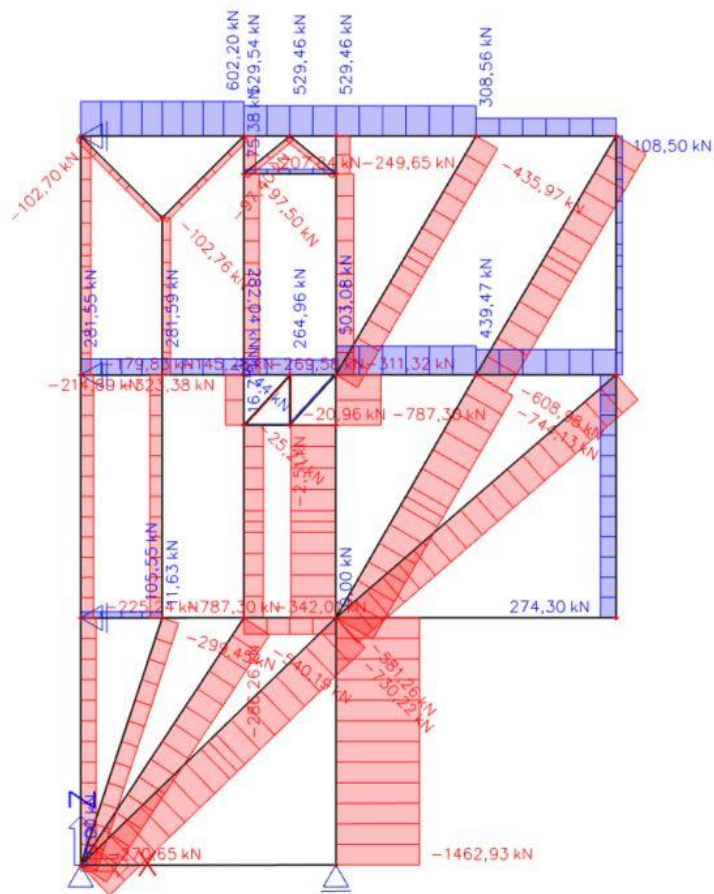


Obrázek 26- Rozložení zatížení do styčnicků v modelu A

Model A představuje konstrukci převážně tlačenu, ve vykonzolované části stěnového nosníku se nachází hlavně šikmé vzpěry, které přenáší svislé reakce. Pro zachycení vodorovných tahových sil jsou zde vytvořena vodorovná táhla. Ve spodní části konstrukce jsou vytvořeny vzpěry pro možné zajištění stejnoměrného rozdělení svislých reakcí.

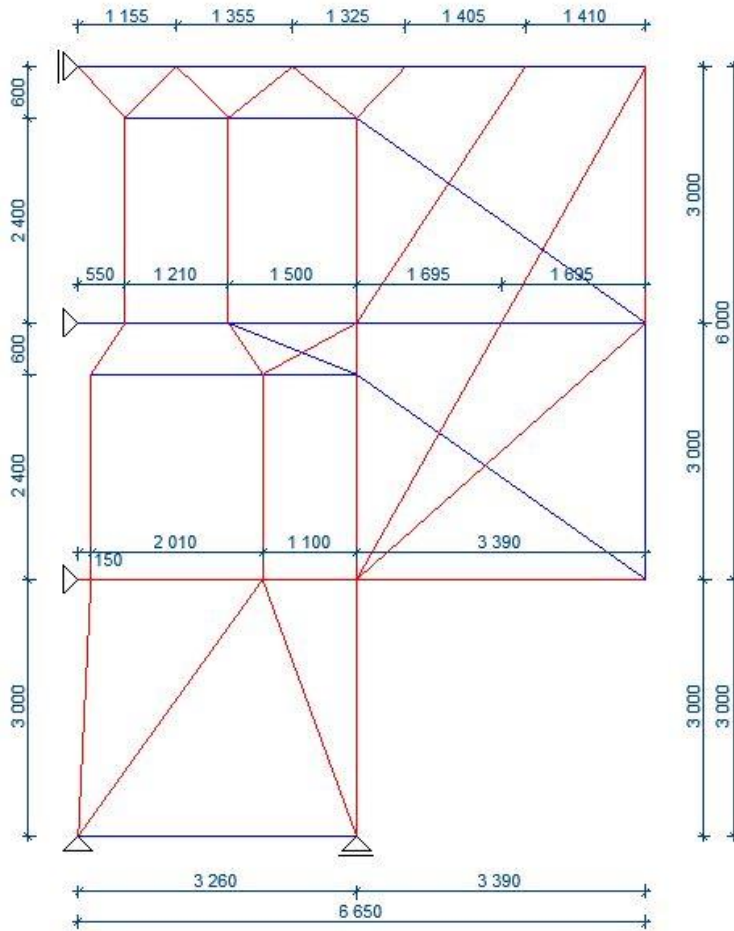


Obrázek 27- Model A- reakce

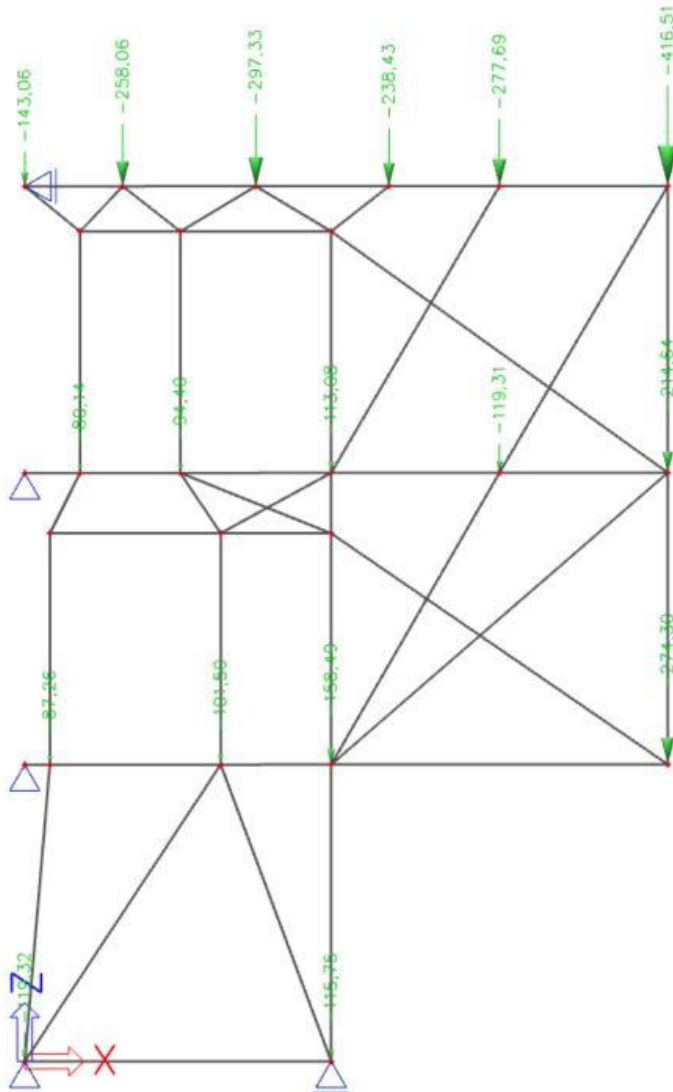


Obrázek 28- Model A- normálové síly

## 7.2. Model B

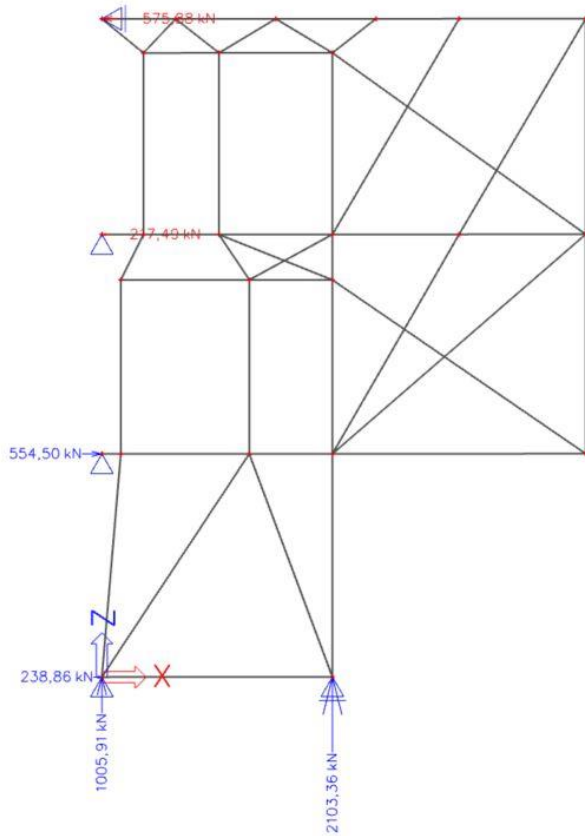


Obrázek 29- Model B

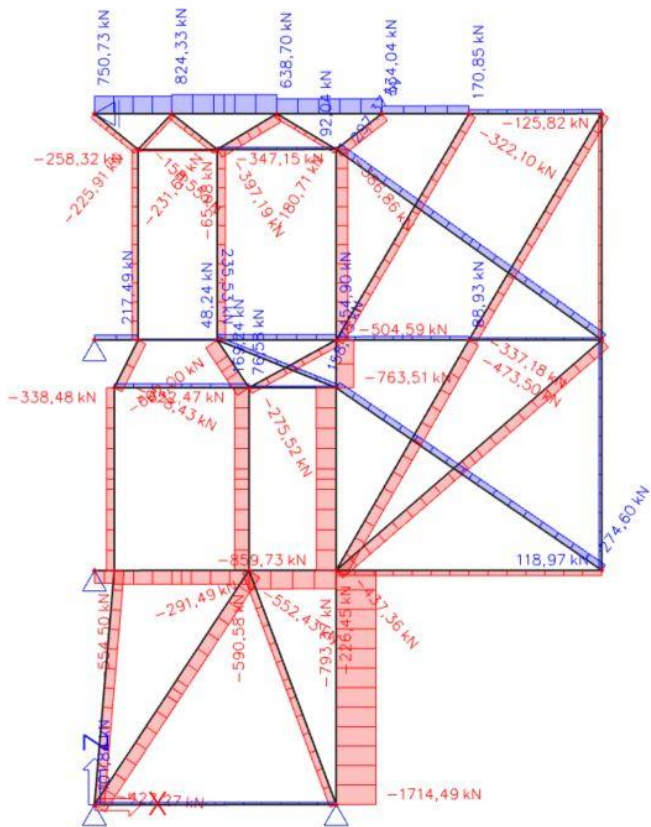


Obrázek 30- Rozložení zatížení do styčnicků v modelu B

Do modelu B byla přidána do vykonzolované části táhla tak, aby ulehčila vzpěrám, dále byla upravena vnitřní část stěnového nosníku a ve spodní části byly přeorganizovány vzpěry tak, aby z prostředního svislého prutu přenášely zatížení do obou svislých podpor. Tím mělo být zohledněno možné klenbové působení spodní části stěnového nosníku. U tohoto modelu je možnost, že pravá podpora bude více zatěžována a v konstrukci bude v dané oblasti vznikat vysoké napětí.



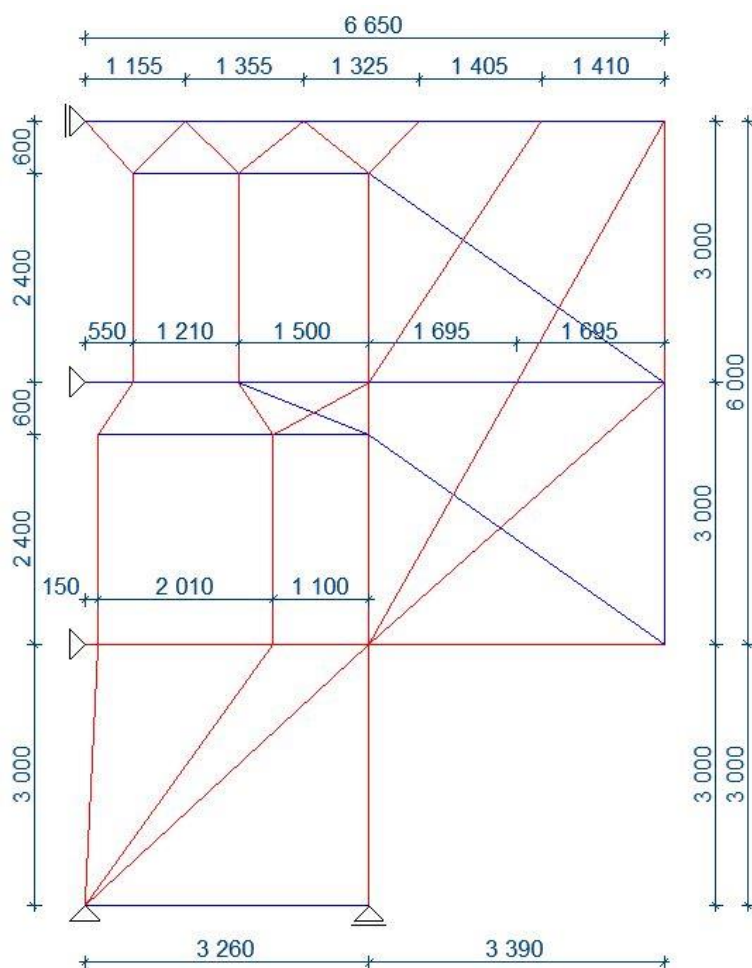
Obrázek 31- Model B- reakce



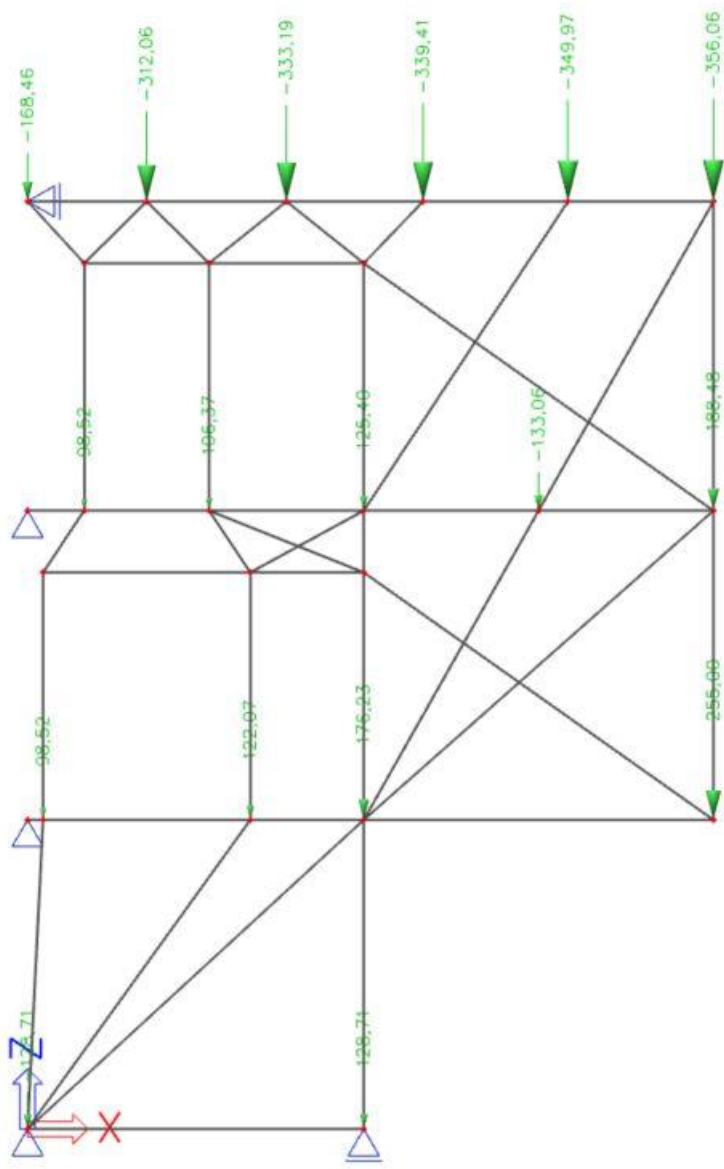
Obrázek 32- Model B- normálové síly

### 7.3. Výsledný model

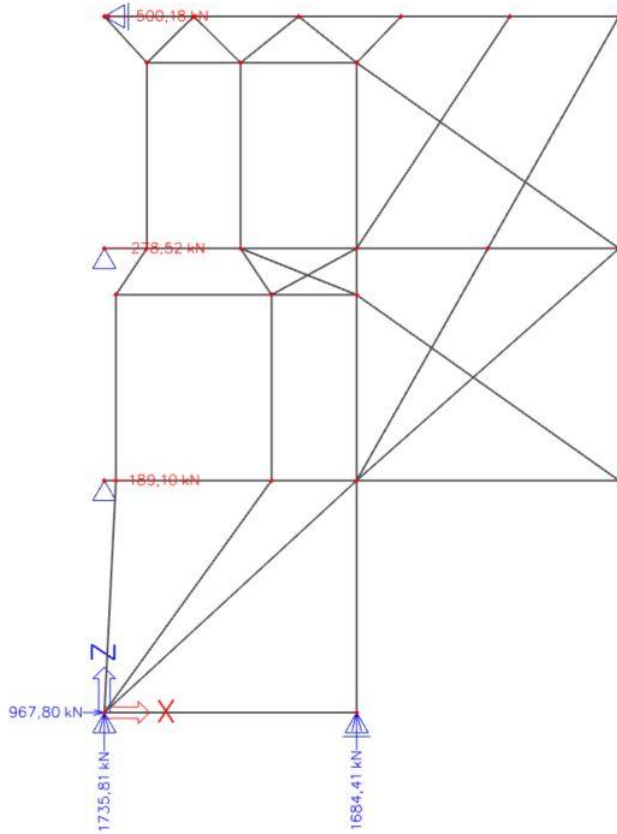
Pro další práci bylo nutno zložit jeden model. Po zvážení získaných výsledků, předností a nevýhod obou modelů bylo rozhodnuto vytvořit výsledný model jejich kombinací. A to následujícím způsobem. Horní část byla převzata z modelu B, protože táhla ve vykonzolované části, odlehčují vzpěry. výhodou je také méně svislých vzpěr v podepřené části. Z modelu A byla zachována spodní část, která roznáší zatížení rovnoměrně na obě svislé podpory. Po drobných úpravách geometrie byl získán model zobrazený na následujícím obrázku.



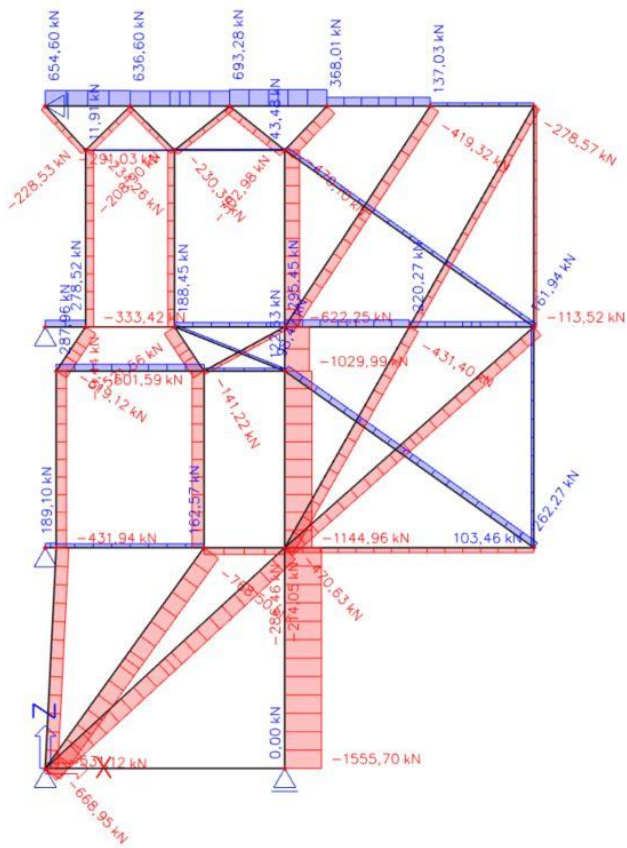
Obrázek 33- Výsledná příhradová konstrukce



Obrázek 34- Rozložení zatížení do styčníků ve výsledném modelu



Obrázek 35- Výsledný model- reakce



Obrázek 36- Výsledný model- normálové síly



### 7.3.1. Úprava rozměrů prutů modelu náhradní příhradoviny

Úpravu rozměrů jednotlivých prutů příhradoviny je potřeba provést z důvodu změny tuhosti jednotlivých prvků a následně tak dojde k přerozdělení vnitřních sil. Z důvodů, že by mohlo dojít k nekonečně mnoha změnám průřezu, než by se dosáhlo ideálního stavu bylo stanoveno, že průřez bude změněn, pokud se vnitřní síla v daném prutu bude lišit o více jak 5 % od předchozího modelu. Nejmenším ocelovým prvkem potom bude prut 1x200 mm a betonovým prvkem prut 20x200 mm. Dále bylo definováno, že tloušťky ocelových prutů se budou měnit po 1 mm a betonových po 10 mm. Šířka jednotlivých prvků zůstane stejná po celou dobu, a bude 200 mm stejně jako je tloušťka stěny.

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro úpravu ocelového prutu:

$$a_t = \frac{F_t}{200 \cdot f_{yd}} \quad (9)$$

Pro úpravu betonového prutu:

$$a_c = \frac{F_c}{200 \cdot f_{cd}} \quad (10)$$

Kde:  $f_{yd}$  = návrhová pevnost oceli, tedy 434,78 MPa

$f_{cd}$  = návrhová pevnost betonu, tedy 20 MPa

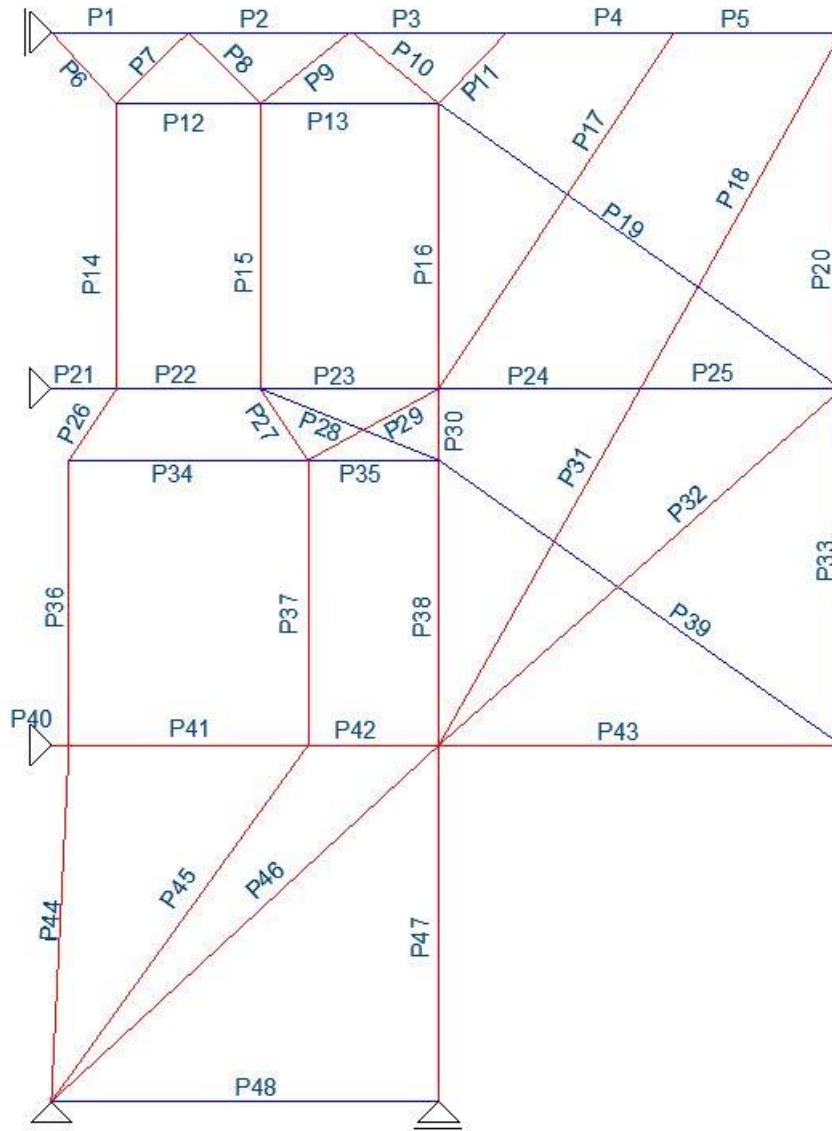
$F_t$  = tahová síla v prutu

$F_c$  = tlaková síla v prutu

$a_t$  = výsledná tloušťka ocelového prutu

$a_c$  = výsledná tloušťka betonového prutu

Pro zjednodušení výpočtu byly vytvořeny tabulky. Každý prut má své označení a je přiřazen k taženým nebo tlačným. V tabulce se nachází označení prutu, síla v něm působící, jaká tloušťka prvku vychází podle vnitřní síly a jaká tloušťka prvku byla zvolena pro další výpočet. V dalších tabulkách se ještě objevuje sloupec vyjadřující o kolik procent se nynější výsledek liší od předchozí iterace.



