

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Návrh nosné konstrukce objektu vzdělávacího centra

Statický výpočet

Zpracovala: Dominika Šnobltová

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Praha 2018



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bc. ŠNOBLTOVÁ Jméno: Dominika Osobní číslo: 412681

Zadávací katedra: betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh nosné konstrukce objektu vzdělávacího centra

Název diplomové práce anglicky: Structural Desing of Education Center

Pokyny pro vypracování:

Předběžný návrh nosných prvků

Podrobný návrh vybraných prvků.

Technická zpráva ke statické části.

Výkresy tvaru, výkresy výztuže vybraných prvků.

Obsah dílčích částí zadání - viz specifikace zadání.

Seznam doporučené literatury:

doporučená literatura pro studenty bakalářského a magisterského studia

dostupné podklady k realizované rekonstrukci objektu

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Datum zadání diplomové práce: 2.10.2017

Termín odevzdání diplomové práce: 7.1.2018

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

2.10.2017
Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. Dominika ŠNOBLTOVÁ
Název diplomové práce: Návrh nosné konstrukce objektu
vzdělávacího centra

Základní část: STATICKÁ - BETON podíl: 70 %

Formulace úkolů: Koncepční návrh nosné konstrukce
celého objektu. Předb. návrh pozemkových
a vnitřních prací. Podrobný návrh jednolobé
obvodového stěnového nosníku. Schematická
výkresová část. Výkres výstavby výtahového
stěnového nosníku. TŽ ke statické části.

Podpis vedoucího DP:

Datum: 2.10.2017

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

2. Část: STAVEBNÍ podíl: 15 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Leana HANZALOVÁ, Ph.D.

Formulace úkolů: Výpracování TŽ, půdorysů 1. PP, 1. a 2. a 4. NP
když objekt, detaily napojení schodišť.

Podpis konzultanta:

Datum: 2.10.2017

3. Část: GEOTECHNICKÁ podíl: 15 %

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

Formulace úkolů: NÁVRH ZALOŽEK OBJEKTU + VIKRESOVÁ DOKUMENTACE

Podpis konzultanta:

Datum: 2.10.2017

4. Část:

podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta:

Datum:

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

ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracovala 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 Hodoníně dne 7. 1. 2018

.....

podpis

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych chtěla poděkovat především vedoucí své bakalářské práce Ing. Haně Hanzlové, CSc. za její pomoc, ochotu, čas a především za lidský přístup.

Dále bych ráda poděkovala všem svým blízkým za jejich podporu během tvorby této práce, ale i za jejich podporu v průběhu celého studia.

Děkuji.

ANOTACE

Diplomová práce se zabývá předběžným návrhem nosné monolitické konstrukce vzdělávacího centra a podrobným návrhem výztuže vybraného stěnového nosníku. Součástí práce je statický model v programu Scia Engineer, na základě jehož výsledků byl vytvořen „Strut-and-tie“ model stěnového nosníku a pomocí něj navržena výztuž. K práci jsou přiloženy výkresy tvaru, výkres výztuže stěnového nosníku a technická zpráva.

KLÍČOVÁ SLOVA

Předběžný návrh, nosná konstrukce, 3D model, metoda konečných prvků, stěnový nosník, D - oblasti, příhradová analogie, výztuž

ANNOTATION

The diploma thesis deals with preliminary design of bearing monolithic construction of Education Center and reinforcement particular deep beam. The work includes structural model in Scia Engineer. Strut and tie model was create based on structural model and then was designed reinforcement of deep beam . The work is accompanied by drawings of shape , reinforcement drawings of deep beam and technical report.

KEYWORDS

Preliminary design, bearing construction, 3D model, metod of finite element, deep beam, D – regions, strut and tie model, reinforcement

Obsah

1.	Úvod	9
1.1	Seznámení s řešeným objektem	9
1.2	Vstupní podklady	9
1.2.1	Architektonická studie	10
1.2.2	Fotografie objektu	11
2.	Schéma konstrukčních systémů	14
3.	Předběžný návrh nosných prvků konstrukce	22
3.1	Výběr materiálů nosné konstrukce	22
3.2	Návrh krycí vrstvy výztuže	23
3.3	Návrh tloušťky desky	24
3.4	Zatížení	28
3.4.1	Zatížení stálé	28
3.4.2	Zatížení proměnná	34
3.4.3	Kombinace zatížení	36
3.5	Návrh skrytého průvlaku	38
3.6	Ověření rozměrů sloupů	42
3.6.1	Sloup 1 (osa 4, B – viz schéma konstrukčního systému 1.PP)	42
3.6.2	Sloup A (osa A, VI – viz schéma konstrukčního systému 1.NP)	45
3.6.3	Sloup B (osa e, 1 – viz schéma konstrukčního systému 1.NP)	49
3.6.4	Sloup C (osa A, 1 – viz schéma konstrukčního systému 1.NP)	52
3.6.4	Sloup ch (osa d, VII – viz schéma konstr. systému 1.NP)	53
3.7	Stěny	56
3.8	Hlavní schodiště	58
3.8.1	Geometrie schodiště	58
3.8.2	Návrh řešení schodiště	59
3.8.3	Zatížení a výpočet sil	60
3.8.4	Návrh prvků Schöck Tronsole®	62
3.8.5	Schéma detailů napojení schodiště	64
3.9	Základové konstrukce a opěrná stěna	66
3.9.1	Základová deska	68
3.9.2	Opěrná stěna	71
4.	Komplexní 3D model konstrukce	76

4.1	Parametry výpočtu	77
4.2	Schéma zatížení	77
4.3	Porovnání modelu a ručních výpočtů	80
4.3.1	Deformace od vlastní tíhy	80
4.3.2	Ověření Průhybů	82
4.3.3	Normálové síly ve sloupech	87
4.3.4	Momenty	94
5.	Podrobný výpočet - STĚNOVÝ NOSNÍK	102
5.1	„Strut-and-tie“ model stěnového nosníku	104
5.1.1	Metoda náhradní příhradoviny	104
5.1.2	Zatížení	105
5.1.3	Hlavní napětí	108
5.1.4	Hledání vhodného modelu náhradní příhradoviny	110
5.1.5	Určení statické neurčitosti příhradové konstrukce	119
5.1.6	Optimalizace „Strut-and-tie“ modelu stěnového nosníku	119
5.2	Návrh a posouzení prvků příhradového modelu	122
5.2.1	Tažené prvky - táhla	122
5.2.2	Tlačené prvky - vzpěry	127
5.2.3	Styčníky	138
5.3	Doplňující návrh výztuže	140
5.4	Schéma výztuže stěnového nosníku	147
6.	Piloty	148
6.1	Návrh pilot	148
6.2	Schéma výkresu rozmístění pilot	150
7.	Základová deska	151
7.1	Posouzení desky	153
7.2	Schéma výkresu základové desky	156
8.	Výkresy tvaru	157
9.	Závěr	158
10.	Zdroje	159

1. Úvod

1.1 Seznámení s řešeným objektem

Předmětem této diplomové práce je komplexní návrh nosné železobetonové konstrukce speciálního vzdělávacího centra na základě architektonické studie objektu, převzaté ze stránek www.archiweb.cz. Jako součást zadání tohoto projektu byly převzaty půdorysy, řez a fotografie stavby.

Objekt je stavba samostatně stojící s jedním podzemním a čtyřmi nadzemními podlažími. Půdorysný tvar podzemního a prvního nadzemního podlaží je ve tvaru písmene „L“. Další nadzemní podlaží mají půdorys obdélníkový s rozměry cca 36,4 x 28,4 m s centrálním nádvořím čtvercového půdorysu s rozměry 10,8 x 8,9 m přibližně uprostřed domu. Konstrukční výška podzemního podlaží je 4,1 m a všech nadzemních podlaží 4,0 m.

Stavba se nachází v Hodoníně a spadá do kategorie I. sněhové oblasti. Je zastřešena nepochozí jednoplášťovou plochou střešní konstrukcí, která je zakončena železobetonovou atikou. Komunikaci mezi podlažími zajišťuje dvouramenné monolitické schodiště a výtah umístěný ve výtahové šachtě. Podzemní podlaží je přístupné také přímo z ulice pomocí venkovního samonosného ocelového schodiště. Objekt je řešen v souladu s požadavky na užívání osobami se sníženou schopností pohybu. Pozemek se nenachází v památkové rezervaci či v památkové zóně.

V suterénu objektu se nachází tělocvična, šatny se sprchami a technická místnost. V 1.NP jsou kanceláře a atrium, které ústí do krytého dvora. Ve třech dalších nadzemních podlažích jsou kolem centrálního nádvoří hustě uspořádány výukové třídy a skupinové místnosti.

1.2 Vstupní podklady

1.2.1 Architektonická studie

Obr. 2 Půdorys 1.NP [1]

Obr. 3 Půdorys 2.NP [1]

Obr. 4 Půdorys 4.NP [1]

1.2.2 Fotografie objektu

Obr. 5 Fotografie objektu [1]

Obr. 6 Fotografie objektu [1]

Obr. 7 Fotografie objektu [2]

Obr. 8 Fotografie objektu [1]

Obr. 9 Fotografie objektu [2]

2. Schéma konstrukčních systémů

Už z půdorysů výchozí studie jsou patrné náznaky hlavních nosných konstrukčních prvků. Prvky, které jsou uvažovány jako nosné, jsou vyznačeny v následujících schématech.

Obr. 10 Půdorys 1.NP – studie s vyznačenými nosnými prvky [1]

Krajní sloupy nerovnoměrně podepřené desky nesou stěny tří podlaží nad nimi. Staticky s nimi budou působit jako stěnový nosník. Ze zadání je patrné, že stěny ostatních podlaží v ose A nad nerovnoměrně podepřenou deskou by nenesl žádný sloup. Pro lepší statické působení byly proto pod tuto stěnu přesunuty dva nejbližší sloupy. Po odhadnutí rozměrů konstrukce byly dále kvůli velkým rozpětím přidány dva venkovní sloupy – jeden pod stěnový nosník v ose A a druhý pod stěnový nosník v ose 1. Kvůli velkým rozpětím byly přidány také tři vnitřní sloupy vedoucí přes všechna podlaží.

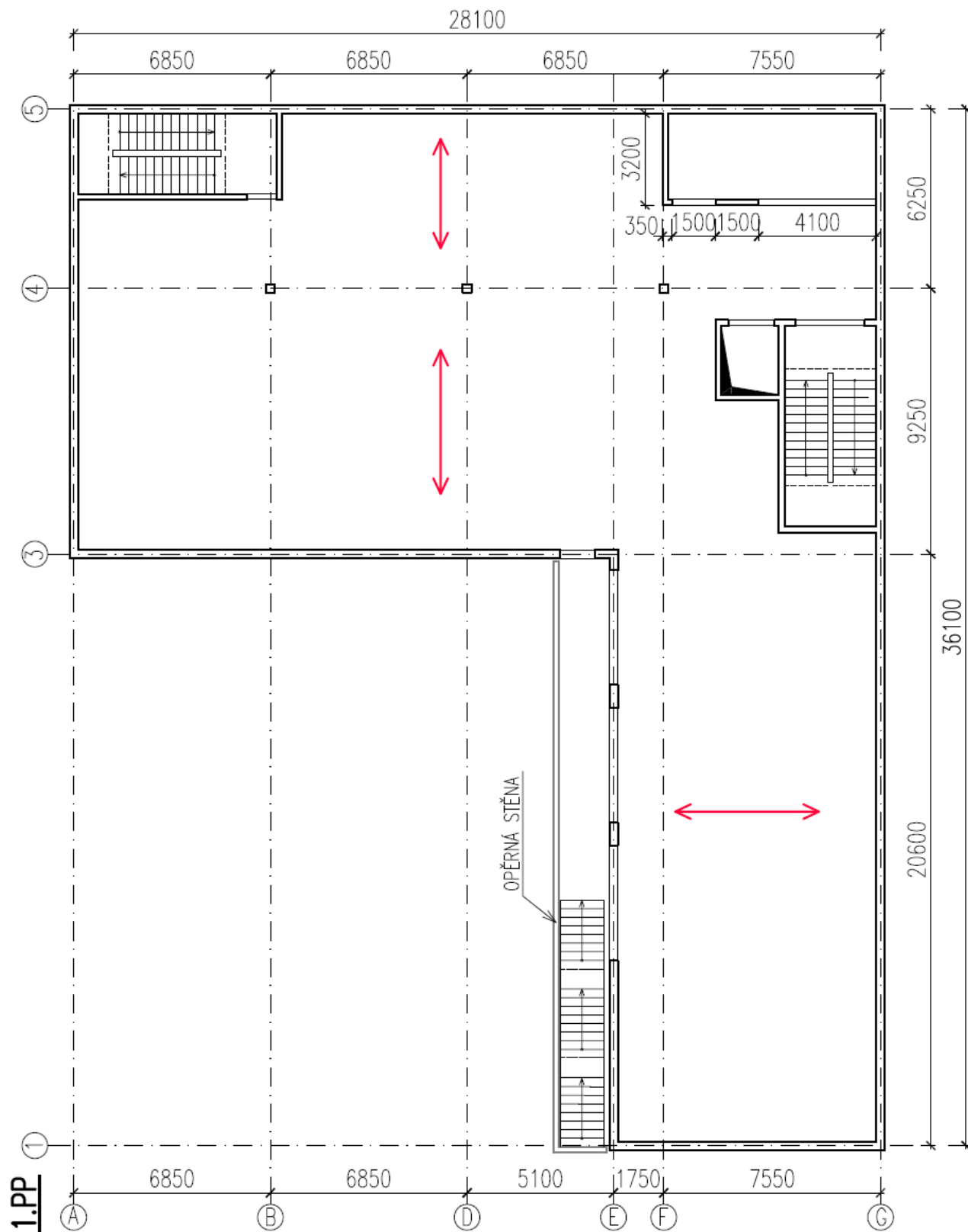
Obr. 11 Půdorys 2.NP – studie s vyznačenými nosnými prvky [1]

Obr. 12 Půdorys 4.NP – studie s vyznačenými nosnými prvky [1]

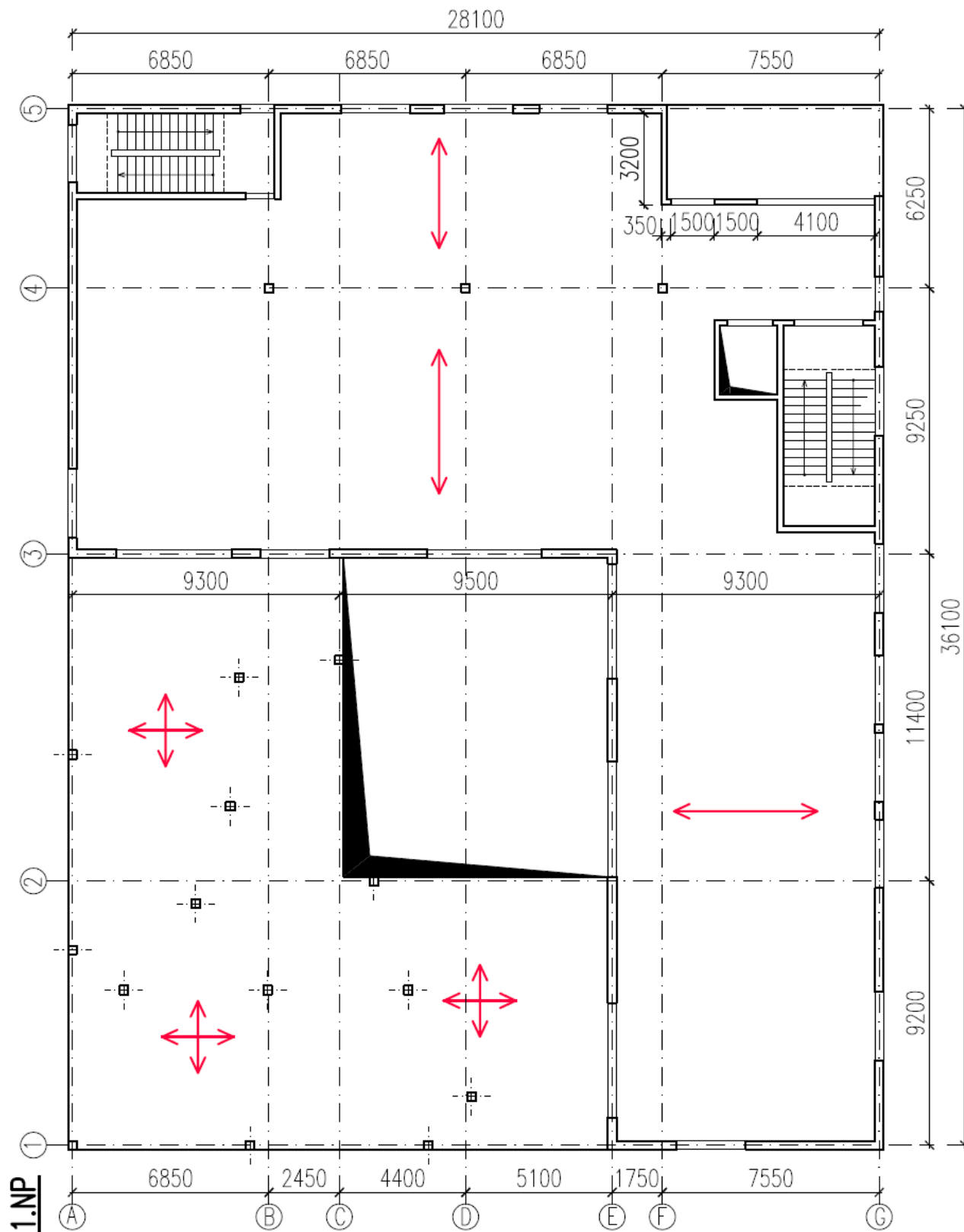
➤ **Popis navrženého nosného systému**

Jedná se o systém kombinovaný, složený z monolitických sloupů a stěn. Stropní konstrukce je tvořena jednosměrně a obousměrně pnutými monolitickými deskami. Suterénní stěny mají tloušťku 300 mm a jsou zatepleny tepelnou izolací XPS. Vnitřní nosné stěny mají tloušťku 200 mm. Obvodové nosné stěny mají tloušťku 300 mm a jsou zatepleny fasádním polystyrenem a pomocí speciální omítky je na nich vytvořen povrch imitující litý pohledový beton. Nepravidelně rozmístěné venkovní sloupy čtvercového půdorysu rozměru 300 x 300 mm jsou z pohledového betonu a nesou obousměrně pnutou desku 1.NP. Vnitřní sloupy vedoucí přes všechny podlaží jsou obdélníkového půdorysu rozměru také 300 x 300 mm. Prostor pro venkovní vedlejší ocelové samonosné schodiště vedoucí z terénu do 1.PP je vytvořen pomocí opěrné prefabrikované stěny.

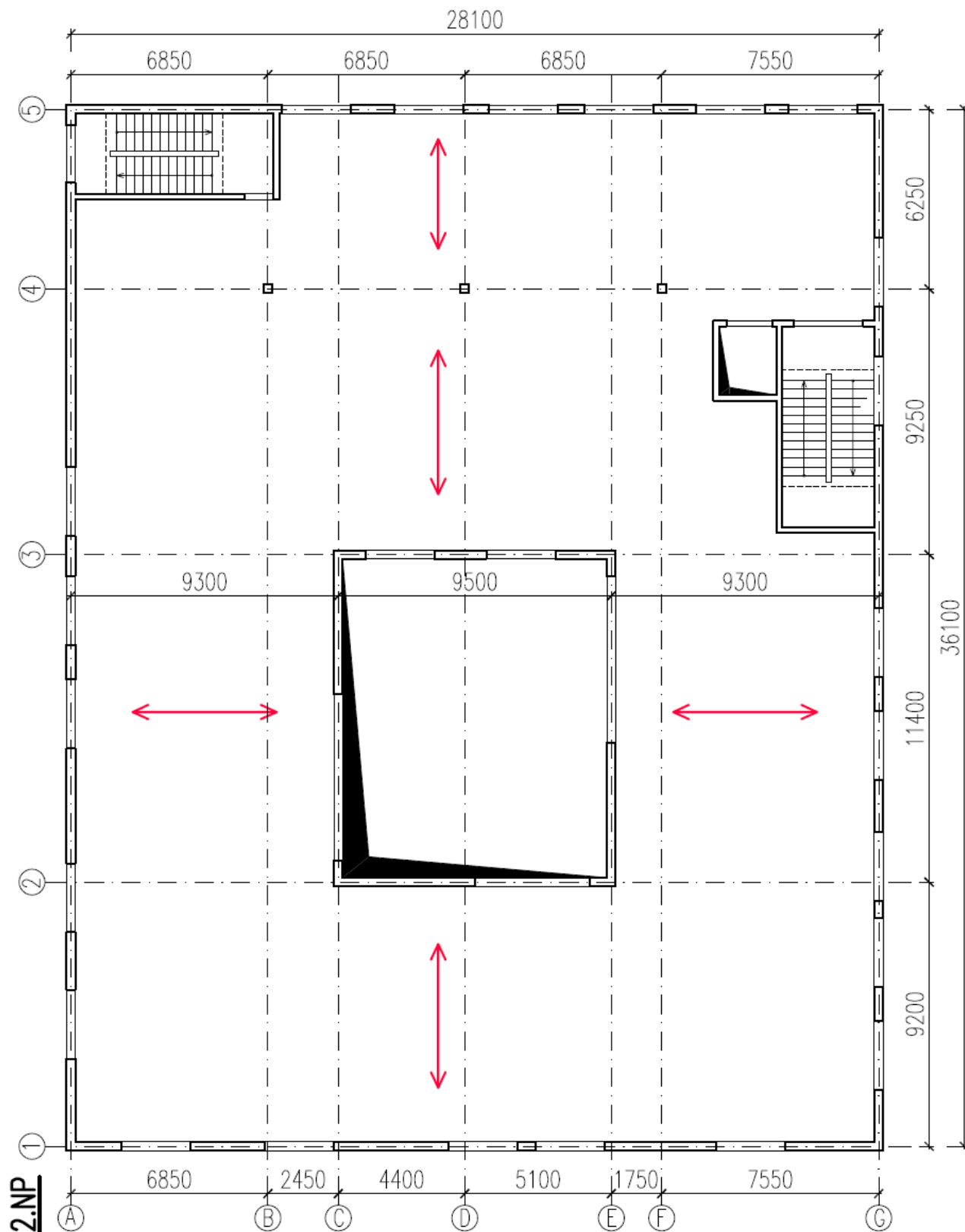
Na následujících konstrukčních schématech jsou zakresleny veškeré svislé nosné konstrukce a rovněž konstrukce vodorovné včetně prostupů a prostorů pro schodiště. Dimenze jednotlivých nosných prvků jsou pouze orientační a je nutno je podrobit statickému výpočtu. Na základě konstrukčních schémat bude proveden předběžný statický návrh všech nosných prvků a dále vypracován podrobný návrh vybraných prvků.



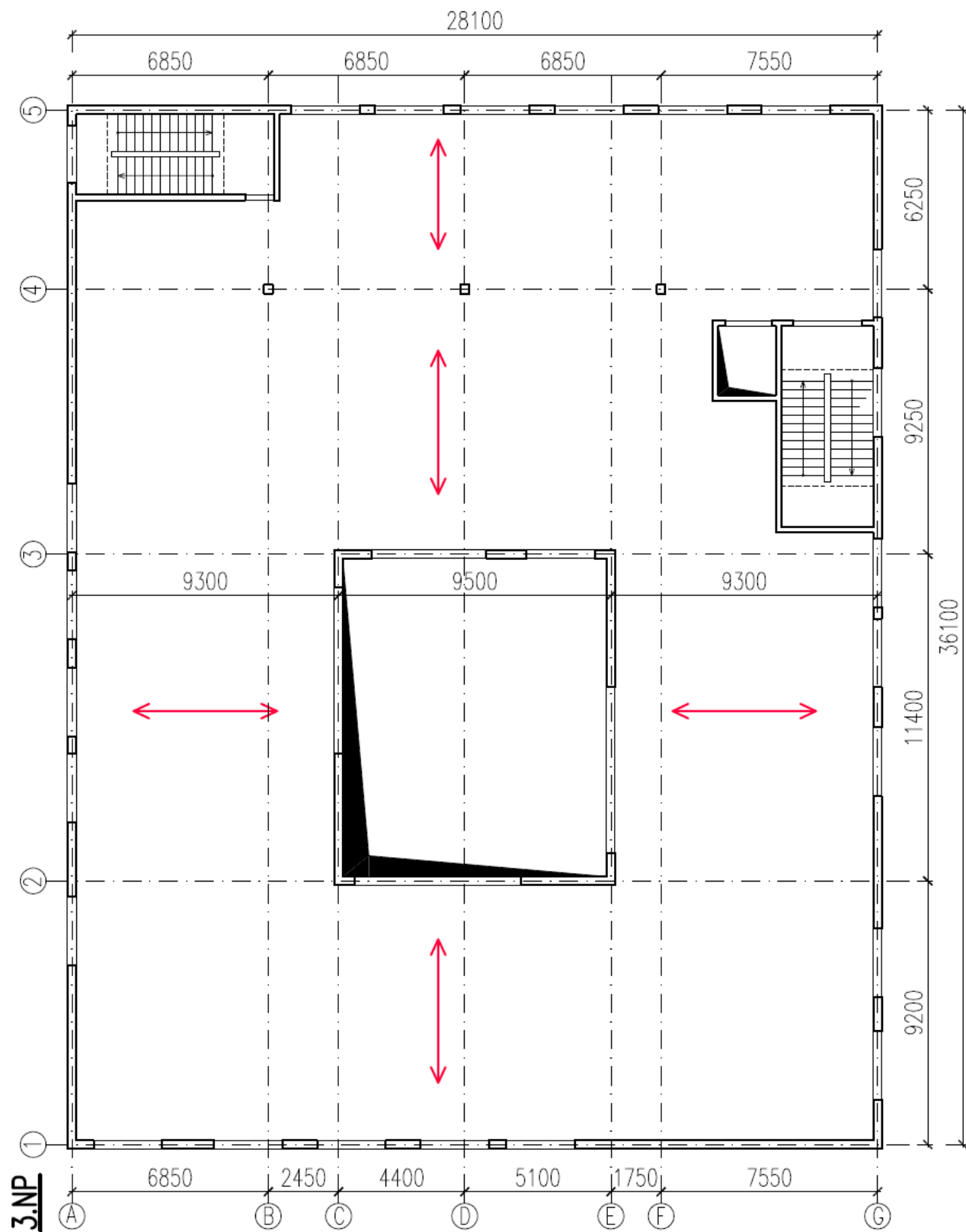
Obr. 13 Schéma konstrukčního systému 1.PP [vlastní]



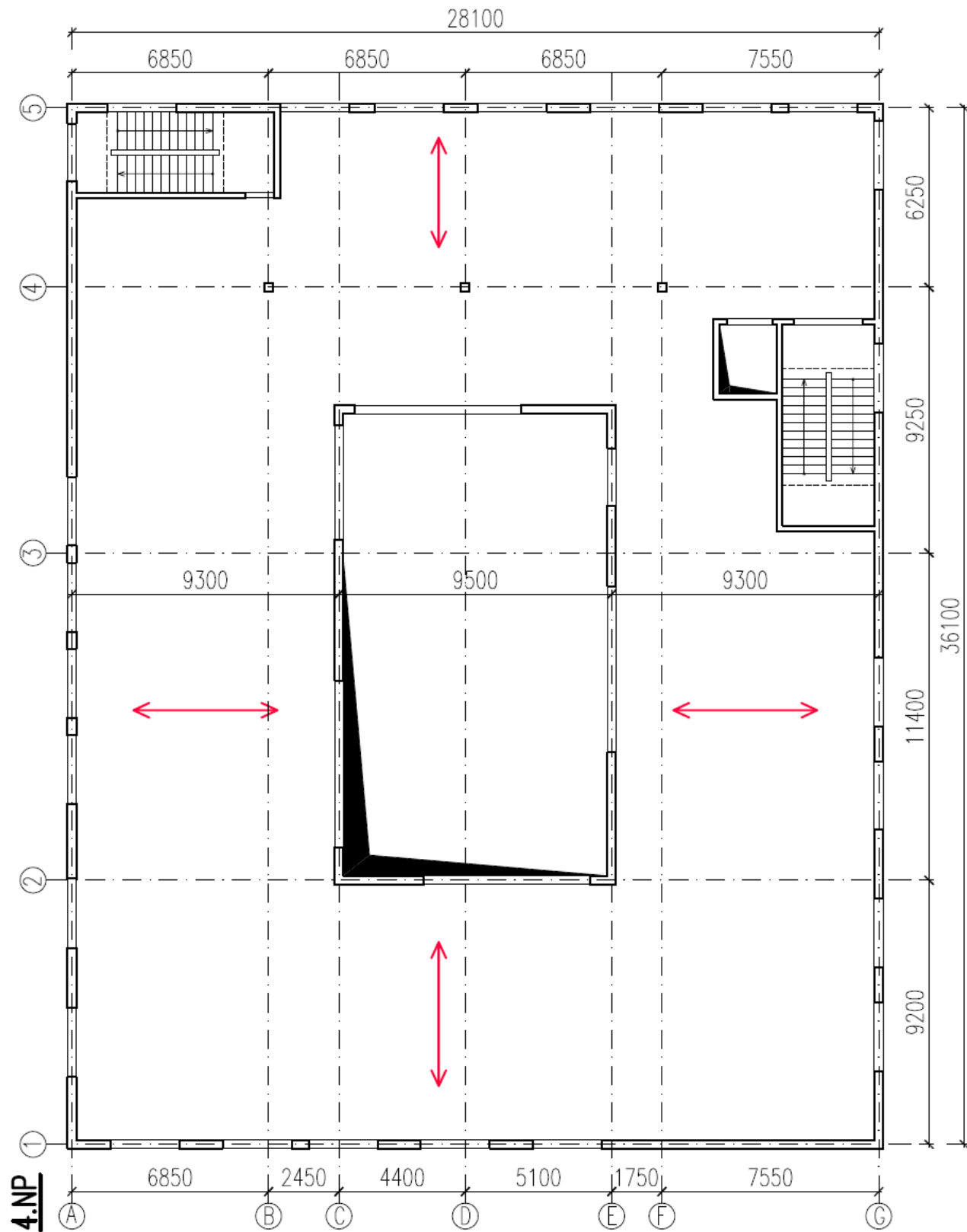
Obr. 14 Schéma konstrukčního systému 1.NP [vlastní]



Obr. 15 Schéma konstrukčního systému 2.NP [vlastní]



Obr. 16 Schéma konstrukčního systému 3.NP [vlastní]



Obr. 17 Schéma konstrukčního systému 4.NP [vlastní]

3. Předběžný návrh nosných prvků konstrukce

3.1 Výběr materiálů nosné konstrukce

➤ Beton C30/37

- Beton C30/37 – XC1 - Cl 0,4 - Dmax16 - S4
- Pohledový beton C30/37 – XC4, XF1 - Cl 0,4 - Dmax16 - S4
- Suterénní stěny C30/37 – XC2, XA1 - Cl 0,4 - Dmax16 - S4

$f_{ck} = 30MPa$	válcová pevnost v tlaku
$\gamma_c = 1,5$	součinitel spolehlivosti betonu
$f_{cm} = 38MPa$	průměrná pevnost v tlaku
$f_{ctm} = 2,9MPa$	pevnost v tahu
$f_{ctk0,05} = 2,0MPa$	pevnost v tahu, pětiprocentní kvantil
$f_{ctk0,95} = 3,8MPa$	pevnost v tahu
$E_{cm} = 32,0GPa$	modul pružnosti

Návrhové hodnoty:

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

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 MPa$$

➤ Beton C25/30

- Základy C25/30 – XC2, XA1 - Cl 0,4 - Dmax16 - S4

$f_{ck} = 25MPa$	válcová pevnost v tlaku
$\gamma_c = 1,5$	součinitel spolehlivosti betonu
$f_{cm} = 33MPa$	průměrná pevnost v tlaku
$f_{ctm} = 2,6MPa$	pevnost v tahu
$f_{ctk0,05} = 1,8MPa$	pevnost v tahu, pětiprocentní kvantil
$f_{ctk0,95} = 3,3MPa$	pevnost v tahu
$E_{cm} = 30,5GPa$	modul pružnosti

Návrhové hodnoty:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 MPa$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 MPa$$

➤ Betonářská ocel B500B

$f_{yk} = 500MPa$	charakteristická pevnost v tahu
$\gamma_s = 1,15$	součinitel spolehlivosti oceli
$E_s = 200GPa$	modul pružnosti

Návrhové hodnoty:

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

3.2 Návrh krycí vrstvy výztuže

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

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

➤ Vnitřní nosná konstrukce

- stupeň vlivu prostředí: XC1
- návrhová životnost budovy: 50 let – třída konstrukce S4

DESKA, STĚNY:	Úprava třídy konstrukce:	S4 – 1 – 1 = S2 (deska) S4 – 1 = S3 (stěna)
	$c_{min,b} = 18 \text{ mm}$	odhad průměru výztuže
	$c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$	pro S2; S3/XC1
	$c_{min} = \max\{18; 10 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 18 \text{ mm}$	
	$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$	monolitická konstrukce
	$c_{nom} = 18 + 10 = 28 \text{ mm} \cong 30 \text{ mm}$	

➤ Pohledový beton

- stupeň vlivu prostředí: XC4, XF1
- návrhová životnost budovy: 50 let – třída konstrukce S4

SLOUPY:	Úprava třídy konstrukce:	S4 – 1 – 1 = S2
	→ zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	
	$c_{min,b} = 18 \text{ mm}$	odhad průměru výztuže
	$c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$	pro S2/XC4
	$c_{min} = \max\{18; 10 + 0 - 0 - 0; 20 \text{ mm}\} = 20 \text{ mm}$	
	$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$	monolitická konstrukce
	$c_{nom} = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$	

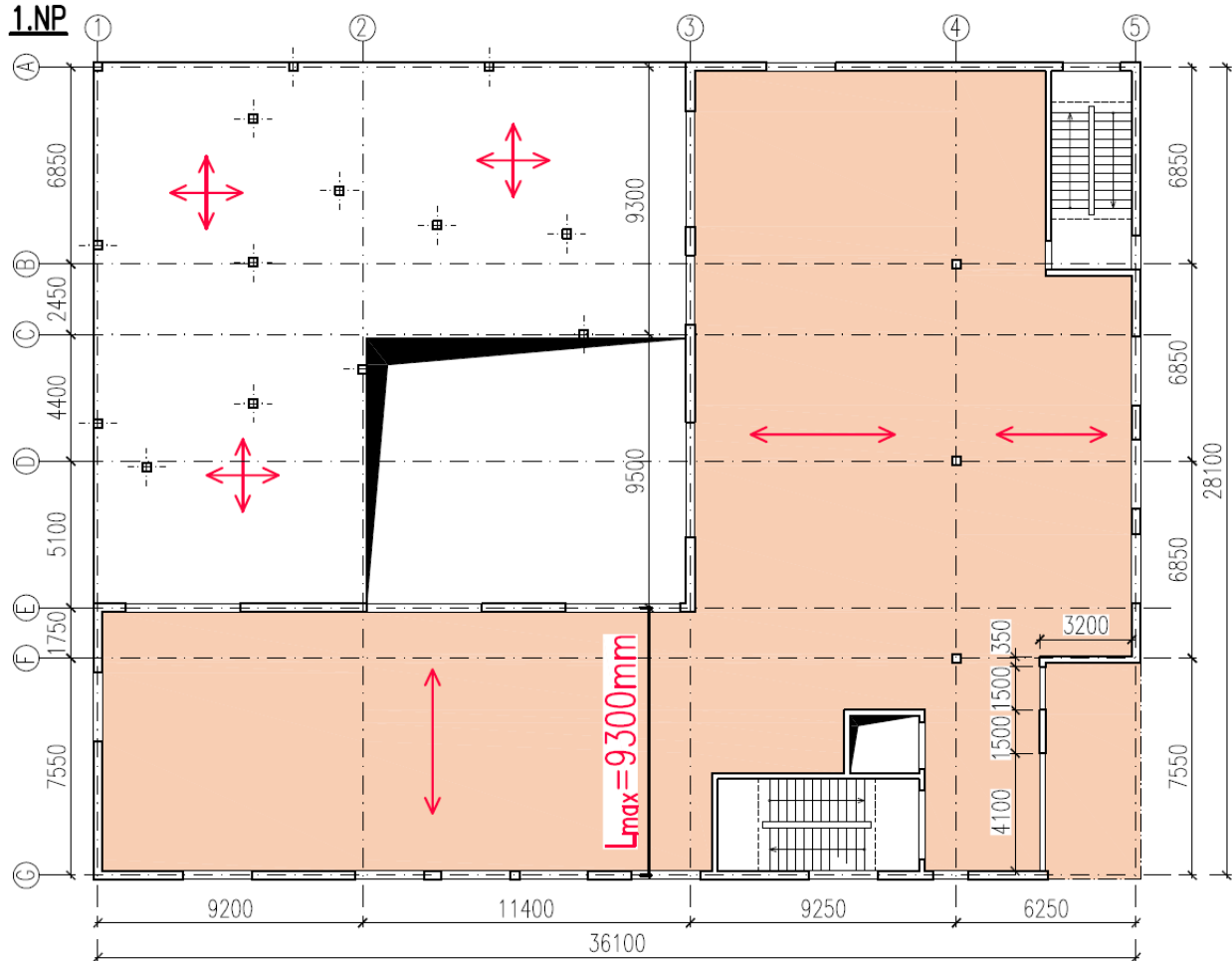
➤ Základy, suterénní stěna

- stupeň vlivu prostředí: XC2, XA1
- návrhová životnost budovy: 50 let – třída konstrukce S4

	Úprava třídy konstrukce:	S4
	$c_{min,b} = 18 \text{ mm}$	odhad průměru výztuže
	$c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$	pro S4/XC2
	$c_{min} = \max\{18; 10 + 0 - 0 - 0; 25 \text{ mm}\} = 25 \text{ mm}$	
	$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$	monolitická konstrukce
	$c_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$	

3.3 Návrh tloušťky desky

➤ **Jednosměrně pnutá deska - 1.NP**



Obr. 18 Schéma desky 1.NP – vyznačení posuzované části [vlastní]

Maximální rozpětí desky: $l_{max} = 9300 \text{ mm}$

Empirie: $h_d = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * l_{max} = (372 \div 465) \text{ mm}$

Vymežující ohybová štíhlost: $\kappa_1 = 1$ obdélníkový průřez

$$\kappa_2 = \frac{7}{l_d} = \frac{7}{9,3} = 0,753$$

$\kappa_3 = 1,2$ odhad

$\lambda_{d,tab} = 20,5$ prostě podepřená deska,
 $\rho \leq 0,5\%$, C30/37

$\varnothing_s = 18 \text{ mm}$

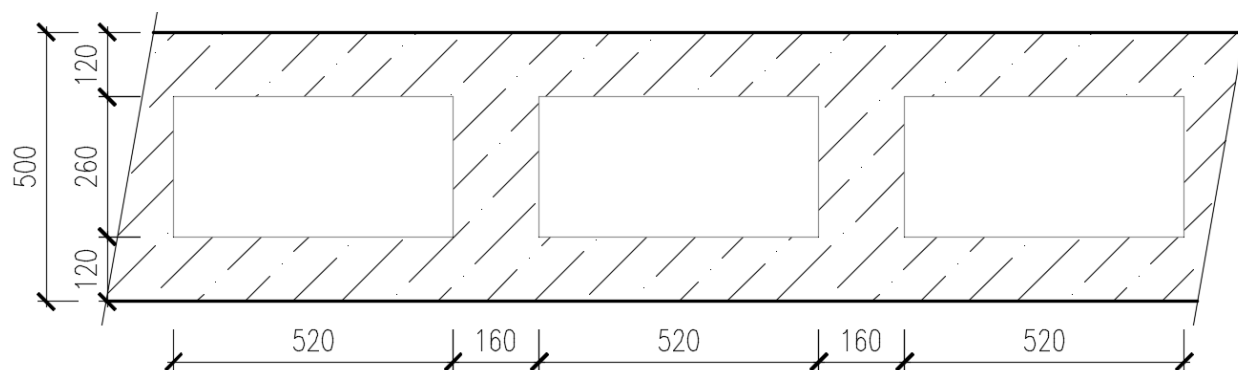
$$d \geq \frac{9300}{1 * 0,753 * 1,2 * 20,5} \geq 502$$

$$h_d = d + \frac{\varnothing_s}{2} + c = 502 + \frac{18}{2} + 30 = 541 \text{ mm}$$

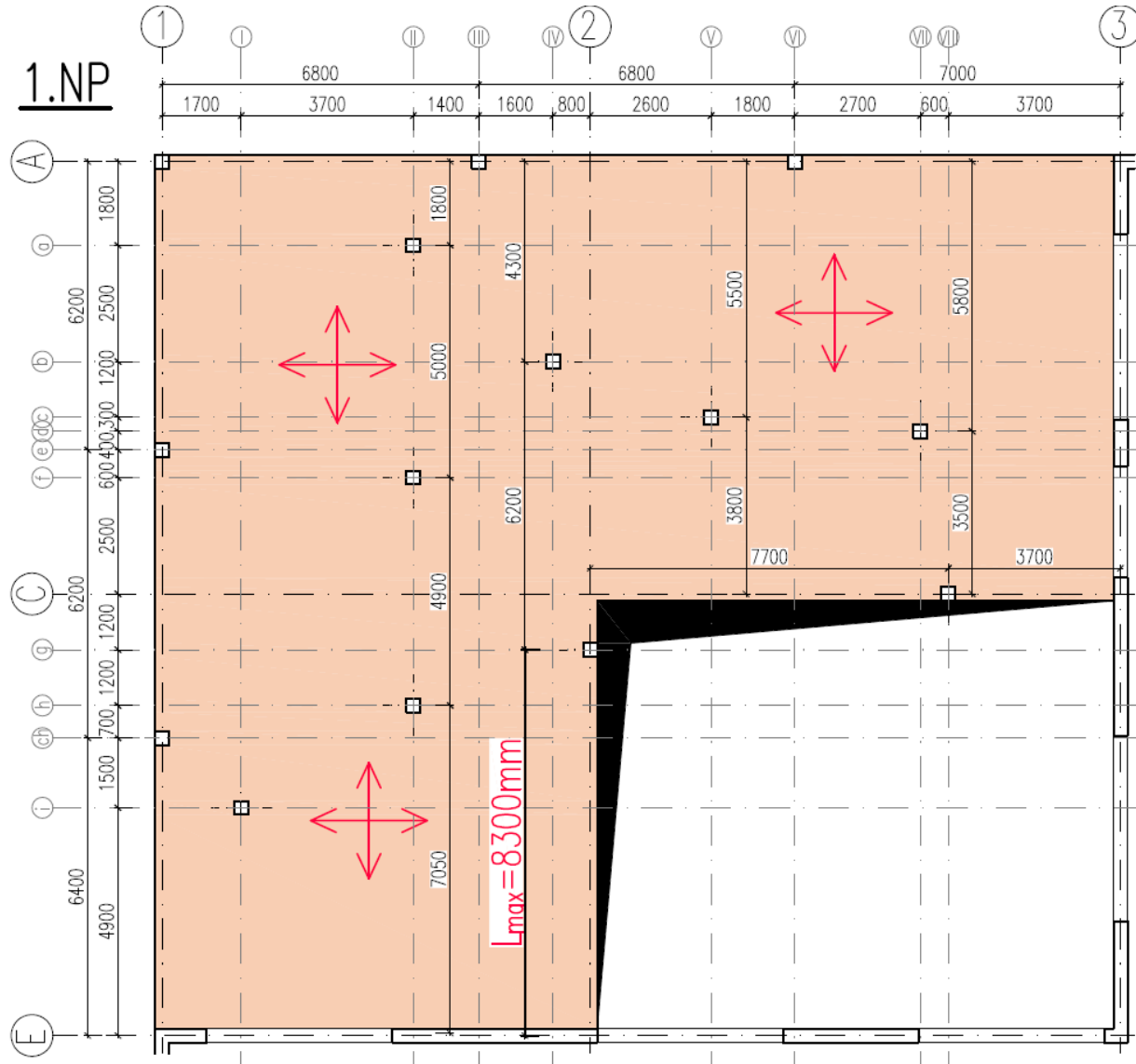
→ NÁVRH: VYLEHČENÁ DESKA tloušťky 500 mm

Obr. 19 Druh U-BOOT tvarovek [28]

→ DESKA BUDE VYLEHČENA POMOCÍ DVOJITÝCH TVAROVEK U-BOOT SLOŽENÝCH Z PRVKŮ UB130.



➤ **Obousměrně pnutá lokálně podepřená deska - 1.NP - osy 1-3 a A-E**



Obr. 20 Schéma desky 1.NP – vyznačení posuzované části [vlastní]

Maximální rozpětí desky: $l_{max} = 8300 \text{ mm}$

Empirie: $h_d = \frac{l_{max}}{33} = \frac{8300}{33} = 250 + 10\% \cong 277 \text{ mm}$

Vymezující ohybová štíhlost: $\lambda = \frac{l_d}{d} \leq \lambda_d = \kappa_1 * \kappa_2 * \kappa_3 * \lambda_{d,tab}$

$$d \geq \frac{l_d}{\lambda_d} \geq \frac{l_d}{\kappa_1 * \kappa_2 * \kappa_3 * \lambda_{d,tab}}$$

$\kappa_1 = 1$ obdélkový průřez

$$\kappa_2 = \frac{7}{l_d} = \frac{7}{8,3} = 0,843$$

$$\kappa_3 = 1,2$$

odhad

$$\lambda_{d,tab} = 24,6$$

lokálně podepřená deska, $\rho \leq 0,5\%$,
C30/37

$$\varnothing_s = 18 \text{ mm}$$

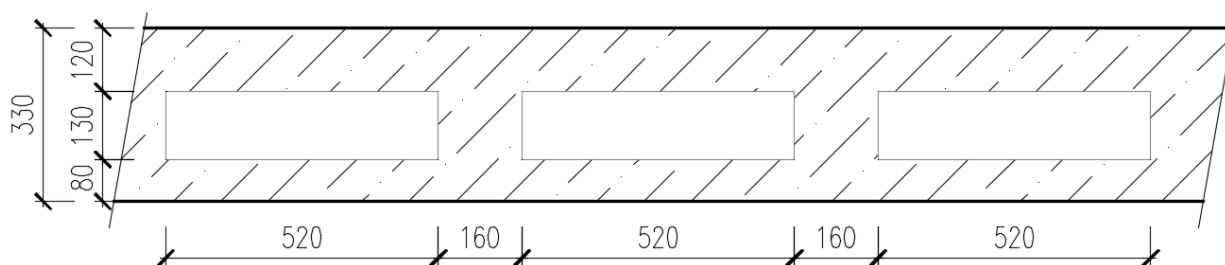
$$d \geq \frac{8300}{1 * 0,843 * 1,2 * 24,6} \geq 334 \text{ mm}$$

$$h_d = d + \frac{\varnothing_s}{2} + c = 334 + \frac{18}{2} + 30 = 373 \text{ mm}$$

→ NÁVRH: VYLEHČENÁ DESKA tloušťky 330 mm

Obr. 21 Druh U-BOOT tvarovek [28]

→ DESKA BUDE VYLEHČENA POMOCÍ TVAROVEK U-BOOT UB130.



3.4 Zatížení

3.4.1 Zatížení stálé

➤ **Stropní desky**

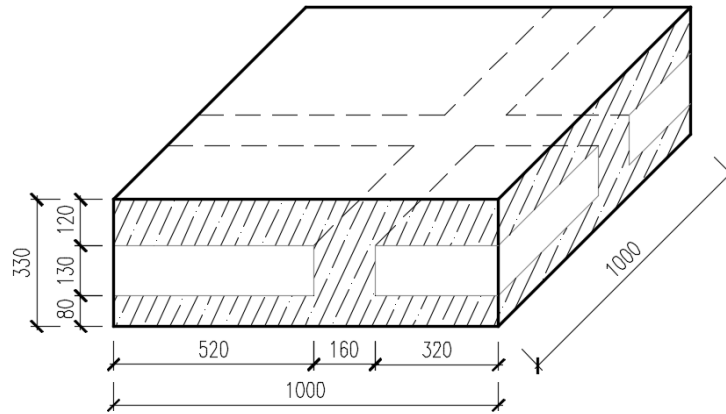
- **Železobetonové desky plné**

$$g_{360,k} = 0,33 \text{ m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = \mathbf{8,25 \text{ kN/m}^2}$$

$$g_{550,k} = 0,50 \text{ m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = \mathbf{12,50 \text{ kN/m}^2}$$

- **Náhradní zatížení vylehčených částí desky**

Deska tloušťky 330 mm

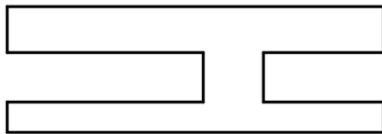


$$V = 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0,33 \text{ m} = 0,33 \text{ m}^3$$

$$V_{U-BOOT} = (0,52 * 0,52 + 2 * 0,32 * 0,52 + 0,32 * 0,32) * 0,13 = 0,092 \text{ m}^3$$

$$V_{BETONU} = V - V_{U-BOOT} = 0,33 - 0,092 = 0,238 \text{ m}^3$$

$$g_{330,k} = 0,238 \text{ m}^3 * \frac{25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{1 \text{ m}^2} = \mathbf{5,96 \text{ kN/m}^2}$$

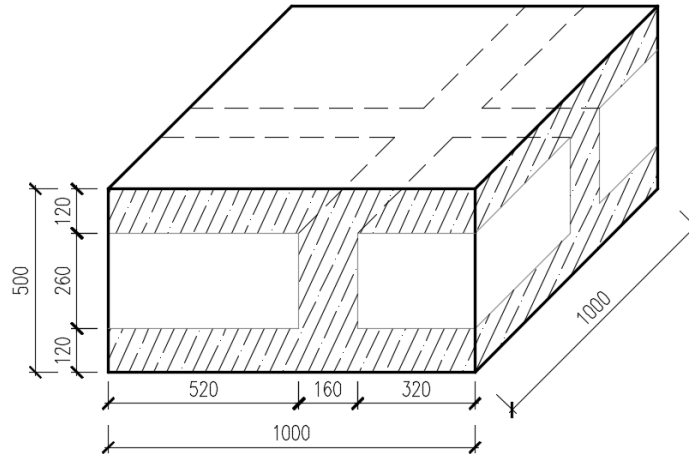


$$I_y = 2,775 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{náhradní} = \frac{1}{12} * b * h_{nahr}^3 \rightarrow h_{nahr} = \sqrt[3]{\frac{12 * I}{b}}$$

$$h_{nahr} = \sqrt[3]{\frac{12 * 2,775 * 10^{-3}}{1}} = 0,322 \text{ m} = 322 \text{ mm}$$

DESKA tloušťky 500 mm

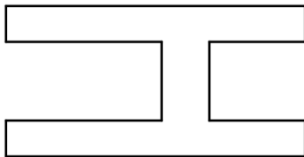


$$V = 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0,5 \text{ m} = 0,5 \text{ m}^3$$

$$V_{U-BOOT} = (0,52 * 0,52 + 2 * 0,32 * 0,52 + 0,32 * 0,32) * 0,26 = 0,183 \text{ m}^3$$

$$V_{BETONU} = V - V_{U-BOOT} = 0,5 - 0,183 = 0,317 \text{ m}^3$$

$$g_{500,k} = 0,317 \text{ m}^3 * \frac{25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{1 \text{ m}^2} = 7,91 \text{ kN/m}^2$$



$$I_y = 9,186 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{náhradní} = \frac{1}{12} * b * h_{nahr}^3 \quad \rightarrow \quad h_{nahr} = \sqrt[3]{\frac{12 * I}{b}}$$

$$h_{nahr} = \sqrt[3]{\frac{12 * 9,186 * 10^{-3}}{1}} = 0,479 \text{ m} = 479 \text{ mm}$$

➤ **Skladby podlah, střechy a terasy**

Výpočet zatížení od skladby podlah byl proveden formou tabulek.

LINOLEUM	tl.	γ	gk	γ_f	gd
	[mm]	[kg/m ³]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Linoleum	3	1200	0,04	1,35	0,05
Betonová mazanina	60	2300	1,38	1,35	1,86
SeparáčnÍ PE folie	1	500	0,01	1,35	0,01
Izolace EPS	50	40	0,02	1,35	0,03
ŽB deska	-	-	-	-	-
Omítka vápenná	10	1600	0,16	1,35	0,22
Σ	124		1,60		2,16

Tabulka 1 Zatížení plošné - linoleum [37]

KERAMICKÁ DLAŽBA	tl.	γ	gk	γ_f	gd
	[mm]	[kg/m ³]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Keramická dlažba	10	2000	0,20	1,35	0,27
Hydroizolační stěrka	3	1700	0,05	1,35	0,07
Betonová mazanina	50	2300	1,15	1,35	1,55
SeparáčnÍ PE folie	1	500	0,01	1,35	0,01
Izolace EPS	50	40	0,02	1,35	0,03
Stropní ŽB deska	-	-	-	-	-
Omítka vápenná	10	1600	0,16	1,35	0,22
Σ	124		1,59		2,14

Tabulka 2 Zatížení plošné - keramická dlažba [37]

LINOLEUM	tl.	γ	gk	γ_f	gd
	[mm]	[kg/m ³]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Linoleum	3	1200	0,04	1,35	0,05
Betonová mazanina	60	2300	1,38	1,35	1,86
SeparáčnÍ PE folie	1	500	0,01	1,35	0,01
Izolace EPS	50	40	0,02	1,35	0,03
ŽB deska	-	-	-	-	-
Tepelná izolace EPS	150	40	0,06	1,35	0,081
Fasádní omítka	10	1840	0,18	1,35	0,25
Σ	274		1,69		2,27

Tabulka 3 Zatížení plošné – linoleum, nepravidelně podepřená deska 1.NP [37]

NEPOCHOZÍ STŘECHA	tl.	γ	gk	γ_f	gd
	[mm]	[kg/m ³]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Štěrka	100	2000	2,00	1,35	2,70
Hydroizolační folie PVC	1,5	1200	0,02	1,35	0,02
Tepelná izolace EPS	300	40	0,12	1,35	0,16
Stropní ŽB deska	-	-	-	-	-
Omítka vápenná	10	1600	0,16	1,35	0,22
Σ	411,5		2,30		3,10

Tabulka 4 Zatížení plošné - střešní plášť [37]

TERASA	tl.	γ	gk	γ_f	gd
	[mm]	[kg/m ³]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Dlaždice	40	2500	1,00	1,35	1,35
Fixační kroužky + malta	5	2300	0,12	1,35	0,16
Hydroizolační folie PVC	1,5	1200	0,02	1,35	0,02
Tepelná izolace EPS	250	40	0,10	1,35	0,14
Stropní ŽB deska	-	-	-	-	-
Omítka vápenná	10	1600	0,16	1,35	0,22
Σ	306,5		1,39		1,88

Tabulka 5 Zatížení plošné - terasa [37]

➤ **Zatížení příčkami**

• **RIGIPS R-CW 100; desky MA (DF)**

Plošná hmotnost: $52 \text{ kg/m}^2 = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Tloušťka: 0,150 m

Světlá výška: 3,5 m

→ Jelikož tyto příčky budou uvažovány jako přemístitelné, budou započítány do užitého zatížení.

• **Ytong**

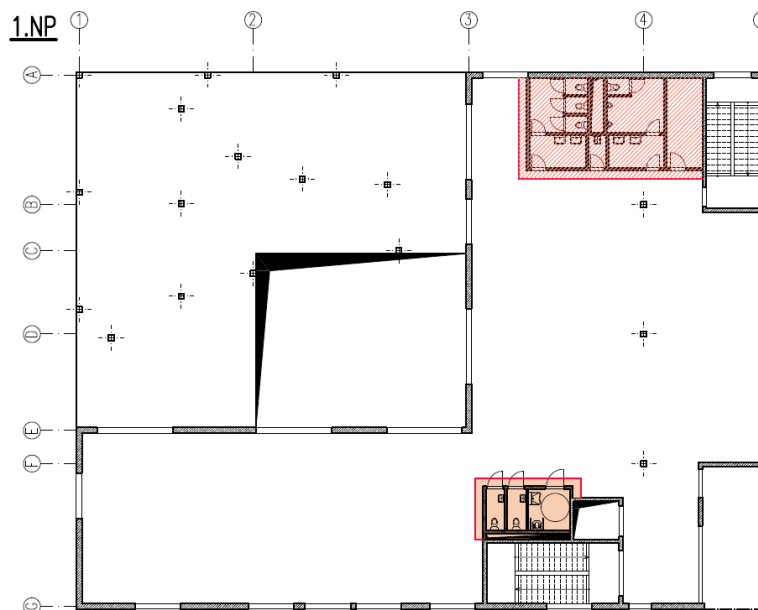
Plošná hmotnost: $500 \text{ kg/m}^2 = 5 \text{ kN/m}^2$

Tloušťka: 0,150 m

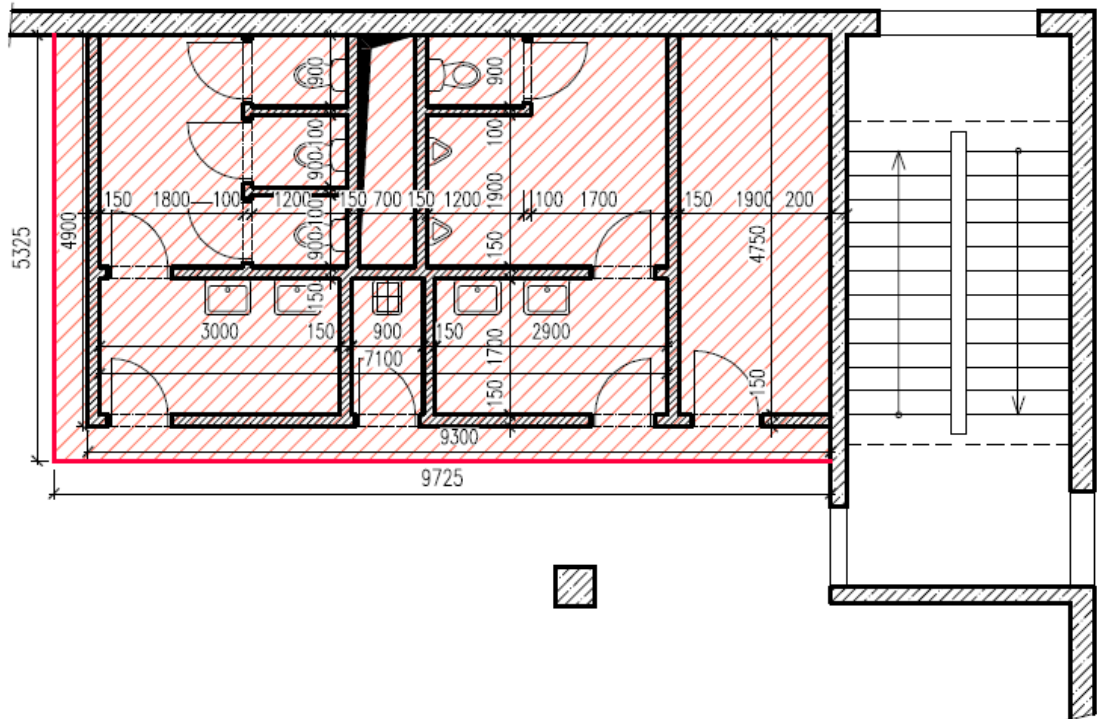
Světlá výška: 3,5 m

$$g_{lk} = \gamma * t * h = 5 * 0,15 * 3,5 = 2,63 \text{ kN/m}$$

LINIOVÉ ZATÍŽENÍ PŘÍČKAMI



Obr. 22 Schéma 1.NP s vyznačenou plochou, kde působí příčky YTONG [vlastní]

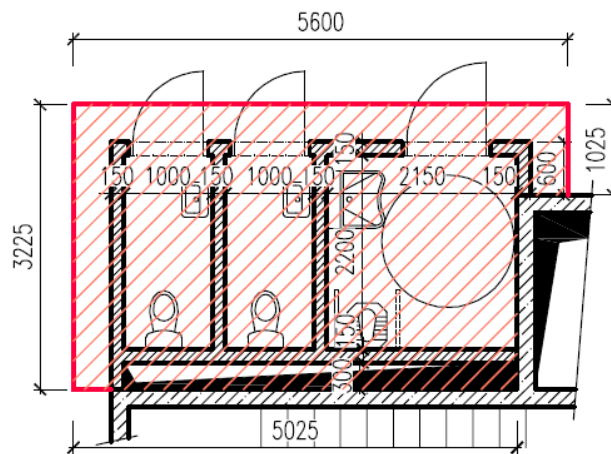


Obr. 23 Výřez půdorysem s vyznačenou plochou, kde působí příčky YTONG [vlastní]

$$A_{p\u00fcdorys} = 51,8 \text{ m}^2, \Sigma l \cong 43 \text{ m}$$

$$g_{pk} = \frac{g_{lk} \cdot \Sigma l}{A_{p\u00fcdorys}} = \frac{2,63 \cdot 43}{51,8} = 2,2 \text{ kN/m}^2$$

PLOŠNÉ ZATÍŽENÍ PŘÍČKAMI



Obr. 24 Výřez půdorysem s vyznačenou plochou, kde působí příčky YTONG [vlastní]

$$A_{p\u00fcdorys} = 16,8 \text{ m}^2, \Sigma l \cong 17,8 \text{ m}$$

$$g_{pk} = \frac{g_{lk} \cdot \Sigma l}{A_{p\u00fcdorys}} = \frac{2,63 \cdot 17,8}{16,8} = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

PLOŠNÉ ZATÍŽENÍ PŘÍČKAMI

➤ **Zatížení zeminou**

Řešený objekt má 4 nadzemní a jedno podzemní podlaží, tzn., že lze uvažovat se základovou spárou v hloubce cca - 5,0 m pod terénem.

