

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Konstrukce a dopravní stavby

Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Varianty nosné konstrukce objektu tělocvičny

Statický výpočet

Vypracovala: Michala Jordanová

Vedoucí práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Praha 2017



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Jordanová

Jméno: Michala

Osobní číslo: 424353

Zadávací katedra: betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Varianty nosné konstrukce objektu tělocvičny

Název bakalářské práce anglicky: Variants of load bearing members of the gym object

Pokyny pro vypracování:

Předběžný návrh vodorovných a svislých prvků objektu ve variantách.

Podrobný návrh vybraných prvků vybrané varianty.

Schémata výkresů tvaru jednotlivých variant. Výkresy výztuže vybraných prvků.

Stručná technická zpráva ke statické části.

Seznam doporučené literatury:

doporučená literatura pro studium předmětů bakalářského studia

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

Datum zadání bakalářské práce: 20.2.2017

Termín odevzdání bakalářské práce: 28.5.2017

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

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma Varianty konstrukčního řešení objektu tělocvična zpracovala samostatně pod vedením Ing. Hany Hanzlové, CSc. za použití literatury a pramenů uvedených v seznamu použitých zdrojů.

V Praze dne: 25. 5. 2017

.....
Jméno Příjmení

Poděkování

Děkuji za pomoc a ochotu poradit nejen při zpracování této bakalářské práce své vedoucí práce Ing. Haně Hanzlové, CSc.

Dále bych ráda poděkovala své rodině a blízkým za podporu při psaní této a práce, ale i za jejich podporu celou dobu studia.

Děkuji.

Abstrakt

Tématem této práce je návrh variant nosného systému ze železobetonu objektu tělocvična. Cílem je provést předběžný návrh jednotlivých variant a podrobný návrh vybrané části konstrukce z jedné varianty. Vybraná část konstrukce je železobetonový rám z varianty jedna. Pro tento rám bude proveden podrobný návrh i posouzení dle platných norem.

Abstract

The theme of this thesis is the design of variants of the load bearing members from the reinforced concrete of the gym object. The aim is to do a preliminary design of individual variants and a detailed design of the selected part of the construction from one variant. The selected part of the structure is a reinforced concrete frame of the variant one. The detailed design and appraisal will be made for this frame according to valid norms.

Klíčová slova

- Železobetonová konstrukce
- Předběžný statický návrh
- Vylehčené stropní desky
- Dutinové panely
- Podrobný návrh rámu
- Výkres výztuže rámu
- Výkres tvaru

The key words

- Reinforced concrete structure
- Preliminary structural design
- Lightened slab
- Cavity panels
- Detail design of the frame
- Drawing of the frame reinforcement
- Drawing shape

Obsah

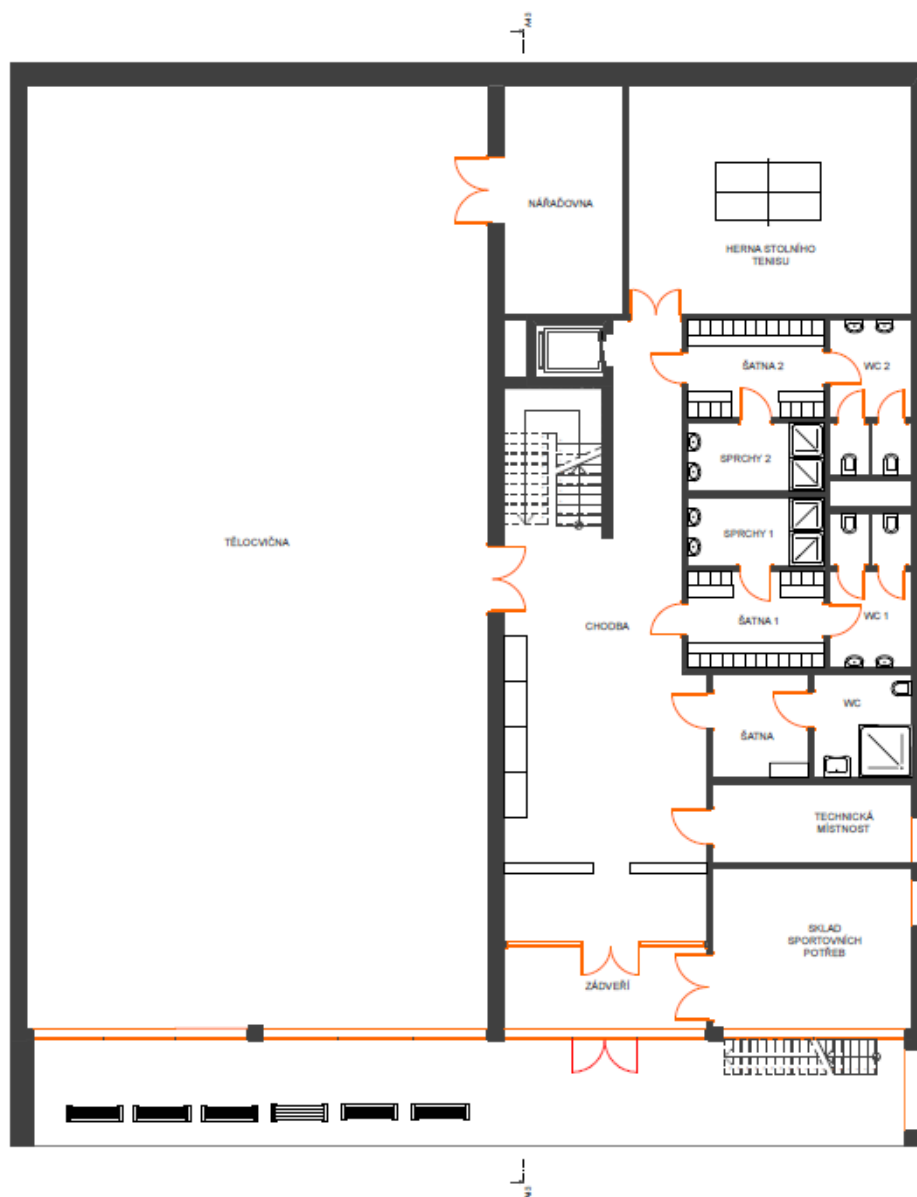
1	Úvod.....	- 8 -
1.1	Zadání.....	- 8 -
1.2	Skladby konstrukcí.....	- 10 -
1.3	Materiály.....	- 13 -
1.3.1	Beton.....	- 13 -
1.3.2	Ocel.....	- 14 -
1.3.3	Zemina.....	- 14 -
2	Varianta 1.....	- 15 -
2.1	Schématický řez pro orientaci.....	- 15 -
2.2	Nosná konstrukce nad 1.NP.....	- 16 -
2.3	Nosná konstrukce nad 2.NP.....	- 17 -
2.4	Předběžný návrh.....	- 18 -
2.4.1	Stropní deska nad 1.NP.....	- 18 -
2.4.2	Návrh sloupu v 1.NP.....	- 23 -
2.4.3	Veranda návrh stropní desky.....	- 25 -
2.4.4	Veranda návrh průvlastku.....	- 27 -
2.4.5	Veranda návrh sloupů.....	- 29 -
2.4.6	Návrh schodiště.....	- 30 -
2.4.7	Návrh základové desky.....	- 32 -
2.4.8	Návrh suterénní stěny.....	- 36 -
2.4.9	Rám nad 2.NP.....	- 38 -
3	Varianta 2.....	- 47 -
3.1	Nosná konstrukce nad 1.NP.....	- 47 -
3.2	Nosná konstrukce nad 2.NP.....	- 48 -
3.3	Předběžný návrh.....	- 49 -
3.3.1	Rám nad 1.NP.....	- 49 -
4	Varianta 3.....	- 54 -
4.1	Nosná konstrukce nad 1.NP.....	- 54 -
4.2	Nosná konstrukce nad 2.NP.....	- 55 -
4.3	Předběžný návrh.....	- 56 -
4.3.1	Dutinové panely Partek nad 1.NP.....	- 56 -
4.3.2	Jednosměrně pnutá deska nad 1.NP.....	- 56 -
4.3.3	Dutinové panely Partek nad 2.NP.....	- 57 -
5	Podrobný návrh rámu varianty 1.....	- 59 -
5.1	Příčel.....	- 59 -
5.1.1	Výsledky ze softwaru pro rám řady 3:.....	- 60 -
5.1.2	Návrh a posouzení smykové výztuže:.....	- 64 -
5.1.3	Návrh a posouzení ohybové výztuže.....	- 70 -
5.1.4	Výztuž rámového rohu:.....	- 81 -
5.1.5	Kotvení a stykování výztuže:.....	- 82 -
5.2	Sloup:.....	- 84 -
5.2.1	Výsledky ze softwaru pro rám řady 3:.....	- 84 -
5.2.2	Návrh a posouzení ohybové výztuže.....	- 91 -
5.2.3	Návrh třmínek.....	- 99 -
5.2.4	Kotvení výztuže:.....	- 100 -
6	Závěr.....	- 101 -
	Použitá literatura a programy.....	- 102 -
	Seznam tabulek.....	- 104 -

1 Úvod

Tato práce se zabývá nosnými konstrukcemi ze železobetonu objektu tělocvična. Hlavně předběžným návrhem hlavních prvků nosné konstrukce ve 3 variantách. Pro variantu 1 bude proveden i podrobný návrh vybrané části konstrukce.

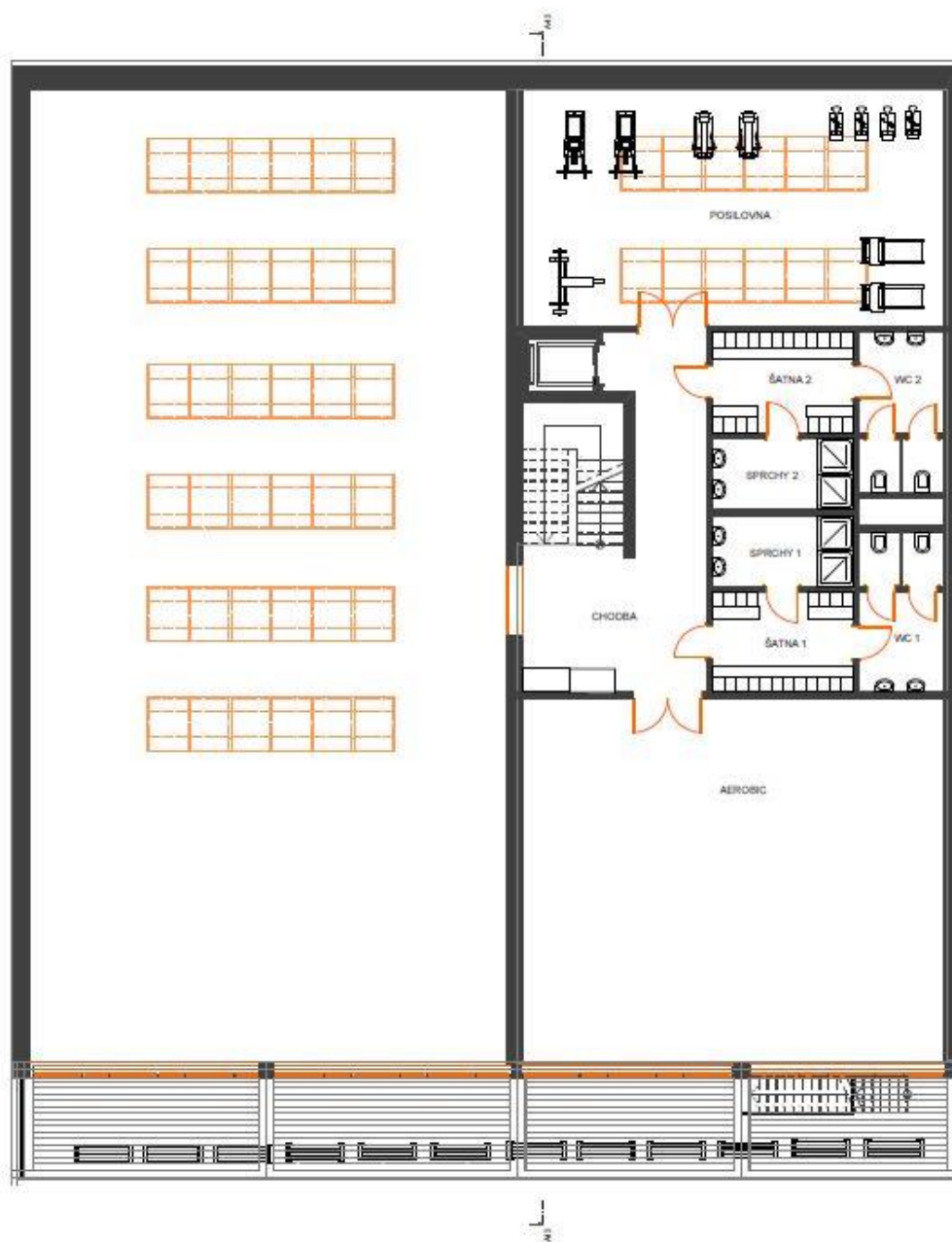
1.1 Zadání

Půdorys 1.NP



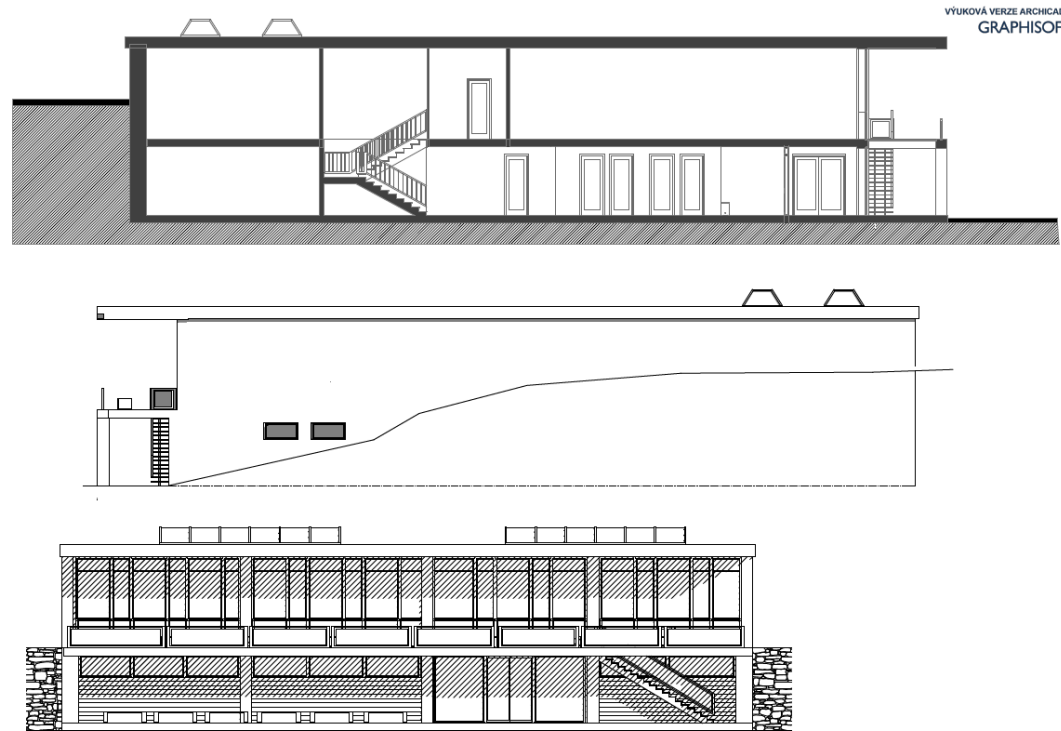
V 1.NP se nachází prostor na hraní stolního tenisu se světlou výškou 3,5m a tělocvična vhodná k míčovým sportům jako je volejbal, basket, badminton a dále taky ke gymnastice a bojovým sportům. Minimální světlá výška tělocvičny je 7,0 m.

Půdorys 2.NP



V 2.NP se nachází prostor pro cvičení aerobiku a jiných tanečních a posilovacích lekcí a prostor pro posilovnu se světlou výškou místnosti 3,5m.

Řez a pohledy



1.2 Skladby konstrukcí

Podlahy:

V prostorách, kde se cvičí (tělocvična, herna se stolním tenisem, sál na aerobic a posilovna) bude použita speciální podlaha, která je určena pro sport.

V patře bude mít skladbu [16]:

Podlaha P3	Tloušťka [mm]	Objemová hmotnost [kN/m ³]	Zatížení [kN/m ²]
Lakování 3x vč. Broušení a tmelení dubová mozaika celoplošně lepená	8	0,8	0,006
Záklop z vodorovné překližky	12	0,7	0,008
PE fólie	0,05	-	0,000
Konstrukce trojitého lepeného roštu	70	0,4	0,028
Vyrovňovací plastové klínky	25,0	1,2	0,030
Celková tloušťka podlahy	115		
	Celkem (charakteristická hodnota)	0,073	kN/m²

Na terénu [16]:

Podlaha P4	Tloušťka	Objemová hmotnost	Zatížení
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Lakování 3x vč. Broušení a tmelení dubová mozaika celoplošně lepená	8	0,8	0,006
Záklop z vodorovné překližky	12	0,7	0,008
PE fólie	0,05	-	0,000
Konstrukce trojitého lepeného roštu	70	0,4	0,028
Vyrovnávací plastové klínky	25,0	1,2	0,030
Betonová mazanina v rovinatosti	75	24	1,800
Tepelná izolace	60	0,15	0,009
Hydroizolace	-	-	0,000

Celková tloušťka podlahy

250

Celkem (charakteristická hodnota) 1,882 kN/m²

V ostatních prostorách bude použita dlažba:

Skladba v patře [13]:

Podlaha P1	Tloušťka	Objemová hmotnost	Zatížení
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Keramická dlažba	10	22	0,220
Lepidlo pro dlažbu	6	13	0,078
Penetrační nátěr	-	-	0,000
Roznášecí betonová mazanina	50	25	1,250
SeparáčnÍ fólie - DEKSEPAR	0,2	160g/m ²	0,002
Kročejová izolace - RIGIFLOOR 4000	50	0,15	0,008

Celková tloušťka podlahy

116

Celkem (charakteristická hodnota) 1,557 kN/m²

Skladba na terénu [14]:

Podlaha P2	Tloušťka	Objemová hmotnost	Zatížení
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Keramická dlažba	10	22	0,220
Lepidlo pro dlažbu	6	13	0,078
Penetrační nátěr	-	-	0,000
Roznášecí betonová mazanina	50	25	1,250
SeparáčnÍ fólie - DEKSEPAR	0,2	160g/m ²	0,002
Tepelně izolační desky - DEKPERIMETER SD 150	120	0,25	0,030
Ochranná betonová mazanina	60	24	1,440
Asfaltový hydroizolační pás - GLASTEK 40 SPECIAL MINERAL	4	200g/m ²	0,002
Asfaltová penetrační emulze - DEKPRIMER	-	-	0,000

Celková tloušťka podlahy

250

Celkem (charakteristická hodnota) 3,022 kN/m²

Na terase, která se nachází v 2.NP bude použita [15]:

Podlaha P5	Tloušťka	Objemová hmotnost	Zatížení
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Terasová dlažba DEK na podložkách	35	22	0,770
Přířez fólie DEKPLAN 77	1,5	1,8kg/m ²	0,018
DEKPLAN 77	1,5	1,8kg/m ²	0,018
Kingspan Therma TR26 FM - tepelně izolační vrstva	60,0	0,3	0,018
Spádové klíny EPS 150	75	0,25	0,019
GLASTEK 40 SPECIAL MINERAL - pás z SBS mod. asfaltu	4	200g/m ²	0,002
DEKPRIMER	-	-	-

Celková tloušťka podlahy

177

Celkem (charakteristická hodnota) 0,845 kN/m²

Příčky:

Příčky budou zhotoveny z Ytongu o tloušťce 100mm. Objemová hmotnost v suchém stavu: 500kg/m³. Vlastní tíha příček: $5 \cdot 0,1 \cdot 3,5 = 1,75 \text{ kN/m} < 2,0 \text{ kN/m} \Rightarrow$ rovnoměrné zatížení příček 0,8 kN/m². [17]

Střecha se světlíky:

Střecha bude realizovaná jako plochá a nepochozí.