Obrázek 37- Označení prutů

7.3.1.1. Vnitřní síly s původními rozměry prutů a návrh nových

Prut	$F_t$ [N]	$a_t$ [mm]	$A_t$ [mm]	Prut	$F_c$ [N]	$a_c$ [mm]	$A_c$ [mm]
P1	654600	7,5	8	P6	228530	57,1	60
P2	636600	7,3	8	P7	234260	58,6	60
P3	693280	8,0	8	P8	208900	52,2	60
P4	368010	4,2	5	P9	230390	57,6	60
P5	137030	1,6	2	P10	302980	75,7	80
P12	11910	0,1	1	P11	470100	117,5	120
P13	43480	0,5	1	P14	333420	83,4	100
P19	161940	1,9	2	P15	291030	72,8	80
P21	278520	3,2	4	P16	622250	155,6	170
P23	188450	2,2	3	P17	419320	104,8	110
P24	295450	3,4	4	P18	278570	69,6	80
P25	220270	2,5	3	P20	113520	28,4	50
P28	98470	1,1	2	P22	9440	2,4	20
P33	103460	1,2	2	P26	519120	129,8	150
P34	287960	3,3	4	P27	521560	130,4	150
P35	122530	1,4	2	P29	141220	35,3	50
P39	262270	3,0	4	P30	1029990	257,5	260
P40	189100	2,2	3	P31	431400	107,9	110
P41	16257	0,2	1	P32	470630	117,7	120
P48	0	0,0	1	P36	431940	108,0	110
				P37	501590	125,4	150
				P38	1144960	286,2	300
				P42	286460	71,6	80
				P43	214050	53,5	60
				P44	531130	132,8	150
				P45	768500	192,1	200
				P46	668950	167,2	170
				P47	1555700	388,9	400

7.3.1.2. Vnitřní síly po první úpravě prutů a návrh nových rozměrů

Prut	F <sub>t</sub> [N]	a <sub>t</sub> [mm]	A <sub>t</sub> [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]	Prut	F <sub>c</sub> [N]	a <sub>t</sub> [mm]	A <sub>t</sub> [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]
P1	670210	7,7	8	2,38	P6	228530	57,1	60	0,00
P2	606270	7,0	8	5,00	P7	266600	66,7	70	13,81
P3	729460	8,4	9	5,22	P8	176560	44,1	50	18,32
P4	404190	4,6	5	9,83	P9	187810	47,0	50	22,67
P5	173210	2,0	2	26,40	P10	345560	86,4	90	14,05
P12	34880	0,4	1	192,86	P11	470100	117,5	120	0,00
P13	56160	0,6	1	29,16	P14	356190	89,0	90	6,83
P19	136730	1,6	2	18,44	P15	241650	60,4	70	20,43
P21	235730	2,7	3	18,15	P16	634280	158,6	170	1,93
P23	119870	1,4	2	57,21	P17	419320	104,8	110	0,00
P24	290000	3,3	4	1,88	P18	352120	88,0	90	26,40
P25	214820	2,5	3	2,54	P20	49490	12,4	20	129,38
P28	92690	1,1	2	6,24	P22	67410	16,9	20	614,09
P33	129900	1,5	2	25,56	P26	546500	136,6	150	5,27
P34	303140	3,5	4	5,27	P27	459640	114,9	120	13,47
P35	90640	1,0	2	35,18	P29	48370	12,1	20	191,96
P39	216510	2,5	2	21,14	P30	1086490	271,6	280	5,49
P40	25500	0,3	1	641,57	P31	504950	126,2	130	17,05
P48	0	0,0	1	0,00	P32	435880	109,0	110	7,97
					P36	454710	113,7	120	5,27
					P37	405610	101,4	110	23,66
					P38	1177170	294,3	300	2,81
					P41	2160	0,5	20	652,64
					P42	382090	95,5	100	33,38
					P43	176710	44,2	50	21,13
					P44	553920	138,5	150	4,29
					P45	650220	162,6	170	18,19
					P46	502040	125,5	150	33,25
					P47	1741930	435,5	450	11,97

7.3.1.3. Vnitřní síly po druhé úpravě prutů a návrh nových rozměrů

Prut	F <sub>t</sub> [N]	a <sub>t</sub> [mm]	A <sub>t</sub> [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]	Prut	F <sub>c</sub> [N]	a <sub>t</sub> [mm]	A <sub>t</sub> [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]
P1	688380	7,9	8	2,71	P6	228530	57,1	60	0,00
P2	615590	7,1	8	1,54	P7	272840	68,2	70	2,34
P3	751770	8,6	9	3,06	P8	170320	42,6	50	3,66
P4	426510	4,9	5	5,52	P9	179480	44,9	50	4,64
P5	195530	2,2	3	12,89	P10	353890	88,5	90	2,41
P12	39300	0,5	1	12,67	P11	470100	117,5	120	0,00
P13	58520	0,7	1	4,20	P14	360580	90,1	90	1,23
P19	131650	1,5	2	3,86	P15	232060	58,0	70	4,13
P21	187070	2,2	3	26,01	P16	636550	159,1	170	0,36
P23	64170	0,7	1	86,80	P17	419320	104,8	110	0,00
P24	298810	3,4	4	3,04	P18	397480	99,4	100	12,88
P25	223630	2,6	3	4,10	P20	10000	2,5	20	394,90
P28	62340	0,7	1	48,68	P22	119000	29,8	30	76,53
P29	4170	0,0	1	1059,95	P26	551770	137,9	150	0,96
P33	170590	2,0	2	31,32	P27	434560	108,6	110	5,77
P34	306070	3,5	4	0,97	P30	1113920	278,5	280	2,52
P35	61360	0,7	1	47,72	P31	550310	137,6	150	8,98
P39	146090	1,7	2	48,20	P32	442110	110,5	110	1,43
P48	0	0,0	1	0,00	P36	459100	114,8	120	0,97
					P37	359580	89,9	100	12,80
					P38	1175180	293,8	300	0,17
					P40	4570	1,1	20	457,99
					P41	32450	8,1	20	1402,31
					P42	379240	94,8	100	0,75
					P43	119240	29,8	30	48,20
					P44	558320	139,6	150	0,79
					P45	593500	148,4	170	9,56
					P46	464480	116,1	120	8,09
					P47	1809000	452,3	450	3,85

## 7.3.1.4. Vnitřní síly po třetí úpravě prutů a návrh nových rozměrů

Prut	$F_t$ [N]	$a_t$ [mm]	$A_t$ [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]	Prut	$F_c$ [N]	$a_t$ [mm]	$A_t$ [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]
P1	703270	8,1	8	2,16	P6	228530	57,1	60	0,00
P2	632050	7,3	8	2,67	P7	271730	67,9	70	0,41
P3	766750	8,8	9	1,99	P8	171430	42,9	50	0,65
P4	441490	5,1	5	3,51	P9	180430	45,1	50	0,53
P5	210510	2,4	3	7,66	P10	352930	88,2	90	0,27
P12	38520	0,4	1	2,02	P11	470100	117,5	120	0,00
P13	57690	0,7	1	1,44	P14	359800	90,0	90	0,22
P19	131540	1,5	2	0,08	P15	233430	58,4	70	0,59
P20	16520	0,2	1	65,20	P16	635890	159,0	170	0,10
P21	154120	1,8	2	21,38	P17	419320	104,8	110	0,00
P23	41770	0,5	1	53,63	P18	427930	107,0	100	7,66
P24	281580	3,2	4	6,12	P22	151430	37,9	40	27,25
P25	206400	2,4	3	8,35	P26	550840	137,7	150	0,17
P28	48960	0,6	1	27,33	P27	430240	107,6	110	1,00
P29	10060	0,1	1	141,25	P30	1116080	279,0	280	0,19
P33	181710	2,1	3	6,52	P31	580760	145,2	150	5,53
P34	305550	3,5	4	0,17	P32	418980	104,7	110	5,52
P35	58060	0,7	1	5,68	P36	458320	114,6	120	0,17
P39	126840	1,5	2	15,18	P37	353170	88,3	100	1,81
P48	0	0,0	1	0,00	P38	1171190	292,8	300	0,34
					P40	24070	6,0	20	426,70
					P41	51920	13,0	20	60,00
					P42	394090	98,5	100	3,92
					P43	103520	25,9	30	15,19
					P44	557540	139,4	150	0,14
					P45	585600	146,4	170	1,35
					P46	419770	104,9	110	10,65
					P47	1846470	461,6	450	2,07

7.3.1.5. Vnitřní síly po čtvrté úpravě prutů a návrh nových rozměrů

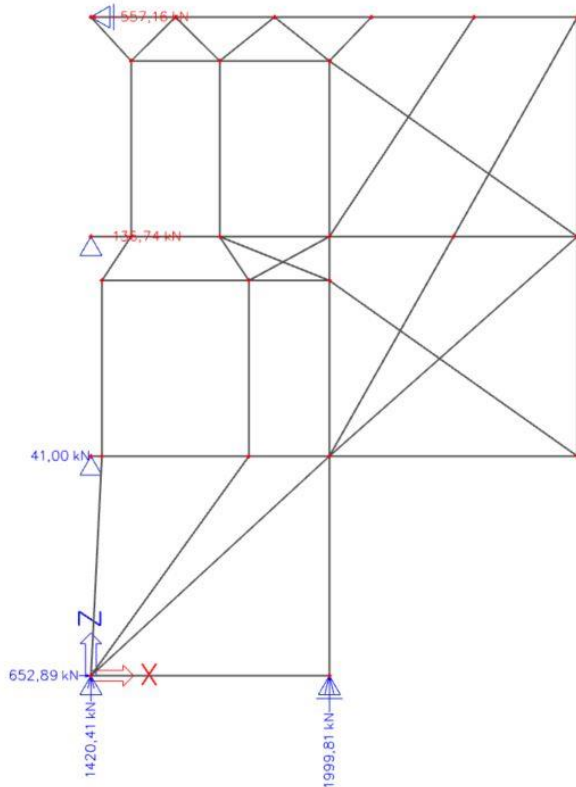
Prut	F <sub>t</sub> [N]	a <sub>t</sub> [mm]	A <sub>t</sub> [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]	Prut	F <sub>c</sub> [N]	a <sub>t</sub> [mm]	A <sub>t</sub> [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]
P1	709580	8,2	8	0,90	P6	228530	57,1	60	0,00
P2	642880	7,4	8	1,71	P7	268560	67,1	70	1,18
P3	764530	8,8	9	0,29	P8	174610	43,7	50	1,85
P4	439270	5,1	5	0,51	P9	188780	47,2	50	4,63
P5	208290	2,4	3	1,07	P10	344580	86,1	90	2,42
P12	36260	0,4	1	6,23	P11	470100	117,5	120	0,00
P13	59700	0,7	1	3,48	P14	357570	89,4	90	0,62
P19	142000	1,6	2	7,95	P15	240880	60,2	70	3,19
P20	12590	0,1	1	31,22	P16	636720	159,2	170	0,13
P21	140650	1,6	2	9,58	P17	419320	104,8	110	0,00
P23	39390	0,5	1	6,04	P18	423420	105,9	100	1,07
P24	280860	3,2	4	0,26	P22	163410	40,9	50	7,91
P25	205680	2,4	3	0,35	P26	548150	137,0	150	0,49
P28	42160	0,5	1	16,13	P27	436170	109,0	110	1,38
P29	11960	0,1	1	18,89	P30	1117810	279,5	280	0,16
P33	190740	2,2	3	4,97	P31	576250	144,1	150	0,78
P34	304060	3,5	4	0,49	P32	429420	107,4	110	2,49
P35	51620	0,6	1	12,48	P36	456090	114,0	120	0,49
P39	111210	1,3	2	14,05	P37	357190	89,3	100	1,14
P48	0	0,0	1	0,00	P38	1166410	291,6	300	0,41
					P40	29650	7,4	20	23,18
					P41	57380	14,3	20	10,52
					P42	402450	100,6	100	2,12
					P43	90770	22,7	30	14,05
					P44	555300	138,8	150	0,40
					P45	590560	147,6	170	0,85
					P46	398680	99,7	100	5,29
					P47	1858970	464,7	470	0,68

7.3.1.6. Vnitřní síly po páté úpravě prutů a finální rozměr prutů

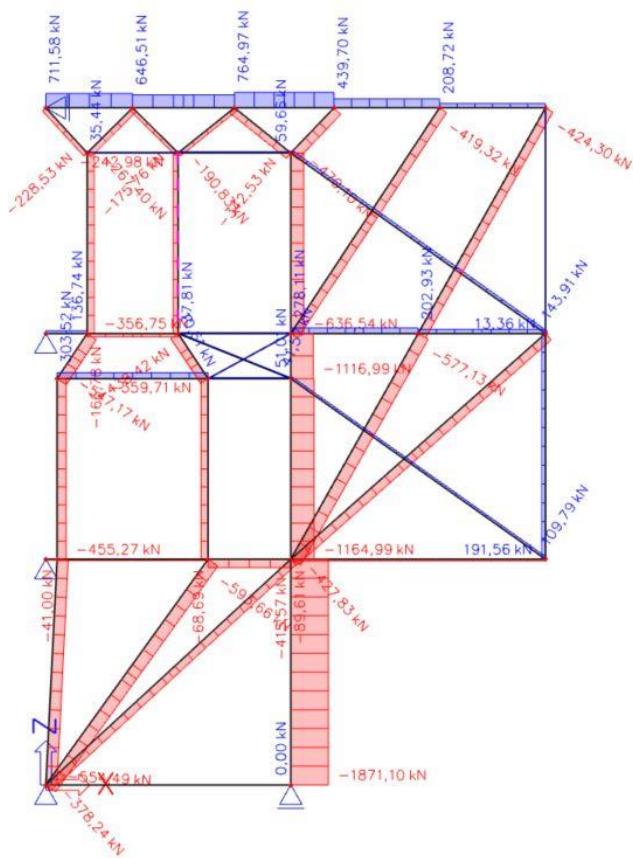
Prut	Ft [N]	at [mm]	At [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]	Prut	Fc [N]	at [mm]	At [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]
P1	711580	8,2	8	0,28	P6	228530	57,1	60	0,00
P2	646510	7,4	8	0,56	P7	267400	66,9	70	0,43
P3	764970	8,8	9	0,06	P8	175760	43,9	50	0,66
P4	439700	5,1	5	0,10	P9	190830	47,7	50	1,09
P5	208720	2,4	3	0,21	P10	342530	85,6	90	0,60
P12	35440	0,4	1	2,31	P11	470100	117,5	120	0,00
P13	59660	0,7	1	0,07	P14	356750	89,2	90	0,23
P19	143910	1,7	2	1,35	P15	242980	60,7	70	0,87
P20	13360	0,2	1	6,12	P16	636540	159,1	170	0,03
P21	136740	1,6	2	2,86	P17	419320	104,8	110	0,00
P23	37810	0,4	1	4,18	P18	424300	106,1	100	0,21
P24	278110	3,2	4	0,99	P22	166780	41,7	50	2,06
P25	202930	2,3	3	1,36	P26	547170	136,8	150	0,18
P28	41570	0,5	1	1,42	P27	438420	109,6	110	0,52
P29	10610	0,1	1	12,72	P30	1116990	279,2	280	0,07
P33	191560	2,2	3	0,43	P31	577130	144,3	150	0,15
P34	303520	3,5	4	0,18	P32	427830	107,0	110	0,37
P35	51010	0,6	1	1,20	P36	455270	113,8	120	0,18
P39	109790	1,3	2	1,29	P37	359710	89,9	100	0,71
P48	0	0,0	1	0,00	P38	1164990	291,2	300	0,12
					P40	41000	10,3	20	38,28
					P41	68690	17,2	20	19,71
					P42	415570	103,9	100	3,26
					P43	89610	22,4	30	1,29
					P44	554490	138,6	150	0,15
					P45	593660	148,4	170	0,52
					P46	378240	94,6	100	5,40
					P47	1871100	467,8	470	0,65

Ve finální tabulce si lze povšimnout, že u některých prutů není splněna podmínka pro 5% limit změny velikosti průřezu. Jedná se však o nevýznamné prvky s minimálními působícími silami, a proto byly rozměry stanovené po páté iteraci označeny za finální.





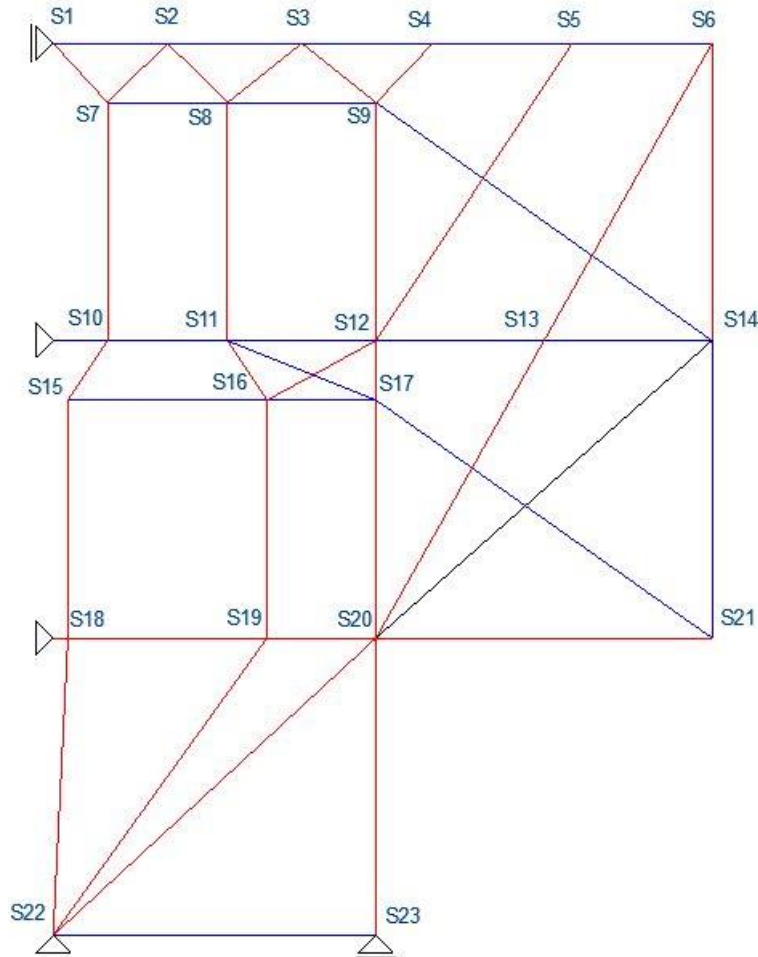
Obrázek 38- Výsledný model po úpravě rozměrů- Reakce



Obrázek 39- Výsledný model po úpravě rozměrů- normálové síly

### 7.3.2. Ověření kritického styčnicku

Protože se v konstrukci nacházejí dva dveřní otvory a vytváří to v daném místě velmi subtilní konstrukci, rozhodl jsem se nejprve začít ověřením styčnicku který se v tomto místě nachází. Jedná se o styčnick S20 viz. Schéma označení styčnicků.



Obrázek 40- Schéma označení styčnicků

Do tohoto styčnicku vstupují jen tlačené pruty, proto ho označujeme CCC a maximální napětí jednotlivých prutů se vypočítá následovně

$$\sigma_{Rd,CCC} = v \cdot f_{cd} \quad (11)$$

$$v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (12)$$

Po dosazení hodnot vychází že  $\sigma_{Rd,CCC} = 17,6$  MPa

Pro zjednodušení výpočtu byla vytvořena tabulka, ve které byly spočteny šířky jednotlivých tlačných prutů podle maximálního napětí při konstantní tloušťce prvku 200 mm. Výsledné hodnoty šířky pruty byly zaokrouhleny na celých 5 mm nahoru, pro dosažení menší rezervy.

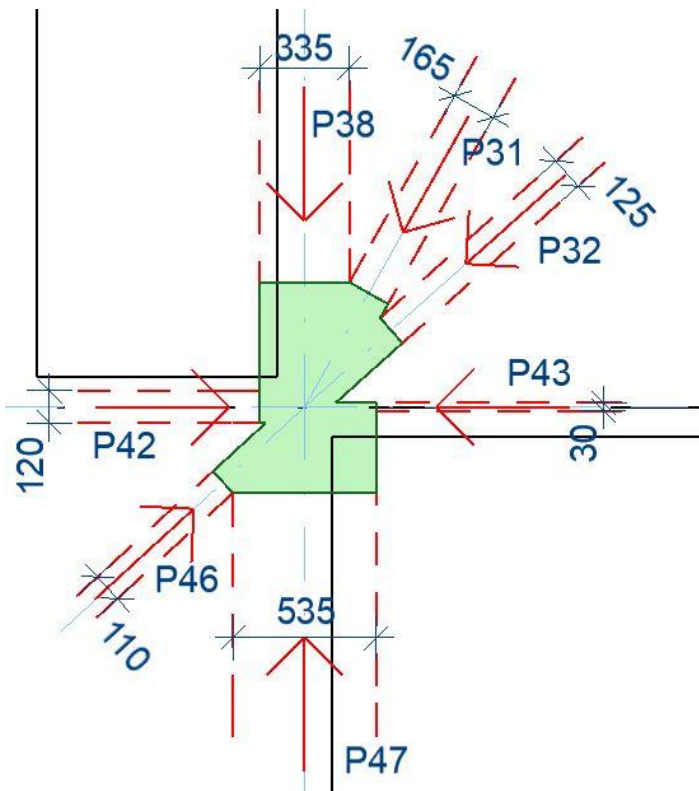
Ještě je potřeba posoudit napětí na konci vzpěry. Jelikož vzpěry nejsou na konci vstupujícím do uzlu namáhány příčným tahem, je maximální napětí stanoveno takto.

$$\sigma_{Rd, strc} = f_{cd} \quad (13)$$

Napětí na konci vzpěry je dovoleno vyšší než napětí ve styčnicku. Pro další postup bude branná nižší hodnota.