• **Základová půda**

Údaje o geologických poměrech v místě stavby byly převzaty z webových stránek České geologické služby [29]:

Hornina:	písek navátý
Typ horniny:	sediment neuzpevněný
Zrnitost:	jemnozrnná
Eratém, útvar:	kenozoikum, kvartér
Soustava:	Český masiv – pokryvné útvary a postvariské magmatity
Zatřídění zeminy:	TŘÍDA S3 – PÍSEK S PŘÍMĚSÍ JEMNOZRNNÉ ZEMINY
	Zemina středně ulehlá
	Objemová tíha γ 17,5 kN/m³
	Úhel vnitřního tření φ_{ef} 29,5°
	Soudržnost zeminy c_{ef} 0,0 kPa
	Modul přetvárnosti E_{def} 15,5 MPa
	Poissonovo číslo ν 0,3

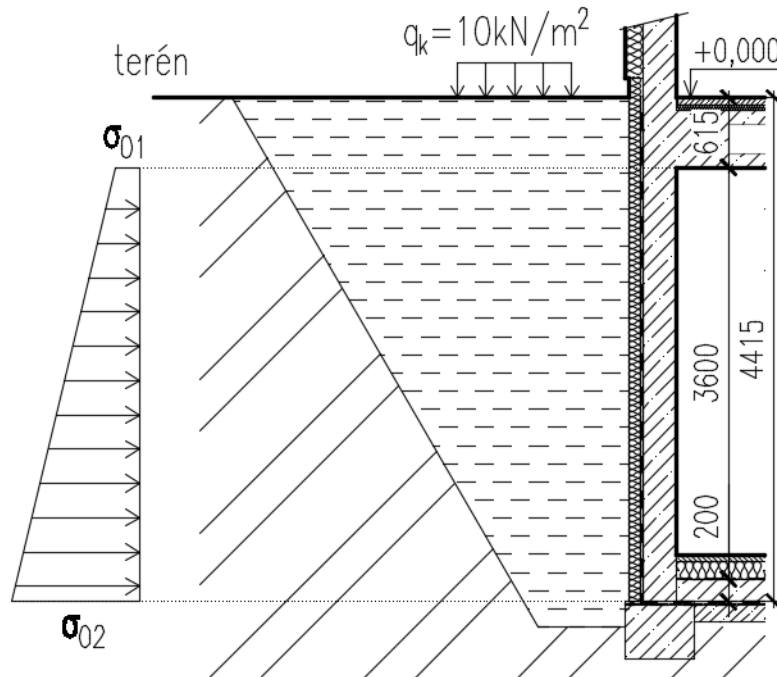
Základové konstrukce byly navrženy s ohledem na výše uvedenou zeminu. Výpočtová únosnost základové půdy se předpokládá $R_{dt} = 275 \text{ kPa}$ dle hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti z normy ČSN 73 1001 [14].

• **Zatížení zemním tlakem na suterénní stěnu**

Na suterénní stěny pod úrovní upraveného terénu působí od přilehlé zeminy zemní tlak v klidu. Nutné je také uvažovat s povrchovým přitížením od dočasně uskladněného stavebního materiálu, stavební techniky nebo i na terénu uloženou podlahovou deskou. Velikost svislého přitížení je stanoveno hrubým odhadem na $q_k = 10 \text{ kN/m}^2$.

Pro nesoudržnou zeminu třídy S3 se zemní tlak v klidu s vlivem povrchového přitížení vypočítá následovně:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_{ef} = 1 - \sin 29,5 = 0,5$$



Obr. 25 Schéma zatížení zeminou [vlastní]

$$h_{01} = 0,615m$$

$$\sigma_{01k} = f * K_0 + K_0 * h_{01} * \gamma_z = 10 * 0,5 + 0,5 * 0,615 * 17,5 = 10,38 \text{ kN/m}^2$$

$$h_{02} = 4,215m$$

$$\sigma_{02k} = f * K_0 + K_0 * h_{02} * \gamma_z = 10 * 0,5 + 0,5 * 4,415 * 17,5 = 43,63 \text{ kN/m}^2$$

3.4.2 Zatížení proměnná

➤ Klimatická zatížení

• Zatížení větrem

Stabilita konstrukce na účinky zatížení větrem v rámci této diplomové práce nebude posuzována. Objekt má železobetonové stěny, které přebírají veškeré vodorovné zatížení. Z hlediska stability objektu je toto opatření dostačující.

• Zatížení sněhem

Budova se nachází v Hodoníně (sněhová oblast I.), má plochou střechu a je situována v terénu s normální topografií, kde nebude docházet k významným přesunům sněhu vlivem větru. Pro zjištění sněhové oblasti byla použita aktuální mapa sněhových oblastí [5].

Obr. 26 Mapa sněhových oblastí [5]

$$s = c_e * c_t * s_k * \mu_i \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$c_e = 1 \quad \text{normální typ krajiny}$$

$$c_t = 1 \quad \text{pro střechy s tepelnou propustností menší než 1 W/m}^2\text{K}$$

$$s_k = 0,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{I. sněhová oblast}$$

$$\mu_i = 0,8 \quad \text{sklon střechy } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$$

$$s = 1 * 1 * 0,7 * 0,8$$

$$s = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

➤ Užité zátížení

V objektu je uvažováno užité zátížení dle typu objektu.

KATEGORIE	Prostor	qk	γf	qd
		[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
C1	stropy, schodiště	3	1,5	4,5
C4	tělocvična	5	1,5	7,5
H	střecha nepochozí	0,75	1,5	1,125

Tabulka 6 Zátížení užité [37]

Kategorie ploch H se dle ČSN EN 1991-1-1 [4] nemá uvažovat v kombinaci současně se zátížením od větru či sněhu. Zároveň se však předpokládá, že užité zátížení kategorie H působí jen na ploše cca 10 m². Proto se v této práci v předběžném výpočtu při návrhu prvků uvažuje větší zátížení, tedy užité zátížení kategorie H 0,75 kN/m² ale v 3D modelu je již použito zátížení sněhem.

• **Zatížení přemístitelnými příčkami**

RIGIPS R-CW 100; desky MA (DF)

Plošná hmotnost: $52 \text{ kg/m}^2 = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Tloušťka: 0,150 m

Světlá výška: 3,5 m

$g_{lk} = \gamma * t * h = 0,5 * 3,5 = 1,75 \text{ kN/m}$

LINIOVÉ ZATÍŽENÍ PŘÍČKAMI

Přemístitelné sádkartonové příčky budou uvažovány jako rovnoměrné zatížení q_k , které se přidá k užitným zatížením stropních konstrukcí. Toto rovnoměrné zatížení závisí dle ČSN EN 1991-1-1 [4] na vlastní tíze příček:

- Přemístitelné příčky s vlastní tíhou $\leq 1,0 \text{ kN/m}$ délky příčky: $g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$
- **Přemístitelné příčky s vlastní tíhou $\leq 2,0 \text{ kN/m}$ délky příčky: $g_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$**
- Přemístitelné příčky s vlastní tíhou $\leq 3,0 \text{ kN/m}$ délky příčky: $g_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$

$\rightarrow g_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$

3.4.3 Kombinace zatížení

➤ **Mezní stav únosnosti (MSÚ)**

Základní kombinace zatížení: (ČSN EN 1990, rovnice 6.10)

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

Součinitelé dílčích zatížení do kombinací:

- nepříznivé zatížení $\gamma_{G,j} = 1,35$
- příznivé zatížení $\gamma_{G,j} = 1,00$
- nepříznivé $\gamma_{Q,1} = 1,5$
- příznivé $\gamma_{Q,1} = 1,00$

➤ **Mezní stav použitelnosti (MSP)**

Charakteristická kombinace zatížení: (ČSN EN 1990, rovnice 6.14 b)

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

Častá kombinace zatížení: (ČSN EN 1990, rovnice 6.15 b)

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

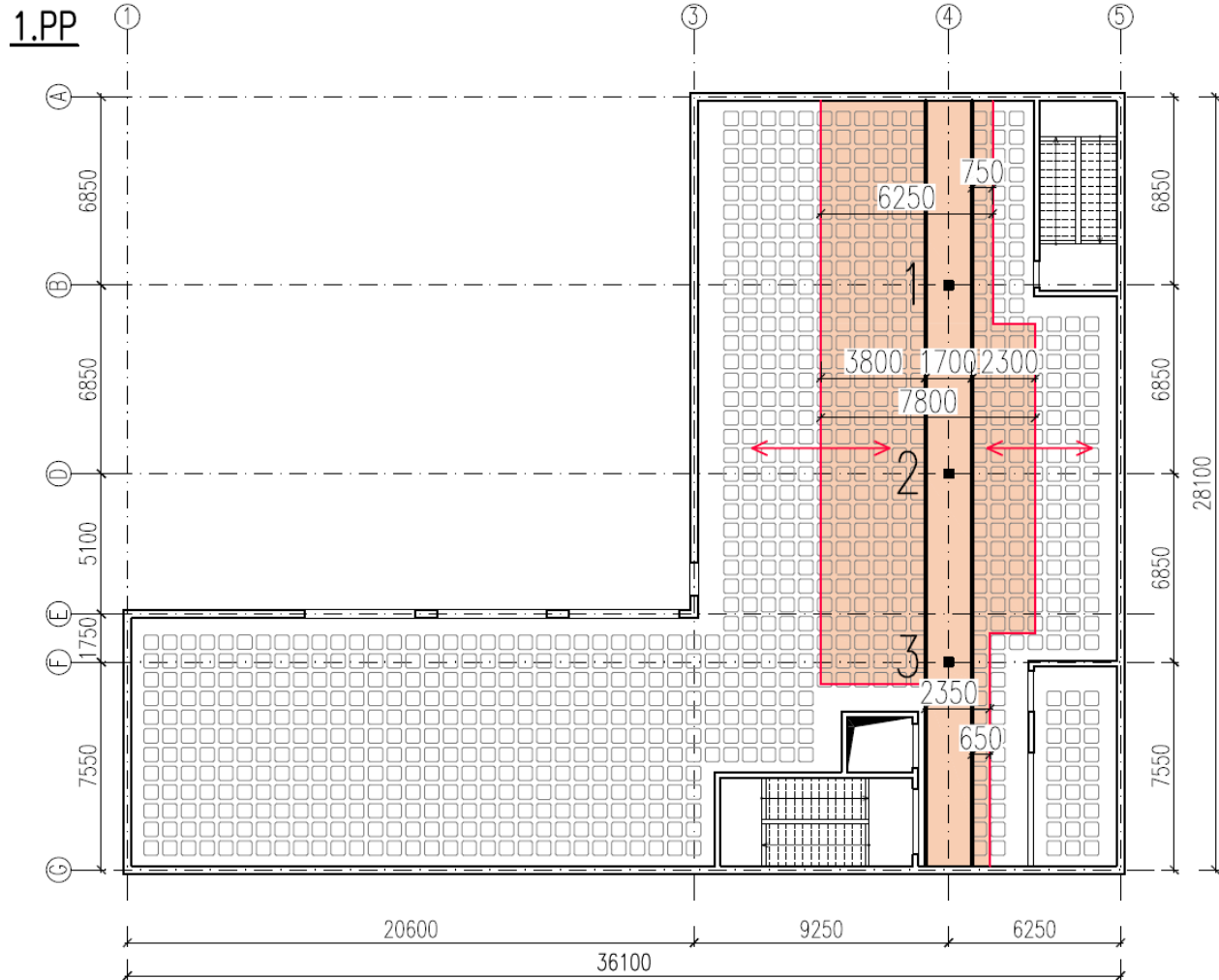
Kvazistálá kombinace – dlouhodobé účinky: (ČSN EN 1990, rovnice 6.16 b)

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

Tab. 7 Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro pozemní stavby [4]

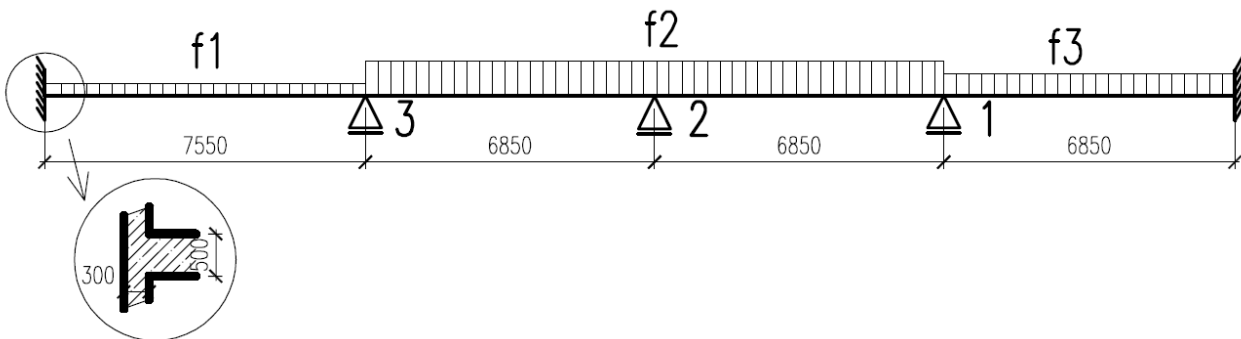
3.5 Návrh skrytého průvlaku

V ose 4 v okolí vnitřních sloupů 1, 2 a 3 bude vynecháno vylehčení stropních desek (bedničky U-BOOT) a tím vytvořen skrytý průvlak.



Obr. 27 Schéma skrytého průvlaku v desce 1.PP a vyznačení jeho zatěžovací plochy [vlastní]

➤ **Zatížení průvlaku**



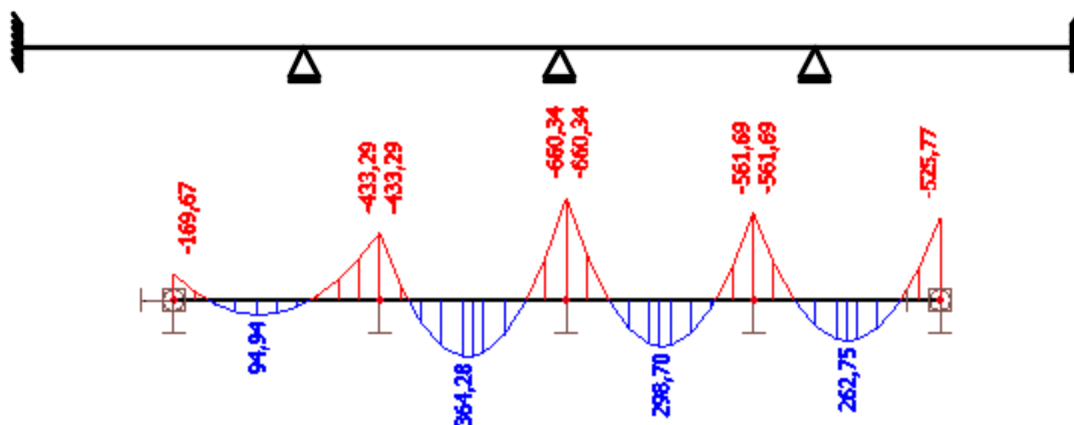
Jelikož má krajní stěna menší tuhost než samotná deska – má menší tloušťku a je oslabená otvory, nemůžeme jistě říct, že působí jako vetknutí. Krajní podporu budeme tedy ve výpočtu sil uvažovat ve dvou schématech - jako vetknutí a jako prosté podepření. Pro výpočet pak budou použity největší výsledné síly z obou schémat.

Zatížení průvlaku												
Výpočet			f1			f2			f3			
			Výpočet		Návrh.	Výpočet		Návrh.	Výpočet		Návrh.	
Typ zatížení	γ [-]	[kN/m ²]	[ks]	[m]	[kN/m]	[ks]	[m]	[kN/m]	[ks]	[m]	[kN/m]	
stále	podlaha	1,35	1,6	1	2,35	5,1	1	7,8	16,8	1	6,25	13,5
	deska 500 mm	1,35	7,91	1	0,65	6,9	1	6,1	65,1	1	4,55	48,6
	vlastní tíha	1,35	12,5	1	1,7	28,7	1	1,7	28,7	1	1,7	28,7
	příčky YTONG	1,35	2,2	0	0	0,0	0	0	0,0	1	6,25	18,6
prom.	přemístitelné příčky	1,5	0,8	1	2,35	2,8	1	7,8	9,4	0	0	0,0
	užitné patro	1,5	3	1	2,35	10,6	1	7,8	35,1	1	6,25	28,1
Celkem VÝPOČET			54,1			155,1			137,5			

Tabulka 8 Zatížení na průvlak [37]

➤ Vnitřní síly

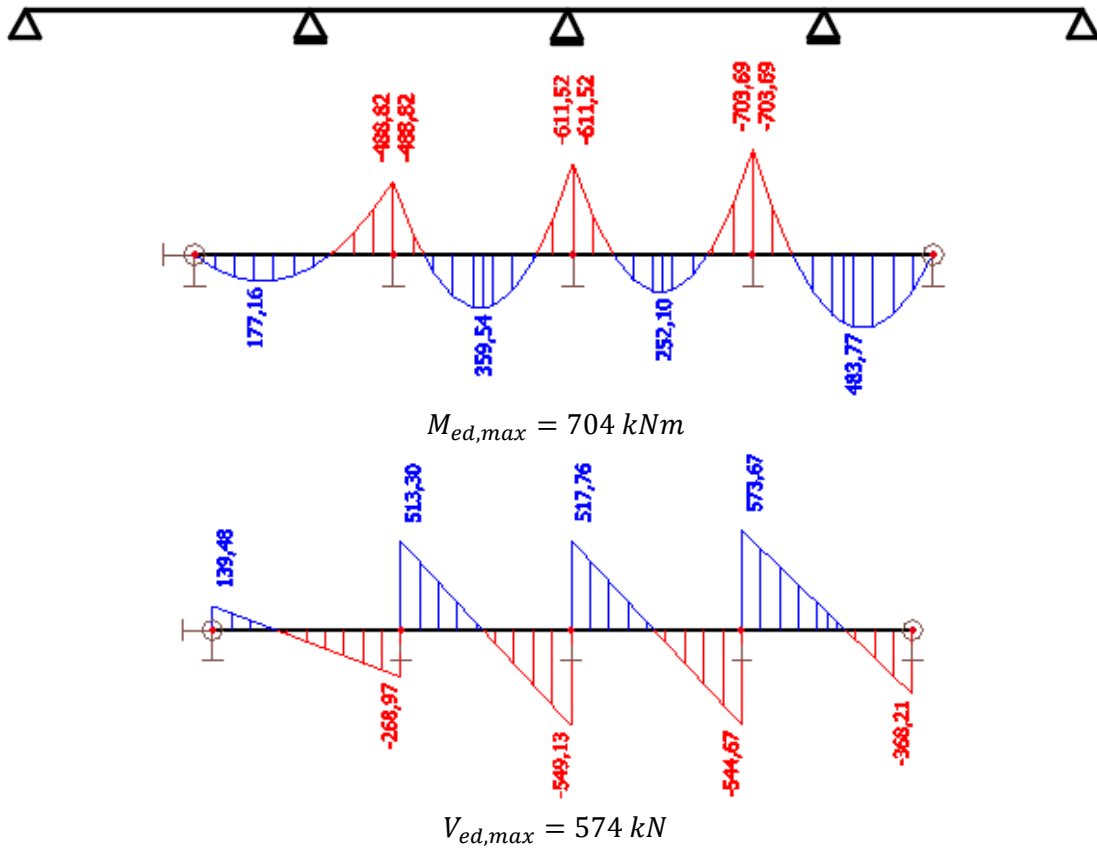
• SCHÉMA I.



$$M_{ed,max} = 660,5 \text{ kNm}$$

$$V_{ed,max} = 564,5 \text{ kN}$$

• SCHÉMA II.

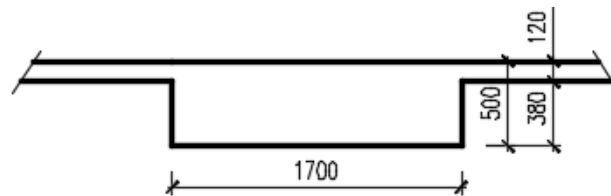


➤ **Ověření rozměrů průvlaku**

• **Ověření z hlediska ohybového namáhání**

$$M_{ed,max} = 704 \text{ kNm}$$

$$V_{ed,max} = 574 \text{ kN}$$



$$h_p = 500 \text{ mm}, b_p = 1700 \text{ mm}, \phi = 20 \text{ mm}$$

$$d_p = h_p - \frac{\phi}{2} - c = 500 - \frac{20}{2} - 30 = 460 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{ed,max}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{704}{1,7 * 0,460^2 * 20000} = 0,1$$

tabulky: $\xi = 0,132 < 0,4$

$\zeta = 0,947$

→ **VYHOVUJE**

- **Stupeň vyztužení**

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{ed,max}}{\zeta * d * f_{yd}}}{b * d} \leq \rho_{s,max}$$

$$A_{s,rqd} = \frac{M_{ed,max}}{\zeta * d * f_{yd}} = \frac{704}{0,947 * 0,460 * 435000} = 0,00372 \text{ m}^2 = 3720 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{0,00372}{1,7 * 0,460} = 0,0048 \leq \rho_{s,max} = 0,04$$

→ VYHOVUJE

Návrh výztuže:

$$A_{s,min} = \left\{ 0,26 * \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) * b_p * d; 0,0013 * b_p * d \right\}$$

$$A_{s,min} = \left\{ 0,26 * \left(\frac{2900}{500000} \right) * 1,7 * 0,460; 0,0013 * 1,7 * 0,460 \right\} = \{1179; 1017\} \text{ mm}^2$$

$$14 \times \varnothing 20 \text{ mm} \rightarrow A_{s,prov} = 4396 \text{ mm}^2 = 0,004396 \text{ m}^2$$

- **Tlaková diagonála**

$$V_{rd,max} = v * f_{cd} * b * d * \zeta * \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \geq V_{ed,max}$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528$$

$$V_{rd,max} = 0,528 * 20000 * 1,7 * 0,460 * 0,947 * \frac{1,5}{1 + 1,5^2}$$

$$V_{rd,max} = 3609 \text{ kN} \geq V_{ed,max} = 574 \text{ kN}$$

→ VYHOVUJE

- **Průhyb**

→ *dodžení ohybové štíhlosti*

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = \kappa_1 * \kappa_2 * \kappa_3 * \lambda_{d,tab}$$

$$\kappa_1 = 1 \quad \text{obdélníkový průřez}$$

$$\kappa_2 = \frac{7}{L} = \frac{7}{7,55} = 0,93 \quad \text{rozpětí > 7m}$$

$$\kappa_3 = \frac{500}{f_{yk}} * \frac{A_{s,prov}}{A_{s,rqd}} = \frac{500}{500} * \frac{4396}{3720} = 1,18$$

$$\lambda_{d,tab} = 26 \quad \text{krajní pole spojitého nosníku; C30/37;}$$

$$\rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} = \frac{4396}{1700 * 460} = 0,0056 = 0,56 \%$$

$$\lambda = \frac{7,6}{0,460} = 16,5 \leq \lambda_d = 1 * 0,92 * 1,154 * 26 = 27,6$$

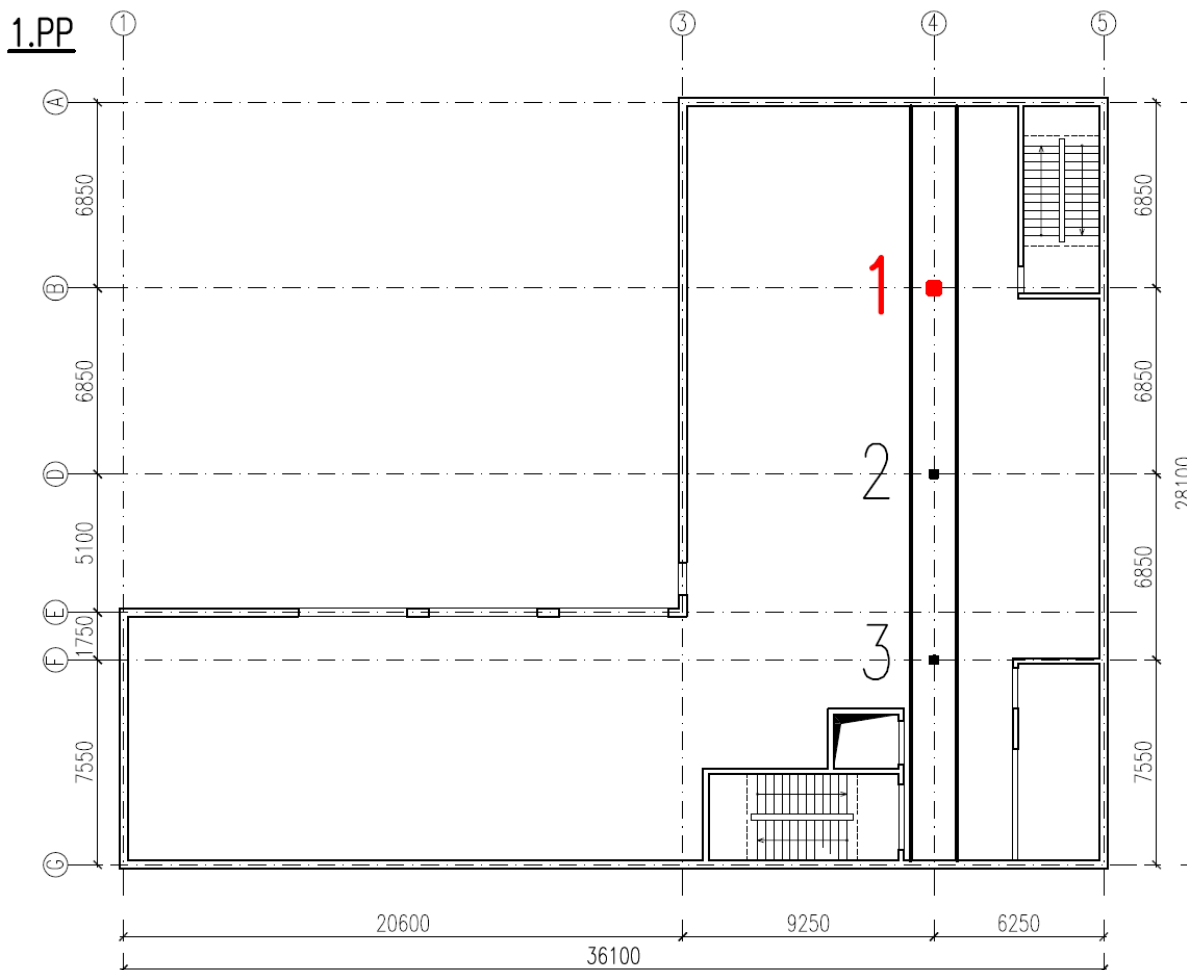
→ VYHOVUJE

Předběžný návrh skrytého průvlastku splňuje všechny podmínky normy.

3.6 Ověření rozměrů sloupů

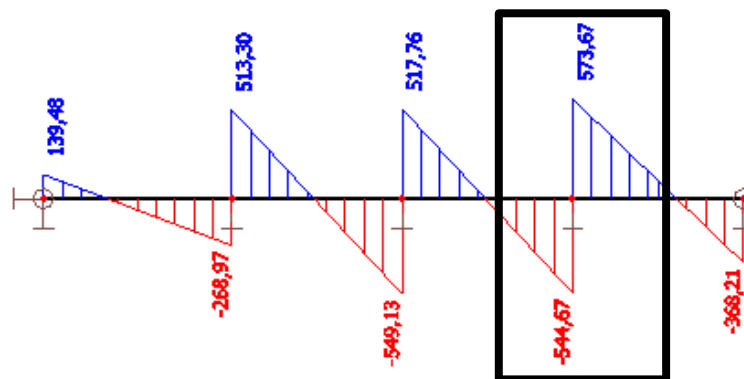
Byly ověřeny rozměry vybraných sloupů v 1.PP a 1.NP. Návrh rozměrů 300 x 300 mm.

3.6.1 Sloup 1 (osa 4, B – viz schéma konstrukčního systému 1.PP)



Obr. 28 Schéma konstrukčního systému 1.PP s vyznačením ověřovaného sloupu [vlastní]

Pro přibližné ověření sloupu a návržení výztuže v předběžném návrhu se zjednodušeně uvažuje, že na sloup 1 působí zatížení z pěti stropních desek (5 x posouvající síla na průvzlaku z kapitoly 3.5 Návrh skrytého průvzlaku) a pěti vlastních tíh sloupů.



$$\rightarrow N_{ed} = (573,7 + 544,7) * 5 + 0,3 * 0,3 * 3,5 * 25 * 1,35 * 5 = 5645 \text{ kN}$$

➤ Návrh výztuže

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ napětí ve výztuži

$$N_{rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} + A_s * \sigma_s \geq N_{ed}$$

$$A_{s,reg} = \frac{N_{ed} - 0,8 * A_c * f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{5645 - 0,8 * 0,3 * 0,3 * 20000}{400000} = 0,011 \text{ m}^2 = 10513 \text{ mm}^2$$

→ NELZE VYZTUŽIT

Změna rozměrů sloupu → SLOUP 500 x 500 mm

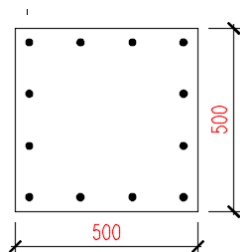
$$A_{s,reg} = \frac{N_{ed} - 0,8 * A_c * f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{5645 - 0,8 * 0,5 * 0,5 * 20000}{400000} = 0,004 \text{ m}^2 = 4113 \text{ mm}^2$$

Konstrukční zásady

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,1 * \frac{N_{ed}}{f_{yd}}; 0,002 * A_c \right\} = \max \left\{ 0,1 * \frac{5645}{435000}; 0,002 * 0,5 * 0,5 \right\}$$

$$A_{s,min} = \max \{ 0,0013; 0,0005 \} \text{ m}^2 = \max \{ 1300; 500 \} \text{ mm}^2 = 1300 \text{ mm}^2$$

NÁVRH: 12xØ25mm → A_{s,prov} = 5888 mm² = 0,00589 m²



$$\rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} = 0,024 = 2,4 \%$$

Ověření protlačení desky u sloupu 1➤ **Kontrolované obvody**

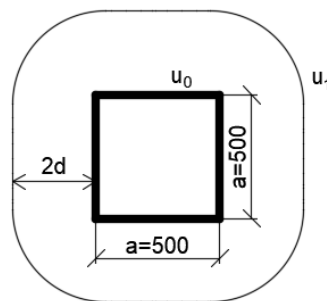
$$u_0 = 4 * a = 4 * 0,5 = 2 \text{ m}$$

$$d_x = h - \frac{\varnothing}{2} - c = 500 - \frac{18}{2} - 30 = 461 \text{ mm}$$

$$d_y = h - \frac{3 * \varnothing}{2} - c = 500 - \frac{3 * 18}{2} - 30 = 443 \text{ mm}$$

$$d_{eff} = \frac{1}{2} * (d_x + d_y) = \frac{1}{2} * (461 + 443) = 452 \text{ mm}$$

$$u_1 = u_0 + 2\pi 2d = 2 + 2 * 3,14 * 2 * 0,452 = 7,68 \text{ m}$$

➤ **Únosnost tlačené diagonály**

$$V_{ed,0} = \frac{\beta * V_{ed}}{u_0 * d} \leq V_{rd,max} = 0,4 * v * f_{cd}$$

$$V_{ed} = 573,7 + 544,7 = 1118,4 \text{ kN} \quad \text{posouvající síla}$$

$$\beta \cong 1,15 \rightarrow \text{střední sloup}$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$V_{ed,0} = \frac{1,15 * 1118,4}{2 * 0,452} = 1423 \text{ kN} \leq V_{rd,max} = 0,4 * 0,528 * 20000 = 4224 \text{ kN}$$

→ 0. KONTROLOVANÝ OBVOD VYHOVÍ

➤ **Smyková odolnost prvku v 1. kontrolovaném obvodu bez smykové výztuže**

$$V_{ed,1} = \frac{\beta * V_{ed}}{u_1 * d} \leq V_{rd,c} = C_{rd,c} * k * \sqrt[3]{(100 * \rho * f_{ck})}$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{452}} = 1,67 \leq 2$$

$$\rho = 0,005 \quad \text{odhad}$$

$$V_{ed,1} = \frac{1,15 * 1118,4}{7,68 * 0,452} = 370,5 \text{ kN/m}^2 = 0,37 \text{ MPa}$$

$$V_{rd,c} = 0,12 * 1,67 * \sqrt[3]{(100 * 0,005 * 30)} = 0,49 \text{ MPa}$$

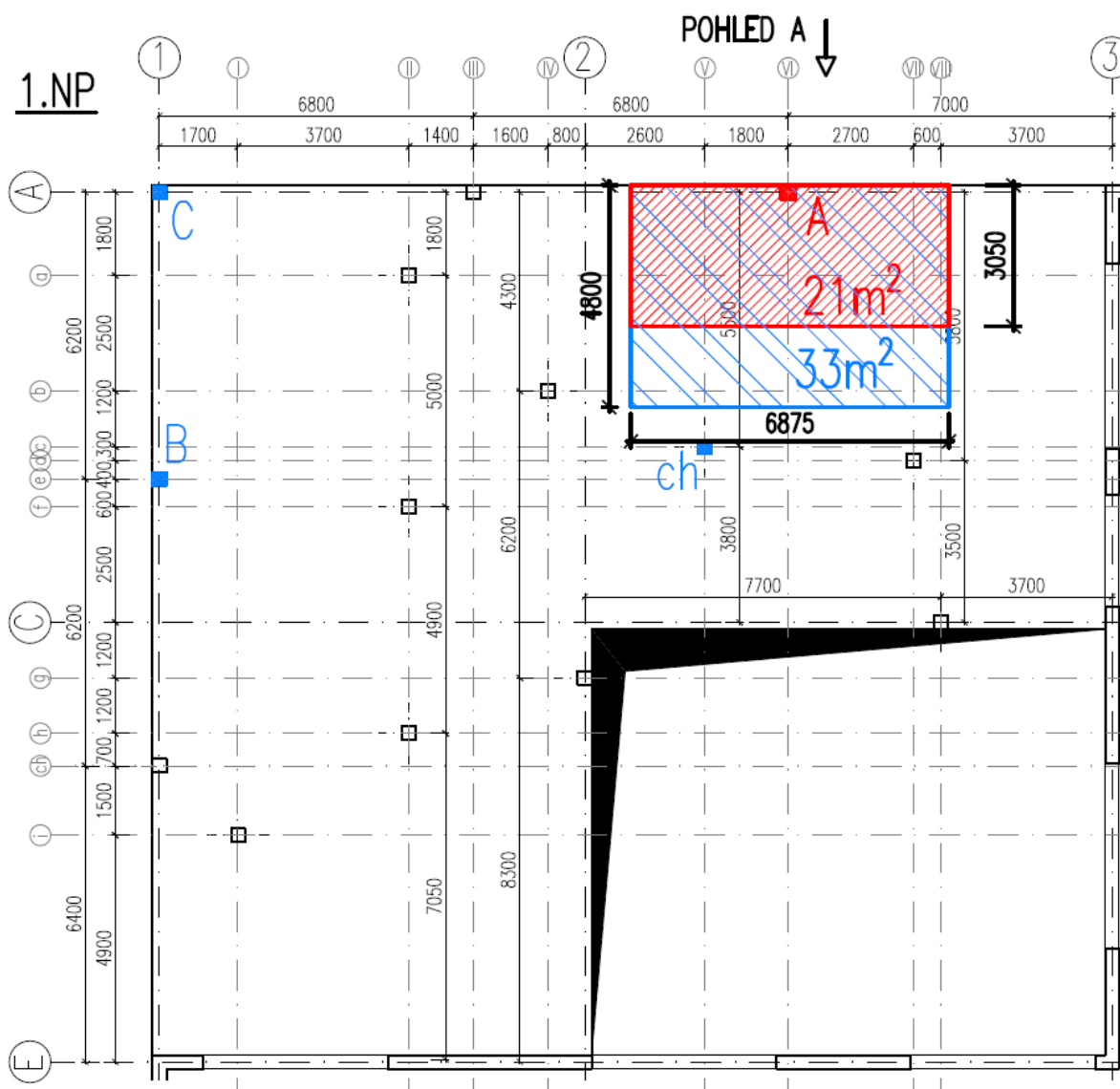
$$V_{ed,1} = 0,37 \text{ MPa} < V_{rd,c} = 0,49 \text{ MPa}$$

→ VYHOVUJE

Únosnost desky v předběžném návrhu vyhovuje bez výztuže na protlačení.

3.6.2 Sloup A (osa A, VI – viz schéma konstrukčního systému 1.NP)

➤ Schéma



Obr. 29 Výřez schéma konstrukčního systému 1.NP a vyznačení ověřovaného sloupu [vlastní]

Sloup A přenáší přibližně 21 m^2 plochy zatížení desky 1.NP a 33 m^2 plochy zatížení desek zbylých pater. Sloup působí se stěnami nad ním jako stěnový nosník. Pro přibližné navržení výztuže v předběžném návrhu se uvažuje zjednodušeně, že na sloup působí zatížení ze čtyř stropních desek a tří stěn nad sloupem.

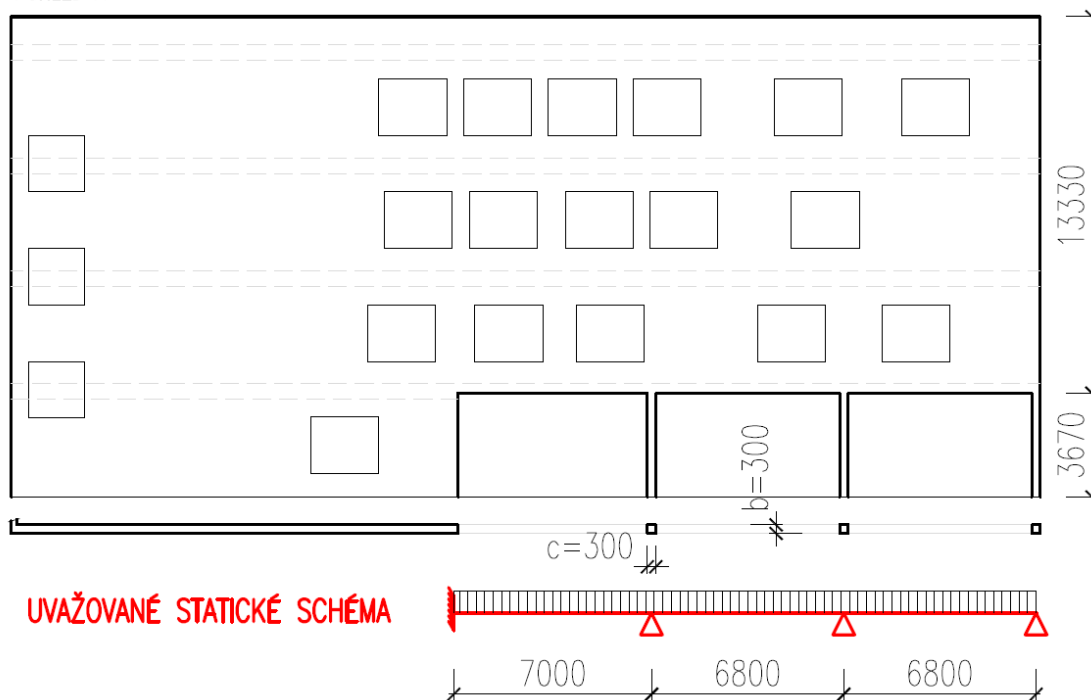
➤ **Zatížení**

Zatížení stěnového nosníku A						
STÁLÉ	Výpočet			Charakter. [kN/m]	γ	Návrhové [kN/m]
	[ks]	[kN/m ²]	[m]			
střecha	1	2,3	4,8	11,0	1,35	14,9
podlaha	2	1,6	4,8	15,4	1,35	20,7
podlaha	1	1,69	3,05	5,2	1,35	7,0
deska 500 mm	3	7,91	4,8	113,9	1,35	153,8
deska 330 mm	1	5,96	3,05	18,2	1,35	24,5
stěna	3	87,5	0,3	78,8	1,35	106,3
PROMĚNNÉ						
přemístitelné příčky	2	0,80	4,8	7,7	1,50	11,5
přemístitelné příčky	1	0,80	3,05	2,4	1,50	3,7
užitné střecha	1	0,75	4,8	3,6	1,50	5,4
užitné patro	2	3	4,8	28,8	1,50	43,2
užitné patro	1	3	3,05	9,2	1,50	13,7
Celkem				294,1		404,7

Tabulka 9 Liniové zatížení stěnového nosníku A [37]

➤ **Statické schéma**

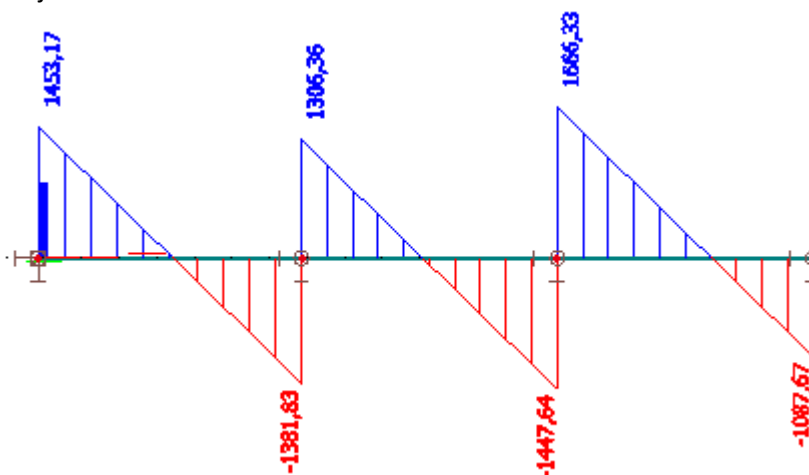
POHLED A



Obr. 30 Pohled A na stěnový nosník [vlastní]

➤ **Ověření rozměrů sloupu**

Výsledná posouvající síla nosníku:



Mez porušení posouvající silou:

Nad podporou stěnového nosníku musí být splněna podmínka:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,1 * b * k * f_{cd}$$

$$k = 6,8 \text{ m} \quad (\text{menší z hodnot } l \text{ a } h)$$

$$V_{Rd} = 0,1 * 0,3 * 6,8 * 20000 = 4080 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1666,3 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 4080 \text{ kN}$$

→ VYHOVUJE

Mez porušení otláčením betonu ve styčné spáře:

V podporách stěnového nosníku musí být splněny podmínky:

$$V_{Ed} \leq A_{Ed}$$

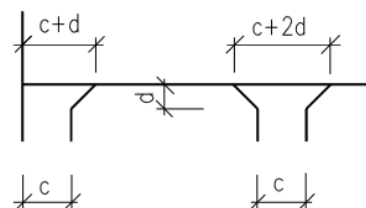
V krajní podpoře: $A_{Ed} = 0,8 * b * (c + d) * f_{cd}$

Ve vnitřní podpoře: $A_{Ed} = 1,2 * b * (c + 2 * d) * f_{cd}$

Vyšetřovaný sloup A – vnitřní podpora:

$$A_{Ed} = 1,2 * b * (c + 2 * d) * f_{cd} = 1,2 * 0,3 * 0,3 * 20000 = 2160 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1666,3 + 1447,6 = 3114 \text{ kN} \leq A_{Ed} = 2160 \text{ kN}$$



→ NEVYHOVUJE

Změna rozměrů sloupu → SLOUP 300 x 500 mm

$$A_{Ed} = 1,2 * b * (c + 2 * d) * f_{cd} = 1,2 * 0,3 * 0,5 * 20000 = 3600 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 3114 \text{ kN} \leq A_{Ed} = 3600 \text{ kN}$$

→ VYHOVUJE

➤ **Návrh výztuže**

$$\rightarrow N_{ed} = 3114 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{napětí ve výztuži}$$

$$N_{rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} + A_s * \sigma_s \geq N_{ed}$$

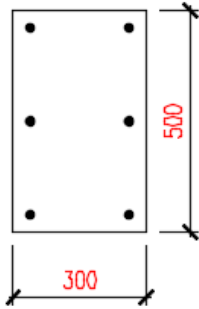
$$A_{s,rqd} = \frac{N_{ed} - 0,8 * A_c * f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{3114 - 0,8 * 0,3 * 0,5 * 20000}{400000} = 0,001785 \text{ m}^2 = 1785 \text{ mm}^2$$

Konstrukční zásady

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,1 * \frac{N_{ed}}{f_{yd}}; 0,002 * A_c \right\} = \max \left\{ 0,1 * \frac{3114}{435000}; 0,002 * 0,3 * 0,5 \right\}$$

$$A_{s,min} = \max \{ 0,00072; 0,0003 \} \text{ m}^2 = 716 \text{ mm}^2$$

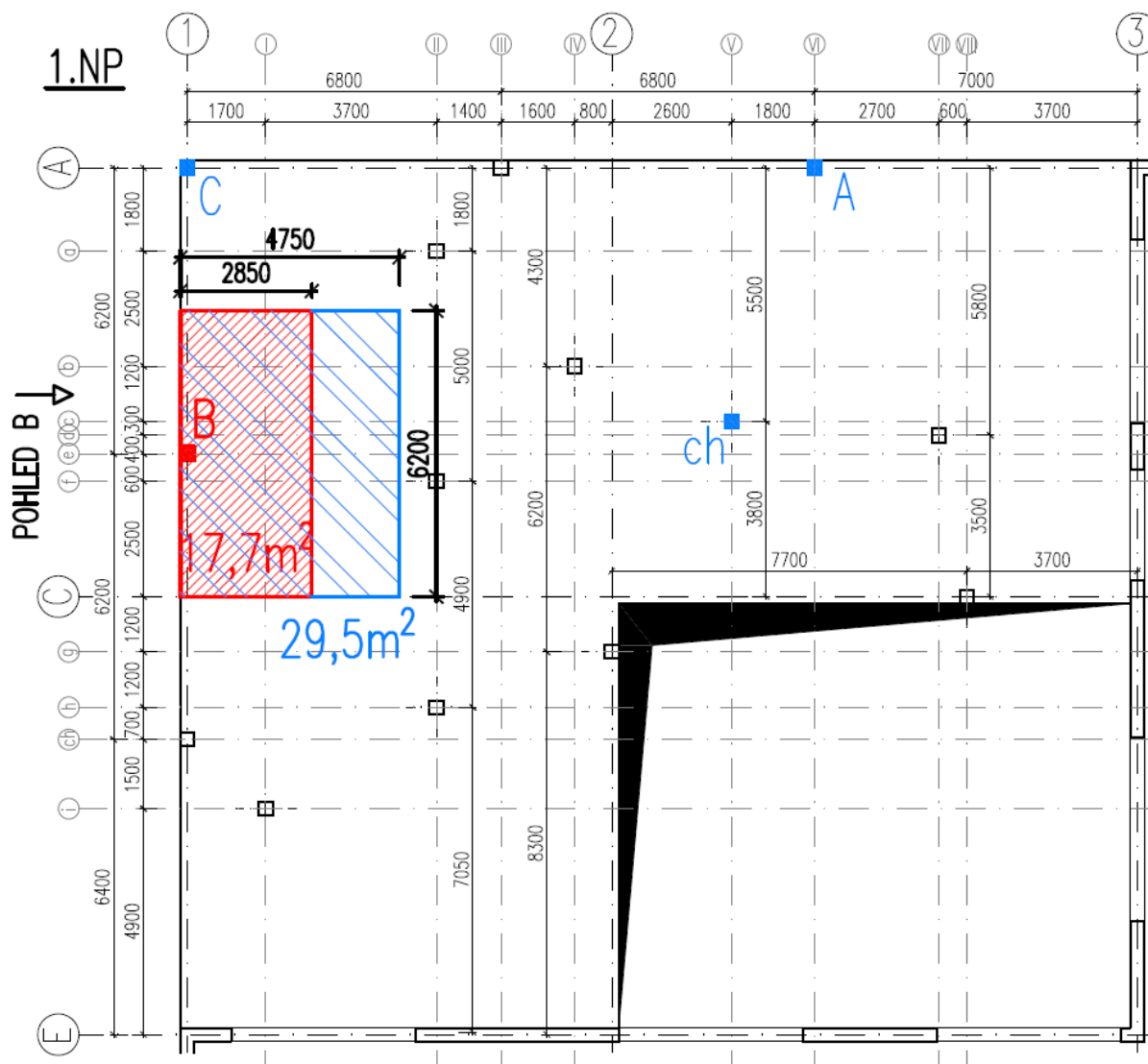
NÁVRH: 6 x Ø 20 mm → A_{s,prov} = 1884 mm²



$$\rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} = 0,013 = 1,3 \%$$

3.6.3 Sloup B (osa e, 1 - viz schéma konstrukčního systému 1.NP)

➤ Schéma



Obr. 31 Výřez schéma konstrukčního systému 1.NP a vyznačení ověřovaného sloupu [vlastní]

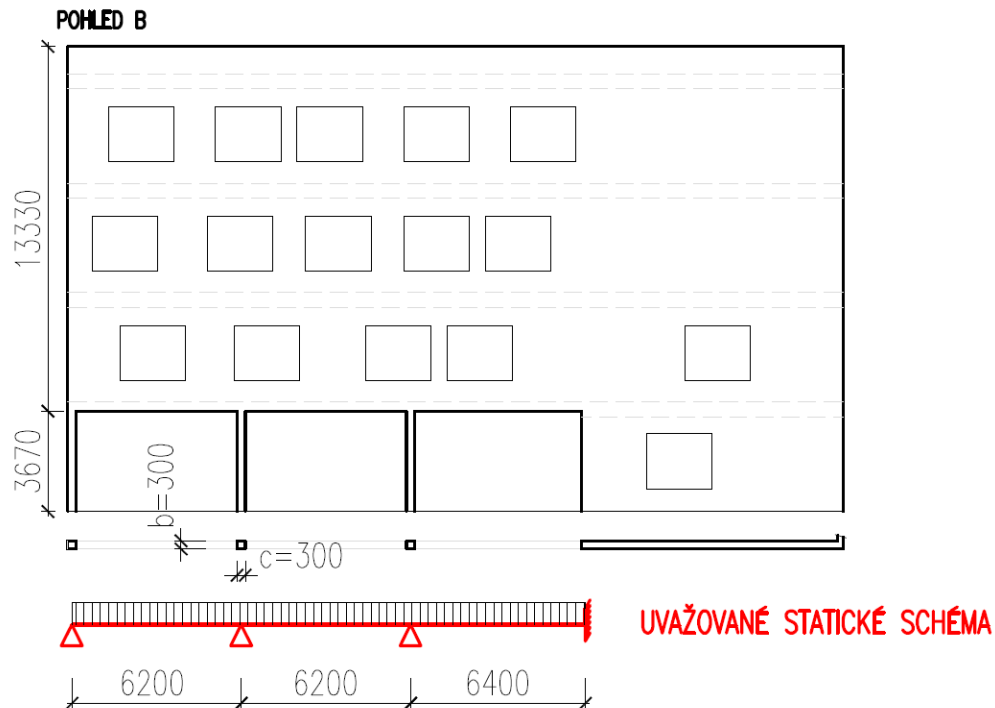
Sloup B přenáší přibližně 17,7 m² plochy zatížení desky 1.NP a 29,5 m² plochy zatížení desek zbylých pater. Sloup působí se stěnami nad ním jako stěnový nosník. Pro přibližné navržení výztuže v předběžném návrhu se uvažuje zjednodušeně, že na sloup působí zatížení ze čtyř stropních desek a tří stěn nad sloupem.

➤ **Zatížení**

Zatížení stěnového nosníku B						
STÁLÉ	Výpočet			Charakter.	γ	Návrhové
	[ks]	[kN/m²]	[m]			
střecha	1	2,3	4,75	10,9	1,35	14,7
podlaha	2	1,6	4,75	15,2	1,35	20,5
podlaha	1	1,69	2,85	4,8	1,35	6,5
deska 500 mm	3	7,91	4,75	112,7	1,35	152,2
deska 330 mm	1	5,96	2,85	17,0	1,35	22,9
stěna	3	87,5	0,3	78,8	1,35	106,3
PROMĚNNÉ						
přemístitelné příčky	2	0,80	4,75	7,6	1,50	11,4
přemístitelné příčky	1	0,80	2,85	2,3	1,50	3,4
užitné střecha	1	0,75	4,75	3,6	1,50	5,3
užitné patro	2	3	4,75	28,5	1,50	42,8
užitné patro	1	3	2,85	8,6	1,50	12,8
Celkem				289,89		398,92

Tabulka 10 Liniové zatížení stěnového nosníku B [37]

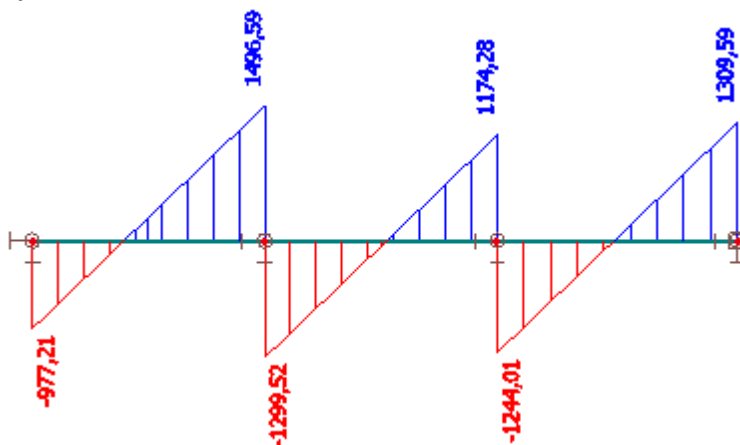
➤ **Statické schéma**



Obr. 32 Pohled B na stěnový nosník [vlastní]

➤ **Ověření rozměrů sloupu**

Výsledná posouvající síla nosníku:



Mez porušení posouvající silou:

Nad podporou stěnového nosníku musí být splněna podmínka:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,1 * b * k * f_{cd}$$

$$k = 6,2 \text{ m} \quad (\text{menší z hodnot } l \text{ a } h)$$

$$V_{Rd} = 0,1 * 0,3 * 6,2 * 20000 = 3720 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1497 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 3720 \text{ kN}$$

→ VYHOVUJE

Mez porušení otláčením betonu ve styčné spáře:

V podporách stěnového nosníku musí být splněny podmínky:

$$V_{Ed} \leq A_{Ed}$$

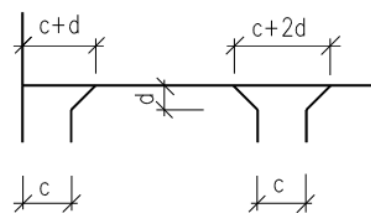
V krajní podpoře: $A_{Ed} = 0,8 * b * (c + d) * f_{cd}$

Ve vnitřní podpoře: $A_{Ed} = 1,2 * b * (c + 2 * d) * f_{cd}$

Vyšetřovaný sloup B – vnitřní podpora:

$$A_{Ed} = 1,2 * b * (c + 2 * d) * f_{cd} = 1,2 * 0,3 * 0,3 * 20000 = 2160 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1497 + 1300 = 2797 \text{ kN} \leq A_{Ed} = 2160 \text{ kN}$$



→ NEVYHOVUJE

Změna rozměrů sloupu → SLOUP 300 x 500 mm

$$A_{Ed} = 1,2 * b * (c + 2 * d) * f_{cd} = 1,2 * 0,3 * 0,5 * 20000 = 3600 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 2797 \text{ kN} \leq A_{Ed} = 3600 \text{ kN}$$

→ VYHOVUJE

➤ **Návrh výztuže**

$$\rightarrow N_{ed} = 2797 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{napětí ve výztuži}$$

$$N_{rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} + A_s * \sigma_s \geq N_{ed}$$

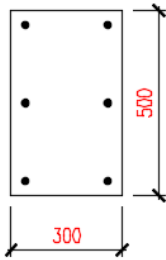
$$A_{s,reg} = \frac{N_{ed} - 0,8 * A_c * f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{2797 - 0,8 * 0,3 * 0,5 * 20000}{400000} = 0,00099 \text{ m}^2 = 993 \text{ mm}^2$$

Konstrukční zásady

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,1 * \frac{N_{ed}}{f_{yd}}; 0,002 * A_c \right\} = \max \left\{ 0,1 * \frac{2797}{435000}; 0,002 * 0,3 * 0,5 \right\}$$

$$A_{s,min} = \max \{0,00064; 0,0003\} \text{ m}^2 = 643 \text{ mm}^2$$

$$\underline{\underline{\text{NÁVRH: } 6 \times \emptyset 20 \text{ mm} \rightarrow A_{s,prov} = 1884 \text{ mm}^2}}$$



$$\rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} = 0,013 = 1,3\%$$

3.6.4 Sloup C (osa A, 1 – viz schéma konstrukčního systému 1.NP)

Jedná se o rohový sloup nerovnoměrně podepřené desky. Pro ověření rozměrů sloupu budeme uvažovat sílu rovnající se součtu posouvajících sil v tomto místě ze stěnových nosníků A (v ose A) a B (v ose B). Posouvající síly v tomto místě jsou 1088 kN (A) a 977,2 kN (B).