Střecha S1	Tloušťka	Objemová hmotnost	Zatížení
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Měkčené PVC	1,5	13	0,020
geotextilie	-	-	0,000
EPS	250	0,25	0,063
Asfaltový modifikovaný pás SBS	4	0,25kg/m ²	0,001
keramzitbeton spádový	125,0	12	1,500

Celková tloušťka podlahy

381

Celkem (charakteristická hodnota) 1,583 kN/m²

Světlíky budou realizované od firmy Jansen – VISS Basic. Tloušťka skel 30mm, šířka jednoho světlíku 2m a délka 8,25m nad velkou tělocvičnou a 7,465m nad posilovnou. [18]

Náhradní zatížení za světlík:

Vlastní tíha světlíku: $0,03 \cdot 25 = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Liniové zatížení: $0,75 \cdot 2 = 1,5 \text{ kN/m}$

Isonosníky:

Schock Isokorb typ K-HV – pro izolaci volně vyložených desek snížených oproti stropní desce. Z důvodu přerušení teplených mostů v místech pokračující stěny, byla stěna přerušena a nahrazena sloupem v linii ostatních sloupů. [19]

1.3 Materiály

1.3.1 Beton

Konstrukce bude zhotovena z monolitického železobetonu s těmito charakteristikami.

Stupeň vlivu prostředí:

- XC1 = suché nebo stále mokré – pro beton uvnitř s nízkou vlhkostí, beton trvale ponořený do vody. Použito u všech vnitřních nosných ŽB prvků
- XC4 = střídavě mokré a suché – vnější povrchy vystavené srážkám. Použito pro obvodové konstrukce nad úroveň terénu, základové konstrukce

Minimální třída betonu pro XC1 je C20/25, pro XC4 je C30/37. S ohledem na velká rozpětí, které vedou k velkým průhybům a ty mohou vést ke komplikacím pro kritéria mezního stavu použitelnosti, bude použita třída betonu C30/37 pro všechny nosné konstrukce ze ŽB.

Charakteristická pevnost betonu: $f_{ck} = 30\text{MPa}$

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

Návrhová životnost budovy: 50 let – třída konstrukce S4

Krycí vrstva:

Jmenovitá hodnota tloušťky krycí vrstvy betonu: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

Minimální hodnota krycí vrstvy: $c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm})$

- $c_{min,b}$ - \varnothing výztužného prutu = 20 mm – odhad

- $c_{min,dur}$ - vliv prostředí a třídy konstrukce

U třídy XC1 je použita vyšší třída betonu než je doporučena => lze snížit třídu betonu o jedna => S3. Pokud bude ještě použit, jako desková konstrukce lze třídu snížit ještě o jedna => S2

- XC1: $c_{min,dur} = 10\text{ mm}$ (Pro S2 a S3)

- XC4: $c_{min,dur} = 30\text{ mm}$

- Δc_{dev} – vliv odchylek = 10 mm – pro monolit

- $\Delta c_{dur,\gamma}$ – vliv spolehlivosti = 0 mm

- $\Delta c_{dur,st}$ - redukce při použití nerezové oceli – 0 mm

- $\Delta c_{dur,add}$ – redukce při použití dostatečné ochrany výztuže – 0 mm

$c_{minXC1} = \max(20; 10; 10)$

$c_{minXC1} = 20\text{ mm}$

$c_{nomXC1} = 20 + 10 = 30\text{ mm}$

$c_{minXC4} = \max(20; 30; 10)$

$$c_{\min XC4} = 30 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}XC4} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

U desek je možné krytí snížit z důvodu použití menších profilů než 20mm a z důvodu možnosti snížit konstrukční třídu u deskových konstrukcí.

1.3.2 Ocel

Pro vyztužení železobetonu bude použita žebírková ocel B500B.

Charakteristická pevnost: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

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

1.3.3 Zemina

Pevný štěrkovitý jííl CG – F2

Charakteristiky:

$\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$; $\varphi_{d,ef} = 25^\circ$; $c_{d,ef} = 15 \text{ kPa}$

Výpočet zemního tlaku v klid:

$$p = \gamma \cdot h \cdot K_0$$

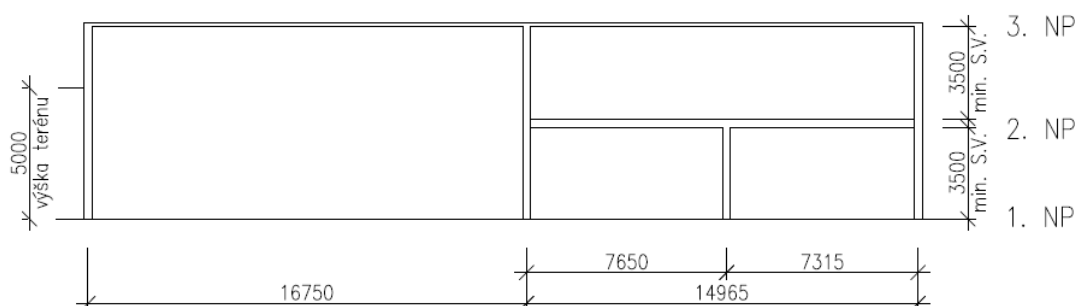
K_0 – koeficient tlaku v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) = 1 - \sin(25) = 0,423$$

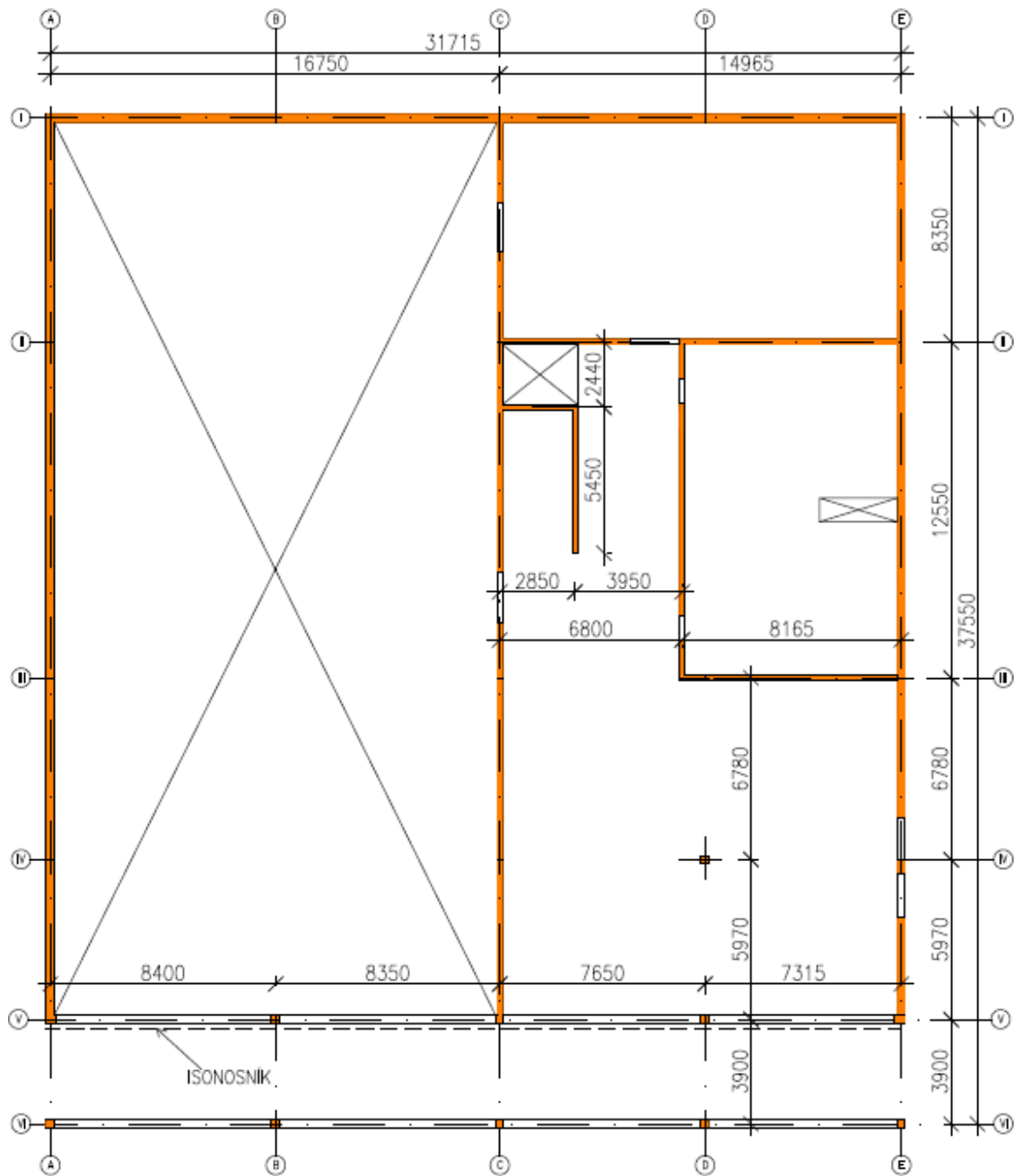
2 Varianta 1

Varianta 1 bude řešena jako železobetonová konstrukce. Základová deska spolu se suterénními stěnami bude tvořit bílou vanu. Nad 1.NP bude deska řešena jako lokálně podepřená deska i jako jednosměrně pnutá deska. A nad 2.NP bude celá konstrukce řešena jako rám, kde suterénní stěna bude v místě průvlaků mít funkci sloupu.

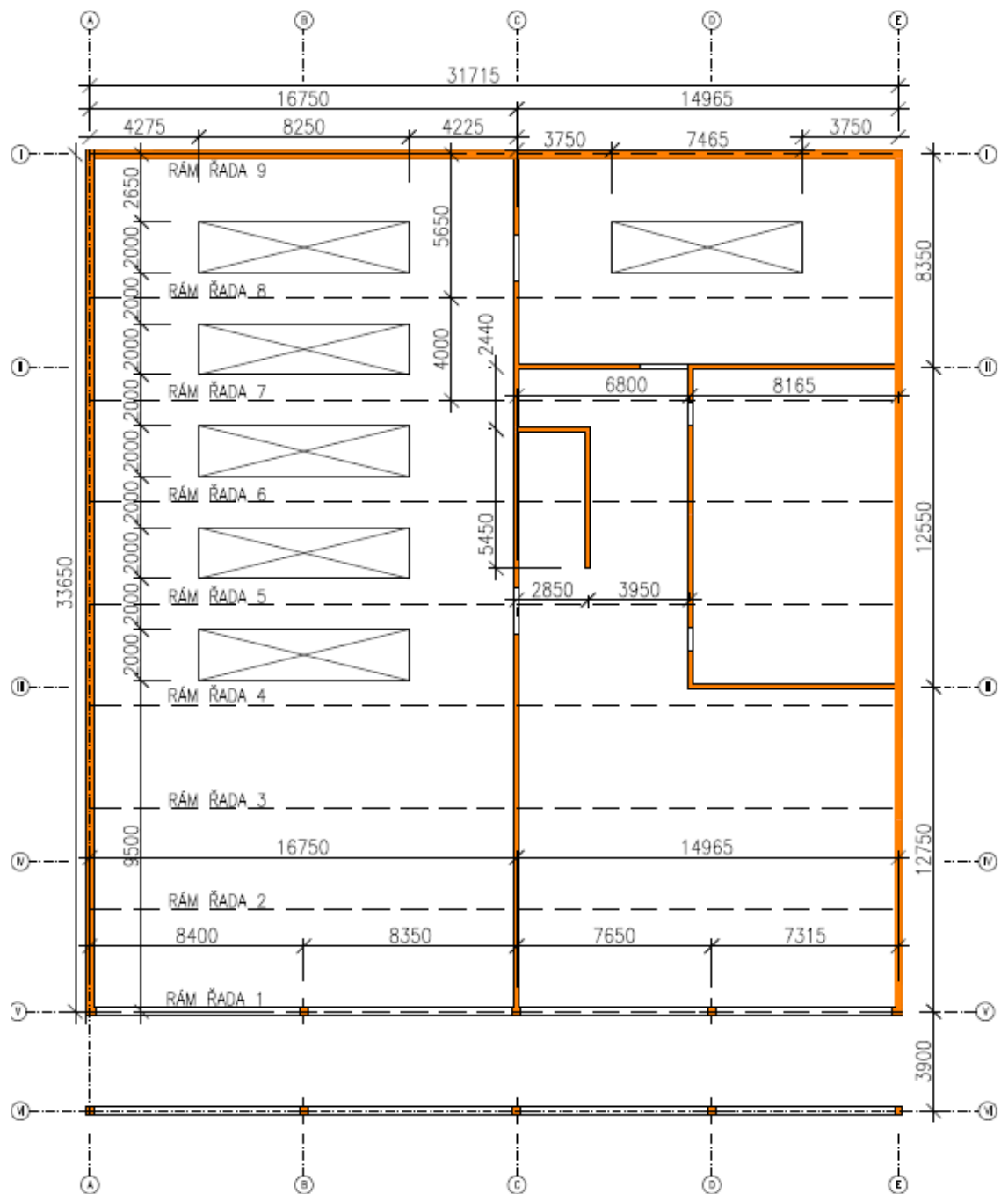
2.1 Schématický řez pro orientaci



2.2 Nosná konstrukce nad 1.NP



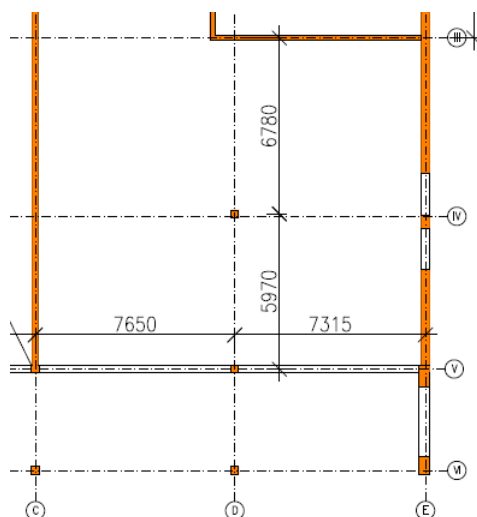
2.3 Nosná konstrukce nad 2.NP



2.4 Předběžný návrh

2.4.1 Stropní deska nad 1.NP

1) Lokálně podepřená deska



Rozpětí bylo bráno bezpečně největší z hodnot: 6,78m; 5,97m; **7,65m**; 7,315m

Dle empirie:

$$h_d = \left(\frac{1}{33}\right) l_{\max} + 10\% = \left(\frac{1}{33}\right) 7,65 + 10\% = 0,250 \div 0,260 \text{ m}$$

Dle ohybové štíhlosti:

$$\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$$

po úpravě nám vznikne vztah pro vyjádření účinné výšky průřezu d:

$$d \geq \frac{l}{\kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}}$$

κ_{c1} – součinitel tvaru průřezu = 1,0

κ_{c2} – je součinitel rozpětí = $\frac{7,0}{l} = \frac{7,0}{7,65} = 0,915$

κ_{c3} – součinitel napětí tahové výztuže = $\frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \Rightarrow$ uvažuje 1,2 ÷ 1,3 = 1,2

$\lambda_{d,tab}$ – tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti

\Rightarrow beton C30/37 a stupeň vyztužení $\rho = 0,5\%$ se rovná $\lambda_{d,tab} = 24,6$

$$d \geq \frac{7,65}{1,0 \cdot 0,915 \cdot 1,2 \cdot 24,6} = 0,283 \text{ m}$$

$h_d \geq d + c_{nomx1} + \phi/2 = 283 + 30 + 10 = 320 \div 330 \text{ mm}$ (odhad profilu výztuže 20mm)

Užitné zatížení podle ČSN EN 1991-1-1:

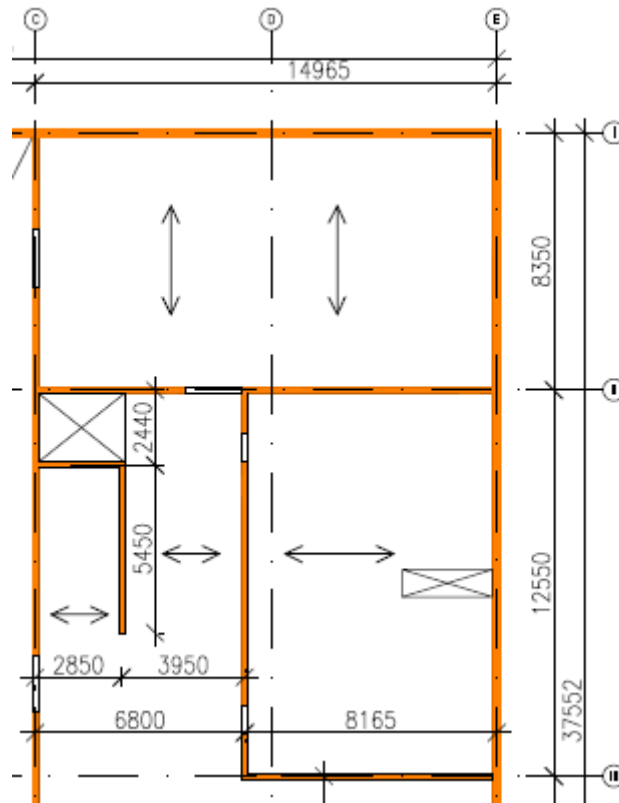
Kategorie pozemních budov: C4 plochy určené pro pohybové aktivity – $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

⇒ V důsledku velkého užitečného zatížení byla zvolena robustnější deska.