#### 7.3.2.1. Výpočet šířky tlačných prutů ve styčnicku S20

Pruty	$F_c$ [N]	Max napětí [MPa]	Tl. prvku [mm]	Šířka [mm]	Výsledné napětí [MPa]
P38	1164990	17,6	200	335,00	17,38791
P31	577130	17,6	200	165,00	17,48879
P32	427830	17,6	200	125,00	17,1132
P43	89610	17,6	200	30,00	14,935
P42	415570	17,6	200	120,00	17,31542
P46	378240	17,6	200	110,00	17,19273
P47	1871100	17,6	200	535,00	17,48692



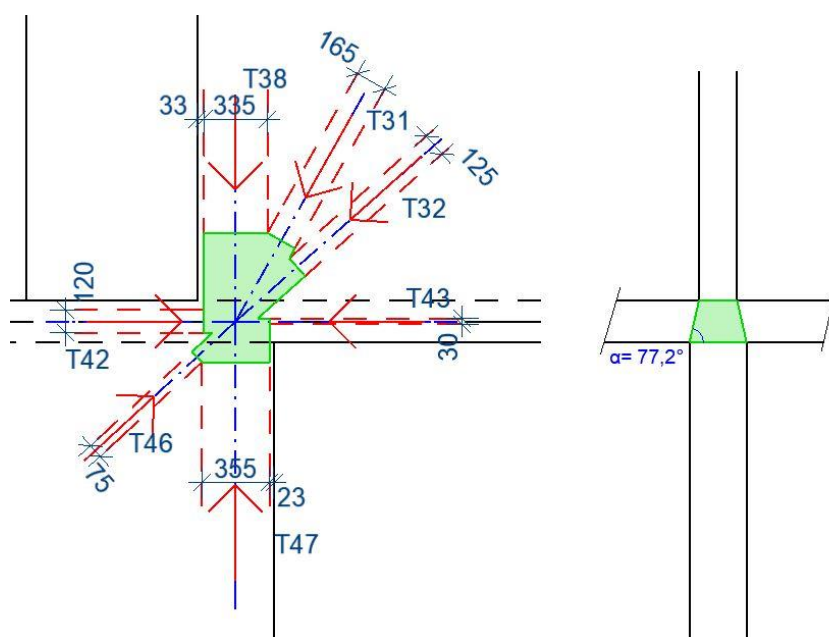
Obrázek 41- Vykreslení šířek prutů vstupujících do styčnicku S20

Podle vykreslení šířek prutů do konstrukce je vidět že pruty vystupují z konstrukce a styčnick se taktéž nevejde do konstrukce. Model příhradoviny tedy nevyhovuje a bude muset být provedena úprava stěnového nosníku.



### 7.3.4.1. Výpočet šířky tlačných prutů ve styčníku S20

Pruty	$F_t$ [N]	Max napětí [MPa]	Tl. prvku [mm]	Šířka [mm]	Výsledné napětí [MPa]																													
T38	1164990	17,6	200	335,00	17,3879104																													
T31	577130	17,6	165,00	17,4887879	T32	427830	17,6	200	125,00	17,1132	T43	89610	17,6	200	30,00	14,935	T42	415570	17,6	200	120,00	17,3154167	T46	378240	17,6	300	75,00	16,8106667	T47	1871100	17,6	300	355,00	17,5690141
T32	427830	17,6	200	125,00	17,1132																													
T43	89610	17,6	200	30,00	14,935																													
T42	415570	17,6	200	120,00	17,3154167																													
T46	378240	17,6	300	75,00	16,8106667																													
T47	1871100	17,6	300	355,00	17,5690141																													



Obrázek 43- Vykreslení šířek prutů vstupujících do styčníku S20 po úpravě stěnového nosníku.

Z vykreslení šířek prutů vstupujících do styčníku můžeme usoudit, že i po přepočítání vnitřních sil styčník pravděpodobně vyhoví.

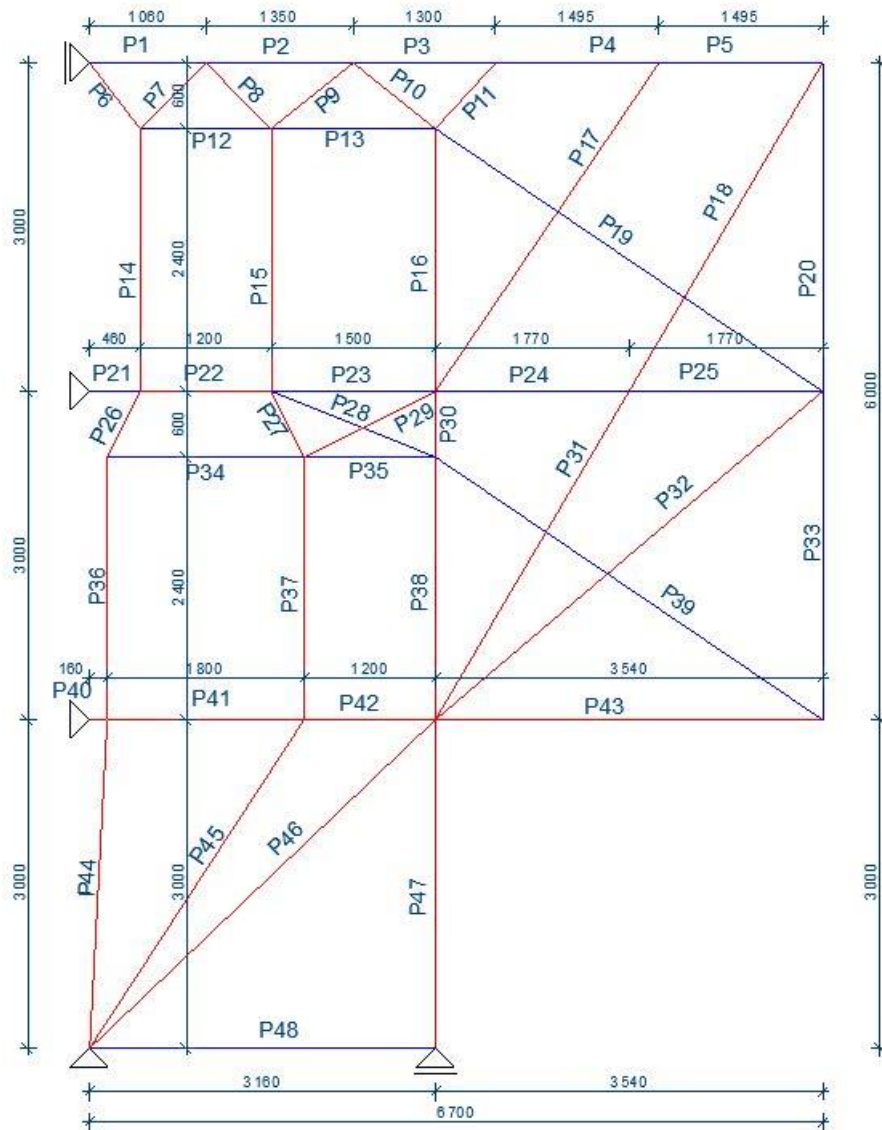
### 7.3.5. Úprava modelu náhradní příhradoviny

Protože byla provedena změna rozměrů stěnového nosníku je zapotřebí provést přepočet zatížení a úpravu modelu náhradní příhradoviny. Nejprve provedeme přepočet zatížení, vlastní tíha ŽB stěny viz. tabulka zatížení 5.2.5. Poté upravíme zatížení působící na stěnový nosník, protože jsme upravili tloušťku jen spodní stěny, úprava zatížení se bude týkat zatížení  $f_3$ .

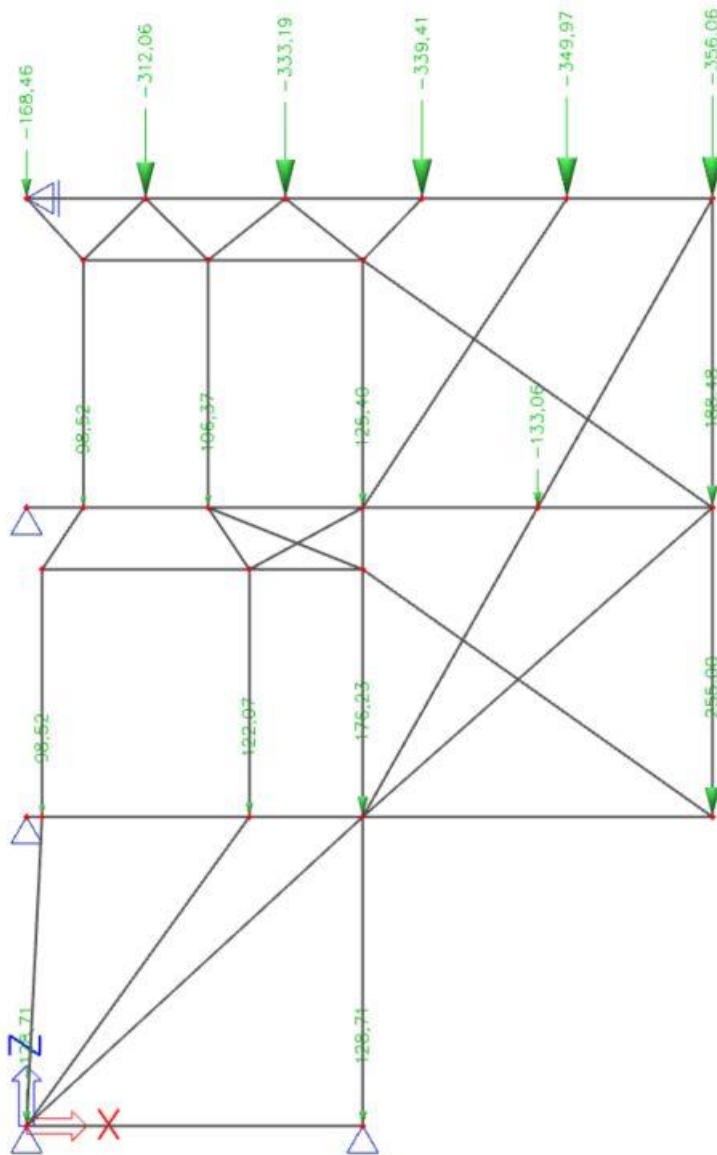
7.3.5.1. Zatížení f3

Popis	Zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]	Šířka [m]	Počet podlaží	Zatížení [kN/m]
Podlaží	11,125	4,785	1	53,233
Stěna vnitřní nosná ŽB	10,935	2,8	1	30,618
Celkem f3				83,851

Poté provedeme úpravu modelu náhradní příhradoviny.



Obrázek 44- Upravený model náhradní příhradoviny



Obrázek 45- rozložení zatížení do styčnicku na výsledný model po první úpravě

7.3.6. Úprava rozměrů prvku modelu náhradní příhradoviny  
 Zatížení bylo rovnoměrně rozděleno do uzlů podle zatěžovací šířky a následně byl proveden výpočet a úprava rozměrů prutů. Před první úpravou byly použity rozměry prvků z předchozího modelu a následně byly upravovány, pokud se vnitřní síly od předchozího modelu lišily o více jak 5 %. Nejmenší rozměr ocelového prvku je 1x200 mm a betonového prvku 20x200 mm.

7.3.6.1. Vnitřní síly s finálními rozměry z původního modelu a návrh nových

Prut	$F_t$ [N]	$a_t$ [mm]	$A_t$ [mm]	Prut	$F_c$ [N]	$a_t$ [mm]	$A_t$ [mm]
T1	718500	8,3	9	T6	197390	49,3	50
T2	645840	7,4	8	T7	263240	65,8	70
T3	792530	9,1	10	T8	160490	40,1	50
T4	473990	5,5	6	T9	169770	42,4	50
T5	220600	2,5	3	T10	357620	89,4	90
T12	66040	0,8	1	T11	471390	117,8	120
T13	85130	1,0	1	T14	342790	85,7	90
T19	150300	1,7	2	T15	219540	54,9	60
T20	19690	0,2	1	T16	655240	163,8	170
T21	123480	1,4	2	T17	449880	112,5	120
T23	34580	0,4	1	T18	434120	108,5	110
T24	288870	3,3	4	T22	93440	23,4	30
T25	206880	2,4	3	T26	485060	121,3	130
T28	46770	0,5	1	T27	383360	95,8	100
T29	1000	0,0	1	T30	1155760	288,9	300
T33	197300	2,3	3	T31	595450	148,9	150
T34	216920	2,5	3	T32	434250	108,6	110
T35	44590	0,5	1	T36	433850	108,5	110
T39	106330	1,2	2	T37	342450	85,6	90
T48	0	0,0	1	T38	1198060	299,5	300
				T40	41790	10,4	20
				T41	69780	17,4	20
				T42	370440	92,6	100
				T43	88010	22,0	30
				T44	525650	87,6	90
				T45	549710	91,6	100
				T46	484580	80,8	90
				T47	1844070	307,3	310

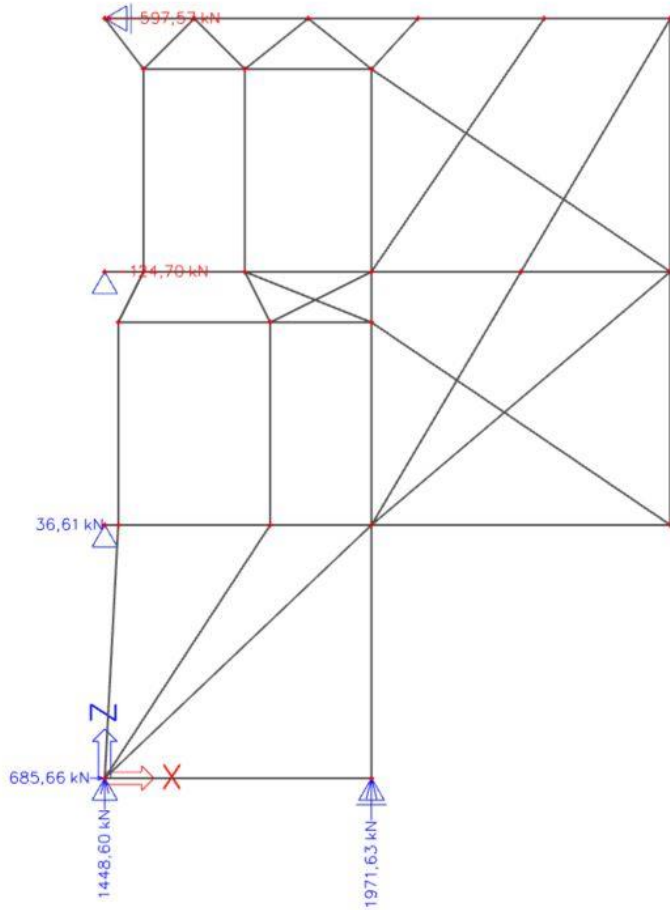


7.3.6.2. Vnitřní síly po první úpravě prutů a návrh nových rozměrů

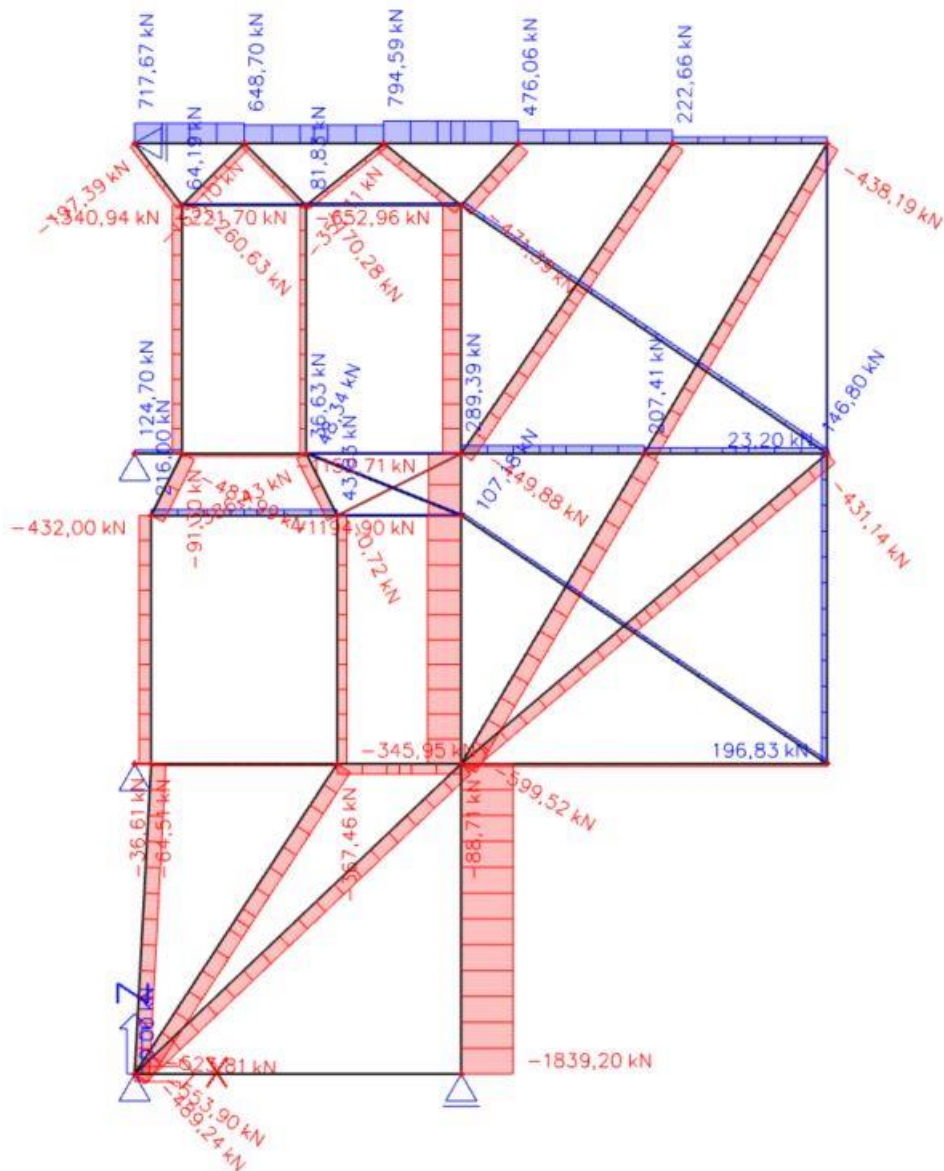
Prut	F <sub>t</sub> [N]	a <sub>t</sub> [mm]	A <sub>t</sub> [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]	Prut	F <sub>c</sub> [N]	a <sub>t</sub> [mm]	A <sub>t</sub> [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]
T1	717640	8,3	9	0,12	T6	197390	49,3	50	0,00
T2	648580	7,5	8	0,42	T7	260700	65,2	70	0,97
T3	794590	9,1	10	0,26	T8	163030	40,8	50	1,58
T4	476060	5,5	6	0,44	T9	170200	42,6	50	0,25
T5	222660	2,6	3	0,93	T10	357190	89,3	90	0,12
T12	64240	0,7	1	2,80	T11	471390	117,8	120	0,00
T13	81870	0,9	1	3,98	T14	340990	85,2	90	0,53
T19	146770	1,7	2	2,41	T15	221610	55,4	60	0,94
T20	23200	0,3	1	17,83	T16	652990	163,2	170	0,34
T21	124740	1,4	2	1,02	T17	449880	112,5	120	0,00
T23	36540	0,4	1	5,67	T18	438190	109,5	110	0,94
T24	289460	3,3	4	0,20	T22	91290	22,8	30	2,36
T25	207480	2,4	3	0,29	T26	483050	120,8	130	0,42
T28	48420	0,6	1	3,53	T27	386360	96,6	100	0,78
T33	196860	2,3	3	0,22	T29	530	0,1	20	88,68
T34	216030	2,5	3	0,41	T30	1152830	288,2	300	0,25
T35	43710	0,5	1	2,01	T31	599520	149,9	150	0,68
T39	107120	1,2	2	0,74	T32	431210	107,8	110	0,70
T48	0	0,0	1	0,00	T36	432050	108,0	110	0,42
					T37	345800	86,5	90	0,98
					T38	1194960	298,7	300	0,26
					T40	36650	9,2	20	14,02
					T41	64550	16,1	20	8,10
					T42	367410	91,9	100	0,82
					T43	88670	22,2	30	0,75
					T44	523850	87,3	90	0,34
					T45	553720	92,3	100	0,73
					T46	489330	81,6	90	0,98
					T47	1839240	306,5	310	0,26

## 7.3.6.3. Vnitřní síly po druhé úpravě a finální rozměr prvků

Prut	$F_t$ [N]	$a_t$ [mm]	$A_t$ [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]	Prut	$F_c$ [N]	$a_t$ [mm]	$A_t$ [mm]	rozdíl od předchozího výsledku [%]
T1	717670	8,3	9	0,00	T6	197390	49,3	50	0,00
T2	648700	7,5	8	0,02	T7	260630	65,2	70	0,03
T3	794590	9,1	10	0,00	T8	163100	40,8	50	0,04
T4	476060	5,5	6	0,00	T9	170280	42,6	50	0,05
T5	222660	2,6	3	0,00	T10	357110	89,3	90	0,02
T12	64190	0,7	1	0,08	T11	471390	117,8	120	0,00
T13	81830	0,9	1	0,05	T14	340940	85,2	90	0,01
T19	146800	1,7	2	0,02	T15	221700	55,4	60	0,04
T20	23200	0,3	1	0,00	T16	652960	163,2	170	0,00
T21	124700	1,4	2	0,03	T17	449880	112,5	120	0,00
T23	36630	0,4	1	0,25	T18	438190	109,5	110	0,00
T24	289390	3,3	4	0,02	T22	91300	22,8	30	0,01
T25	207410	2,4	3	0,03	T26	482990	120,7	130	0,01
T28	48340	0,6	1	0,17	T27	386430	96,6	100	0,02
T33	196830	2,3	3	0,02	T29	720	0,2	20	35,85
T34	216000	2,5	3	0,01	T30	1152710	288,2	300	0,01
T35	43830	0,5	1	0,27	T31	599520	149,9	150	0,00
T39	107180	1,2	2	0,06	T32	431140	107,8	110	0,02
T48	0	0,0	1	0,00	T36	432000	108,0	110	0,01
					T37	345950	86,5	90	0,04
					T38	1194900	298,7	300	0,01
					T40	36610	9,2	20	0,11
					T41	64510	16,1	20	0,06
					T42	367460	91,9	100	0,01
					T43	88710	22,2	30	0,05
					T44	523810	87,3	90	0,01
					T45	553900	92,3	100	0,03
					T46	489240	81,5	90	0,02
					T47	1839200	306,5	310	0,00



Obrázek 46- Výsledný model- Reakce



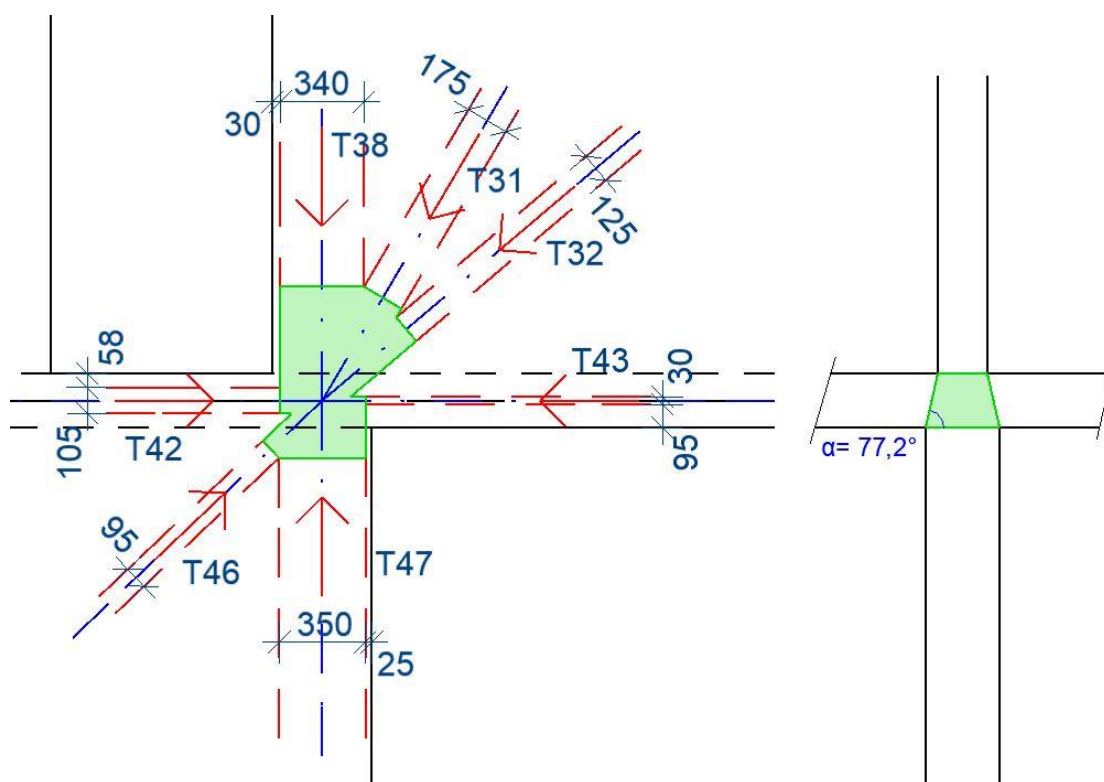
Obrázek 47- Výsledný model- normálové síly

### 7.3.7. Ověření kritického stýčnicku

Nejprve znovu provedeme ověření kritického stýčnicku s novým rozložením vnitřních sil. Jedná se o stýčnick S20, u kterého provedeme dopočet šířky prutů do něj vstupujících, podle maximálního napětí. Jedná se o stýčnick typu CCC, kde maximální napětí je stanoveno na  $\sigma_{Rd,CCC} = 17,6$  MPa. Také musíme ověřit maximální napětí na konci vzpěry se vznikem příčného namáhání, protože se jedná o stýčnick jen s tlačnými pruty, tak příčný tah nevzniká. Je tedy dovoleno že maximální napětí se rovná návrhové pevnosti betonu.  $\sigma_{Rd,strC} = f_{cd} = 20$  MPa.