Mez porušení otláčením betonu ve styčné spáře:

V podporách stěnového nosníku musí být splněny podmínky:

$$V_{Ed} \leq A_{Ed}$$

V krajní podpoře:

$$A_{Ed} = 0,8 * b * (c + d) * f_{cd} = 0,8 * 0,3 * 0,3 * 20000 = 1440 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1088 + 977,2 = 2065,2 \text{ kN} \leq A_{Ed} = 1440 \text{ kN}$$

→ NEVYHOVUJE

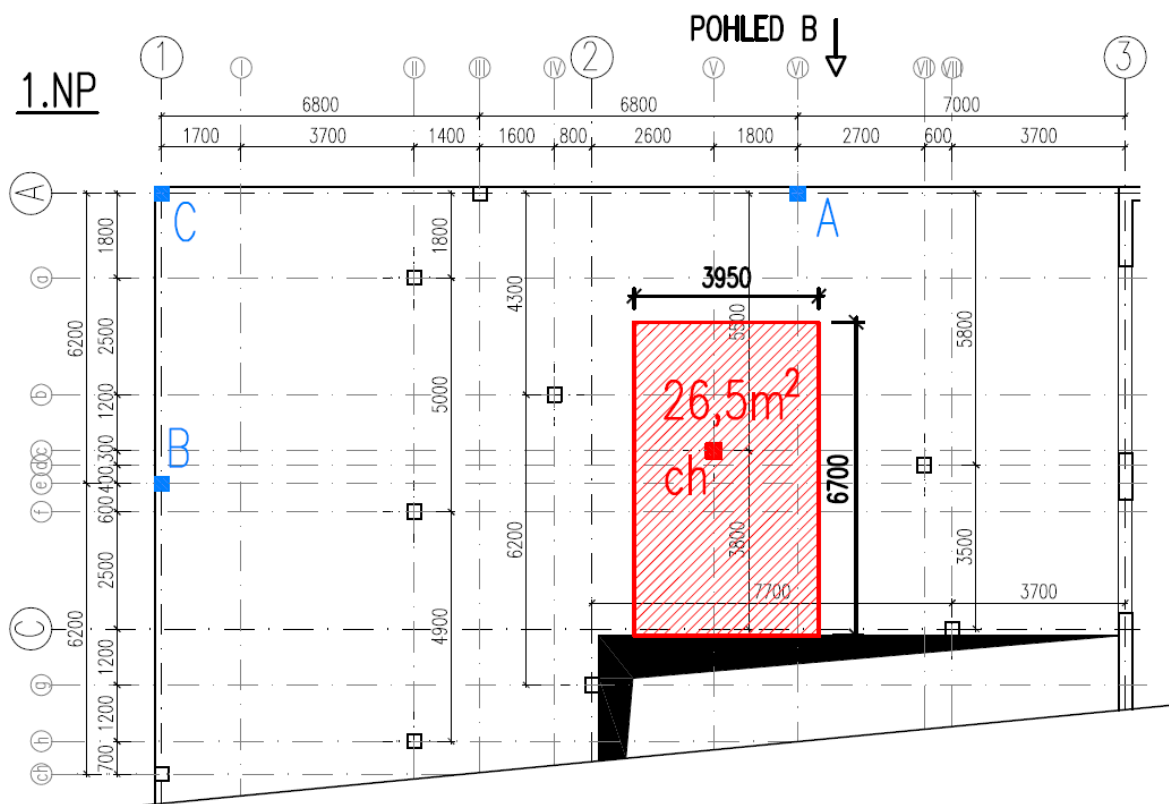
Změna rozměrů sloupu → SLOUP 400 x 400 mm

$$A_{Ed} = 0,8 * b * (c + d) * f_{cd} = 0,8 * 0,4 * 0,4 * 20000 = 2560 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 2065,2 \text{ kN} \leq A_{Ed} = 2560 \text{ kN}$$

→ VYHOVUJE

3.6.4 Sloup ch (osa d, VII - viz schéma konstr. systému 1.NP)



Obr. 33 Výřez schéma konstrukčního systému 1.NP a vyznačení ověřovaného sloupu [vlastní]

Sloup ch přenáší přibližně $26,5 \text{ m}^2$ plochy zatížení desky 1.NP. Pro přibližné navržení výztuže v předběžném návrhu se uvažuje zjednodušeně, že na sloup působí zatížení z této plochy desky a z vlastní tíhy sloupu.

Zatížení v patě sloupu ch						
STÁLÉ	Výpočet			Charakter.	γ	Návrhové
	[ks]	[kN/m ²]	[m ²]			
podlaha	1	1,69	26,5	44,8	1,35	60,5
deska 330 mm	1	5,96	26,5	157,9	1,35	213,2
vl. tíha sloupu	1	92,5	0,09	8,3	1,35	11,2
PROMĚNNÉ						
přemístitelné příčky	1	0,80	26,5	21,2	1,50	31,8
užitné patro	1	3	26,5	79,5	1,50	119,3
Celkem				311,75		435,97

Tabulka 11 Zatížení sloupu ch [37]

➤ **Návrh výztuže**

$$\rightarrow N_{ed} = 436 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{napětí ve výztuži}$$

$$N_{rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} + A_s * \sigma_s \geq N_{ed}$$

$$A_{s,reg} = \frac{N_{ed} - 0,8 * A_c * f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{436 - 0,8 * 0,3 * 0,3 * 20000}{400000} = -0,0025 \text{ m}^2$$

→ výztuž dle konstrukčních zásad

Konstrukční zásady

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,1 * \frac{N_{ed}}{f_{yd}}; 0,002 * A_c \right\} = \max \left\{ 0,1 * \frac{436}{435000}; 0,002 * 0,3 * 0,3 \right\}$$

$$A_{s,min} = \max \{ 0,0001; 0,00018 \} \text{ m}^2 = \max \{ 100; 180 \} \text{ mm}^2 = 180 \text{ mm}^2$$

$$\text{NÁVRH: } 4 \times \varnothing 12 \text{ mm} \rightarrow A_{s,prov} = 452,16 \text{ mm}^2 = 0,000452 \text{ m}^2$$

Ověření protlačení desky u sloupů ch

➤ **Kontrolované obvody**

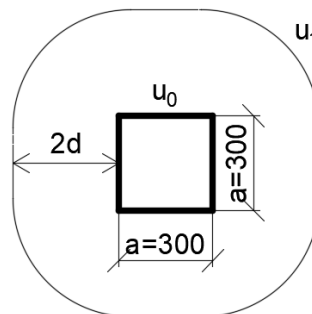
$$u_0 = 4 * a = 4 * 0,3 = 1,2 \text{ m}$$

$$d_x = h - \frac{\varnothing}{2} - c = 330 - \frac{18}{2} - 30 = 291 \text{ mm}$$

$$d_y = h - \frac{3 * \varnothing}{2} - c = 330 - \frac{3 * 18}{2} - 30 = 273 \text{ mm}$$

$$d_{eff} = \frac{1}{2} * (d_x + d_y) = \frac{1}{2} * (291 + 273) = 282 \text{ mm}$$

$$u_1 = u_0 + 2\pi 2d = 1,2 + 2 * 3,14 * 2 * 0,282 = 4,74 \text{ m}$$



➤ **Únosnost tlačené diagonály**

$$V_{ed,0} = \frac{\beta * V_{ed}}{u_0 * d} \leq V_{rd,max} = 0,4 * v * f_{cd}$$

$$V_{ed} = (g_{ed,patro} + q_{ed,patro}) * A_{zatěžovací} = ((1,69 + 5,96) * 1,35 + (0,8 + 3) * 1,5) * 26,5 = 425 \text{ kN}$$

$$\beta \cong 1,15 \rightarrow \text{střední sloup}$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528$$

$$V_{ed,0} = \frac{1,15 * 425}{1,2 * 0,282} = 1444 \text{ kN} \leq V_{rd,max} = 0,4 * 0,528 * 20000 = 4224 \text{ kN}$$

→ 0. KONTROLOVANÝ OBVOD VYHOVÍ

➤ **Smyková odolnost prvku v 1. kontrolovaném obvodu bez smykové výztuže**

$$V_{ed,1} = \frac{\beta * V_{ed}}{u_1 * d} \leq V_{rd,c} = C_{rd,c} * k * \sqrt[3]{(100 * \rho * f_{ck})}$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{282}} = 1,84 \leq 2$$

$$\rho = 0,005 \quad \text{odhad}$$

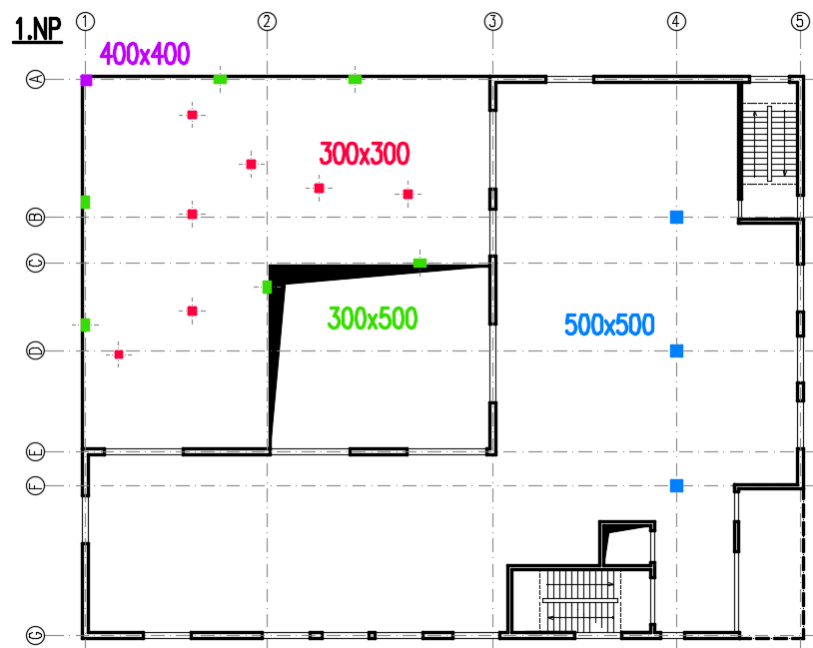
$$V_{ed,1} = \frac{1,15 * 425}{4,74 * 0,282} = 365,6 \text{ kN/m}^2 = 0,37 \text{ MPa}$$

$$V_{rd,c} = 0,12 * 1,84 * \sqrt[3]{(100 * 0,005 * 30)} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$V_{ed,1} = 0,37 \text{ MPa} < V_{rd,c} = 0,54 \text{ MPa}$$

→ **VYHOVUJE****Únosnost desky v předběžném návrhu vyhovuje bez výztuže na protlačení.****Závěr:**

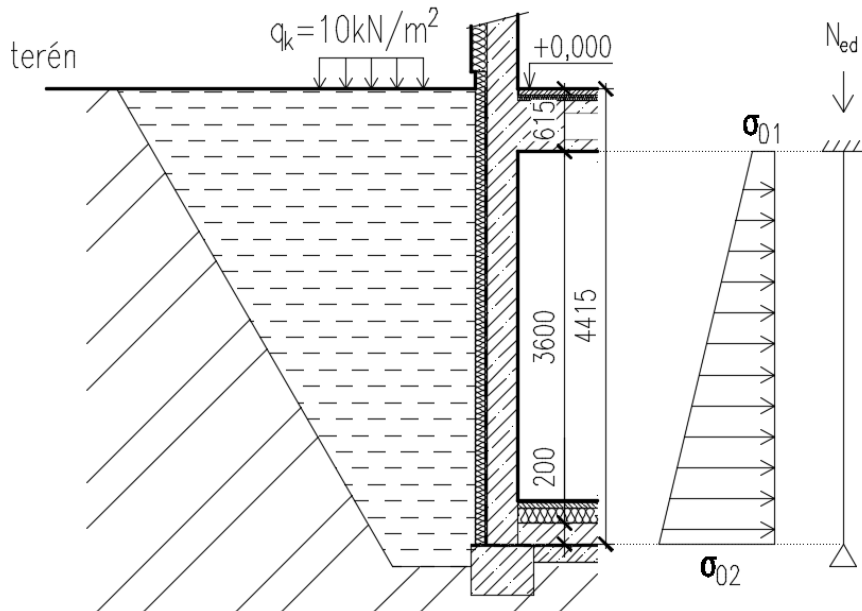
Jelikož ověřované sloupy A a B stěnového nosníku musely být zvětšeny z rozměrů 300 x 300 mm na 300 x 500 mm kvůli nedodržení jedné z podmínek předběžného návrhu, budou zvětšeny všechny sloupy, které nesou stěny působící s nimi jako stěnový nosník na rozměr 300 x 500 mm, mimo rohový sloup, který bude mít rozměry 400 x 400 mm. U všech ostatních venkovních sloupů nesoucích desku 1.NP budou rozměry zachovány. Sloupy 1, 2 a 3 jdoucí přes všechna podlaží budou zvětšeny na rozměr 500 x 500 mm. Původní rozměr 300 x 300 mm by na normálovou sílu působící v nejnižším sloupu nebylo možné vyztužit.



Obr. 34 Navržené rozměry sloupů [vlastní]

3.7 Stěny

Tloušťka stěn byla stanovena jako 300 mm pro veškeré obvodové nosné stěny a 200 mm pro vnitřní nosné stěny. Předpokládá se, že nejméně příznivá oblast je u suterénních stěn, kde na stěny působí také tlak zeminy. Proto bude ověřena tloušťka suterénní stěny 300 mm.

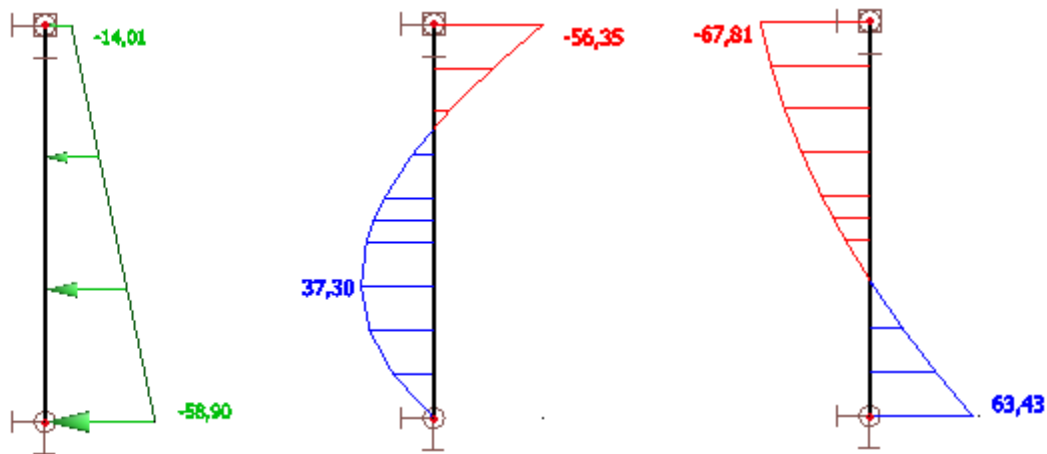


Obr. 35 Schéma zatížení suterénní stěny [vlastní]

Přítížení svíslou silou N_{ed} ($N_{Ed,min}$) se ve výpočtu zanedbá (převažuje ohyb, velká výstřednost – tlaková síla přispívá únosnosti).

$$\sigma_{01,d} = 10,38 * 1,35 = 14,01 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{02,d} = 43,63 * 1,35 = 58,9 \text{ kN/m}^2$$



Obr. 36 Statický model, zatížení zemním tlakem; ohybový moment od návrhové kombinace; posouvající síla od návrhové kombinace [35]

Kontrola výšky tlačené oblasti

$$M_{ed,max} = 56,35 \text{ kNm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = t - \frac{\phi}{2} - c = 300 - \frac{18}{2} - 35 = 256 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{ed}}{d^2 * b * f_{cd}} = \frac{56,35}{0,256^2 * 1 * 20000} = 0,043$$

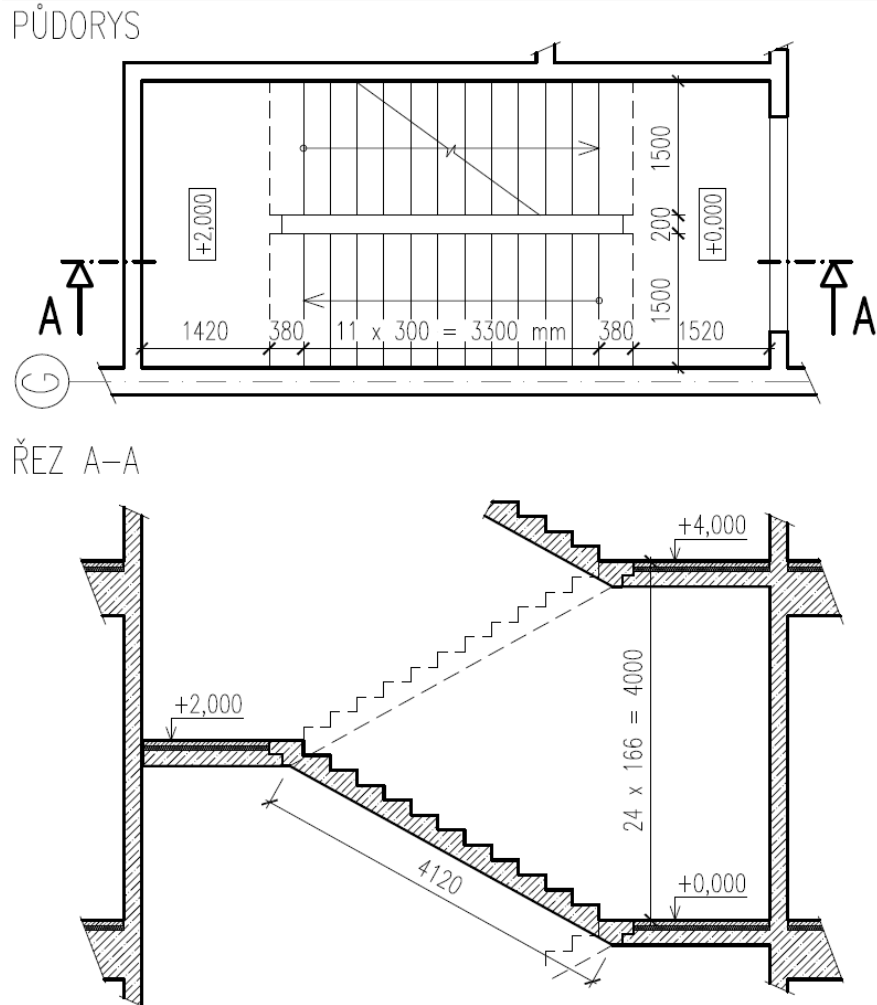
$$\rightarrow \xi = 0,064 \leq 0,4$$

→ VYHOVUJE

Pozn.: ŽB nosné obvodové stěny by teoreticky mohly být navrženy menší tloušťky. V konstrukci objektu se však nachází čtyři stěnové nosníky, které podporují sloupy šířky 300 mm. Tyto prvky budou značně vyztuženy a proto kvůli umístění a zakotvení výztuže a také pro sjednocení byla zvolena šířka stěn 300 mm

3.8 Hlavní schodiště

3.8.1 Geometrie schodiště



Obr. 37 Půdorys a řez hlavním schodištěm [vlastní]

- Konstrukční výška podlaží $h_k = 4 \text{ m}$
- Šířka ramen $L = 1,5 \text{ m}$
- Počet stupňů n
- Výška stupně $h \rightarrow$ optimální výška stupně = 170 mm
- Šířka stupně b

$$n = \frac{h_k}{h} = \frac{4000}{170} = 23,5 \sim 24^\circ \rightarrow \text{dvě ramena po } 12^\circ$$

$$h = \frac{h_k}{n} = \frac{4000}{24} = 166 \text{ mm}$$

$$2h + b = 630$$

$$b = 630 - 2 * 166 = 298 \text{ mm}$$

→ **NÁVRH: Dvouramenné schodiště 2 x 12° 166/300 mm**

- **Sklon schodiště**

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{h}{b}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{166}{300} = 29^\circ$$

- **Tloušťka desky**

Schodišťové rameno i mezipodesta působí jako jednosměrně pnuté desky o rozponu 4150 mm a 3200 mm.

Minimální tloušťka ramene:
$$h_r = \frac{1}{25} * l = \frac{1}{25} * 4150 = 166 \text{ mm}$$

→ **NÁVRH: $h_r = 165 \text{ mm}$**

Minimální tloušťka podesty:
$$h_p = \frac{1}{25} * l = \frac{1}{25} * 3200 = 128 \text{ mm}$$

→ **NÁVRH: $h_p = 170 \text{ mm}$**

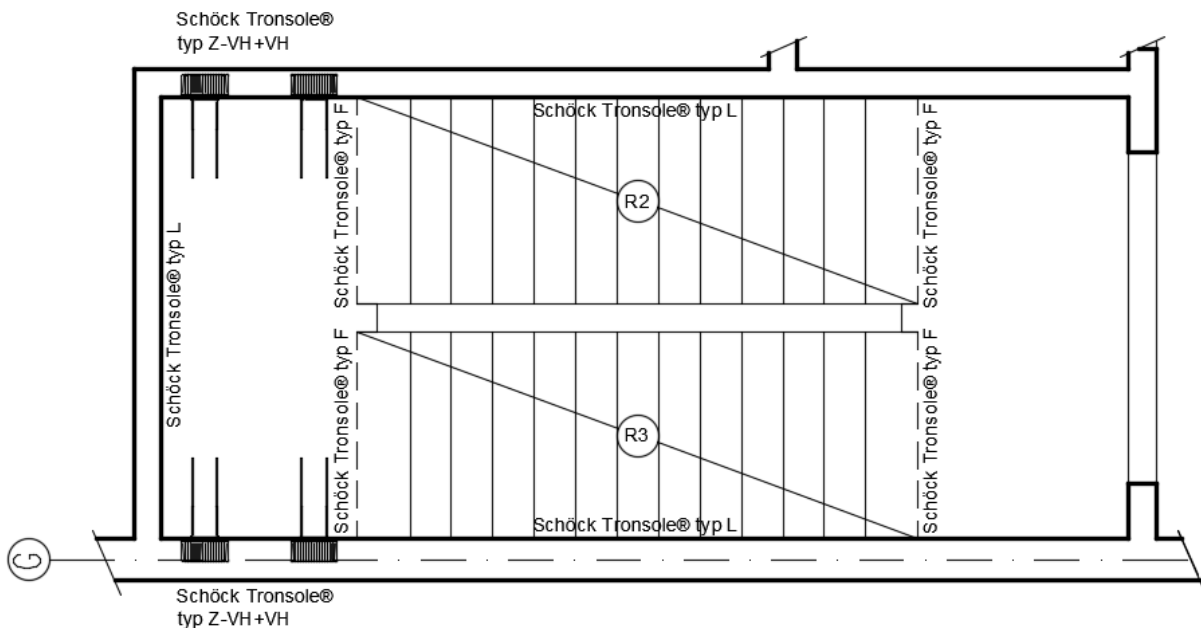
- **Kontrola podchodné a průchodné výšky**

Podchodná výška:
$$1500 + \frac{750}{\cos \alpha} = 1500 + \frac{750}{\cos 29} = 2358 \text{ mm} \geq 2100 \text{ mm}$$

Průchodná výška:
$$750 + 1500 * \cos \alpha = 750 + 1500 * \cos 29 = 2062 \text{ mm} \geq 1900 \text{ mm}$$

→ **VYHOVUJE**

3.8.2 Návrh řešení schodiště



Obr. 38 Schéma řešení schodiště s akustickými prvky [vlastní]

Hlavní schodiště speciálního střediska je navrženo jako železobetonové se dvěma prefabrikovanými rameny s 12° 166/300 (b/h) mm a monolitickými podestami. Ramena a podesty působí jako jednosměrně pnuté desky - podesty se pnou do stěn a jednotlivé ramena na podesty.

Pro utlumení kročejového hluku jsou použity prvky Schöck Tronsole®. Hlavní podesta schodiště bude vybetonována současně s deskou příslušného podlaží, mezipodesta bude dobetonována dodatečně a uložena na stěny pomocí prvku Schöck Tronsole Z, který je do stěn uložen před jejich betonáží. Prefabrikovaná ramena jsou na podesty uložena pomocí prvku Schöck Tronsole F, rameno od stěny oddělí Schöck Tronsole® typ L. Mezi schodišťovým ramenem a základovou deskou bude použit prvek Schöck Tronsole® typ B.

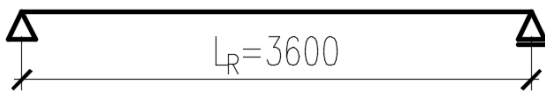
Obr. 39 Prvek Schöck Tronsole® typ Z [32]

Obr. 40 Prvek Schöck Tronsole® typ F [32]

3.8.3 Zatížení a výpočet sil

$g_{k, \text{stálé, rameno}} = 0,25 \text{ kN/m}^2$	keramická dlažba + stěrka
$g_{k, \text{stálé, podesta}} = 1,6 \text{ kN/m}^2$	skladba podlahy (keramická dlažba)
$q_k = 3 \text{ kN/m}^2$	užitné schodiště

➤ Rameno



$$M_{Ed} = \frac{1}{8} * (g_{R,d} + q_{R,d}) * L_R^2$$

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} * (g_{R,d} + q_{R,d}) * L_R$$

$A = 1,06 \text{ m}^2$ plocha řezu ramenem (měřeno v autocadu)
 $B = 1,5 \text{ m}$ šířka ramene

$$m_r = A * B * \gamma_{BETON} = 1,06 \text{ m}^2 * 1,5 \text{ m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 39,75 \text{ kN} \quad \text{vlastní tíha ramene}$$

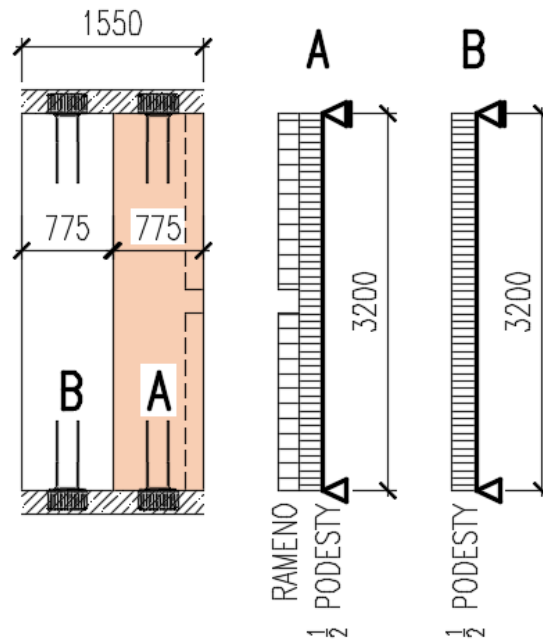
$$g_{R,d} = \gamma_G * \left(\frac{m_r}{L_R} + g_{k, \text{stálé, rameno}} * B \right) = 1,35 * \left(\frac{39,75}{3,6} + 0,25 * 1,5 \right) = 15,4 \text{ kN/m}$$

$$q_{R,d} = \gamma_Q * q_k * B = 1,5 * 3 * 1,5 = 6,75 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} * (15,4 + 6,75) * 3,6^2 = 35,88 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} * (15,4 + 6,75) * 3,6 = 39,87 \text{ kN}$$

➤ **Mezipodesta**



Obr. 41 Schéma rozdělení zatížení mezipodesty [vlastní]

$$(g + q)_{P,d} = \gamma_G * (h * \gamma_{BETON} + g_{k, \text{stálé, podesta}}) + \gamma_Q * q_k$$

$$(g + q)_{P,d} = 1,35 * (0,17 * 25 + 1,6) + 1,5 * 3 = 12,4 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{d,A} = (g + q)_{P,d} * b_A + \frac{R_d}{L_P} = 12,4 * 0,775 + \frac{39,87 * 2}{3,2} = 34,5 \text{ kN/m}$$

$$f_{d,B} = (g + q)_{P,d} * b_B = 12,4 * 0,775 = 9,61 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,A} = \frac{1}{2} * f_{d,A} * L_P = \frac{1}{2} * 34,5 * 3,2 = 55,2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,B} = \frac{1}{2} * f_{d,B} * L_P = \frac{1}{2} * 9,61 * 3,2 = 15,4 \text{ kN}$$

3.8.4 Návrh prvků Schöck Tronsole®

- **STĚNA – MEZIPODESTA → Schöck Tronsole® typ Z**

Obr. 42 Popis výrobku Schöck Tronsole® typ Z – vodorovný řez [32]

Obr. 43 Popis výrobku Schöck Tronsole® typ Z – svislý řez [32]

$$V_{Ed} = 63,5 \text{ kN}$$

Tabulka 12 Tabulka návrhu prvku Schöck Tronsole typ Z z Technického listu Schöck Tronsole [32]

→ NÁVRH: 2 x Schöck Tronsole® typ Z-VH+VH na každou stranu

- **RAMENO – ZÁKLADOVÁ DESKA → Schöck Tronsole® typ B**

Obr. 44 Popis výrobku Schöck Tronsole® typ B – axonometrický pohled [32]

Obr. 45 Popis výrobku Schock Tronsole® typ B – zobrazení délek [32]

$$V_{Ed} = 39,87 \text{ kN}$$

Tabulka 13 Tabulka návrhu prvku Schöck Tronsole typ B z Technického listu Schöck Tronsole [32]

→ Návrh: Schöck Tronsole® typ B-V2-L1500-B600

➤ **PREFABRIKOVANÉ RAMENO – PODESTA → Schöck Tronsole® typ F**

Obr. 46 Popis prvku Schöck Tronsole® typ T – Axonometrický pohled [32]

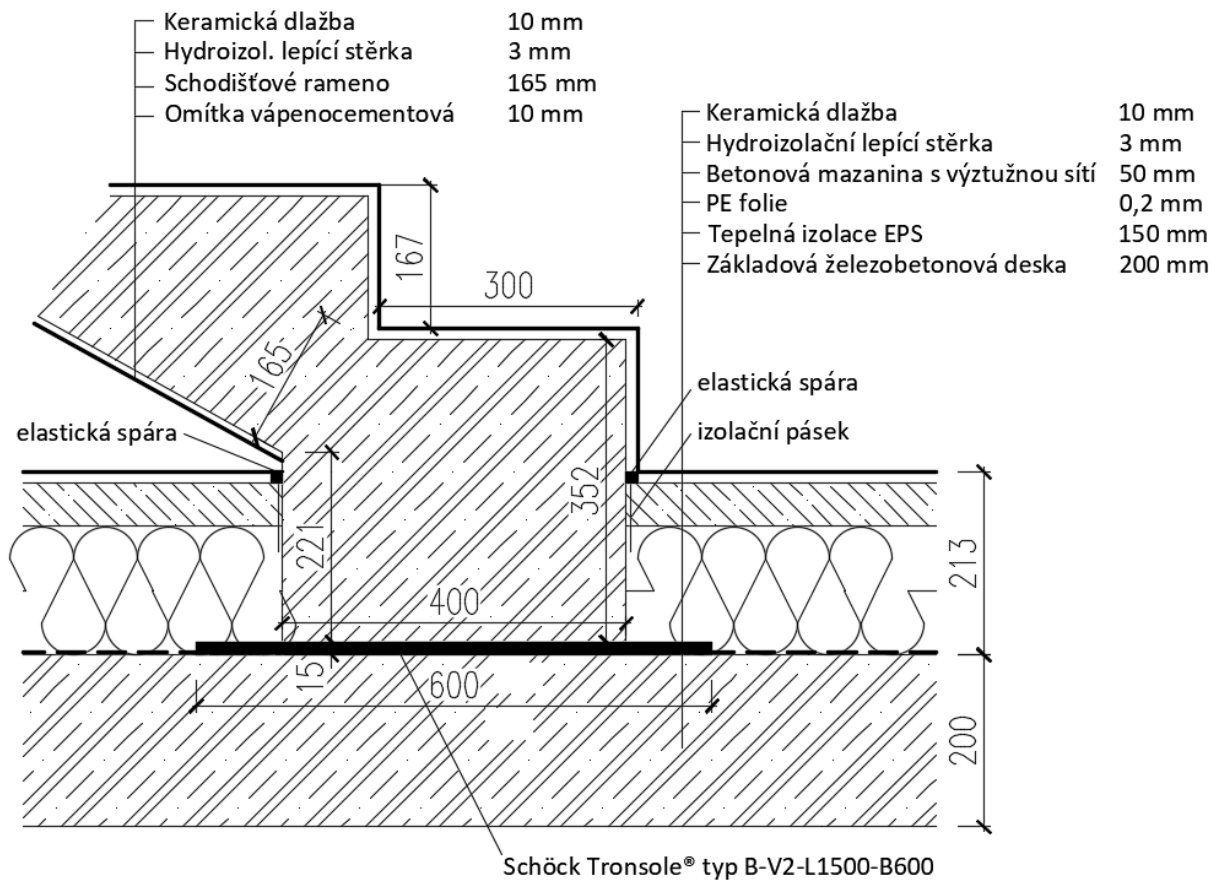
Obr. 47 Popis prvku Schöck Tronsole® typ T – Půdorys prvku se zobrazením délek [32]

$$V_{Ed} = 39,87 \text{ kN}$$

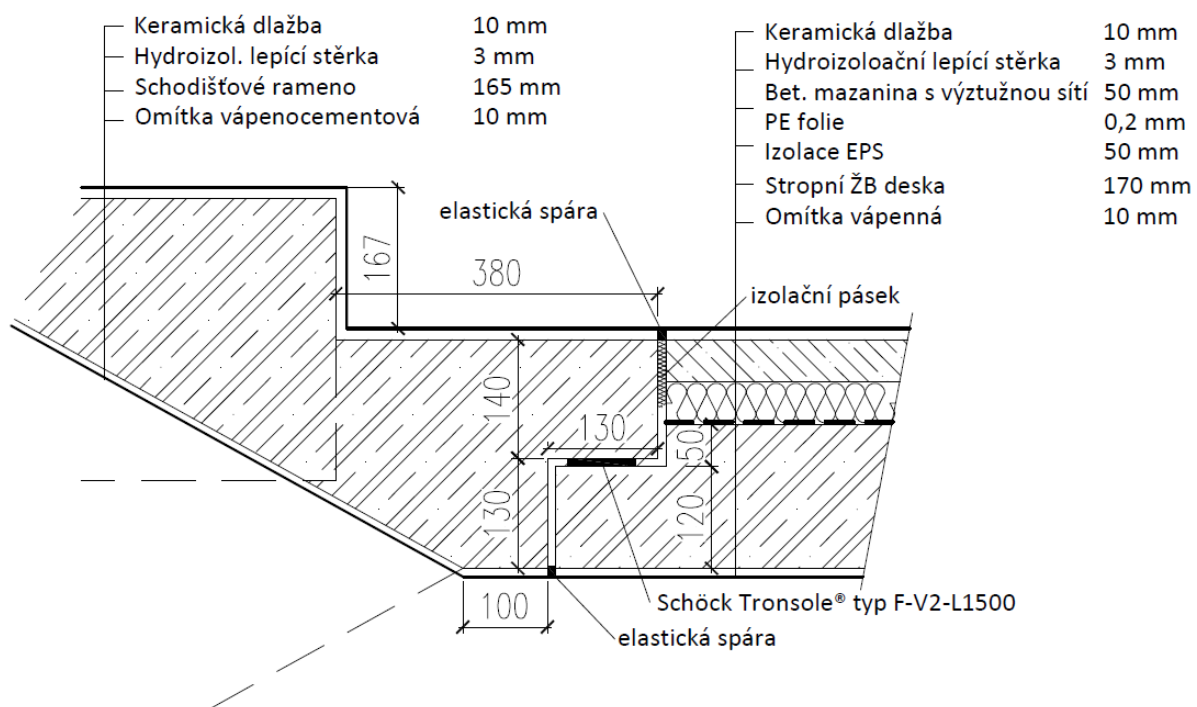
Tabulka 14 Tabulka návrhu prvku Schöck Tronsole typ F z Technického listu Schöck Tronsole [32]

→ Návrh: Schöck Tronsole® typ F-V2 -L1500

3.8.5 Schéma detailů napojení schodiště



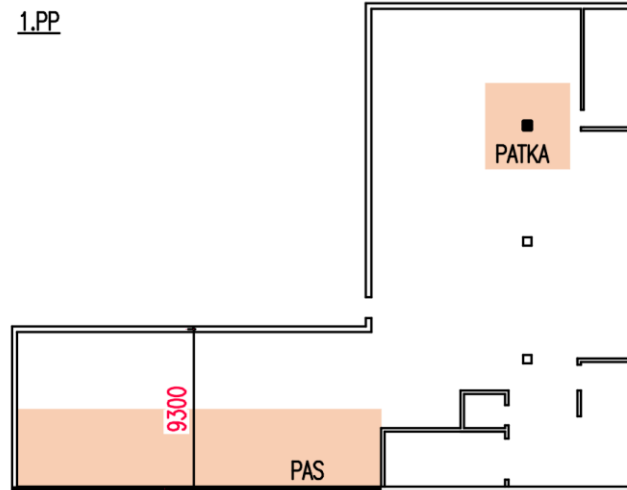
Obr. 48 Schéma napojení schodišťového ramene na základovou desku [vlastní]



Obr. 49 Detail napojení schodištvého ramene na podestu [vlastní]

3.9 Základové konstrukce a opěrná stěna

➤ Základové pasy a patky



Obr. 50 Označení uvažovaného pasu a patky [vlastní]

Plošná tíha celého objektu				
STÁLÉ	Výpočet	gk [kN/m ²]	γ [-]	gd [kN/m ²]
4.NP	2,3+7,91	10,2	1,35	13,8
3.NP	1,6+7,91	9,5	1,35	12,8
2.NP	1,6+7,91	9,5	1,35	12,8
1.NP	1,6+7,91	9,5	1,35	12,8
1.PP	1,6+7,91	9,5	1,35	12,8
PROMĚNNÉ		qk [kN/m ²]	γ [-]	qd [kN/m ²]
4.NP	0,75	0,8	1,5	1,1
3.NP	3+0,8	3,8	1,5	5,7
2.NP	3+0,8	3,8	1,5	5,7
1.NP	3+0,8	3,8	1,5	5,7
1.PP	3+0,8	3,8	1,5	5,7
Celkem		64,2		89,1

Tabulka 15 Plošná tíha objektu [37]

• **Základový pas**

Zatížení:

$$n_{ed} = 89,1 * \frac{9,3}{2} + 5 * 0,3 * 3,5 * 25 * 1,35 = 414,3 + 177,2 = 591,5 \text{ kN/m}$$

Návrh šířky pasu:

$$b = \frac{n_{ed}}{R_{dt}} = \frac{591,5}{275} = 2,15 \text{ m}$$

→ **NÁVRH: $b = 2,2 \text{ m}$**

Vyložení pasu:

$$a = \frac{b - b_s}{2} = \frac{2,2 - 0,3}{2} = 0,95 \text{ m}$$

Napětí v základové spáře:

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{ed}}{A} = \frac{n_{ed}}{b} = \frac{591,5}{2,2} = 268,9 \text{ kPa}$$

Výška základového pasu:

$$h \geq \frac{a}{0,85} * \sqrt{3 * \frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd}}} = \frac{0,95}{0,85} * \sqrt{3 * \frac{0,2689}{1,2}} = 0,92 \text{ m}$$

→ NÁVRH: h = 0,92 m

- **Základová patka**

Vnitřní sloup 1 (výpočet dle 3.6.1 Sloup 1)

$$N_{ed} = 5645 \text{ kN}$$

Odhad vlastní tíhy patky:

$$G \cong 0,1 * N_{ed} = 0,1 * 5645 = 564,5 \text{ kN}$$

Požadovaná efektivní plocha:

$$A_{ef,reg} = \frac{N_{ed} + G}{R_d} = \frac{5645 + 564,5}{275} = 22,6 \text{ m}^2$$

Čtvercová patka → $A = b * b \rightarrow b = \sqrt{A_{ef,reg}} = 4,75 \text{ m}$

→ NÁVRH: b = 4,8 m

Vyložení patky:

$$a = \frac{b - b_s}{2} = \frac{4,8 - 0,5}{2} = 2,15 \text{ m}$$

Napětí v základové spáře:

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{ed}}{A} = \frac{5645}{4,8 * 4,8} = 245 \text{ kPa}$$

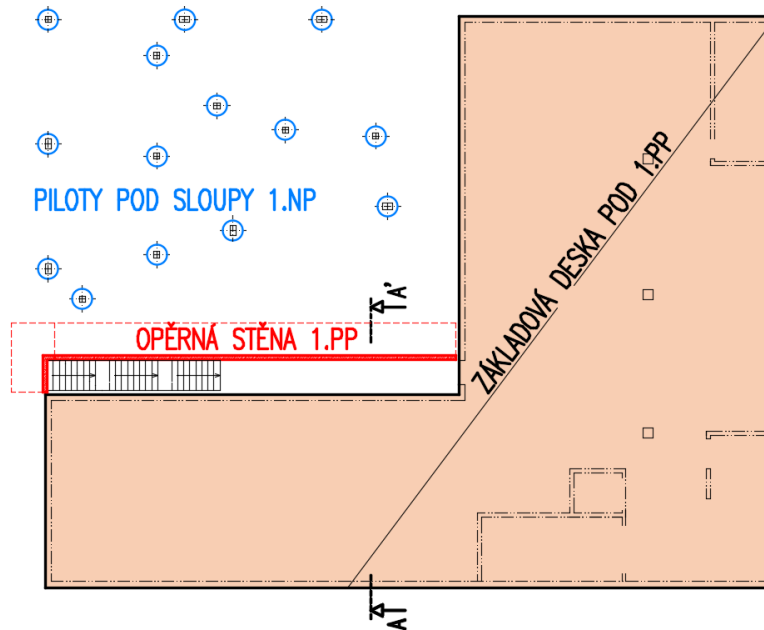
Výška základového pasu:

$$h \geq \frac{a}{0,85} * \sqrt{3 * \frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd}}} = \frac{2,15}{0,85} * \sqrt{3 * \frac{0,245}{1,2}} = 1,98 \text{ m}$$

→ NÁVRH: h = 2 m

Závěr

Kvůli neúnosnému podloží (písky) a velkému zatížení vycházejí pasy i patky velkých rozměrů. Z tohoto důvodu bude podzemní podlaží objektu založeno na základové desce. Venkovní sloupy 1.NP budou založeny na piloty, které budou navrženy v kapitole 6. Piloty. Stavební jáma podzemního podlaží by byla vytvořena svahováním a v části atria pažením.



Obr. 51 Schéma navrhovaných základů a opěrné stěny [vlastní]

3.9.1 Základová deska

Tloušťka základové desky bude stanovena s ohledem na protlačení nejvíce namáhaného sloupu. Bude ověřeno napětí v základové spáře desky a porovnáno s únosností zeminy. Odhad tloušťky základové desky $t = 500 \text{ mm}$.

➤ Napětí v základové spáře

Plošná tíha celého objektu:

$$f_{d,plošné} = 89,1 \text{ kN/m}$$

Svislé konstrukce:

$$130 \text{ m} * 0,3 \text{ m} * 3,5 \text{ m} * \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} * 5 \text{ pater} * 1,35 = 23\,035 \text{ kN} \quad \text{stěny}$$

$$0,5 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * 3,5 \text{ m} * \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} * 3 \text{ ks} * 5 \text{ pater} * 1,35 = 442,9 \text{ kN} \quad \text{sloupy}$$

Plocha základové desky: 646 m^2

$$\sigma_{de} = 89,1 + \frac{23\,035 + 442,9}{646} = 125,4 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{de} = 125,4 \text{ kPa} \leq R_{dt} = 275 \text{ kPa}$$

➔ Svislá únosnost základové desky v předběžném návrhu vyhovuje

➤ Posouzení základové desky na protlačení

Ověření bude nejméně příznivý případ – nejvíce zatížený sloup.

Nejvíce namáhaný sloup na základové desce je sloup 1 ověřovaný v kapitole 3.6.1 Sloup 1. Ten má rozměry $500 \times 500 \text{ mm}$ a sílu v patě $N_{ed} = 5645 \text{ kN}$.

Pro výpočet byl využit program vytvořený v MS Excel [39].

Ověření únosnosti základové desky při protlačení

Vstupní údaje:

Rozměry

patka:

$$b_f = 7,5 \text{ m}$$

$$l_f = 7,5 \text{ m}$$

$$h_f = 0,9 \text{ m}$$

sloup:

$$c_1 = 0,5 \text{ m}$$

$$c_2 = 0,5 \text{ m}$$

Působící síla

$$N_{ed} = 5,645 \text{ MN}$$

BETON

C 25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

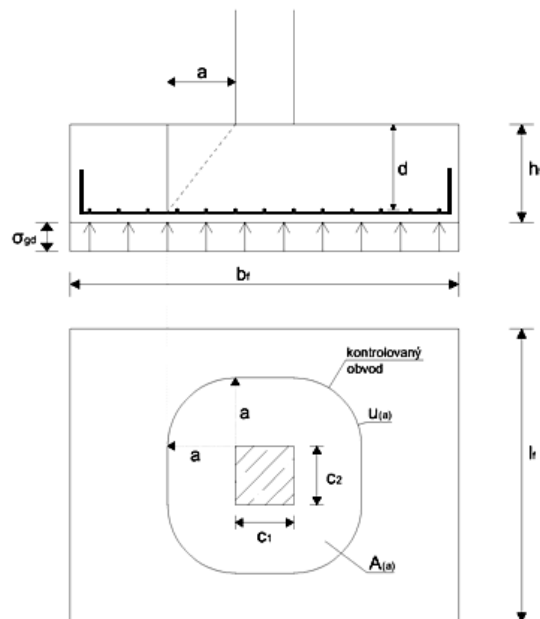
$$\gamma_c = 1,5$$

Součinitel zatížení

$$\gamma_G = 1,35$$

Únosnost zeminy

$$R_{gd} = 0,275 \text{ Mpa}$$



Charakteristiky týkající se vyztužení

$$\rho_l = 0,005$$

$$d = 830 \text{ mm}$$

Ověření únosnosti zeminy

$$\sigma_{gd} < R_{gd}$$

$$0,131 < 0,275 \text{ MPa}$$

Podmínka splněna

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{ed} + G_d}{l_f \cdot b_f}$$

$$G_d = \gamma_G \cdot b_f \cdot l_f \cdot h_f \cdot \gamma_{bet}$$

$$G_d = 1708,594 \text{ kN}$$

Při posouzení na protlačení musí být splněny následující podmínky:

$$1) \quad v_{Ed,max} < v_{Rd,max}$$

$$2) \quad v_{Ed(a)} < v_{Rd,c(a)}$$

Posouzení bude provedeno v tabulce. Pod čarou následují vzorce, které jsou nezbytné k výpočtu a vycházejí z nich veličiny potřebné pro posouzení protlačení.

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

$$v_{Rd,max} = 3,60 \text{ MPa} \quad v = 0,54$$

$$* \quad v_{Rd,c}(a) = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \quad k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$k = 1,4909$$

$$* \quad v_{Ed,max} = \beta \frac{V_{Ed,max}}{u_o \cdot d} \quad \beta = 1$$

- centricky zatíženo

$$v_{Ed,max} = 3,40 \text{ MPa}$$

$$* \quad v_{Ed}(a) = \frac{V_{Ed,red}}{u(a) \cdot d}$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \qquad v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$V_{Ed} = N_{Ed}$$

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{gd} \cdot A(a)$$

$$A(a) = \pi \cdot a^2 + c_1 c_2 + 2a(c_1 + c_2)$$

ΔV_{Ed} - síla působící vzhůru uvnitř uvažovaného kontrolovaného obvodu, tj. reakce zemního tlaku zmenšená o vlastní tíhu základu

$A(a)$ - plocha uvnitř kontrolovaného obvodu

$$* \quad u(a) = 2\pi a + 2(c_1 + c_2)$$

$u(a)$ - obvod kontrolovaného průřezu

Při dostředném zatížení se kontroluje:

(viz (6.50) ČSN EN 1992-1-1)

$$* \quad v_{Rd,c}(a) = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} \geq v_{min} \frac{2d}{a}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} = 0,318568 \text{ MPa}$$

Tabulka hodnot pro ověření smykové únosnosti patky při protlačení

a [m]	$u(a)$ [m]	$A(a)$ [m ²]	$V_{Ed,red}(a)$ [MN]	$v_{Ed}(a)$ [MPa]	$v_{Rd,c}(a)$ [MPa]	$v_{min} 2d/a$ [MPa]
0,50 d	4,608	1,621	5,433	1,421	1,661	1,274
0,66 d	5,442	2,288	5,346	1,184	1,258	0,965
0,75 d	5,911	2,712	5,290	1,078	1,107	0,850
1,00 d	7,215	4,074	5,112	0,854	0,830	0,637
1,25 d	8,519	5,707	4,899	0,693	0,664	0,510
1,50 d	9,823	7,610	4,650	0,570	0,554	0,425
1,75 d	11,126	9,783	4,366	0,473	0,475	0,364
2,00 d	12,430	12,227	4,047	0,392	0,415	0,319

$$1,5 * v_{Rd,c}(a)$$

Mpa

2,49122

1,887288

1,494732

1,121049

0,896839

0,747366

0,640599

Závěr:

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

Splněno

$$v_{Ed(a)} < v_{Rd,c(a)}$$

Nesplněno

**PŘIBLIŽNÝ VLIV
SMYKOVÉ VÝZTUŽE**

Pozn. V tabulce je zadaná fiktivní velikost patky proto, aby se dopočetla reakce zeminy zatěžující základovou desku v okolí sloupu a hodnota této reakce odpovídala skutečnému napětí v základové spáře.

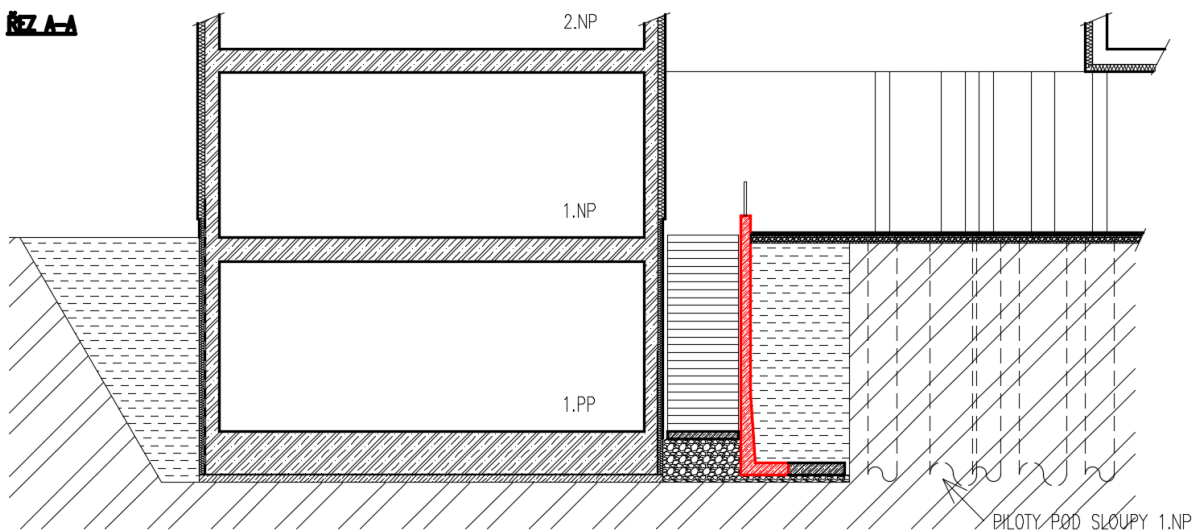
Závěr: Předběžně je navrhnutá základová deska tloušťky 900 mm, která vyhovuje na mezní stav protlačení za předpokladu použití smykové výztuže v okolí sloupů. Aby deska vyhověla v předběžném výpočtu na protlačení bez smykové výztuže, musela by mít tloušťku o 100 mm větší, tedy 1000 mm. Deska bude podrobněji řešena v kapitole 7. Základová deska.

3.9.2 Opěrná stěna

➤ Opěrná stěna z prefabrikátů

Opěrná stěna vytvářející prostor pro venkovní ocelové samonosné schodiště, bude sestavena z železobetonových prefabrikovaných prvků ve tvaru písmene L od firmy TOPOS PREFA TOVAČOV [33].

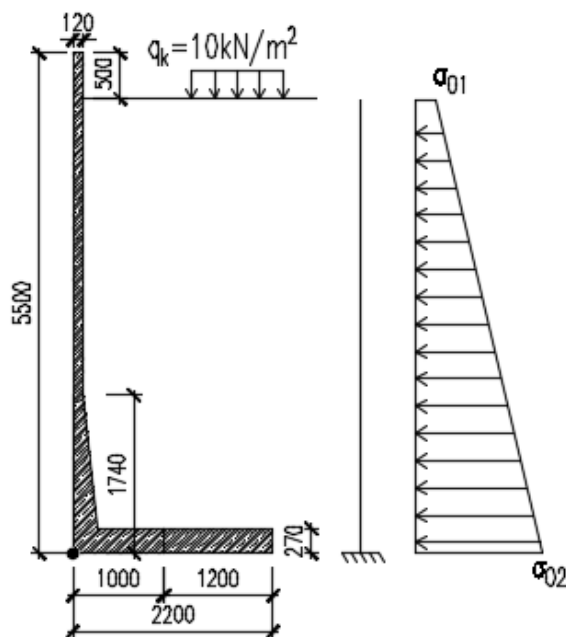
Obr. 52 Schéma prefabrikovaného železobetonového dílce [33]



Obr. 53 Schéma řezu A-A opěrnou stěnou [vlastní]

Tabulka 16 Návrhové tabulky prefabrikovaného železobetonového prvku L [33]

- Posouzení prvku dle statických tabulek výrobce prvku

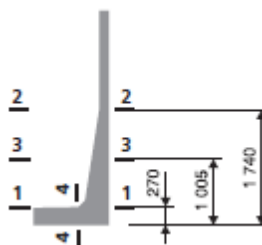


$$\sigma_{01,d} = f * K_0 = 10 * 0,5 * 1,5 = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$h_{02} = 4,5 \text{ m}$$

$$\sigma_{02,d} = f * K_0 + K_0 * h_{02} * \gamma_z = 10 * 0,5 * 1,5 + 0,5 * 4,5 * 17,5 * 1,35 = 60,7 \text{ kN/m}^2$$

Posuzované řezy:

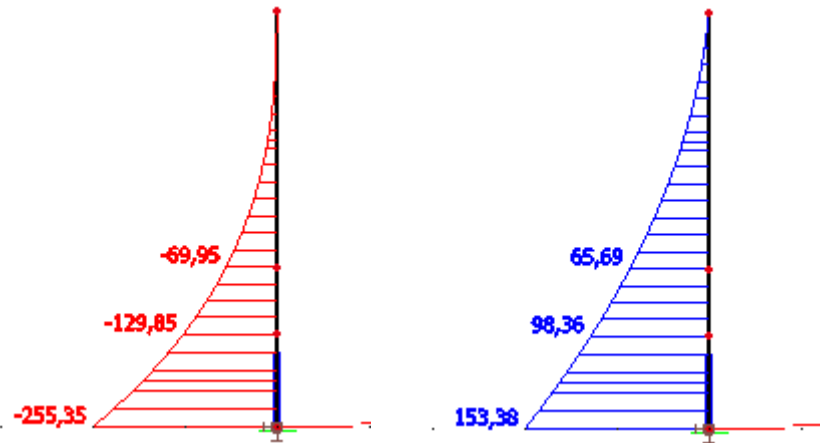


Tabulka 17 Statické návrhové tabulky prefabrikovaného železobetonového prvku L [33]

Výsledné síly:

Momenty

Posouvající síly



$$M_{d1} = 255,35 \not\leq M_{u1} = 244,78 \text{ kNm}$$

$$M_{d3} = 129,85 < M_{u3} = 145,12 \text{ kNm}$$

$$M_{d2} = 69,95 < M_{u2} = 76,86 \text{ kNm}$$

$$Q_{d1} = 153,38 \not\leq Q_{u1} = 154,3 \text{ kN}$$

$$Q_{d3} = 98,36 < Q_{u3} = 108,93 \text{ kN}$$

$$Q_{d2} = 65,69 < Q_{u2} = 71,39 \text{ kN}$$

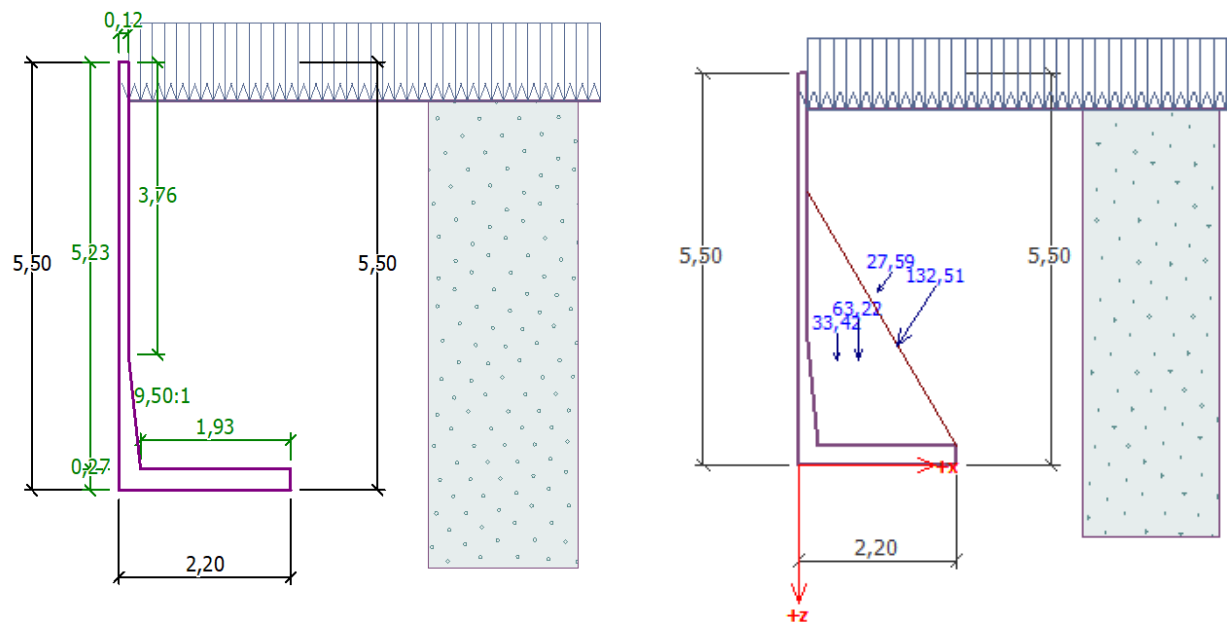
→ NEVYHOVUJE

Závěr

Prvek v průřezu 1 nevyhoví dle statických tabulek uvedených výrobcem. Mohla by se však dohodnout výroba prvků s výztuží, která by vyhověla aktuálním silám do stejných odlévacích forem výrobce.

• **Posouzení překlopení, posunutí a maximálního napětí v základové spáře**

Toto posouzení bylo provedeno v programu GEO5 Úhlová zed' (studentská verze) [38].



Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F _{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh. - zed'	0,00	-1,48	33,42	0,53	1,000	1,000	1,350
Tíh. - zemní klín	0,00	-1,48	63,22	0,84	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	72,47	-1,67	110,94	1,38	1,350	1,350	1,350
Přít. 1 - celopl.	16,21	-2,45	22,32	1,12	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 224,60$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 222,95$ kNm/m

Zed' na překlopení **VYHOVUJE**

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 143,96$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 122,16$ kN/m

Zed' na posunutí **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - **ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 428,11 kPa

$$\sigma_{max} = 428,11 \text{ kPa} < R_{dt} = 275 \text{ kPa}$$

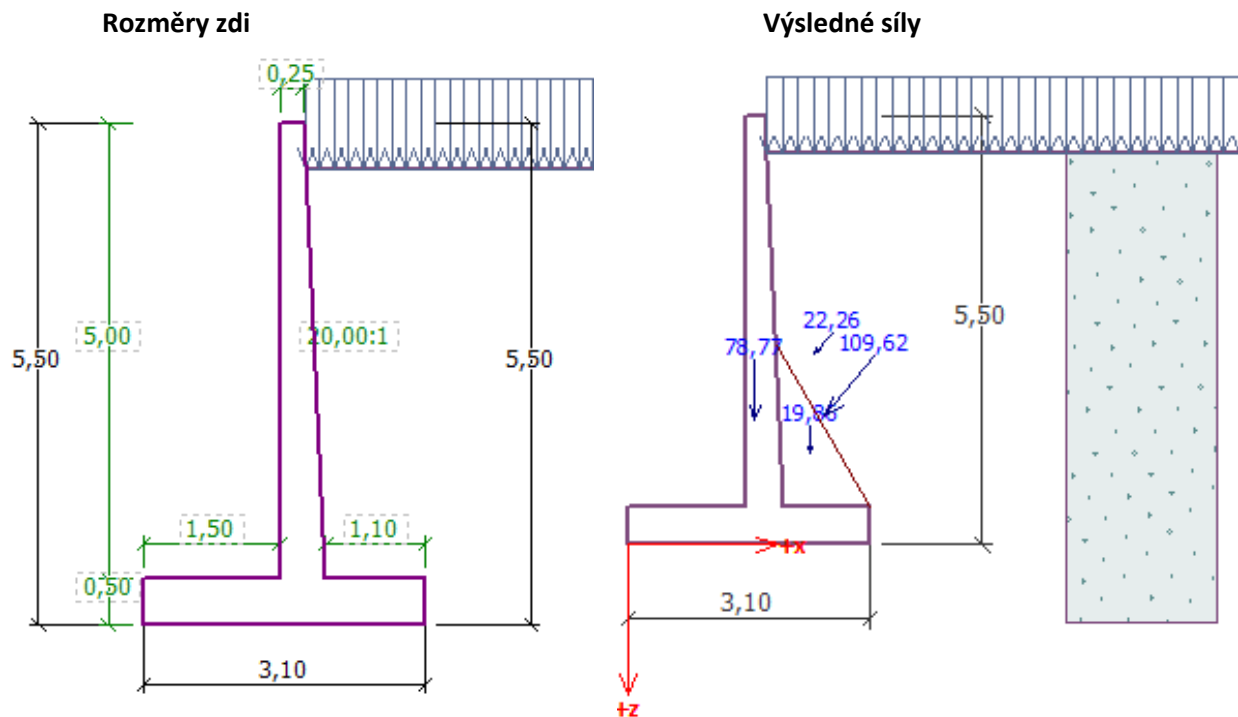
→ NEVYHOVUJE

Závěr

Opěrná stěna z prefabrikovaných prvků nevyhoví ani na maximální napětí v základové spáře. Z tohoto důvodu a také kvůli těsné blízkosti jedné z pilot pod sloupem nesoucím 2.NP, bude od prefabrikátů upuštěno.