Návrh tloušťky desky: $h_d = 300 \text{ mm}$

2)

a) Jednosměrně pnutá deska



Rozpětí bylo bráno bezpečně největší z rozměrů: 8,165m; **8,35m**; 6,8m

Dle empirie:

Minimální tloušťka stropní desky:

$$h_d = \left(\frac{1}{35}\right) l + 0,03 = \left(\frac{1}{35}\right) 8,35 + 0,03 = 260 \div 270 \text{ mm}$$

Pro stropní desky s lehkými příčkami a rozpětí $l \geq 4,3\text{m}$:

$$h_d = \left(\frac{l^2}{150}\right) + 0,03 = \left(\frac{8,35^2}{150}\right) + 0,03 = 490 \div 500 \text{ mm} - \text{velice konzervativní přístup}$$

Dle ohybové štíhlosti:

$$d \geq \frac{l}{\kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}}$$

κ_{c1} – součinitel tvaru průřezu = 1,0

$$\kappa_{c2} - \text{je součinitel rozpětí} = \frac{7,0}{l} = \frac{7,0}{8,35} = 0,838$$

$$\kappa_{c3} - \text{součinitel napětí tahové výztuže} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \Rightarrow \text{uvažuje } 1,2 \div 1,3 = 1,2$$

$\lambda_{d,tab}$ – tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

– pro krajní pole spojitého nosníku

$$\Rightarrow \text{beton C30/37 a stupeň vyztužení } \rho = 0,5\% \text{ se rovná } \lambda_{d,tab} = 26$$

$$d \geq \frac{8,35}{1,0 \cdot 0,838 \cdot 1,2 \cdot 26} = 0,319 \text{ m}$$

$$h_d \geq d + c_{\text{nomxc1}} + \phi/2 = 319 + 30 + 10 = 359 \text{ mm}$$

– pro vnitřní pole spojitého nosníku

=> beton C30/37 a stupeň vyztužení $\rho = 0,5\%$ se rovná $\lambda_{d,\text{tab}} = 30,8$

$$d \geq \frac{8,35}{1,0 \cdot 0,838 \cdot 1,2 \cdot 30,8} = 0,270 \text{ m}$$

$$h_d \geq d + c_{\text{nomxc1}} + \phi/2 = 270 + 30 + 10 = 310 \text{ mm}$$

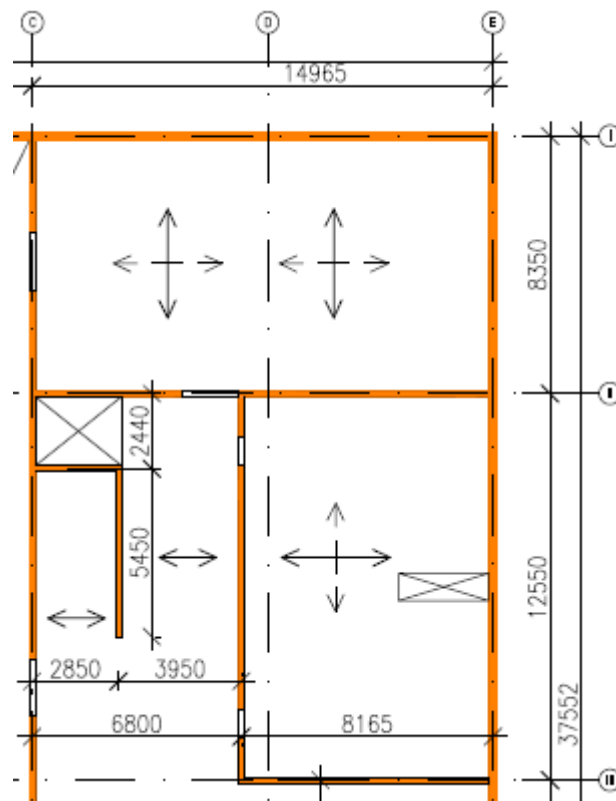
$$h_d = 310 \div 359 \text{ mm}$$

Kategorie pozemních budov: C4 plochy určené pro pohybové aktivity – $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

⇒ V důsledku velkého užitého zatížení byla zvolena robustnější deska.

Návrh tloušťky desky: $h_d = 320 \text{ mm}$

b) Oboustranně pnutá deska



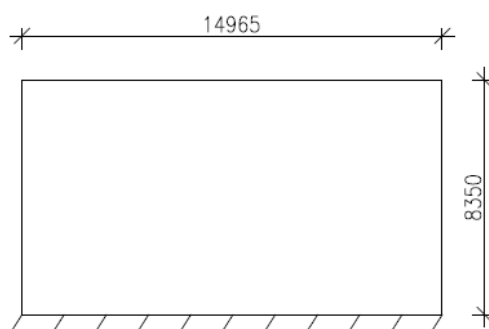
Dle empirie:

Rozpětí I bylo uvažováno menší z rozměrů: 14,965m a **8,35m**.

$$h_d = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) l = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) 8,35 = 278 \div 334 \text{ mm}$$

Podle okrajových podmínek, byly uvažovány dvě varianty:

I) Vetknutí na jedné straně



$$\lambda = l_b / l_a$$

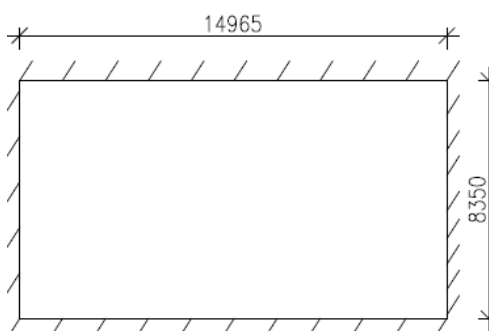
$$\lambda = \frac{14,965}{8,35} = 1,79$$

$l_a = 8,35\text{m}$ – převezme 96,21% procent zatížení

Dle ohybové štíhlosti:

Stejný výsledek jako u jednosměrně pnuté desky uvažované jako krajní pole spojitého nosníku. => $h_d \geq 359\text{ mm}$

II) Vetknutí po celém obvodu



$$\lambda = l_b / l_a$$

$$\lambda = \frac{14,965}{8,35} = 1,79$$

$l_a = 8,35\text{m}$ – převezme 91,1% procent zatížení

Dle ohybové štíhlosti:

Stejný výsledek jako u jednosměrně pnuté desky uvažované jako vnitřní pole spojitého nosníku. => $h_d \geq 310\text{mm}$

Z výsledků je patrné, že tloušťka desky ať se uvažuje jako jednosměrně pnutá nebo obousměrně pnutá bude dosti podobná. Proto byla dále uvažovaná deska jednosměrně pnutá.

Shrnutí výsledků jednotlivých tlouštěk desek nad 1.NP:

Část stropní desky		Tloušťka dle empirie [mm]	Tloušťka dle ohyb. štíhlosti [mm]
1)	Lokálně podepřená	250 - 260	320 - 330
2a)	Jednosměrně pnutá	260 - 270	310 - 360
2b)	Obousměrně pnutá	278 - 334	310 - 360

Kategorie pozemních budov: C4 plochy určené pro pohybové aktivity – $q_k=5,0 \text{ kN/m}^2$

⇒ V důsledku velkého užitečného zatížení byla zvolena robustnější deska.

Návrh stropní desky nad 1.NP – $h_d = 320 \text{ mm}$

Stropní deska byla tedy navržena na tloušťku 320mm. Vzhledem k celkem značné tloušťce, tudíž i velké vlastní tíze desky, byla deska vylehčena pomocí U-Boot – pro obousměrně pnuté desky. (Případně lze využít i U-Bahn pro jednosměrně pnuté desky, ale v tomto případě není žádná deska pouze jednosměrně pnutá – jen se tak dá uvažovat) [20].

Rozměry nejmenší U-Boot: půdorysně 520x520 s výškou 130mm.

Pokud bude dáno do desky tloušťky 320 mm ztracené bednění o výšce 130 mm, zbyde v desce prostor pro výztuž 190 mm. Krytí je 30 mm.

Horní výztuž:

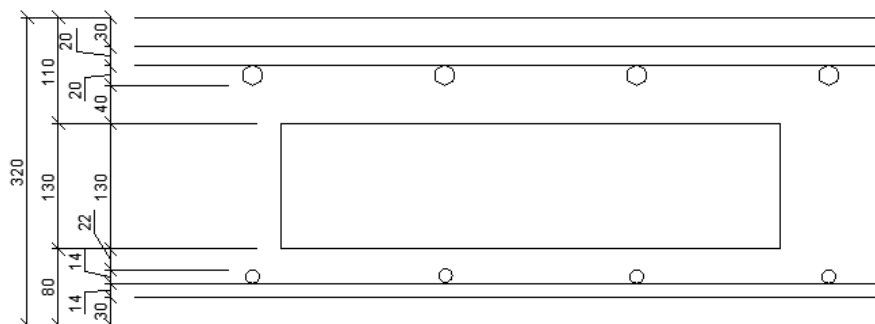
MAX. $\varnothing 20 \text{ mm} \Rightarrow$ minimální volná výška = $c_{\text{nomXC1}} + \varnothing + \varnothing + \varnothing = 30 + 20 + 20 + 20 = 90 \text{ mm}$

Dolní výztuž:

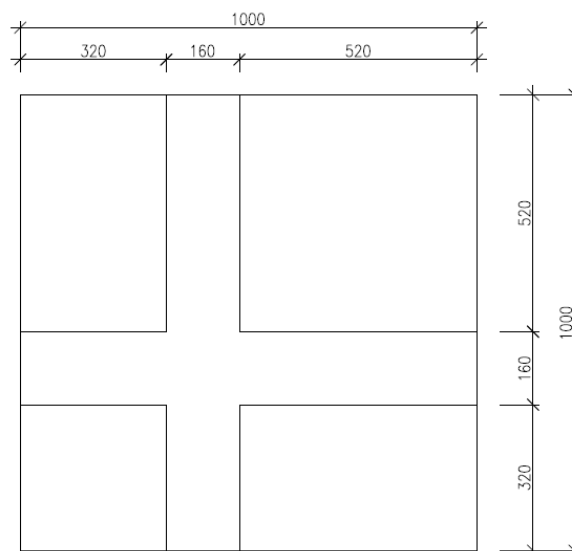
MAX. $\varnothing 14 \text{ mm} \Rightarrow$ minimální volná výška = $c_{\text{nomXC1}} + \varnothing + \varnothing + \varnothing = 30 + 14 + 14 + 14 = 72 \text{ mm}$

Volná výška celkem = $90 + 72 = 162 \text{ mm} < 190 \text{ mm}$ – VYHOVUJE

Rozmístění výztuže a U-Bootu podle obrázku:



Rozmístění U-Bootu v půdoryse na 1m².



V okolí sloupu a stěn deska vylehčena nebude.

Výpočet vlastní tíhy vylehčené desky:

$$S_{U-BOOT} = 520 \cdot 520 + 520 \cdot 320 + 320 \cdot 320 + 520 \cdot 320 = 705600 \text{ mm}^2 = 0,7056 \text{ m}^2$$

$$V_{U-BOOT} = 0,7056 \cdot 0,13 = 0,0917 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{beton}} = 1 \cdot 0,32 = 0,32 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{vylehč}} = V_{\text{beton}} - V_{U-BOOT} = 0,32 - 0,0917 = 0,2283 \text{ m}^3$$

$$\text{Vlastní tíha vylehčené desky: } 0,2283 \cdot 25 = 5,7075 \text{ kN/m}^2$$

Výpočet zatížení:

Pro výpočet zatížení byla uvažována méně příznivá varianta podlahy => podlaha P1.

STÁLÉ	g_k^d [kN/m ²]	γ	g_d^d [kN/m ²]
vl. tíha desky	5,708	1,35	7,705
Podlaha P1	1,557	1,35	2,102

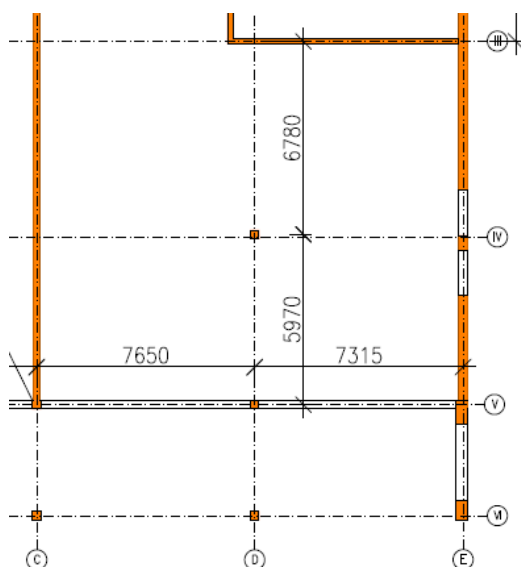
$$\Sigma g_k^d = 7,265 \quad \Sigma g_d^d = 9,807 \text{ kN/m}^2$$

PROMĚNNÉ	q_k^d [kN/m ²]	γ	q_d^d [kN/m ²]
Užitné zatížení pro tělocvičny	5	1,5	7,5
Příčky - odhad	0,8	1,5	1,2

$$\Sigma q_k^d = 5,800 \quad \Sigma q_d^d = 8,700 \text{ kN/m}^2$$

$$f_d^d = g_d^d + q_d^d = 9,807 + 8,700 = 18,507 \text{ kN/m}^2$$

2.4.2 Návrh sloupu v 1.NP



Zatěžovací plocha:

$$\left(\frac{6,78}{2} + \frac{5,97}{2}\right) \cdot \left(\frac{7,65}{2} + \frac{7,315}{2}\right) = 47,7 \text{ m}^2$$

Odhad profilu sloupu 300 x 300 mm.

V okolí sloupu nebude deska vylehčená do vzdálenosti $4d$ od líce sloupu.

$$d = h_d - c_{\text{nom}} - \phi/2 = 320 - 30 - 20/2 = 280 \text{ mm}$$

$$4d = 1120 \text{ mm}$$

$$A_{\text{nevylhč}} = 6,452 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{vylehč}} = 47,7 - 6,452 = 41,248 \text{ m}^2$$

Výpočet zatížení:

STÁLÉ	g_k^s [kN]	γ	g_d^s [kN]
vl. tíha desky nevylehčené - $25 \cdot 6,452 \cdot 0,32$	51,616	1,35	69,682
vl. tíha desky vylehčené - $5,708 \cdot 41,248$	235,444	1,35	317,849
Podlaha P1 - $1,557 \cdot 47,7$	74,269	1,35	100,263

$$\Sigma g_k^s = 361,328 \quad \Sigma g_d^s = 487,793 \text{ kN}$$

Vzhledem k využití plochy v dalším patře k cvičicímu sálu na aerobic, můžeme předpokládat, že v místnosti bude volná dispozice => nezapočítáme zatížení od příček.

PROMĚNNÉ	q_k^s [kN]	γ	q_d^s [kN]
Užitné zatížení pro tělocvičny - $5 \cdot 47,7$	238,5	1,5	357,75

$$\Sigma q_k^s = 238,500 \quad \Sigma q_d^s = 357,750 \text{ kN}$$

$$N_d^s = g_d^s + q_d^s = 487,793 + 357,750 = 845,543 \text{ kN}$$

Plocha sloupu:

$$A_c \geq \frac{N_{ed}}{0,8 f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_s} = \frac{845,543 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 + 0,03 \cdot 400} = 30\,197,96 \text{ mm}^2$$

Rozměr sloupu byl zvolen robustnější z důvodu protlačení.

Návrh rozměrů sloupů 300 x 300 mm => $A_c = 90\,000 \text{ mm}^2$

Předběžné ověření protlačení:

1) Ověření únosnosti tlačené diagonály

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

$$V_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq V_{Rd,max} = 0,4 \cdot u \cdot f_{cd}$$

$$\beta = 1,15 \quad \text{- pro vnitřní sloup}$$

$$V_{Ed} = N_{Ed} = 845,543 \text{ kN}$$

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

$$d = 280 \text{ mm}$$

$$u_0 = 2a + 2b = 2 \cdot 300 + 2 \cdot 300 = 1200 \text{ mm}$$

$$u_1 = (4a) + 2\pi \cdot 2d = 1200 + 2 \cdot 3,1415 \cdot 2 \cdot 280 = 4718,58 \text{ mm}$$

$$V_{Ed,0} = \frac{1,15 \cdot 845,543 \cdot 10^3}{1200 \cdot 280} \leq V_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20$$

$$V_{Ed,0} = 2,89 \text{ MPa} \leq V_{Rd,max} = 4,224 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

2) Ověření prvního kritického průřezu

Porovnání s únosností samotné desky:

$$V_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq V_{rd,c} = c_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{280}} = 1,845 \leq 2,00$$

$\rho = 0,5\% = 0,005$ - předpokládaný stupeň desky ohybovou výztuží (odhad)

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,88 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 30} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,1} = \frac{1,15 \cdot 845,543 \cdot 10^3}{4718,58 \cdot 280} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,1} = 0,74 \text{ MPa} > v_{Rd,c} = 0,56 \text{ MPa}$$

⇒ **Je třeba navrhnout výztuž na protlačení**

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq k_{max} \cdot v_{rd,c} = k_{max} \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}$$

$$v_{Ed,1} = 0,74 \text{ MPa} \leq k_{max} \cdot v_{rd,c} = k_{max} \cdot 0,56 \text{ MPa}$$

$k_{max} = 1,5$... Pro klasickou svařovanou mřížku

$$v_{Ed,1} = 0,74 \text{ MPa} \leq 1,5 \cdot 0,56 = 0,84 \text{ MPa}$$

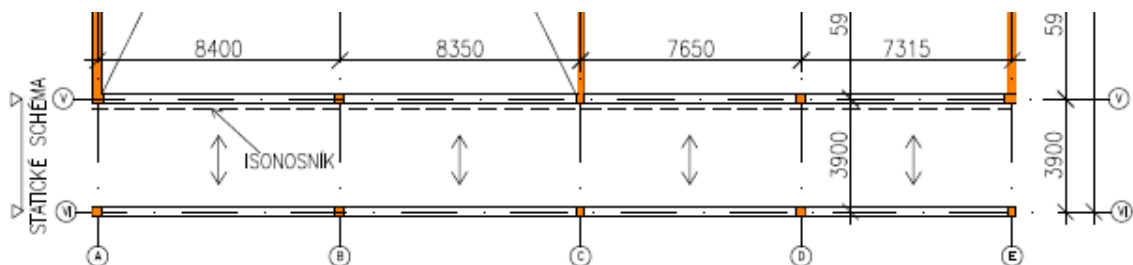
VYHOVUJE

⇒ Závěr – výztuž na protlačení lze navrhnout.

Nebo je možné navrhnout smykové trny, u kterých může být uvažováno k_{max} až 1,9.

Pro podrobný návrh se by se provedlo upřesnění.

2.4.3 Veranda návrh stropní desky



Stropní deska jednosměrně pnutá na rozpětí 3,9m.