### 7.3.7.1. Výpočet šířky tlačných prutů ve styčnicku S20

Pruty	$F_t$ [N]	Max napětí [MPa]	Tl. prvku [mm]	Šířka [mm]	Výsledné napětí [MPa]
T38	1194900	17,6	200	340,00	17,5720588
T31	599520	17,6	200	175,00	17,1291429
T32	431140	17,6	200	125,00	17,2456
T43	88710	17,6	200	30,00	14,785
T42	367460	17,6	200	105,00	17,4980952
T46	489240	17,6	300	95,00	17,1663158
T47	1839200	17,6	300	350,00	17,5161905



Obrázek 48- Vykreslení šířek prutů vstupujících do styčnicku S20 po úpravě modelu náhradní příhradoviny

Styčník S20 vyhovuje, není nutná další úprava modelu stěnového nosníku.

### 7.3.8. Konstrukční výztuž

Konstrukční výztuž budeme brát podle zásad na minimální plochu vyztužení stěnových nosníků. Výpočet je proveden na metr běžný. Dále musíme dodržet maximální vzdálenost prutů 250 mm.

Pro svislou výztuž uvažujeme 0,2 % z plochy betonu

$$A_{s,kon} = 0,002 A_c$$

Pro tloušťku stěny 200 mm  $A_c = 200 * 1000 = 200\,000 \text{ mm}^2$

$$A_{s,kon} = 0,002 * A_c = 400 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pro tloušťku stěny 300 mm  $A_c = 300 * 1000 = 300\,000 \text{ mm}^2$

$$A_{s,kon} = 0,002 * A_c = 600 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Návrh výztuže  $\varnothing 8$  á 160 mm, po obou površích,  $A_{s,kon,s} = 628 \text{ mm}^2/\text{m}$

Pro vodorovnou výztuž uvažujeme 0,1 % z plochy betonu

$$A_{s,kon} = 0,001 A_c$$

Pro tloušťku stěny 200 mm  $A_c = 200 * 1000 = 200\,000 \text{ mm}^2$

$$A_{s,kon} = 0,001 * A_c = 200 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pro tloušťku stěny 300 mm  $A_c = 300 * 1000 = 300\,000 \text{ mm}^2$

$$A_{s,kon} = 0,001 * A_c = 300 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Návrh výztuže  $\varnothing 8$  á 200 mm, po obou površích,  $A_{s,kon,v} = 502 \text{ mm}^2/\text{m}$

### 7.3.9. Krycí vrstva

Pro další návrhy budeme potřebovat znát krycí vrstvu výztuže. Pro návrh krycí vrstvy výztuže je zapotřebí znát průměr prutů, které budou použity při vyztužování. Ty ale ještě nevíme, proto bude proveden odhad že maximální průměr prutu, který bude použit bude 20 mm. Pro zjednodušení bude v celém stěnovém nosníku uvažována stejná hodnota krytí. A pokud dojde k navýšení maximálního použitého průměru prutu, bude hodnota krytí přepočítána. Krytí se stanoví z následujících rovnic, podle ČSN EN 1992-1-1. [14]

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (14)$$

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

$$C_{min,b} = \text{průměr prutu, tedy } 20 \text{ mm}$$

$$C_{min,dur} = \text{minimální vrstva z hlediska podmínek prostředí- } 10 \text{ mm}$$

Stupeň vlivu prostředí XC1

Třída konstrukce S4-po úpravách podle tabulky v: Obrázek 49- Tabulka úpravy třídy konstrukce. Výsledná třída konstrukce S2.

Třída konstrukce							
Kritérium	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 6.1.1.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
návrhová životnost 100 let	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2
pevnostní třída	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C35/45 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C45/55 zmenšit třídu o 1
deskové konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1

Obrázek 49- Tabulka úpravy třídy konstrukce

$c_{min,dur}$ (mm) požadované z hlediska podmínek prostředí							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle Tab. 1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Obrázek 50- stanovení  $C_{min,dur}$

$\Delta C_{dur,Y}, \Delta C_{dur,st}, \Delta C_{dur,add}$  = součinitelé zahrnující spolehlivost, druh oceli a použití přídatné ochrany- všechny budou uvažovány hodnotou 0.

$$C_{min} = \max(20 ; 10+0-0-0 ; 10) = 20 \text{ mm}$$

$\Delta C_{dev}$  = návrhový přírůstek – pro monolitické konstrukce 10 mm

$$C_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

### 7.3.10. Návrh tahové výztuže

Výztuž je navržena na hodnoty sil v táhlech. Je spočtena potřebná plocha výztuže, a to jako síla dělená návrhovou pevností betonářské výztuže. Podle vypočítané požadované plochy výztuže je navrženo do oblasti táhla počet řad, počet prutů v řadě a průměr prutů, z čehož je stanovena finální plocha výztuže, která musí být větší než požadovaná. Dále byla posouzena minimální vzdálenost prutů, která nesmí být překročena.

7.3.10.1. Požadovaná plocha výztuže

$$A_{s,req} = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (15)$$

Kde:  $A_{s,reg}$  = požadovaná plocha výztuže

$F_t$  = tahová síla v prutu

$f_{yd}$  = návrhová pevnost oceli, tedy 434,78 MPa

7.3.10.2. Minimální vzdálenost prutů

$$s_{min} = \max ( 20 \text{ mm} ; 1,2 \varnothing ; D_{max} + 5 ) \quad (16)$$

Kde:  $\varnothing$  = průměr prutu

$D_{max}$  = maximální velikost kameniva = 16 mm

Hodnoty  $s_{min}$  jsou spočteny v tabulce 7.3.10.4.Návrh výztuže Kde je zobrazena vždy ta nejvyšší hodnota.

7.3.10.3. Vzdálenost prutů

Vzdálenost navržených prutů je určena jako:

$$s = ( tl. - 2 * c_{nom} - \varnothing * x ) / ( x - 1 ) \quad (17)$$

Kde: tl. = tloušťka stěny v daném místě, tedy 200 nebo 300 mm.

$c_{nom}$  = krycí vrstva betonu

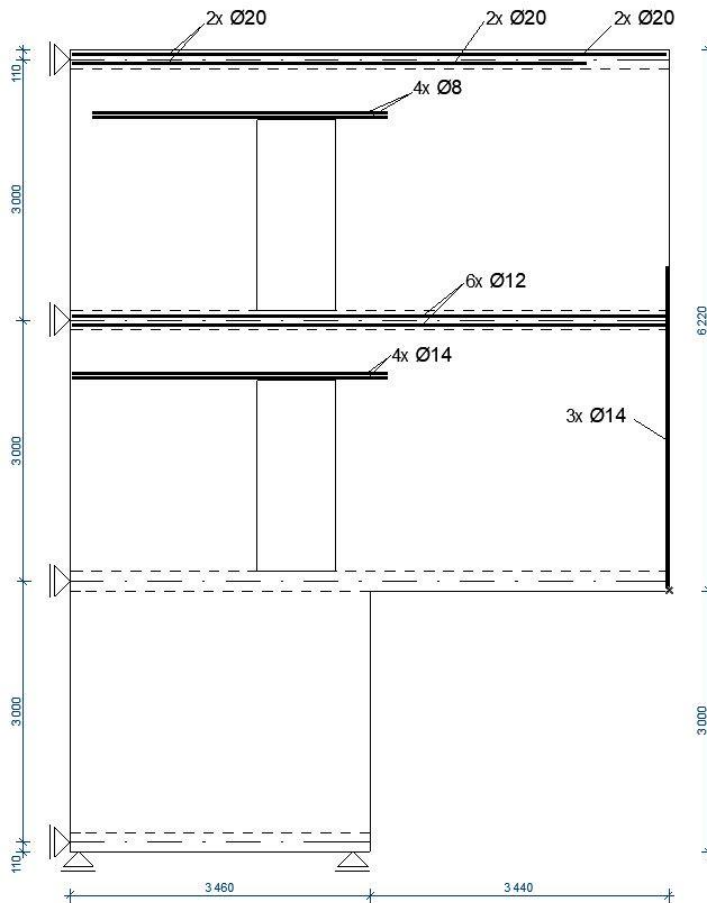
$\varnothing$  = průměr prutu

x = počet prutů v řadě



7.3.10.4. Návrh výztuže

Pрут	Ft [N]	A <sub>s,req</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Výztuž			A <sub>s,pro</sub> [mm <sup>2</sup> ]	S <sub>min</sub> [mm]	s [mm]
			počet řad	profilů v řadě	Profil Ø			
P1	717670	1651	2	3	20	1885	24	40
P2	648700	1492						
P3	794590	1828						
P4	476060	1095	2	2	20	1257	24	100
P5	222660	512	1	2	20	628	24	100
P12	64190	148	2	2	8	202	21	124
P13	81830	188						
P19	146800	338	Konstrukční			500	21	124
P20	23200	53	Konstrukční			628	21	124
P21	124700	287	2	3	12	679	21	124
P23	36630	84						
P24	289390	666						
P25	207410	477						
P28	48340	111	Konstrukční			500	21	124
P33	196830	453	1	3	14	462	21	124
P34	216000	497	2	2	14	616	21	124
P35	43830	101						
P39	107180	247	Konstrukční			500	21	124
P48	0	0	Konstrukční			500	21	224



Obrázek 51- Schéma rozmístění staticky nutné tahové výztuže

### 7.3.11. Ověření šířky vzpěr

V dalším kroku je nutno ověřit, zda se vzpěry při dodržení dovolených namáhání vejdou dovnitř navrhované konstrukce. Nejprve musíme stanovit maximální možné napětí na koncích vzpěr. Proto musíme určit, v jakých styčnicích se objevuje tah a kde nikoliv.

Ve styčnicí, kde nevzniká tah, je maximální napětí stanoveno následovně:

$$\sigma_{Rd,srtC} = f_{cd} \quad (13)$$

$$\sigma_{Rd,srtC} = 20 \text{ MPa}$$

Ve styčnicí, kde vzniká tahové napětí, tedy styčnicí, do kterého jsou kotvena táhla, lze maximální napětí bezpečně stanovit následovně (pozn.: v některých případech zaústění taženého prutu nemusí automaticky znamenat riziko vzniku tahových trhlin ve styčnicí; pro jednoduchost a urychlení výpočtu však budeme s tímto rizikem počítat u všech styčnicí, do kterých ústí táhla):

$$\sigma_{Rd,srtT} = 0,6 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (18)$$

$$v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (12)$$

$$\sigma_{Rd,srtT} = 10,56 \text{ MPa}$$

Následovně dopočteme výšku vzpěry podle síly, která ve vzpěře působí a tloušťky vzpěry, která je rovna tloušťce stěny. Pro každý prut spočteme dvě hodnoty, a to vždy na začátku a na konci vzpěry. Tedy hodnoty v obou styčnicích, do kterých je vzpěra zakončena. Výsledná tloušťka vzpěry je zaokrouhlena na celých 5 mm nahoru.

$$v = \left( \frac{F_p}{\sigma_{Rd}} \right) : t \quad (19)$$

Kde:  $v$  = výška vzpěry

$F_p$  = síla ve vzpěře

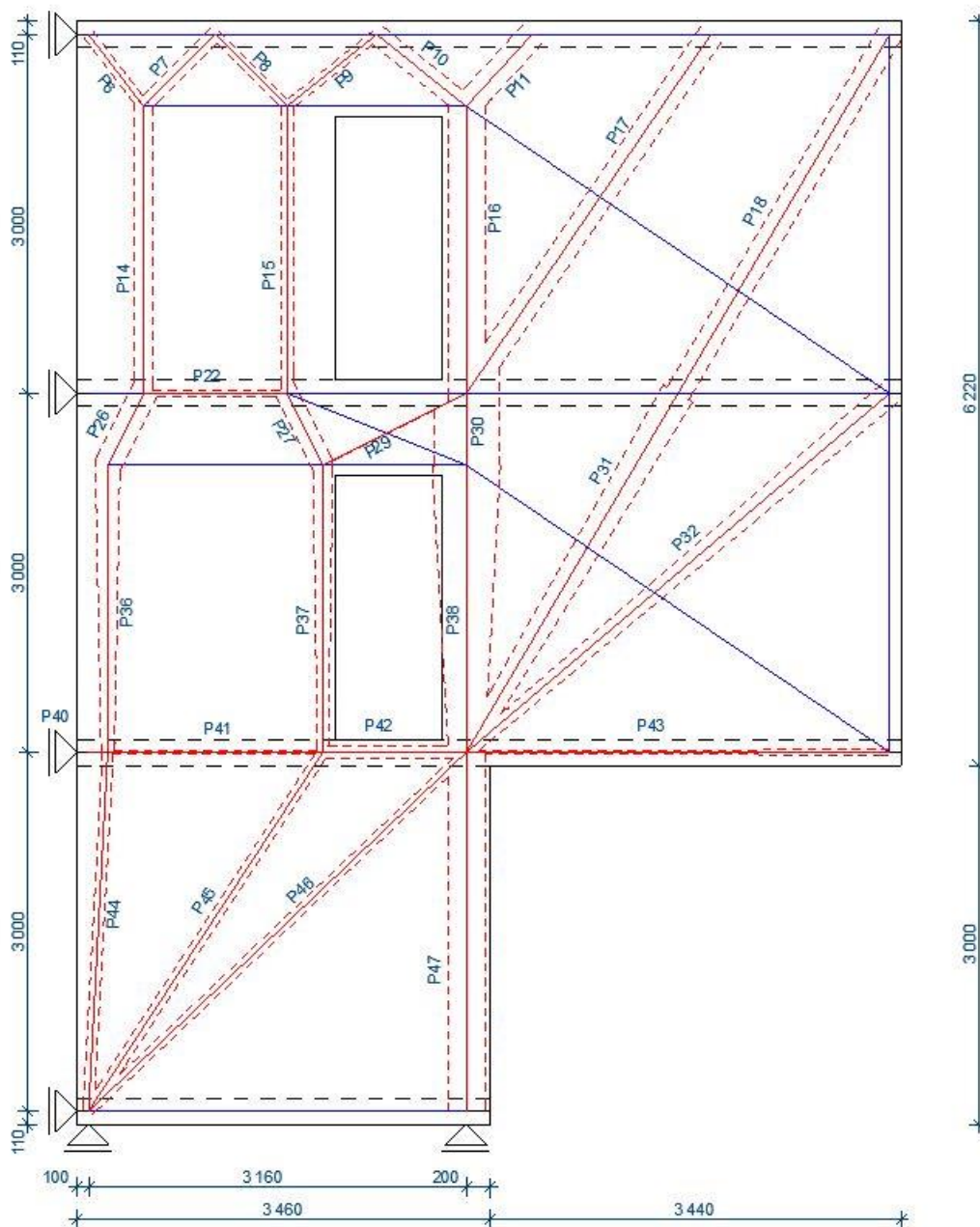
$\sigma_{Rd}$  = maximální dovolené napětí na konci vzpěry

$t$  = tloušťka vzpěry, tedy tloušťka stěny

#### 7.3.11.1. Výpočet výšky vzpěr

Styčník	Prut	$F_p$ [N]	max. napětí na konci prutu [MPa]	tl. vzpěry [mm]	výška vzpěry [mm]
S1	P6	197390	10,56	200	95
S2	P7	260630	10,56	200	125
	P8	163100	10,56	200	80
S3	P9	170280	10,56	200	85
	P10	357110	10,56	200	170
S4	P11	471390	10,56	200	225
S5	P17	449880	10,56	200	215
S6	P18	438190	10,56	200	210
S7	P6	197390	10,56	200	95
	P7	260630	10,56	200	125
	P14	340940	10,56	200	165
S8	P8	163100	10,56	200	80
	P9	170280	10,56	200	85
	P15	221700	10,56	200	105
S9	P10	357110	10,56	200	170
	P11	471390	10,56	200	225
	P16	652960	10,56	200	310
S10	P14	340940	10,56	200	165
	P22	91300	10,56	200	45
	P26	482990	10,56	200	230
S11	P15	221700	10,56	200	105
	P22	91300	10,56	200	45
	P27	386430	10,56	200	185
S12	P16	652960	10,56	200	310
	P17	449880	10,56	200	215
	P29	720	10,56	200	5
	P30	1152710	10,56	200	550

Styčník	Prut	Fp [N]	max. napětí na konci prutu [MPa]	tl. vzpěry [mm]	výška vzpěry [mm]
S13	P18	438190	10,56	200	210
	P31	599520	10,56	200	285
S14	P32	431140	10,56	200	205
S15	P26	482990	10,56	200	230
	P36	432000	10,56	200	205
S16	P27	386430	10,56	200	185
	P29	720	10,56	200	5
	P37	345950	10,56	200	165
S17	P30	1152710	10,56	200	550
	P38	1194900	10,56	200	570
S18	P36	432000	20	200	110
	P40	36610	20	200	10
	P41	64510	20	200	20
	P44	523810	20	300	90
S19	P37	345950	20	200	90
	P41	64510	20	200	20
	P42	367460	20	200	95
	P45	553900	20	300	95
S20	P31	599520	20	200	150
	P32	431140	20	200	110
	P38	1194900	20	200	300
	P42	367460	20	200	95
	P43	88710	20	200	25
	P46	489240	20	300	85
	P47	1839200	20	300	310
S21	P43	88710	10,56	200	45
S22	P44	523810	20	300	90
	P45	553900	20	300	95
	P46	489240	20	300	85
S23	P47	1839200	20	300	310



Obrázek 52- Vykreslení výšek vzpěr

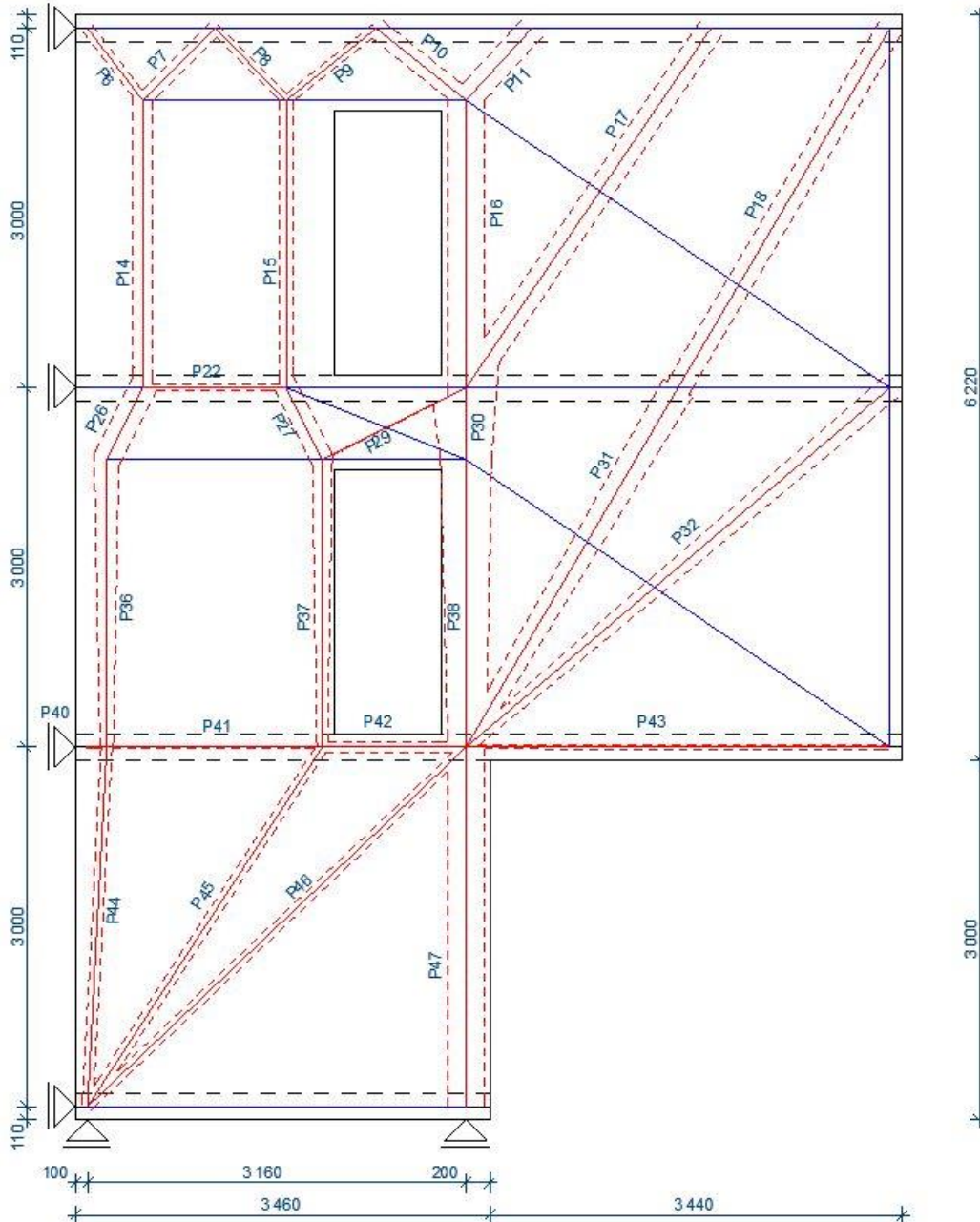
Z dopočtu výšek vzpěr a jejich vykreslení do stěnového nosníku zjišťujeme, že se vzpěra P38 nevejde do konstrukce a je nutná úprava. Jako nejlepší možnost se jeví použít kritérium, které nám říká, že pokud je konstrukce dostatečně vyztužena konstrukční výztuží, můžeme použít mírnější kritérium pro stanovení maximálního napětí na hraně vzpěry, a to [2]:

$$\sigma_{Rd,srtT} = 0,8 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (20)$$

$$\sigma_{Rd,srtT} = 14,08 \text{ MPa}$$

### 7.3.11.2. Úprava výpočtu výšky vzpěr

Styčnick	Prut	Fp [N]	max. napětí na konci prutu [MPa]	tl. vzpěry [mm]	výška vzpěry [mm]
S17	P30	1152710	14,08	200	410
	P38	1194900	14,08	200	425