➤ **Monolitická úhlová zeď**

Budou navrženy rozměry monolitické úhlové zdi a tato zeď posouzena. Posouzení překlopení, posunutí a maximálního napětí v základové spáře bude provedeno v programu GEO5 Úhlová zeď (studentská verze) [35]. Opěrná zeď bude ze železobetonu třídy C25/30 s výztuží B500B.



Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh. - zeď	0,00	-1,60	78,77	1,63	1,000	1,000	1,350
Tíh. - zemní klín	0,00	-1,19	19,86	2,33	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	69,47	-1,66	84,79	2,53	1,350	1,350	1,350
Přít. 1 - celopl.	15,57	-2,45	15,91	2,38	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 372,18$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 212,72$ kNm/m

Zeď na překlopení **VYHOVUJE**

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 121,88$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 117,14$ kN/m

Zeď na posunutí **VYHOVUJE**

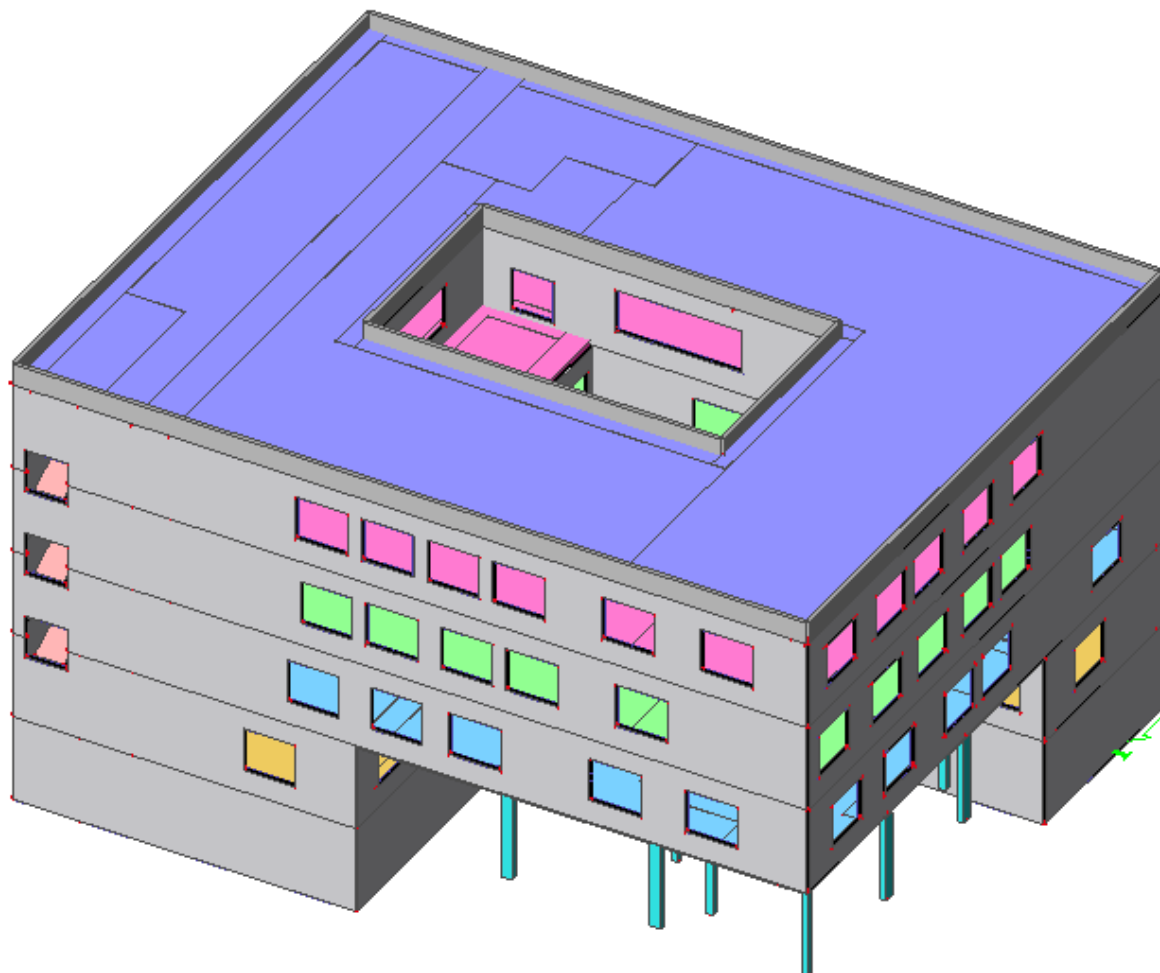
Celkové posouzení - **ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 99,75 kPa

$$\sigma_{max} = 99,75 \text{ kPa} < R_{dt} = 275 \text{ kPa}$$

➔ **VYHOVUJE**

4. Komplexní 3D model konstrukce



Obr. 54 Pohled na 3D MODEL [35]

Na základě předběžného návrhu konstrukčních prvků byl vytvořen výpočetní 3D model nosné konstrukce v programu Scia Engineer 17.01 [35]. Na celkový model bylo použito veškeré spočítané zatížení, kromě zatížení od zeminy. Místa styku svislých nosných prvků se základy jsou modelovány jako vetknutí. Vylehčené části stropní desky budovy byly modelovány pomocí náhradní tloušťky vypočítané v 3.4.2 Zatížení stálé – plošné. Tato tloušťka zohledňuje tuhost desky a však zatížení z ní je větší než opravdové. Proto byly desky zatíženy plošným zatížením působícím proti vlastní tíze a tím odlehčeny.

Deska tloušťky 330 mm

$$g_{330,k} = 5,96 \text{ kN/m}^2 \quad \text{plošné zatížení vl. tíhy vylehčené části desky}$$

$$h_{nahr} = 0,322 \text{ m} = 322 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad g_{330,k,nahr} = 0,322 * 25 = 8,05 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{330,k,odtížení} = g_{330,k,nahr} - g_{330,k} = 8,05 - 5,96$$

$$g_{330,k,odtížení} = 2,09 \text{ kN/m}^2$$

DESKA tloušťky 500 mm

$$g_{500,k} = 7,91 \text{ kN/m}^2$$

plošné zatížení vl. tíhy vylehčené části desky

$$h_{nahr} = 0,479 \text{ m} = 479 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad g_{500,k,nahr} = 0,479 * 25 = 11,98 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{500,k,odtizeni} = g_{500,k,nahr} - g_{500,k} = 11,98 - 7,91$$

$$g_{500,k,odtizeni} = 4,07 \text{ kN/m}^2$$

4.1 Parametry výpočtu

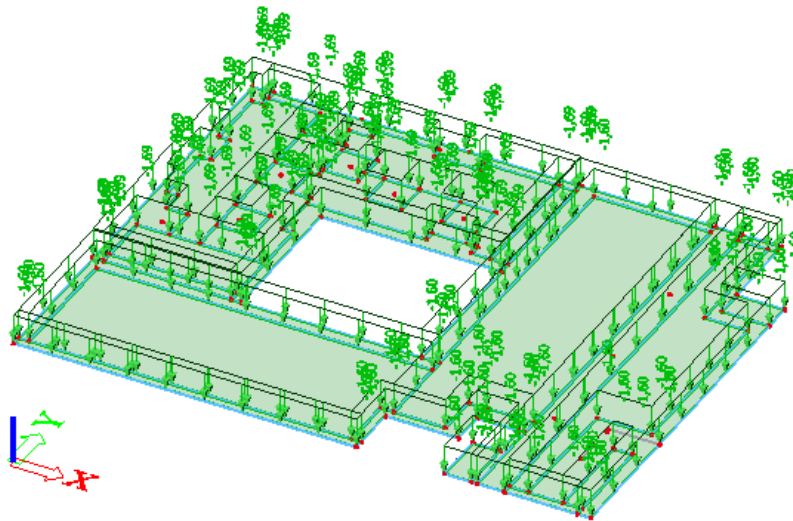
Program Scia Engineer používá pro výpočet metodu konečných prvků. Přesnost řešení této metody je závislá především na jemnosti sítě konečných prvků. Pro výpočet byla zvolena velikost rovinného prvku 0,50.

Pro návrh a posouzení na mezní stav únosnosti (MSÚ) jsou veškerá uváděná zatížení kombinovaná dle základní kombinace pro trvalé a dočasné situace viz 3.4.3 Kombinace zatížení.

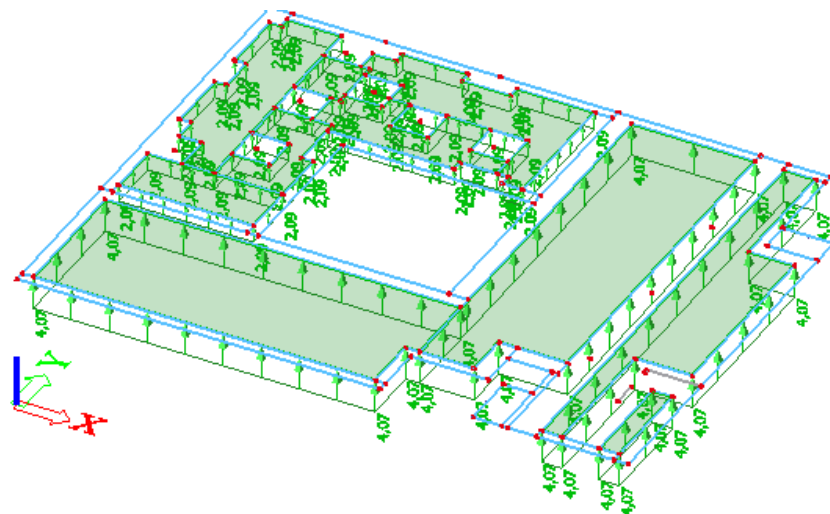
Pro návrh a posouzení na mezní stav použitelnosti (MSP) jsou veškerá uváděná zatížení kombinovaná dle základní kombinace pro zatížení charakteristické, časté a kvazistálé viz 3.4.4 Kombinace zatížení.

4.2 Schéma zatížení

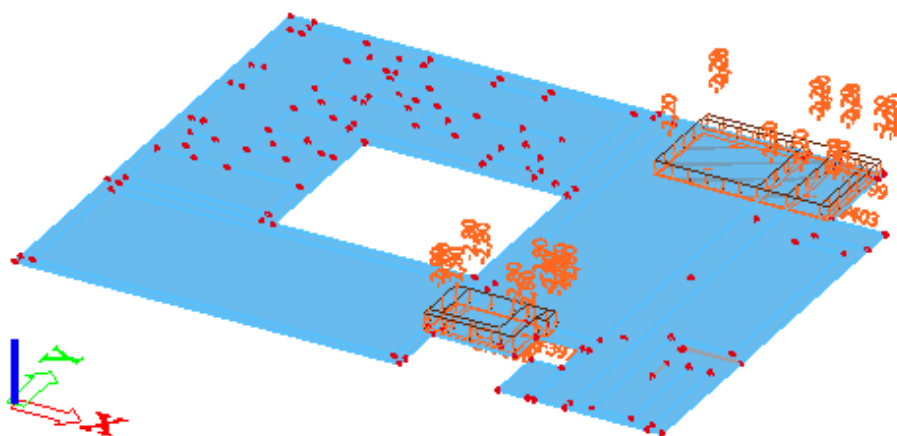
- 1.NP



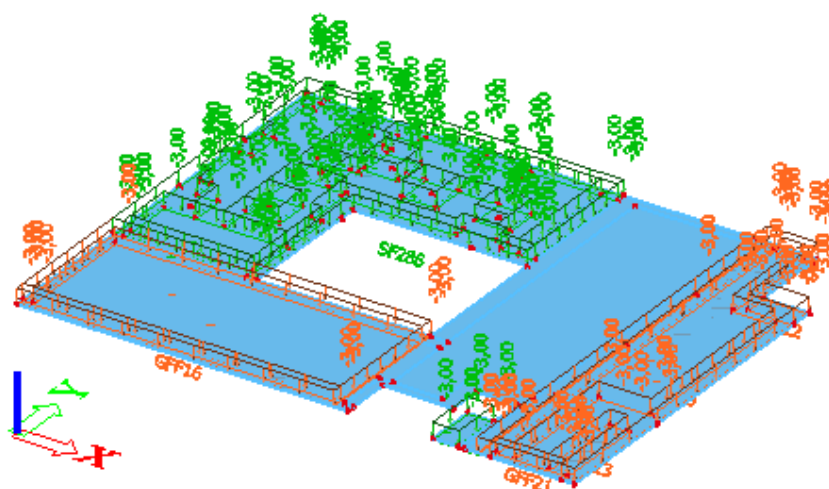
Obr. 55 Zatížení stálé - podlaha - deska 1.NP [35]



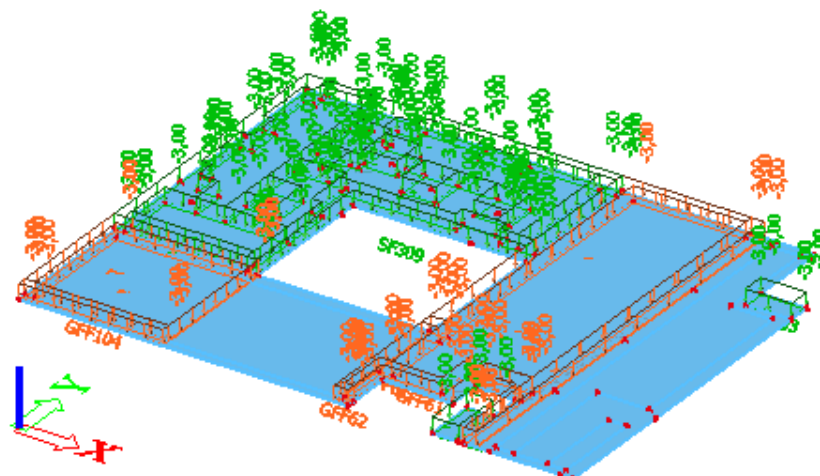
Obr. 56 Zatížení stálé - odtížení stropní desky - deska 1.NP [35]



Obr. 57 Zatížení stálé – příčky – deska 1.NP [35]



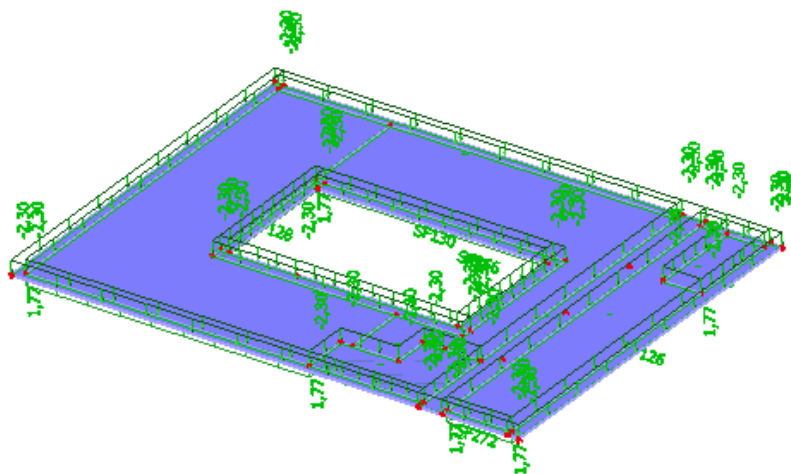
Obr. 58 Zatížení užité – šachovnice I. – deska 1.NP [35]



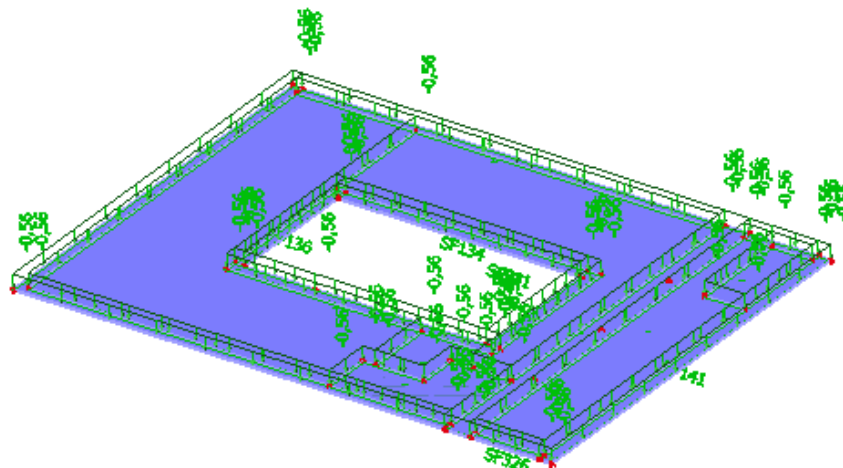
Obr. 59 Zatížení užitné – šachovnice II. – deska 1.NP [35]

POZN. Zatížení užitné – přemístitelné příčky je zadáno ve třech variantách jako zatížení užitné, tedy jako plné, šachovnice I a šachovnice II.

- 4.NP



Obr. 60 Zatížení stálé – deska 4.NP [35]



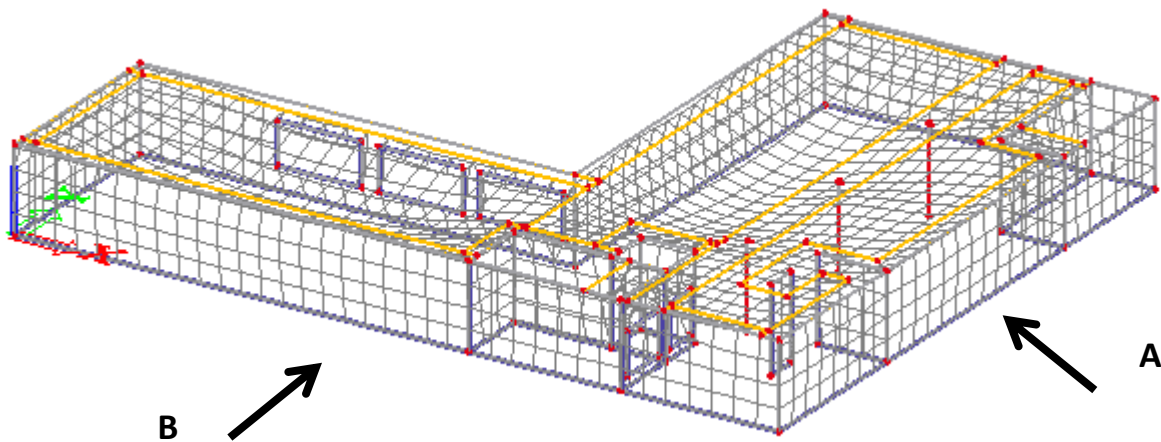
Obr. 61 Zatížení užitné – sníh – 4.NP [35]

4.3 Porovnání modelu a ručních výpočtů

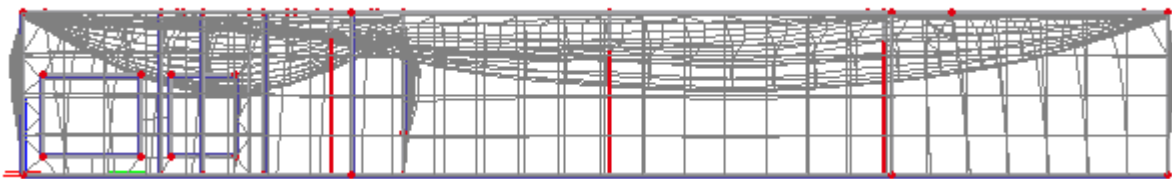
Aby se výstupy z výpočetního programu mohly považovat za reálné a odpovídající skutečné konstrukci, bylo potřeba je ověřit zjednodušenými ručními metodami. K tomuto ověření patří například porovnání normálových sil ve sloupech vypočtených na 3D modelu a ručně pomocí zatěžovacích ploch sloupu. Dále byly ověřeny průběhy ohybových momentů na stropní desce ve vybraném poli a průhyby. Prvotní kontrola správnosti 3D modelu však spočívá ve vykreslení deformace od vlastní tíhy konstrukce, která odhalí případné chyby v modelování.

4.3.1 Deformace od vlastní tíhy

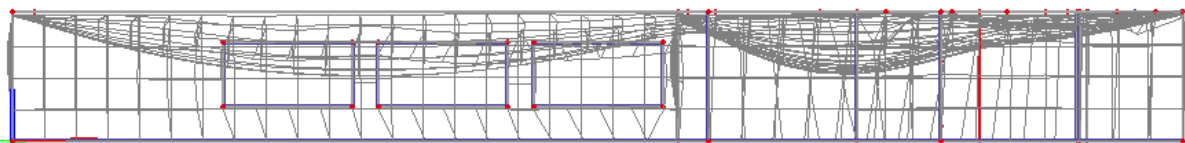
- 1.PP



Obr. 62 Deformace od vlastní tíhy – 1.PP [35]

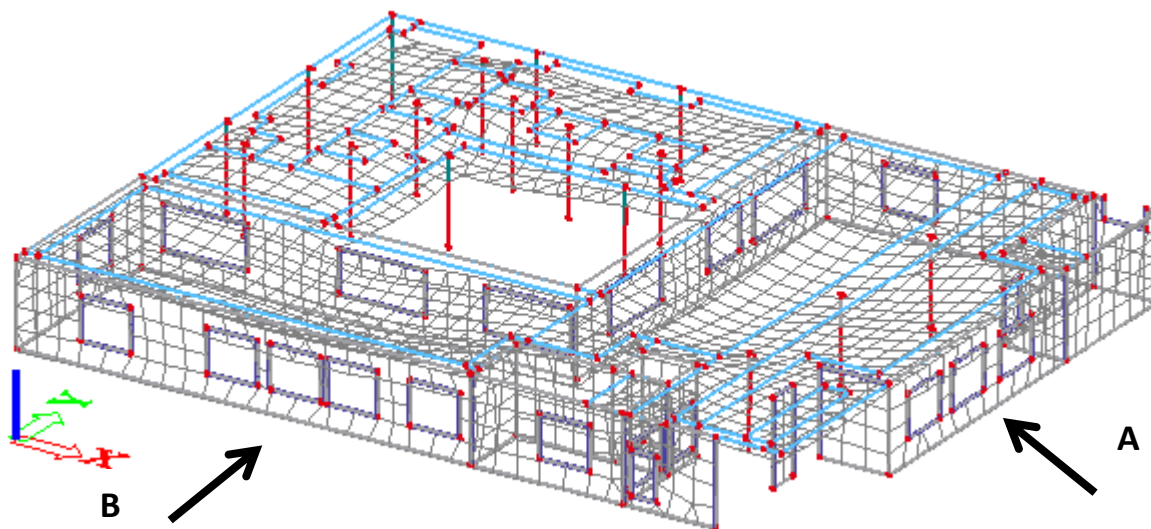


Obr. 63 Deformace od vlastní tíhy – 1.PP – pohled A [35]

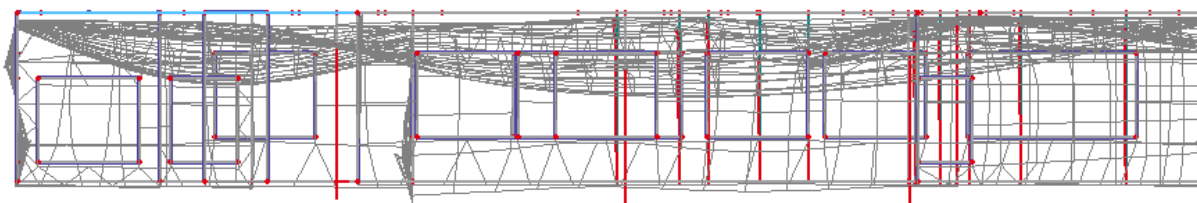


Obr. 64 Deformace od vlastní tíhy – 1.PP – pohled B [35]

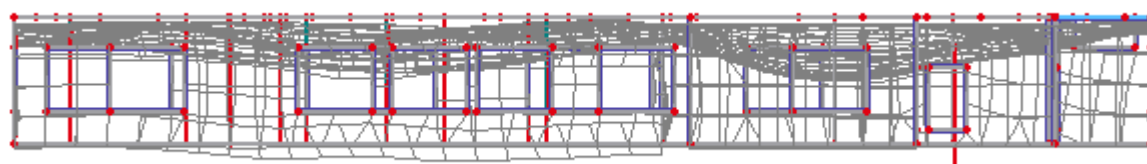
- 1.NP



Obr. 65 Deformace od vlastní tíhy – 1.NP [35]



Obr. 66 Deformace od vlastní tíhy – 1.NP – pohled A [35]

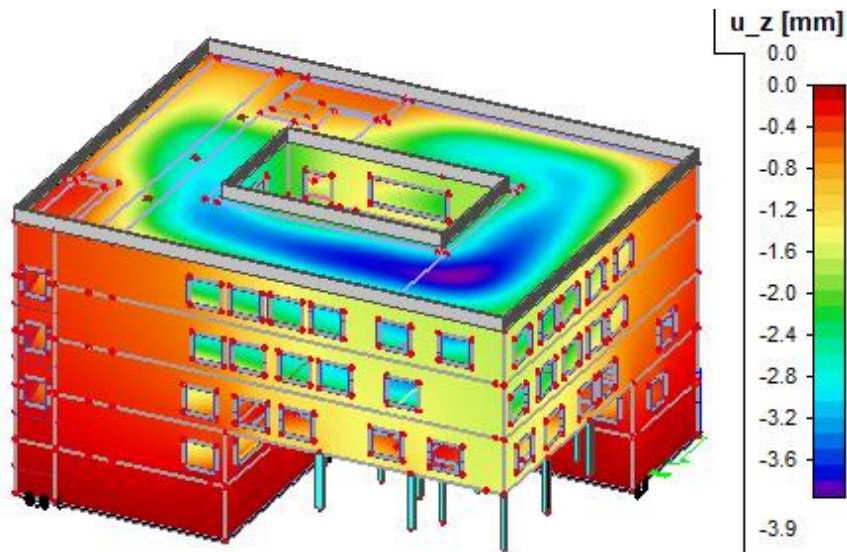


Obr. 67 Deformace od vlastní tíhy – 1.NP – pohled B [35]

Závěr

Deformace od vlastní tíhy probíhá dle očekávání a nevykazuje žádné anomálie signalizující možné geometrické nepřesnosti či chyby při vytváření modelu. Je ale patrné, že desky pnoucí se na velké rozpětí budou vykazovat velké průhyby.

4.3.2 Ověření Průhybů



Obr. 68 Barevné znázornění pružných průhybů konstrukce při kvazi-stálé kombinaci zatížení [35]

Výpočet svislých deformací byl proveden pro kvazi-stálou kombinaci zatížení. Průhyby byly ověřeny ze dvou hledisek.

➤ Vzhled a obecná použitelnost konstrukce

$$y_{dlouhodobý} \leq y_{lim} = \frac{1}{250} * L$$

Norma [7] udává povolené hodnoty průhybů 1/250 rozpětí pro zatížení kvazi-stálou kombinací aby nebyl ohrožen vzhled a obecná použitelnost konstrukce. Limitní hodnota průhybu se tedy pohybuje v závislosti na rozpětí. Průhyb se stanovuje ve vztahu k podporám.

Model vykresluje pružné deformace konstrukce. Hodnoty průhybu však v čase narůstají, protože se (železo)beton nechová lineárně pružně, vlivem mnoha faktorů (trhliny, smršťování, dotvarování → pokles modulu pružnosti). Lze přibližně odhadnout, že výsledná hodnota průhybu od zatížení na konci životnosti prvku (50 let) bude cca 6x násobek pružné deformace s ohledem na trhliny a dotvarování + průhyb od smršťování 20%.

$$y_{dlouhodobý} \doteq 2(\text{trhliny}) \times 3(\text{dotvarování}) \times y_{pružný} + 20\%(\text{smršťování})$$

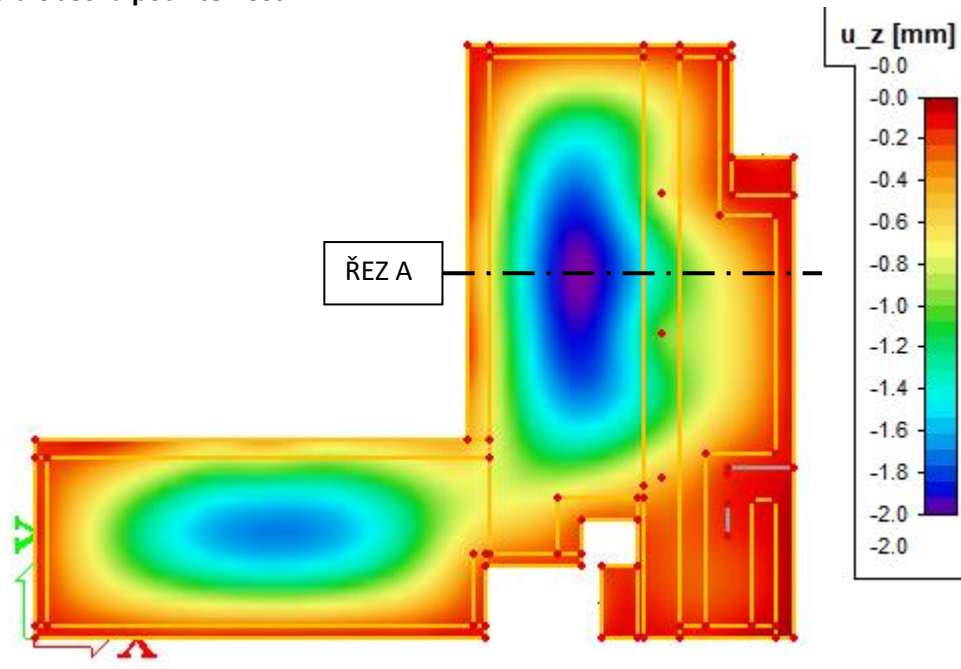
➤ Průhyb po zabudování prvku

V normě [7] je průhyb po zabudování prvku, který by mohl poškodit prvky napojené na konstrukci (příčky – dlouhé téměř přes celé rozpětí desky) omezen hodnotou 1/500 rozpětí pro zatížení kvazi-stálou kombinací. Limitní hodnota průhybu se tedy pohybuje také v závislosti na rozpětí. Průhyb po zabudování prvku získáme z dlouhodobého průhybu, od kterého odečteme průhyb okamžitý, tedy průhyb od vlastní tíhy konstrukce.

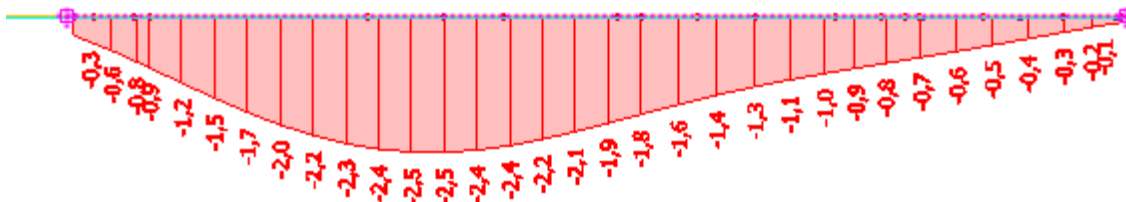
$$(y_{dlouhodobý} - y_{0,okamžitý}) \leq y_{lim} = \frac{1}{500} * L$$

STROPNÍ DESKA 1.PP

- Vzhled a obecná použitelnost



Obr. 69 Pružný průhyb desky 1.PP od kvazi-stálé kombinace zatížení [35]



Obr. 70 Pružný průhyb desky 1.PP od kvazi-stálé kombinace zatížení – ŘEZ A [35]

Podpory $y_{pruž} \doteq 0,1 \text{ mm}$

Deska $y_{pruž} \doteq 2,5 - 0,1 = 2,4 \text{ mm}$

vztaženo k podporám

$y_{dlouhodobý} \doteq 6 * 1,2 * y_{pružný} = 6 * 1,2 * 2,4 = 17,3 \text{ mm}$ (odhad)

$y_{lim} = \frac{9300}{250} = 37,2 \text{ mm}$

rozpětí posuzovaného pole

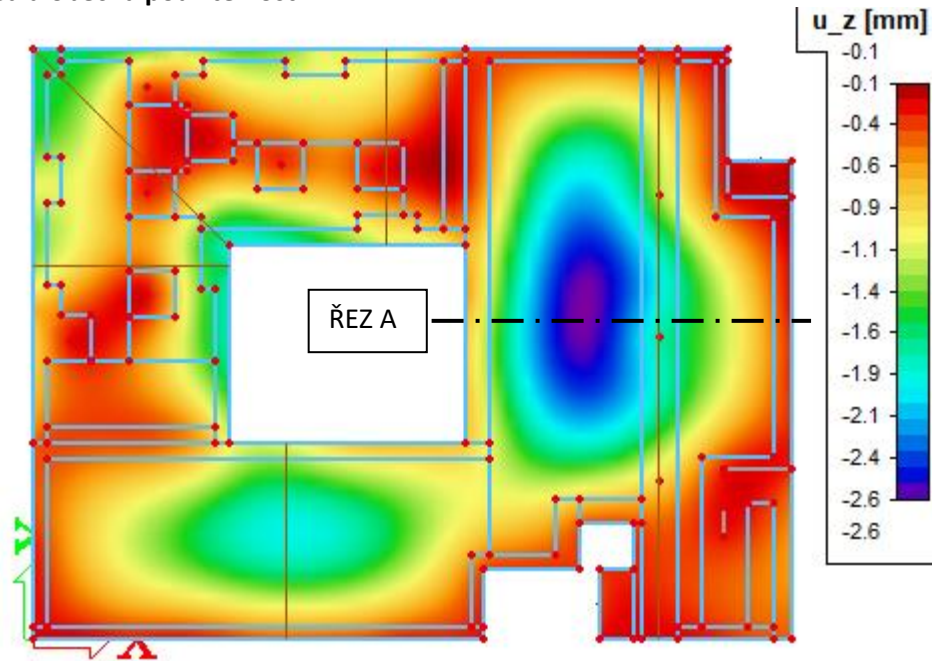
$y_{lim} = 37,2 \text{ mm} \geq y_{dlouhodobý} \doteq 17,3 \text{ mm}$

**→ lze předpokládat,
že VYHOVUJE**

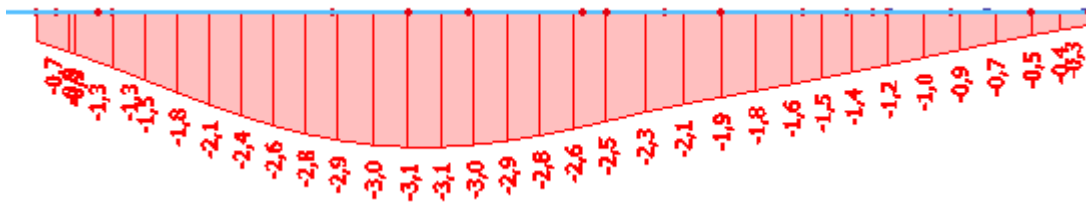
Ve všech polích desky by podmínky průhybu mohly být splněny s vyztužením dle MSÚ, jelikož limitní průhyby jsou splněny.

STROPNÍ DESKA 1.NP

- Vzhled a obecná použitelnost



Obr. 71 Pružný průhyb desky 1.NP od kvazi-stálé kombinace zatížení [?]



Obr. 72 Pružný průhyb desky 1.NP od kvazi-stálé kombinace zatížení – ŘEZ A [35]

Podpory $y_{pruž} \doteq 0,3 \text{ mm}$

Deska $y_{pruž} \doteq 3,1 - 0,3 = 2,8 \text{ mm}$

vztaženo k podporám

$y_{dlouhodobý} \doteq 6 * 1,2 * y_{pružný} = 6 * 1,2 * 2,8 = 20,2 \text{ mm}$ (odhad)

$y_{lim} = \frac{9300}{250} = 37,2 \text{ mm}$

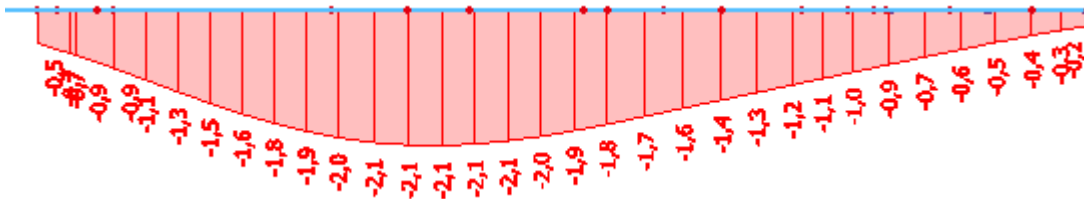
rozpětí posuzovaného pole

$y_{lim} = 37,2 \text{ mm} \geq y_{dlouhodobý} \doteq 20,2 \text{ mm}$

**→ lze předpokládat,
že VYHOVUJE**

Ve všech polích desky by podmínky průhybu mohly být splněny s vyztužením dle MSÚ, jelikož limitní průhyby jsou splněny.

- Průhyb po zabudování prvku



Obr. 73 Okamžitý průhyb desky 1.NP od vlastní tíhy konstrukce – ŘEZ A [35]

$$y_{0,okamžitý} \doteq 2,1 \text{ mm}$$

$$y_{lim} = \frac{9300}{500} = 18,6 \text{ mm}$$

rozpětí posuzovaného pole

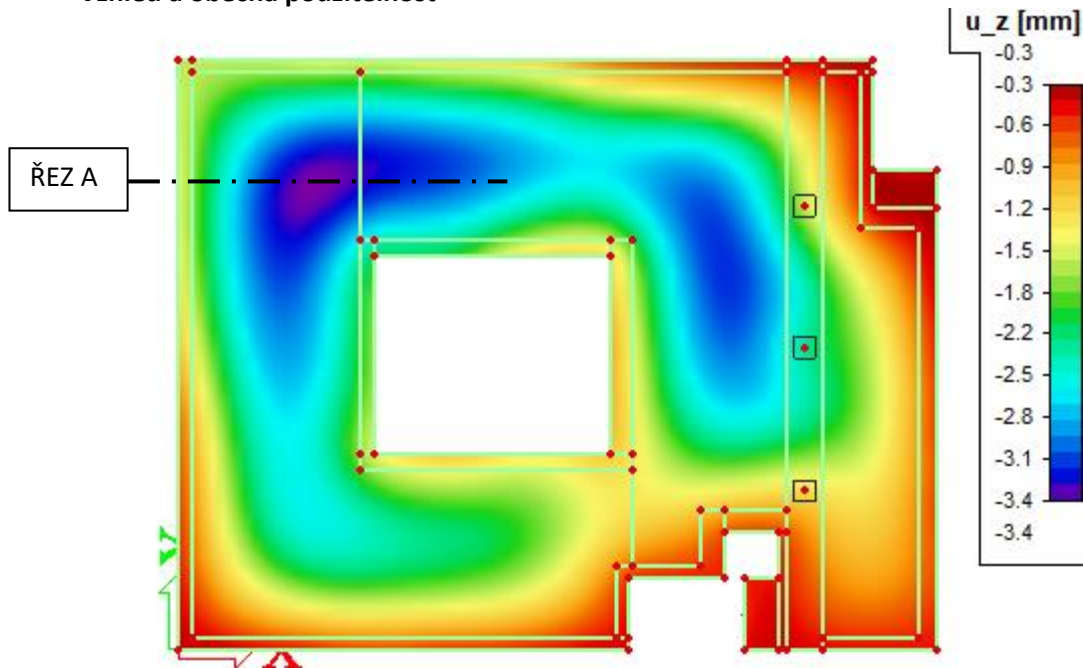
$$(y_{dlouhodobý} - y_{0,okamžitý}) \leq y_{lim} = \frac{1}{500} * L$$

$$(20,2 - 2,1) = 18,1 \text{ mm} \leq y_{lim} = 18,6 \text{ mm}$$

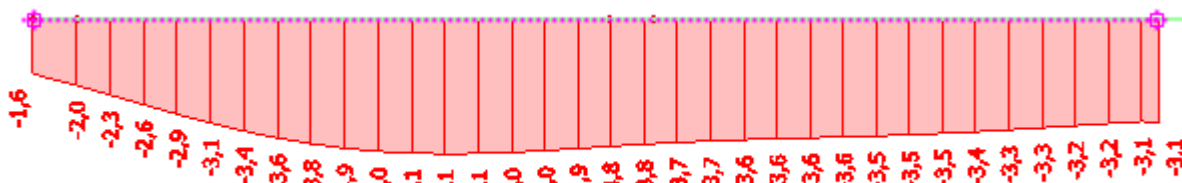
→ lze předpokládat, že VYHOVUJE

STROPNÍ DESKA 2.NP

- Vzhled a obecná použitelnost



Obr. 74 Pružný průhyb desky 2.NP od kvazi-stálé kombinace zatížení [35]



Obr. 75 Pružný průhyb desky 2.NP od kvazi-stálé kombinace zatížení – ŘEZ A [35]

Podpory $y_{pruž} \doteq 1,6 \text{ mm}$

Deska $y_{pruž} \doteq 4,1 - 1,6 = 2,5 \text{ mm}$

vztaženo k podporám

$y_{dlouhodobý} \doteq 6 * 1,2 * y_{pružný} = 6 * 1,2 * 2,5 = 18 \text{ mm}$ (odhad)

$y_{lim} = \frac{9300}{250} = 37,2 \text{ mm}$

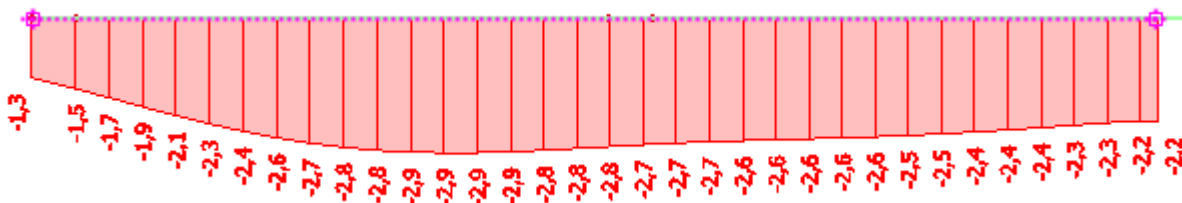
rozpětí posuzovaného pole

$y_{lim} = 37,2 \text{ mm} \geq y_{dlouhodobý} \doteq 18 \text{ mm}$

**→ lze předpokládat,
že VYHOVUJE**

Ve všech polích desky by podmínky průhybu mohly být splněny s vyztužením dle MSÚ, jelikož limitní průhyby jsou splněny.

• Průhyb po zabudování prvku



Obr. 76 Okamžitý průhyb desky 2.NP od vlastní tíhy konstrukce – ŘEZ A [35]

$y_{0,okamžitý} \doteq 2,9 \text{ mm}$

$y_{lim} = \frac{9300}{500} = 18,6 \text{ mm}$

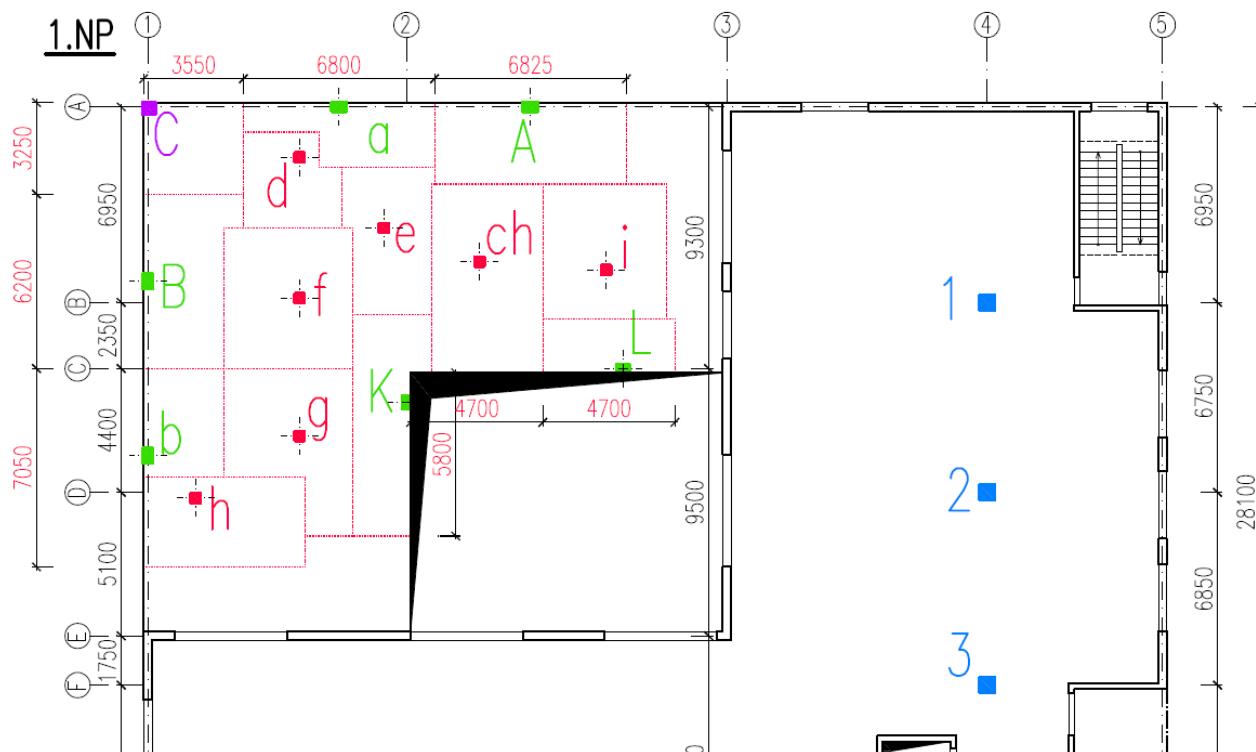
rozpětí posuzovaného pole

$(y_{dlouhodobý} - y_{0,okamžitý}) \leq y_{lim} = \frac{1}{500} * L$

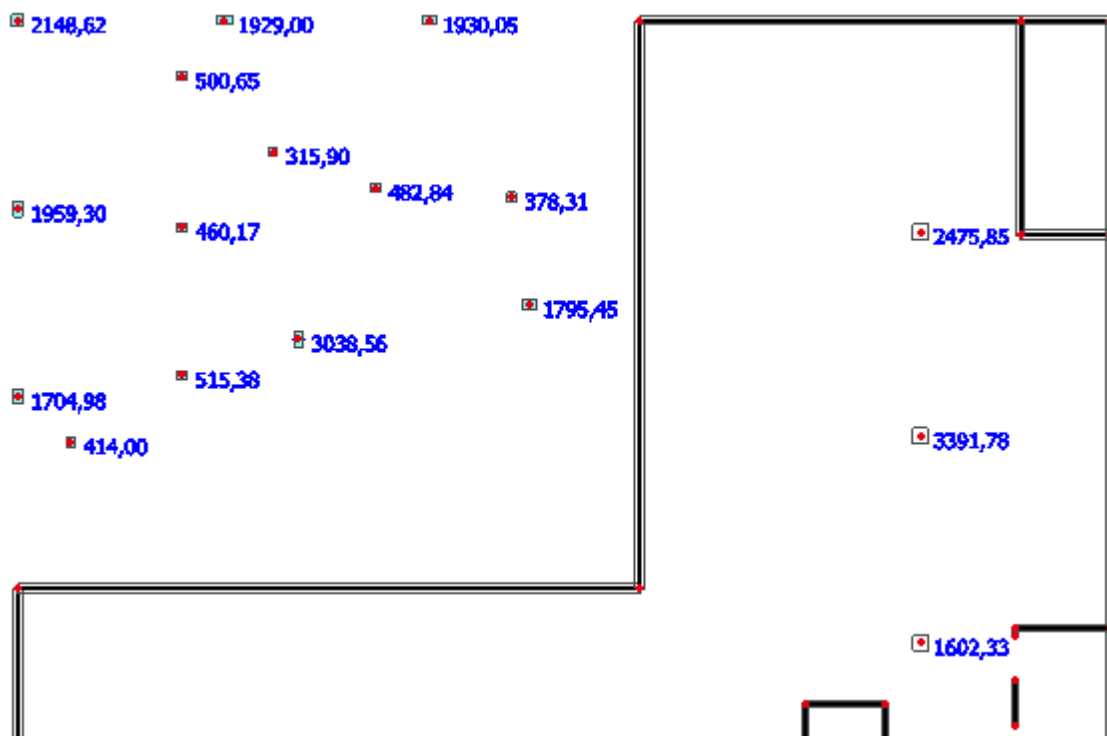
$(18 - 2,9) = 15,1 \text{ mm} \leq y_{lim} = 18,6 \text{ mm}$

**→ lze předpokládat,
že VYHOVUJE**

4.3.3 Normálové síly ve sloupech



Obr. 77 Označení sloupů do půdorysu 1.NP [vlastní]



Obr. 78 Obálka MSÚ – reakce Rz [35]

Porovnání normálových sil ve sloupech															
Výpočet			SLOUP a			SLOUP A			SLOUP b			SLOUP B			
			Výpočet		Návrh.	Výpočet		Návrh.	Výpočet		Návrh.	Výpočet		Návrh.	
Typ zatížení	γ [-]	[kN/m ²]	[ks]	[m ²]	[kN]	[ks]	[m ²]	[kN]	[ks]	[m ²]	[kN]	[ks]	[m ²]	[kN]	
STÁLÉ	střecha	1,35	2,3	1	33	102,5	1	33	102,5	1	30	93,2	1	29,5	91,6
	podlaha	1,35	1,6	2	33	142,6	2	33	142,6	2	30	129,6	2	29,5	127,4
	podlaha	1,35	1,69	1	12,3	28,1	1	20	45,6	1	11	25,1	1	18,5	42,2
	deska 500 mm	1,35	7,91	3	33	1057,2	3	33	1057,2	3	30	961,1	3	29,5	945,0
	deska 330 mm	1,35	5,96	1	12,3	99,0	1	20	160,9	1	11	88,5	1	18,5	148,9
	stěna	1,35	87,5	3	2,04	722,9	3	2,05	726,1	3	2,115	749,5	3	1,86	659,1
	vl. tíha sloupu	1,35	92,5	1	0,15	18,7	1	0,15	18,7	1	0,15	18,7	1	0,15	18,7
PROMĚNNÉ	sníh střecha	1,5	0,56	1	33	27,7	1	33	27,7	1	30	25,2	1	29,5	24,8
	užitné patro	1,5	3	2	33	297,0	2	33	297,0	2	30	270,0	2	29,5	265,5
	užitné patro	1,5	3	1	12,3	55,4	1	20	90,0	1	11	49,5	1	18,5	83,3
	přem. příčky	1,5	0,8	2	33	79,2	2	33	79,2	2	30	72,0	2	29,5	70,8
	přem. příčky	1,5	0,8	1	12,3	14,8	1	20	24,0	1	11	13,2	1	18,5	22,2
Celkem VÝPOČET			2644,9			2771,5			2495,6			2499,5			
Celkem MODEL			1929,0			1930,1			1705,0			1959,3			
ROZDÍL [%]			27,1			30,4			31,7			21,6			

Tabulka 18 Porovnání normálových sil v sloupech a, A, b, B [37]

Porovnání normálových sil ve sloupech															
Výpočet			SLOUP c			SLOUP d			SLOUP e			SLOUP f			
			Výpočet		Návrh.	Výpočet		Návrh.	Výpočet		Návrh.	Výpočet		Návrh.	
Typ zatížení	γ [-]	[kN/m ²]	[ks]	[m ²]	[kN]	[ks]	[m ²]	[kN]	[ks]	[m ²]	[kN]	[ks]	[m ²]	[kN]	
STÁLÉ	střecha	1,35	2,3	1	11,5	35,7	0	0	0,0	0	0	0,0	0	0	0,0
	podlaha	1,35	1,6	2	11,5	49,7	0	0	0,0	0	0	0,0	0	0	0,0
	podlaha	1,35	1,69	1	11,5	26,2	1	11	25,1	1	16	36,5	1	23,5	53,6
	deska 500 mm	1,35	7,91	3	11,5	368,4	0	0	0,0	0	0	0,0	0	0	0,0
	deska 330 mm	1,35	5,96	1	11,5	92,5	1	11	88,5	1	16	128,7	1	23,5	189,1
	stěna	1,35	87,5	3	2,04	722,9	0	0	0,0	0	0	0,0	0	0	0,0
	vl. tíha sloupu	1,35	92,5	1	0,16	20,0	1	0,09	11,2	1	0,09	11,2	1	0,09	11,2
PROMĚN.	sníh střecha	1,5	0,56	1	11,5	9,7	0	0	0,0	0	0	0,0	0	0	0,0
	užitné patro	1,5	3	3	11,5	155,3	1	11	49,5	1	16	72,0	1	23,5	105,8
	přem. příčky	1,5	0,8	3	11,5	41,4	1	11	13,2	1	16	19,2	1	23,5	28,2
Celkem VÝPOČET			1521,8			187,5			267,7			387,9			
Celkem MODEL			2148,6			500,7			315,9			460,2			
ROZDÍL [%]			-41,2			-167,0			-18,0			-18,6			

Tabulka 19 Porovnání normálových sil v sloupech c, d, e, f [37]

Porovnání normálových sil ve sloupech															
Výpočet			SLOUP i			SLOUP g			SLOUP h			SLOUP ch			
			Výpočet		Návrh.	Výpočet		Návrh.	Výpočet		Návrh.	Výpočet		Návrh.	
Typ zatížení	γ [-]	[kN/m ²]	[ks]	[m ²]	[kN]	[ks]	[m ²]	[kN]	[ks]	[m ²]	[kN]	[ks]	[m ²]	[kN]	
STÁLÉ	podlaha	1,35	1,69	1	21,5	49,1	1	22	50,2	1	19	43,3	1	26,5	60,5
	deska 330 mm	1,35	5,96	1	21,5	173,0	1	22	177,0	1	19	152,9	1	26,5	213,2
	vl. tíha sloupu	1,35	92,5	1	0,09	11,2	1	0,09	11,2	1	0,09	11,2	1	0,09	11,2
PR.	užitné patro	1,5	3	1	21,5	96,8	1	22	99,0	1	19	85,5	1	26,5	119,3
	přem. příčky	1,5	0,8	1	21,5	25,8	1	22	26,4	1	19	22,8	1	26,5	31,8
Celkem VÝPOČET			355,8			363,8			315,8			436,0			
Celkem MODEL			378,3			515,4			414,0			482,8			
ROZDÍL [%]			-6,3			-41,7			-31,1			-10,7			

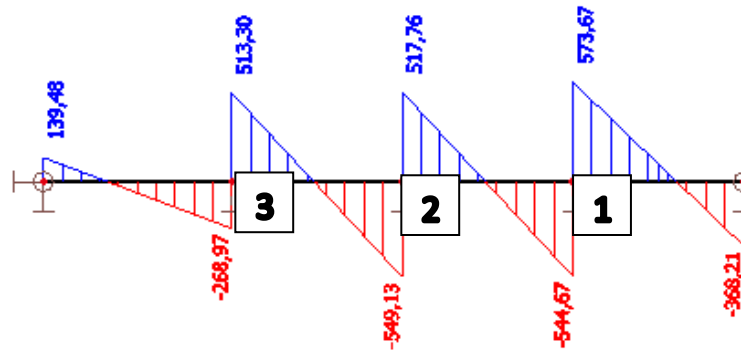
Tabulka 20 Porovnání normálových sil v sloupech i, h, ch, C [37]

Porovnání normálových sil ve sloupech									
Výpočet			SLOUP K			SLOUP L			
			Výpočet		Návrh.	Výpočet		Návrh.	
Typ zatížení	γ [-]	[kN/m ²]	[ks]	[m ²]	[kN]	[ks]	[m ²]	[kN]	
STÁLE	střecha	1,35	2,3	1	54	167,7	1	42	130,4
	podlaha	1,35	1,6	2	54	233,3	2	42	181,4
	podlaha	1,35	1,69	1	18	41,1	1	9	20,5
	deska 500 mm	1,35	7,91	3	54	1729,9	3	42	1345,5
	deska 330 mm	1,35	5,96	1	18	144,8	1	9	72,4
	stěna	1,35	87,5	3	2,85	1010,0	3	1,8	637,9
	vl. tíha sloupu	1,35	92,5	1	0,15	18,7	1	0,15	18,7
PROVĚŠENÉ	sníh střecha	1,5	0,56	1	54	45,4	1	42	35,3
	užitné patro	1,5	3	2	54	486,0	2	42	378,0
	užitné patro	1,5	3	1	18	81,0	1	9	40,5
	přem. příčky	1,5	0,8	2	54	129,6	2	42	100,8
	přem. příčky	1,5	0,8	1	18	21,6	1	9	10,8
Celkem VÝPOČET			4109,0			2972,3			
Celkem MODEL			3038,6			1795,5			
ROZDÍL [%]			26,1			39,6			

Tabulka 21 Porovnání normálových sil v sloupech K, L [37]

U sloupů 1, 2 a 3 se zjednodušeně uvažuje, že na ně působí zatížení z pěti stropních desek (5 x posouvající síla na průvlaku z kapitoly 3.5 Návrh skrytého průvlaku) a pěti vlastních tíh sloupů.