Dle empirie:

Minimální tloušťka stropní desky:

$$h_d = \left(\frac{1}{35}\right) l + 0,03 = \left(\frac{1}{35}\right) 3,9 + 0,03 = 140 \div 150 \text{ mm}$$

Dle ohybové štíhlosti:

$$d \geq \frac{l}{\kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}}$$

κ_{c1} – součinitel tvaru průřezu = 1,0

κ_{c2} – je součinitel rozpětí, pro $l \leq 7,0 \text{ m} = 1,0$

κ_{c3} – součinitel napětí tahové výztuže = $\frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \Rightarrow$ uvažuje $1,2 \div 1,3 = 1,2$

$\lambda_{d,tab}$ – tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

– pro prostý nosník

=> beton C30/37 a stupeň vyztužení $\rho = 0,5\%$ se rovná $\lambda_{d,tab} = 20,5$

$$d \geq \frac{3,9}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 20,5} = 0,159 \text{ m}$$

$$h_d \geq d + c_{nomxc4} + \phi/2 = 159 + 40 + 10 = 209 \text{ mm}$$

Návrh stropní desky verandy – $h_d = 150 \text{ mm}$

Výpočet zatížení:

STÁLÉ	g_k^d [kN/m ²]	γ	g_d^d [kN/m ²]
vl. tíha desky 25 · 0,15	3,750	1,35	5,063
Podlaha P5	0,845	1,35	1,140

$$\Sigma g_k^d = 4,595 \quad \Sigma g_d^d = 6,203 \text{ kN/m}^2$$

PROMĚNNÉ	q_k^d [kN/m ²]	γ	q_d^d [kN/m ²]
Užitné zatížení pro terasy - C5	5	1,5	7,5

$$\Sigma q_k^d = 5,000 \quad \Sigma q_d^d = 7,500 \text{ kN/m}^2$$

$$f_d^d = g_d^d + q_d^d = 6,203 + 7,500 = 13,703 \text{ kN/m}^2$$

Ověření šířky tlačené oblasti:

$$m_{ed,max} = \frac{1}{10} f_d^d l^2 = \frac{1}{10} \cdot 13,703 \cdot 3,9^2 = 20,842 \text{ kNm}$$

$$d = h_d - c_{nomxc4} - \phi_{tr} - \phi/2 = 150 - 40 - 8 - 12/2 = 96 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{ed,max}}{b_t d^2 f_{cd}} = \frac{20,842 \cdot 10^6}{1000 \cdot 96^2 \cdot 20} = 0,113 \quad \text{dle tab. - } \xi = 0,15$$

Poměrná výška tlačené oblasti ξ splňuje podmínku:

$$\xi = 0,15 \leq \xi_{max} = 0,45$$

VYHOVUJE

Rozumná hodnota ξ pro desky je orientačně 0,10, pro trámy 0,15 – 0,40.

$$\xi = 0,15 < 0,10$$

NEVYHOVUJE

⇒ **vhodné zvětšit navrženou tloušťku desky**

$$\text{Pro desku tl. 160 mm - } \xi = 0,125 < 0,10$$

NEVYHOVUJE

$$\text{Pro desku tl. 170 mm - } \xi = 0,105 < 0,10$$

NEVYHOVUJE

Návrh stropní desky – $h_d = 180 \text{ mm}$

Výpočet zatížení:

STÁLÉ	g_k^d [kN/m ²]	γ	g_d^d [kN/m ²]
vl. tíha desky 25 · 0,18	4,500	1,35	6,075
Podlaha P5	0,845	1,35	1,140

$$\Sigma g_k^d = 5,345 \quad \Sigma g_d^d = 7,215 \text{ kN/m}^2$$

PROMĚNNÉ	q_k^d [kN/m ²]	γ	q_d^d [kN/m ²]
----------	------------------------------	----------	------------------------------

Užitné zatížení pro terasy - C5	5	1,5	7,5
$\Sigma q_k^d =$	5,000	$\Sigma q_d^d =$	7,500 kN/m ²

$$f_d^d = g_d^d + q_d^d = 7,215 + 7,500 = 14,715 \text{ kN/m}^2$$

Ověření šířky tlačené oblasti:

$$m_{ed,max} = \frac{1}{10} f_d^d l^2 = \frac{1}{10} \cdot 14,715 \cdot 3,9^2 = 22,382 \text{ kNm}$$

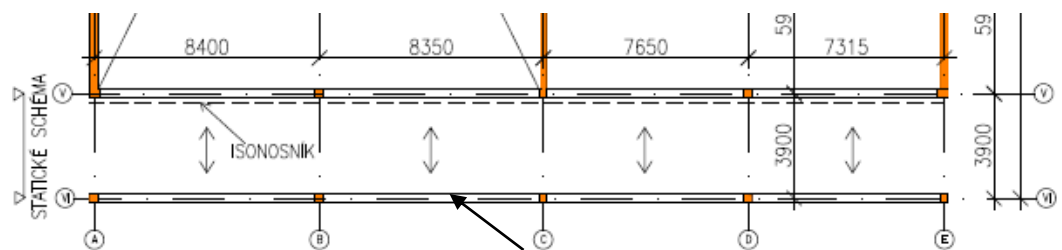
$$d = h_d - c_{nomxc4} - \phi_{tř} - \phi/2 = 180 - 40 - 8 - 12/2 = 126 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{ed,max}}{b_t d_t^2 f_{cd}} = \frac{22,382 \cdot 10^6}{1000 \cdot 126^2 \cdot 20} = 0,070 \quad \text{dle tab. - } \xi = 0,091$$

$$\xi = 0,091 < 0,10$$

VYHOVUJE

2.4.4 Veranda návrh průvlatku



Rozpon průvlatku byl uvažován největší z: **8,4m**; 8,35m; 7,65m; 7,315m

$$h_t = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) l_t = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) 8,4 = 0,7 \div 0,84 \text{ m}$$

$$h_t = 0,7 \text{ m}$$

$$b_t = \left(\frac{1}{3} \div \frac{2}{3}\right) h_t = \left(\frac{1}{3} \div \frac{2}{3}\right) 0,7 = 0,233 \div 0,466 \text{ m}$$

Návrh rozměrů příčle: $b_t = 300 \text{ mm}$; $h_t = 680 \text{ mm}$

$$\text{Zatěžovací šířka: } \frac{1}{2} \cdot 3,9 = 1,95 \text{ m}$$

Výpočet zatížení:

STÁLÉ	g_k^p [kN/m]	γ	g_d^p [kN/m]
vl. tíha desky - $4,5 \cdot 1,95$	8,775	1,35	11,846
vl. tíha průvlatku - $25 \cdot 0,68 \cdot 0,3$	5,100	1,35	6,885
Podlaha P5 - $0,845 \cdot 1,95$	1,648	1,35	2,224

$$\Sigma g_k^d = 15,523 \quad \Sigma g_d^d = 20,956 \text{ kN/m}$$

PROMĚNNÉ	q_k^p [kN/m]	γ	q_d^p [kN/m]
Užitné zatížení pro terasy - C5	9,75	1,5	14,625

$$\Sigma q_k^d = 9,750 \quad \Sigma q_d^d = 14,625 \text{ kN/m}$$

$$f_{Ed} = g_d^p + q_d^p = 20,956 + 14,625 = 35,581 \text{ kN/m}$$

Předběžné ověření návrhu průřezu:

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{10} \cdot f_{ed} \cdot l_t^2 = \frac{1}{10} \cdot 35,581 \cdot 8,4^2 = 251,06 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,max} = \frac{3}{5} \cdot f_{ed} \cdot l_t = \frac{3}{5} \cdot 35,581 \cdot 8,4 = 179,33 \text{ kN}$$

Ověření z hlediska ohybového namáhání:

$$d_t = h_t - c_{nomxc4} - \phi_{tr} - \phi/2 = 680 - 40 - 10 - 20/2 = 620 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b_t d_t^2 f_{cd}} = \frac{251,06 \cdot 10^6}{300 \cdot 620^2 \cdot 20} = 0,109 \quad \text{dle tab. - } \xi = 0,145$$

$$\xi = 0,145 < 0,15 \quad \text{- výšku nosníku je možné zmenšit}$$

Návrh rozměrů příčle: $b_t = 300 \text{ mm}$; $h_t = 530 \text{ mm}$

Výpočet zatížení:

STÁLÉ	g_k^p [kN/m]	γ	g_d^p [kN/m]
vl. tíha desky - $4,5 \cdot 1,95$	8,775	1,35	11,846
vl. tíha průvlaku - $25 \cdot 0,53 \cdot 0,3$	3,975	1,35	5,366
Podlaha P5 - $0,845 \cdot 1,95$	1,648	1,35	2,224

$$\Sigma g_k^d = 14,398 \quad \Sigma g_d^d = 19,437 \text{ kN/m}$$

PROMĚNNÉ	q_k^p [kN/m]	γ	q_d^p [kN/m]
Užitné zatížení pro terasy - C5	9,75	1,5	14,625

$$\Sigma q_k^d = 9,750 \quad \Sigma q_d^d = 14,625 \text{ kN/m}$$

$$f_{Ed} = g_d^p + q_d^p = 19,437 + 14,625 = 34,062 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{10} \cdot f_{ed} \cdot l_t^2 = \frac{1}{10} \cdot 34,062 \cdot 8,4^2 = 240,34 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,max} = \frac{3}{5} \cdot f_{ed} \cdot l_t = \frac{3}{5} \cdot 34,062 \cdot 8,4 = 171,67 \text{ kN}$$

$$d_t = h_t - c_{nomxc4} - \phi_{tr} - \phi/2 = 530 - 40 - 10 - 20/2 = 470 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b_t d_t^2 f_{cd}} = \frac{240,34 \cdot 10^6}{300 \cdot 470^2 \cdot 20} = 0,181 \quad \text{dle tab. - } \xi = 0,252$$

$$0,15 < \xi = 0,252 < 0,4$$

VYHOVUJE

Ověření stupně vyztužení:

$$\mu = 0,181 \quad \text{dle tab. - } \zeta = 0,899$$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d_t \cdot f_{yd}}}{b_t d_t} = \frac{\frac{240,34 \cdot 10^6}{0,899 \cdot 470 \cdot 435}}{300 \cdot 470} = 0,009$$

$$\rho_{s,rqd} = 0,009 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Ověření tlakové diagonály:

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot \zeta \cdot d_t \cdot \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$$\cotg \theta = 1,3 - \text{odhad}$$

$$v = 0,528 - \text{viz. kapitola 2.4.2}$$

$$V_{Rd,max} = 0,528 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 0,884 \cdot 440 \cdot \frac{1,3}{1+1,3^2} = 673,642 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 673,642 \text{ kN} \geq V_{Ed,max} = 171,67 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Ověření průhybu:

$$\lambda = \frac{l_t}{d_t} = \frac{8400}{470} = 17,87$$

$$\lambda \leq \lambda_d$$

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

κ_{c1} – součinitel tvaru průřezu = 1,0

$$\kappa_{c2} \text{ – je součinitel rozpětí} = \frac{7,0}{l} = \frac{7,0}{8,4} = 0,833$$

$$\kappa_{c3} \text{ – součinitel napětí tahové výztuže} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \Rightarrow \text{uvažuje } 1,2 \div 1,3 = 1,2$$

$\lambda_{d,tab}$ – tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

– pro krajní pole spojitého nosníku

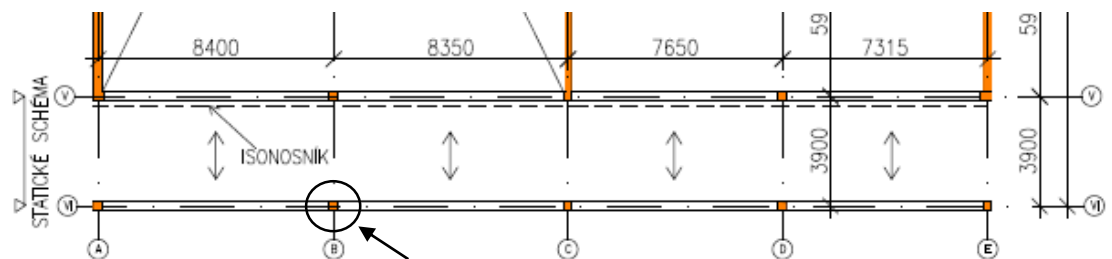
=> beton C30/37 a stupeň vyztužení $\rho = 1,0\%$ se rovná $\lambda_{d,tab} = 22,0$

$$\lambda_d = 1,0 \cdot 0,833 \cdot 1,2 \cdot 22 = 21,991$$

$$\lambda = 17,87 \leq \lambda_d = 21,991$$

VYHOVUJE bez přímého výpočtu průhybu

2.4.5 Veranda návrh sloupů



Návrh byl proveden pro nejvíce zatížený sloup – viz obrázek.

$$A = \left(\frac{8,4}{2} + \frac{8,35}{2} \right) \cdot 1,95 = 16,33 \text{ m}^2$$

Odhad plochy sloupu: 300 x 300 mm

Výpočet zatížení:

Tloušťka desky 3.NP byla odhadnuta 180 mm. A užité zatížení od nepochozí střechy a sněhu vyjde určitě méně než užité zatížení pro terasy – bezpečně můžeme uvažovat tuto hodnotu.

STÁLÉ	g_k^s [kN]	γ	g_d^s [kN]
vl. tíha desky 2.NP - $25 \cdot 0,18 \cdot 16,33 \cdot 2$	146,970	1,35	198,410
vl. tíha průvlaku - $25 \cdot 0,53 \cdot 0,3 \cdot 8,39 \cdot 2$	66,701	1,35	90,046
vl. tíha sloupu - $25 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 3,66 \cdot 2$	16,515	1,35	22,295

Podlaha P5 - 0,845 · 16,33	13,799	1,35	18,628
Střecha S1 - 1,583 · 16,33	25,850	1,35	34,898

$$\Sigma g_k^s = 269,835 \quad \Sigma g_d^s = 364,277 \text{ kN}$$

PROMĚNNÉ	q_k^s [kN]	γ	q_d^s [kN]
Užitné zatížení pro terasy - 5 · 16,33 · 2	163,3	1,5	244,95

$$\Sigma q_k^s = 163,300 \quad \Sigma q_d^s = 244,950 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^s = g_d^s + q_d^s = 364,277 + 244,95 = 609,227 \text{ kN}$$

Plocha sloupu:

$$\rho_s = 1,5\%$$

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{0,8 f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_s} = \frac{609,227 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 + 0,015 \cdot 400} = 27\,692,14 \text{ mm}^2$$

Rozměry sloupu byly zvoleny s ohledem na šířku průvlastku.

Návrh rozměrů sloupů 300 x 300 mm => $A_c = 90\,000 \text{ mm}^2$

Předpoklad dostředného tlaku:

$$A_{s,req} = \frac{N_{Ed} - 0,8 A_c f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{609,227 \cdot 10^3 - 0,8 \cdot 90\,000 \cdot 20}{435} = -1909,82 \text{ mm}^2$$

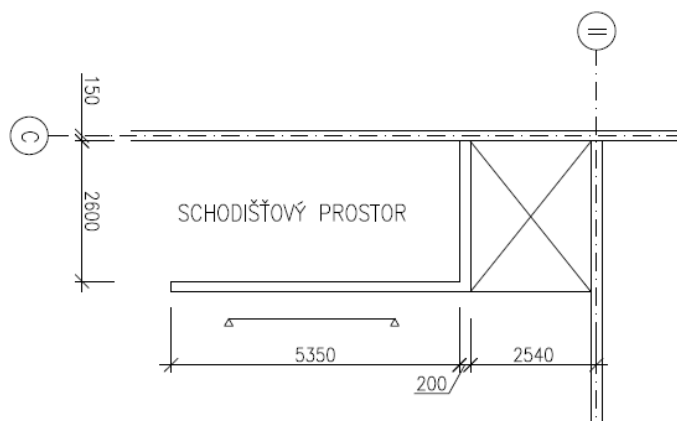
⇒ Ve sloupu bude pouze konstrukční výztuž 4 x $\phi 12$ mm.

2.4.6 Návrh schodiště

V objektu se nachází dvoje schodiště, jedno se nachází uvnitř objektu a bude zhotoveno jako železobetonové monolitické schodiště. Druhé se nachází v exteriéru a vede na verandu.

Navrženo bude jako ocelové schodiště.

ŽELEZOBETONOVÉ SCHODIŠTĚ:



Velikost schodišťového prostoru: 2600mm x 5350 mm

k.v. = 3820 mm

n = 22 stupňů

Výška stupně:

$$h = \frac{k.v.}{n} = \frac{3820}{22} = 173,64 \text{ mm} = 174 \text{ mm}$$

Šířka stupně:

$$2h + b = 630 \text{ mm}$$

$$b = 630 - 2h = 630 - 2 \cdot 174 = 282 \text{ mm} = 280 \text{ mm}$$

Sklon schodiště:

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{b} = \frac{174}{280}$$

$$\alpha = 31,86^\circ$$

Návrh: 22 x 174 mm / 280 mm

Rozměry schodišťového prostoru:

- Schodišťové rameno: $L = 10 \cdot 280 = 2800 \text{ mm}$
- Šířka ramene – min. 1100 = 1200 mm
- Šířka mezipodesty je min. šířka ramene = 1200 mm
- Šířka zrcadla = 200 mm

$$L = 2800 + 1200 + 280 = 4380 \text{ mm} \leq 5350 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

$$B = 1200 \cdot 2 + 200 = 2600 \leq 2600 \text{ mm}$$

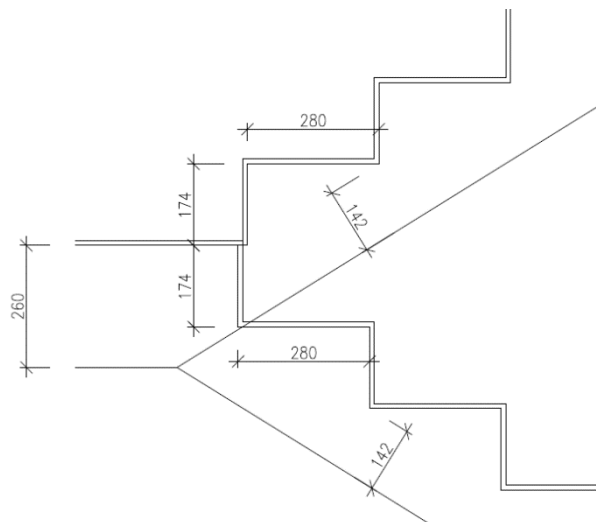
VYHOVUJE

Schodiště bude řešeno jako monolitické schodiště – deska do desky.

Návrh tloušťky:

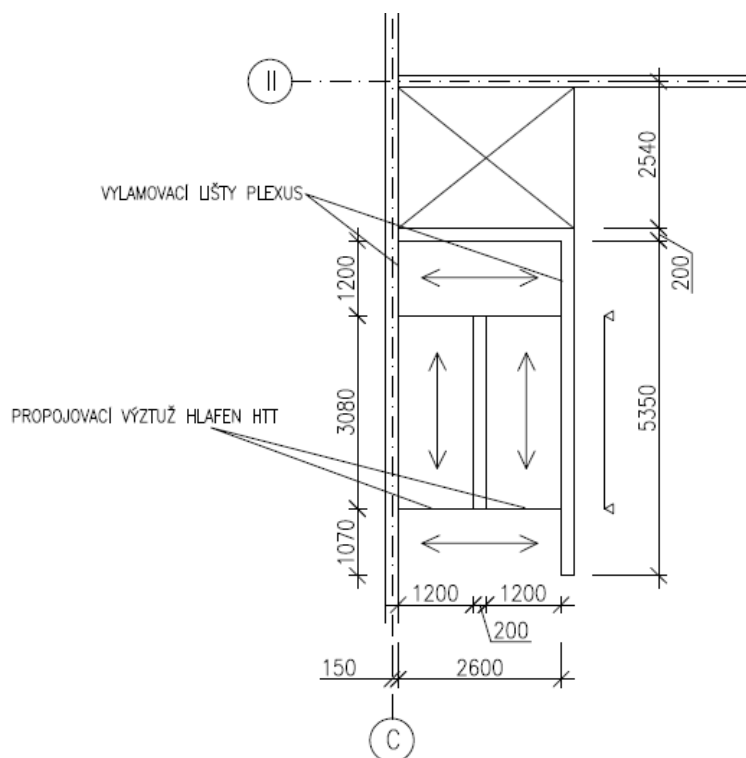
- Mezipodesta: $h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right) l = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right) 2800 = 140 \div 112 \text{ mm} \Rightarrow \underline{140 \text{ mm}}$
- Rameno: $h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right) l = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right) 2800 = 140 \div 112 \text{ mm} \Rightarrow \underline{140 \text{ mm}}$

Styk desek schodišťových ramen – upravena tloušťka mezipodesty i tloušťka ramene:



- Mezipodesta: $h = 260 \text{ mm}$
- Rameno: $h = 142 \text{ mm}$

Schéma působení schodiště:



2.4.7 Návrh základové desky

Materiál: vodonepropustný beton C30/37

Pod základovou deskou se bude nacházet 100 mm podkladního betonu.

Základ do hloubky 5,0 m.