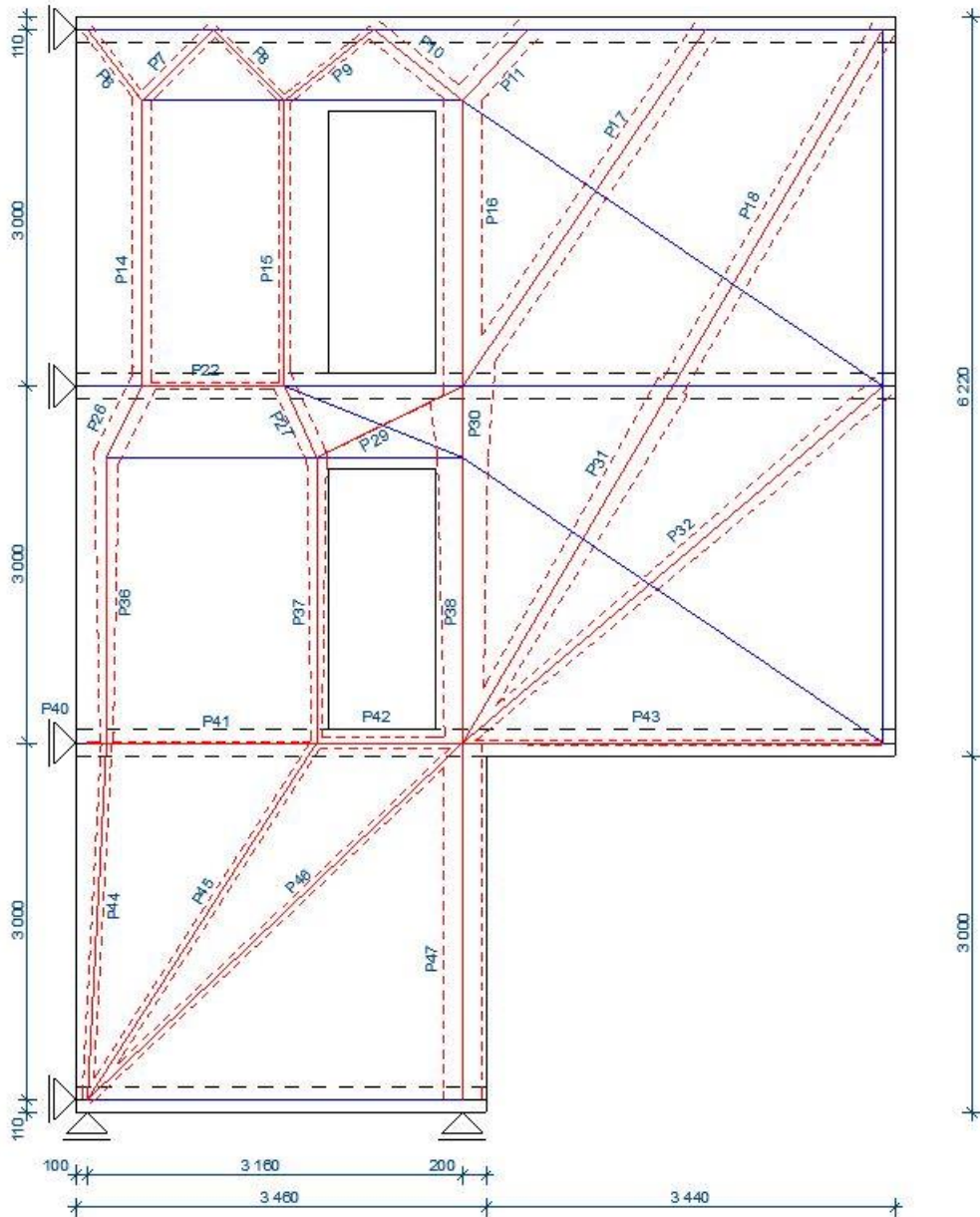
Obrázek 53- Vykreslení výšek vzpěr po úpravě napětí

Pokud si znovu vykreslíme výšky vzpěr do konstrukce, zjistíme že se stále vzpěra P38 nevejde do konstrukce. Z tohoto důvodu bude provedena úprava stěnového nosníku.



### 7.3.13. Ověření výšek vzpěr

Protože hodnoty vnitřních sil nebyly přepočítávány zůstávají i vypočítané výšky vzpěr z předchozí části. Tyto výšky vzpěr vykreslíme do upraveného stěnového nosníku, abychom viděli, zda se již do konstrukce vejdou a konstrukce tedy vyhoví.



Obrázek 55- Vykreslení výšek vzpěr do upraveného stěnového nosníku

Z vykreslení můžeme usoudit, že konstrukce vyhovuje na výšky vzpěr.

### 7.3.14. Návrh výztuže na příčné tahy

V modelu náhradní příhradoviny vznikají příčné tahy ve vzpěrách, které musíme zachytit. V zabránění těchto tahů nám pomůže konstrukční výztuž, která byla navržena dříve. Pokud v některé část nebude vyhovovat bude nutné přidat dodatečnou výztuž ve formě příložek. Velikost tahové síly stanovíme jako 22 % z tlakové síly ve vzpěře. Tato síla



působí ve čtvrtinách vzpěry na obou koncích. Sílu lze rovnoměrně rozdělit po celé délce vzpěry. Následně ještě musíme síly z lokálního souřadného systému prutu převést do globálních souřadnic, tedy do směru svislého a vodorovného. Poté spočteme na dané síly potřebné množství výztuže a posoudíme, zda konstrukční výztuž vyhoví či nikoliv.

Výpočet tahové síly

$$T = 2 \cdot 0,22 \cdot F_C \quad (21)$$

Kde:  $F_C$  = tlaková síla ve vzpěře

Převod na svislou složku síly

$$T_{svis} = T \cdot \cos(\alpha) \quad (22)$$

Kde:  $\alpha$  = odklon prutu od vodorovného směru ve stupních

Převod na vodorovnou složku síly

$$T_{vod} = T \cdot \sin(\alpha) \quad (23)$$

Kde:  $\alpha$  = odklon prutu od vodorovného směru ve stupních

Rozložení svislé síly na délku prutu

$$T_{svis,m} = T_{svis} \cdot vd \quad (24)$$

Kde:  $vd$  = vodorovná délka prutu

Rozložení vodorovné síly na délku prutu

$$T_{vod,m} = T_{vod} \cdot sd \quad (25)$$

Kde:  $sd$  = svislé délka prutu

Výpočet potřebné plochy výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{T_{svis,m}/T_{vod,m}}{f_{yd}} \quad (26)$$

Kde:  $A_{s,reg}$  = potřebná plocha výztuže

$T_{svis,m}/T_{vod,m}$  = tahová síla ve vodorovném nebo svislém směru

$f_{yd}$  = návrhová pevnost výztuže = 434,78 MPa

#### 7.3.14.1. Posouzení plochy výztuže

Potřebnou plochu výztuže, musíme posoudit s plochou výztuže konstrukční, tedy:

Pro svislý směr:

$$A_{s,req,s} \leq A_{s,kon,s} = 628 \text{ mm}^2 / m$$

Pro vodorovný směr:

$$A_{s,req,v} \leq A_{s,kon,v} = 502 \text{ mm}^2/m$$

### 7.3.14.2. Výpočet nutné plochy výztuže od příčných tahů

Prut	F <sub>c</sub> [N]	T [N]	α[°]	T <sub>svis</sub> [N]	T <sub>vod</sub> [N]	v.d. [m]	s.d. [m]	T <sub>svis,m</sub> [N/m]	T <sub>vod,m</sub> [N/m]	A <sub>s,req,s</sub> [mm <sup>2</sup> /m]	A <sub>s,req,v</sub> [mm <sup>2</sup> /m]
P6	197390	86852	52,52	52848	68922	0,46	0,6	114887	114871	264	264
P7	260630	114677	45	81089	81089	0,6	0,6	135148	135148	311	311
P8	163100	71764	45	50745	50745	0,6	0,6	84575	84575	195	195
P9	170280	74923	38,66	58505	46804	0,75	0,6	78007	78007	179	179
P10	357110	157128	38,66	122696	98158	0,75	0,6	163595	163596	376	376
P11	471390	207412	47,49	140152	152895	0,55	0,6	254822	254826	586	586
P14	340940	150014	90	0	150014	0	2,4	0	62506	0	144
P15	221700	97548	90	0	97548	0	2,4	0	40645	0	93
P16	652960	287302	90	0	287302	0	2,4	0	119709	0	275
P17	449880	197947	55,72	111491	163563	2,05	3	54519	54521	125	125
P18	438190	192804	59,46	97971	166057	1,77	3	55351	55352	127	127
P22	91300	40172	0	40172	0	1,2	0	33477	0	77	0
P26	482990	212516	63,43	95056	190072	0,3	0,6	316854	316786	729	729
P27	386430	170029	63,43	76053	152072	0,3	0,6	253508	253454	583	583
P29	720	317	26,57	283	142	1,2	0,6	236,12	236	1	1
P30	1152710	507192	90	0	507192	0	0,6	0	845321	0	1944
P31	599520	263789	59,46	134042	227195	1,77	3	75730	75732	174	174
P32	431140	189702	40,28	144722	122647	3,54	3	40882	40882	94	94
P36	432000	190080	90	0	190080	0	2,4	0	79200	0	182
P37	345950	152218	90	0	152218	0	2,4	0	63424	0	146
P38	1194900	525756	90	0	525756	0	2,4	0	219065	0	504
P40	36610	16108	0	16108	0	0,16	0	100678	0	232	0
P41	64510	28384	0	28384	0	1,8	0	15769	0	36	0
P42	367460	161682	0	161682	0	1,2	0	134735	0	310	0
P43	88710	39032	0	39032	0	3,54	0	11026	0	25	0
P44	523810	230476	86,95	12263	230150	0,16	3	76644	76717	176	176
P45	553900	243716	56,84	133308	204026	1,96	3	68014	68009	156	156
P46	489240	215266	43,51	156122	148206	3,16	3	49406	49402	114	114
P47	1839200	809248	90	0	809248	0	3	0	269749	0	620

Plocha výztuže označená červeně nevyhovuje. Je nutný návrh příložek. Plocha příložek byla přičtena k původní výztuži a je spočtena celková plocha výztuže a finální rozteče výztuže.

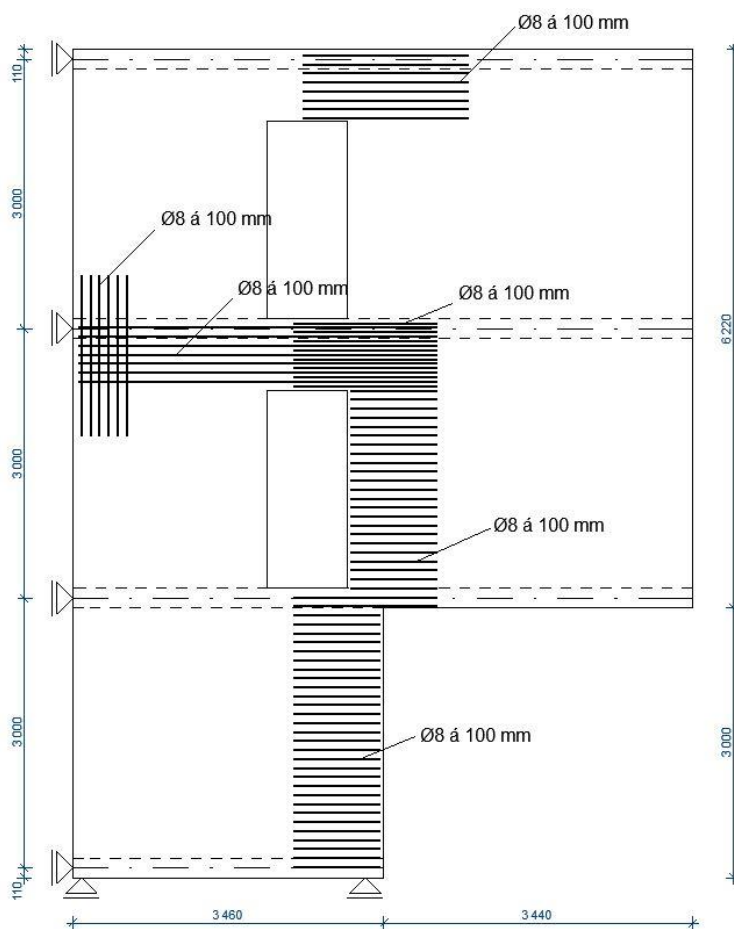
### 7.3.14.3. Návrh výztuže vodorovné

Prut	As, reg, v [mm <sup>2</sup> /m]	Ø [mm]	á [mm]	As, pro [mm <sup>2</sup> /m]
P11	584	8	100	1004
P26	729	8	100	1004
P27	583	8	100	1004
P30	1944	8	50	2008
P38	504	8	100	1004
P47	620	8	100	1004

### 7.3.14.4. Návrh výztuže svislé

Prut	As, reg, v [mm <sup>2</sup> /m]	Ø [mm]	á [mm]	As, pro [mm <sup>2</sup> /m]
P26	729	8	100	1004

Schématické vykreslení výztuže v oblasti, kde jsou potřeba příložky je finální, tedy konstrukční výztuž+ příložky.



Obrázek 56- Schéma výztuže v oblastech s příložkami

### 7.3.15. Využití konstrukční výztuže

Protože konstrukční výztuž není využívána jen k zachycení příčných tahů, ale také jako hlavní výztuž u některých méně využitých táhel, je nutné posoudit, zda není v některých oblastech výztuž využívána na více jak 100 %.

Nejprve musíme rozdělit sílu v táhlech do svislého a vodorovného směru:

Svislý směr:

$$F_{t,s} = F_t \cdot \sin(\alpha) \quad (27)$$

Kde:  $F_{t,s}$  = svislá tahová síla

$F_t$  = síla v táhle

$\alpha$  = úhel odklonu od vodorovného směru ve stupních

Vodorovný směr:

$$F_{t,v} = F_t \cdot \cos(\alpha) \quad (28)$$

Kde:  $F_{t,v}$  = vodorovná tahová síla

$F_t$  = síla v táhle

$\alpha$  = úhel odklonu od vodorovného směru ve stupních

Poté provedeme rozložení síly po příslušné délce prutu, jako tomu bylo u sil příčných tahů. K těmto sílám přičteme síly od příčných tahů v dané oblasti a spočítáme potřebnou plochu výztuže, kterou posoudíme s plochou výztuže, která je již navržena.

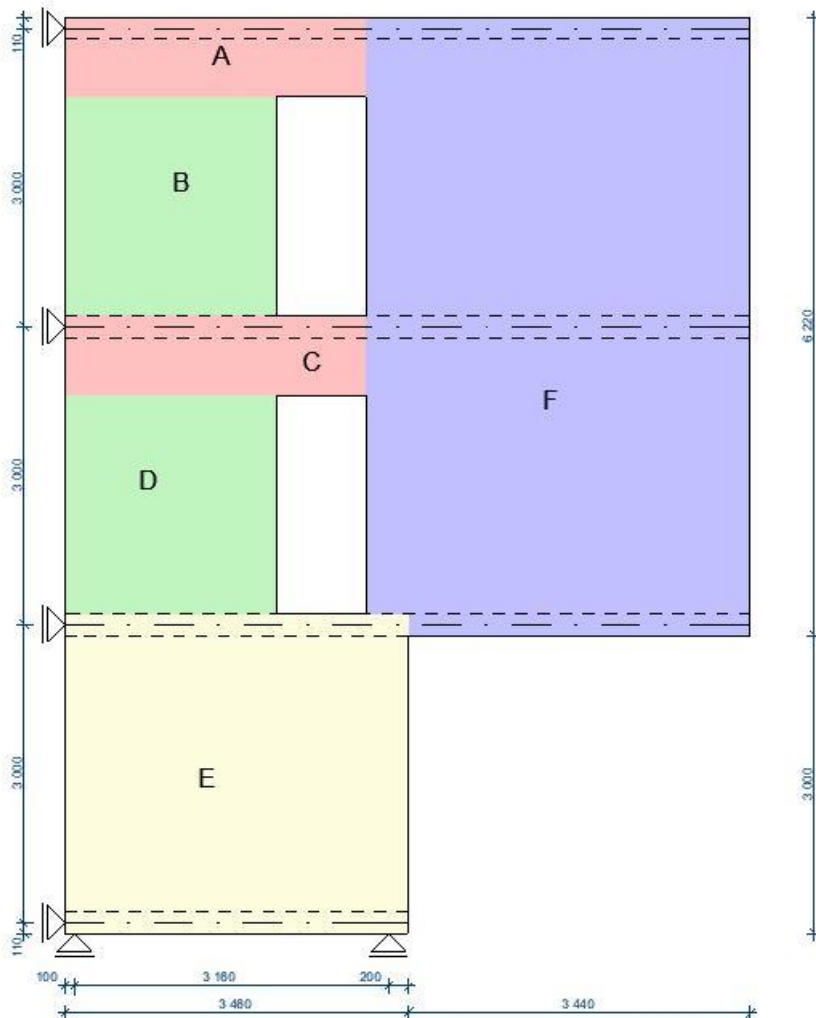
7.3.15.1. Využití konstrukční výztuže

Taž. p.	Ft [N]	$\alpha$ [°]	Ft,s [N]	Ft,v [N]	v.d. [m]	s.d. [m]	Rozptýlení		Tlač. p. využ. stejnou výztuž	Tsvs [N/m]	Tvod [N/m]	Součet působících sil		Požad. plocha výz.		Posouzení	
							Ft,svis [N/m]	Ft,vod [N/m]				Tsvs [N/m]	Tvod [N/m]	As,svis [mm <sup>2</sup> /m]	As,vod [mm <sup>2</sup> /m]	As,svis < As,kon,s	As,vod < As,kon,v
P19	146800	34,14	82387	121502	3,54	2,4	23273	50626	P17	54519	54521	77792	105147	178,92	241,84	OK	OK
P20	23200	90	23200	0	0	3	23200	0	P18	55351	55352	78624	105978	180,84	243,75	OK	OK
P28	48340	21,8	17952	44883	1,5	0,6	11968	74805	P29	236	236	12204	75041	28,07	172,60	OK	OK
P39	107180	34,14	60151	88710	3,54	2,4	16992	36962	P31	75730	75732	92722	112694	213,26	259,20	OK	OK
P48	0	0	0	0	3,16	0	0	0	P32	40882	40882	57874	77844	133,11	179,04	OK	OK
										0	0	0	0	0,00	0,00	OK	OK

Konstrukční výztuž není využívána na 100 %. Není zapotřebí přidávat další výztuž.

### 7.3.16. Návrh výztuže od příčných tahů kolmo na stěnu

Protože příčné tahy nevznikají od vzpěr jen rovnoběžně se stěnou, ale i kolmo, je zapotřebí na to navrhnout výztuž ve formě stěnových spon. Pro zjednodušení si stěnový nosník rozdělíme do oblastí podle hustoty vzpěr. V každé této oblasti sečteme k nim příslušné síly od příčných tahů. Na ně následovně navrhne potřebnou plochu výztuže, kterou rovnoměrně rozdělíme do celé oblasti. Na tuto hodnotu pak navrhne pruty v určitém rastru tak, aby plocha navržené výztuže byla větší než plocha potřebné výztuže. Zároveň musí platit, že všude je nutno navrhnout alespoň 4 spony na 1 m<sup>2</sup>.



Obrázek 57- Rozdělení stěnového nosníku na oblasti

### 7.3.16.1. Návrh výztuže

Oblast	$\Sigma T$ [N]	$A_{s,reg}$ [mm <sup>2</sup> ]	Plocha oblasti [m <sup>2</sup> ]	$A_{s,reg,m2}$ [mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	Návrh výztuže			
					$\emptyset$	počet prutů na m <sup>2</sup>	$A_{s,pro}$ [mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	Rastr
A	505344	1162,298	2,42	480	8	10	503	300x300
B	247562	569,396	4,69	121	8	4	201	500x500
C	423034	972,984	2,42	402	8	10	503	300x300
D	342298	787,2901	4,69	168	8	4	201	500*500
E	1704881	3921,25	6,68	587	8	12	603,6	280x280
F	2410936	5545,186	24,07	230	8	6	301,8	400x400

### 7.3.17. Ověření styčnicků

Dalším postupem návrhu je ověření styčnicků, a to podle maximálního možného napětí ve styčnicku. Maximální napětí ve styčnicku je stanoveno podle toho, zda do styčnicku vstupují táhla či nikoliv. Pro každé napětí budeme muset znát hodnotu součinitele  $\nu$ , která byla už vypočítána v předchozích částech-jako  $\nu = 0,88$ .

Pro styčnický bez táhel:

$$\sigma_{Rd,CCC} = \nu \cdot f_{cd} = 17,6 \text{ MPa}$$

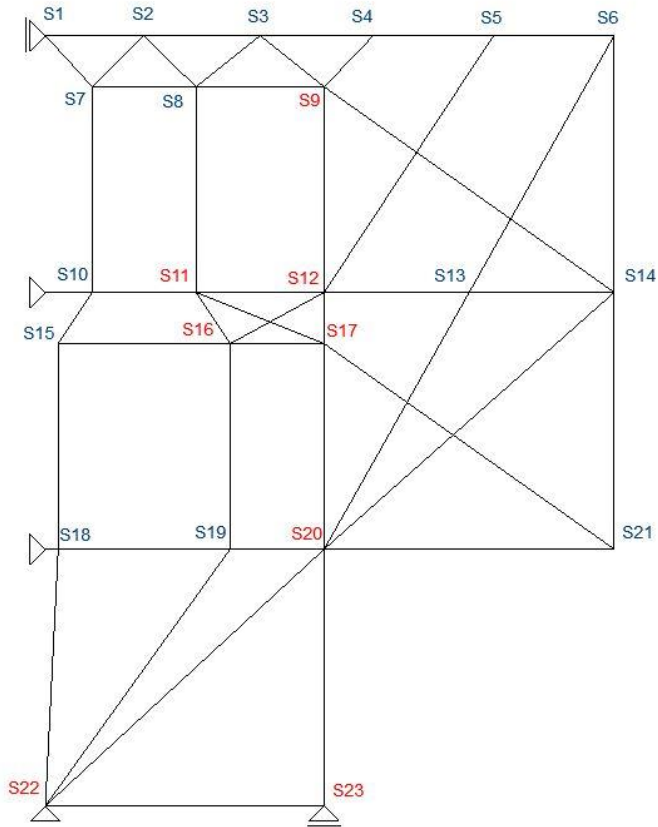
Pro styčnick s jedním táhlem:

$$\sigma_{Rd,CCT} = 0,85 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 14,96 \text{ MPa}$$

Pro styčnick s více jak jedním táhlem:

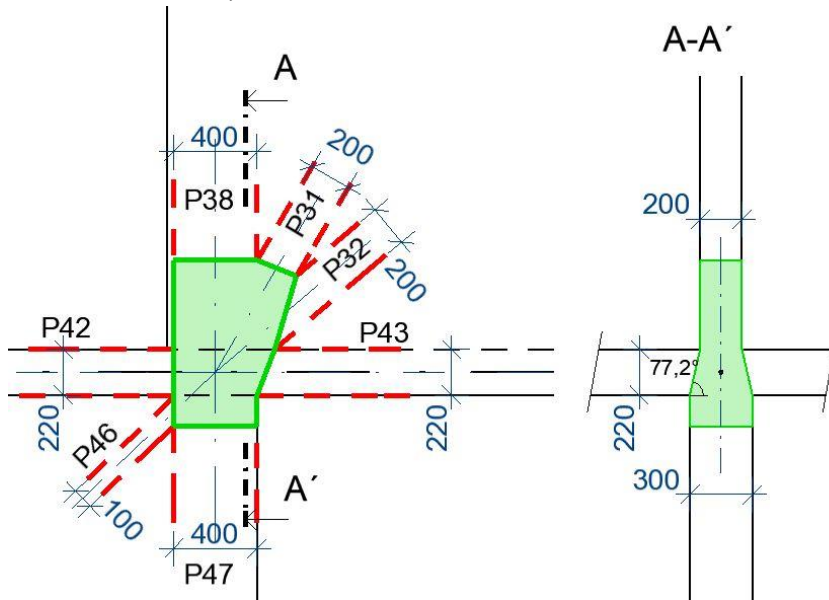
$$\sigma_{Rd,CTT} = 0,75 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 13,2 \text{ MPa}$$

Z konstrukce byly vybrány nejkritičtější styčnický viz. Obrázek 58- Označení styčnicku pro posouzení. Kde jsou vyznačeny červenou barvou. Pro tyto styčnický byly stanoveny rozměry a dopočteno napětí vstupujících prutů, které bylo následně posouzeno s maximálním napětím. Pruty, ve kterých je síla rovna nule jsou ve výpočtech zanedbány.