Posouvající síly na průvlaku:



Porovnání normálových sil ve sloupech									
Typ zatížení	SLOUP 1			SLOUP 2			SLOUP 3		
	Výpočet		CELK.	Výpočet		CELK.	Výpočet		CELK.
	[ks]	[kN]	[kN]	[ks]	[kN]	[kN]	[ks]	[kN]	[kN]
$V_{ED,HORNÍ}$	5	573,7	2868,5	5	517,8	2589,0	5	513,3	2566,5
$V_{ED,SPODNÍ}$	5	544,7	2723,5	5	549,1	2745,5	5	269,0	1345,0
vl. tíha sloupu	5	29,5	147,7	5	29,5	147,7	5	29,5	147,7
Celkem VÝPOČET	5739,7			5482,2			4059,2		
Celkem MODEL	2478,9			3391,8			1602,3		
ROZDÍL [%]	56,8			38,1			60,5		

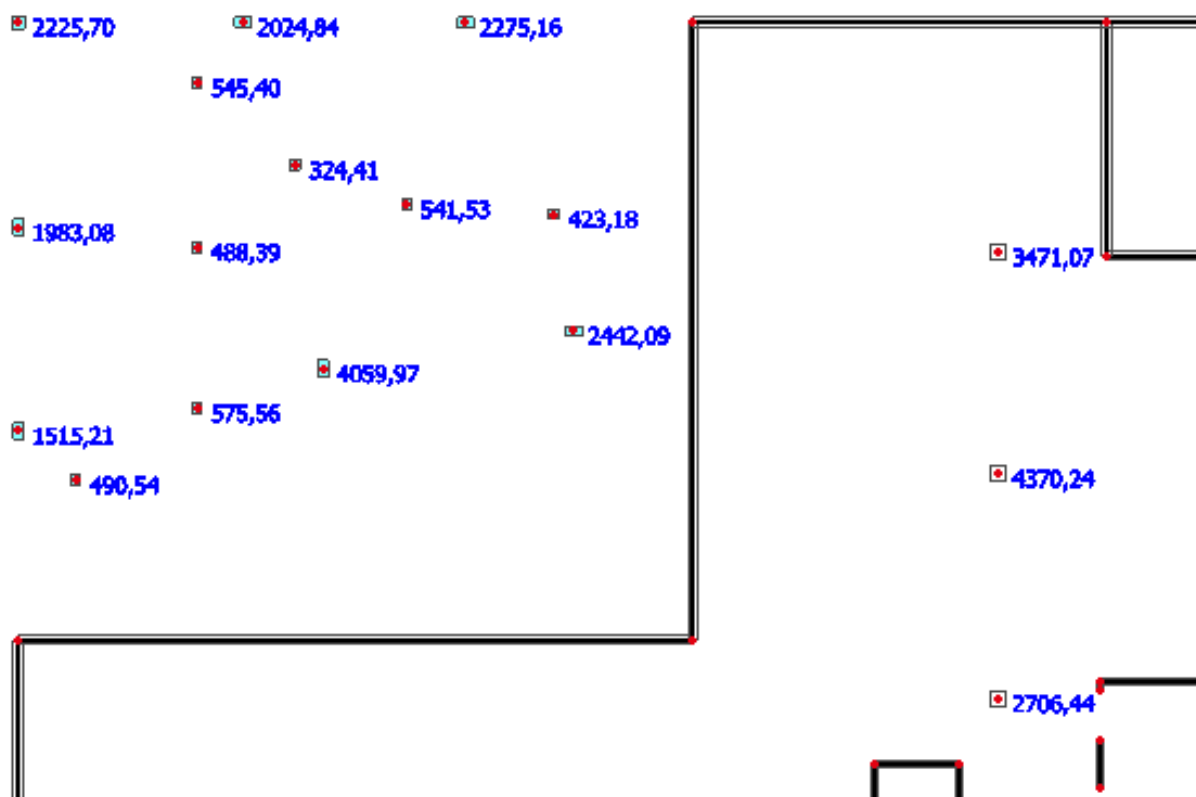
Tabulka 22 Porovnání normálových sil v sloupech 1, 2, 3 [37]

Porovnávání normálových sil v patách sloupů z 3D výpočetního modelu a z ručních předběžných výpočtů:

- U sloupů stěnových nosníků je největší rozdíl u sloupů b a L který činí 31,7 % a 39,6 %. Tyto sloupy jsou nejbližše železobetonových stěn, které na sebe pravděpodobně vlivem své tuhosti přebraly větší část zatížení.
- To se projeví také u vnitřních sloupů 1, 2 a 3 kde je rozdíl sil výraznější a činí až 60,5 %.
- U rohového sloupu C je odchylka 41,2 %. Síla však byla vypočtena ze zatěžovací plochy. Pokud by se uvažovala síla vypočtená v kapitole 3.6.4 Sloup C ze součtu posouvajících sil ze stěnových nosníků A a B, která má velikost $2065,2 + 0,4 * 0,4 * 3,67 * 25 * 1,35 = 2085 \text{ kN}$, byl by rozdíl pouze 3,1 %.
- Většina venkovních sloupů nepravidelně podepřené desky 1.NP se přibližně shoduje až na sloupy d a g, které naopak přebírají větší zatížení, než jsme uvažovali v ručním výpočtu. To může být způsobeno tím, že ve skutečnosti se zatížení nepravidelně podepřené desky přerozdělí na sloupy jinak, než jak se zjednodušeně určilo, tedy pomocí plochy okolo posuzovaného sloupu tvořené z polovin rozpětí nejbližších sloupů a stěn. Značný vliv na to můžou mít také nevylehčené části desky v okolí sloupů modelované v 3D modelu, které nejsou započítány v ručním výpočtu.

Závěr:

Výsledky, které udává výpočetní 3D model zohledňují vliv rozdělení tuhosti. Železobetonová stěna má mnohem větší tuhost než sloup a proto převezme větší část zatížení. Ve skutečnosti ale stěna dokonale tuhá není. Musíme vzít v úvahu trhliny v betonu stěny a pracovní spáry. U všech železobetonových stěn byla proto snížena jejich tuhost zmenšením modulu pružnosti betonu z hodnoty $3,28 * 10^4 \text{ MPa}$ na hodnotu $1,1 * 10^4 \text{ MPa}$ ($1/3 * E$) a normálové síly byly znovu porovnány.



Obr. 79 Obálka MSÚ (1/3*E) – reakce Rz [35]

Porovnání normálových sil ve sloupech				
Normálové síly v patě sloupů [kN]	SLOUP a	SLOUP A	SLOUP b	SLOUP B
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Celkem VÝPOČET	2644,9	2771,5	2495,6	2499,5
Celkem MODEL	1929,0	1930,1	1705,0	1959,3
ROZDÍL [%]	27,1	30,4	31,7	21,6
Celkem MODEL (1/3 E)	2024,8	2275,2	1515,2	1983,1
ROZDÍL [%]	23,4	17,9	39,3	20,7

Tabulka 23 Porovnání normálových sil v sloupech a, A, b, B [37]

Porovnání normálových sil ve sloupech				
Normálové síly v patě sloupů [kN]	SLOUP C	SLOUP d	SLOUP e	SLOUP f
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Celkem VÝPOČET	1521,8	187,5	267,7	387,9
Celkem MODEL	2148,6	500,7	315,9	460,2
ROZDÍL [%]	-41,2	-167,0	-18,0	-18,6
Celkem MODEL (1/3 E)	2225,7	545,4	324,4	488,4
ROZDÍL [%]	-46,3	-190,8	-21,2	-25,9

Tabulka 24 Porovnání normálových sil v sloupech C, d, e, f [37]

Porovnání normálových sil ve sloupech				
Normálové síly v patě sloupů [kN]	SLOUP i	SLOUP g	SLOUP h	SLOUP ch
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Celkem VÝPOČET	355,8	363,8	315,8	436,0
Celkem MODEL	378,3	515,4	414,0	482,8
ROZDÍL [%]	-6,3	-41,7	-31,1	-10,7
Celkem MODEL (1/3 E)	423,2	575,6	490,5	541,5
ROZDÍL [%]	-18,9	-58,2	-55,3	-24,2

Tabulka 25 Porovnání normálových sil v sloupech i, g, h, ch [37]

Porovnání normálových sil ve sloupech		
Normálové síly v patě sloupů [kN]	SLOUP K	SLOUP L
	[kN]	[kN]
Celkem VÝPOČET	4109,0	2972,3
Celkem MODEL	3038,6	1795,5
ROZDÍL [%]	26,1	39,6
Celkem MODEL (1/3 E)	4060,0	2442,1
ROZDÍL [%]	1,2	17,8

Tabulka 26 Porovnání normálových sil v sloupech K, L [37]

Porovnání normálových sil ve sloupech			
Normálové síly v patě sloupů [kN]	SLOUP 1	SLOUP 2	SLOUP 3
	[kN]	[kN]	[kN]
Celkem VÝPOČET	5739,7	5482,2	4059,2
Celkem MODEL	2478,9	3391,8	1602,3
ROZDÍL [%]	56,8	38,1	60,5
Celkem MODEL (1/3 E)	3471,1	4370,2	2706,4
ROZDÍL [%]	39,5	20,3	33,3

Tabulka 27 Porovnání normálových sil v sloupech 1, 2, 3 [37]

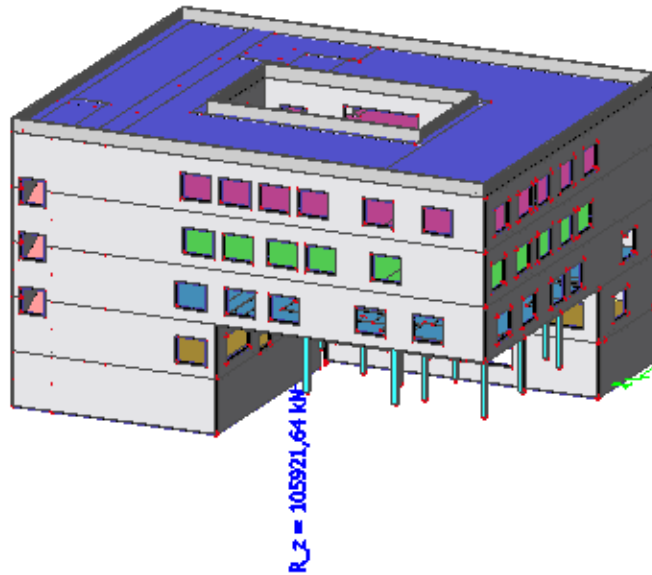
Síly ve všech sloupech se snižováním modulu pružnosti stěn v 3D modelu zvyšují. Tím se potvrzuje předpoklad.

Jelikož se však síly neshodují přesně, bude pro kontrolu správnosti modelu ověřena ještě celková tíha konstrukce, tedy jestli platí:

$$\sum \text{Celkového zatížení} = \sum \text{sil z modelu}$$

SLOUPY	Rozměr	γ [-]	γ [kN/m ³]	A [m ²]	h [m]	Fd [kN]
	300x300	1,35	25	0,09	3,5	74,42
	400x400	1,35	25	0,16	3,5	18,90
	300x500	1,35	25	0,15	3,5	106,31
	500x500	1,35	25	0,25	3,5	442,97
	Σ Fd [kN]	642,60				
STĚNY	Σ L [m]	γ [-]	γ [kN/m ³]	h [m]	t [m]	Fd [kN]
	160	1,35	25	3,5	0,2	3780,00
	780	1,35	25	3,5	0,3	27641,25
	180	1,35	25	1	0,2	1215,00
	Σ Fd [kN]	32636,25				
DESKY	Typ zatížení	γ [-]	[kN/m ²]	Σ A [m ²]	Fd [kN]	
	střecha	1,35	2,3	860	2670,30	
	podlaha	1,35	1,6	2840	6134,40	
	podlaha	1,35	1,69	280	638,82	
	deska 500 mm	1,35	7,91	3700	39510,45	
	deska 330 mm	1,35	5,96	280	2252,88	
	příčky	1,35	2,2	207,2	615,38	
	příčky	1,35	2,79	67,2	253,11	
	sníh střecha	1,5	0,56	860	722,40	
	užitné patro	1,5	3	2840	12780,00	
	užitné patro	1,5	3	280	1260,00	
	přem. příčky	1,5	0,8	2840	3408,00	
	přem. příčky	1,5	0,8	280	336,00	
Σ Fd [kN]	70581,74					
SCHODIŠTĚ	BETON	γ [-]	γ [kN/m ³]	Σ A [m ²]	t [m]	Fd [kN]
	podesta	1,35	25	80	0,17	459,00
	rameno	1,35	25	90	0,165	501,19
	POVRCH	γ [-]	[kN/m ²]	Σ A [m ²]	Fd [kN]	
	podesta	1,35	1,6	80	172,80	
	rameno	1,35	0,25	90	30,38	
	užitné - podesta	1,5	3	80	360,00	
	užitné - rameno	1,5	3	90	405,00	
	Σ Fd [kN]	1928,36				
Σ Celkového zatížení [kN]		105788,96				

Tabulka 28 Výpočet celkového zatížení z konstrukce [37]



Obr. 80 Výslednice reakcí - obálka MSÚ – reakce Rz [35]

$$\sum \text{Celkového zatížení} = 105\,789 \text{ kN}$$

$$\sum \text{sil z modelu} = 105\,921,6 \text{ kN}$$

$$\mathbf{ROZDÍL} = 105\,789 - 105\,921,6 = -132,6 \text{ kN}$$

Závěr:

Porovnání normálových sil vychází velmi přesně. Lze usoudit, že se model dá považovat za věrohodný.

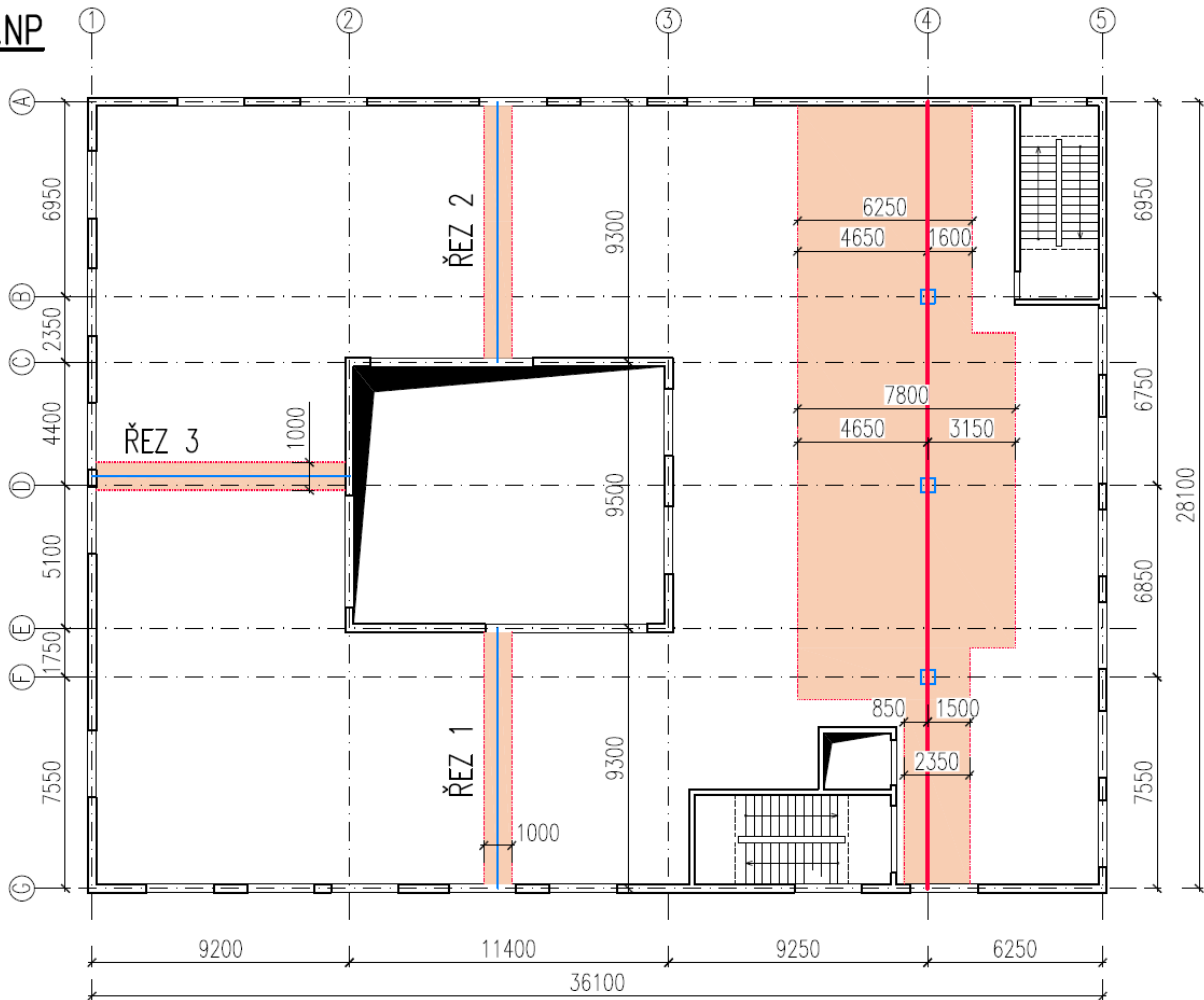
4.3.4 Momenty

Ohybové momenty, které udává komplexní model z programu SCIA ENGINEER, byly ověřeny ručním výpočtem.

Vypočítány byly momenty na desce 2.NP.

Za prvé byly ověřeny momenty na nosníku uvažovaném mezi dvěma stěnami, u kterého známe průběh ohybových momentů. Dále byla použita k výpočtu momentů u desky s vnitřními sloupy metoda náhradního rámu. Tato metoda výpočtu byla použita, protože není splněna podmínka metody součtových momentů, že v každém směru musí být minimální tři pole.

2.NP



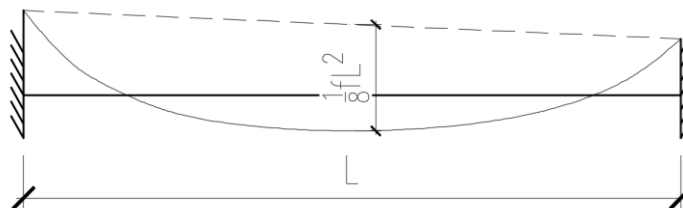
Obr. 81 Schéma desky 2.NP – uvažované zatěžovací pruhy [vlastní]

➤ Nosník

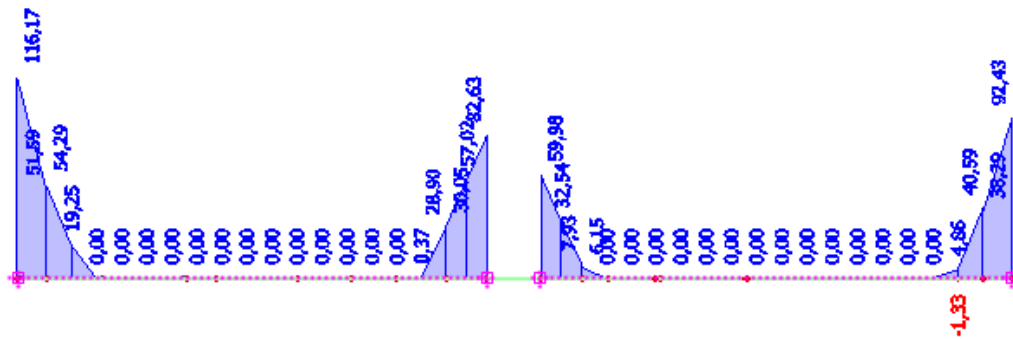
• RUČNÍ VÝPOČET

$$f_d = (1,6 + 7,91) * 1,35 * 1 + (3 + 0,8) * 1,5 * 1 = 18,54 \text{ kN/m} \quad \text{zatížení}$$

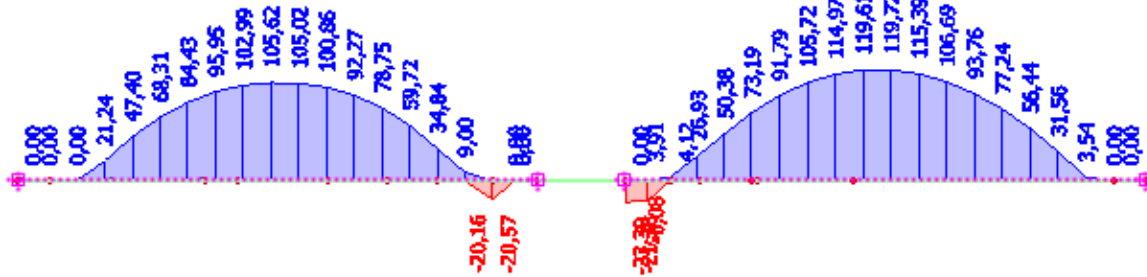
Jelikož má stěna menší tloušťku než je tloušťka stropní desky, nedá se jednoznačně říct, že je nosník tuze vetknutý. Rozdíl momentů na nosníku se ale bude rovnat $M_{\Delta Ed} = 1/8 * f_d * L^2$.



• VÝSLEDKY Z MODELU



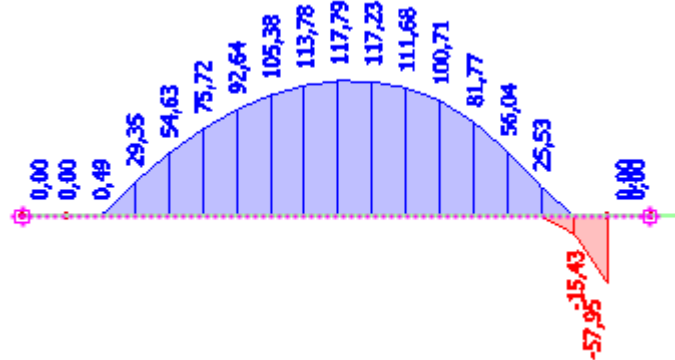
Obr. 82 ŘEZ 1, 2 - momenty myD+ [35]



Obr. 83 ŘEZ 1, 2 - momenty myD- [35]



Obr. 84 ŘEZ 3 - momenty mxD+ [35]



Obr. 85 ŘEZ 3 - momenty mxD- [35]

POROVNÁNÍ MOMENTŮ NA NOSNÍKU							
VÝPOČET				MODEL		ROZDÍL [%]	
f_d [kN/m]	L [m]	$M_{\Delta Ed}$ [kNm]		M_{ED} [kNm]	Σ		
ŘEZ 1	18,54	9,3	200,4	$M_{ED, KRAJ}$	116,2	205	-2,3
				$M_{ED, POLE}$	105,6		
				$M_{ED, KRAJ}$	82,6		
ŘEZ 2	18,54	9,3	200,4	$M_{ED, KRAJ}$	60	195,9	2,3
				$M_{ED, POLE}$	119,7		
				$M_{ED, KRAJ}$	92,4		
ŘEZ 3	18,54	9,2	196,2	$M_{ED, KRAJ}$	88	236,8	-20,7
				$M_{ED, POLE}$	117,8		
				$M_{ED, KRAJ}$	150		

Tabulka 29 Porovnání momentů na nosníku [37]

Závěr:

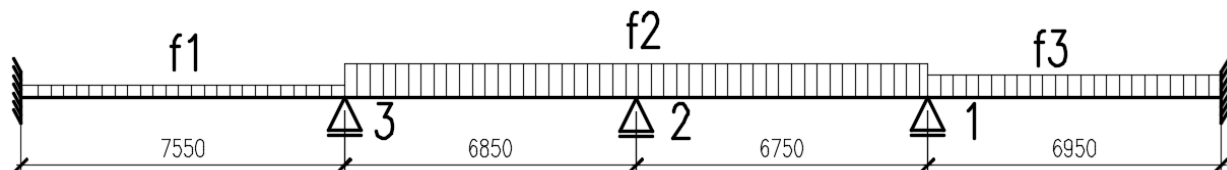
Výsledky z ručních výpočtů a z 3D výpočetního modelu se shodují. Lze usoudit, že se model dá považovat za věrohodný.

➤ **RÁM**

• **METODA NÁHRADNÍHO RÁMU**

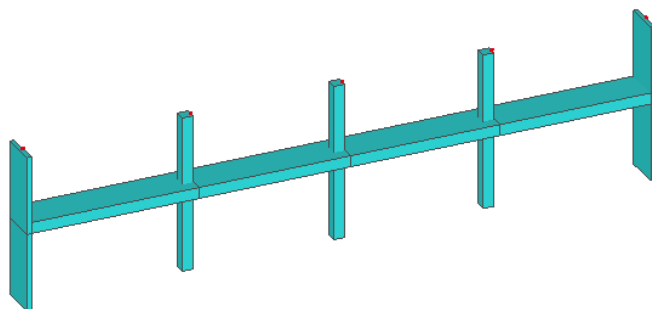
Schéma zatížení a zatížení můžeme převzít z předběžného výpočtu z kapitoly 3.5 Průvlak.

Schéma zatížení:

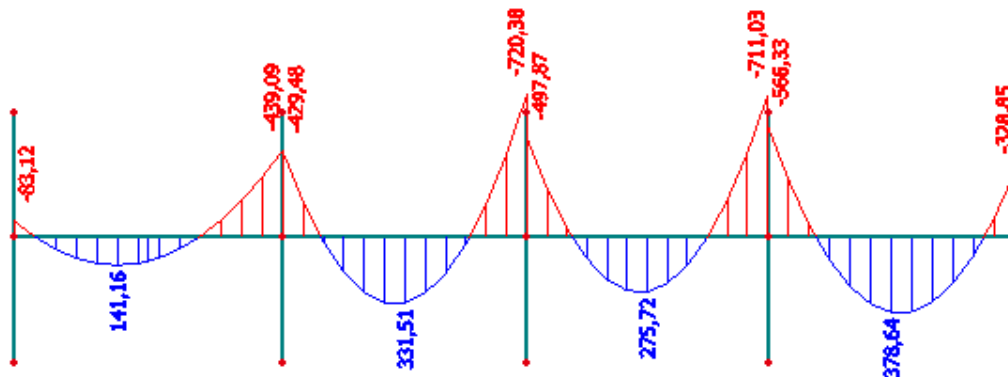


Zatížení průvlatku												
Výpočet				f1		f2		f3				
				Výpočet	Návrh.	Výpočet	Návrh.	Výpočet	Návrh.	Výpočet	Návrh.	
Typ zatížení		γ [-]	[kN/m ²]	[ks]	[m]	[kN/m]	[ks]	[m]	[kN/m]	[ks]	[m]	[kN/m]
stálé	podlaha	1,35	1,6	1	2,35	5,1	1	7,8	16,8	1	6,25	13,5
	deska 500 mm	1,35	7,91	1	0,65	6,9	1	6,1	65,1	1	4,55	48,6
	vlastní tíha	1,35	12,5	1	1,7	28,7	1	1,7	28,7	1	1,7	28,7
	příčky YTONG	1,35	2,2	0	0	0,0	0	0	0,0	1	6,25	18,6
prom.	přemístitelné příčky	1,5	0,8	1	2,35	2,8	1	7,8	9,4	0	0	0,0
	užitné patro	1,5	3	1	2,35	10,6	1	7,8	35,1	1	6,25	28,1
Celkem VÝPOČET				54,1		155,1		137,5				

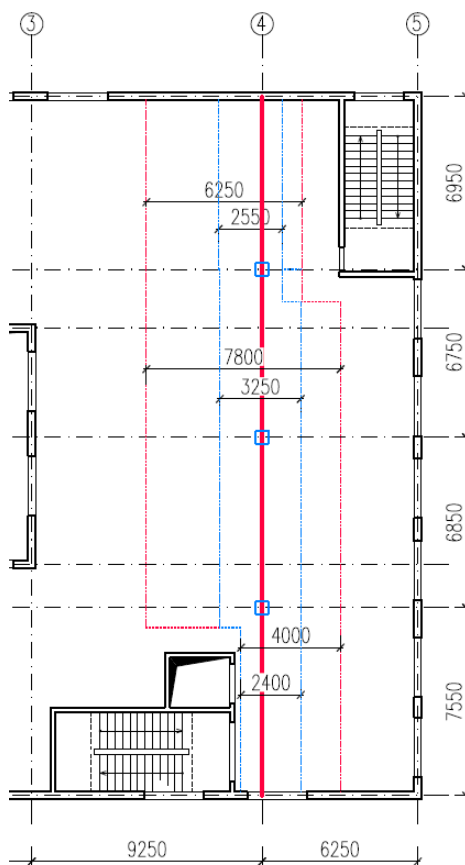
Tabulka 8 Zatížení na průvlak [37]



Obr. 86 Axonometrie 2D modelu náhradního rámu [35]

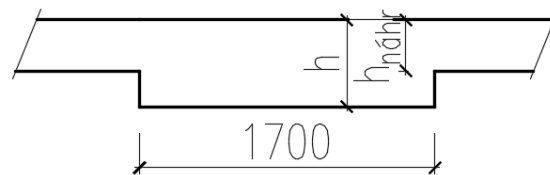


Obr. 87 Výsledné momenty na rámu [35]



Obr. 88 Schéma sloupového pruhu [vlastní]

Tabulka 30 Hodnoty součinitele omega udávající poměrné části celkových záporných a kladných momentů připadajících na sloupový pruh [20]



Hodnoty ω z tabulky určíme pomocí α_1 součinitele ztužení, který charakterizuje spolupůsobení případného ztužujícího trámu s deskou a pomocí β_t součinitele kroucení, který vystihuje možnost zkroucení okrajového prvku ve vyšetřovaném deskovém poli.

$$\alpha_1 = \frac{E_{cb} * I_b}{E_{cs} * I_s}$$

$E_{cb} = E_{cs}$ modul pružnosti betonu ztužujícího trámu a desky

$$h = 0,5 \text{ m}$$

$$h_{nahr.} = 0,479 \text{ m}$$

$$I_b = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 1,7 * 0,5^3 = 0,01771 \text{ m}^4 \quad \text{kde } b \text{ je šířka ztužujícího trámu}$$

$$I_s = \frac{1}{12} * b * h_{nahr.}^3 = \frac{1}{12} * 2,5 * 0,479^3 = 0,0229 \text{ m}^4 \quad \text{kde } b \text{ je šířka řešeného pruhu}$$

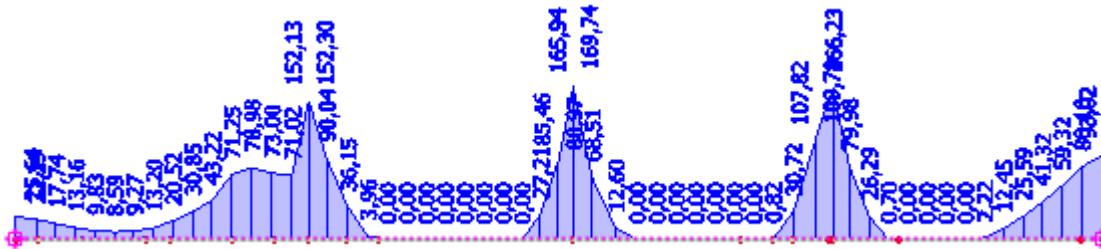
$$\alpha_1 = \frac{0,01771}{0,0229} = 0,77$$

Pro záporné momenty u krajní i střední podpory byl tento součinitel stanoven jako $\omega = 0,75$, pro kladné momenty v poli jako $\omega = 0,7$.

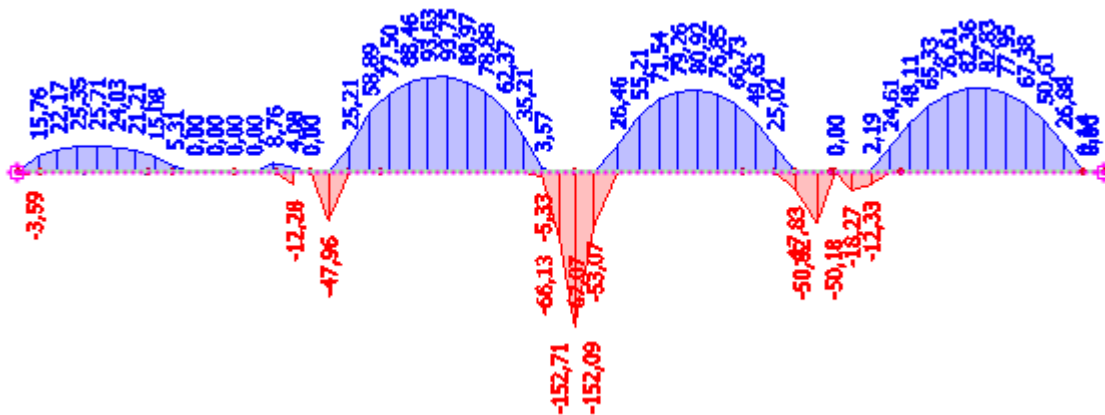
METODA NÁHRADNÍCH RÁMŮ - VÝPOČET					
Umístění	$M_{d,ram}$ [kN/m]	ω [-]	Sloupový pruh	$b_{sloupový}$ [m]	Celkové momenty
			$M_{sl} = \omega * M_{d,ram}$ [kNm]		$M_{y,sl}$ [kNm/m']
I	-83,12	0,75	-62,34	2,4	-25,98
II	141,16	0,7	98,81	2,4	41,17
III	-439,1	0,75	-329,33	3,25	-101,33
IV	-429,5	0,75	-322,13	3,25	-99,12
V	331,51	0,7	232,06	3,25	71,40
VI	-720,4	0,75	-540,30	3,25	-166,25
VII	-497,9	0,75	-373,43	3,25	-114,90
VIII	275,7	0,7	192,99	3,25	59,38
IX	-711,1	0,75	-533,33	2,55	-209,15
X	-566,3	0,75	-424,73	2,55	-166,56
XI	378,6	0,7	265,02	2,55	103,93
XII	-328,9	0,75	-246,68	2,55	-96,74

Tabulka 31 Výpočet momentů metodou náhradního rámu [37]

• 3D MODEL

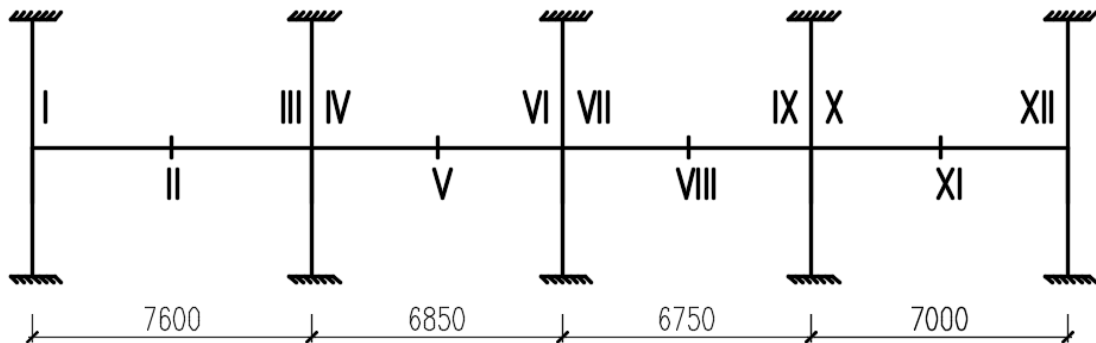


Obr. 89 Momenty z 3D MODELU myD+ [35]



Obr. 90 Momenty z 3D MODELU myD- [35]

• Srovnání výsledků



Obr. 91 Označení bodů na rámu [vlastní]

POROVNÁNÍ MOMENTŮ NA RÁMU				
Umístění	Metoda náhradního rámu		3D MODEL	
	$M_{y,sl}$	$M_{\Delta Ed}$	$M_{y,sl}$	$M_{\Delta Ed}$
	[kNm/m']	[kNm]	[kNm/m']	[kNm]
I	-26,0	104,8	-25,6	114,6
II	41,2		25,7	
III	-101,3		-152,1	
IV	-99,1	204,1	-152,3	252,9
V	71,4		93,8	
VI	-166,2		-165,9	
VII	-114,9	221,4	-169,7	248,9
VIII	59,4		80,9	
IX	-209,1		-166,2	
X	-166,6	235,6	-166,2	212,4
XI	103,9		82,8	
XII	-96,7		-93,0	

Tabulka 32 Porovnávání momentů na náhradním rámu [37]

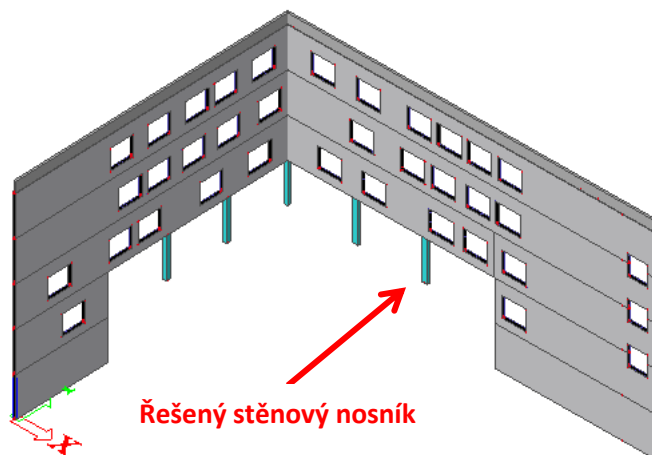
Závěr

Po srovnání momentů z modelu a momentů vypočítaných pomocí metody náhradního rámu, lze říci, že momenty se přibližně shodují. Z 3D modelu vychází značně větší momenty ve vnitřních polích rámu. Naopak rozdíl momentů na posledním úseku (body X, XI a XII) rámu vychází z 3D MODELU menší. Na rám působí zatížení nerovnoměrně, a proto určená šířka sloupového pruhu u metody náhradního rámu nemusí přesně odpovídat skutečnému působení.

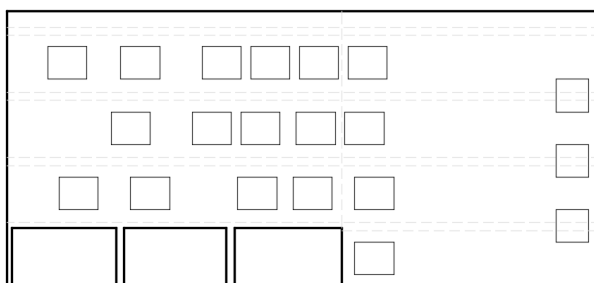
Lze usoudit, že se model dá považovat za věrohodný.

5. Podrobný výpočet - STĚNOVÝ NOSNÍK

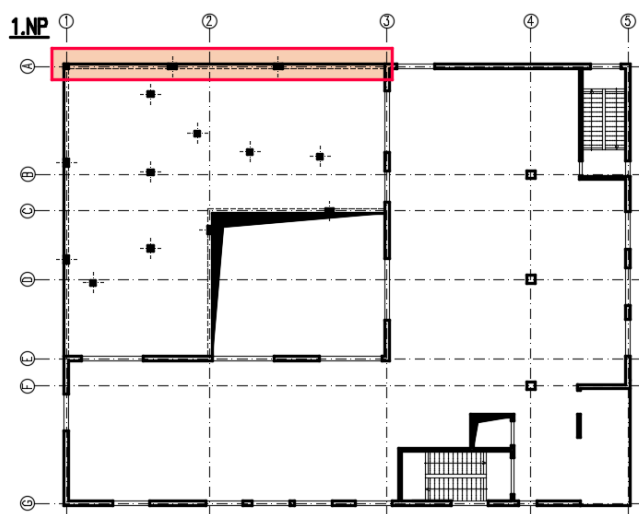
V této části bude podrobněji řešen vybraný stěnový nosník vedoucí přes 3 nadzemní podlaží s mnoha okenními otvory. Tloušťka vybraného spojitého nosníku o třech polích je 300 mm.



Obr. 92 Výřez obvodových konstrukcí z 3D modelu [35]



Obr. 93 Pohled na stěnový nosník [vlastní]



Obr. 94 Půdorys 1.NP s vyznačením řešené části stěnového nosníku [vlastní]

Cílem této kapitoly je analýza nosníku a návrh příslušné výztuže. Z 3D modelu konstrukce z předešlé části, budou vykresleny trajektorie hlavních napětí na nosníku a z nich bude odvozen první model náhradní příhradoviny. Na nejvhodnější model bude následně navržena konkrétní výztuž.

➤ **Obecně**

Za stěnový nosník se označuje konstrukce, jejíž trojnásobek výšky je větší než délka ($3h > l$). Je to plošný rovinný prvek uložený na podporách tak, že prvek je namáhán v jeho rovině.

Charakteristické vlastnosti stěnových nosníků:

- průběh tahových napětí v poli, se příliš neliší od napětí v blízkosti podepření,
- nelze zanedbat smykové deformace,
- celý stěnový nosník je poruchovou D-oblastí.

V těchto nosnících neplatí Bernoulliova hypotéza o zachování rovinnosti průřezu po deformaci. Jedná se tedy o D – oblasti, což jsou oblasti s nespojitostí v geometrii nebo zatížení. V těchto oblastech je porušen ustálený tok průběhu napětí a neplatí zde předpoklad lineárního rozložení poměrných přetvoření jako u oblastí s běžným chováním (B-oblastí).

Obr. 95 Rozdíl v průběhu napětí mezi nosníkem a stěnovým nosníkem [23]

K výpočtu stěnových nosníků se proto musí přistoupit odlišně. V této práci, bude nosník řešen metodou náhradní příhradoviny.

5.1 „Strut-and-tie“ model stěnového nosníku

5.1.1 Metoda náhradní příhradoviny

Příhradový model (model příhradové analogie, „Strut-and-tie“ model) se skládá ze vzpěr (reprezentujících beton; tok tlakového napětí), táhel (reprezentující výztuž) a uzlů, které vzpěry a táhla spojují a zprostředkovávají přenos sil mezi nimi.

Základní pravidla tvorby modelu

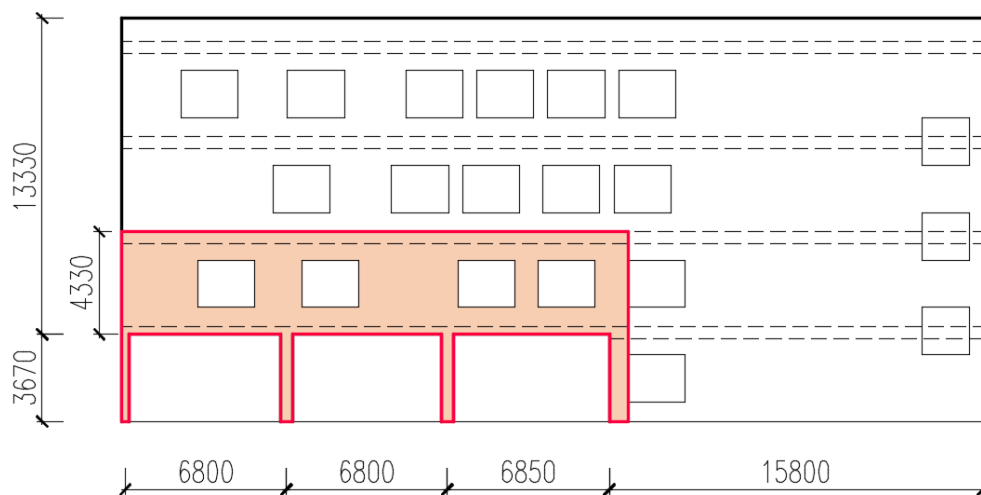
Při tvorbě modelu „Strut-and-tie“, by umístění tlačných a tažených prutů mělo sledovat trajektorie hlavních napětí s odchylkou max. 15°. Vhodný model náhradní příhradoviny je sestaven tak, aby vnější zatížení bylo přenášeno do podpor co nejkratší a nejjednodušší cestou.

Vzpěra se volí rovnoběžně s předpokládaným vznikem hlavních tahových trhlin, které vznikají v důsledku příčných tahů. Vzpěry nesmějí být kolmo na směr hlavních trhlin a nesmí se křížit. Táhla se většinou umísťují tam, kam se skutečně chce umístit výztuž a raději se volí kolmé pruty. Pokud vyjde tažená diagonála, osová síla se rozloží do svislého a vodorovného směru. Táhla se mezi sebou a vzpěrou křížit mohou, při zohlednění změny napětí, které převezme táhlo. Pokud je volen sklon mezi tlačnou diagonálou a táhlem, je vhodné volit ho blízký úhlu 45°, nejméně přibližně 25°.

Takto sestavený příhradový model, by měl minimalizovat vznik trhlin. Na základě těchto znalostí, byl vytvořen „Strut-and-tie“ model stěnového nosníku.

➤ Redukce výšky stěnového nosníku

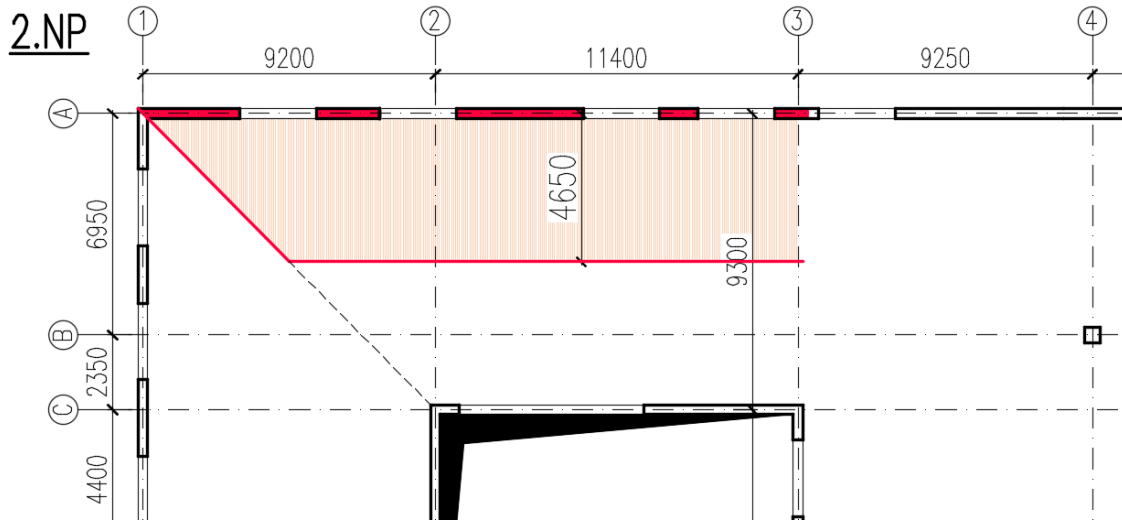
U spojitých stěnových nosníků, kde $h/l > 1$ (zde $h/l = 13,33/6,85 = 1,95 > 1$) je nutné redukovat jeho výšku na $h = l$. V tomto případě výška $h = l$ prochází okny 3.NP podlaží. Proto se zde uvažuje, že stěnový nosník pro návrh výztuže tvoří sloupy prvního podlaží a stěna druhého nadzemního podlaží nad nimi. Desky a stěny ostatních pater působí jako zatížení.



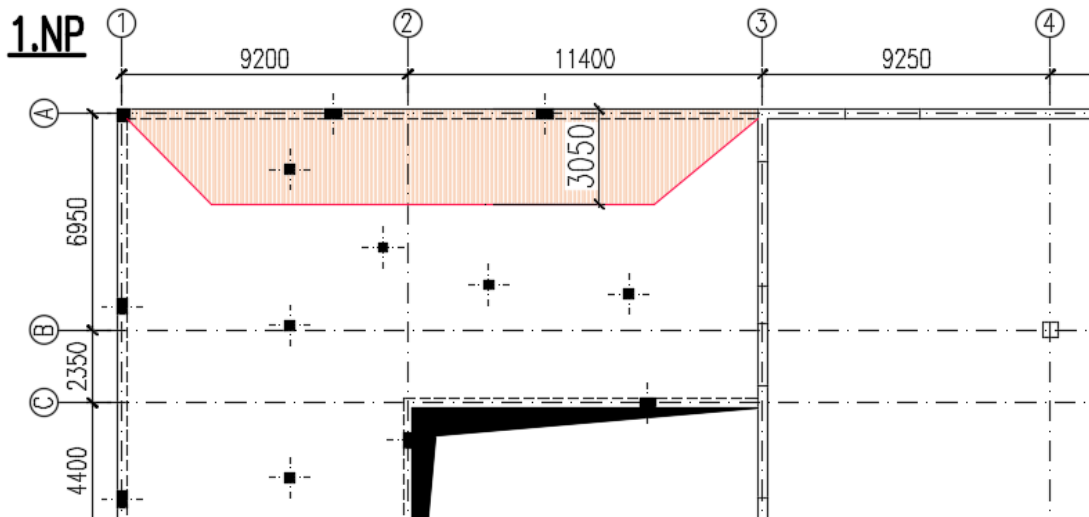
Obr. 96 Zredukovaný stěnový nosník pro vytvoření modelu náhradní příhradoviny [vlastní]

5.1.2 Zatížení

Stěnový nosník je zatížen na horním líci zatížením ze stropních desek 2.NP, 3.NP a 4.NP a na spodním líci je zavěšeno zatížení z desky 1.NP.



Obr. 97 Výřez půdorysem 2.NP s vyznačenou plochou stropní desky, která zatěžuje stěnový nosník [vlastní]

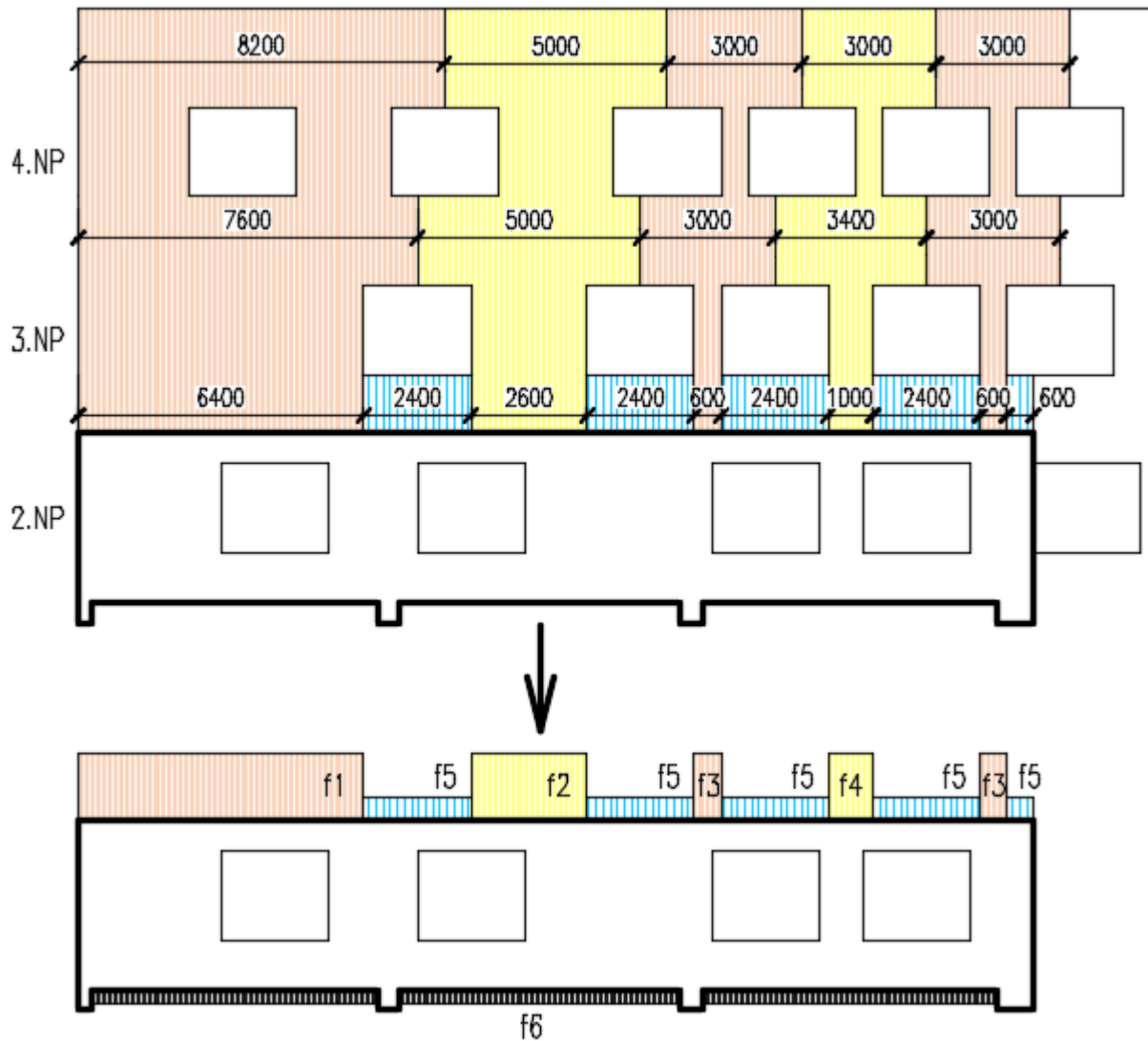


Obr. 98 Výřez půdorysem 1.NP s vyznačenou plochou stropní desky, která zatěžuje stěnový nosník [vlastní]

Zatížení stropními konstrukcemi bylo pro zjednodušení převedeno z lichoběžníkového na konstantní. Všude se uvažuje zatěžovací šířka desky 4,65 m resp. 3,05 m. Toto zjednodušení by nemělo mít podstatný vliv na výsledný průběh napětí.

Jelikož stěny nad uvažovaným nosníkem obsahují mnoho otvorů, je stěnový nosník zatížen nerovnoměrně. Tok zatížení konstrukcí do podpor znázorňují trajektorie hlavních tlakových napětí.

Následující schéma znázorňuje uvažované rozdělení zatížení:



Obr. 99 Schéma rozdělení zatížení na stěnový nosník [vlastní]

➤ Výpočet zatížení

POZN. Zatížení:

- atika → $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = 25 \text{ kN/m}^2$
- stěna → $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 3,5 \text{ m} = 87,5 \text{ kN/m}^2$
- stěna → $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,8 \text{ m} = 20 \text{ kN/m}^2$

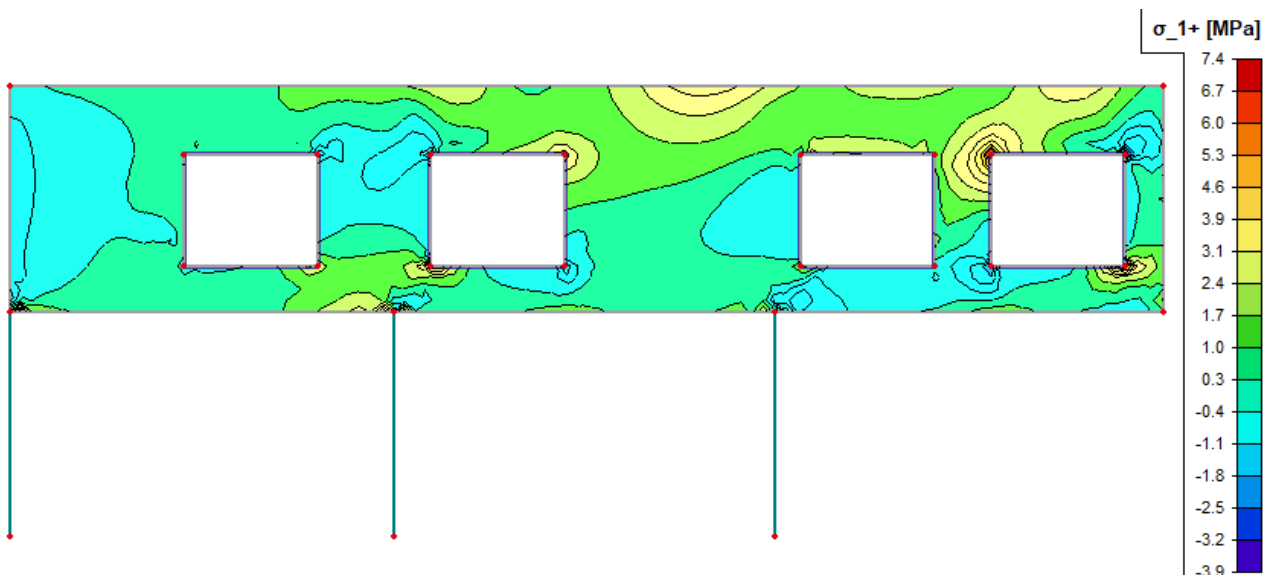
Zatížení stěnového nosníku																		
Výpočet		f1				f2				f3				f4				
Zatížení	$\gamma [-]$	$q [kN/m^2]$	šířka B [m]	redukce L [m]	fd [kN/m]	šířka B [m]	redukce L [m]	fd [kN/m]	šířka B [m]	redukce L [m]	fd [kN/m]	šířka B [m]	redukce L [m]	fd [kN/m]				
střeška	1,35	2,3	4,65	8,2	6,4	18,5	5	2,6	27,8	4,65	3	0,6	72,2	4,65	3	1	43,3	
deska 500 mm	1,35	7,91	4,65	8,2	6,4	63,6	5	2,6	95,5	4,65	3	0,6	248,3	4,65	3	1	149,0	
atika	1,35	25	0,3	8,2	6,4	13,0	0,3	2,6	19,5	0,3	3	0,6	50,6	0,3	3	1	30,4	
sníh	1,5	0,56	4,65	8,2	6,4	5,0	4,65	5	2,6	7,5	4,65	3	0,6	19,5	4,65	3	1	11,7
podlaha	1,35	1,6	4,65	7,6	6,4	11,9	4,65	5	2,6	19,3	4,65	3	0,6	50,2	4,65	3,4	1	34,1
deska 500 mm	1,35	7,91	4,65	7,6	6,4	59,0	4,65	5	2,6	95,5	4,65	3	0,6	248,3	4,65	3,4	1	168,8
stěna	1,35	87,5	0,3	7,6	6,4	42,1	0,3	2,6	68,1	0,3	3	0,6	177,2	0,3	3,4	1	120,5	
přem. příčky	1,5	0,8	4,65	7,6	6,4	6,6	4,65	5	2,6	10,7	4,65	3	0,6	27,9	4,65	3,4	1	19,0
užitné patro	1,5	3	4,65	7,6	6,4	24,8	4,65	5	2,6	40,2	4,65	3	0,6	104,6	4,65	3,4	1	71,1
podlaha	1,35	1,6	4,65	6,4	6,4	10,0	4,65	2,6	2,6	10,0	4,65	0,6	0,6	10,0	4,65	1	1	10,0
deska 500 mm	1,35	7,91	4,65	6,4	6,4	49,7	4,65	2,6	2,6	49,7	4,65	0,6	0,6	49,7	4,65	1	1	49,7
stěna	1,35	87,5	0,3	6,4	6,4	35,4	0,3	2,6	35,4	0,3	3	0,6	0,6	35,4	0,3	1	1	35,4
přem. příčky	1,5	0,8	4,65	6,4	6,4	5,6	4,65	2,6	2,6	5,6	4,65	0,6	0,6	5,6	4,65	1	1	5,6
užitné patro	1,5	3	4,65	6,4	6,4	20,9	4,65	2,6	2,6	20,9	4,65	0,6	0,6	20,9	4,65	1	1	20,9
Celkem [kN/m]						366,2					505,8				1120,5			769,6

Zatížení stěnového nosníku									
Výpočet		f5				f6			
Zatížení	$\gamma [-]$	$q [kN/m^2]$	šířka B [m]	redukce L [m]	fd [kN/m]	šířka B [m]	redukce L [m]	fd [kN/m]	šířka B [m]
podlaha	1,35	1,6	4,65	10,0	10,0				
deska 500 mm	1,35	7,91	4,65	49,7	49,7				
stěna	1,35	20	0,3	8,1	8,1				
přem. příčky	1,5	0,8	4,65	5,6	5,6				
užitné patro	1,5	3	4,65	20,9	20,9				
podlaha	1,35	1,69				3,05	7,0		
deska 330 mm	1,35	5,96				3,05	24,5		
stěna	1,35	87,5				0,3	35,4		
přem. příčky	1,5	0,8				3,05	3,7		
užitné patro	1,5	3				3,05	13,7		
Celkem [kN/m]					94,3			84,3	

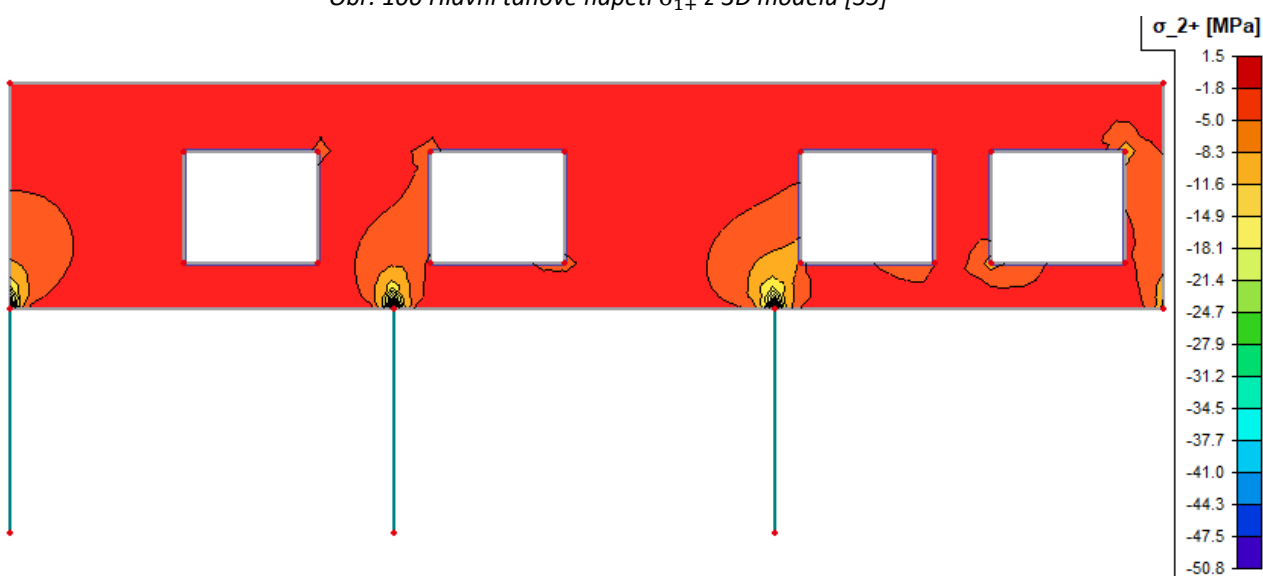
Tabulka 33 Výpočet zatížení na stěnový nosník [37]

5.1.3 Hlavní napětí

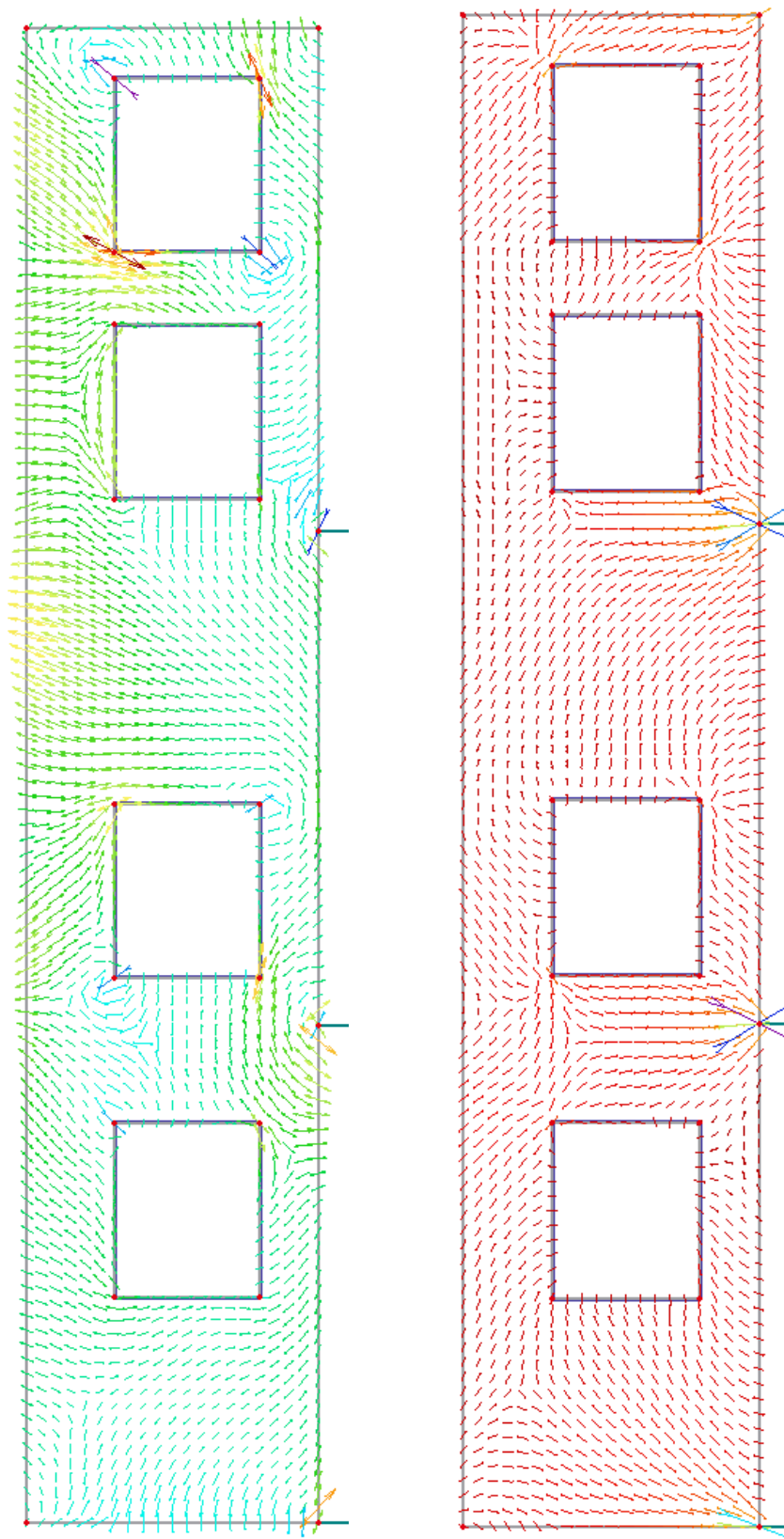
Hlavním podkladem pro vytvoření modelu náhradní příhradoviny je určení průběhu (trajektorií) hlavních napětí po konstrukci. Následující schémata z 3D modelu zobrazují průběh napětí i trajektorie na posuzované části stěnovém nosníku. Na stěně byla zjemněna plošná síť na 0,2 m.