Bude založena na CG – F2 – pevný štěrkovitý jíl

– únosnost základové zeminy $R_{dt} = 150 \text{ kPa}$ - odhad

Odhad tloušťky desky – $h_d = 300 \text{ mm}$

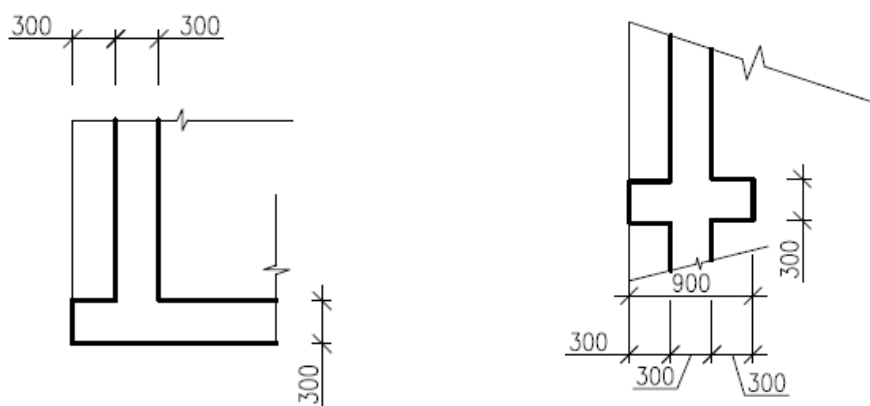
Napětí v základové spáře:

$$R_{dt} \geq \sigma_{gd} = \frac{V_{ed}}{A_{objekt}}$$

$$A_{objekt} = 32,015 \cdot 37,850 = 1211,77 \text{ m}^2$$

Základová deska se bude nacházet i pod sloupy – viz schématické obrázek 1 řez a půdorys.

$$A_{základ} = 32,615 \cdot 37,850 = 1234,478 \text{ m}^2$$



Obrázek 1 Řez a Půdorys

1) Zatížení od vodorovných konstrukcí:

Vodorovné konstrukce

	Plocha [m ²]	Zatížení [kN/m ²]	γ	Bodové zatížení [kN]
Podlaha P2	1211,77	3,022	1,35	4943,658
Užitné tělocvična	1211,77	5	1,5	9088,275
Deska 2.NP	514,27	5,708	1,35	3962,839
Podlaha P1	514,27	1,557	1,35	1080,964
Užitné tělocvična	514,27	5	1,5	3857,003
Deska 2.NP veranda tl. 180mm	124,86	4,5	1,35	758,515
Podlaha P5	124,86	0,845	1,35	142,432
Užitné terasa	124,86	5	1,5	936,439
Deska 3.NP tl. 140mm	1211,77	3,5	1,35	5725,613
Střecha	1211,77	1,583	1,35	2589,613
Užitné střecha + sníh	1211,77	1,31	1,5	2381,128

$$V_{Ed}^{vod} = 35\,466,479 \text{ kN}$$

2) Zatížení od svislých konstrukcí

Svislé konstrukce

	Délka [m]	Zatížení [kN/m]	ks	γ	Bodové zatížení [kN]
ŽB stěny - tl. 300mm kv 7,32m	133,865	54,9	1	1,35	9921,40448
ŽB stěny - tl. 200mm kv 7,32m	35,235	36,6	1	1,35	1740,96135
Sloup 1.NP 300x300mm	3,82	2,25	1	1,35	11,60325
Venkovní průvlak 530x300mm	31,715	3,975	1	1,35	170,190619
Venkovní sloupy 300x300mm	7,46	2,25	5	1,35	113,29875
Průvlak - rám 1420x300mm	32,015	10,65	8	1,35	3682,3653
Sloupy - rám 300x900mm	7,46	6,75	16	1,35	1087,668

$$V_{Ed}^{svis} = 16\,727,492 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed}^{vod} + V_{Ed}^{svis} + \text{vl. tíha základu} = 35\,466,479 + 16\,727,492 + 25 \cdot 0,3 \cdot 1234,478 \cdot 1,35$$

$$V_{Ed} = 64\,693,06 \text{ kN}$$

Pokud bude základová deska dostatečně tuhá, lze předpokládat rovnoměrné roznesení tíhy objektu po ploše základové spáry.

$$R_{dt} \leq \sigma_{gd} = \frac{V_{Ed}}{A_{základ}} = \frac{64693,06}{1234,478} = 52,41 \text{ kPa}$$

$$R_{dt} = 150 \text{ kPa} \geq \sigma_{gd} = 52,41 \text{ kPa}$$

VYHOVUJE

Posouzení základové desky na smyk:

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

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d$$

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

$$d = h - c_{nomXC4} - \phi/2 = 300 - 40 - 14/2 = 253 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{264}} = 1,87 \leq 2,00$$

Z důvodu omezení šířky raných trhlin ($\leq 0,3 \text{ mm}$) je v základové desce potřeba alespoň 8 $\phi 14 \text{ mm}$ v m`.

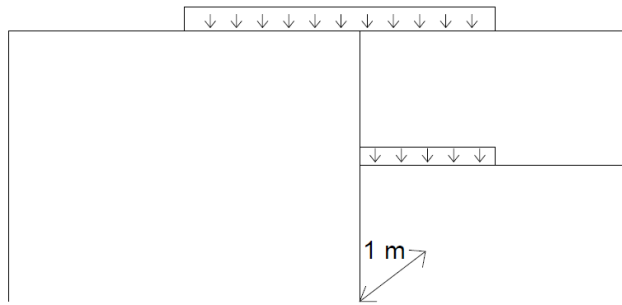
$$\rho = \frac{1232}{1000 \cdot 253} = 0,0049$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0$$

N_{Ed} Normálová síla v průřezu od zatížení nebo od předpětí

$$V_{Rd,c} = (0,12 \cdot 1,87 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0049 \cdot 30}) \cdot 1000 \cdot 253 = 139,075 \text{ kN}$$

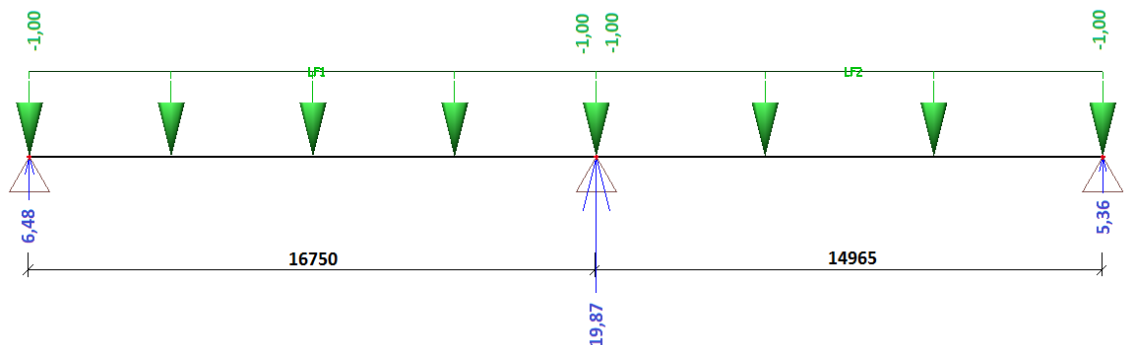
V_{Ed} – schéma výpočtu viz obrázek:



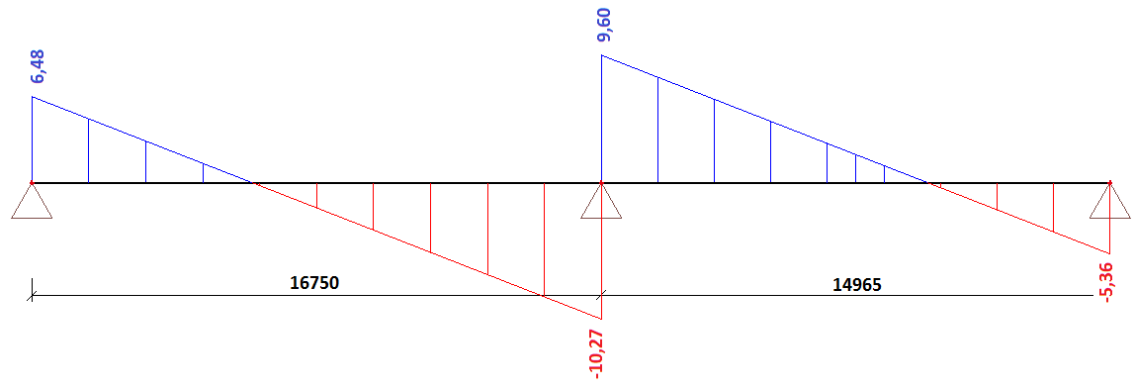
zatěžovací šířka: $16,75/2 = 8,375\text{m}$		
	[kN/m ²]	[kN/m]
vl. tíha desky 3.NP - tl. 140 mm	3,5	29,313
užitné střecha + sníh	1,31	10,971
průvlaky - 1240x300mm/4m	2,325	19,472
zatěžovací šířka: $14,965/2 = 7,483\text{m}$		
	[kN/m ²]	[kN/m]
vl. tíha desky 3.NP - tl. 140 mm	3,5	26,191
užitné střecha + sníh	1,31	9,803
průvlaky - 1240x300mm/4m	2,325	17,398
vl. tíha desky 2.NP - vylehčená	5,708	42,713
užitné pro tělocvičny	5	37,415
svislé konstrukce		
		[kN/m]
vl. tíha žb stěny - tl. 300mm	k.v.=7,32m	54,9

$$\Sigma = 248,175 \text{ kN/m}$$

Deska působí jako spojitý nosník o dvou polích s rozpětí jednotlivých polí 16,75m a 14,965m. Pro poměr ve kterém se roznese posouvající síly byl vytvořen jednoduchý model v programu Scia Engineer pro jednotkové zatížení.



Obrázek 2: Reakce od jednotkového zatížení



Obrázek 3: Posouvající síla od jednotkového zatížení

$$\text{Poměr: } \frac{10,27}{19,87} = 0,52$$

$$V_{Ed} = 0,52 \cdot R = 0,52 \cdot 248,175 = 129,05 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 129,05 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 139,075 \text{ kN}$$

VYHOVUJE bez smykové výztuže

Z důvodu dodržení nezámrazné hloubky 800 mm bylo nutné po obvodě zvětšit tloušťku základové desky ze 300 mm na 800 mm.

2.4.8 Návrh suterénní stěny

Návrh byl proveden pro nejvíce zatíženou suterénní stěnu umístěnou – v ose A. Tato stěna není ztužená 2.NP a má největší zatěžovací plochu.

Materiál: vodonepropustný beton C30/37

– stupeň prostředí XC4 – $c_{nomXC4} = 40 \text{ mm}$

K.v. = 7,46m, S.v. = 7,32 m, Zemina do výšky: 5 m

Odhad tloušťky: 300 mm

Zemina: CG – F2

- $\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$; $\varphi_{d,ef} = 25^\circ$; $c_{d,ef} = 15 \text{ kPa}$ (viz kapitola 2.4.3. Zemina)

- Zemní tlak v klidu: $K_0 = 1 - \sin(\varphi) = 0,423$

$$\sigma_0 = f \cdot K_0 \quad \dots \text{ v místě } 0\text{m nad povrchem}$$

$$\sigma_0 = f \cdot K_0 + K_0 \cdot z \cdot \gamma \quad \dots \text{ v patě stěny}$$

$$f = 10 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \text{ přitížení terénu}$$

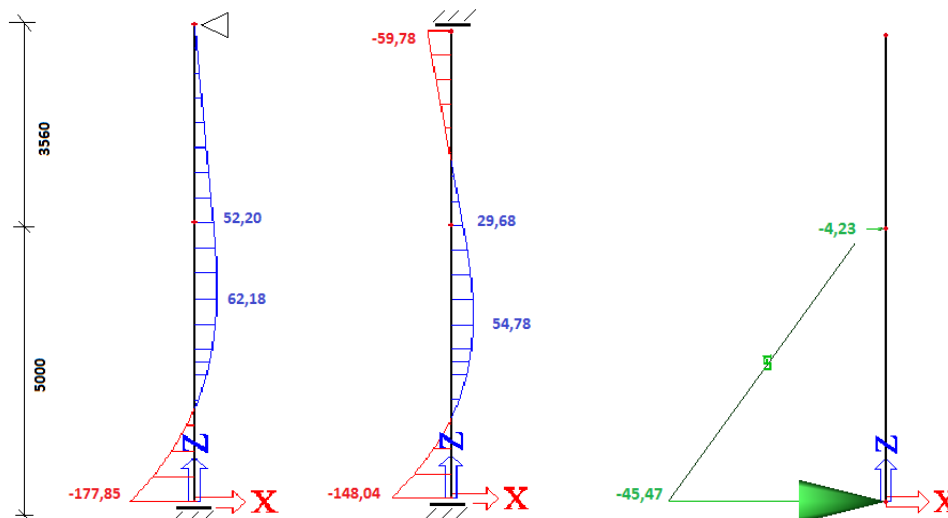
$$\sigma_0 = 10 \cdot 0,423 = 4,23 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_0 = 10 \cdot 0,423 + 0,423 \cdot 5 \cdot 19,5 = 45,473 \text{ kN/m}^2$$

Plocha stěny:

$$A = \text{vzdálenost rámu} \cdot (\text{S.V.} + \text{výška průvlaku}) = 4 \cdot (7,32 + 1,24) = 34,24 \text{ m}^2$$

Tuhost podpory ve spojení stěna a stropní deska lze uvažovat jako vetknutí, ale i jako kloubové podepření. Proto byly vytvořeny pro výpočet momentů dva modely v programu Scia Engineer – jeden s kloubovým podepřením na konci a druhý s vetknutím na konci.



Ověření šířky tlačené oblasti:

$$m_{Ed,max} = \max (177,85; 62,18; 52,20; 148,04; 54,78; 29,68; 59,78) = 177,85 \text{ kNm}$$

$$d = h_d - c_{nomxc4} - \phi_{tř} - \phi/2 = 300 - 40 - 8 - 16/2 = 244 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{m_{Ed,max}}{b_t d_t^2 f_{cd}} = \frac{177,85 \cdot 10^6}{1000 \cdot 244^2 \cdot 20} = 0,149 \quad \text{dle tab. - } \xi = 0,20$$

$$\xi = 0,20 < 0,10$$

Výpočet byl proveden pro nejvíce namáhané místo, kde stěna působí na celou výšku objektu. V dalších částech je výška zmenšená mezilehlým stropem také výška zásypu se zmenšuje. Tudíž není potřeba upravovat tloušťku suterénní stěny.

$$\kappa_{c3} - \text{součinitel napětí tahové výztuže} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \Rightarrow \text{uvažuje } 1,2 \div 1,3 = 1,2$$

$\lambda_{d,tab}$ – tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

– pro vnitřní pole spojitého nosníku

$$\Rightarrow \text{beton C30/37 a stupeň vyztužení } \rho = 0,5\% \text{ se rovná } \lambda_{d,tab} = 30,8$$

$$d \geq \frac{4,0}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 30,8} = 0,108 \text{ m}$$

$$h_d \geq d + c_{nomxc1} + \phi/2 = 108 + 30 + 10 = 148 \text{ mm}$$

Návrh stropní desky nad 2.NP – $h_d = 140 \text{ mm}$

Výpočet zatížení:

Zatížení sněhem:

$$s = \mu_1 \cdot s_k \cdot C_e \cdot C_t$$

μ_1 – tvarový součinitel zatížení sněhem – pro plochou střechu = 0,8

s_k – charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi – oblast Českých Budějovic = 0,7

C_e – součinitel expozice = 1,0

C_t – tepelný součinitel – typ krajiny normální = 1,0

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

a) V místě, kde se nenachází světlíky

STÁLÉ	g_k^d [kN/m ²]	γ	g_d^d [kN/m ²]
vl. tíha desky - 0,14 · 25	3,500	1,35	4,725
Střecha S1	1,583	1,35	2,137

$$\Sigma g_k^d = 5,083 \quad \Sigma g_d^d = 6,862 \text{ kN/m}^2$$

PROMĚNNÉ	q_k^d [kN/m ²]	γ	q_d^d [kN/m ²]
Užitné zatížení pro nepochozí střechy	0,75	1,5	1,125
Sníh	0,56	1,5	0,84

$$\Sigma q_k^d = 1,310 \quad \Sigma q_d^d = 1,965 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{Ed} = g_d^d + q_d^d = 6,862 + 1,965 = 8,827 \text{ kN/m}^2$$

b) V místě světlíků

Plocha počítána na 100 m²

$$A_{sv} = 16,5 \text{ m}^2$$

Na 100 m² se nacházejí 3 světlíky

$$A_{bet} = 100 - 3 \cdot A_{sv} = 100 - 3 \cdot 16,5 = 50,5 \text{ m}^2 \text{ na } 100\text{m}^2$$

Na 1 m² se tedy použije: 50,5/100 = 0,505 m² betonu.

STÁLÉ	g_k^d [kN/m ²]	γ	g_d^d [kN/m ²]
vl. tíha desky - 0,14 · 0,505 · 25	1,768	1,35	2,386
Střecha S1	1,583	1,35	2,137

$$\Sigma g_k^d = 3,351 \quad \Sigma g_d^d = 4,523 \text{ kN/m}^2$$

PROMĚNNÉ	q_k^d [kN/m ²]	γ	q_d^d [kN/m ²]
Užitné zatížení pro nepochozí střechy	0,75	1,5	1,125
Světlíky - odhad	0,75	1,5	1,125
Sníh	0,56	1,5	0,84

$$\Sigma q_k^d = 2,060 \quad \Sigma q_d^d = 3,090 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{Ed} = g_d^d + q_d^d = 4,523 + 3,09 = 7,622 \text{ kN/m}^2$$

2) Návrh rozměrů příčle:

Rozpon průvlaku byl uvažován bezpečně větší z rozměrů: **16,75m** a 14,965m.

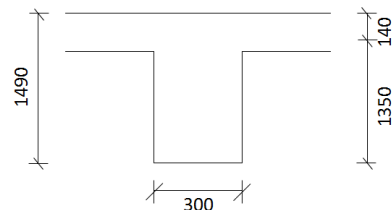
Dle empirie:

$$h_t = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) l_t = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) 16,75 = 1,396 \div 1,675 \text{ m}$$

$$h_t = 1,5 \text{ m}$$

$$b_t = \left(\frac{1}{3} \div \frac{2}{3}\right) h_t = \left(\frac{1}{3} \div \frac{2}{3}\right) 1,5 = 0,50 \div 1,0 \text{ m}$$

Kvůli přílišné tloušťce příčle a tudíž nepěknému vzhledu, byla navržena tloušťka menší, než je doporučena z empirie.