Obrázek 58- Označení styčníku pro posouzení

7.3.17.1. Styčník S20 - CCC



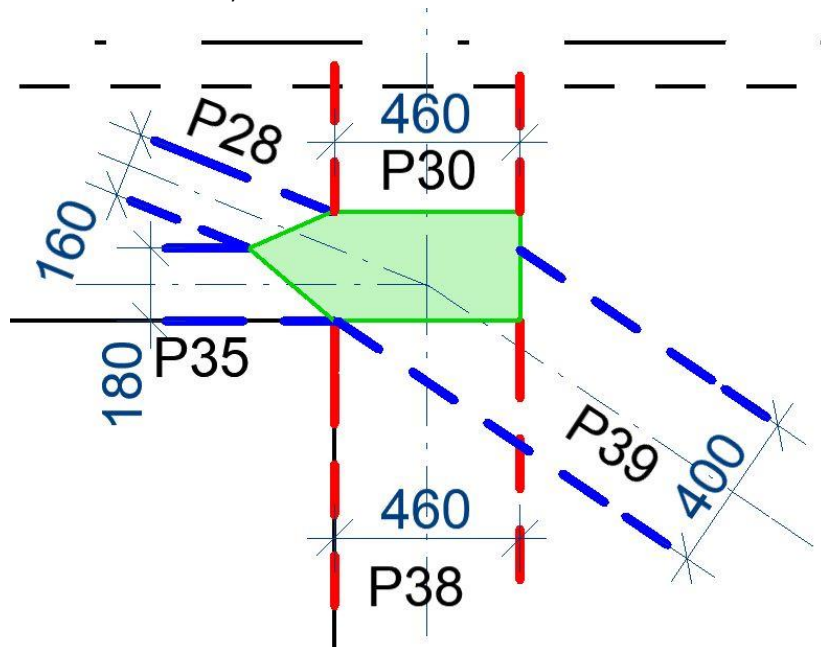
Obrázek 59- Schéma styčníku S20



Pruty	$F_t$ [N]	Tl. prvku [mm]	Šířka [mm]	V. napětí [MPa]	Max Napětí [MPa]	Max.n.>V.n.
P38	1194900	200	400	14,9	17,6	OK
P31	599520	200	200	15,0	17,6	OK
P32	431140	200	200	10,8	17,6	OK
P43	88710	200	220	2,0	17,6	OK
P42	367460	200	220	8,4	17,6	OK
P46	489240	300	100	16,3	17,6	OK
P47	1839200	300	400	15,3	17,6	OK

Styčnický vyhovuje

7.3.17.2. Styčnický S17 – CTT

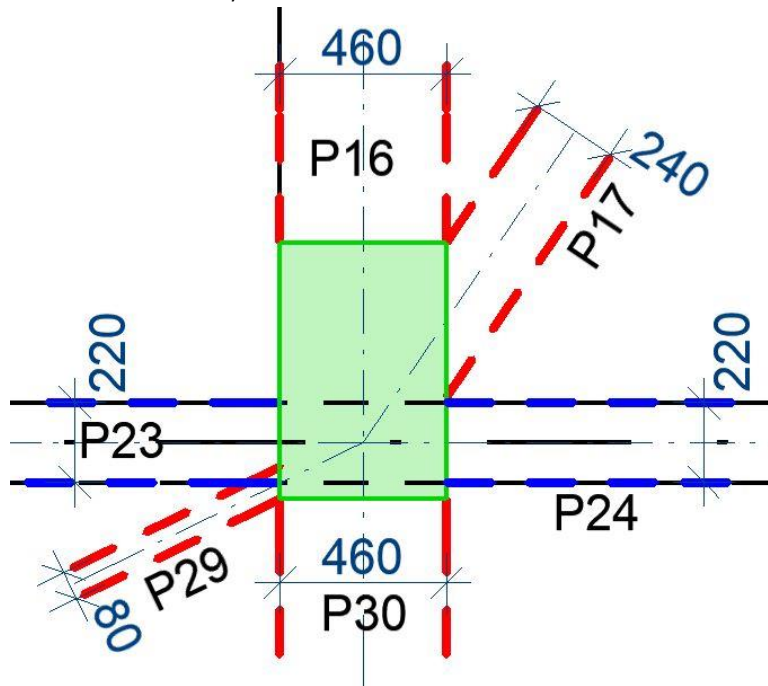


Obrázek 60- Schéma styčnicku S17

Pruty	$F_t$ [N]	Tl. prvku [mm]	Šířka [mm]	V. napětí [MPa]	Max Napětí [MPa]	Max.n.>V.n.
P28	48340	200	160	1,5	13,2	OK
P30	1152710	200	460	12,5	13,2	OK
P35	43830	200	180	1,2	13,2	OK
P38	1194900	200	460	13,0	13,2	OK
P39	107180	200	400	1,3	13,2	OK

Styčnický vyhovuje

7.3.17.3. Styčník S12 – CTT

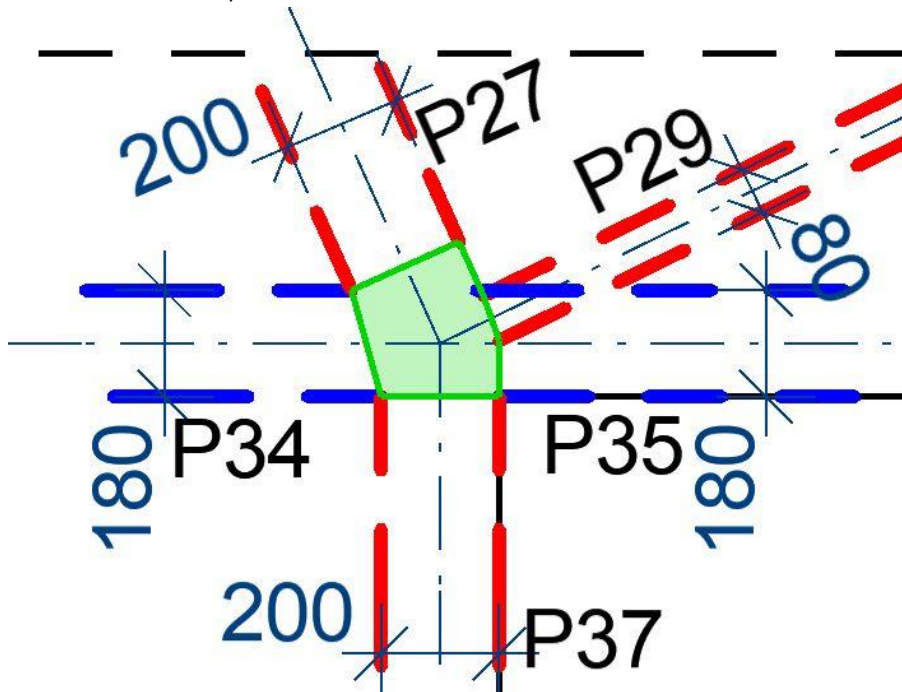


Obrázek 61- Schéma styčníku S12

Pruty	$F_t$ [N]	Tl. prvku [mm]	Šířka [mm]	V. napětí [MPa]	Max Napětí [MPa]	Max.n.>V.n.
P16	652960	200	460	7,1	13,2	OK
P17	449880	200	240	9,4	13,2	OK
P23	36630	200	220	0,8	13,2	OK
P24	289390	200	220	6,6	13,2	OK
P29	720	200	80	0,0	13,2	OK
P30	1152710	200	460	12,5	13,2	OK

Styčník vyhovuje

7.3.17.4. Styčník S16 – CTT

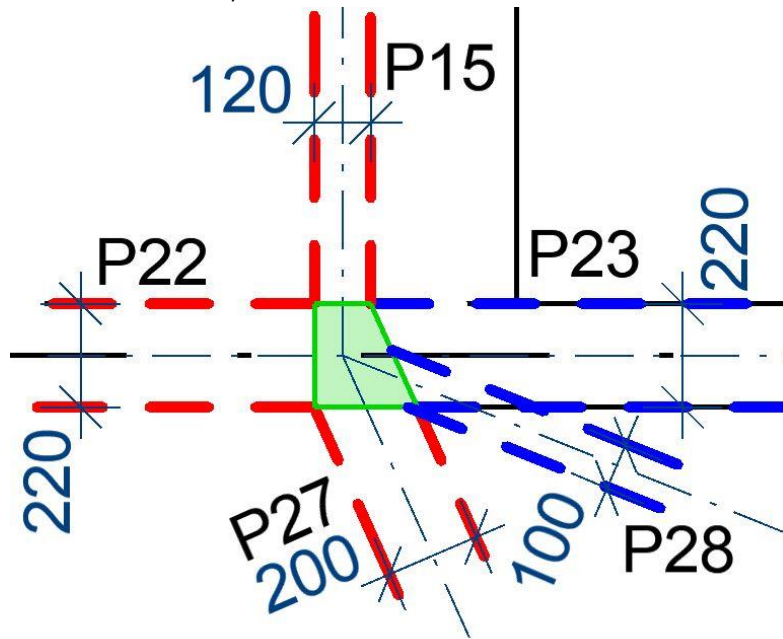


Obrázek 62- Schéma styčníku S16

Pruty	$F_t$ [N]	Tl. prvku [mm]	Šířka [mm]	V. napětí [MPa]	Max Napětí [MPa]	Max.n.>V.n.
P27	386430	200	200	9,7	13,2	OK
P29	720	200	80	0,0	13,2	OK
P34	216000	200	180	6,0	13,2	OK
P35	43830	200	180	1,2	13,2	OK
P37	345950	200	200	8,6	13,2	OK

Styčník vyhovuje

7.3.17.5. Styčník S11 – CTT

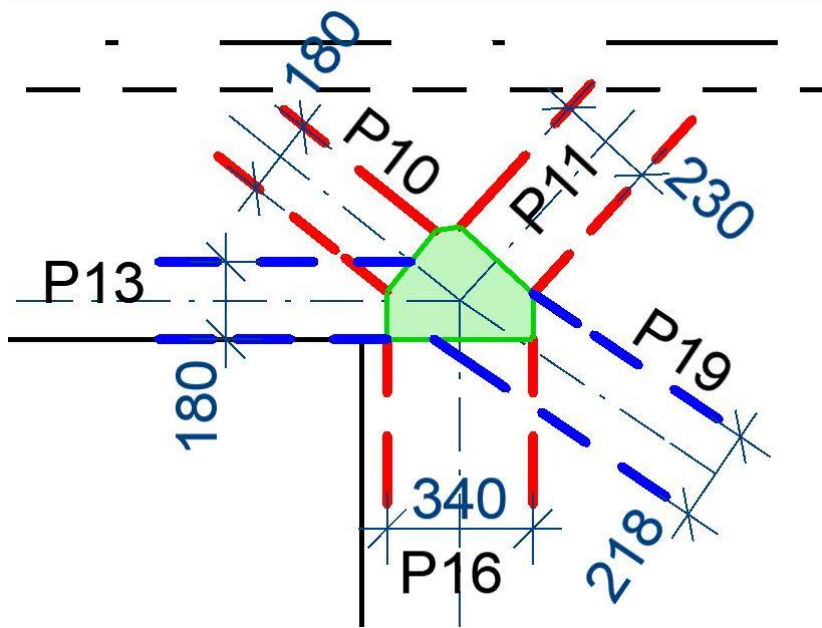


Obrázek 63- Schéma styčníku S11

Pruty	$F_t$ [N]	Tl. prvku [mm]	Šířka [mm]	V. napětí [MPa]	Max Napětí [MPa]	Max.n.>V.n.
P15	221700	200	120	9,2	13,2	OK
P22	91300	200	220	2,1	13,2	OK
P23	36630	200	220	0,8	13,2	OK
P27	386430	200	200	9,7	13,2	OK
P28	48340	200	100	2,4	13,2	OK

Styčník vyhovuje

7.3.17.6. Styčník S9 – CTT

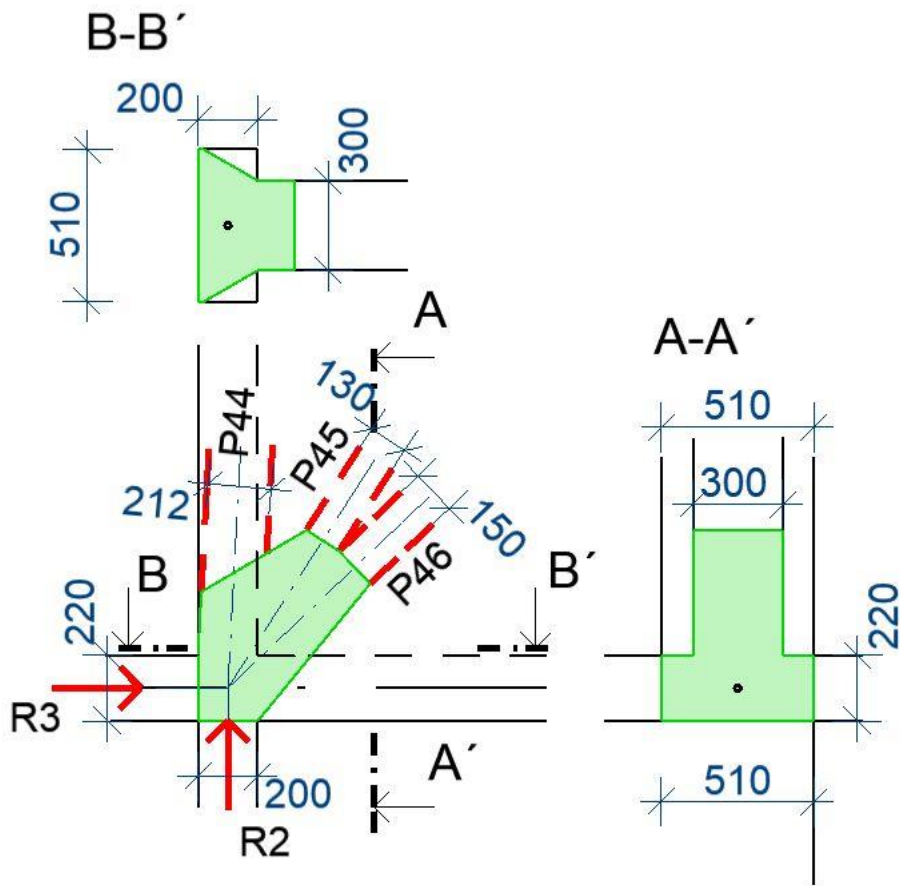


Obrázek 64- Schéma styčníku S9

Pruty	$F_t$ [N]	Tl. prvku [mm]	Šířka [mm]	V. napětí [MPa]	Max Napětí [MPa]	Max.n.>V.n.
P10	357110	200	180	9,9	13,2	OK
P11	471390	200	230	10,2	13,2	OK
P13	81830	200	180	2,3	13,2	OK
P16	652960	200	340	9,6	13,2	OK
P19	146800	200	218	3,4	13,2	OK

Styčník vyhovuje

7.3.17.7. Styčník S22 – CCC

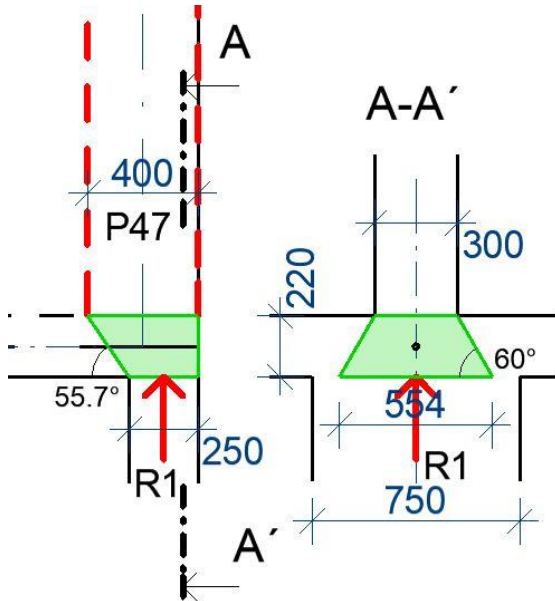


Obrázek 65- schéma styčníku S22

Pruty	$F_t$ [N]	Tl. prvku [mm]	Šířka [mm]	V. napětí [MPa]	Max Napětí [MPa]	Max.n.>V.n.
P44	523810	300	212	8,2	17,6	OK
P45	553900	300	130	14,2	17,6	OK
P46	489240	300	150	10,9	17,6	OK
R2	1448600	510	200	14,2	17,6	OK
R3	685660	510	220	6,1	17,6	OK

Styčník vyhovuje

7.3.17.8. Styčnick S23 – CCC



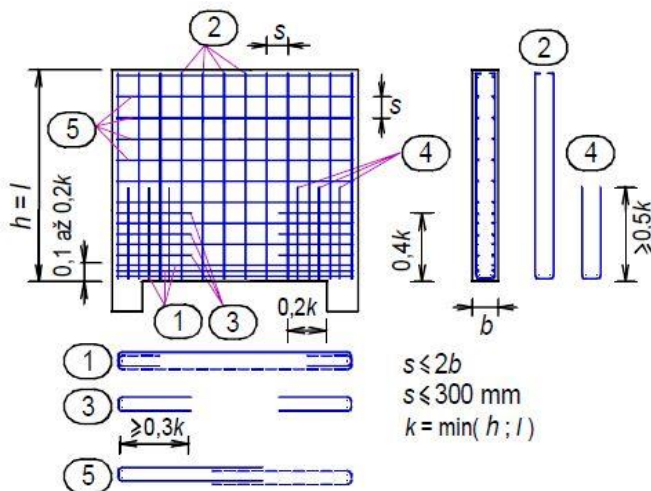
Obrázek 66- Schéma styčnicku S23

Pruty	$F_t$ [N]	Tl. prvku [mm]	Šířka [mm]	V. napětí [MPa]	Max Napětí [MPa]	Max.n.>V.n.
P47	1839200	300	400	15,3	17,6	OK
R1	1971630	554	250	14,2	17,6	OK

Styčnick vyhovuje

7.3.18. Zesílení výztuže nad podporami

V oblastech přechodu ze stěny do sloupů se musí kvůli koncentraci napětí zesílit konstrukční výztuž. To provedeme zjednodušeně pomocí těchto pravidel.



Obrázek 67- zesílení konstrukční výztuže u podpor [1]

Protože  $k$  je menší z hodnot výšky nosníku nebo délky, tak v našem případě je to délka, a to v dolní nevykonzolované části, které se to týká. Hodnota  $k = 3460 \text{ mm}$ .

Dále dopočteme hodnoty:

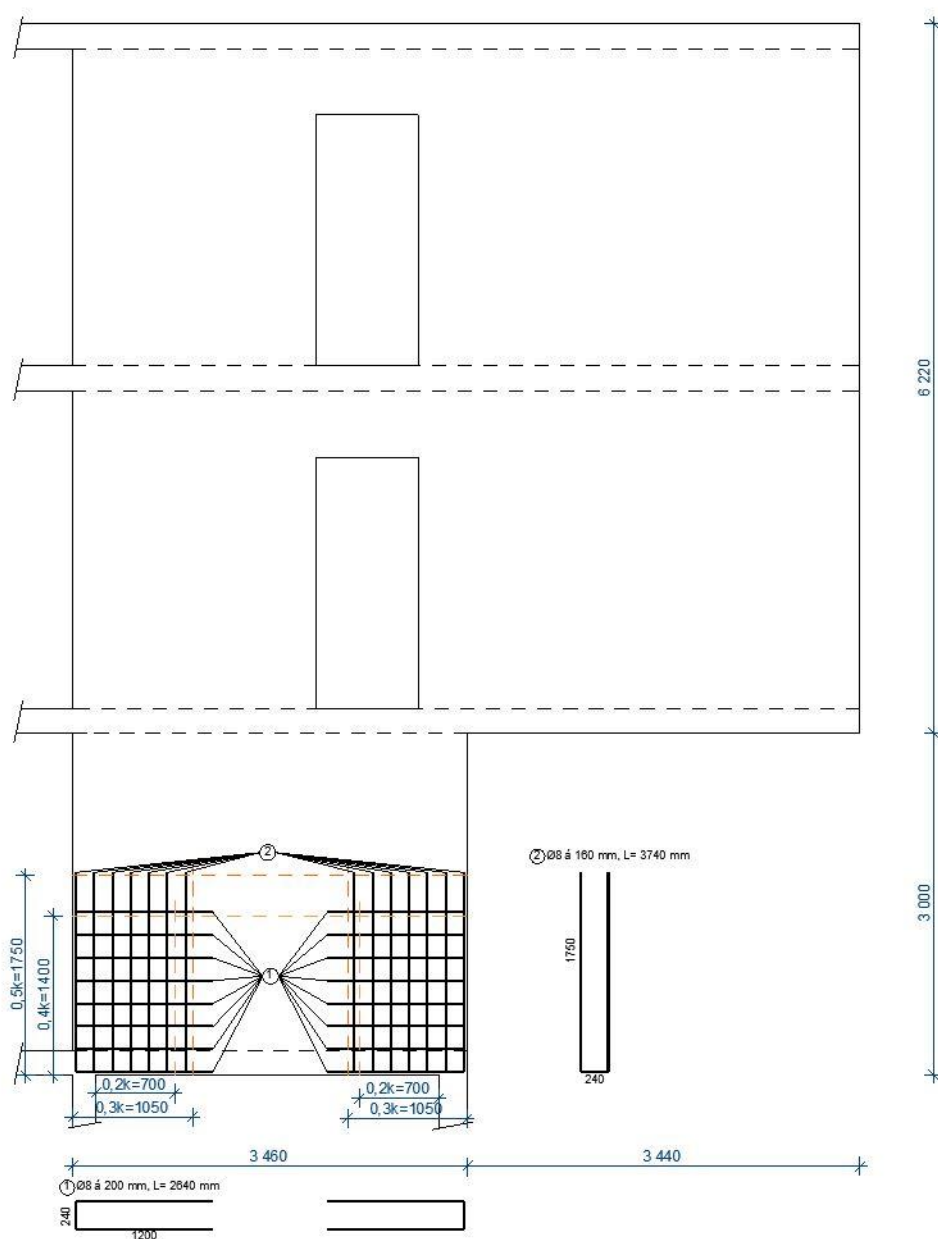
$$0,2k = 692 \text{ mm}$$

$$0,3k = 1038 \text{ mm}$$

$$0,4k = 1384 \text{ mm}$$

$$0,5k = 1730 \text{ mm}$$

Podle hodnot  $k$  byly do konstrukce v oblasti podpor vloženy příložky stejných průměrů prutů a roztečí.