Obr. 100 Hlavní tahové napětí σ_{1+} z 3D modelu [35]



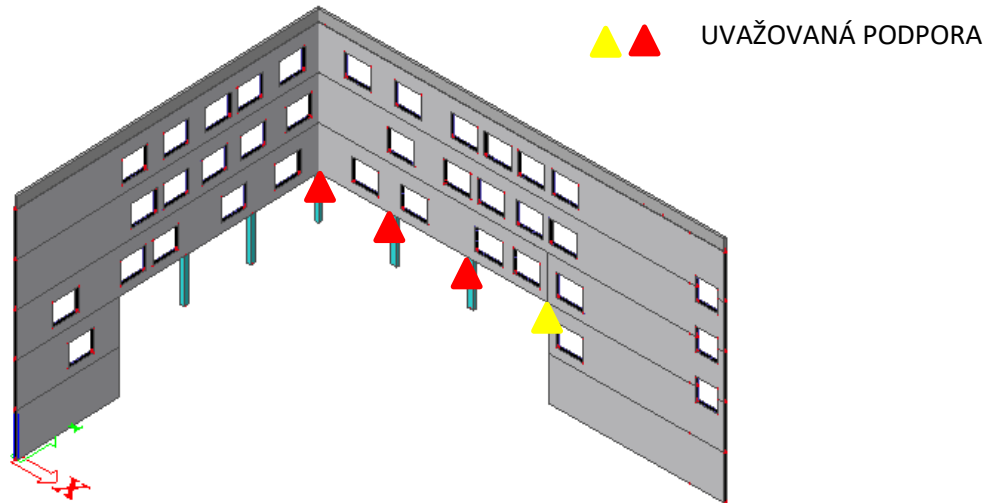
Obr. 101 Hlavní tlakové napětí σ_{2+} z 3D modelu [35]



Obr. 102 Trajektorie hlavních tahových (tlakových) napětí σ_{1+} (σ_{2+}) z 3D modelu [35]

5.1.4 Hledání vhodného modelu náhradní příhradoviny

Podpory příhradového modelu budou uvažovány pouze na spodním líci nosníku v místech sloupů a navazující stěny. Boční strany budou ponechány jako volné. Na pravé straně (žlutý trojúhelníček), kde stěnový nosník navazuje na stěnu oslabenou velkými otvory, je tlak přenášen kolmo dolů na stěně široké 800 mm. Toto místo je tak zjednodušeně uvažováno jako sloup této šířky. Na levé straně, kde je stěnový nosník kolmo spojen s druhým stěnovým nosníkem, je vodorovná podpora zanedbána, jelikož nelze přesně určit tuhost tohoto spojení.



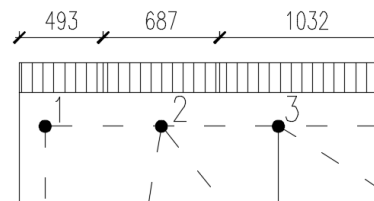
Obr. 103 Výřez obvodových konstrukcí z 3D modelu [35]

Jednotlivé pruty příhradového modelu budou vzájemně propojeny pomocí kloubů. Tímto propojením bude zajištěn přenos výhradně normálových sil.

Pro zajištění pouze osově namáhaných prvků v příhradovém modelu bude zatížení do konstrukce vnášeno pouze ve styčnicích. Síly do styčnic jsou vypočítány ze zatěžovacích délek jednotlivých styčniců a jsou zadávány již jako návrhové.

Příklad výpočtu síly:

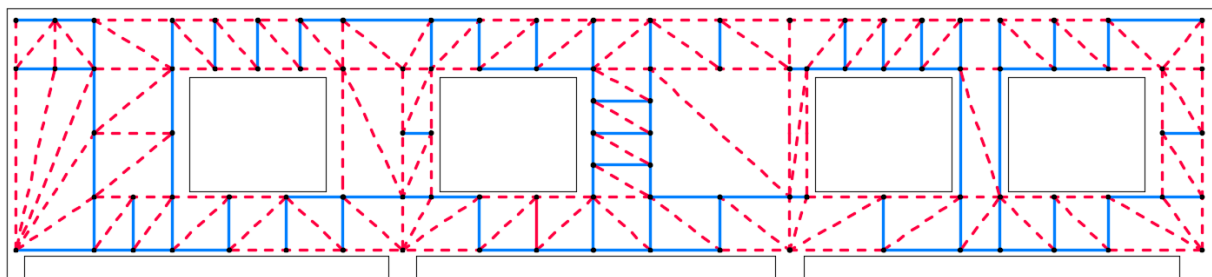
$$F_1 = L_1 * f_1 = 0,493 \text{ m} * 366,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 180,5 \text{ kN}$$



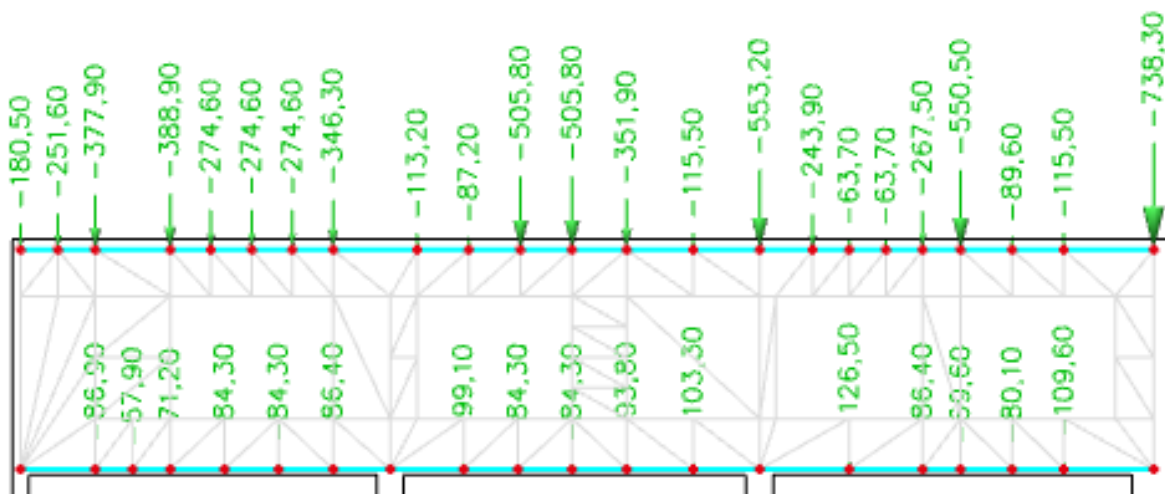
➤ Model č. 1

Na začátku hledání vhodného modelu náhradní příhradoviny byla snaha co nejpřesněji kopírovat trajektorie hlavního napětí. Dle nich byl vytvořen první model, který byl zatížen, a byly vykresleny vnitřní normálové síly v prutech.

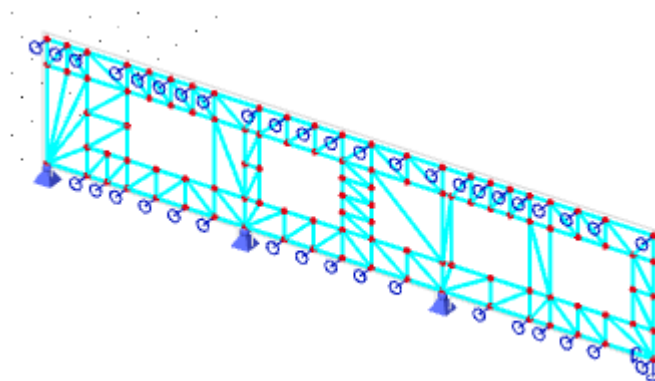
Tahově namáhané pruty jsou dle zvyklostí označeny modře plně, tlačené pak červeně čárkovaně.



Obr. 104 Příhradový model konstrukce č. 1 [vlastní]

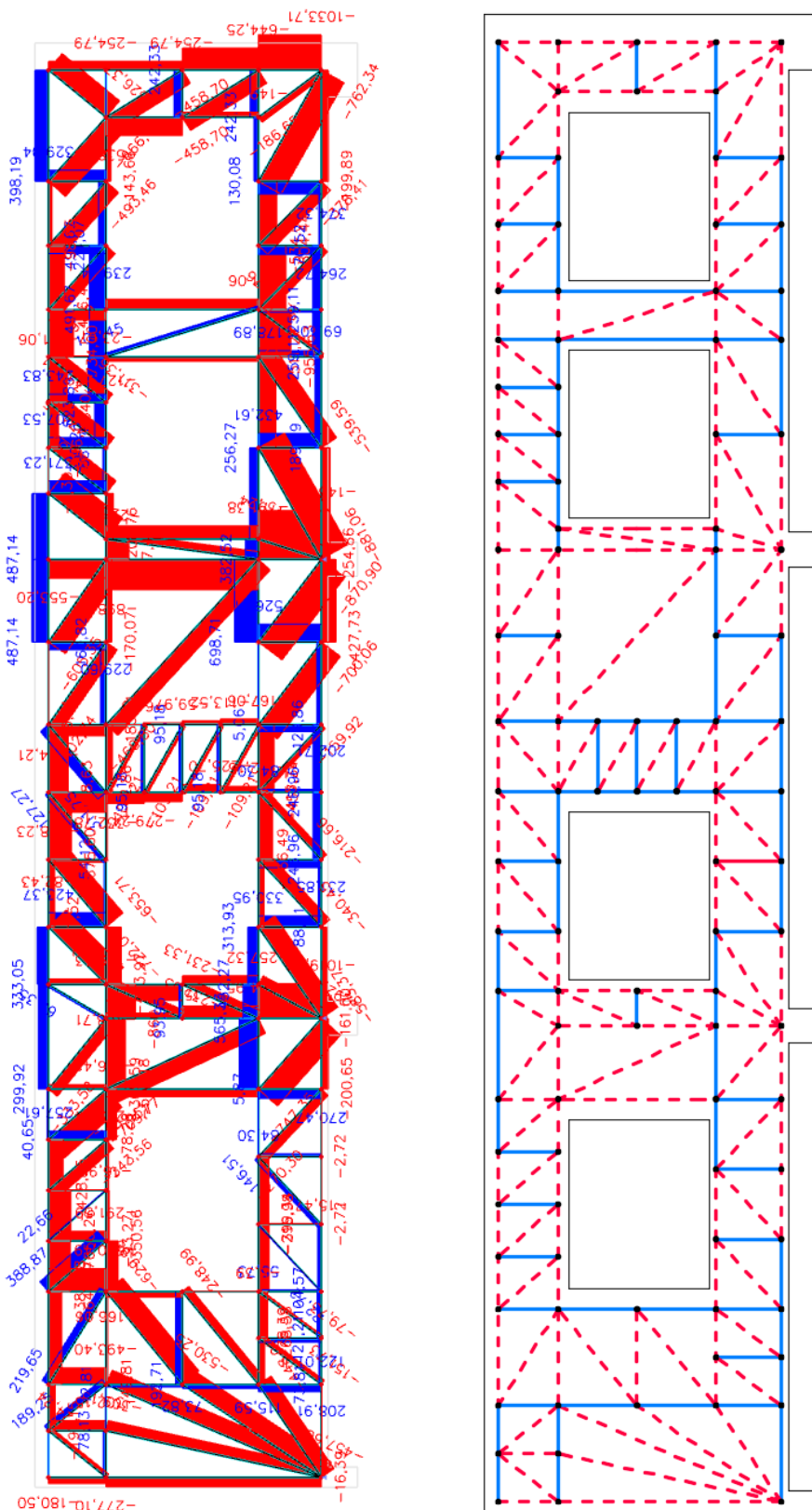


Obr. 105 Zatížení styčníků příhradového modelu č. 1 [35]



Obr. 106 Podpory příhradového modelu [35]

Podpora nahrazující železobetonové sloupy byla modelována jako kloub (x , y , z - tuhý). Krajní podpora uchycuje navíc nosník proti potočení v rovině prvku (R_x – tuhý). Styčníky v horním i spodním lící byly navíc uchyceny ve vodorovném směru (y - tuhý), kvůli stabilitě konstrukce. V těchto místech je ve skutečnosti stropní železobetonová deska.

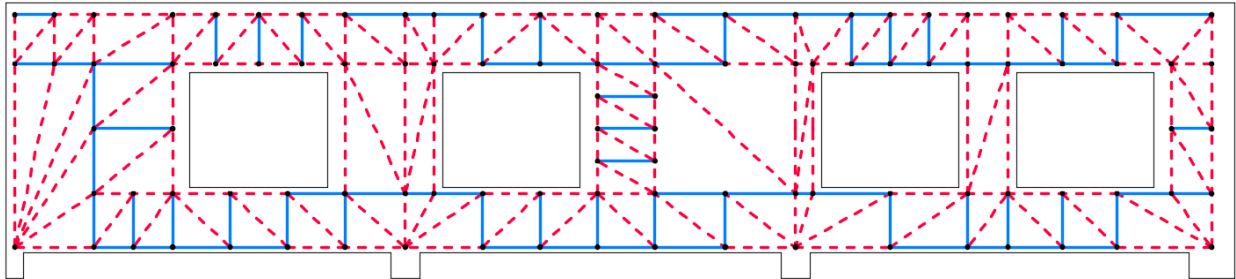


Obr. 107 Výsledné normálové síly na modelu + srovnání s předpokládanými tlačeními a taženými pruty [35+vlastní]

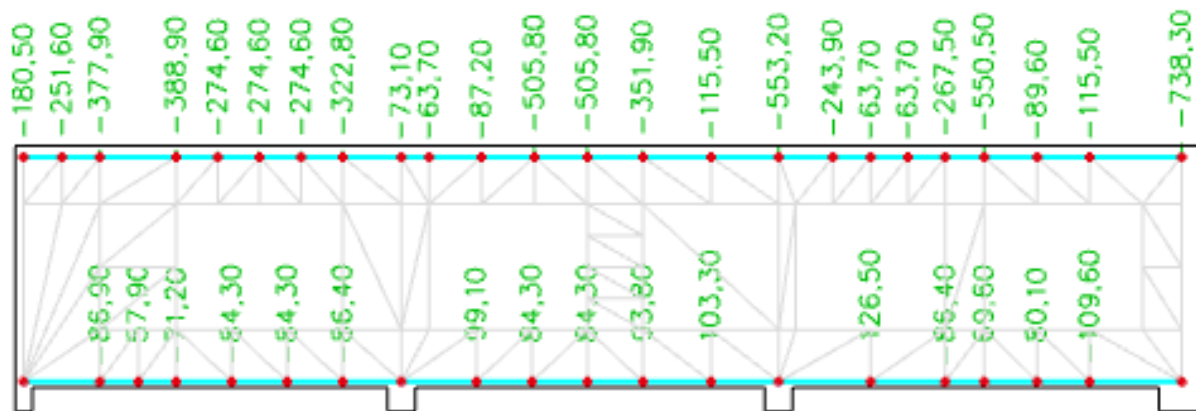
Po zatížení konstrukce a vykreslení výsledných normálových sil v prutech se ukázalo, že tah a tlak není v prutech rozdělen přesně tak, jak se předpokládalo. Některé šikmé pruty vyšly tažené. Naopak v některých svislých prutech, kde byl předpokládán tah kvůli zavěšenému zatížení, vychází tlak. To je pravděpodobně způsobeno tím, že zavěšené zatížení je mnohem menší, než zatížení na horním líci konstrukce, které tah přetlačí.

Model byl proto dále upřesňován. Šikmé pruty s tahem byly otočeny.

➤ **Model č. 2**

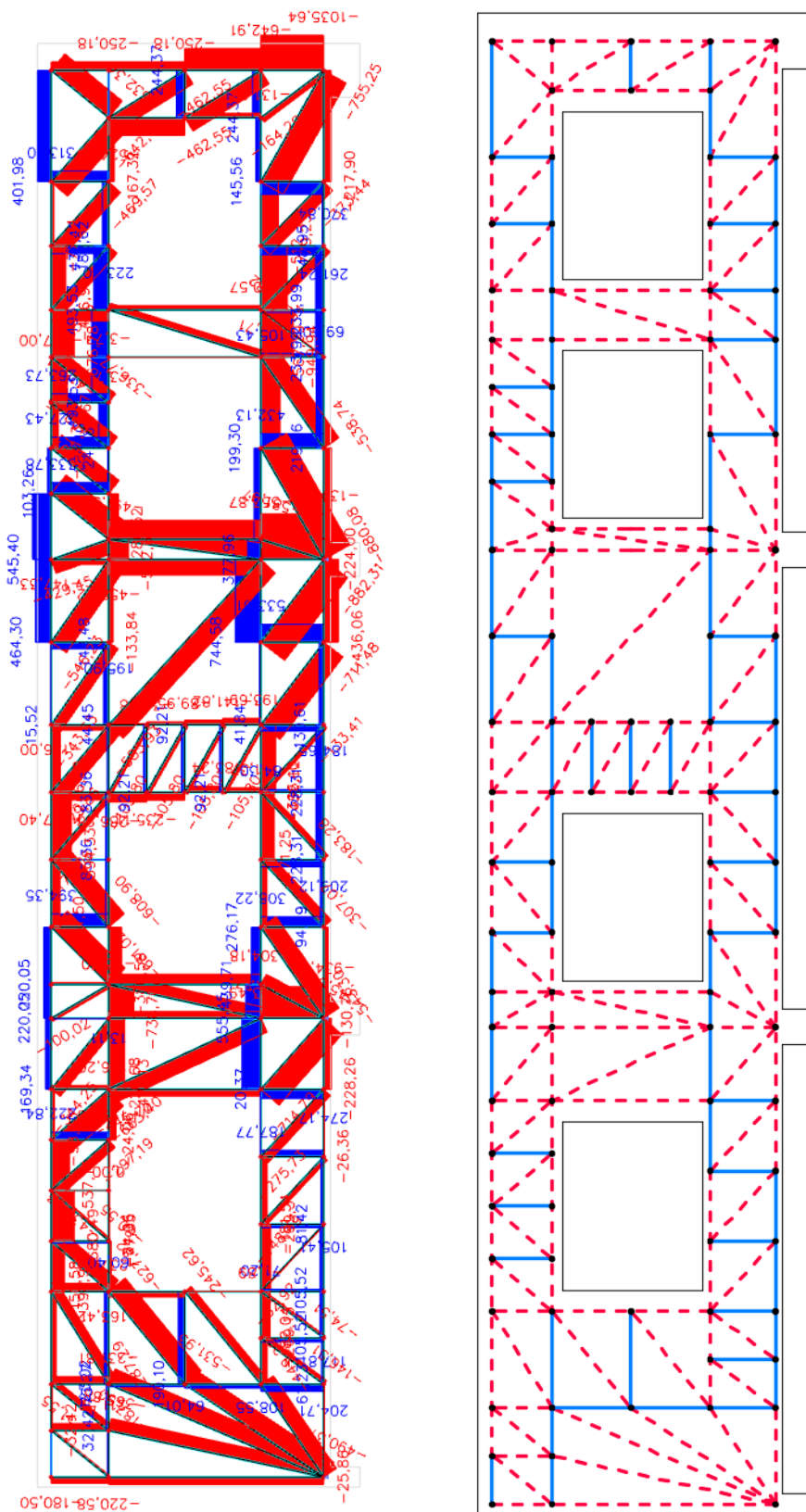


Obr. 108 Příhradový model konstrukce č. 2 [vlastní]



Obr. 109 Zatížení styčníků příhradového modelu č. 2 [35]

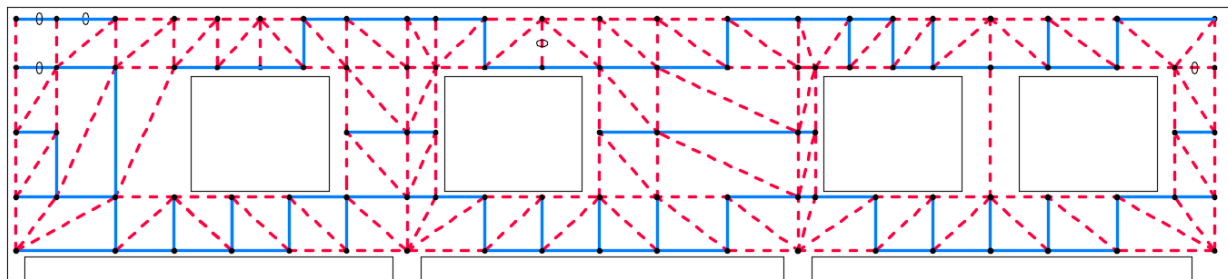
Na tomto modelu již vychází všechny šikmé pruty tlačené, tak jak chceme. Na modelu je patrné působení jakýchsi kleneb vznikajících vždy nad a pod okny a vedoucích tlak do podpor. Do kleneb pod okny je zavěšena stropní deska 1.NP.



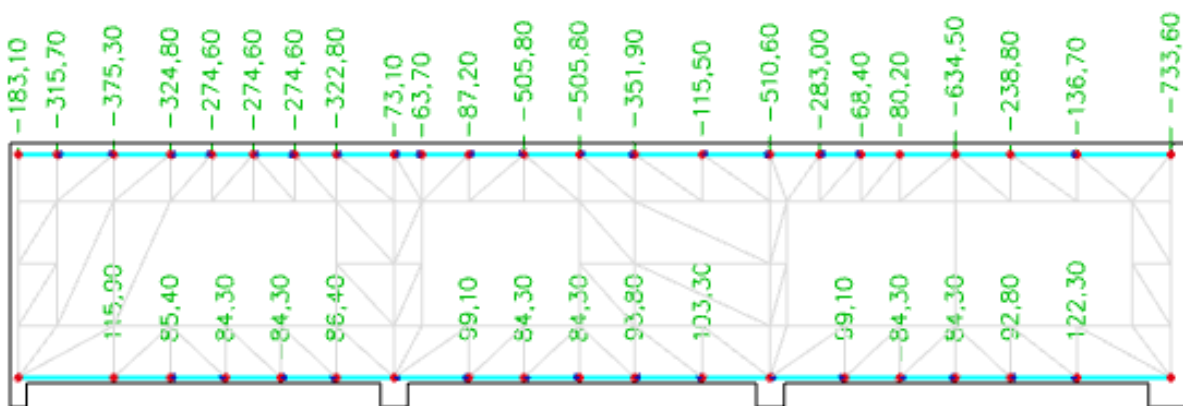
Obr. 110 Výsledné normálové síly + rozkreslení tlačných a ťažených prutů na modelu č. 2 [35 + vlastní]

➤ **Model č. 3**

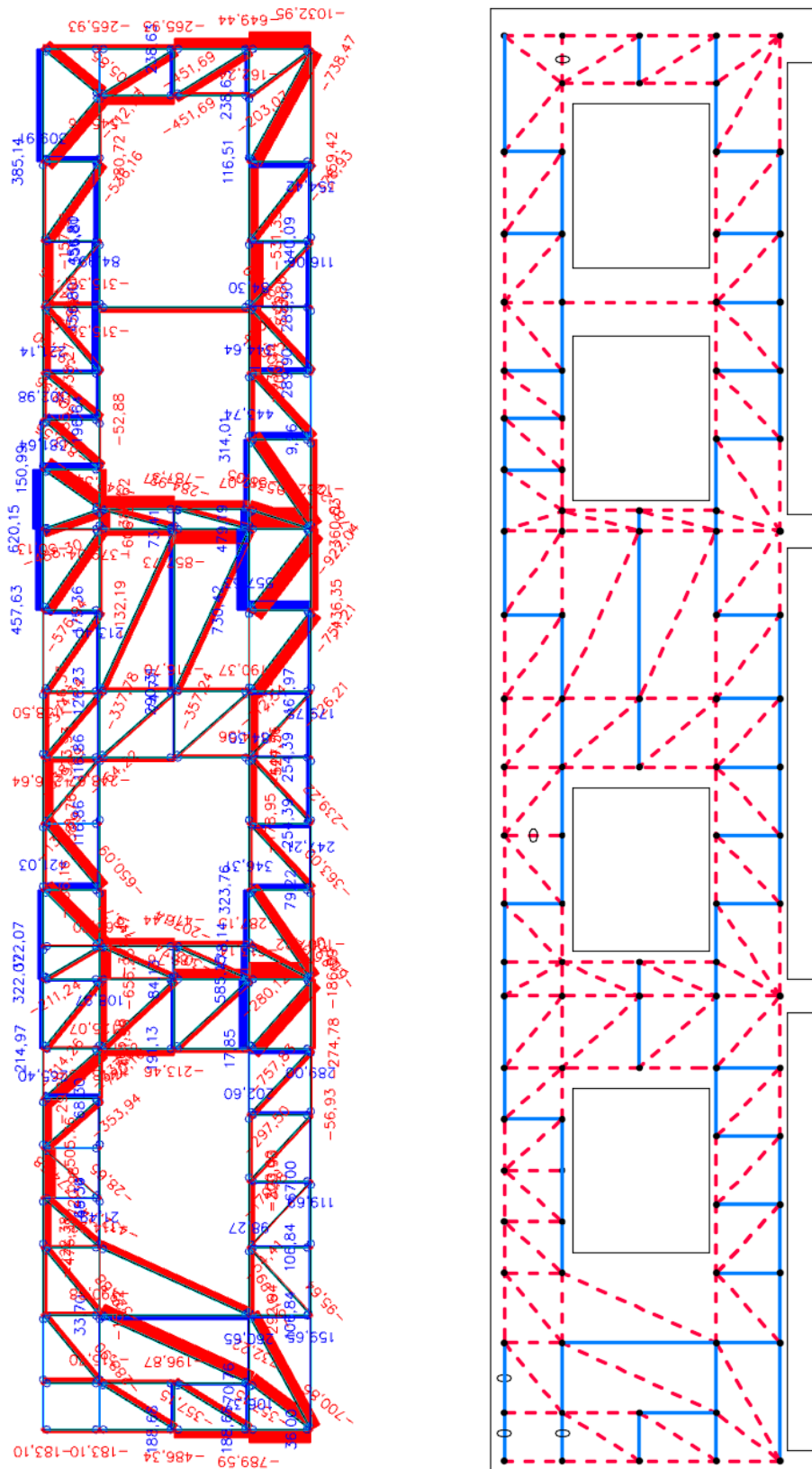
Na tomto modelu byla některá místa zjednodušena a některá naopak doplněna o další pruty a dál se sledovaly normálové síly v konstrukci.



Obr. 111 Příhradový model konstrukce č. 3 [vlastní]



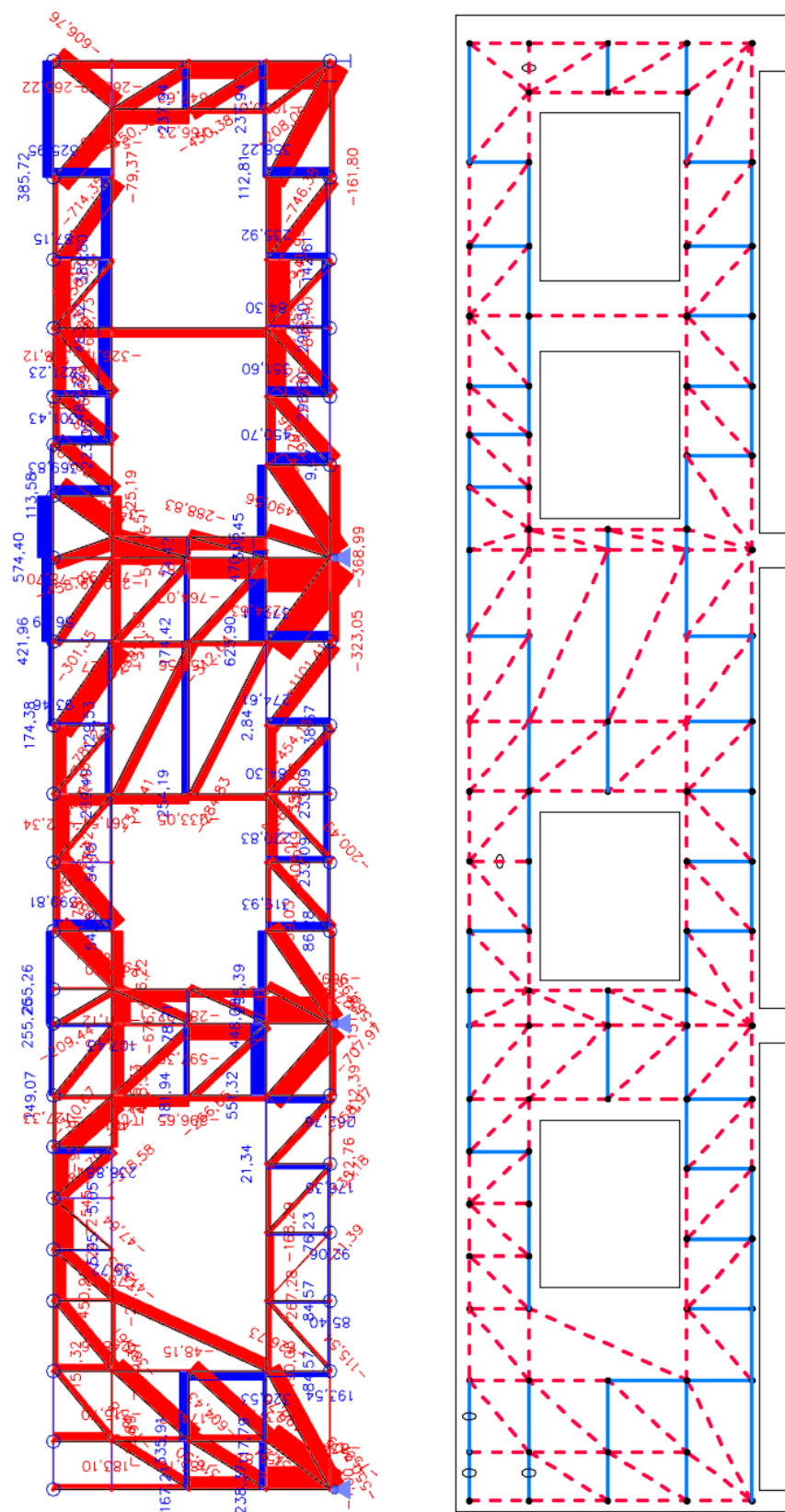
Obr. 112 Zatížení styčnicků příhradového modelu č. 3 [35]



Obr. 113 Výsledné normálové síly + vykreslení tažených a tlačенých prutů na modelu č. 3 [35 + vlastní]

➤ **Model č. 4**

Model č. 4 je skoro totožný s modelem č. 3., byly pouze doplněny dva pruty na levém okraji konstrukce. Zatížení tohoto modelu je tedy stejné. Tento model se jeví jako nejlepší, nejvíce vystihující tlaky a tahy v konstrukci. Tato příhradovina byla uvažována pro další výpočty.



Obr. 114 Výsledné normálové síly + vykreslení tažených a tlačенých prutů na modelu č. 4 [35 + vlastní]

5.1.5 Určení statické neurčitosti příhradové konstrukce.

$$s_n = p + r_{ext} - 2 * n$$

Počet prutů	$p = 224$
Počet uzlů	$n = 102$
Počet vazeb odebraných vnějšími podporami	$r_{ext} = 4$

$$s_n = 224 + 4 - 2 * 100 = 28$$

Příhradová konstrukce je 28x staticky neurčitá. Vnitřní síly se přerozdělují v závislosti na tuhosti jednotlivých prvků. U příhradové konstrukce se jedná se o normálovou tuhost EA.

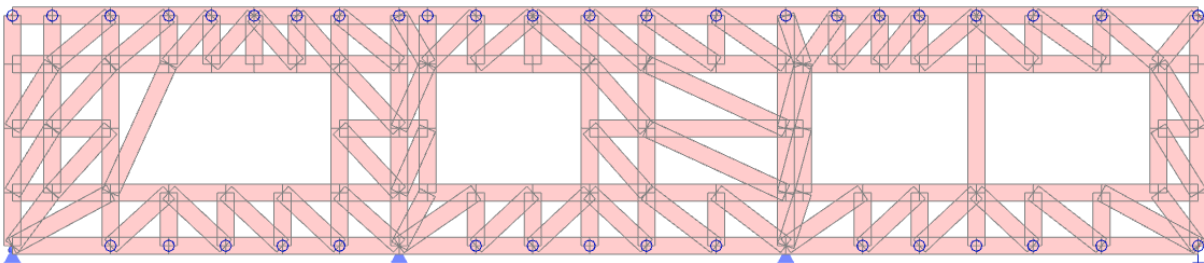
V první fázi výpočtu jsou všechny pruty konstrukce modelovány jako betonové průřezu 300 x 300 mm. Dle výsledných sil se následně upraví rozměry tlačných prvků – betonových vzpěr podle skutečné velikosti a tažené prvky se změni na ocelové tyče o průřezové ploše odpovídající ploše betonářské výztuže.

5.1.6 Optimalizace „Strut-and-tie“ modelu stěnového nosníku

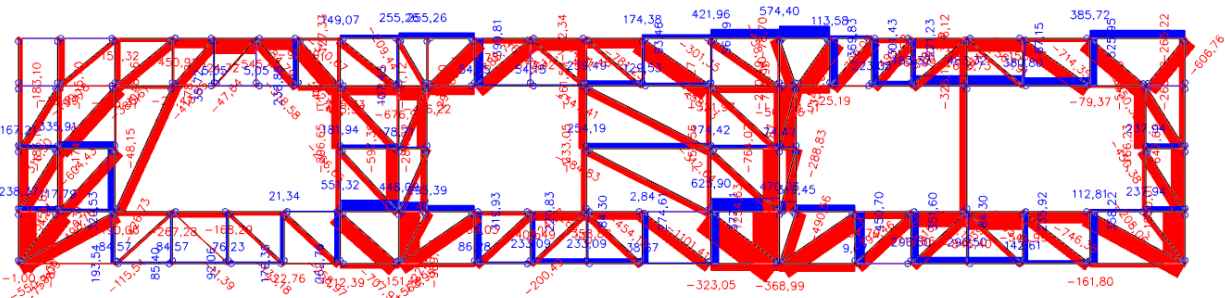
V následujících obrázcích jsou prvky, jimž je přiřazen jako materiál beton, zobrazeny růžově, zatímco prvky z oceli modře.

➤ 1. Krok

Všechny prvky modelovány jako betonové průřezu 300 x 300 mm.



Obr. 115 Konstrukce - 1. Krok [35]



Obr. 116 Vnitřní síly - 1. Krok [35]

Srovnání změny sil v modelu														
OZN	N1 [kN]	N2 [kN]	OZN	N1 [kN]	N2 [kN]	OZN	N1 [kN]	N2 [kN]	OZN	N1 [kN]	N2 [kN]	OZN	N1 [kN]	N2 [kN]
B1	-1,00	-39,13	B46	-315,70	-315,70	B91	-284,02	-141,78	B136	-233,05	-216,48	B181	221,23	168,08
B2	84,57	60,39	B47	-199,18	-144,44	B92	-461,12	-298,47	B137	-214,27	-199,22	B182	301,43	248,28
B3	84,57	60,39	B48	-248,16	-283,10	B93	295,39	283,52	B138	-159,56	-116,09	B183	369,83	316,68
B4	76,23	65,65	B49	-386,61	-434,17	B94	319,93	313,99	B139	-250,49	-169,21	B184	574,40	487,79
B5	-22,76	-19,73	B50	-13,89	-11,18	B95	-169,03	-172,27	B140	-764,07	-898,12	B185	113,58	64,48
B6	-212,39	-195,75	B51	-123,37	-165,13	B96	-324,27	-315,54	B141	-347,41	-394,02	B186	-212,75	-214,95
B7	-759,09	-853,05	B52	0,00	0,00	B97	86,28	21,74	B142	254,19	242,89	B187	-460,99	-419,41
B8	-834,93	-816,83	B53	0,00	0,00	B98	220,83	214,89	B143	-284,83	-272,17	B188	-351,51	-294,91
B9	-550,71	-505,29	B54	-153,32	-111,19	B99	-200,49	-191,76	B144	-258,43	-354,08	B189	-25,19	-15,48
B10	193,54	206,20	B55	-426,73	-418,38	B100	-406,49	-403,33	B145	174,42	175,38	B190	223,05	188,98
B11	-115,54	-134,38	B56	-78,02	-47,65	B101	84,30	84,30	B146	625,90	542,58	B191	-390,49	-321,64
B12	85,40	85,40	B57	-26,47	-44,68	B102	233,09	162,15	B147	-312,64	-385,75	B192	-493,22	-422,33
B13	-11,39	7,19	B58	5,05	6,92	B103	-358,88	-360,74	B148	-569,56	-423,76	B193	-799,09	-734,03
B14	92,06	79,40	B59	5,05	6,92	B104	2,84	-13,01	B149	-350,62	-506,51	B194	-458,01	-492,60
B15	-135,18	-116,60	B60	-205,73	-183,77	B105	377,91	367,30	B150	74,42	45,09	B195	-618,73	-547,02
B16	176,36	163,70	B61	238,88	216,12	B106	274,61	264,00	B151	-745,95	-574,79	B196	87,15	59,62
B17	-258,97	-240,38	B62	-318,58	-288,22	B107	-265,50	-249,92	B152	-466,87	-405,69	B197	-158,57	-125,73
B18	262,76	250,10	B63	-47,64	-77,99	B108	-454,15	-436,59	B153	470,06	303,56	B198	380,80	316,59
B19	-707,97	-599,20	B64	0,00	0,00	B109	233,09	162,15	B154	-288,83	-175,01	B199	325,95	298,42
B20	-969,43	-1148,62	B65	35,72	58,48	B110	38,67	-20,85	B155	-1254,63	-1328,14	B200	385,72	386,18
B21	-322,46	-160,97	B66	-413,85	-444,21	B111	255,26	225,59	B156	-490,56	-426,28	B201	-606,76	-607,48
B22	-563,95	-553,47	B67	-450,91	-445,39	B112	-688,74	-689,11	B157	-1101,41	-1002,51	B202	-714,35	-671,84
B23	-151,18	-209,32	B68	-724,72	-739,29	B113	399,81	400,07	B158	-323,05	-368,59	B203	-79,37	-104,71
B24	238,37	271,96	B69	-545,46	-600,20	B114	-416,22	-450,66	B159	319,45	172,69	B204	-563,91	-516,28
B25	117,79	97,52	B70	-684,79	-654,43	B115	54,15	20,02	B160	450,70	475,97	B205	0,00	0,00
B26	-190,05	-173,80	B71	-92,39	-167,21	B116	54,15	20,02	B161	-368,99	-429,51	B206	-265,22	-264,67
B27	-267,28	-278,58	B72	-127,33	-82,35	B117	-231,75	-261,69	B162	-794,46	-838,99	B207	-548,63	-533,71
B28	-168,29	-193,20	B73	149,07	129,81	B118	-577,42	-607,98	B163	-334,79	-518,22	B208	-265,22	-264,67
B29	21,34	-17,18	B74	-435,52	-360,54	B119	-412,34	-411,36	B164	9,07	-24,28	B209	237,94	230,43
B30	551,32	431,38	B75	-310,67	-382,15	B120	0,00	0,00	B165	351,60	376,87	B210	-450,38	-436,17
B31	448,09	359,75	B76	107,43	89,71	B121	-617,33	-617,73	B166	-516,30	-553,39	B211	237,94	230,43
B32	167,21	122,36	B77	-209,44	-188,89	B122	-163,65	-163,25	B167	-712,86	-923,46	B212	-166,23	-163,38
B33	335,91	338,57	B78	-63,70	-63,70	B123	-467,46	-496,87	B168	296,50	290,30	B213	-647,62	-635,01
B34	-498,76	-502,70	B79	255,26	225,59	B124	174,38	146,40	B169	84,30	84,30	B214	-450,38	-436,17
B35	-237,81	-309,96	B80	-676,99	-657,57	B125	421,96	323,84	B170	-392,51	-429,60	B215	-208,06	-204,48
B36	-451,21	-514,78	B81	181,94	141,27	B126	239,49	247,26	B171	-846,40	-1024,56	B216	-1030,01	-1005,34
B37	-451,82	-379,75	B82	78,71	69,64	B127	129,53	136,15	B172	296,50	290,30	B217	-161,80	-299,09
B38	320,53	347,15	B83	-266,65	-207,05	B128	-321,97	-246,32	B173	235,92	291,33	B218	358,22	413,63
B39	-604,43	-724,83	B84	-193,80	-171,47	B129	-78,70	-46,09	B174	-210,15	-291,53	B219	112,81	107,46
B40	-48,15	-24,45	B85	-597,39	-840,57	B130	56,29	7,62	B175	-326,12	-406,80	B220	-746,38	-861,85
B41	-174,12	-211,25	B86	-88,05	-150,74	B131	93,46	94,45	B176	-326,12	-406,80	B221	-541,99	-648,65
B42	-316,50	-231,61	B87	-295,60	-454,49	B132	-144,31	-145,83	B177	-341,59	-259,53	B222	-385,12	-475,59
B43	0,00	0,00	B88	-327,24	-375,51	B133	-781,23	-782,95	B178	-134,56	-92,05	B223	142,61	76,82
B44	-183,10	-183,10	B89	-401,58	-298,55	B134	-301,35	-215,98	B179	483,32	386,73			
B45	-183,10	-183,10	B90	-206,65	-147,19	B135	-361,57	-339,29	B180	483,32	386,73			

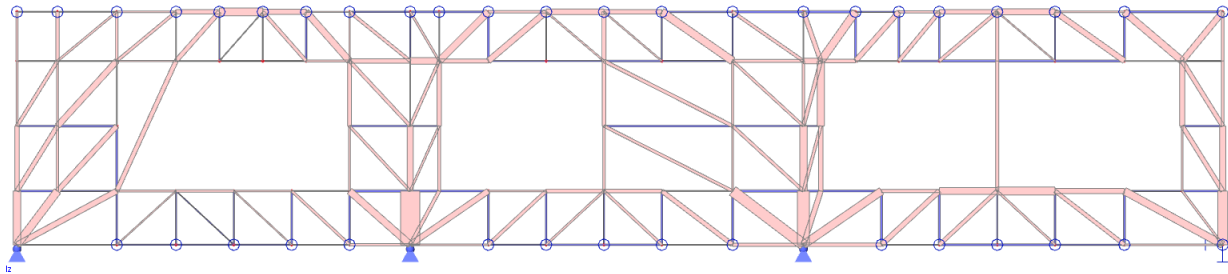
Tabulka 34 Srovnání vnitřních sil kroku 1 a 2 [37]

POZN. Oranžově jsou označeny pruty, u kterých se změnilo znaménko.

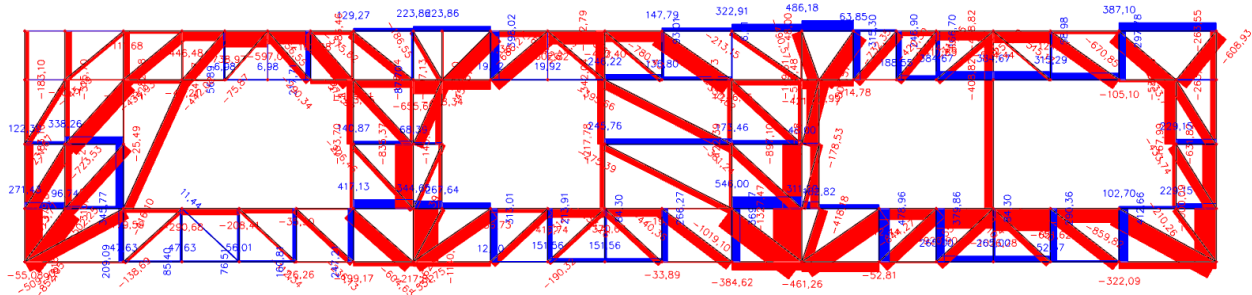
Závěr

Po přiřazení konkrétních průřezů a materiálů odpovídajících působení sil v příhradě se změnilo rozložení vnitřních sil a mírně se změnilo chování konstrukce. Pět prutů otočilo znaménko normálové síly. Tyto pruty byly proto příslušně změněny na beton/ocel a vnitřní síly znovu vypočítány.

➤ **Krok 3**



Obr. 120 Konstrukce - 3. Krok [35]



Obr. 121 Vnitřní síly - 3. Krok [35]

Závěr

Na tyto síly bude dále navržena konkrétní výztuž a posouzeny vztěry.

5.2 Návrh a posouzení prvků příhradového modelu

Pokud se nemění tloušťka stěnového nosníku, je pro návrh nejdůležitější posoudit napětí ve styčnicích a táhlech. V této kapitole bude dimenzována výztuž stěnového nosníku včetně jejich kotevních a přesahových délek.

Při výpočtu se vychází z těchto předpokladů:

- síly v prutech jsou v rovnováze a jednoosé,
- konstrukce se chová dle teorie plasticity,
- zanedbává se působení betonu v tahu,
- zatížení je vnášeno do modelů přes uzly.

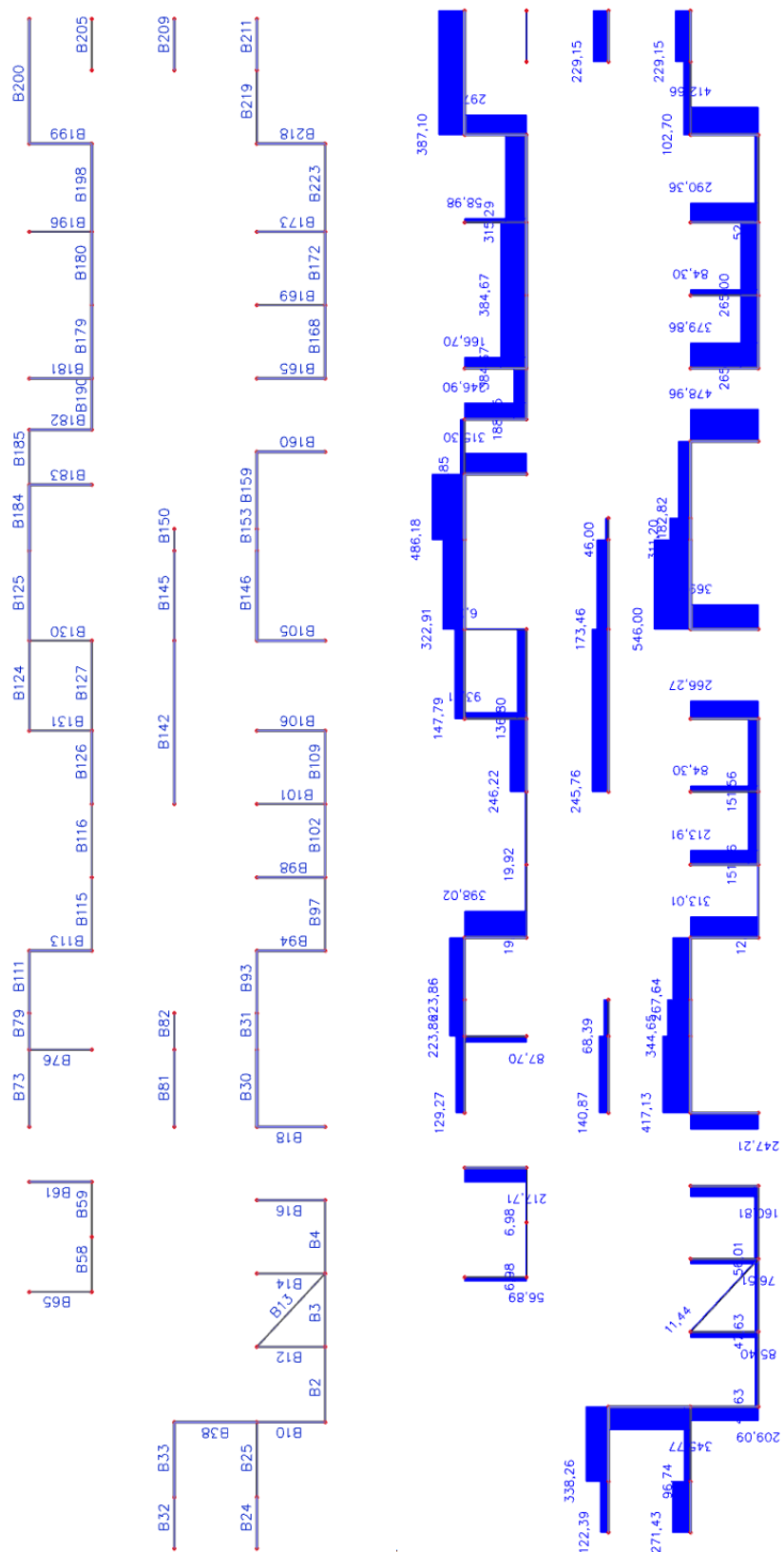
5.2.1 Tažené prvky - táhla

Potřebná plocha výztuže táhla se stanoví z osové síly a maximálního napětí ve výztuži. Dimenzování výztuže je spočteno v tabulce č. 35 na základě těchto vzorců:

$$A_{s,rqd} = N_i / f_{yd} \quad \text{potřebná plocha výztuže}$$

$$n_{i,rqd} = \frac{A_{s,rqd,i}}{A_{s1,i}} = \frac{A_{s,rqd,i}}{\pi \cdot \phi^2 / 4} \quad \text{potřebný počet prutů}$$

$$A_{s,prov} = n_i \cdot A_{s1,i} \quad \text{navržená plocha výztuže}$$



Obr. 122 Označení tažených prutů a výsledné normálové síly pro návrh [35]

Zelenou a bílou barvou jsou označeny pruty, které společně tvoří souvislé táhlo, samostatné pruty jsou vyznačeny fialově. První část tabulky s modrým označením prutu jsou pruty vodorovné, s oranžovým označením prutu jsou pruty svislé.

NÁVRH A POSOUZENÍ TÁHEL								
PRUT	N_i [kN]	$A_{s,req}$ [mm ²]	\varnothing [mm]	$A_{s1,i}$ [mm ²]	$n_{i,rqd}$ [ks]	n_i [ks]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	POSOUZENÍ
B2	47,63	109,55	8	50,27	2,2	3	150,80	VYHOVUJE
B3	47,63	109,55	8	50,27	2,2	3	150,80	VYHOVUJE
B4	56,01	128,82	8	50,27	2,6	3	150,80	VYHOVUJE
B24	271,44	624,31	12	113,10	5,5	6	678,58	VYHOVUJE
B25	96,76	222,55	12	113,10	2,0	6	678,58	VYHOVUJE
B30	417,15	959,45	12	113,10	8,5	9	1017,88	VYHOVUJE
B31	344,85	793,16	12	113,10	7,0	9	1017,88	VYHOVUJE
B93	267,64	615,57	12	113,10	5,4	9	1017,88	VYHOVUJE
B32	122,39	281,50	12	113,10	2,5	7	791,68	VYHOVUJE
B33	338,28	778,04	12	113,10	6,9	7	791,68	VYHOVUJE
B58	6,98	16,05	8	50,27	0,3	1	50,27	VYHOVUJE
B59	6,98	16,05	8	50,27	0,3	1	50,27	VYHOVUJE
B73	129,27	297,32	12	113,10	2,6	5	565,49	VYHOVUJE
B79	223,86	514,88	12	113,10	4,6	5	565,49	VYHOVUJE
B111	223,86	514,88	12	113,10	4,6	5	565,49	VYHOVUJE
B81	140,87	324,00	8	50,27	6,4	7	351,86	VYHOVUJE
B82	68,39	157,30	8	50,27	3,1	7	351,86	VYHOVUJE
B97	12,2	28,06	8	50,27	0,6	7	351,86	VYHOVUJE
B102	151,56	348,59	8	50,27	6,9	7	351,86	VYHOVUJE
B109	151,56	348,59	8	50,27	6,9	7	351,86	VYHOVUJE
B115	19,96	45,91	12	113,10	0,4	6	678,58	VYHOVUJE
B116	19,96	45,91	12	113,10	0,4	6	678,58	VYHOVUJE
B126	246,22	566,31	12	113,10	5,0	6	678,58	VYHOVUJE
B127	136,8	314,64	12	113,10	2,8	6	678,58	VYHOVUJE
B124	147,79	339,92	12	113,10	3,0	10	1130,97	VYHOVUJE
B125	322,91	742,69	12	113,10	6,6	10	1130,97	VYHOVUJE
B184	486,18	1118,21	12	113,10	9,9	10	1130,97	VYHOVUJE
B185	63,85	146,86	12	113,10	1,3	10	1130,97	VYHOVUJE
B142	245,76	565,25	12	113,10	5,0	6	678,58	VYHOVUJE
B145	173,46	398,96	12	113,10	3,5	6	678,58	VYHOVUJE
B150	46	105,80	12	113,10	0,9	6	678,58	VYHOVUJE
B146	546	1255,80	12	113,10	11,1	12	1357,17	VYHOVUJE
B153	311,2	715,76	12	113,10	6,3	12	1357,17	VYHOVUJE
B159	182,82	420,49	12	113,10	3,7	12	1357,17	VYHOVUJE
B168	265	609,50	12	113,10	5,4	6	678,58	VYHOVUJE
B172	265	609,50	12	113,10	5,4	6	678,58	VYHOVUJE
B223	52,57	120,91	12	113,10	1,1	6	678,58	VYHOVUJE
B179	384,67	884,74	12	113,10	7,8	8	904,78	VYHOVUJE
B180	384,67	884,74	12	113,10	7,8	8	904,78	VYHOVUJE
B190	188,55	433,67	12	113,10	3,8	8	904,78	VYHOVUJE
B198	315,29	725,17	12	113,10	6,4	8	904,78	VYHOVUJE
B200	387,1	890,33	12	113,10	7,9	8	904,78	VYHOVUJE
B209	229,15	527,05	12	113,10	4,7	5	565,49	VYHOVUJE
B211	229,15	527,05	12	113,10	4,7	5	565,49	VYHOVUJE
B219	101,04	232,39	12	113,10	2,1	5	565,49	VYHOVUJE

B10	209,09	480,91	12	113,10	4,3	8	904,78	VYHOVUJE
B38	345,77	795,27	12	113,10	7,0	8	904,78	VYHOVUJE
B12	85,40	196,42	12	113,10	1,7	2	226,19	VYHOVUJE
B14	76,51	175,97	12	113,10	1,6	2	226,19	VYHOVUJE
B16	160,81	369,86	12	113,10	3,3	4	452,39	VYHOVUJE
B18	247,21	568,58	12	113,10	5,0	6	678,58	VYHOVUJE
B61	217,71	500,73	12	113,10	4,4	5	565,49	VYHOVUJE
B65	56,89	130,85	12	113,10	1,2	2	226,19	VYHOVUJE
B76	87,7	201,71	12	113,10	1,8	2	226,19	VYHOVUJE
B94	313,01	719,92	12	113,10	6,4	7	791,68	VYHOVUJE
B98	213,91	491,99	12	113,10	4,4	5	565,49	VYHOVUJE
B101	84,3	193,89	12	113,10	1,7	2	226,19	VYHOVUJE
B105	369,57	850,01	12	113,10	7,5	8	904,78	VYHOVUJE
B106	266,27	612,42	12	113,10	5,4	6	678,58	VYHOVUJE
B113	398,02	915,45	12	113,10	8,1	9	1017,88	VYHOVUJE
B130	6,01	13,82	12	113,10	0,1	1	113,10	VYHOVUJE
B131	93,01	213,92	12	113,10	1,9	2	226,19	VYHOVUJE
B160	478,96	1101,61	12	113,10	9,7	10	1130,97	VYHOVUJE
B165	379,86	873,68	12	113,10	7,7	8	904,78	VYHOVUJE
B169	84,3	193,89	12	113,10	1,7	2	226,19	VYHOVUJE
B173	290,36	667,83	12	113,10	5,9	6	678,58	VYHOVUJE
B181	166,7	383,41	12	113,10	3,4	4	452,39	VYHOVUJE
B182	246,9	567,87	12	113,10	5,0	6	678,58	VYHOVUJE
B183	315,3	725,19	12	113,10	6,4	7	791,68	VYHOVUJE
B196	58,98	135,65	12	113,10	1,2	2	226,19	VYHOVUJE
B199	297,78	684,89	12	113,10	6,1	7	791,68	VYHOVUJE
B218	412,66	949,12	12	113,10	8,4	9	1017,88	VYHOVUJE

Tabulka 35 Návrh a posouzení táhel [37]

➤ Kotvení a přesahové délky pro výztuž táhel

Kotvení a přesahové délky byly spočteny na základě těchto vzorců:

- Základní kotevní délka

$$l_{b,rqd} = \frac{\sigma_{sd}}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} \quad \text{mezní napětí v soudržnosti}$$

- $\eta_1 = 1$ dobré podmínky
- $\eta_2 = 1$ pro výztuž $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,33 = 3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_s} * f_{yd} \quad \text{návrhové napětí prutu v místě kotvení}$$

- Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

- $\alpha_1 = 1$ přímý prut
- $\alpha_2 = 1 - 0,15 * \frac{c_d - \varnothing}{\varnothing}$ vliv min. betonové krycí vrstvy; zde uvažujeme $c_d = c = 30 \text{ mm}$
- $\alpha_3 = 1$ výztuž není ovinuta

- $\alpha_4 = 1$ bez přivařené výztuže

- $\alpha_5 = 1$

Musí platit $\alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 \geq 0,7$ a proto zde $\alpha_2 \geq 0,7$.