Návrh rozměrů příčle: $b_t = 300 \text{ mm}$; $h_t = 1490 \text{ mm}$

Výpočet zatížení:

a) V místě, kde se nenachází světlíky – Řada 1-3

STÁLÉ	g_k^p [kN/m]	γ	g_d^p [kN/m]
vl. tíha desky - $3,5 \cdot 4,0$	15,000	1,35	20,250
vl. tíha průvlaku - $25 \cdot 1,49 \cdot 0,3$	11,175	1,35	15,086
Střecha S1 - $1,583 \cdot 4,0$	6,332	1,35	8,548

$$\Sigma g_k^d = 32,507 \quad \Sigma g_d^d = 43,884 \text{ kN/m}$$

PROMĚNNÉ	q_k^p [kN/m]	γ	q_d^p [kN/m]
Užitné zatížení pro nepochozí střechy	3	1,5	4,5
Sníh	2,24	1,5	3,36

$$\Sigma q_k^d = 5,240 \quad \Sigma q_d^d = 7,860 \text{ kN/m}$$

$$f_{Ed} = g_d^p + q_d^p = 43,884 + 7,860 = 51,744 \text{ kN/m}$$

b) V místě, kde se nacházejí světlíky – Řada 4-7

STÁLÉ	g_k^p [kN/m]	γ	g_d^p [kN/m]
vl. tíha desky - $1,768 \cdot 4,0$	7,072	1,35	9,547
vl. tíha průvlaku - $25 \cdot 1,49 \cdot 0,3$	11,175	1,35	15,086
Střecha S1 - $1,583 \cdot 4,0$	6,332	1,35	8,548

$$\Sigma g_k^d = 24,579 \quad \Sigma g_d^d = 33,182 \text{ kN/m}$$

PROMĚNNÉ	q_k^p [kN/m]	γ	q_d^p [kN/m]
Užitné zatížení pro nepochozí střechy	3	1,5	4,5
Světlík - $0,75 \cdot 2,0$	1,5	1,5	2,25
Sníh	2,24	1,5	3,36

$$\Sigma q_k^d = 6,740 \quad \Sigma q_d^d = 10,110 \text{ kN/m}$$

$$f_{Ed} = g_d^p + q_d^p = 33,182 + 10,110 = 43,292 \text{ kN/m}$$

c) V místě krajního světlíku – zatěžovací šířka 4,825m – řada 8

STÁLÉ	g_k^p [kN/m]	γ	g_d^p [kN/m]
vl. tíha desky - $1,768 \cdot 4,825$	8,531	1,35	11,516
vl. tíha průvlaku - $25 \cdot 1,49 \cdot 0,3$	11,175	1,35	15,086
Střecha S1 - $1,583 \cdot 4,825$	7,638	1,35	10,311

$$\Sigma g_k^d = 27,344 \quad \Sigma g_d^d = 36,914 \text{ kN/m}$$

PROMĚNNÉ	q_k^p [kN/m]	γ	q_d^p [kN/m]
Užitné zatížení pro nepochozí střechy	3,61875	1,5	5,428125
Světlík - $0,75 \cdot 2,0$	1,5	1,5	2,25
Sníh	2,702	1,5	4,053

$$\Sigma q_k^d = 7,821 \quad \Sigma q_d^d = 11,731 \text{ kN/m}$$

$$f_{Ed} = g_d^p + q_d^p = 36,914 + 11,731 = 48,645 \text{ kN/m}$$

Nejméně příznivým zatížením je v místě, kde se nenacházejí světlíky – toto zatížení bude použito pro modelování.

3) Návrh rozměrů sloupu

Odhad průřezu krajních sloupů – 300 x 500 mm

Krajní sloup, který bude mít největší zatěžovací plochu a zatížení, se nachází v ose A a je v řadě 2 a 3.

$$A_{zat} = 16,75/2 \cdot 4 = 33,5 \text{ m}^2$$

Výpočet zatížení:

a) Pro krajní sloup bez světlíků – řada 2 a 3

STÁLÉ	g_k^{sl} [kN]	γ	g_d^{sl} [kN]
vl. tíha desky - $3,5 \cdot 33,5$	125,625	1,35	169,594
vl. tíha průvlaku - $25 \cdot 1,49 \cdot 0,3 \cdot 8,375$	93,591	1,35	126,347
vl. tíha sloupu $0,3 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 7,32$	27,450	1,35	37,058
Střecha S1 - $1,583 \cdot 33,5$	53,031	1,35	71,591

$$\Sigma g_k^d = 299,696 \quad \Sigma g_d^d = 404,590 \text{ kN}$$

PROMĚNNÉ	q_k^{sl} [kN]	γ	q_d^{sl} [kN]
Užitné zatížení pro nepochozí střechy	25,125	1,5	37,688
Sníh	18,760	1,5	28,140

$$\Sigma q_k^d = 43,885 \quad \Sigma q_d^d = 65,828 \text{ kN}$$

$$f_{Ed} = g_d^{sl} + q_d^{sl} = 404,59 + 65,828 = 470,418 \text{ kN}$$

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{0,8f_{cd} + \rho_s \sigma_s} = \frac{470,418 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 + 0,02 \cdot 400} = 19\,600,75 \text{ mm}^2$$

Pro ostatní řady 1, 4-9 bude vycházet menší f_{ed} => tedy i potřebná plocha betonu bude menší.

Z důvodu tuhosti rámu a velkého ohybového momentu => nejedná se pouze o dostředný tlak, navrhne masivnější sloup, který bude zasahovat do vnitřní dispozice tělocvičny.

Návrh rozměrů sloupu: 300 x 500 mm – $A_c = 150\,000 \text{ mm}^2$

Odhad průřezu vnitřního sloupu – 300 x 300mm

Vnitřní sloupy se nacházejí v ose C a největší zatěžovací plochu a zatížení je v řadě 2 a 3.

$$\text{Zatěžovací plocha: } A = 4 \cdot (14,965/2 + 16,75/2) = 63,43 \text{ m}^2$$

$$\text{Zatěžovací šířka: } \check{s} = 15,858 \text{ m}$$

a) Pro vnitřní sloup bez světlíků – řada 2 a 3

STÁLÉ	g_k^{sl} [kN]	γ	g_d^{sl} [kN]
vl. tíha desky - $3,5 \cdot 63,43$	237,863	1,35	321,114
vl. tíha průvlaku - $25 \cdot 1,49 \cdot 0,3 \cdot 15,858$	177,213	1,35	239,238
vl. tíha sloupu $0,3 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 7,32$	27,450	1,35	37,058
Střecha S1 - $1,583 \cdot 63,43$	100,410	1,35	135,553

$$\Sigma g_k^d = 542,935 \quad \Sigma g_d^d = 732,963 \text{ kN}$$

PROMĚNNÉ	q_k^{sl} [kN]	γ	q_d^{sl} [kN]
Užitné zatížení pro nepochozí střechy	47,573	1,5	71,359
Sníh	35,521	1,5	53,281

$$\Sigma q_k^d = 83,093 \quad \Sigma q_d^d = 124,640 \text{ kN}$$

$$f_{Ed} = g_d^{sl} + q_d^{sl} = 732,963 + 124,64 = 857,603 \text{ kN}$$

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{0,8f_{cd} + \rho_s \sigma_s} = \frac{857,603 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 + 0,02 \cdot 400} = 24\,484 \text{ mm}^2$$

Pro vnitřní sloup navrhne štíhlejší rozměry, které se nebudou v průběhu návrhu měnit. U vnitřního sloupu bude rozhodovat normálová síla, takže budeme navrhovat na dostředný tlak.

Návrh rozměrů vnitřního sloupu: 300 x 300mm – $A_c = 90\,000 \text{ mm}^2$

Pro ostatní řady 1; 4-9 bude f_{Ed} menší než pro řadu 2 a 3 bez světlíků => bude menší i tedy potřebná plocha betonu. Rozměr vnitřního sloupu bude všude konstantní.

Následně byl připraven model v programu Scia Engineer, pro výpočet vnitřních sil na rámu. Při modelování si byly zohledněny požadavky na minimální světlé výšky místnosti. Tělocvična má minimální světlou výšku 7,0 m a zároveň herna stolního tenisu i prostory pro cvičení ve 2.NP mají světlou výšku 3,5 m. Tedy do světlé výšky tělocvičny musí započítat i tloušťku desky v 2.NP. => celková světlá výška tělocvičny je 7,32 m.

Při výpočtu bude pravděpodobně rozhodovat průhyb průvlaku kvůli velkému rozpětí pole 16,75m případně omezení tlakového napětí betonu u více vyztuženého průřezu. Proto bude u modelů nejdříve zjištěn průhyb. Scia Engineer vypočítává elastický průhyb, který následně pro předběžný návrh upravíme s ohledem na dotvarování betonu a vznik trhlin a následně porovnáme s mezním průhybem.

$$y = y_{el} \cdot K_{creep} \cdot K_{crack} + \text{zvětšení s ohledem na smrštění betonu}$$

$$K_{creep} = 3 \text{ (odhad součinitele dotvarování } \varphi = 2)$$

$$K_{crack} = 2 \text{ (odhad oslabení průřezu vznikem trhlin)}$$

Zvětšení s ohledem na smrštění betonu => odhad 10%

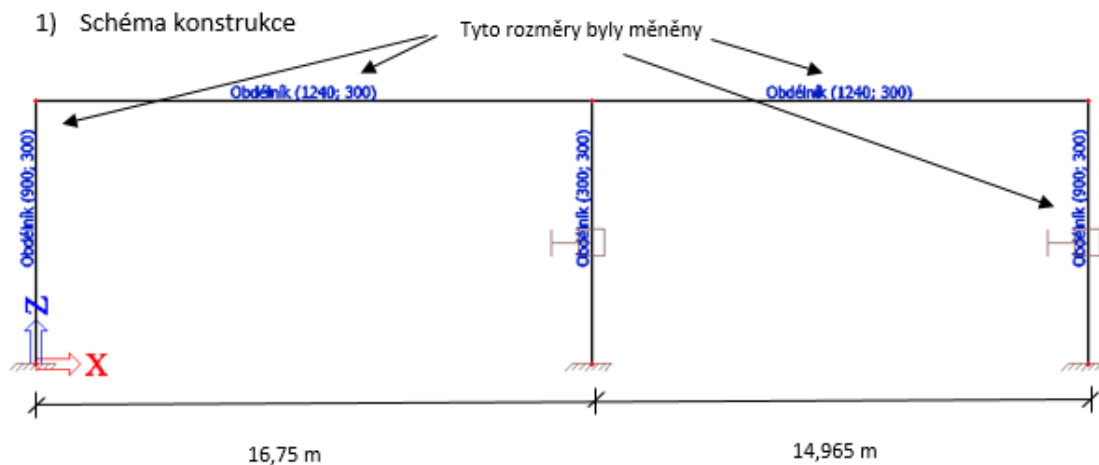
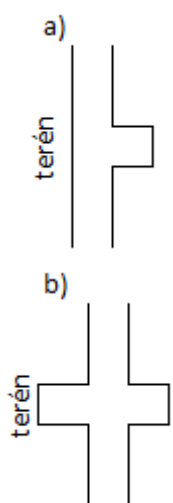
$$y = y_{el} \cdot 3 \cdot 2 + 10\%$$

$$y_{mez} = \frac{1}{250} \cdot L = \frac{1}{250} \cdot 16750 = 67 \text{ mm}$$

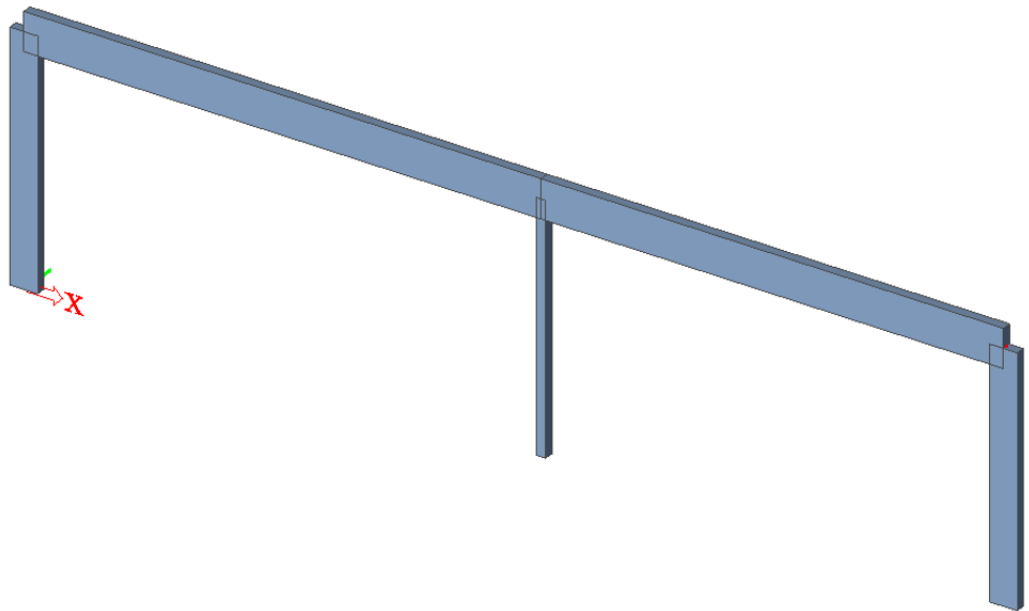
Během modelování, byly měněny rozměry příčle i sloupů, tak aby došlo k co nejpříznivějšímu přerozdělení vnitřních sil. Sloup byl ze začátku navrhován tak, aby zasahoval pouze do vnitřní dispozice a to do vzdálenosti max. 300mm => varianta a)

Pořád, ale nebylo rozdělení vnitřních sil ideální, a tak byl model upraven podle varianty b). U varianty b) bude sloup zasahovat jak do vnitřní tak i do vnější dispozice. U vnější dispozice tak dokonce vznikne pěkný architektonický záměr, kdy „rozbije“ dlouhou rovnou plochu fasády.

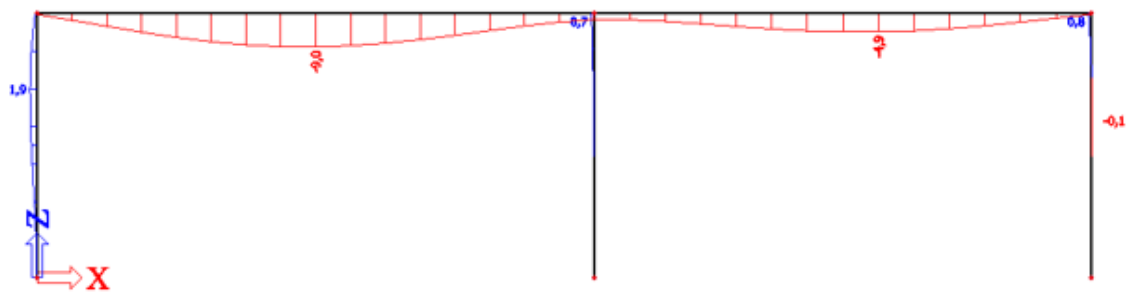
Na následujících obrázcích je vidět model konstrukce a elastický průhyb ve Scie Engineer.



2) Pohled na konstrukci v axonometrii



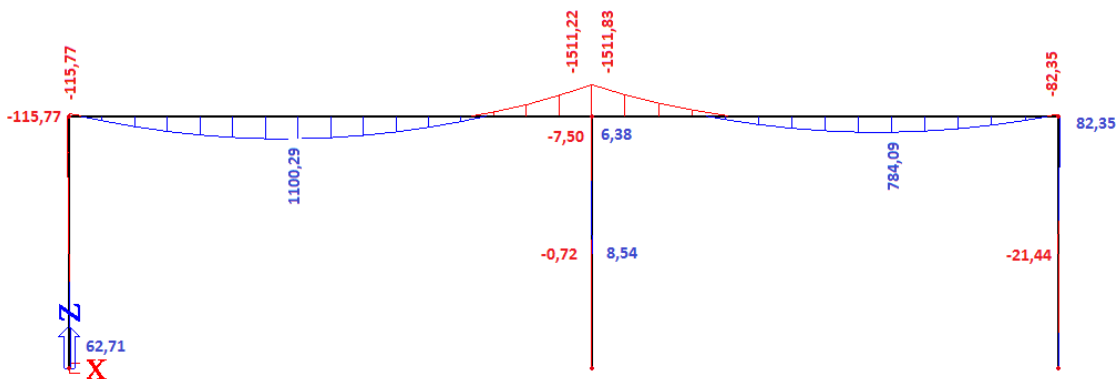
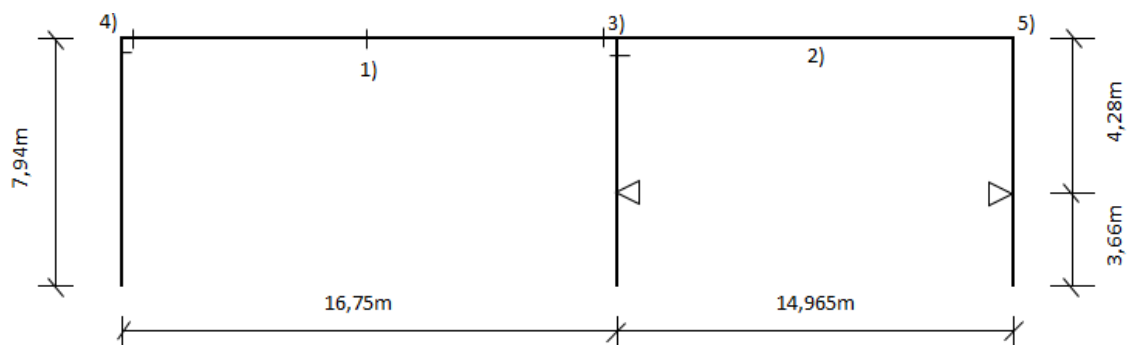
3) CO2 – W_{ei} [mm]



Výsledky jednotlivých kombinací rozměrů jsou uvedeny v tabulce 1. Momenty a normálové síly jsou výsledkem obálky 3 kombinací v MSÚ.