Obrázek 68- schéma příložek u podpor



#### 7.4. Kotevní a přesahová délka

Pro výpočet kotevních délek prutů byl využit standardní normový postup, kde je zapotřebí vypočítat základní kotevní délku, ze které lze spočítat návrhovou kotevní délku a návrhovou přesahovou délku.

Mezní napětí v soudržnosti

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (29)$$

Kde:  $\eta_1 = 1,0$  pro dobré podmínky soudržnosti;  $0,7$  pro špatné podmínky soudržnosti

$\eta_2 = 1,0$  pro pruty s průměrem menším než 32 mm

$f_{ctd}$  = návrhová pevnost betonu v tahu-  $f_{ctd} = f_{ctk0,05} / 1,5 = 1,333$  MPa

Základní kotevní délka

$$l_{b,pqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (30)$$

Kde:  $\emptyset$  = průměr prutu

$\sigma_{sd}$  = návrhové napětí ve výztuži v místě, od kterého se měří kotevní délka

– pro nás zjednodušeně a bezpečně,  $\sigma_{sd} = f_{yd} = 434,78$  MPa

Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (31)$$

Kde:  $\alpha_1$  až  $\alpha_5$  budeme uvažovat hodnotou  $1,0$ , přikloníme se na stranu bezpečnosti

Minimální kotevní délka

$$l_{b,min} > \max ( 0,3l_{b,rqd} ; 10\emptyset ; 100 \text{ mm} ) \quad (32)$$

Přesahová délka

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (33)$$

Kde:  $\alpha_1$  až  $\alpha_2$  = stejné jako u kotevní délky

$\alpha_6 = 1,5$  - zjednodušená hodnota

minimální přesahová délka

$$l_{0,min} > \max ( 0,3\alpha_6 l_{b,rqd} ; 15\emptyset ; 200 \text{ mm} ) \quad (34)$$

#### 7.4.1. Tabulka kotevních a přesahových délek

Prut [Ø]	Kot. podmínky	$f_{ctd}$ [MPa]	$f_{bd}$ [MPa]	$l_{b,rqd}$ [mm]	Kot. délka		Přesah. délka		Posouzení	
					$l_{b,min}$ [mm]	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{o,min}$ [mm]	$l_{o,d}$ [mm]	$l_{b,d} >$ $l_{b,min}$	$l_{o,d} >$ $l_{o,min}$
8	Dobré	1,33333	3	290	100	290	200	435	OK	OK
	Špatné		2,1	414	124	414	200	621	OK	OK
12	Dobré	1,33333	3	435	130	435	200	652	OK	OK
	Špatné		2,1	621	186	621	280	932	OK	OK
14	Dobré	1,33333	3	507	152	507	228	761	OK	OK
	Špatné		2,1	725	217	725	326	1087	OK	OK
20	Dobré	1,33333	3	725	217	725	326	1087	OK	OK
	Špatné		2,1	1035	311	1035	466	1553	OK	OK

#### 7.5. Výkresy

Protože je návrh hotov, byly vytvořeny výkresy, a to výkres tvaru stěny viz Příloha 1 a výkres výztuže stěnového nosníku viz Příloha 2.

### 8. Posouzení návrhu na MSP pomocí nelineární analýzy

Stěnový nosník po návrhu všech částí musíme ještě posoudit na mezní stav použitelnosti. A to na šířku trhlin v konstrukci, maximální průhyb konstrukce a omezení napětí v kritických částech konstrukce. Pro posouzení konstrukce využijeme program IDEA StatiCa. V tomto programu vytvoříme model stěnového nosníku podle výkresu tvaru a dále do modelu vložíme výztuž podle výkresu výztuže. To nám umožní provést nelineární analýzu se zohledněním vlivu trhlin a dlouhodobých deformací. Zatížení, které vnášíme do konstrukce je v charakteristických hodnotách, protože pro posouzení mezního stavu se používá kvazistálá kombinace zatížení. Tedy stálé zatížení v plné výši v charakteristické hodnotě a nahodilé zatížení v charakteristické hodnotě se přenásobí hodnotou kombinačního součinitele 0,3. Tedy uvažuje se jen 30% síla nahodilého zatížení. Také pro posouzení konstrukce musíme stanovit součinitel dotvarování.

#### 8.1. Součinitel dotvarování

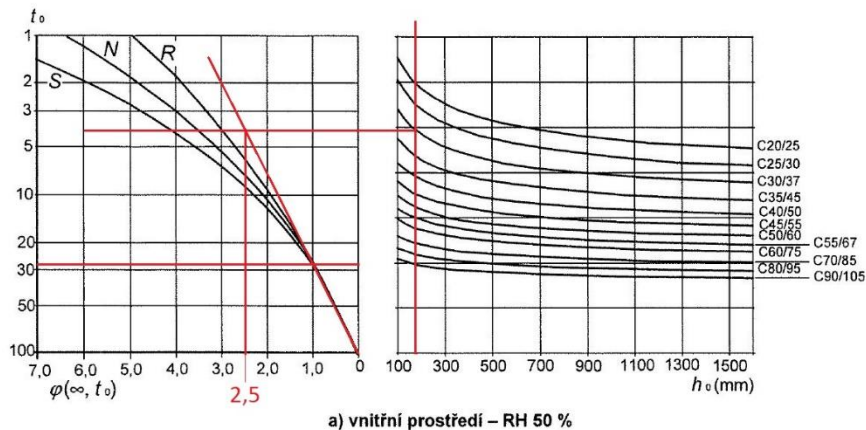
Součinitel dotvarování zohledňuje změny objemu nebo tvaru betonu způsobené dlouhodobým zatížením. Součinitel dotvarování bude určen podle normy EN 1992-1-1. [14] Betonáž konstrukce bude provedena po jednotlivých patrech s okolní relativní vlhkostí 50 %. Součinitel budeme stanovovat z grafu, do kterého budeme potřebovat vstupní údaje. Prvním je stáří betonu v době vnesení zatížení, tedy  $t_0$ . protože se jedná o velmi citlivou konstrukci, zatížení do ní bude vneseno nejdříve po 28 dnech, tedy po získání charakteristické pevnosti betonu. Dále potřebujeme stanovit náhradní rozměr prvku  $h_0$ .

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (35)$$

Kde:  $A_c$  = plocha průřezu

$u$  = obvod průřezu

Jak bylo výše řečeno, stěnový nosník je při betonáži rozdělen na jednotlivá patra tedy výška stěny je 3110 mm. Proto  $A_c = 200 * 3110 = 622000 \text{ mm}^2$ . a  $u = 2 * (200+3110) = 6620 \text{ mm}$ . Výsledný náhradní rozměr prvku je  $h_0 = 187,915 \text{ mm}$ .



Obrázek 69- Graf se stanovením součinitele dotvarování

Z grafu vyplývá, že jsme stanovili součinitel dotvarování  $\phi = 2,5$ .

## 8.2. Mezní šířka trhlin

Trhliny vznikají v betonu z důvodu, že je to křehký materiál s malou pevností v tahu. Vzniku trhlin nelze v betonu zcela zamezit, ale je zapotřebí omezit jejich vznik a velikost, aby se zamezil přístup agresivních látek k betonářské výztuži. Pro stanovení maximální šířky trhlin využijeme tabulku s doporučenými hodnotami podle stupně vlivu prostředí, ve kterém se betonový prvek nachází. Stěnový nosník se nachází uvnitř budovy, proto je stupeň vlivu prostředí stanoven jako XC1.

Tab. 2-10 Doporučené hodnoty  $w_{max}$  (mm) pro dané třídy prostředí

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 <sup>1</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>2</sup>
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		dekomprese
<p>POZNÁMKA 1 Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.</p> <p>POZNÁMKA 2 Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.</p>		

Obrázek 70- tabulka pro stanovení maximální šířky trhlin [14]

Z tabulky je tedy patrné že maximální šířka trhlin  $w_{max} = 0,4$  mm.

### 8.3. Maximální průhyb

Maximální průhyb se stanovuje vzhledem k tomu, aby nebyla ovlivněna funkčnost prvku, jeho vzhled, či trvanlivost. Pro stanovení maximálního průhybu použijeme normu ČSN EN 1992-1-1. [14] Zde jsou uvedena dvě kritéria. Nás zajímá první kritérium, které říká průhyb při, že kvazi-stálé kombinaci zatížení by neměl překročit hodnotu  $1/250$  rozpětí. V našem případě se jedná o stěnový nosník s vykonzolovanou částí, proto jako rozpětí budeme uvažovat právě délku konzoly. Konzola je dlouhá 3440 mm. Proto:

$$w_{lim} = \frac{L}{250} = 13,76mm$$

### 8.4. Omezení napětí

Napětí v konstrukci se omezuje z hlediska dlouhodobého chování konstrukce. Při překročení mezního napětí mohou vznikat široké trhliny a probíhat nelineární dotvarování. Napětí se posuzuje při běžném provozním zatížení a rozděluje se posouzení na napětí ve výztuži a v betonu.

Pro beton je maximální dovolené napětí stanoveno následovně:

$$\sigma_{c,lim} = 0,45 \cdot f_{ck} \quad (36)$$

$$\sigma_{c,lim} = 13,5 MPa$$

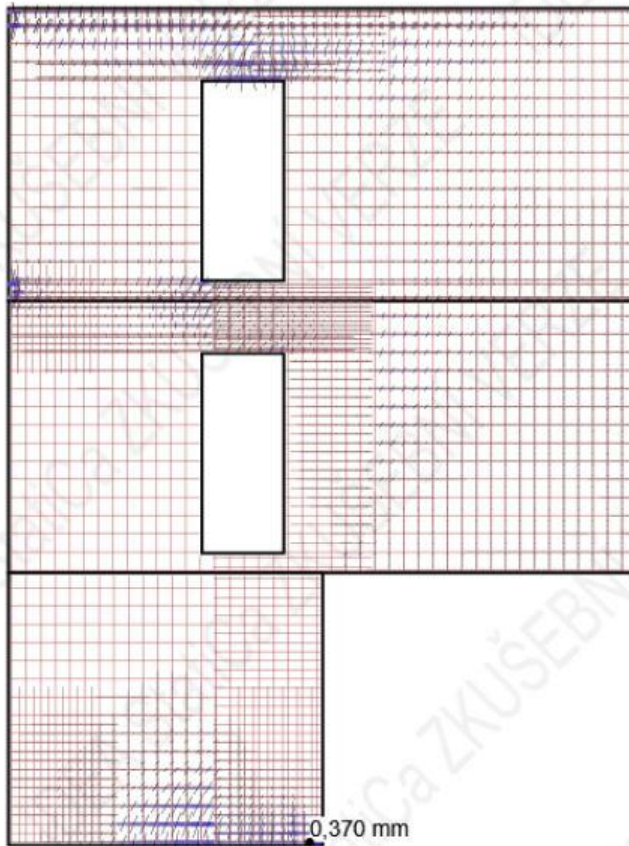
Pro ocel je maximální dovolené napětí stanoveno následovně:

$$\sigma_{s,lim} = 0,8 \cdot f_{yd} \quad (37)$$

$$\sigma_{s,lim} = 400 MPa$$

## 8.5. Výsledky z programu IDEA StatiCa

### 8.5.1. Šířka trhlin



Obrázek 71- schéma stěnového nosníku s vykreslenými trhlinami

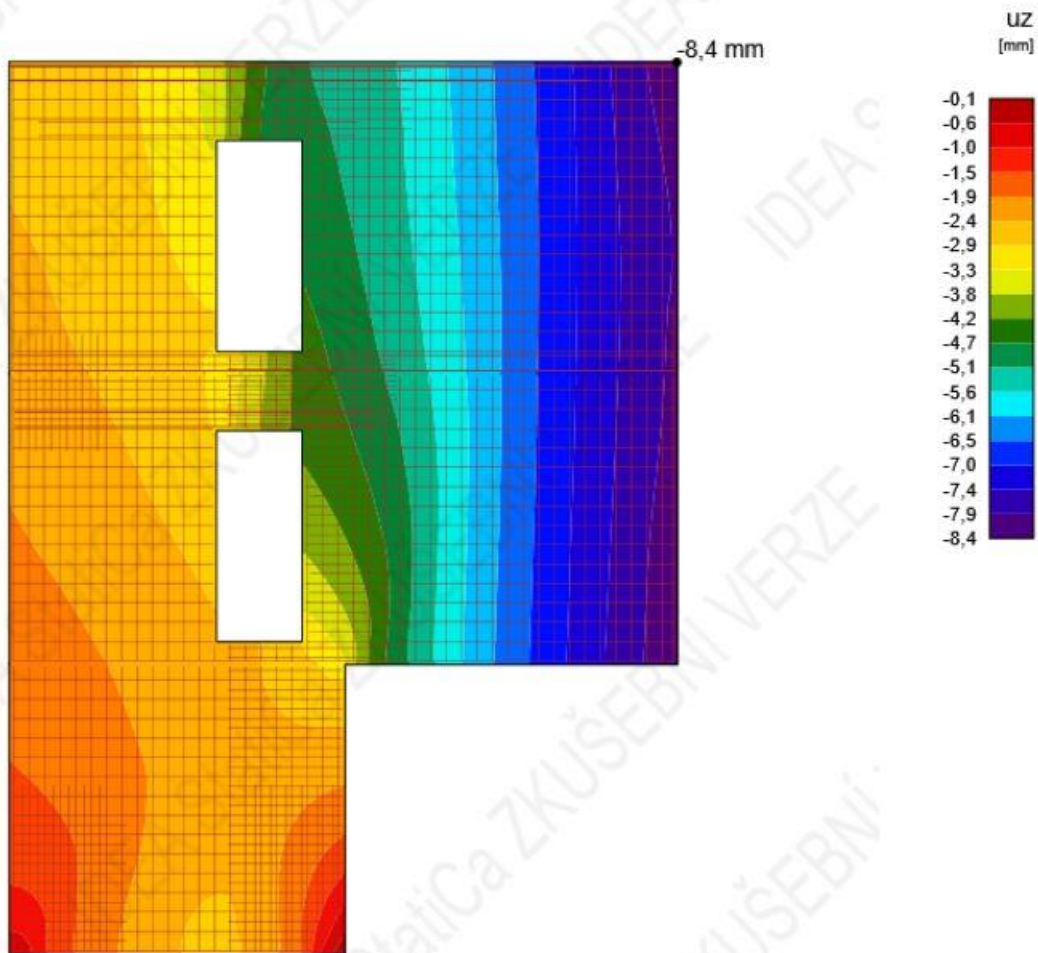
Podle výsledku z programu Idea viz Příloha 3. je patrné, že nejširší trhlina vznikne v místě uložení na sloupovou podporu v nejnižším podlaží. Její šířka je 0,37 mm splňuje stanovený limit. Navíc se trhlina na modelu nachází v oblasti, která se reálně bude nacházet uvnitř stropní desky. V daném místě proto bude konstrukce výrazně tužší, a proto lze usuzovat, že skutečná šířka této trhliny bude ještě nižší. Ostatní trhliny ve stěnovém nosníku nepřesahují šířku 0,3 mm. Pokud provedeme posudek na nejširší trhlínu, která byla spočtena, tak zjistíme že:

$$w \leq w_{\max} \quad (38)$$

$$0,370 \text{ mm} \leq 0,400 \text{ mm}$$

Konstrukce tedy vyhovuje na maximální šířku trhlin

### 8.5.2. Maximální průhyb



Obrázek 72- schéma stěnového nosníku s vyznačením průhybů

Podle výsledku z programu Idea viz. Příloha 3 je patrné, že maximální průhyb je ve svislém směru na konci konzoly, a to 8,4 mm. Tuto hodnotu tedy posoudíme s limitním průhybem.

$$w \leq w_{\text{lim}} \quad (39)$$

$$8,4 \text{ mm} \leq 13,76 \text{ mm}$$

Konstrukce vyhovuje na maximální průhyb.

### 8.5.3. Omezení napětí

#### 8.5.3.1. Omezení napětí ve výztuži



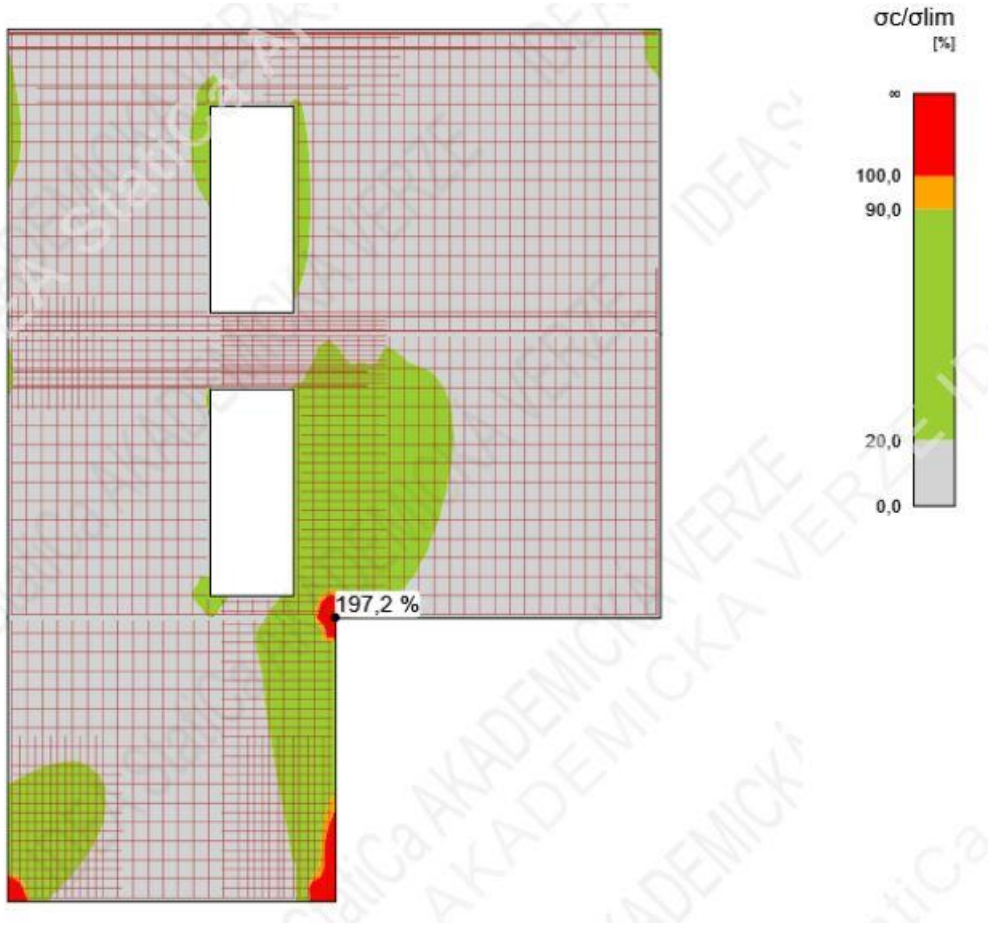
Obrázek 73- Schéma stěn. nosníku s posouzením napětí ve výztuži a vyznačenými oblastmi překročení limitu

Napětí ve výztuži musí být menší než limitní napětí, tedy:

$$\sigma_s \leq \sigma_{s,lim} \quad (40)$$

Podle vykreslení posouzení napětí lze vidět, že toto kritérium není splněno ve dvou oblastech. Obě tyto oblasti se nachází v místě stropní desky. Deformace konstrukce, a tedy i vznikající napětí zde budou výrazně menší. V ploše je podmínka splněna, posudek lze tedy považovat za vyhovující.

### 8.5.3.2. Omezení napětí v betonu



Obrázek 74- Schéma stěn. nosníku s posouzením napětí v betonu

Napětí v betonu musí být menší než limitní napětí, tedy:

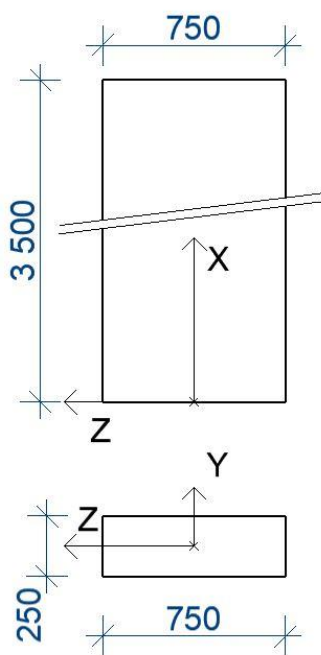
$$\sigma_c \leq \sigma_{c,lim} \quad (41)$$

Podle vykresleného napětí je patrné, že toto kritérium není splněno ve třech oblastech, Jedná se o oblasti rohů modelu, kde dochází k singularitě a také se jedná o místa kde v reálné konstrukci je stropní deska. Z tohoto hlediska lze usoudit že tedy v těchto místech bude výsledné napětí nižší a konstrukce vyhoví. Jediný problém by mohl nastat v oblasti pravého dolního rohu, kde napětí nad limitem vystupuje nad stropní desku. Po bližším prozkoumání této oblasti víme, že stěnovým nosníkem probíhá kolmo železobetonová stěna. Tato stěna může převzít část napětí, a tedy snížit napětí pod danou mez. Konstrukce tedy vyhovuje.



## 9. Návrh sloupu pod pravou podporou

Nad rámeček původního zadání této práce byl ještě proveden návrh a posouzení kritického sloupu, který se nachází pod pravou podporou. Sloup má obdélníkový průřez o rozměrech 250 x 750 mm, při čemž delší strana sloupu je kolmo na stěnový nosník. Konstrukční výška sloupu je 3,5 metrů a světlá výška sloupu je 3,28 metru. Normálová síla, která působí na hlavu sloupu byla převzata z výsledného příhradového modelu z této práce. Momenty a posouvající síly, které působí na sloup byly převzaty z globálního modelu konstrukce v rámci Projektu 2C [6].



Obrázek 75- Schéma sloupu

### 9.1. Vnitřní síly působící ve sloupu

Normálové síly:	V hlavě sloupu	$N_h = 1971,63 \text{ kN}$
	V patě sloupu	$N_p = 1993,78 \text{ kN}$
Posouvající síly:		$V_y = -4,95 \text{ kN}$
		$V_z = -18,49 \text{ kN}$
Ohybové momenty:	V hlavě sloupu	$M_{yh} = -43,32 \text{ kNm}$
		$M_{zh} = -12,17 \text{ kNm}$
	V patě sloupu	$M_{yp} = 21,39 \text{ kNm}$
		$M_{zp} = 5,16 \text{ kNm}$

Pro pozdější návrh a posouzení bude potřeba ještě zohlednit odchylky v geometrii konstrukce. Tyto odchylky zohledníme pomocí geometrické imperfekce, ze které vypočítáme přírůstek ohybových momentů.