$l_{b,min} = \max(0,3 * l_{b,rqd}; 10 * \emptyset; 100)$ minimální kotevní délka

• **Přesahová délka**

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

$$\alpha_6 = \left(\frac{\rho_1}{25}\right)^{0,5} \leq 1,5 \quad \text{kde } \rho_1 \text{ je procento stykované výztuže}$$

$$\alpha_6 = \left(\frac{50}{25}\right)^{0,5} = 1,414 \quad \text{pro 50% stykované výztuže}$$

$l_{0,min} = \max(0,3 * \alpha_6 * l_{b,rqd}; 15 * \emptyset; 200)$ minimální přesahová délka

1.) PRUT \emptyset 8 mm (výpočet pro nejvíce využitý prut \rightarrow B102)

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_s} * f_{yd} = \frac{348,59}{351,86} * 435 = 431 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{8}{4} * \frac{431}{3} = 287,3 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 * \frac{30 - 8}{8} = 0,588 \geq 0,7 \rightarrow \alpha_2 = 0,7$$

$l_{b,min} = \max(0,3 * 287,3; 10 * 8; 100) = \max(86,2; 80; 100) = 100 \text{ mm}$

$l_{bd} = 0,7 * 287,3 \cong 210 \text{ mm} \geq l_{b,min} = 100 \text{ mm}$

\rightarrow VYHOVUJE

$l_{0,min} = \max(0,3 * 1,414 * 287,3; 15 * 8; 200) = \max(121,9; 120; 200) = 200 \text{ mm}$

$l_0 = 0,7 * 1,414 * 287,3 \cong 290 \text{ mm} \leq l_{0,min} = 200 \text{ mm}$

\rightarrow VYHOVUJE

2.) PRUT \emptyset 12 mm (výpočet pro nejvíce využitý prut \rightarrow B184)

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_s} * f_{yd} = \frac{1118,21}{1130,97} * 435 = 430,1 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} * \frac{430,1}{3} = 430,1 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 * \frac{30 - 12}{12} = 0,775 > 0,7$$

$l_{b,min} = \max(0,3 * 430,1; 10 * 12; 100) = \max(129; 120; 100) = 129 \text{ mm}$

$l_{bd} = 0,775 * 430,1 \cong 340 \text{ mm} \geq l_{b,min} = 129 \text{ mm}$

\rightarrow VYHOVUJE

$l_{0,min} = \max(0,3 * 1,414 * 430,1; 15 * 12; 200) = \max(182,4; 180; 200) = 200 \text{ mm}$

$l_0 = 0,775 * 1,414 * 430,1 \cong 480 \text{ mm} \leq l_{0,min} = 200 \text{ mm}$

\rightarrow VYHOVUJE

5.2.2 Tlačené prvky - vzpěry

V dalším kroku musejí být navrženy betonové vzpěry a dimenzována výztuž na příčné tahy.

Potřebná plocha tlačené vzpěry se stanoví z osově síly a maximálního tlakového namáhání. V oblastech s trhlinami je však nutné návrhové napětí na mezi únosnosti pro betonové tlačené pruty redukovat.

Návrhovou pevnost lze uvažovat dle vztahu:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 * v' * f_{cd} \quad \text{kde: } v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{30}{250} = 0,88$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 * 0,88 * 20 = 10,56 \text{ MPa}$$

Potom potřebná plocha vzpěry:

$$A_{vz,rqd} = \frac{N_i}{\sigma_{Rd,max}}$$

Jelikož je znám jeden rozměr vzpěry (\rightarrow šířka stěnového nosníku 300 mm), lze dopočítat potřebnou šířku vzpěry:

$$b_{min} = \frac{A_{vz,rqd}}{300}$$

Každou tlačenou vzpěru doprovází vznik příčných tahů. Dle [16] budou příčné tahové síly zjednodušeně a konzervativně uvažovány hodnotou 25% tlakové síly ve vzpěře. Tyto síly je potřeba zachytit výztuží rovnoměrně rozmístěnou po celé délce vzpěry. Proto bude do celé plochy stěnového nosníku navržena ortogonální vázaná výztužná síť, která zachytí většinu příčných tahů.

➤ Návrh základního rastru vázané výztuže

Stěnové nosníky je nutné při každém povrchu opatřit plošnou výztuží s minimální průřezovou plochou $A_{s,dbmin} = 0,001 * A_c$, minimálně však $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ v každém směru [koh].

$$A_{s,dbmin} = 0,001 * 0,3 * 1 = 0,0003 \text{ m}^2/\text{m} = 300 \text{ mm}^2/\text{m}$$

NÁVRH SMĚR x: $\varnothing 8 \text{ mm}$ á 150 mm u obou povrchů

$$A_{s,prov,x} = \frac{\pi * 8^2}{4} * \frac{1000}{150} * 2 = 670,2 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,dbmin} = 300 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

NÁVRH SMĚR y: $\varnothing 12 \text{ mm}$ á 150 mm u obou povrchů

$$A_{s,prov,y} = \frac{\pi * 12^2}{4} * \frac{1000}{150} * 2 = 1507,2 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,dbmin} = 300 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

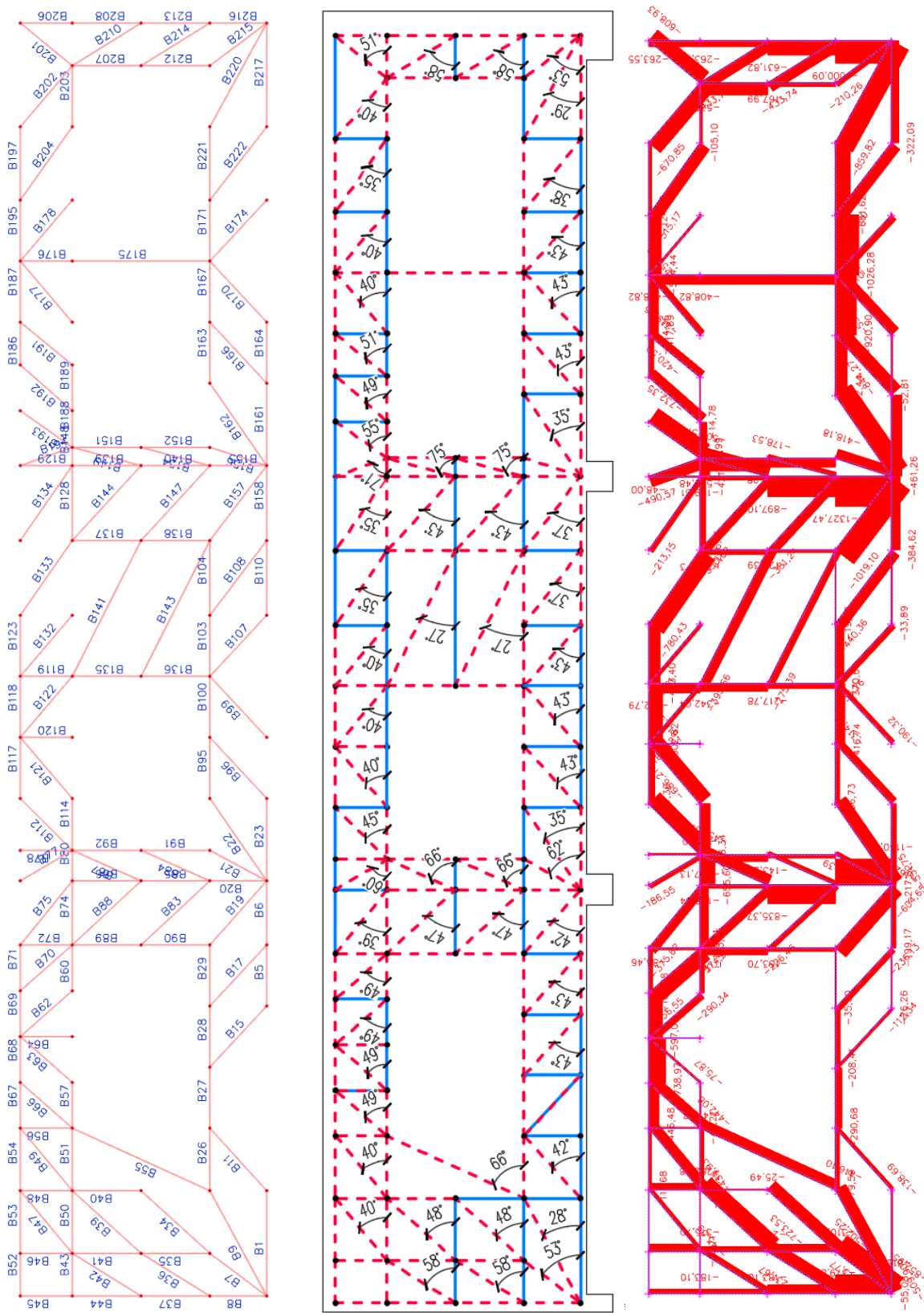
Maximální osová vzdálenost výztužných prutů pak nesmí překročit hodnotu $s_{r,max}$.

$$s_{r,max} = \min(2 * b; 300) = \min(2 * 300; 300) = 300 \text{ mm}$$

Plocha výztuže potřebná pro zachycení příčných tahů bude rozdělena do svislého a vodorovného směru a porovnána s navrženou plochou výztuže základního rastru.

$$A_{s,rqd,x} = \frac{F_{příčné,d}}{\sigma_{Rd,max}} * \cos(\alpha) \quad A_{s,rqd,y} = \frac{F_{příčné,d}}{\sigma_{Rd,max}} * \sin(\alpha)$$

Výpočet potřebné šířky vzpěry, výpočet příčných tahových sil a posouzení základní ortogonální výztuže bude provedeno v tabulce č. 36.



Obr. 123 Označení tlačenných prutů a jejich sklonu a výsledné normálové síly pro návrh [35 + vlastní]

VÝPOČET ŠÍŘKY VZPĚRY A POSOUZENÍ VÝZTUŽNÉ ORTOGONÁLNÍ ÍTĚ											
PRUT	$N_i = F_{id}$ [kN]	b_{min} [mm]	$F_{příčné,d}$ [kN]	θ [°]	$A_{s,rqd,x}$ [mm ²]	$A_{s,prov,x}$ [mm ²]	POSOUZENÍ	$A_{s,rqd,y}$ [mm ²]	$A_{s,prov,y}$ [mm ²]	POSOUZENÍ	
B1	-55,08	17	-13,77	0	31,7	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B5	-26,26	8	-6,57	0	15,1	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B6	-199,17	63	-49,79	0	114,5	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B7	-852,95	269	-213,24	53	295,0	670,2	VYHOVUJE	391,5	1507,2	VYHOVUJE	
B8	-816,02	258	-204,01	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	469,0	1507,2	VYHOVUJE	
B9	-509,90	161	-127,48	28	258,7	670,2	VYHOVUJE	137,6	1507,2	VYHOVUJE	
B11	-138,69	44	-34,67	42	59,2	670,2	VYHOVUJE	53,3	1507,2	VYHOVUJE	
B15	-112,34	35	-28,09	43	47,2	670,2	VYHOVUJE	44,0	1507,2	VYHOVUJE	
B17	-236,13	75	-59,03	43	99,2	670,2	VYHOVUJE	92,6	1507,2	VYHOVUJE	
B19	-604,65	191	-151,16	42	258,2	670,2	VYHOVUJE	232,5	1507,2	VYHOVUJE	
B20	-1140,19	360	-285,05	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	655,3	1507,2	VYHOVUJE	
B21	-162,63	51	-40,66	62	43,9	670,2	VYHOVUJE	82,5	1507,2	VYHOVUJE	
B22	-551,75	174	-137,94	35	259,8	670,2	VYHOVUJE	181,9	1507,2	VYHOVUJE	
B23	-217,82	69	-54,46	0	125,2	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B26	-179,59	57	-44,90	0	103,2	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B27	-290,68	92	-72,67	0	167,1	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B28	-208,41	66	-52,10	0	119,8	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B29	-35,50	11	-8,88	0	20,4	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B34	-502,25	159	-125,56	48	193,1	670,2	VYHOVUJE	214,5	1507,2	VYHOVUJE	
B35	-310,22	98	-77,56	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	178,3	1507,2	VYHOVUJE	
B36	-513,77	162	-128,44	58	156,5	670,2	VYHOVUJE	250,4	1507,2	VYHOVUJE	
B37	-379,80	120	-94,95	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	218,3	1507,2	VYHOVUJE	
B39	-723,53	228	-180,88	48	278,2	670,2	VYHOVUJE	309,0	1507,2	VYHOVUJE	
B40	-25,49	8	-6,37	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	14,6	1507,2	VYHOVUJE	
B41	-211,61	67	-52,90	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	121,6	1507,2	VYHOVUJE	
B42	-231,67	73	-57,92	58	70,6	670,2	VYHOVUJE	112,9	1507,2	VYHOVUJE	
B44	-183,10	58	-45,78	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	105,2	1507,2	VYHOVUJE	
B45	-183,10	58	-45,78	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	105,2	1507,2	VYHOVUJE	
B46	-315,70	100	-78,93	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	181,4	1507,2	VYHOVUJE	
B47	-145,09	46	-36,27	40	63,9	670,2	VYHOVUJE	53,6	1507,2	VYHOVUJE	
B48	-282,68	89	-70,67	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	162,5	1507,2	VYHOVUJE	
B49	-434,93	137	-108,73	40	191,5	670,2	VYHOVUJE	160,7	1507,2	VYHOVUJE	
B50	-10,71	3	-2,68	0	6,2	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B51	-163,21	52	-40,80	0	93,8	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B54	-111,68	35	-27,92	0	64,2	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B55	-416,10	131	-104,03	66	97,3	670,2	VYHOVUJE	218,5	1507,2	VYHOVUJE	
B56	-47,17	15	-11,79	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	27,1	1507,2	VYHOVUJE	
B57	-43,21	14	-10,80	0	24,8	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B60	-185,11	58	-46,28	0	106,4	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B62	-290,34	92	-72,59	49	109,5	670,2	VYHOVUJE	125,9	1507,2	VYHOVUJE	
B63	-75,87	24	-18,97	49	28,6	670,2	VYHOVUJE	32,9	1507,2	VYHOVUJE	
B66	-442,08	140	-110,52	49	166,7	670,2	VYHOVUJE	191,7	1507,2	VYHOVUJE	
B67	-446,48	141	-111,62	0	256,6	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B68	-738,97	233	-184,74	0	424,7	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B69	-597,07	188	-149,27	0	343,1	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B70	-656,55	207	-164,14	49	247,5	670,2	VYHOVUJE	284,8	1507,2	VYHOVUJE	
B71	-162,68	51	-40,67	0	93,5	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	
B72	-86,46	27	-21,62	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	49,7	1507,2	VYHOVUJE	
B74	-363,65	115	-90,91	0	209,0	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE	

Diplomová práce – Návrh nosné konstrukcie objektu vzdelávacieho centra

B75	-375,62	119	-93,91	39	167,8	670,2	VYHOVUJE	135,9	1507,2	VYHOVUJE
B77	-186,55	59	-46,64	60	53,6	670,2	VYHOVUJE	92,8	1507,2	VYHOVUJE
B78	-63,70	20	-15,93	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	36,6	1507,2	VYHOVUJE
B80	-655,60	207	-163,90	0	376,8	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B83	-206,46	65	-51,62	47	80,9	670,2	VYHOVUJE	86,8	1507,2	VYHOVUJE
B84	-168,39	53	-42,10	66	39,4	670,2	VYHOVUJE	88,4	1507,2	VYHOVUJE
B85	-835,37	264	-208,84	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	480,1	1507,2	VYHOVUJE
B86	-148,64	47	-37,16	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	85,4	1507,2	VYHOVUJE
B87	-451,51	143	-112,88	66	105,5	670,2	VYHOVUJE	237,1	1507,2	VYHOVUJE
B88	-374,98	118	-93,75	47	147,0	670,2	VYHOVUJE	157,6	1507,2	VYHOVUJE
B89	-304,64	96	-76,16	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	175,1	1507,2	VYHOVUJE
B90	-153,70	49	-38,43	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	88,3	1507,2	VYHOVUJE
B91	-143,24	45	-35,81	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	82,3	1507,2	VYHOVUJE
B92	-297,13	94	-74,28	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	170,8	1507,2	VYHOVUJE
B95	-186,73	59	-46,68	0	107,3	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B96	-314,11	99	-78,53	43	132,0	670,2	VYHOVUJE	123,1	1507,2	VYHOVUJE
B99	-190,32	60	-47,58	43	80,0	670,2	VYHOVUJE	74,6	1507,2	VYHOVUJE
B100	-416,74	132	-104,19	0	239,5	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B103	-370,66	117	-92,67	0	213,0	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B104	-19,92	6	-4,98	0	11,4	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B107	-253,26	80	-63,32	43	106,4	670,2	VYHOVUJE	99,3	1507,2	VYHOVUJE
B108	-440,36	139	-110,09	37	202,1	670,2	VYHOVUJE	152,3	1507,2	VYHOVUJE
B110	-33,89	11	-8,47	0	19,5	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B112	-686,21	217	-171,55	45	278,9	670,2	VYHOVUJE	278,9	1507,2	VYHOVUJE
B114	-448,34	142	-112,09	0	257,7	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B117	-261,36	83	-65,34	0	150,2	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B118	-602,82	190	-150,71	0	346,4	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B119	-412,79	130	-103,20	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	237,2	1507,2	VYHOVUJE
B121	-614,56	194	-153,64	40	270,6	670,2	VYHOVUJE	227,0	1507,2	VYHOVUJE
B122	-166,42	53	-41,61	40	73,3	670,2	VYHOVUJE	61,5	1507,2	VYHOVUJE
B123	-493,40	156	-123,35	0	283,6	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B128	-246,15	78	-61,54	0	141,5	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B129	-48,00	15	-12,00	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	27,6	1507,2	VYHOVUJE
B132	-143,61	45	-35,90	40	63,2	670,2	VYHOVUJE	53,1	1507,2	VYHOVUJE
B133	-780,43	246	-195,11	35	367,4	670,2	VYHOVUJE	257,3	1507,2	VYHOVUJE
B134	-213,15	67	-53,29	35	100,3	670,2	VYHOVUJE	70,3	1507,2	VYHOVUJE
B135	-342,04	108	-85,51	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	196,6	1507,2	VYHOVUJE
B136	-217,78	69	-54,45	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	125,2	1507,2	VYHOVUJE
B137	-201,73	64	-50,43	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	115,9	1507,2	VYHOVUJE
B138	-122,39	39	-30,60	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	70,3	1507,2	VYHOVUJE
B139	-169,51	54	-42,38	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	97,4	1507,2	VYHOVUJE
B140	-897,10	283	-224,28	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	515,6	1507,2	VYHOVUJE
B141	-395,66	125	-98,92	27	202,6	670,2	VYHOVUJE	103,2	1507,2	VYHOVUJE
B143	-275,39	87	-68,85	27	141,0	670,2	VYHOVUJE	71,9	1507,2	VYHOVUJE
B144	-350,62	111	-87,66	43	147,4	670,2	VYHOVUJE	137,4	1507,2	VYHOVUJE
B147	-381,24	120	-95,31	43	160,2	670,2	VYHOVUJE	149,4	1507,2	VYHOVUJE
B148	-421,27	133	-105,32	0	242,1	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B149	-507,57	160	-126,89	75	75,5	670,2	VYHOVUJE	281,8	1507,2	VYHOVUJE
B151	-570,48	180	-142,62	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	327,9	1507,2	VYHOVUJE
B152	-397,98	126	-99,50	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	228,7	1507,2	VYHOVUJE
B154	-178,53	56	-44,63	75	26,6	670,2	VYHOVUJE	99,1	1507,2	VYHOVUJE
B155	-1327,47	419	-331,87	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	762,9	1507,2	VYHOVUJE
B156	-418,18	132	-104,55	72	74,3	670,2	VYHOVUJE	228,6	1507,2	VYHOVUJE

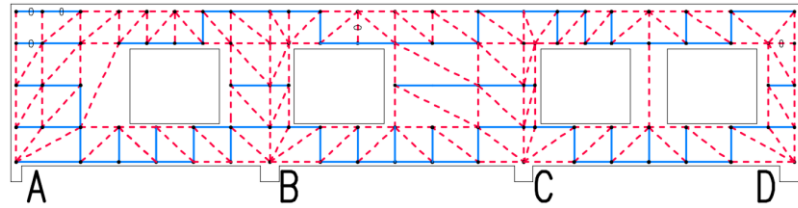
B157	-1019,10	322	-254,78	37	467,8	670,2	VYHOVUJE	352,5	1507,2	VYHOVUJE
B158	-384,62	121	-96,16	0	221,0	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B161	-461,26	146	-115,32	0	265,1	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B162	-844,27	266	-211,07	35	397,5	670,2	VYHOVUJE	278,3	1507,2	VYHOVUJE
B163	-512,44	162	-128,11	0	294,5	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B164	-52,81	17	-13,20	0	30,4	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B166	-557,79	176	-139,45	43	234,4	670,2	VYHOVUJE	218,6	1507,2	VYHOVUJE
B167	-920,90	291	-230,23	0	529,3	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B170	-434,00	137	-108,50	43	182,4	670,2	VYHOVUJE	170,1	1507,2	VYHOVUJE
B171	-1026,28	324	-256,57	0	589,8	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B174	-290,10	92	-72,53	43	121,9	670,2	VYHOVUJE	113,7	1507,2	VYHOVUJE
B175	-408,82	129	-102,21	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	235,0	1507,2	VYHOVUJE
B176	-408,82	129	-102,21	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	235,0	1507,2	VYHOVUJE
B177	-257,40	81	-64,35	40	113,3	670,2	VYHOVUJE	95,1	1507,2	VYHOVUJE
B178	-91,06	29	-22,77	40	40,1	670,2	VYHOVUJE	33,6	1507,2	VYHOVUJE
B186	-214,36	68	-53,59	0	123,2	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B187	-417,69	132	-104,42	0	240,1	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B188	-292,99	92	-73,25	0	168,4	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B189	-14,78	5	-3,70	0	8,5	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B191	-319,85	101	-79,96	51	115,7	670,2	VYHOVUJE	142,9	1507,2	VYHOVUJE
B192	-420,50	133	-105,13	49	158,5	670,2	VYHOVUJE	182,4	1507,2	VYHOVUJE
B193	-732,35	231	-183,09	55	241,4	670,2	VYHOVUJE	344,8	1507,2	VYHOVUJE
B194	-490,57	155	-122,64	71	91,8	670,2	VYHOVUJE	266,6	1507,2	VYHOVUJE
B195	-544,44	172	-136,11	0	312,9	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B197	-124,05	39	-31,01	0	71,3	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B201	-608,93	192	-152,23	51	220,2	670,2	VYHOVUJE	272,0	1507,2	VYHOVUJE
B202	-670,85	212	-167,71	40	295,3	670,2	VYHOVUJE	247,8	1507,2	VYHOVUJE
B203	-105,10	33	-26,28	0	60,4	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B204	-515,17	163	-128,79	35	242,5	670,2	VYHOVUJE	169,8	1507,2	VYHOVUJE
B206	-263,55	83	-65,89	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	151,5	1507,2	VYHOVUJE
B207	-536,26	169	-134,07	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	308,2	1507,2	VYHOVUJE
B208	-263,55	83	-65,89	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	151,5	1507,2	VYHOVUJE
B210	-433,74	137	-108,44	58	132,1	670,2	VYHOVUJE	211,4	1507,2	VYHOVUJE
B212	-167,99	53	-42,00	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	96,5	1507,2	VYHOVUJE
B213	-631,82	199	-157,96	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	363,1	1507,2	VYHOVUJE
B214	-433,74	137	-108,44	58	132,1	670,2	VYHOVUJE	211,4	1507,2	VYHOVUJE
B215	-210,26	66	-52,57	53	72,7	670,2	VYHOVUJE	96,5	1507,2	VYHOVUJE
B216	-1000,09	316	-250,02	90	0,0	670,2	VYHOVUJE	574,8	1507,2	VYHOVUJE
B217	-322,09	102	-80,52	0	185,1	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B220	-859,82	271	-214,96	29	432,2	670,2	VYHOVUJE	239,6	1507,2	VYHOVUJE
B221	-651,62	206	-162,91	0	374,5	670,2	VYHOVUJE	0,0	1507,2	VYHOVUJE
B222	-474,00	150	-118,50	38	214,7	670,2	VYHOVUJE	167,7	1507,2	VYHOVUJE

Tabulka 36 Výpočet šířky vzpěry a posouzení příčných tahů [37]

Závěr:

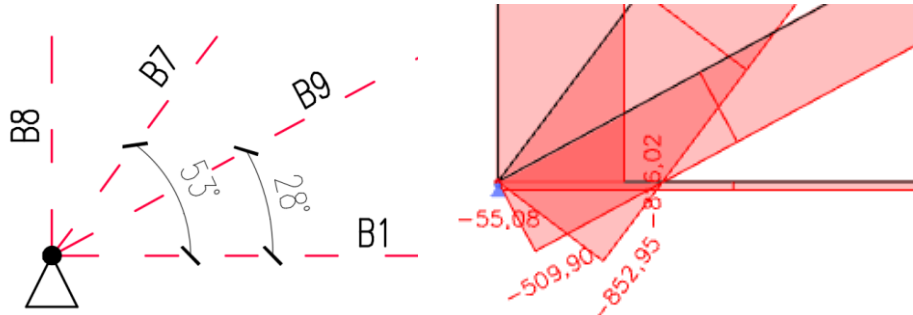
Z tabulky je zřejmé, že navržený rastr plošného vyztužení je pro zachycení příčných tahů dostatečný. V oblasti podpor se však vždy stýká více prutů s velkými tlakovými silami. Proto je vhodné síly v těchto místech sloučit do výslednice a výztuž na příčné tahy posoudit ještě s ohledem na tuto tlakovou sílu.

➤ **Posouzení příčných tahů v rovině stěnového nosníku u podpor**



Obr. 124 Označení styčníků [vlastní]

• **STYČNÍK A**



Obr. 125 Označení prutů ve styčniku A a vykreslení jejich normálových sil [vlastní + 35]

Určení výslednice tlakových sil

Vodorovné složky:

$$\begin{aligned} B8: & 816,02 \cdot \cos(90) = 0 \text{ kN} \\ B7: & 852,95 \cdot \cos(53) = 513,32 \text{ kN} \\ B9: & 509,90 \cdot \cos(28) = 450,21 \text{ kN} \\ B1: & 55,08 \cdot \cos(0) = 55,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

Svislé složky:

$$\begin{aligned} B8: & 816,02 \cdot \sin(90) = 816,02 \text{ kN} \\ B7: & 852,95 \cdot \sin(53) = 681,20 \text{ kN} \\ B9: & 509,90 \cdot \sin(28) = 239,38 \text{ kN} \\ B1: & 55,08 \cdot \sin(0) = 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Výslednice:

$$F_A = \sqrt{(513,32 + 450,21 + 55,08)^2 + (816,02 + 681,20 + 239,38)^2}$$

$$F_A = \mathbf{2013,29 \text{ kN}}$$

Úhel od vodorovné roviny:

$$\theta = \arctan \frac{816,02 + 681,20 + 239,38}{513,32 + 450,21 + 55,08} = \mathbf{59,6^\circ}$$

Příčné tahové síly

$$F_{\text{příčná}} = 0,25 \cdot 2013,29 = 503,32 \text{ kN}$$

Směr x

$$F_{\text{příčná},x} = 503,32 \cdot \cos(59,6) = 254,70 \text{ kN}$$

$$A_{s,rqd,x} = \frac{F_{\text{příčná},x}}{f_{yd}} = \frac{254,70}{435 \cdot 10^3} = 585,52 \text{ mm}^2 < 670,2 \text{ mm}^2$$

➔ **VYHOVUJE**

Směr y

$$F_{příčná,y} = 503,32 * \sin (59,6) = 434,12 \text{ kN}$$

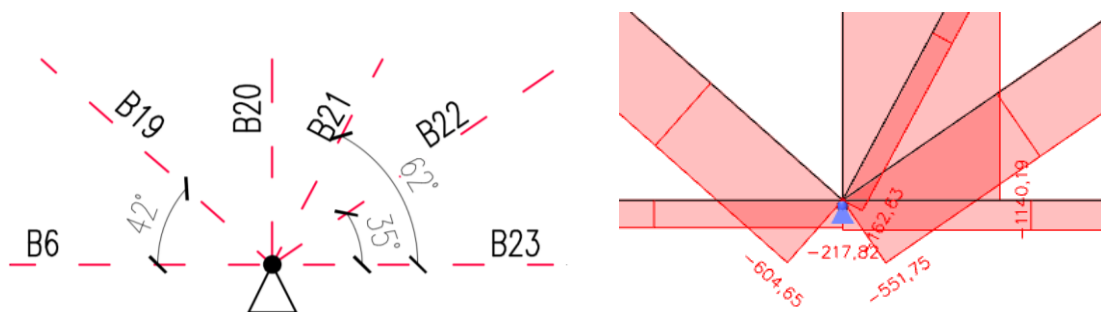
$$A_{s,rqd,y} = \frac{F_{příčná,y}}{f_{yd}} = \frac{434,12}{435 * 10^3} = 997,98 \text{ mm}^2 < 1507,2 \text{ mm}^2$$

→ **VYHOVUJE**

• **STYČNÍK B, C a D**

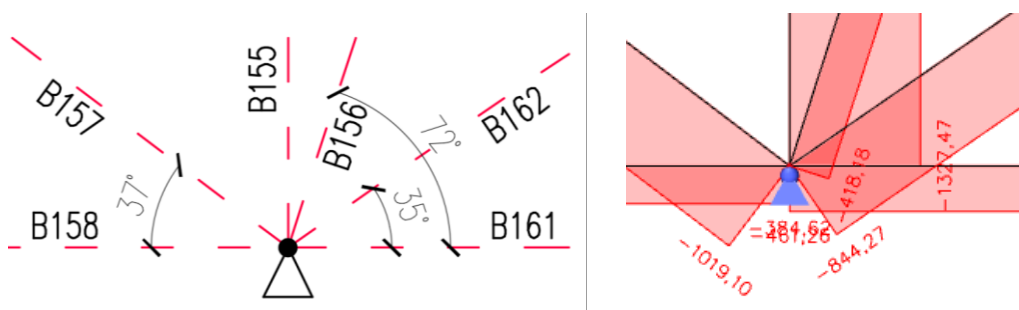
Posouzení příčných tahů u ostatních podpor bude provedeno v tabulce č. 222. Následující obrázky zobrazují pro každou podporu pruty, které se do ní sbíhají, jejich úhly a výsledné normálové síly.

STYČNÍK B



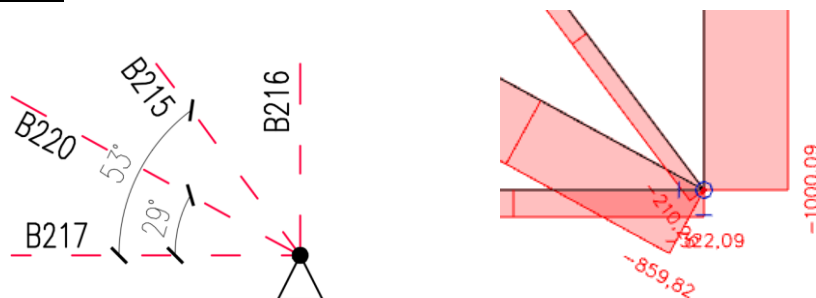
Obr. 126 Označení prutů ve styčnicku B a vykreslení jejich normálových sil [vlastní + 35]

STYČNÍK C



Obr. 127 Označení prutů ve styčnicku C a vykreslení jejich normálových sil [vlastní + 35]

STYČNÍK D



Obr. 128 Označení prutů ve styčnicku D a vykreslení jejich normálových sil [vlastní + 35]

STYČNÍK B			STYČNÍK C			STYČNÍK D		
Pruty	Síly [kN]	θ [°]	Pruty	Síly [kN]	θ [°]	Pruty	Síly [kN]	θ [°]
B6	199,17	0	B158	384,62	0	B217	322,09	0
B19	604,65	42	B157	1019,10	37	B220	859,82	29
B20	1140,19	90	B155	1327,47	90	B215	210,26	53
B21	162,63	62	B156	418,18	72	B216	1000,09	90
B22	551,75	35	B162	844,27	35			
B23	217,82	0	B161	461,26	0			
součet x [kN]	97,62		součet x [kN]	83,56		součet x [kN]	1200,64	
součet y [kN]	2004,84		součet y [kN]	2822,75		součet y [kN]	1584,86	
F_A [kN]	2007,22		F_A [kN]	2823,98		F_A [kN]	1988,30	
θ [°]	87,2		θ [°]	88,3		θ [°]	52,9	
$A_{s,rqd,x}$ [mm ²]	56,11		$A_{s,rqd,x}$ [mm ²]	48,02		$A_{s,rqd,x}$ [mm ²]	690,02	
8/150 [mm ²]	670,20	OK	8/150 [mm ²]	670,20	OK	8/150 [mm ²]	670,20	!
						8/75 [mm ²]	1339,7	OK
$A_{s,rqd,y}$ [mm ²]	1152,21		$A_{s,rqd,y}$ [mm ²]	1622,27		$A_{s,rqd,y}$ [mm ²]	910,84	
12/150 [mm ²]	1507,20	OK	12/150 [mm ²]	1507,20	!	12/150 [mm ²]	1507,20	OK
			12/75 [mm ²]	3014,40	OK			

Tabulka 37 Posouzení příčných tahů podpor B, C, D a návrh zesílení sítí [37]

Návrh zesílení výztuže v oblasti podpor:

PODPORA C

NOVÝ NÁVRH SMĚŘ y: $\varnothing 12 \text{ mm}$ á 75 mm u obou povrchů

$$A_{s,prov,y} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} * \frac{1000}{75} * 2 = 3014,4 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,rqd} = 1622,27 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \rightarrow \underline{\underline{\text{VYHOVUJE}}}$$

➤ **Posouzení příčných tahů kolmo k rovině stěnového nosníku**

Pro zachycení tahových sil vznikajících v rovině kolmé ke stěnovému nosníku je třeba navrhnout spony. Spony v tomto případě neslouží jako výztuž konstrukční, ale jako výztuž nosná.

• **Oblast podpor**

Do oblasti podpor navrhne spony na místo s největší koncentrací tlakových sil, tedy na styčník C.

$$F_{příčné} = 0,25 * 2823,98 = 706 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,1} = A_s * f_{yd} = \pi * \frac{6^2}{4} * 435 = 12,29 \text{ kN} \quad \text{únosnost jedné spony } \varnothing 6 \text{ mm}$$

$$n_{rqd} \geq \frac{F_{příčné}}{N_{Rd,1}} = \frac{706}{12,29} = 57,45 \cong 58 \text{ ks} \quad \text{potřebný počet spon}$$

Spony budou rovnoměrně rozmístěny na ploše $2,5 * 1 = 2,5 \text{ m}^2$.

Z toho vychází, že se v této oblasti rovnoměrně rozptýlí minimálně $23,2 \cong 24 \text{ ks./m}^2$

S ohledem na rozteče navržených sítí v této oblasti, se spona umístí vždy ob dvě křížení prutů, tedy po 150 mm. V 1 m^2 jich bude tedy $7 * 7 = 49 \text{ ks}$.

• **Do plochy**

Dále bude navržen počet spon do celé plochy stěnového nosníku a to na nejvíce namáhaný tlačný prut mimo oblast podpor. Nejvíce namáhaný tlačný prut je prut B171 s tlakem $-1026,28 \text{ kN}$.

$$F_{\text{příčná}} = 0,25 * 1026,28 = 256,6 \text{ kN}$$

$$n_{rqd} \geq \frac{F_{\text{příčná}}}{N_{Rd,1}} = \frac{256,6}{12,29} = 20,9 \cong 22 \text{ ks} \quad \text{potřebný počet spon}$$

$$l = 1,0 \text{ m} \quad \text{délka prutu B171}$$

$$\frac{22}{1,0} = 22 \text{ ks. spon/m}^2 \quad \text{rovnoměrné rozdělení spon po délce prutu}$$

V ploše stěnového nosníku je zapotřebí min. 22 ks spon/m^2 . Dle konstrukčních zásad je maximální vzdálenost příčné výztuže 300 mm. S ohledem na rozteče sítí se spona umístí vždy ob jedno křížení, tedy po 150 mm. V 1 m^2 jich tedy bude $7 * 7 = 49 \text{ ks spon/m}^2$.

➤ **Výztuž na smršťování v raném stádiu**

Stěna po jejím vybetonování má tendenci smrštít se (vlivem hydratačních pochodů). Stropní deska pod ní však byla vybetonována v předešlé technologické fázi, a tak stěně vetknutím ve smršťění brání. V konstrukci vzniká tahové napětí, pro které je rozhodující tahová pevnost betonu $f_{ct,eff}$. V tomto okamžiku má ale beton ještě velmi malou tahovou pevnost, jejíž přesné stanovení je velmi obtížné. Má na ni vliv řada okolností na stavbě (velikost hydratačního tepla, doba odbednění, okolní teplota, způsob ošetřování betonové směsi po uložení). Bude se uvažovat pouze přibližný odhad – poloviční hodnota výsledné průměrné pevnosti betonu v tahu pro betony s normálním nárůstem pevnosti (kontrolovaná pevnost v 28 dnech).

Aby se zabránilo potrhání betonu v raném stádiu, je zapotřebí navrhnout do celé plochy stěny výztuž.

Minimální plocha výztuže pro rané trhliny u tažených prvků:

$$A_{s,min,cr,1} = \frac{s_3 * f_{ct,eff} * (k * A_{ct} - 0,4 * A_{c,eff})}{2 * E_s * w_k} + \sqrt{\left(\frac{s_3 * f_{ct,eff} * (k * A_{ct} - 0,4 * A_{c,eff})}{2 * E_s * w_k}\right)^2 + \frac{0,17 * \emptyset * A_{c,eff} * f_{ct,eff} * (k * A_{ct} - 0,4 * A_{c,eff})}{E_s * w_k}}$$

$$A_{s,min,cr,2} = \frac{0,3 * s_3 * f_{ct,eff} * k * A_{ct}}{E_s * w_k} + \sqrt{\left(\frac{0,3 * s_3 * f_{ct,eff} * k * A_{ct}}{E_s * w_k}\right)^2 + \frac{0,204 * \emptyset * A_{c,eff} * f_{ct,eff} * k * A_{ct}}{E_s * w_k}}$$

$$A_{s,min,cr} = \max(A_{s,min,cr,1}; A_{s,min,cr,2})$$

Kde:

- $k = 1$...pro tahové namáhání
- $k_3 = 3,4$...doporučená hodnota
- $s_3 = k_3 * c_{nom} = 3,4 * 30 = 102$
- $f_{ct,eff} = 0,5 * f_{ctm} = 0,5 * 2,9 = 1,45 \text{ MPa}$
- $A_{ct} = 1000 * 300 = 30 * 10^4 \text{ mm}^2$
- $A_{c,eff} = 2 * b * h_{c,eff} = 2 * 1000 * 85 = 170 * 10^3 \text{ mm}^2$
- $h_{c,eff} = \min\left(2,5 * (h - d); \frac{h}{2}\right) = \min\left(2,5 * (300 - 266); \frac{300}{2}\right) = \min(85; 150)$
- $h_{c,eff} = 85 \text{ mm}$
- $\varnothing = 8 \text{ mm}$
- $w_k = 0,4 \text{ mm}$
- $E_s = 20 * 10^4 \text{ MPa}$

$$A_{s,min,cr,1} = \frac{102 * 1,45 * (1 * 30 * 10^4 - 0,4 * 170 * 10^3)}{2 * 20 * 10^4 * 0,4} + \sqrt{\left(\frac{102 * 1,45 * (1 * 30 * 10^4 - 0,4 * 170 * 10^3)}{2 * 20 * 10^4 * 0,4}\right)^2 + \frac{0,17 * 8 * 170 * 10^3 * 1,45 * (1 * 30 * 10^4 - 0,4 * 170 * 10^3)}{20 * 10^4 * 0,4}}$$

$$A_{s,min,cr,1} = 1223,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,cr,2} = \frac{0,3 * 102 * 1,45 * 1 * 30 * 10^4}{20 * 10^4 * 0,4} + \sqrt{\left(\frac{0,3 * 102 * 1,45 * 1 * 30 * 10^4}{20 * 10^4 * 0,4}\right)^2 + \frac{0,204 * 8 * 170 * 10^3 * 1,45 * 1 * 30 * 10^4}{20 * 10^4 * 0,4}}$$

$$A_{s,min,cr,2} = 1405,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,cr} = \max(1223,5; 1405,8) = 1405,8 \text{ mm}^2$$

Navržená ortogonální plošná výztuž - rast:

$$\text{SMĚR x: } \varnothing 8 \text{ mm á } 150 \text{ mm} \rightarrow A_s = 334,9 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{SMĚR y: } \varnothing 12 \text{ mm á } 150 \text{ mm} \rightarrow A_s = 753,6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 334,9 + 753,6 = 1088,5 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{s,min,cr} = 1405,8 \text{ mm}^2$$

→ NEVYHOVUJE

Aby byla dodržena minimální plocha výztuže pro rané trhliny, musí být změněn základní rast výztuže.

Nový rast vázané výztuže:

$$\text{SMĚR x: } \varnothing 12 \text{ mm á } 150 \text{ mm} \rightarrow A_s = 753,6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{SMĚR y: } \varnothing 12 \text{ mm á } 150 \text{ mm} \rightarrow A_s = 753,6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 753,6 + 753,6 = 1507,2 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{s,min,cr} = 1405,8 \text{ mm}^2$$

→VYHOVUJE

PŘESAHY VÁZANÉ VÝZTUŽE (ZÁKLADNÍHO RASTRU)

Kotevní délka:

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,33 = 3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_s} * f_{yd} = \frac{762,9}{1507,2} * 435 = 220,2 \text{ MPa} \quad \text{nejvíce využitá výztuž - vzpěra B155}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} * \frac{220,2}{3} = 220,2 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 * l_{b,rqd}; 10 * \emptyset; 100) = \max(66,1; 120; 100) = 120 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} > l_{b,min}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 * \frac{c_d - \emptyset}{\emptyset} = 0,775$$

$$\alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 = 0,775 \geq 0,7 \dots \text{VYHOVUJE}$$

$$l_{bd} = 0,775 * 220,2 = 170,7 \text{ mm} > l_{b,min} = 100 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Přesahová délka:

$$l_{0,min} = \max(0,3 * \alpha_6 * l_{b,rqd}; 15 * \emptyset; 200) = \max(93,4; 180; 200) = 200 \text{ mm}$$

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd} > l_{0,min}$$

$$l_0 = 0,7 * 1,414 * 220,2 = 218 \text{ mm} > l_{0,min} = 200 \text{ mm} \dots \text{VYHOVUJE}$$

→ NÁVRH PŘESAHŮ PRO VŠECHNY PRUTY SÍŤE 250 mm

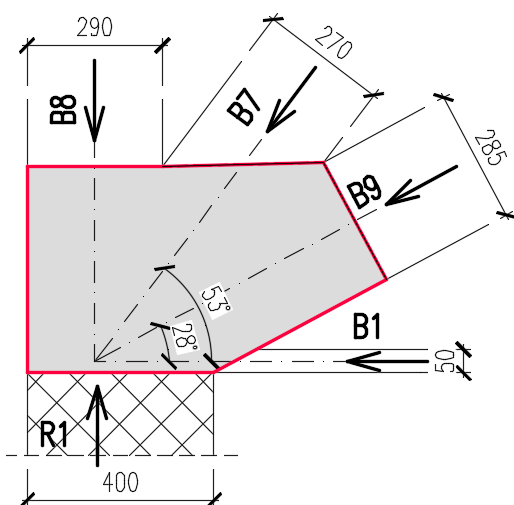
5.2.3 Styčníky

Styčníky jsou oblasti, ve kterých jsou transformovány síly mezi tlakými prvky, z tlakých prvků do tažených prvků nebo také do reakcí. Styčníky jsou betonové a všechny síly v nich působící musí být v rovnováze. Jsou klasifikovány dle působících sil jako:

- CCC nejméně tři tlakové pásy (vzpěry)
- CCT dva tlakové pásy + jeden tažený pás (výztuž)
- CTT jeden tlakový pás + dva tažené pásy

V této práci budou posouzeny styčníky u podpory. Ostatní styčníky posuzovány nebudou. Předpokládá se, že vyhoví.

➤ Styčník A



$$\sigma_{Rd,max} = k * v' * f_{cd}$$

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

Styčník typu CCC → $k = 1$

Vnitřní síly:

B8:	$N = -816,02 \text{ kN}$
B7:	$N = -852,95 \text{ kN}$
B9:	$N = -509,90 \text{ kN}$
B1:	$N = -55,08 \text{ kN}$
R1:	$R = -1739,48 \text{ kN}$

Posouzení:

$$\sigma_{Rd,max} = k * v' * f_{cd} = 1 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) * 20 = 17,6 \text{ MPa}$$

• B8 $\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{816,02}{0,29 * 0,3} = 9,38 \text{ MPa}$

• B7 $\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{852,95}{0,27 * 0,3} = 10,53 \text{ MPa}$

• B9 $\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{509,9}{0,19 * 0,3} = 8,95 \text{ MPa}$

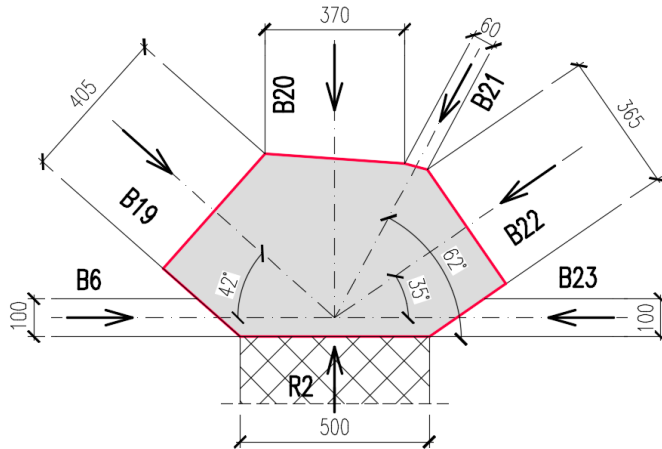
• B1 $\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{55,08}{0,05 * 0,3} = 3,67 \text{ MPa}$

• R1 $\sigma_{Ed} = \frac{R_{Ed}}{A} = \frac{1739,48}{0,4 * 0,4} = 10,87 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max}$

→ VYHOVUJE

Všechny prvky styčníku vyhovují.

➤ **Styčnick B**



Styčnick typu CCC → $k = 1$

Vnitřní síly:

B6:	$N = -199,17 \text{ kN}$
B19:	$N = -604,65 \text{ kN}$
B20:	$N = -1140,19 \text{ kN}$
B21:	$N = -162,63 \text{ kN}$
B22:	$N = -551,75 \text{ kN}$
B23:	$N = -217,82 \text{ kN}$
R2:	$R = -1997,35 \text{ kN}$

Posouzení: $\sigma_{Rd,max} = k * v' * f_{cd} = 1 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) * 20 = 17,6 \text{ MPa}$

• B6	$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{199,17}{0,1 * 0,3} = 6,64 \text{ MPa}$	
• B19	$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{604,65}{0,405 * 0,3} = 4,98 \text{ MPa}$	
• B20	$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{1140,19}{0,37 * 0,3} = 10,27 \text{ MPa}$	
• B21	$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{162,63}{0,06 * 0,3} = 9,04 \text{ MPa}$	
• B22	$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{551,75}{0,365 * 0,3} = 5,04 \text{ MPa}$	
• B23	$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{217,82}{0,1 * 0,3} = 7,26 \text{ MPa}$	
• R2	$\sigma_{Ed} = \frac{R_{Ed}}{A} = \frac{1997,35}{0,5 * 0,3} = 13,32 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max}$	→ VYHOVUJE

Všechny prvky styčnicku vyhovují.

U styčnicku C a D již bude ověřeno pouze napětí z reakce podpory. Šířka vzpěr je navrhována na napětí $\sigma_{Rd,max} = 0,6 * v' * f_{cd}$. I další dva styčnick jsou typu C-C-C, tedy $k = 1$ a proto je jasné, že napětí vyhoví.

➤ **Styčnick C**

Styčnick typu CCC → $k = 1$

Vnitřní síly: R3: $R = -2820,64 \text{ kN}$

Posouzení: $\sigma_{Rd,max} = k * v' * f_{cd} = 1 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) * 20 = 17,6 \text{ MPa}$

$$\sigma_{Ed} = \frac{R_{Ed}}{A} = \frac{2820,64}{0,5 * 0,3} = 18,8 \text{ MPa} > \sigma_{Rd,max} \quad \rightarrow \text{NEVYHOVUJE}$$

Podporu je třeba rozšířit.

$$\sigma_{Ed} = \frac{R_{Ed}}{h * b} \leq \sigma_{Rd,max} \Rightarrow b \geq \frac{R_{Ed}}{b * \sigma_{Rd,max}} = \frac{2820,64}{0,3 * 17600} = 0,534 \text{ m} \cong 550 \text{ mm}$$

Posouzení: $\sigma_{Ed} = \frac{R_{Ed}}{A} = \frac{2820,64}{0,55 \cdot 0,3} = 17,09 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max}$ **→ VYHOVUJE**

➤ **Styčnick D**

Styčnick typu CCC → $k = 1$

Vnitřní síly: R4: $R = -1580,73 \text{ kN}$

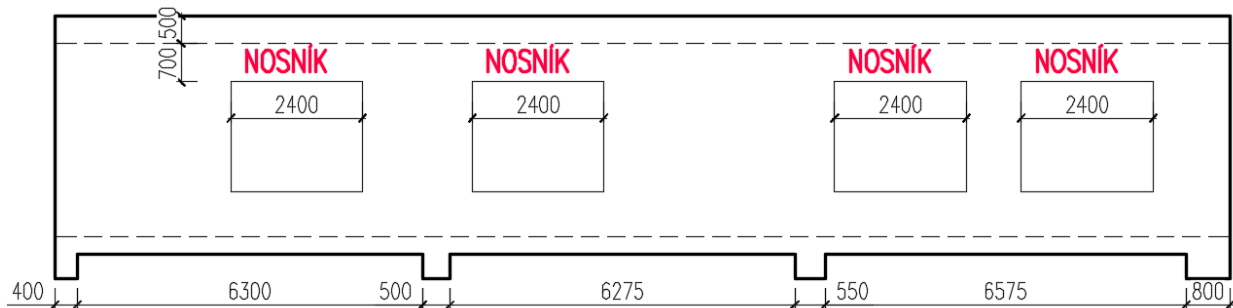
Posouzení: $\sigma_{Rd,max} = k * v' * f_{cd} = 1 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) * 20 = 17,6 \text{ MPa}$

$\sigma_{Ed} = \frac{R_{Ed}}{A} = \frac{1580,73}{0,8 \cdot 0,3} = 6,5 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max}$ **→ VYHOVUJE**

5.3 Doplňující návrh výztuže

➤ **Výztuž nad okenními otvory**

Pro bezpečný návrh bude tahová výztuž nad okenními otvory navržena také na moment. Myšlený nosník je pro výpočet ohybových momentů uvažován jako vetknutý. Nakonec bude použita ta výztuž, která bude vycházet větší (táhlo z modelu x nosník).



Obr. 129 Označení posuzovaných nosníků [vlastní]

Liniové zatížení zde bude uvažováno se zanedbáním okenních otvorů ostatních pater a bude vypočteno v tabulce č. 38.

POZN. atika → $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} = 25 \text{ kN/m}^2$
 stěna → $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 3,5 \text{ m} = 87,5 \text{ kN/m}^2$
 stěna → $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,7 \text{ m} = 17,5 \text{ kN/m}^2$

Zatížení stěnového nosníku					
Výpočet				zat. šířka	fd
Zatížení		γ [-]	[kN/m ²]	B [m]	[kN/m]
A	atika	1,35	25	0,3	10,1
4.NP	střecha	1,35	2,3	4,65	14,4
	deska 500 mm	1,35	7,91	4,65	49,7
	stěna	1,35	87,5	0,3	35,4
	sníh	1,5	0,56	4,65	3,9
3.NP	podlaha	1,35	1,6	4,65	10,0
	deska 500 mm	1,35	7,91	4,65	49,7
	stěna	1,35	87,5	0,3	35,4
	přem. příčky	1,5	0,8	4,65	5,6
	užitné patro	1,5	3	4,65	20,9
2.NP	podlaha	1,35	1,6	4,65	10,0
	deska 500 mm	1,35	7,91	4,65	49,7
	stěna	1,35	17,5	0,3	7,1
	přem. příčky	1,5	0,8	4,65	5,6
	užitné patro	1,5	3	4,65	20,9
Celkem [kN/m]		328,5			

Tabulka 38 Výpočet zatížení nosníků [37]

Účinná rozpětí:

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2$$

$$- a_1 = a_2 = \min(0,5 * h; 0,5 * t)$$

h...výška nosníku

t...šířka podpory

$$- l_n \text{ je světlá vzdálenost mezi lící podpory}$$

$$a_1 = a_2 = 0,25 \text{ m (odhad)}$$

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2 = 2,4 + 0,25 + 0,25 = 2,9 \text{ m}$$

$$\frac{l_{\text{eff}}}{h} = \frac{2,9}{2} = 1,45 < 2,5$$

→ Pro návrh výztuže bude prvek uvažován jako stěnový nosník

$$z = 0,5 * h * \left(1,8 - \frac{h}{l}\right) = 0,5 * 2 * \left(1,8 - \frac{2}{2,9}\right) = 1,11 \text{ m} = 1110 \text{ mm}$$

Momenty a posouvající síly:

$$M_{Ed, \text{podp}} = -\frac{1}{12} * f_d * l^2 = \frac{1}{12} * 328,5 * 2,9^2 = 230,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed, \text{pole}} = \frac{1}{24} * f_d * l^2 = \frac{1}{24} * 328,5 * 2,9^2 = 115,1 \text{ kNm}$$

Návrh ohybové výztuže bude vypočítán formou tabulky na základě těchto vzorců:

OHYBOVÁ VÝZTUŽ:

$$A_{s,rqd} = \frac{M_{ed}}{z * f_{yd}} \quad \text{potřebná plocha výztuže}$$

$$n_{rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_{s,1}} \quad \text{potřebný počet prutů}$$

$$M_{rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * z \quad \text{moment únosnosti}$$

$$M_{ed} \leq M_{rd}$$

KONSTRUKČNÍ ZÁSADY:

$$A_{s,min} \geq \left\{ 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; 0,0013 * b * d \right\} \quad \text{minimální plocha výztuže}$$

$$A_{s,max} \leq 0,04 * b * d \quad \text{maximální plocha výztuže}$$

$$s_{max} \leq \{ 2 * h; 300mm \} \quad \text{maximální rozteče výztuže}$$

	m_{Ed}	z	$A_{s,rqd}$	$a_{s,min,1}$	$a_{s,min,2}$	$a_{s,max}$	s_{max}	profil	počet	$a_{s,prov}$	$a_{s,prov} > a_{s,rqd}$	m_{Rd}	$m_{Rd} > m_{Ed}$
	[kNm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	Ø	[ks]	[mm ²]	???	[kNm]	???
podp.	230,2	1110	477,0	502,2	432,9	13320	300	12	5	565,5	OK	272,9	OK
pole	115,1	1110	238,5	502,2	432,9	13320	300	12	5	565,5	OK	272,9	OK

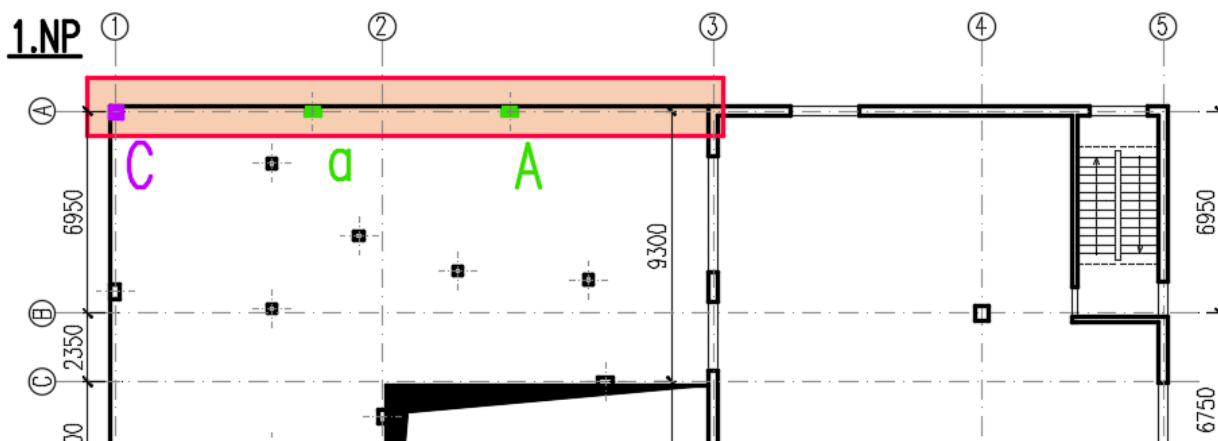
Tabulka 39 Návrh výztuže nosníku [37]

oblast	$A_{s,req}$	$A_{s,prov}$	Ø	σ_{sd}	$l_{b,req}$	α_2	$l_{b,min}$	l_{bd}	POSOUZENÍ	$l_{0,min}$	l_0	POSOUZENÍ
	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	
podp.	476,99	565,49	12	366,7	366,74	0,78	120	284	VYHOVUJE	200	402	VYHOVUJE
pole	238,50	565,49	12	183,4	183,37	0,78	120	142	VYHOVUJE	200	201	VYHOVUJE

Tabulka 40 Výpočet kotevních a přesahových délek nosníku [37]

➤ Výztuž sloupů

Bude navržena výztuž sloupů podepírající stěnový nosník na dostředný tlak. Poté bude tato výztuž zjednodušeně ověřena pomocí interakčního diagramu.