Jméno	Popis	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
CO1	užitné plné	Lineární - únosnost	ZS1 - vl. tíha ZS2 - vltíha desky ZS3 - střecha ZS4 - proměnné	1,35 1,35 1,35 1,50
CO2	použitelnost	Lineární - použitelnost	ZS1 - vl. tíha ZS2 - vltíha desky ZS3 - střecha ZS6 - proměnné bez sněhu	1,00 1,00 1,00 1,00
CO3	užitné půlka 1	Lineární - únosnost	ZS1 - vl. tíha ZS2 - vltíha desky ZS3 - střecha ZS5 - proměnné střídavé	1,35 1,35 1,35 1,50
CO4	užitné půlka 2	Lineární - únosnost	ZS1 - vl. tíha ZS2 - vltíha desky ZS3 - střecha ZS7 - proměnné stříd 2	1,35 1,35 1,35 1,50

Umístění jednotlivých vnitřních sil je znázorněn na následujícím obrázku (kótováno na osy prvků):



Výsledné hodnoty momentů pro variantu 1

		Výsledky ze SCII					Příčel [kNm]		Příčel [kNm]		
	Výška [mm]	Šířka [mm]	y_{el} [mm]	y [mm]	y_{mezni} [mm]		1) M_{ed}	4) M_{ed}	3) M_{ed} MAX		
							Sloup [kN/kNm]		Sloup [kN/kNm]		
							4) N_{ed}	4) M_{ed}	3) N_{ed}	3) M_{ed}	
1	Příčel	1490	300	7,6	50,16	< 67	Vyhovuje	1100,29	-115,77	-1511,22	
	Sloup	500	300					-355,54	-115,77	-999,44	6,38
2	Příčel	1140	300	12,1	79,86	< 67	Nevyhovuje				
	Sloup	600	300								
3	Příčel	1440	300	7,9	52,14	< 67	Vyhovuje	1053,35	-202,01	-1466,88	
	Sloup	600	300					-358,97	-202,01	-976,66	7,53
4	Příčel	1440	300	8,2	54,12	< 67	Vyhovuje	1082,51	-125,01	-1500,47	
	Sloup	500	300					-352,52	-125,01	-989,03	7,17
5	Příčel	1390	300	9,2	60,72	< 67	Vyhovuje	1106,91	-32,13	-1538,44	
	Sloup	300	300					-340,67	-32,13	-995,7	6,5
6	Příčel	1390	300	8,8	58,08	< 67	Vyhovuje	1064,55	-135,36	-1487,98	
	Sloup	500	300					-349,63	-135,36	-978,37	8,07
7	Příčel	1340	300	9,4	62,04	< 67	Vyhovuje	1046,31	-147	-1474,34	
	Sloup	500	300					-346,87	-147	-967,42	9,09
8	Příčel	1290	300	10,2	67,32	< 67	Nevyhovuje				
	Sloup	500	300								
9	Příčel	1290	300	9,8	64,68	< 67	Vyhovuje	992,12	-252,32	-1419,83	
	Sloup	600	300					-351,99	-252,32	-941,41	10,74
JE UVAŽOVÁNA VARIANTA b)											
10	Příčel	1390	300	7,4	48,84	< 67	Vyhovuje	915,79	-521,06	-1324,8	
	Sloup	900	300					-381,77	-521,06	-916,72	9,18
11	Příčel	1390	300	7	46,2	< 67	Vyhovuje	877,04	-619,97	-1283,27	
	Sloup	1000	300					-390,05	-619,97	-900,76	9,33
12	Příčel	1290	300	8,4	55,44	< 67	Vyhovuje	867,36	-573,28	-1285,25	
	Sloup	900	300					-378,76	-573,28	-890,16	11,48
13	Příčel	1290	300	8	52,8	< 67	Vyhovuje	829,07	-671,48	-12442,09	
	Sloup	1000	300					-386,94	-671,48	-874,41	11,59
14	Příčel	1140	300	10,5	69,3	< 67	Nevyhovuje				
	Sloup	900	300								
15	Příčel	1190	300	9,7	64,02	< 67	Vyhovuje	817,93	-631,5	-1241,41	
	Sloup	900	300					-376,26	-631,5	-862,56	14,42
16	Příčel	1240	300	9	59,4	< 67	Vyhovuje	842,76	-601,85	-1263,82	
	Sloup	900	300					-377,45	-601,85	-876,48	12,86
17	Příčel	1240	300	8,5	56,1	< 67	Vyhovuje	805,02	-698,65	-1223,39	
	Sloup	1000	300					-385,51	-698,65	-860,97	12,94

Tabulka 1: Vnitřní síly pro různé rozměry příčle a sloupu

Nakonec byla zvolena varianta číslo 16, s ohledem na výhodné přerozdělení vnitřních sil.

Výsledný návrh rozměrů:

Návrh rozměrů příčle: $b_t = 300$ mm; $h_t = 1240$ mm

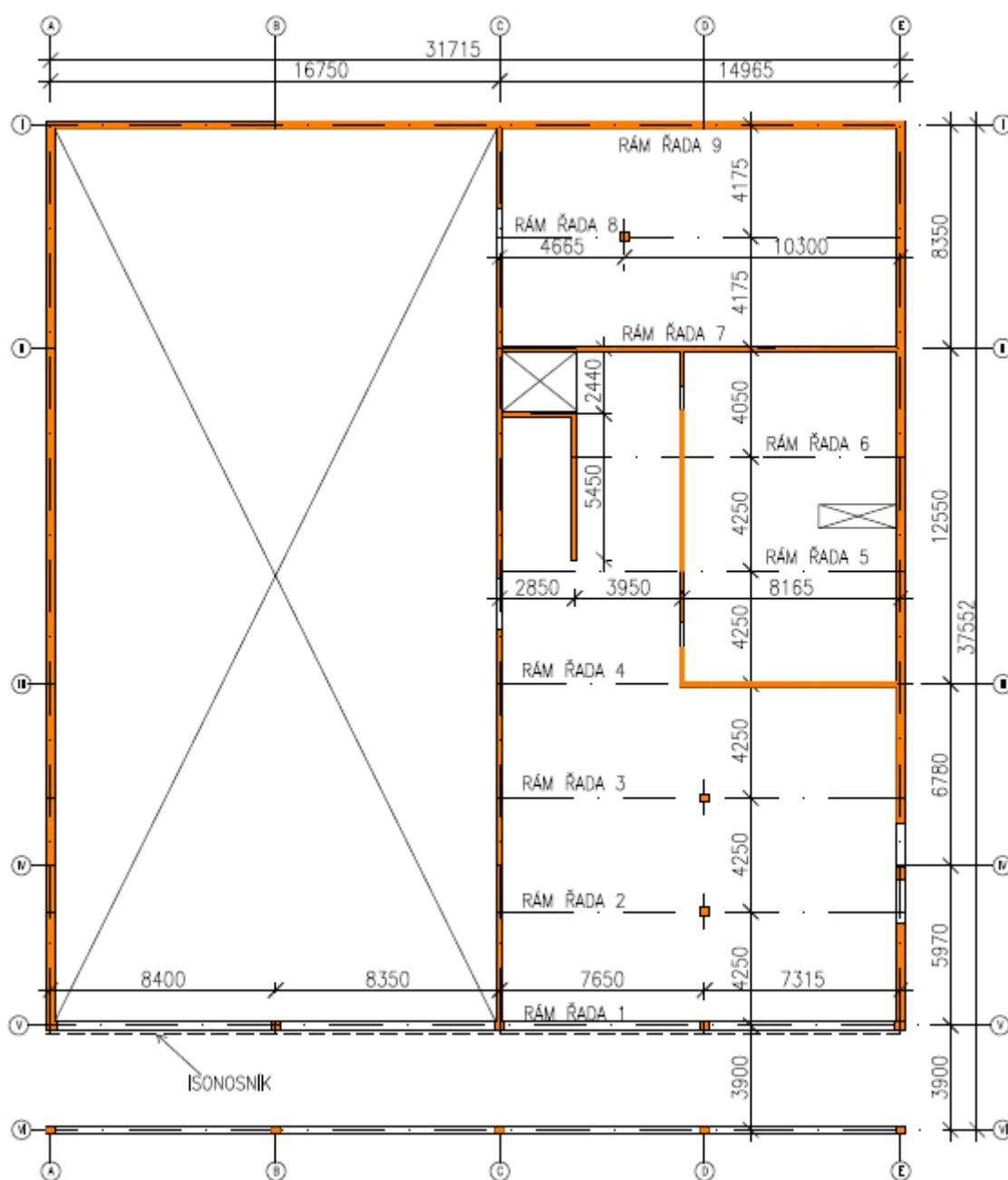
Návrh rozměrů vnějších sloupů: 300 x 900 mm – $A_c = 270\,000$ mm²

Návrh rozměrů vnitřních sloupů: 300 x 300 mm – $A_c = 90\,000$ mm²

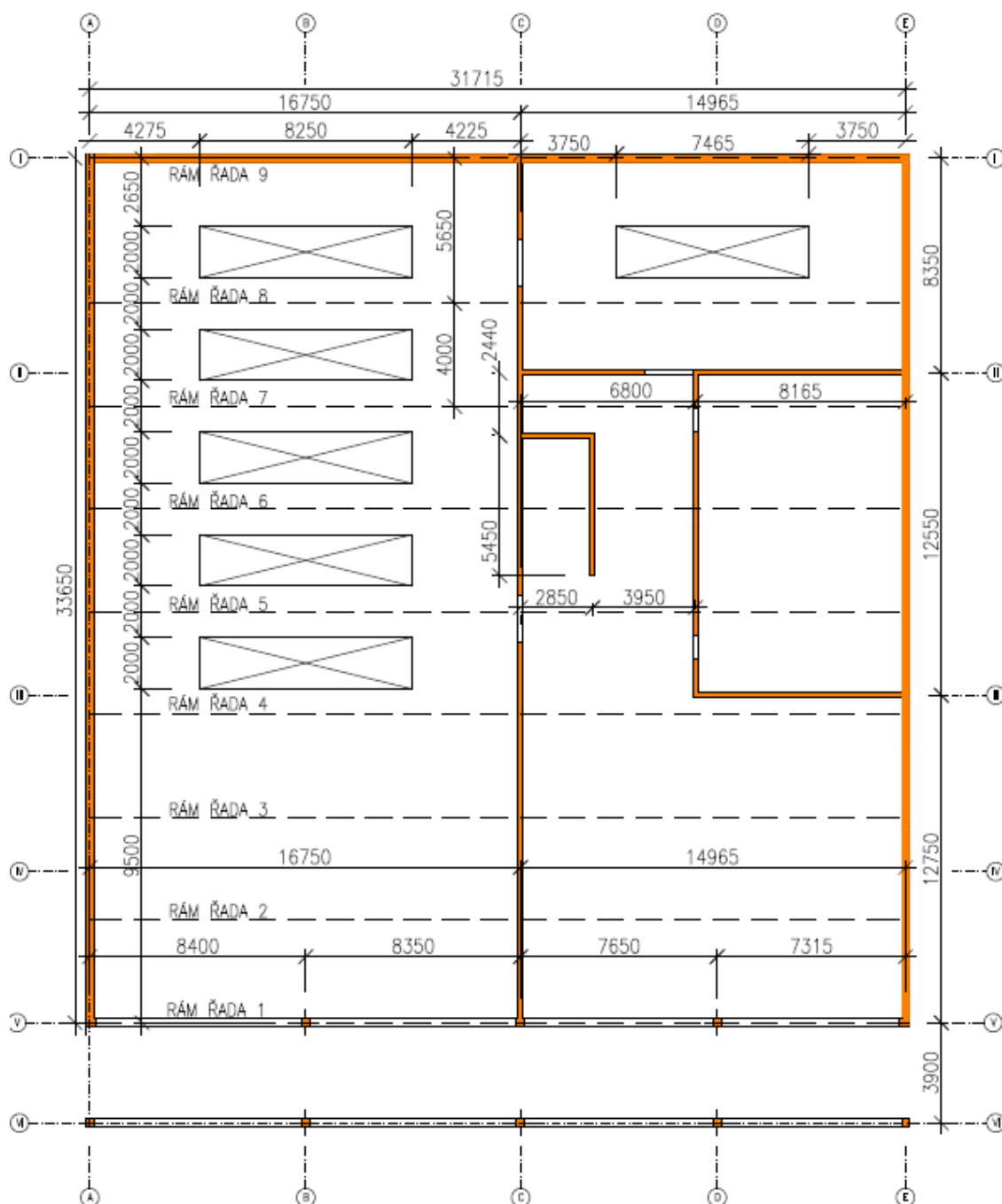
3 Varianta 2

Varianta 2 bude řešena jako železobetonová konstrukce. Základová deska spolu se suterénními stěnami bude tvořit bílou vanu stejně jako ve variantě 1. Nad 1.NP konstrukce řešená jako rám. A nad 2.NP bude celá konstrukce také řešena jako rám, kde suterénní stěna bude v místě průvlaků mít funkci sloupů – stejně jako ve variantě 1.

3.1 Nosná konstrukce nad 1.NP



3.2 Nosná konstrukce nad 2.NP



Tato část varianty je shodná s Variantou 1.

⇒ Proto předběžný návrh viz kapitola 2.4.9

3.3 Předběžný návrh

3.3.1 Rám nad 1.NP

Dle empirie:

1) Návrh tloušťky desky:

Stropní deska jednosměrně pnutá na rozpětí: **4,25m**; 4,125m; 4,050m.

Dle empirie:

Minimální tloušťka stropní desky:

$$h_d = \left(\frac{1}{35}\right) l + 0,03 = \left(\frac{1}{35}\right) 4,25 + 0,03 = 150 \div 160 \text{ mm}$$

Dle ohybové štíhlosti:

$$d \geq \frac{l}{\kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}}$$

κ_{c1} – součinitel tvaru průřezu = 1,0

κ_{c2} – je součinitel rozpětí, pro $l \leq 7,0 \text{ m} = 1,0$

κ_{c3} – součinitel napětí tahové výztuže = $\frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \Rightarrow$ uvažuje 1,2 ÷ 1,3 = 1,2

$\lambda_{d,tab}$ – tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

– pro vnitřní pole spojitého nosníku

\Rightarrow beton C30/37 a stupeň vyztužení $\rho = 0,5\%$ se rovná $\lambda_{d,tab} = 30,8$

$$d \geq \frac{4,25}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 30,8} = 0,115 \text{ m}$$

$$h_d \geq d + c_{nomx1} + \phi/2 = 115 + 30 + 6 = 151 \text{ mm}$$

Návrh stropní desky verandy – $h_d = 150 \text{ mm}$

Výpočet zatížení:

STÁLÉ	g_k^d [kN/m ²]	γ	g_d^d [kN/m ²]
vl. tíha desky - $25 \cdot 0,15$	3,750	1,35	5,063
Podlaha P1	1,557	1,35	2,102

$$\Sigma g_k^d = 5,307 \quad \Sigma g_d^d = 7,164 \text{ kN/m}^2$$

PROMĚNNÉ	q_k^d [kN/m ²]	γ	q_d^d [kN/m ²]
Užitné zatížení pro tělocvičny	5	1,5	7,5
Příčky - odhad	0,8	1,5	1,2

$$\Sigma q_k^d = 5,800 \quad \Sigma q_d^d = 8,700 \text{ kN/m}^2$$

$$f_d^d = g_d^d + q_d^d = 7,164 + 8,700 = 15,864 \text{ kN/m}^2$$

Ověření šířky tlačené oblasti:

$$m_{ed,max} = \frac{1}{10} f_d^d l^2 = \frac{1}{10} \cdot 15,864 \cdot 4,25^2 = 28,654 \text{ kNm}$$

$$d = h_d - c_{nomxc1} - \phi_{tř} - \phi/2 = 150 - 30 - 8 - 12/2 = 106 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{ed,max}}{b_t d_t^2 f_{cd}} = \frac{28,654 \cdot 10^6}{1000 \cdot 106^2 \cdot 20} = 0,128 \quad \text{dle tab. - } \xi = 0,172$$

Poměrná výška tlačené oblasti ξ splňuje podmínku:

$$\xi = 0,172 \leq \xi_{max} = 0,45$$

VYHOVUJE

Rozumná hodnota ξ pro desky je orientačně 0,10, pro trámy 0,15 – 0,40.

$$\xi = 0,172 < 0,10$$

NEVYHOVUJE

⇒ **vhodné zvětšit navrženou tloušťku desky**

Návrh stropní desky – $h_d = 190 \text{ mm}$

Výpočet zatížení:

STÁLÉ	g_k^d [kN/m ²]	γ	g_d^d [kN/m ²]
vl. tíha desky - $25 \cdot 0,19$	4,750	1,35	6,413
Podlaha P1	1,557	1,35	2,102

$$\Sigma g_k^d = 6,307 \quad \Sigma g_d^d = 8,514 \text{ kN/m}^2$$

PROMĚNNÉ	q_k^d [kN/m ²]	γ	q_d^d [kN/m ²]
Užitné zatížení pro tělocvičny	5	1,5	7,5
Příčky - odhad	0,8	1,5	1,2

$$\Sigma q_k^d = 5,800 \quad \Sigma q_d^d = 8,700 \text{ kN/m}^2$$

$$f_d^d = g_d^d + q_d^d = 8,514 + 8,70 = 17,214 \text{ kN/m}^2$$

Ověření šířky tlačené oblasti:

$$m_{ed,max} = \frac{1}{10} f_d^d l^2 = \frac{1}{10} \cdot 17,214 \cdot 4,25^2 = 31,09 \text{ kNm}$$

$$d = h_d - c_{nomxc1} - \phi_{tř} - \phi/2 = 190 - 30 - 8 - 12/2 = 146 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{ed,max}}{b_t d_t^2 f_{cd}} = \frac{31,09 \cdot 10^6}{1000 \cdot 146^2 \cdot 20} = 0,073 \quad \text{dle tab. - } \xi = 0,0949$$

$$\xi = 0,0949 < 0,10$$

VYHOVUJE

2) Návrh průvlastku:

Rozpon průvlastku byl uvažován největší z: **10,3m**; 4,665m; 8,165m; 3,950m; 7,650m; 7,315m. Tento rozpon odpovídá rámu řady 8 => řada, kde bude vycházet největší výška průvlastku.

$$h_t = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) l_t = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) 10,3 = 0,86 \div 1,1 \text{ m}$$

$$h_t = 1,1 \text{ m}$$

$$b_t = \left(\frac{1}{3} \div \frac{2}{3}\right) h_t = \left(\frac{1}{3} \div \frac{2}{3}\right) 1,1 = 0,366 \div 0,733 \text{ m}$$

Kvůli přílišné tloušťce průvlaku a tudíž nepěknému vzhledu, byla navržena tloušťka menší, než je doporučena z empirie.

Návrh rozměrů příčle: $b_t = 300 \text{ mm}$; $h_t = 1090 \text{ mm}$

Zatěžovací šířka: 4,175 m – rám řady 8

Výpočet zatížení:

STÁLÉ	g_k^p [kN/m]	γ	g_d^p [kN/m]
vl. tíha desky - $4,75 \cdot 4,175$	19,831	1,35	26,772
vl. tíha průvlaku - $25 \cdot 1,09 \cdot 0,3$	8,175	1,35	11,036
Podlaha P1 - $1,557 \cdot 4,175$	6,500	1,35	8,776

$$\Sigma g_k^d = 34,507 \quad \Sigma g_d^d = 46,584 \text{ kN/m}$$

PROMĚNNÉ	q_k^p [kN/m]	γ	q_d^p [kN/m]
Užitné zatížení pro tělocvičny	20,875	1,5	31,3125
Příčky - odhad	3,34	1,5	5,01

$$\Sigma q_k^d = 24,215 \quad \Sigma q_d^d = 36,323 \text{ kN/m}$$

$$f_{Ed} = g_d^p + q_d^p = 46,584 + 36,323 = 82,907 \text{ kN/m}$$

Předběžné ověření návrhu průřezu:

$$M_{Ed,max} = \frac{1}{10} \cdot f_{ed} \cdot l_t^2 = \frac{1}{10} \cdot 82,907 \cdot 10,3^2 = 879,56 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,max} = \frac{3}{5} \cdot f_{ed} \cdot l_t = \frac{3}{5} \cdot 82,907 \cdot 10,3 = 512,37 \text{ kN}$$

Ověření z hlediska ohybového namáhání:

$$d_t = h_t - c_{nomxc1} - \phi_{tř} - \phi/2 = 1090 - 30 - 10 - 20/2 = 1040 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b_t d_t^2 f_{cd}} = \frac{879,56 \cdot 10^6}{300 \cdot 1040^2 \cdot 20} = 0,136 \quad \text{dle tab. - } \xi = 0,183$$

$$0,15 < \xi = 0,183 < 0,4$$

VYHOVUJE

Ověření stupně vyztužení:

$$\mu = 0,136$$

dle tab. - $\zeta = 0,926$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d_t \cdot f_{yd}}}{b_t d_t} = \frac{\frac{879,56 \cdot 10^6}{0,926 \cdot 1040 \cdot 435}}{300 \cdot 1040} = 0,0065$$

$$\rho_{s,rqd} = 0,0065 \leq \rho_{s,max} = 0,04$$

VYHOVUJE

Ověření tlakové diagonály:

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot \zeta \cdot d_t \cdot \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

$$\cotg \theta = 1,3 - \text{odhad}$$

$v = 0,528$ – viz. kapitola 2.4.2

$$V_{Rd,max} = 0,528 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 0,926 \cdot 1040 \cdot \frac{1,3}{1 + 1,3^2} = 1\,592,24 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 1\,592,24 \text{ kN} \geq V_{Ed,max} = 512,37 \text{ kN} \quad \textbf{VYHOVUJE}$$

Ověření průhybu:

$$\lambda = \frac{l_t}{d_t} = \frac{10300}{1040} = 9,904$$

$$\lambda \leq \lambda_d$$

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

κ_{c1} – součinitel tvaru průřezu = 1,0

$$\kappa_{c2} \text{ – je součinitel rozpětí} = \frac{7,0}{l} = \frac{7,0}{10,3} = 0,6796$$

$$\kappa_{c3} \text{ – součinitel napětí tahové výztuže} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \Rightarrow \text{uvažuje } 1,2 \div 1,3 = 1,2$$

$\lambda_{d,tab}$ – tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

– pro prostý nosník

=> beton C30/37 a stupeň vyztužení $\rho = 6,5\%$ se rovná $\lambda_{d,tab} = 14,0$

$$\lambda_d = 1,0 \cdot 0,6796 \cdot 1,2 \cdot 14,0 = 11,42$$

$$\lambda = 9,904 \leq \lambda_d = 11,42$$

VYHOVUJE bez podrobného výpočtu průhybu

Návrh sloupů:

Návrh rozměrů sloupu: 300 x 300 mm

Výpočet zatěžovací plochy:

Rám řady 8 – pro sloup uprostřed:

$$A = \left(\frac{10,300}{2} + \frac{4,665}{2} \right) \cdot 4,175 = 31,24 \text{ m}^2 \text{ pro 1.NP}$$

Rám řady 8 – pro sloup v nosné stěně:

$$A = \left(\frac{4,665}{2} \right) \cdot 4,175 = 9,74 \text{ m}^2 \text{ pro 1.NP}$$

$$A = \left(\frac{16,75}{2} + \frac{14,965}{2} \right) \cdot 4,175 = 66,21 \text{ m}^2 \text{ pro 2.NP}$$

Rám řady 2 a 3 – pro sloup v nosné stěně:

$$A = \left(\frac{7,65}{2} \right) \cdot 4,25 = 16,26 \text{ m}^2 \text{ pro 1.NP}$$

$$A = \left(\frac{16,75}{2} + \frac{14,965}{2} \right) \cdot 4,25 = 67,39 \text{ m}^2 \text{ pro 2.NP}$$

⇒ Výpočet byl proveden pro rám řady 2 a 3 – pro sloup v nosné stěně, pokud vyhoví, vyhoví a všechny ostatní sloupy - jsou méně zatíženy.