Geometrická imperfekce:

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \cdot \frac{l_0}{2} \quad (42)$$

Kde:  $\theta_0$ = Základní hodnota úhlu odklonu =1/200 dle [14]

$\alpha_h$ = redukční součinitel zohledňující výšku sloupu

$\alpha_m$ = redukční součinitel zohledňující počet sloupů

$l_0$ = účinná délka sloupu-uvažujeme 0,8\* s. v. sloupu- 0,8\*3280= 2624 mm

Redukční součinitel zohledňující výšku sloupu:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ zároveň musí platit } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (43)$$

Kde:  $h$ = konstrukční výška sloupu

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{3,5}} = 1,07$$

$$\alpha_h = 1,0$$

Redukční součinitel zohledňující počet sloupů:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (44)$$

Kde:  $m$ = počet sloupů, v našem případě  $m=1$

$$\alpha_m = 1$$

Po dosazení geometrická imperfekce vychází:

$$e_i = \frac{1}{200} \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{2624}{2} = 6,56 \text{ mm}$$

Ohybové momenty od geometrické imperfekce:

$$M_{imh} = N_{e dh} \cdot e_i \quad (45)$$

$$M_{imh} = 1971,63 \cdot 0,00656 = 12,93 \text{ kNm}$$

$$M_{imp} = N_{e dp} \cdot e_i \quad (46)$$

$$M_{imp} = 1993,78 \cdot 0,00656 = 13,08 \text{ kNm}$$

## 9.2. Návrh výztuže

Návrh výztuže provedeme pomocí nomogramů, a to stanovením součinitele  $\omega$ , ze kterého dopočteme potřebnou plochu výztuže. Nejprve však odhadneme, jaký průměrem prutu budeme daný sloup vyztužovat. Pro tahovou výztuž zvolíme průměr 14 mm a pro třmínky průměr 10 mm. Také musíme stanovit krycí vrstvu betonu, tu budeme

brát stejnou jako pro stěnový nosník. Poté můžeme stanovit poměr mezi umístěním výztuže od kraje sloupu ku tloušťce sloupu, tedy:

$$d_1 / b \quad (47)$$

Kde:  $d_1 = c_{nom} + \phi_{sw} + \phi / 2 = 30 + 10 + 7 = 47 \text{ mm}$

$b = 250 \text{ mm}$

$$47 / 250 = 0,19$$

Z tohoto poměru víme že nás pro určení součinitele  $\omega$  bude zajímat nomogram pro návrh průřezu souměrně vyztuženého sloupu s poměrem  $d/h = 0,15$ .

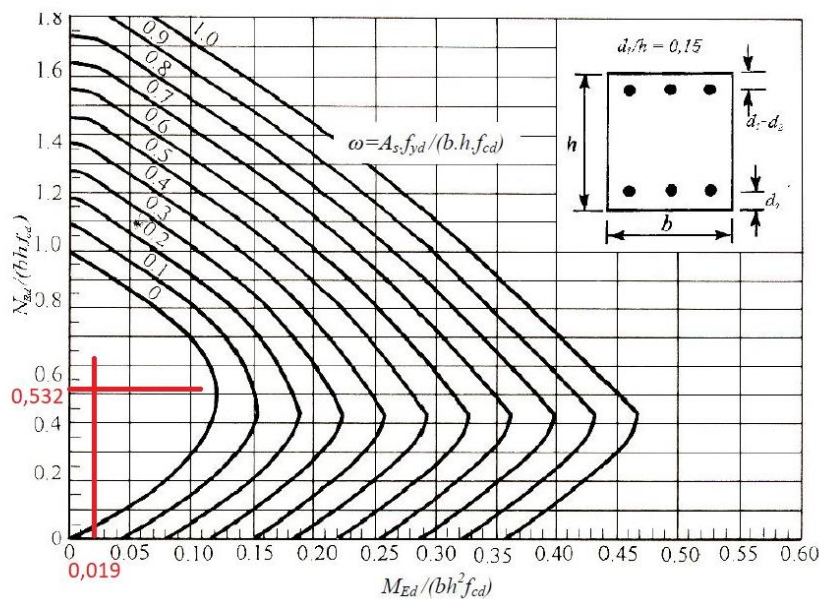
Nyní můžeme vypočítat dílčí součinitele  $\nu$  a  $\mu$  pro určení hodnoty součinitele  $\omega$ .

$$\nu = \frac{N_{ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (48)$$

$$\nu = \frac{1993,78 \cdot 10^3}{250 \cdot 750 \cdot 20} = 0,532$$

$$\mu = \frac{M_{ed}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} \quad (49)$$

$$\mu = \frac{18,24 \cdot 10^6}{750 \cdot 250^2 \cdot 20} = 0,019$$



Obrázek 76- Stanovení součinitele  $\omega$  z nomogramu [14]

Z monogramu jsme tedy stanovili součinitel  $\omega = 0$ . Potřebná plocha výztuže se vypočítá následovně:

$$A_{s,req} = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (50)$$

$$A_{s,req} = \frac{0 \cdot 250 \cdot 750 \cdot 20}{434,78} = 0$$

Protože požadovaná výztuž sloupu se rovná 0, je zapotřebí navrhnout alespoň konstrukční výztuž, která bude větší než minimální požadovaná plocha výztuže, ale zároveň menší než maximální plocha výztuže.

Minimální plocha výztuže:

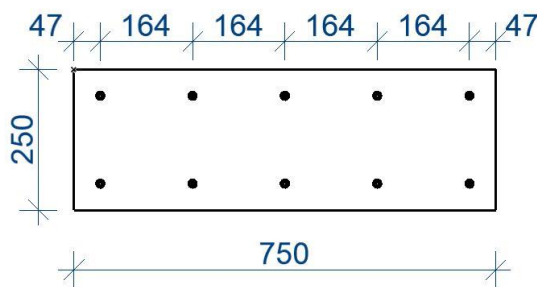
$$A_{s,min} = \max (0,1 \cdot N_{ed}/f_{yd} ; 0,002 \cdot A_c)$$

$$A_{s,min} = 459 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 7500 \text{ mm}^2$$

Návrh výztuže 10x Ø 14,  $A_{s,pro} = 1540 \text{ mm}^2$



Obrázek 77- Schéma rozmístění výztuže

Dále ještě provedeme návrh třmínků, a to podle konstrukčních zásad, kde spočteme maximální rozteč třmínků, jak v poli, tak u podpor.

Vzdálenost třmínků v poli:

$$s_1 \leq \min (15 \cdot \varnothing ; \min (b ; h) ; 300 \text{ mm})$$

$$s_1 = 210 \text{ mm}$$

Vzdálenost třmínků u podpor:

$$s_2 \leq 0,6 \cdot s_1 = 126 \text{ mm}$$

$$s_2 = 120 \text{ mm}$$

### 9.3. Posouzení návrhu

Jelikož máme navrženou výztuž, je potřeba ji ještě posoudit. Nejprve provedeme orientační posouzení na normálovou sílu, zda sloup dokáže přenést dostředný tlak a následně provedeme posouzení pomocí interakčního diagramu.

#### 9.3.1. Posouzení na normálovou sílu

$$N_{Rd} \geq N_{ed}$$

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_{s,pro} \cdot \sigma_s \quad (51)$$

Kde:  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  – Napětí v tlačené výztuži

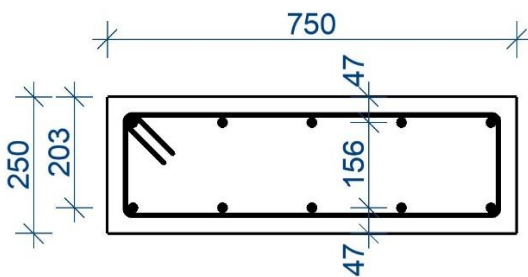
$$N_{Rd} = 3616 \text{ kN} > N_{ed} = 1993,78 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost sloupu je větší než zatížení, sloup tedy vyhovuje. S ohledem na velkou rezervu je patrné, že by pravděpodobně bylo možné navrhnout subtilnější průřez sloupu. Rozměr však vychází z dispozičních požadavků a nebude proto dále korigován.

### 9.3.2. Posouzení pomocí interakčního diagramu

Interakční diagram bude vytvořen pro sloup ve směru menší ohybové tuhosti, tedy ve směru osy y, protože v tomto směru je sloup výrazně více náchylný na ohyb. Kombinace účinků momentů v obou směrech nebude posuzována s ohledem na velmi malé velikosti působících momentů.

Vstupní hodnoty pro výpočet okrajových bodů interakčního diagramu.



Obrázek 78- Schéma umístění výztuže

Šířka sloupu	$h = 750 \text{ mm}$
Tloušťka sloupu	$b = 250 \text{ mm}$
Krytí výztuže	$c = 30 \text{ mm}$
Průměr výztuže	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
Průměr třmíneků	$\varnothing_{sw} = 10 \text{ mm}$
Plocha výztuže	$A_s = 1540 \text{ mm}^2$
Plocha betonu	$A_c = 187500 \text{ mm}^2$
Umístění výztuže od protilehlého kraje	$d = 203 \text{ mm}$
Umístění výztuže od přilehlého kraje	$d_{1,2} = 47 \text{ mm}$
Umístění výztuže od středu sloupu	$z_{1,2} = 78 \text{ mm}$
Plocha výztuže na jedné straně	$A_{s1,2} = 770 \text{ mm}^2$

9.3.2.1. Výpočet jednotlivých bodů interakčního diagramu  
Bod 0 – dostředný tlak

$$N_{Rd,0} = b \cdot h \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = 4366 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,0} = (A_{s1} \cdot z_1 - A_{s2} \cdot z_2) \cdot \sigma_s = 0$$

Bod 1 – nulové přetvoření tažené výztuže

$$N_{Rd,1} = 0,8 \cdot h \cdot d \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = 2770 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,1} = 0,8 \cdot d \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{b}{2} - 0,4d\right) + A_{s2} \cdot z_2 \cdot f_{yd} = 132,8 \text{ kNm}$$

Bod 2 – Napětí ve výztuži na mezi kluzu

$$\xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = 0,617$$

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d = 125,22 \text{ mm}$$

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{x_{bal,1}} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x_{bal,1} - d_2}$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cd} \left(\frac{1 - d_2}{x_{bal,1}}\right) = 0,00218$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,00217$$

Jelikož  $\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd}$ , pak  $\sigma_{s2} = f_{yd}$

$$N_{Rd,2} = 0,8 \cdot h \cdot x_{bal,1} \cdot f_{cd} + A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot f_{yd} = 1502,67 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,2} = 0,8 \cdot b \cdot x_{bal,1} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{b}{2} - 0,4x_{bal,1}\right) + (A_{s1} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot z_2) \cdot f_{yd}$$

$$M_{Rd,2} = 164,79 \text{ kNm}$$

Bod 3 – prostý ohyb

$$\sigma_{s2}^2 \cdot A_{s2} - \sigma_{s2} (f_{yd} \cdot A_{s1} + A_{s2} \cdot \varepsilon_{cd} \cdot E_s) + \varepsilon_{cd} \cdot E_s (A_{s1} \cdot f_{yd} - 0,8 \cdot h \cdot d_2 \cdot f_{cd}) = 0$$

$$770\sigma_{s2}^2 - 873780,6\sigma_{s2} - 160453580$$

$\sigma_{s2,1} = 1295,61 \text{ MPa} \rightarrow$  Nesmysl

$\sigma_{s2,2} = -160,84 \text{ MPa}$

$$x = \frac{(A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot \sigma_{s2})}{0,8 \cdot h \cdot f_{cd}} = 17,58 \text{ mm}$$

$$N_{Rd,3} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,3} = 0,8 \cdot h \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{b}{2} - 0,4x\right) + A_{s2} \cdot z_2 \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot z_1 \cdot f_{yd}$$

$$M_{Rd,3} = 60,65 \text{ kNm}$$

Bod 4 – nulové přetvoření tlačené výztuže,  $\varepsilon_{s2} = 0$

$$N_{Rd,4} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 334,78 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,4} = A_{s1} \cdot z_1 \cdot f_{yd} = 26,11 \text{ kNm}$$

Bod 5 – prostý tah

$$N_{Rd,5} = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} = 334,78 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,5} = 0 \text{ kNm}$$

Omezení tahové únosnosti

Minimální výstřednost:

$$e_0 = \max (b/30 ; 20 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

Ohybový moment od maximální normálové síly na minimální výstřednosti:

$$M_0 = N_{Rd,0} \cdot e_0 = 87,32 \text{ kNm}$$

9.3.2.2. Kombinace zatížení

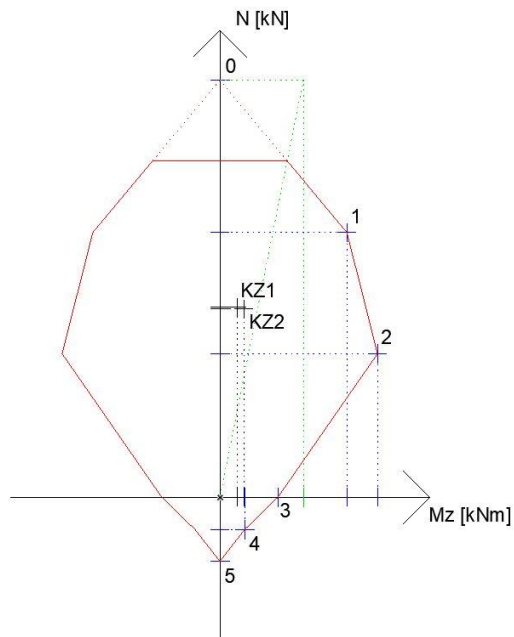
Do interakčního diagramu musíme ještě vložit působící zatížení pomocí bodů, které určíme příslušným momentem a normálovou silou.

KZ1:  $N = N_p = 1993,78 \text{ kN}$

$$M = M_{zp} + M_{imp} = 18,24 \text{ kNm}$$

KZ2:  $N = N_h = 1971,63 \text{ kN}$

$$M = M_{zh} + M_{imh} = 25,1 \text{ kNm}$$



Obrázek 79- Interakční diagram s vynesnými body zatížení

Z interakčního diagramu je vidět že navržený sloup vyhovuje. Podle návrhu byl zpracován výkres výztuže sloupu viz Příloha 4.

## 10. Závěr

Cílem této práce bylo vyzkoušet si návrh stěnového nosníku pomocí modelu náhradní příhradoviny a provést posouzení za pomoci programu využívajícího nelineární analýzu. Pro tento účel byl vybrán projekt bytového domu v Praze, kde byl vytipován jeden ze zajímavých stěnových nosníků. V první fázi této práce se jednalo o seznámení s danou problematikou a programy pro návrh a posouzení. Další fáze se už zabývala vybraným projektem.

Nejprve bylo stanoveno zatížení, které působí v konstrukci. Poté byl vytvořen model v programu Scia Engineering, ze kterého následně vzešly dva modely náhradní příhradoviny. Po úvahách se ze dvou modelů vybral jeden výsledný, na kterém byly provedeny další návrhy. Protože u tohoto modelu nebylo dodrženo kritérium maximálního napětí ve styčnicku, musela být následně provedena úprava stěnového nosníku a úprava modelu náhradní příhradoviny. V další části byla navržena konstrukční výztuž, tahová výztuže a bylo provedeno ověření šířky vzpěr. Protože ověření šířek vzpěr nebylo úspěšné, proběhla následně ještě jedna úprava stěnového nosníku, která zajistila dostatečný prostor pro vzpěry.

Následně byla navržena výztuž na zachycení příčných tahů jak v rovině stěny, tak i kolmo na rovinu stěny a ověření využití konstrukční výztuže. V další části bylo ověřeno maximální napětí v nejvíce namáhaných styčnicích. Po ukončení všech návrhů byl vytvořen výkres tvaru stěnového nosníku a výkres výztuže stěnového nosníku. V další části proběhlo posouzení navrženého stěnového nosníku za pomoci programu IDEA StatiCa, ve kterém se ověřil maximální průhyb, šířka trhlin a omezení napětí. Veškeré posudky byly vyhovující.

Nad rámeček původního zadání byl proveden návrh a posouzení kritického sloupu podepírajícího stěnový nosník.



## 11. Seznam příloh

Příloha 1- Výkres tvaru stěnového nosníku

Příloha 2- Výkres výztuže stěnového nosníku

Příloha 3- Výsledky programu IDEA StatiCa

Příloha 4- Výkres výztuže sloupu pod stěn. nosníkem

## 12. Použité programy

Microsoft Word 365

Microsoft Excel 365

ArchiCAD 18 – Studentská verze

Scia Engineering 19 – Studentská verze

IDEA StatiCa – Studentská verze

## 13. Seznam použité literatury

- [1] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jiří ŠMEJKAL. *Modelování a vyztužování betonových prvků: lokální modely železobetonových konstrukcí*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2013. ISBN 978-80-01-05340-9.
- [2] SEMRÁD, K., SZÜCS, C. Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie. Projekt FRVŠ 2311/2009/G1 [online]. Dostupné z: [http://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/frvs\\_2311.2009.php](http://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/frvs_2311.2009.php)
- [3] Scia. *SCIA a nemetschek company* [online]. Praha: Nemetschek Group, 2008 [cit. 2020-04-24]. Dostupné z: <https://www.scia.net/cs/software/scia-engineer/technical-specifications>
- [4] IDEA StatiCa Detail. Teoretický manuál. 2018
- [5] BITTNAR, Zdeněk a Jiří ŠEJNOHA. *Numerické metody mechaniky*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1992. ISBN 80-01-00901-7.
- [6] *Bytový dům Praha*. Praha, 2019. Projekt. Fakulta stavební ČVUT. Vedoucí práce Ing. Petr Bílý, Ph.D.
- [7] *Novostavba bytového domu Jánského 2257/12*. Praha, 2017. Projekt. Central Group.
- [8] *Podklad pro navrhování* [online]. 15. České Budějovice: Wienerberger, 2017 [cit. 2020-04-24]. Dostupné z: [https://www.wienerberger.cz/content/dam/wienerberger/czech-republic/marketing/documents-magazines/instructions-guidelines/CZ\\_Podklad\\_pro\\_navrhovani.pdf](https://www.wienerberger.cz/content/dam/wienerberger/czech-republic/marketing/documents-magazines/instructions-guidelines/CZ_Podklad_pro_navrhovani.pdf)
- [9] Nad Prokopským údolím. *Ziprealty* [online]. Praha: MF, 2017 [cit. 2020-04-24]. Dostupné z: <http://www.ziprealty.cz/property/nad-prokopskym-udolim/>
- [10] Archiweb. *Archiweb.cz* [online]. Brno: Archiweb, 2018 [cit. 2020-04-29]. Dostupné z: <https://www.archiweb.cz>

## 14. Technické normy

- [11] ČSN EN 1990 *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*
- [12] ČSN EN 1991-1-1 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*
- [13] ČSN EN 1991-1-3 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*
- [14] ČSN EN 1992-1-1 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*
- [15] ČSN 73 1201 *Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb*

## 15. Seznam obrázků

Obrázek 1- Schéma využití stěnového nosníku pro přechodové patro.....	9
Obrázek 2- Schéma využití stěnového nosníku pro přenesení vykonzolované části .....	10
Obrázek 3- schéma využití stěnového nosníku pro napojení dalšího stěnového nosníku .....	10
Obrázek 4- Pohled na objekt [10] .....	11
Obrázek 5- Schéma půdorysu 1.NP [10] .....	12
Obrázek 6- Schéma půdorysu 3.NP [10] .....	12
Obrázek 7- Letecký pohled na objekt [10] .....	13
Obrázek 8- Pohled na vstup do objektu [10] .....	13
Obrázek 9- Schéma styčníků .....	15
Obrázek 10- Základní typy betonových vzpěr.....	16
Obrázek 11- Schéma příčných tahových sil [1] .....	17
Obrázek 12- Pohled na objekt [9] .....	22
Obrázek 13- Letecký pohled na objekt [9] .....	23
Obrázek 14- Řez A-A vybraným objektem [7].....	25
Obrázek 15- Řez B-B vybraným objektem s označením řešené části objektu [7] .....	26
Obrázek 16- Půdorys 1.NP s vyznačením řešené části objektu [7].....	27
Obrázek 17- Půdorys 2.NP s vyznačením řešené části objektu [7].....	28
Obrázek 18- Část půdorysu 3.NP s vyznačením řešené části objektu [7].....	29
Obrázek 19- Část půdorysu 4.NP s vyznačením řešené části objektu [7].....	30
Obrázek 20- Schéma stěnového nosníku.....	35
Obrázek 21- Schéma zatěžovací plochy na stěnový nosník.....	36
Obrázek 22- Schéma zatížení působících na stěnový nosník.....	36
Obrázek 23- Myšlenkový odhad trajektorií před provedením výpočtu v programu.....	39
Obrázek 24- Tlakové trajektorie vnitřních sil stěnového nosníku .....	39
Obrázek 25- Model A .....	40
Obrázek 26- Rozložení zatížení do styčnicku v modelu A.....	41
Obrázek 27- Model A- reakce .....	42
Obrázek 28- Model A- normálové síly .....	42
Obrázek 29- Model B .....	43
Obrázek 30- Rozložení zatížení do styčnicků v modelu B.....	44
Obrázek 31- Model B- reakce .....	45
Obrázek 32- Model B- normálové síly.....	45
Obrázek 33- Výsledná příhradová konstrukce.....	46
Obrázek 34- Rozložení zatížení do styčnicků ve výsledném modelu.....	47
Obrázek 35- Výsledný model- reakce .....	48
Obrázek 36- Výsledný model- normálové síly .....	48
Obrázek 37- Označení prutů .....	50
Obrázek 38- Výsledný model po úpravě rozměrů- Reakce .....	57
Obrázek 39- Výsledný model po úpravě rozměrů- normálové síly .....	57
Obrázek 40- Schéma označení styčnicků.....	58
Obrázek 41- Vykreslení šířek prutů vstupujících do styčnicku S20 .....	59

Obrázek 42- Schéma stěnového nosníku po 1. úpravě .....	60
Obrázek 43- Vykreslení šířek prutů vstupujících do styčnicku S20 po úpravě stěnového nosníku.....	61
Obrázek 44- Upravený model náhradní příhradoviny .....	62
Obrázek 45- rozložení zatížení do styčnicku na výsledný model po první úpravě .....	63
Obrázek 46- Výsledný model- Reakce .....	67
Obrázek 47- Výsledný model- normálové síly .....	68
Obrázek 48- Vykreslení šířek prutů vstupujících do styčnicku S20 po úpravě modelu náhradní příhradoviny .....	69
Obrázek 49- Tabulka úpravy třídy konstrukce .....	71
Obrázek 50- stanovení $C_{min,dur}$ .....	71
Obrázek 51- Schéma rozmístění staticky nutné tahové výztuže .....	74
Obrázek 52- Vykreslení výšek vzpěr .....	77
Obrázek 53- Vykreslení výšek vzpěr po úpravě napětí .....	78
Obrázek 54- Schéma stěnového nosníku po druhé úpravě.....	79
Obrázek 55- Vykreslení výšek vzpěr do upraveného stěnového nosníku .....	80
Obrázek 56- Schéma výztuže v oblastech s příložkami .....	83
Obrázek 57- Rozdělení stěnového nosníku na oblasti.....	86
Obrázek 58- Označení styčnicku pro posouzení.....	88
Obrázek 59- Schéma styčnicku S20 .....	88
Obrázek 60- Schéma styčnicku S17 .....	89
Obrázek 61- Schéma styčnicku S12 .....	90
Obrázek 62- Schéma styčnicku S16 .....	91
Obrázek 63- Schéma styčnicku S11 .....	92
Obrázek 64- Schéma styčnicku S9 .....	93
Obrázek 65- schéma styčnicku S22 .....	94
Obrázek 66- Schéma styčnicku S23 .....	95
Obrázek 67- zesílení konstrukční výztuže u podpor [1].....	95
Obrázek 68- schéma příložek u podpor .....	96
Obrázek 69- Graf se stanovením součinitele dotvarování .....	99
Obrázek 70- tabulka pro stanovení maximální šířky trhlin [14] .....	100
Obrázek 71- schéma stěnového nosníku s vykreslenými trhlinami .....	101
Obrázek 72- schéma stěnového nosníku s vyznačením průhybů.....	102
Obrázek 73- Schéma stěn. nosníku s posouzením napětí ve výztuži a vyznačenými oblastmi překročení limitu.....	103
Obrázek 74- Schéma stěn. nosníku s posouzením napětí v betonu.....	104
Obrázek 75- Schéma sloupu .....	105
Obrázek 76- Stanovení součinitele $\omega$ z nomogramu [14].....	107
Obrázek 77- Schéma rozmístění výztuže .....	108
Obrázek 78- Schéma umístěná výztuže .....	109
Obrázek 79- Interakční diagram s vynesnými body zatížení .....	111