Obr. 130 Označení sloupů podepírajících stěnový nosník [vlastní]

• **Návrh výztuže na dostředný tlak**

Největší síly v patě sloupu převzaty z kapitoly 4.3.3 Normálové síly ve sloupech. U rohového sloupu C vychází největší síla z modelu s třetinovým modulem pružnosti, u sloupů a, A z předběžného výpočtu.

$$N_{Ed,C} = 2225,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,a} = 2644,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,A} = 2771,5 \text{ kN}$$

Návrh výztuže bude proveden formou tabulky na základě těchto vzorců:

Podélná (nosná)

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ napětí ve výztuži

$$A_{s,reg} = \frac{N_{ed} - 0,8 * A_c * f_{cd}}{\sigma_s}$$

$$N_{rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} + A_{s,prov} * \sigma_s \geq N_{ed}$$

$$\rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} * 100$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,1 * \frac{N_{ed}}{f_{yd}}; 0,002 * A_c \right\}$$

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c$$

Příčná (třmínky)

$$s_{max} \leq \min(15 * \emptyset; \min(b, h); 300)$$

$$\emptyset_{tř} \geq 6 \text{ mm}$$

Vzdálenost třmínků v oblasti desky: $0,6 * s$

SLOUP	HLAVNÍ NOSNÁ VÝZTUŽ											TŘMÍNKY		
	N_{Ed}	A_c	$A_{s,rqd}$	$a_{s,min}$	$a_{s,max}$	profil	počet	$a_{s,prov}$	ρ	$a_{s,prov} > a_{s,rqd}$	N_{Rd}	$m_{Rd} > m_{Ed}$	profil	s_{max}
	[kN]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	\emptyset	[ks]	[mm ²]	[%]	???	[kN]	???	$\emptyset_{třmínky}$	[mm]
C	2225,7	160000	-836	512	6400	16	4	804	0,5	OK	2881,7	OK	8	240
a	2644,9	150000	612	608	6000	16	4	804	0,5	OK	2721,7	OK	8	240
A	2771,5	165000	329	637	6600	16	4	804	0,5	OK	2961,7	OK	8	240

Tabulka 41 Návrh výztuže sloupu [37]

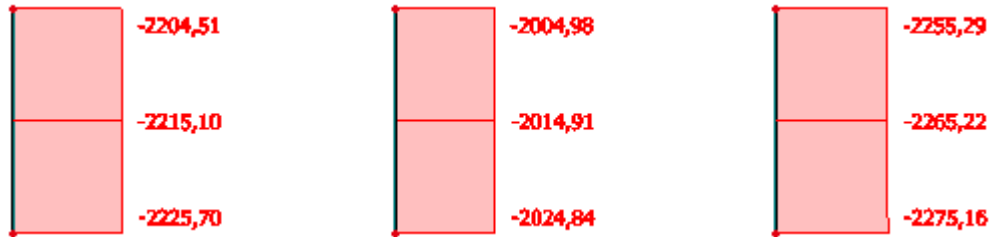
SLOUP	$A_{s,req}$	$A_{s,prov}$	\emptyset	σ_{sd}	$l_{b,req}$	α_2	$l_{b,min}$	l_{bd}	POSOUZENÍ	$l_{0,min}$	l_0	POSOUZENÍ
	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	
C	512	804	16	277	369	0,87	160	321	VYHOVUJE	240	453	VYHOVUJE
a	612	804	16	331	441	0,87	160	383	VYHOVUJE	240	542	VYHOVUJE
A	637	804	16	345	459	0,87	160	399	VYHOVUJE	240	564	VYHOVUJE

Tabulka 42 Výpočet kotevních a přesahových délek sloupů [37]

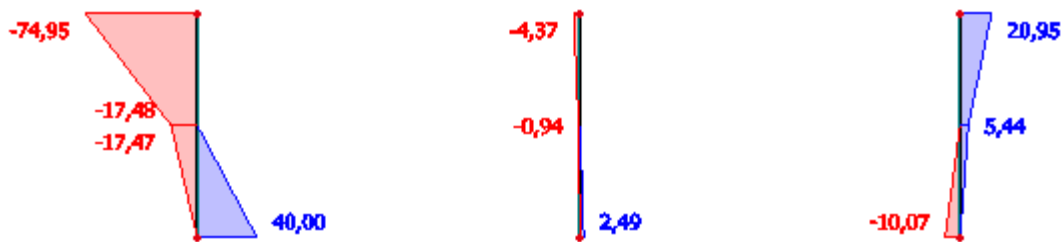
• **Interakční diagram**

Na závěr bude navržená výztuž sloupů zjednodušeně posouzená pomocí interakčního diagramu na jednu vybranou kombinaci zatížení bez vlivu geometrických imperfekcí, bez výpočtu štíhlosti a tedy i bez účinků druhého řádu. Pro výpočet byl využit program vytvořený v MS Excel [40].

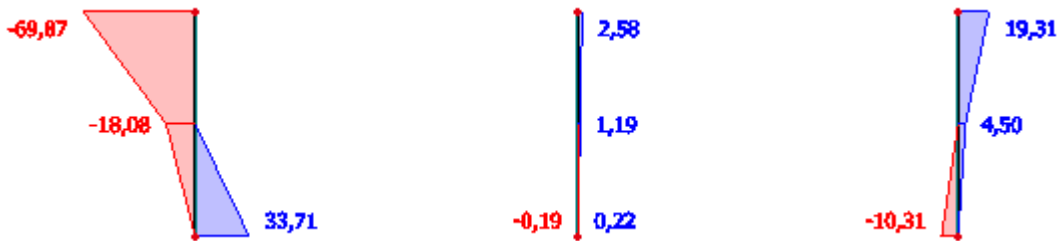
Sloupy budou posouzeny na síly z modelu s třetinovým modulem pružnosti. Největší normálové síly vycházejí z kombinace C02 se šachovnicovým užitným zatížením I. viz obr. 58. Na tuto kombinaci budou sloupy posouzeny.



Obr 131 Průběh N na sloupech z kombinace C02 [35]



Obr 132 Průběh M_y na sloupech z kombinace C02 [35]



Obr 133 Průběh M_z na sloupech z kombinace C02 [35]

SLOUP C (posouzení v hlavě)

Rozměry průřezu

$$h = 0,40 \text{ m}$$

$$b = 0,40 \text{ m}$$

Zatížení

$$M_{Ed} = 75 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} (\text{tlak} < 0) = -2205,0 \text{ kN}$$

Návrh výztužení

	\emptyset_1	\emptyset_2	
Profil	16	16	mm
Plocha 1 prutu	201	201	mm ²
Počet prutů	2	2	
Plocha výztuže	402	402	mm ²
MIN plocha výztuže	160	160	mm ²
MAX plocha výztuže	3200	3200	mm ²
Výztuž sloupu celkem	804		mm ²

V POŘÁDKU

V POŘÁDKU

V POŘÁDKU

V POŘÁDKU

POSOUZENÍ

Tlaková (tahová) únosnost

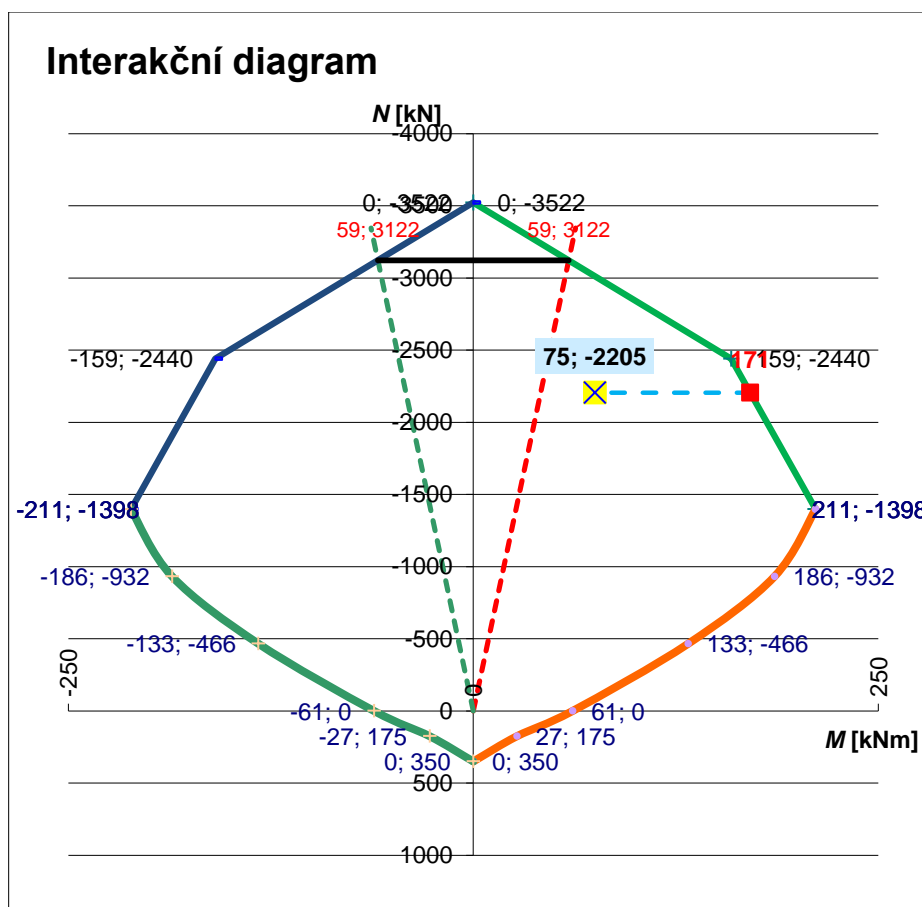
$$N_{Rd} = -3121,8 \text{ kN} \geq N_{Ed} = -2205,0 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Ohybová únosnost

$$M_{Rd} = 171,0 \text{ kN} \geq M_{Ed} = 75,0 \text{ kN}$$

VYHOVUJE



Obr 134 Interakční diagram sloupu C [40]

Závěr

Sloup s navrženou výztuží vyhovuje s velkou tlakovou i ohybovou rezervou.

SLOUP A (posouzení v hlavě)

Rozměry průřezu

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$b = 0,55 \text{ m}$$

Zatížení

$$M_{Ed} = 21 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} (\text{tlak} < 0) = -2256,0 \text{ kN}$$

Návrh výztužení

	\emptyset_1	\emptyset_2	
Profil	16	16	mm
Plocha 1 prutu	201	201	mm ²
Počet prutů	2	2	
Plocha výztuže	402	402	mm ²
MIN plocha výztuže	165	165	mm ²
MAX plocha výztuže	3300	3300	mm ²
Výztuž sloupu celkem	804		mm ²

V POŘÁDKU

V POŘÁDKU

V POŘÁDKU

V POŘÁDKU

POSOUZENÍ

Tlaková (tahová) únosnost

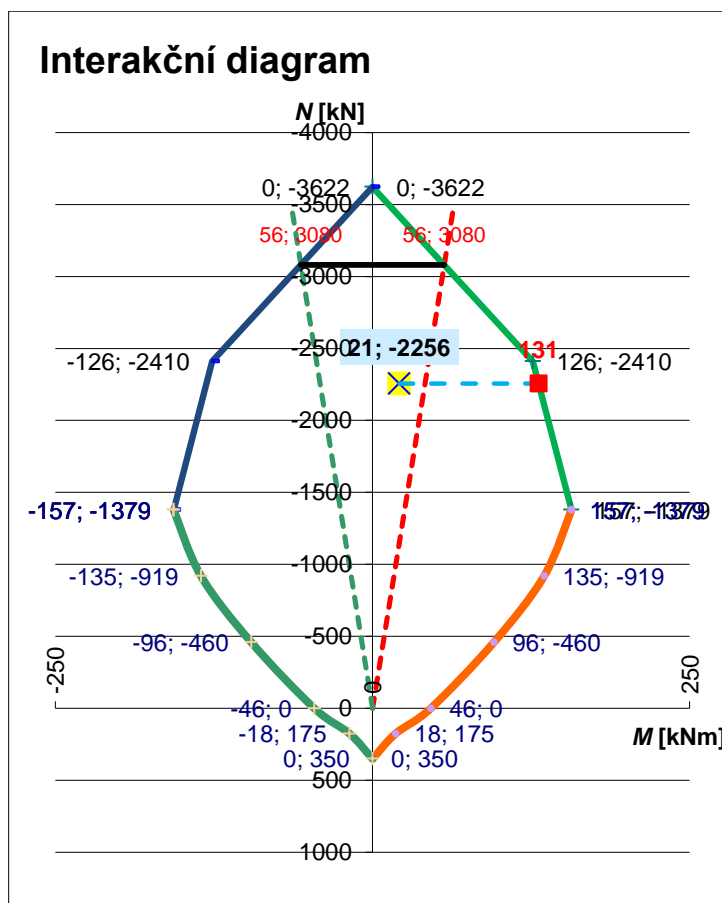
$$N_{Rd} = -3080,0 \text{ kN} \geq N_{Ed} = -2256,0 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Ohybová únosnost

$$M_{Rd} = 130,9 \text{ kN} \geq M_{Ed} = 21,0 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

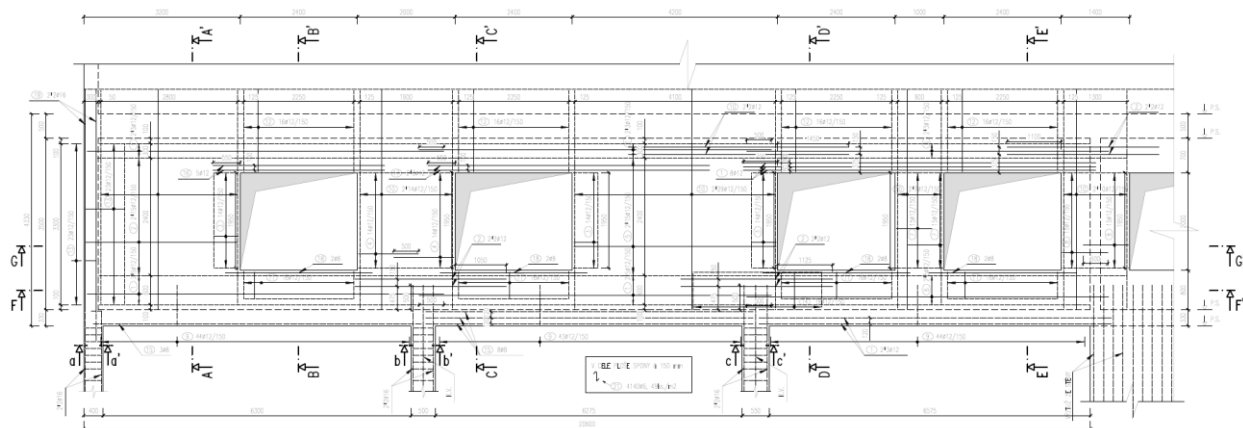


Obr 135 Interakční diagram sloupu A [40]

Závěr

Sloup s navrženou výztuží vyhovuje s velkou tlakovou i ohybovou rezervou.

5.4 Schéma výztuže stěnového nosníku



Obr. 136 Schéma výztuže stěnového nosníku [vlastní]

Pozn. Schéma výztuže stěnového nosníku je součástí příloh ke statické části v měřítku 1:50.

6. Piloty

Piloty pod sloupy budou navrženy na síly z 3D modelu s třetinovým modulem pružnosti stěn, který dává kompromis mezi velkými normálovými silami ve sloupech vypočtených z předběžného výpočtu a malými silami ze 3D modelu s normálními tuhostmi stěn.

Piloty budou posouzeny v programu GEO5 2018 - Pilota [38].

Největší síla vychází ve sloupu K a to cca 4200 kN. Ostatní sloupy nesoucí stěnové nosníky mají normálové síly cca poloviční a budou navrženy na druhou největší sílu a to 2450 kN. Sloupy rozměrů 300 x 300 mm budou založeny na piloty navržené na sílu 600 kN.

POZN.

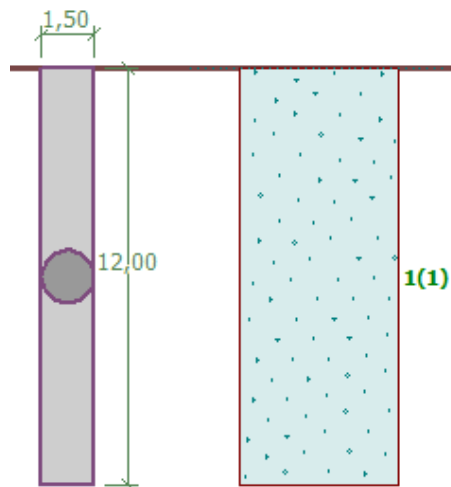
Celý protokol o výpočtu je součástí příloh části Geotechnika.

6.1 Návrh pilot

➤ Pilota 1 → $N_{ed} = 4200 \text{ kN}$

Byla navržena kruhová vrтанá pilota průměru 1,5 m a délky 12 m ze železobetonu třídy C25/30 s výztuží B500B.

Svislá únosnost



Posouzení svislé únosnosti piloty podle M5

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 1695,38 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 7458,85 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 9154,22 \text{ kN}$

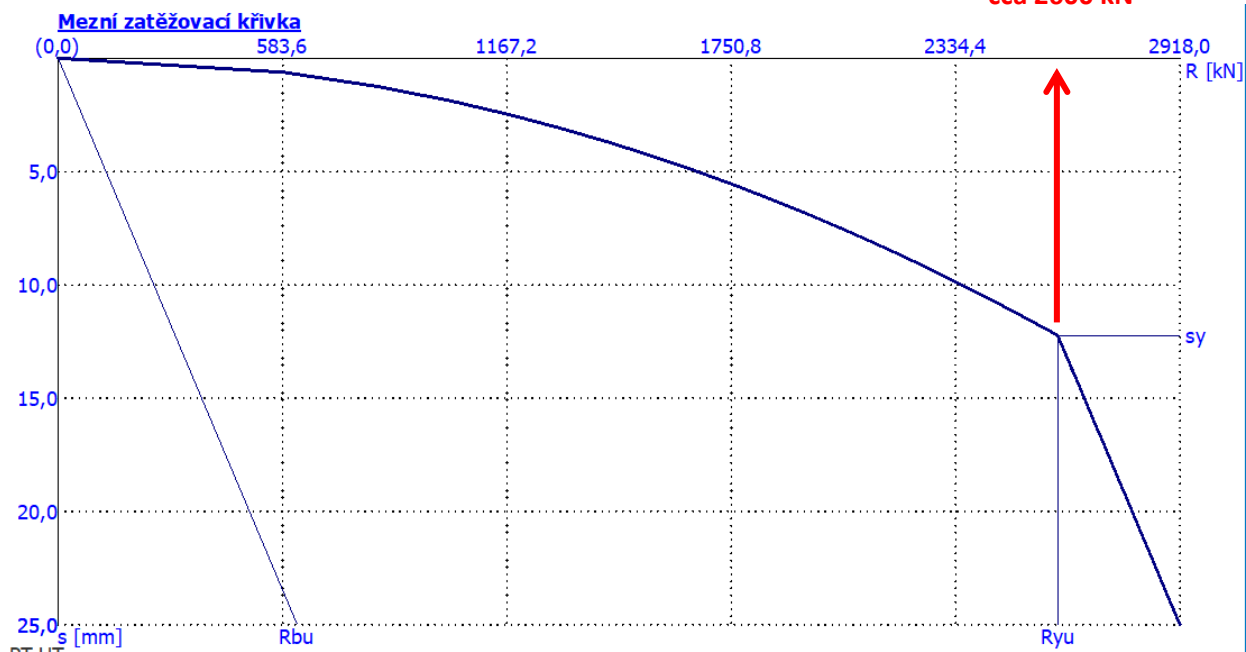
Extrémní svislá síla $V_d = 4200,00 \text{ kN}$

$R_c = 9154,22 \text{ kN} > 4200,00 \text{ kN} = V_d$

Svislá únosnost piloty **VYHOVUJE**

→ **VYHOVUJE**

Sedání



Obr. 137 Mezní zatěžovací křivka sedání piloty 1 [38]

→ **NEVYHOVUJE**

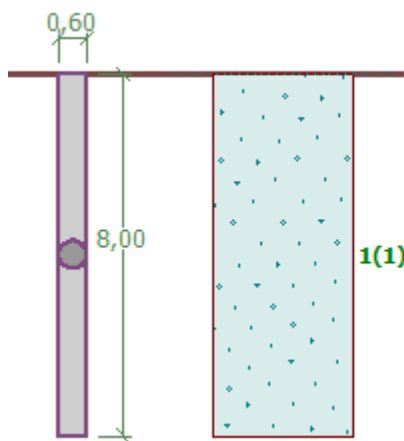
Závěr

Navržená pilota vyhoví na sedání pouze do zatížení cca 2600 kN. Proto bude tato pilota použita u ostatních sloupů nesoucích stěnové nosníky, mimo sloup K. Pod sloup K budou provedeny dvě piloty vedle sebe, na které bude vybetonován roznášející železobetonový práh.

➤ **Pilota 3** → $N_{ed} = 600 \text{ kN}$

Byla navržena kruhová vrtaná pilota průměru 0,6 m a délky 8 m ze železobetonu třídy C25/30 s výztuží B500B.

Svislá únosnost



Posouzení svislé únosnosti piloty podle MS

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 359,69 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 788,72 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 1148,41 \text{ kN}$

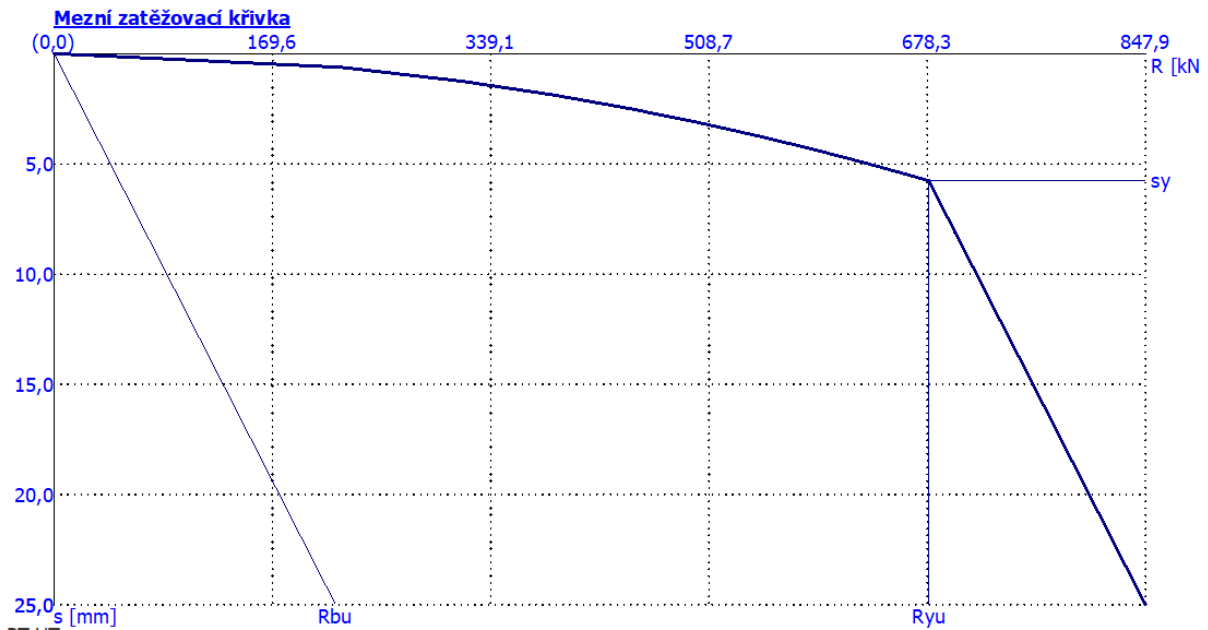
Extrémní svislá síla $V_d = 600,00 \text{ kN}$

$R_c = 1148,41 \text{ kN} > 600,00 \text{ kN} = V_d$

Svislá únosnost piloty **VYHOVUJE**

→ **VYHOVUJE**

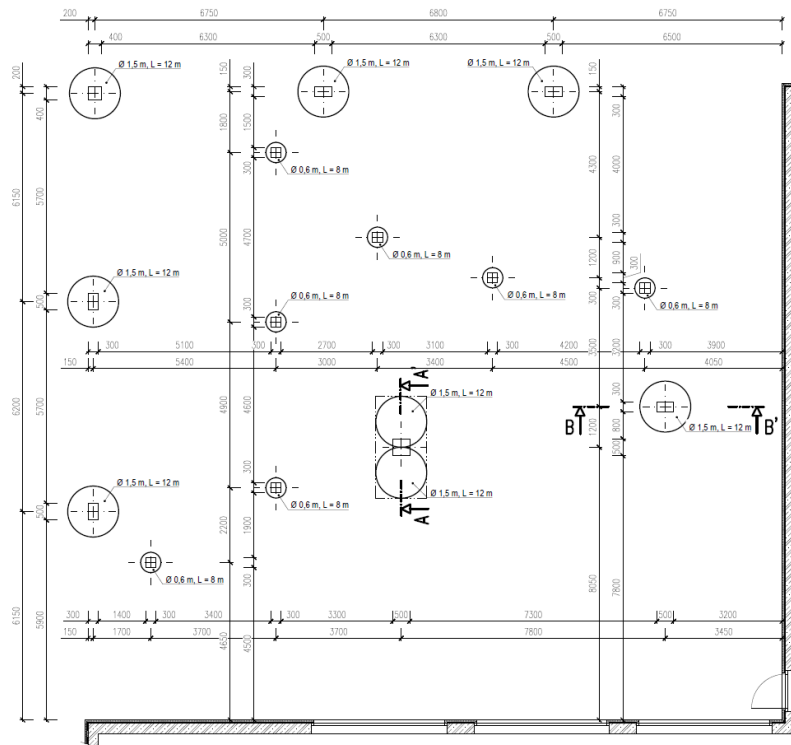
Sedání



Obr. 138 Mezní zatěžovací křivka sedání piloty 2 [38]

→ **VYHOVUJE**

6.2 Schéma výkresu rozmístění pilot



Obr. 139 Schéma rozmístění pilot 1.NP [vlastní]

Pozn. Schéma rozmístění pilot 1.NP je součástí příloh k části Geotechnika v měřítku 1:100.

7. Základová deska

Základová deska bude dále posouzena na síly z 3D modelu s třetinovým modulem pružnosti stěn, který dává kompromis mezi velkými normálovými silami ve sloupech vypočtených z předběžného výpočtu a malými silami ze 3D modelu s normálními tuhostmi stěn.

➤ Návrh tloušťky desky

Znovu bude ověřena tloušťka základové desky s ohledem na protlačení nejvíce namáhaného sloupu z modelu.

$$N_{ed} = 4400 \text{ kN}$$

Pro výpočet bude využit program vytvořený v MS Excel [39].

Ověření únosnosti základové desky při protlačení

Vstupní údaje:

Rozměry

patka:

$$b_f = 6,5 \text{ m}$$

$$l_f = 6,5 \text{ m}$$

$$h_f = 0,7 \text{ m}$$

sloup:

$$c_1 = 0,5 \text{ m}$$

$$c_2 = 0,5 \text{ m}$$

Působící síla

$$N_{ed} = 4,4 \text{ MN}$$

BETON

C 25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

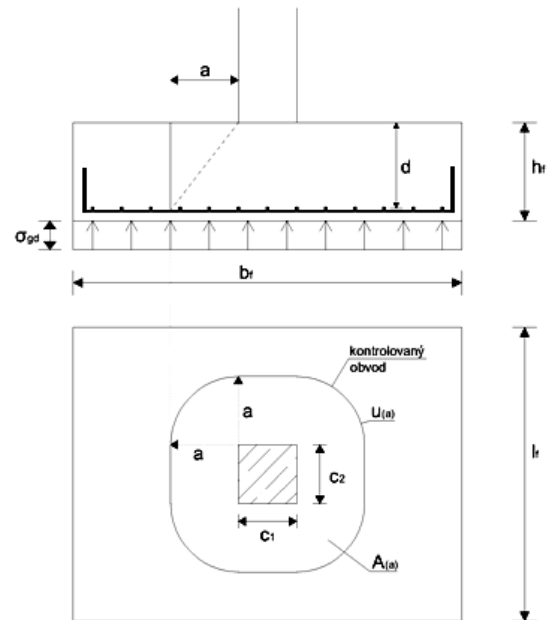
$$\gamma_c = 1,5$$

Součinitel zatížení

$$\gamma_G = 1,35$$

Únosnost zeminy

$$R_{gd} = 0,275 \text{ Mpa}$$



Charakteristiky týkající se vyztužení

$$\rho_l = 0,005$$

$$d = 630 \text{ mm}$$

Ověření únosnosti zeminy

$$\sigma_{gd} < R_{gd}$$

$$0,128 < 0,275 \text{ MPa}$$

Podmínka splněna

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{ed} + G_d}{l_f \cdot b_f}$$

$$G_d = \gamma_G \cdot b_f \cdot l_f \cdot h_f \cdot \gamma_{bet}$$

$$G_d = 998,156 \text{ kN}$$

Při posouzení na protlačení musí být splněny následující podmínky:

$$1) \quad v_{Ed,max} < v_{Rd,max}$$

$$2) \quad v_{Ed(a)} < v_{Rd,c(a)}$$

Posouzení bude provedeno v tabulce. Pod čarou následují vzorce, které jsou nezbytné k výpočtu a vycházejí z nich veličiny potřebné pro posouzení protlačení.

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

$$v_{Rd,max} = \mathbf{3,60 \text{ MPa}} \quad v = \mathbf{0,54}$$

$$* \quad v_{Rd,c}(a) = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \mathbf{0,12} \quad k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$k = \mathbf{1,5634}$$

$$* \quad v_{Ed,max} = \beta \frac{V_{Ed,max}}{u_o \cdot d} \quad \beta = 1$$

- centricky zatíženo

$$v_{Ed,max} = \mathbf{3,49 \text{ MPa}}$$

$$* \quad v_{Ed}(a) = \frac{V_{Ed,red}}{u(a) \cdot d} \quad v_{Rd,max} = \mathbf{0,4 \cdot v \cdot f_{cd}}$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

$$V_{Ed} = N_{Ed}$$

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{gd} \cdot A(a)$$

$$A(a) = \pi \cdot a^2 + c_1 c_2 + 2a(c_1 + c_2)$$

ΔV_{Ed} - síla působící vzhůru uvnitř uvažovaného kontrolovaného obvodu, tj. reakce zemního tlaku zmenšená o vlastní tíhu základu

$A(a)$ - plocha uvnitř kontrolovaného obvodu

$$* \quad u(a) = 2\pi a + 2(c_1 + c_2)$$

$u(a)$ - obvod kontrolovaného průřezu

Při dostředném zatížení se kontroluje:

(viz (6.50) ČSN EN 1992-1-1)

$$* \quad v_{Rd,c}(a) = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} \geq v_{min} \frac{2d}{a}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} = \mathbf{0,342104 \text{ MPa}}$$

Tabulka hodnot pro ověření smykové únosnosti patky při protlačení

a	$u(a)$	$A(a)$	$V_{Ed,red}(a)$	$v_{Ed}(a)$	$v_{Rd,c}(a)$	$v_{min} 2d/a$	$1,5*v_{Rd,c}(a)$
[m]	[m]	[m ²]	[MN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	Mpa
0,50 d	3,979	1,192	4,248	1,694	1,742	1,368	2,612458
0,66 d	4,613	1,625	4,192	1,443	1,319	1,037	1,979135
0,75 d	4,969	1,896	4,158	1,328	1,161	0,912	1,567475
1,00 d	5,958	2,757	4,048	1,078	0,871	0,684	1,175606
1,25 d	6,948	3,773	3,918	0,895	0,697	0,547	0,940485
1,50 d	7,938	4,946	3,768	0,754	0,581	0,456	0,783737
1,75 d	8,927	6,274	3,598	0,640	0,498	0,391	0,671775
2,00 d	9,917	7,758	3,409	0,546	0,435	0,342	

Závěr:

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

Splněno

$$v_{Ed(a)} < v_{Rd,c(a)}$$

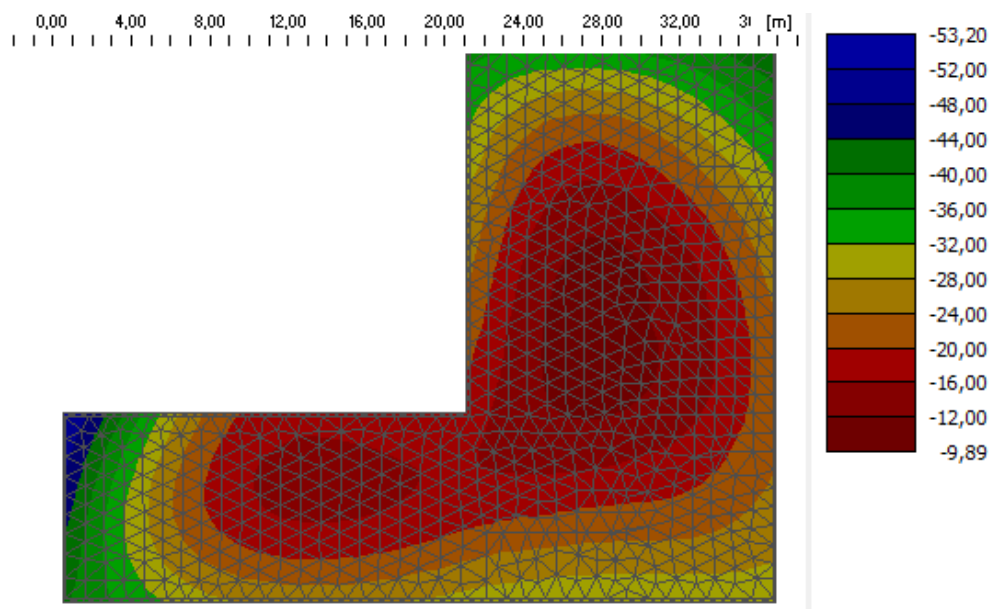
Nesplněno

Závěr: Tloušťka základové desky je stanovena na 700 mm za předpokladu použití smykové výztuže v okolí sloupů. Aby deska vyhověla na protlačení bez smykové výztuže, musela by mít tloušťku o 100 mm větší, tedy 800 mm.

7.1 Posouzení desky

Deska bude dále posouzena v programu GEO5 2018 – Deska [38] na sedání. V programu bude posuzována tloušťka desky 800 mm, tedy bez nutnosti výztuže na protlačení.

➤ Základová deska 800 mm



Obr. 140 Průhyb w_z (deska 800 mm) [38]

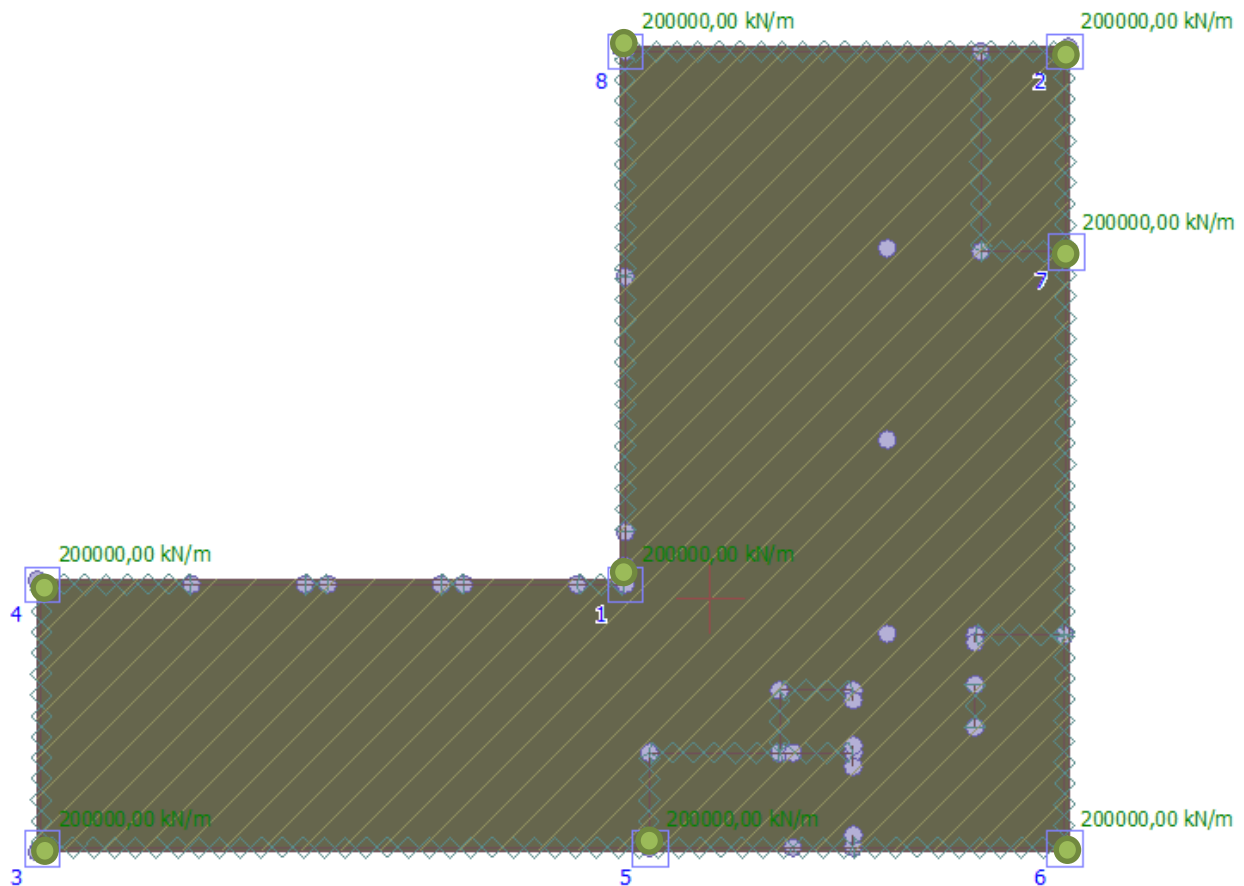
Limitní hodnota sedání základů, by neměla překročit hodnotu $s_{m,lim} = 60 \text{ mm}$ pro vícepodlažní budovy s nosnými stěnami dle tabulky mezních hodnot sednutí z normy ČSN EN 1997-1 [8]. Dle této tabulky by také nerovnoměrnost sednutí $\Delta s/L$ neměla překročit hodnotu 0,0015, tzn. 1,5 mm/m.

Dle doporučení pana Ing. Jana Kose CSc., s nímž byla základová část konzultována, by limitní hodnota sedání základové desky měla být cca 25 - 35 mm.

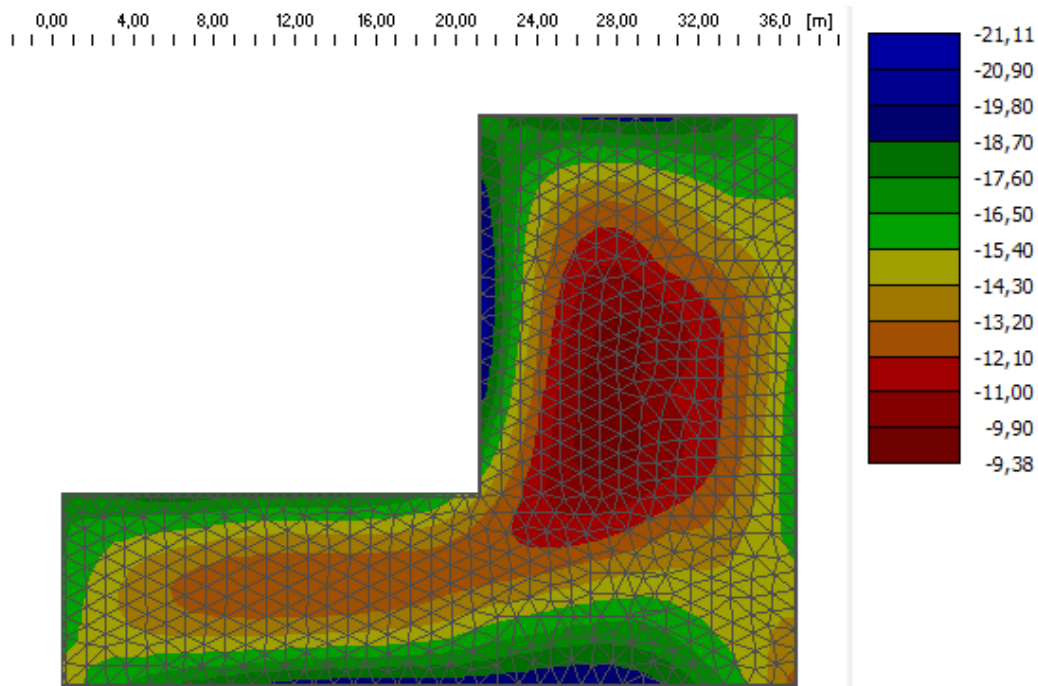
U posuzované desky je patrné značné nerovnoměrné sedání, a proto bude navrženo podepření desky pilotami.

➤ **Základová deska 800 mm podepřená pilotami**

Piloty budou zadávány jako pružné podpory ve svislém směru s tuhostí cca $200\,000 \text{ kN/m}$ (vrtané piloty $\varnothing 1,5 \text{ m}$, $L = 12 \text{ m}$).



Obr. 141 Schéma základové desky s navrhovaným podepřením [38]

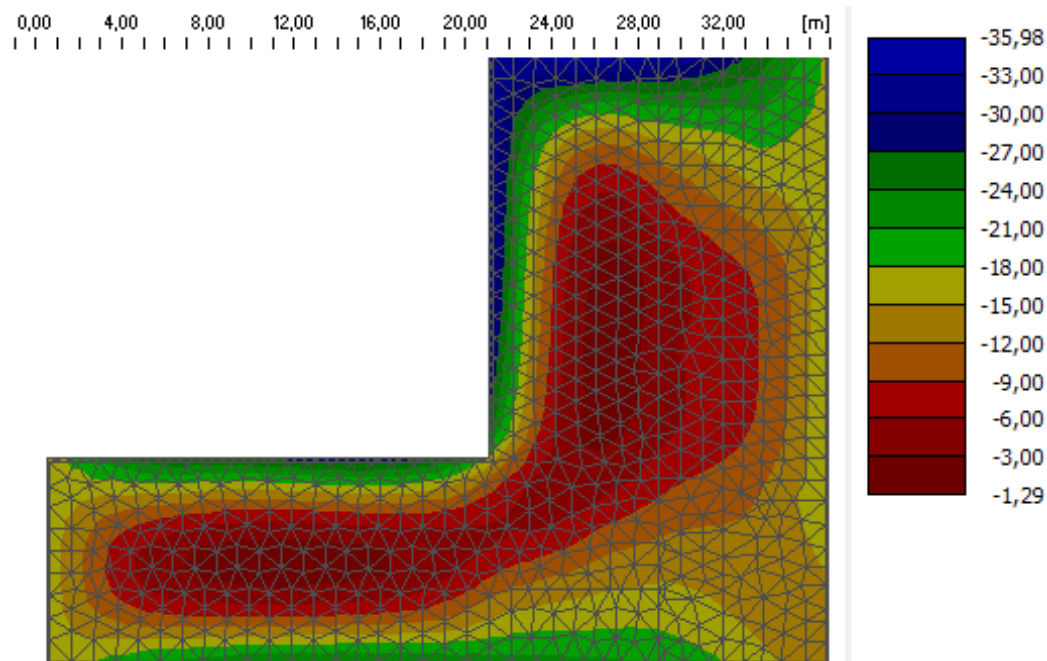


Obr. 142 Průhyb desky wz (deska 800 mm podepřená pilotami) [38]

Takto navržená deska splňuje limit nerovnoměrnosti sedání a hodnoty celkového sedání jsou velmi příznivé.

➤ **Základová deska 400 mm podepřená pilotami**

Další varianta, která bude posuzována, je deska tloušťky 400 mm zesílená na tloušťku 800 mm v pruhu v ose sloupů lokálně opřená do pilot.



Obr. 143 Průhyb desky wz (deska 400 mm podepřená pilotami) [38]

Sedání takto navržené desky je již na hraně s přibližnými maximálními hodnotami doporučenými panem Ing. Kosem a sedání je již značně nerovnoměrné.

Závěr

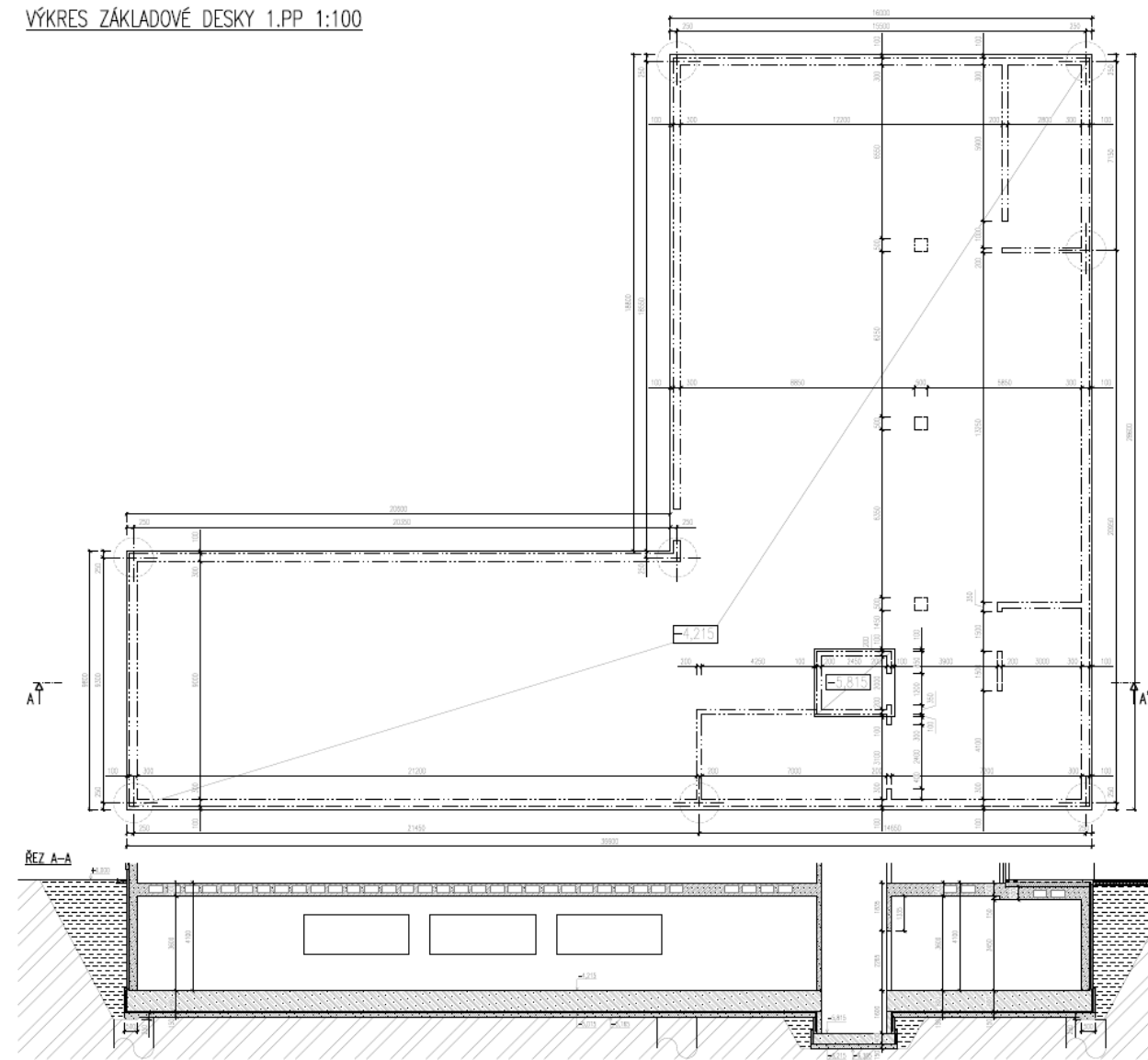
Jako nevhodnější varianta se jeví rovnoměrná deska tloušťky 800 mm lokálně podepřená pilotami.

POZN.

Celý protokol o výpočtu je součástí příloh části Geotechnika.

7.2 Schéma výkresu základové desky

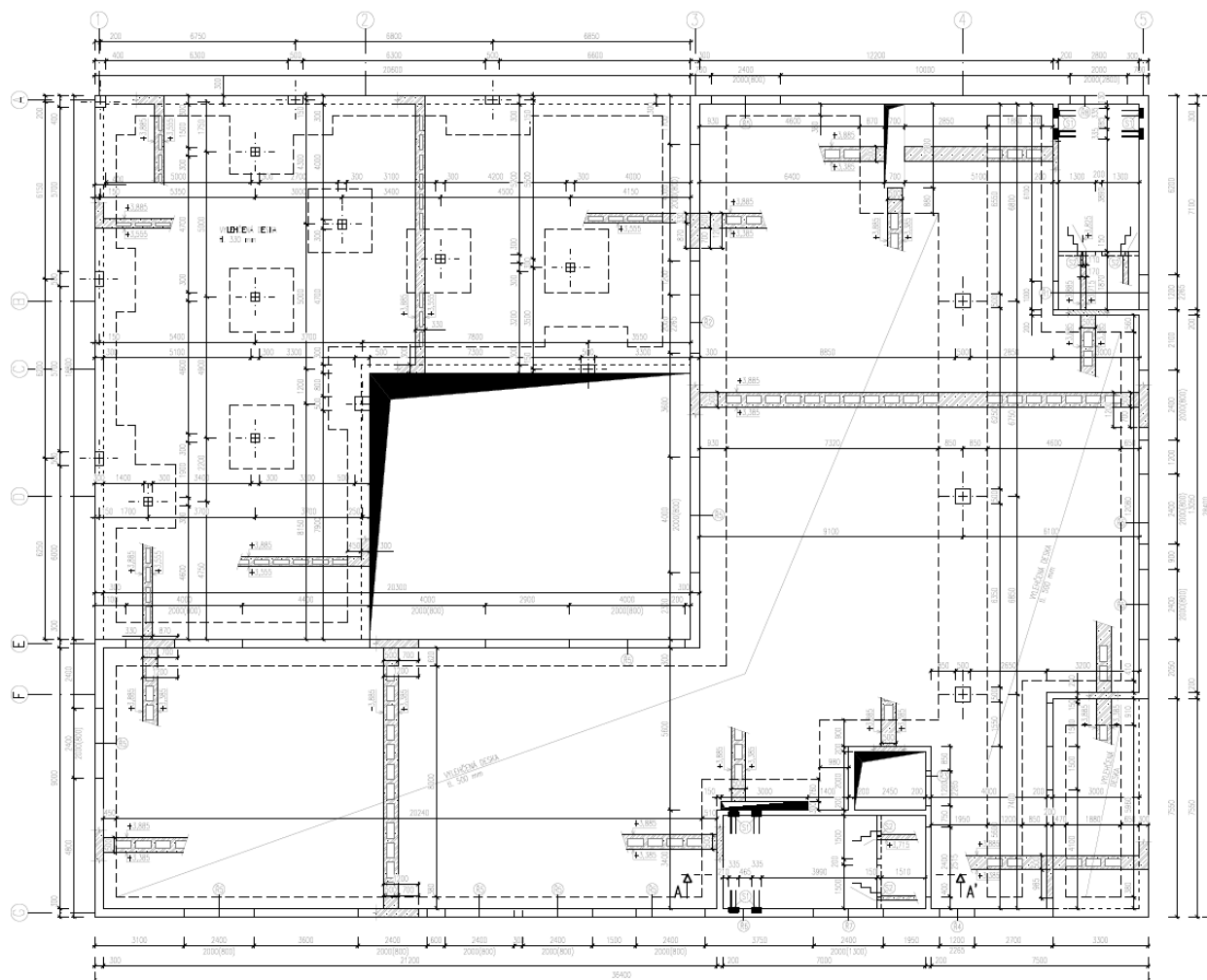
VÝKRES ZÁKLADOVÉ DESKY 1.PP 1:100



Obr. 144 Výkres základové desky 1.PP [vlastní]

Pozn. Výkres základové desky 1.PP je součástí příloh k části Geotechnika v měřítku 1:100.

8. Výkresy tvaru



Obr. 145 Výkres tvaru 1.NP [vlastní]

Pozn. Veškeré výkresy tvaru stropních desek jsou součástí příloh ke statické části v měřítku 1:100 a 1:50.

9. Závěr

Cílem této diplomové práce bylo navržení hlavní nosné konstrukce speciálního vzdělávacího centra na základě existující architektonické studie a fotografií z webu. Jelikož převzaté vstupní podklady k objektu jsou pouze orientační, bylo zapotřebí rozumně odhadnout veškeré rozměry hlavní nosné konstrukce a poté zvolit konstrukční systém objektu. V jednotlivých kapitolách diplomové práce byl proveden rozbor stálých a proměnných zatížení, které na konstrukci působí a na základě tohoto rozboru byl proveden předběžný návrh hlavních svislých a vodorovných prvků konstrukce. Předběžně byly navrženy rozměry sloupů, tloušťky stěn a stropních desek, základy a navrhnutá schodiště včetně napojení na ostatní konstrukce a přerušení kročejového hluku.

Dalším krokem bylo vytvoření statického modelu v programu Scia Engineer, na základě jehož výsledků byl vytvořen „Strut-and-tie“ model vybraného stěnového nosníku. Model v programu Scia Engineer bylo třeba nejdříve ověřit a to tak, že se kontrolovaly průhyby stropních desek, srovnávaly se výsledky normálových sil v patách sloupů s ručním výpočtem a dále se porovnávaly momenty z modelu a z výpočtu metodou náhradních rámců.

Další část této práce byla zaměřena na vybraný stěnový nosník, který byl řešen pomocí metody náhradního příhradoviny pro poruchové D oblasti. Hlavním podkladem pro tvorbu vhodného příhradového modelu stěnového nosníku byly trajektorie hlavních napětí ze statického modelu. Příhradový model byl optimalizován. Na průběh sil z vybraného modelu byla navržena nosná výztuž stěnového nosníku.

V posledních kapitolách byly dořešeny základové konstrukce objektu. Byly navrženy rozměry vrtaných pilot pod sloupy 1.NP a posouzena základová deska podlaží podzemního.

Konstrukce objektu jsou navrženy v souladu se souborem platných norem v České republice. Konstrukce byly navrhovány co nejefektivněji v rámci možností a objektivního náhledu na vlastní zkušenosti s navrhováním studenta stavební fakulty. Z tohoto důvodu byla většina konstrukcí navržena na straně bezpečné.

10. Zdroje

Výchozí podklady

- [1] ARCHIWEB, S.R.O. *Speciální vzdělávací centrum* [online].
Dostupné z: <http://www.archiweb.cz/buildings.php?type=&action=show&id=4665>
- [2] Designboom magazine. *Marte marte architekten design a special education school* [online].
Dostupné z: <https://www.designboom.com/architecture/marte-marte-architekten-design-a-special-education-school/>

Technické normy

- [3] ČSN EN 1990 *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*
- [4] ČSN EN 1991-1-1 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*
- [5] ČSN EN 1991-1-3 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*
- [6] ČSN EN 1991-1-4 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení větrem*
- [7] ČSN EN 1992-1-1 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*
- [8] ČSN EN 1997-1 *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*
- [9] ČSN 73 1201 *Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb*
- [10] ČSN 73 1204 *Navrhování betonových deskových konstrukcí působících ve dvou směrech*
- [11] ČSN EN 206 *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*
- [12] ČSN EN 10080 *Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel - Všeobecně*
- [13] ČSN EN 13670 *Provádění betonových konstrukcí*
- [14] ČSN 73 1001 *Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy. (neplatná)*

Použitá odborná literatura, odkazy, podklady výrobců

- [15] KOHOUTKOVÁ, A., PROCHÁZKA, J., VAŠKOVÁ, J. *Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014, ISBN 978-80-01-05587-8.
- [16] KOHOUTKOVÁ, A., PROCHÁZKA, J., ŠMEJKAL, J. *Modelování a vyztužování betonových prvků: lokální modely železobetonových konstrukcí*. V Praze: České vysoké učení technické, 2013. ISBN 978-80-01-05329-4.
- [17] HANZLOVÁ, Hana. *Schodiště: Syllabus z přednášek k předmětu BZA2* [online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/133bk1/WEB/BZ2A_SCHODISTE_web.pdf
- [18] TIPKA, Martin. *Základní typy betonových konstrukcí pozemních staveb se vzorovými příklady: Příkladová část*. Katedra betonových a zděných konstrukcí. Projekt FRVŠ 294/2012/G1[online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/FRVS_2012/prikladova_cast.pdf
- [19] HANZLOVÁ, Hana, *Lokálně podepřené desky - ohybové momenty v příčném směru, metoda náhradních rámců: Výklad ke cvičení č. 6 k předmětu BZA2* [online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/133bk1/BZA2_2016/vyklad_cviceni_7.pdf
- [20] TIPKA, Martin. *Analýza metod výpočtu železobetonových lokálně podepřených desek*. Katedra betonových a zděných konstrukcí. Projekt FRVŠ 905/2011/G1[online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/FRVS_2011/analyza_lok_pod_desek.pdf
- [21] HANZLOVÁ, Hana. *Stěnové nosníky: Syllabus z přednášek k předmětu BZA2* [online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/133bk1/WEB/BZ2A_STENOVE_NOSNIKY_web.pdf
- [22] HANZLOVÁ, Hana. *Stěnové nosníky - Zjednodušený návrh: Podklady k předmětu PJ1C* [online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/PJ1C/1_stenove_nosniky.pdf
- [23] ŠMEJKAL, J., PROCHÁZKA, J. *Navrhování stěnových nosníků s použitím modelů náhradní příhradoviny*. Beton TKS [online], 2010(6) Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/2010-6-52_0.pdf
- [24] ŠMEJKAL, J., PROCHÁZKA, J. *Navrhování s použitím modelů náhradní příhradoviny*. Beton TKS [online]. 2009(5) Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/2009-5-80_0.pdf
- [25] 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

- [26] KABELÉ, Petr. *Příhradové konstrukce: Přednáška č. 9 k předmětu Stavební mechanika 1* [online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~pkabele/SM1/SM1_pr08a.pdf
- [27] HANZLOVÁ, Hana, *Kotvení a přesahy výztuže: Pomůcka ke cvičení č. 3 k předmětu BZA2* [online]. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlan/pomucky/kotveniPresahy.pdf>
- [28] ZETR SK, S.R.O. *Železobetonové odlehčené dosky obojsměrné*, katalog ZETR, 2011
- [29] Česká geologická služba: *Lokalizační aplikace. Informace o geologickém podloží* [online]. Dostupné z: <http://www.geology.cz/app/ciselniky/lokalizace/>
- [30] Xella CZ, s.r.o. *Produktový list - Tvárnice pro nenosné stěny*, 2017 [online]. Dostupné z: <https://www.ytong.cz/cs/docs/tvarnice-pro-nenosne-steny.pdf>
- [31] Saint-Gobain Construction Products CZ a.s., *Divize Rigips Technický list konstrukce*, 2016 [online]. Dostupné z: http://www.rigips.cz/files/steny-akusticke/Akustick%C3%A9-p%C5%99%C3%AD%C4%8Dky-dvojit%C4%9B-opl%C3%A1%C5%A1t%C4%9Bn%C3%A9-profil-R-CW-100_61dB_3.40.06-MA_v2016.pdf
- [32] SCHÖCK-WITTEK S.R.O. *Technické informace Schöck Tronsole*, 2016 [online]. Dostupné z: <http://www.schoeck-wittek.cz/cs/download-cz?product=7&type=7&filter=1#>
- [33] TOPOS PREFA Tovačov s.r.o. *Katalog opěrných zdí*, 2013 [online]. Dostupné z: <http://www.toposprefa.cz/assets/Uploads/ing-dopr-stavby-2013.pdf>

Použité programy

- [34] AutoCAD 2016 – Studentská verze
- [35] Scia Engineer 17.01 – Studentská verze
- [36] Microsoft Word 2010
- [37] Microsoft Excel 2010
- [38] GEO5 2018 CS – Studentská verze
- [39] Ověření únosnosti základové patky při protlačení, XLS soubor (poskytnuto vedoucí práce)
- [40] Posouzení sloupu obdélníkového průřezu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem dle ČSN EN 1992 - 1 - 1, XLS soubor (DP - KREJČÍ Petr: Objekt v městské části Praha 4, Hvězdova, ČVUT v Praze, FSv, 2009)