Výpočet zatížení:

STÁLÉ	g_k^s [kN]	γ	g_d^s [kN]
vl. tíha desky nad 1.NP - $25 \cdot 0,19 \cdot 16,26$	77,235	1,35	104,267
vl. tíha průvlaku - $25 \cdot 1,09 \cdot 0,3 \cdot 3,825$	31,269	1,35	42,214
vl. tíha sloupu - $25 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 7,19$	16,178	1,35	21,840
Podlaha P1 - $1,557 \cdot 16,6$	25,846	1,35	34,892
vl. tíha stropu nad 2.NP - $6,65 \cdot 67,39$	448,144	1,35	604,994
Střecha S1 - $1,583 \cdot 67,39$	106,678	1,35	144,016

$$\Sigma g_k^s = 705,350 \quad \Sigma g_d^s = 952,222 \text{ kN}$$

PROMĚNNÉ	q_k^s [kN]	γ	q_d^s [kN]
Sníh + střecha - $(0,75 + 0,56) \cdot 67,39$	88,2809	1,5	132,42135
Užitné zatížení pro tělocvičny - $5 \cdot 16,26$	83	1,5	124,5

$$\Sigma q_k^s = 171,281 \quad \Sigma q_d^s = 256,921 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^s = g_d^s + q_d^s = 952,222 + 256,921 = 1209,143 \text{ kN}$$

Plocha sloupu:

$$\rho_s = 1,5\%$$

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{0,8 f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_s} = \frac{1209,143 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 + 0,015 \cdot 400} = 54\,961,05 \text{ mm}^2$$

Rozměry sloupu byly zvoleny s ohledem na šířku průvlaku.

Návrh rozměrů sloupů 300 x 300 mm => $A_c = 90\,000 \text{ mm}^2$

Předpoklad dostředného tlaku:

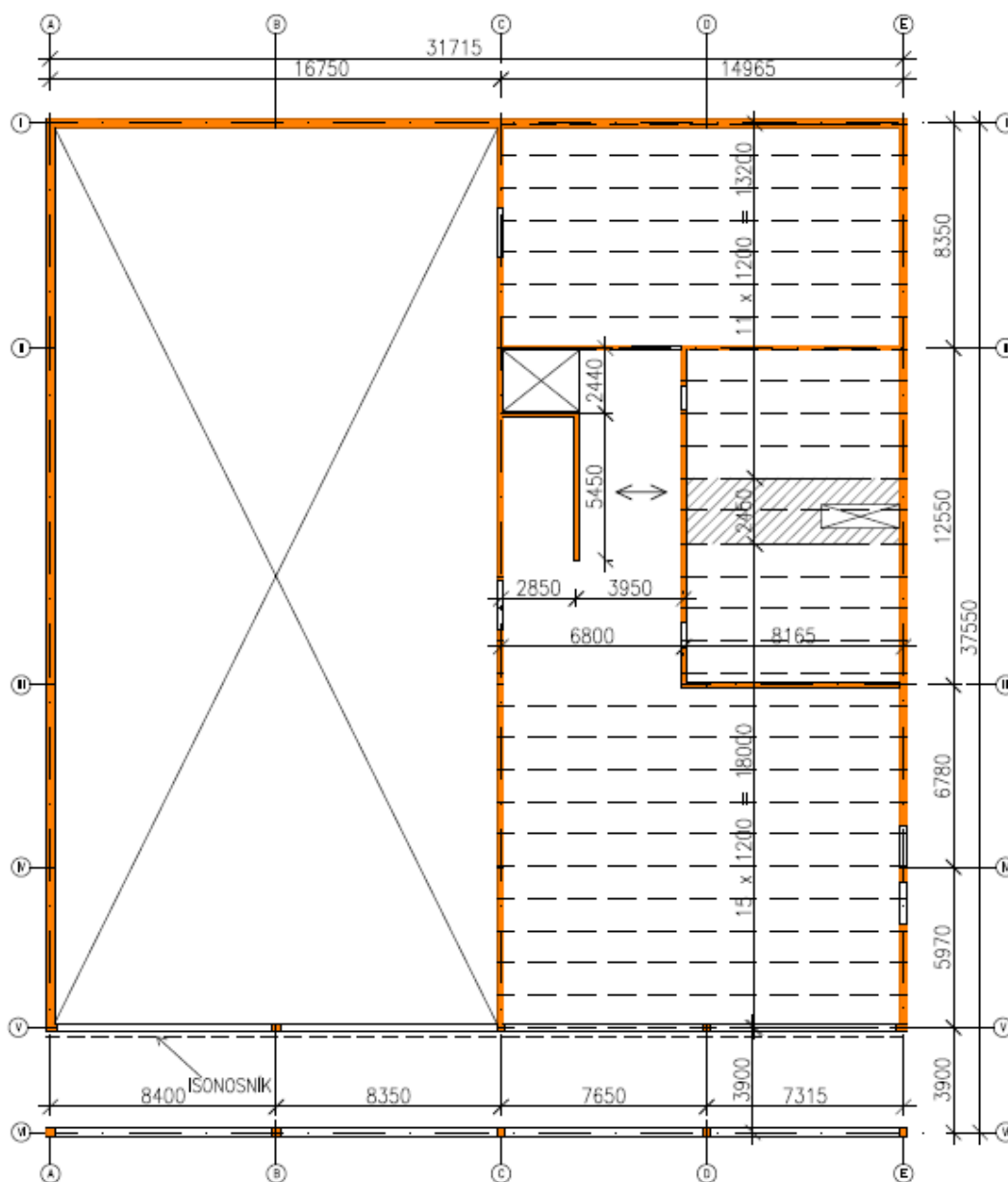
$$A_{s,req} = \frac{N_{Ed} - 0,8 A_c f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{1209,143 \cdot 10^3 - 0,8 \cdot 90000 \cdot 20}{435} = -530,71 \text{ mm}^2$$

⇒ Ve sloupu bude pouze konstrukční výztuž 4 x $\emptyset 12$ mm.

4 Varianta 3

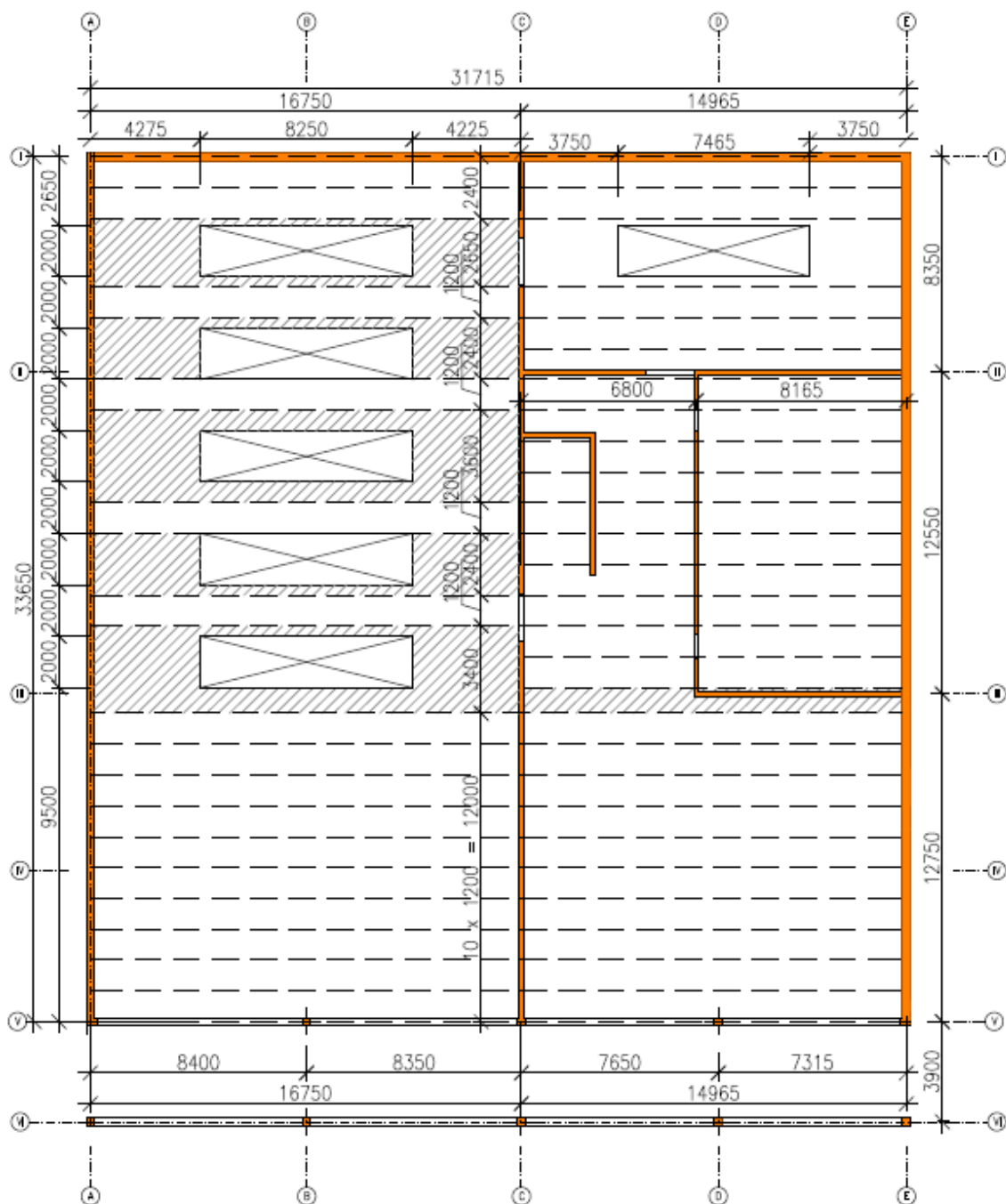
Varianta 3 bude řešena jako železobetonová konstrukce s předpjatými dutinovými panely od firmy Partek. Základová deska spolu se suterénními stěnami bude tvořit bílou vanu stejně jako ve variantě 1. Stropní deska nad 1.NP a nad 2.NP bude řešena pomocí dutinových panelů. V 1.NP v prostoru okolo schodiště a výtahu bude deska zhotovena jako monolitická, jednosměrně prutá. Svislé nosné konstrukce budou řešeny jako monolitický beton.

4.1 Nosná konstrukce nad 1.NP



Vyšrafované části bude nutné dobetonovat betonem C30/37.

4.2 Nosná konstrukce nad 2.NP



Vyšrafované části bude nutné dobetonovat betonem C30/37.

4.3 Předběžný návrh

4.3.1 Dutinové panely Partek nad 1.NP

Skladební rozměr panelů je 1,2m.

Zatížení na stropní konstrukci:

STÁLÉ	g_k [kN/m ²]	γ	g_d [kN/m ²]
Podlaha P1	1,557	1,35	2,102

$$\Sigma g_k = 1,557 \quad \Sigma g_d = 2,102 \text{ kN/m}^2$$

PROMĚNNÉ	q_k [kN/m ²]	γ	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení pro tělocvičny	5	1,5	7,5
Příčky - odhad	0,8	1,5	1,2

$$\Sigma q_k = 5,800 \quad \Sigma q_d = 8,700 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ek} = g_k + q_k = 1,557 + 5,800 = 7,357 \text{ kN/m}^2$$

Rozpětí je necelých 15m.

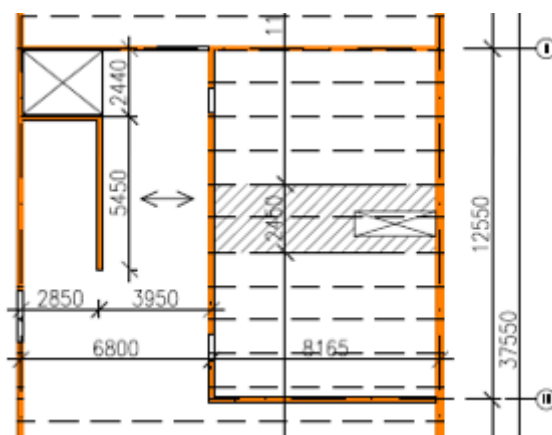
Pro výšku panelu $h = 400\text{mm}$ a rozpětí 15m je maximální charakteristické zatížení:

4,67 kN/m². [22]

Návrh: Dutinová panel Partek HCE500 – 3X/18, $h = 500\text{mm}$, maximální charakteristické zatížení pro délku panelu 16m = 8,28 kN/m²; vlastní hmotnost zalitého stropu 6,65 kN/m².

[21]

4.3.2 Jednosměrně pnutá deska nad 1.NP



Rozpětí bylo bráno bezpečně největší z rozměrů: 2,850; **6,8m**; 3,95m

Dle empirie:

Minimální tloušťka stropní desky:

$$h_d = \left(\frac{1}{35}\right) l + 0,03 = \left(\frac{1}{35}\right) 6,8 + 0,03 = 220 \div 230 \text{ mm}$$

Pro stropní desky s lehkými příčkami a rozpětí $l \geq 4,3\text{m}$:

$$h_d = \left(\frac{l^2}{150}\right) + 0,03 = \left(\frac{6,8^2}{150}\right) + 0,03 = 330 \div 340 \text{ mm} - \text{velice konzervativní přístup}$$

Dle ohybové štíhlosti:

$$d \geq \frac{l}{\kappa c1 \cdot \kappa c2 \cdot \kappa c3 \cdot \lambda_{d,tab}}$$

$\kappa c1$ – součinitel tvaru průřezu = 1,0

$\kappa c2$ – je součinitel rozpětí pro $l \leq 7,0 \text{ m} = 1,0$

$\kappa c3$ – součinitel napětí tahové výztuže = $\frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \Rightarrow$ uvažuje 1,2 ÷ 1,3 = 1,2

$\lambda_{d,tab}$ – tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti

– pro prostý nosník

\Rightarrow beton C30/37 a stupeň vyztužení $\rho = 0,5\%$ se rovná $\lambda_{d,tab} = 20,5$

$$d \geq \frac{6,8}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 20,5} = 0,276 \text{ m}$$

$$h_d \geq d + c_{nomxc1} + \phi/2 = 276 + 30 + 10 = 316 \text{ mm}$$

Kategorie pozemních budov: C4 plochy určené pro pohybové aktivity – $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

\Rightarrow Dutinové panely mají nad 1.NP výšku 500 mm, proto bude výška desky stejná.

Návrh tloušťky desky: $h_d = 500 \text{ mm}$

4.3.3 Dutinové panely Partek nad 2.NP

Skladební rozměr panelů je 1,2m.

Zatížení na stropní konstrukci:

STÁLÉ	g_k [kN/m ²]	γ	g_d [kN/m ²]
Střecha S1	1,583	1,35	2,137

$$\Sigma g_k = 1,583 \quad \Sigma g_d = 2,137 \text{ kN/m}^2$$

PROMĚNNÉ	q_k [kN/m ²]	γ	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení pro nepochozí střechy	0,75	1,5	1,125
Sníh	0,56	1,5	0,84

$$\Sigma q_k = 1,310 \quad \Sigma q_d = 1,965 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ek} = g_k + q_k = 1,583 + 1,310 = 2,893 \text{ kN/m}^2$$

Pro výšku panelu $h = 400 \text{ mm}$ je maximální délka panelu $16,5\text{m}$ – vzhledem k rozpětí tělocvičny $16,75\text{m}$, není možné tento typ použít.

Návrh: Dutinová panel Partek HCE500 – 3X/16, $h = 500\text{mm}$, maximální charakteristické zatížení pro délku panelu $18\text{m} = 4,55 \text{ kN/m}^2$; vlastní hmotnost zalitého stropu $6,65 \text{ kN/m}^2$.

[21]

5 Podrobný návrh rámu varianty 1

Podrobný návrh byl proveden pro rám řady 3.

Návrh rozměrů:

Návrh rozměrů příčle: $b_t = 300 \text{ mm}$; $h_t = 1240 \text{ mm}$

Návrh rozměrů vnějších sloupů: $300 \times 900 \text{ mm} - A_c = 270\,000 \text{ mm}^2$

Návrh rozměrů vnitřních sloupů: $300 \times 300 \text{ mm} - A_c = 90\,000 \text{ mm}^2$

5.1 Příčel

Pro podrobný návrh byly řešeny následující kombinace zatížení:

Pro MSÚ (ČSN EN 1990):

$\gamma_{G,j}$ - dílčí součinitel j-tého stálého zatížení = 1,35

$G_{k,j}$ - charakteristická hodnota stálého zatížení = 5,083 kN/m²

γ_p - dílčí součinitel zatížení od přepětí P

P - charakteristická hodnota předpětí = 0

$\gamma_{Q,i}$ - dílčí součinitel i-tého proměnného zatížení Q_i = 1,5

$Q_{k,1}$ - charak. hodnota hlavního užitného zatížení = 0,75 (pro nepochozí střechy)

$Q_{k,i}$ - charak. hodnota i-tého vedlejšího užitného zatížení = 0,5 (pro sněh)

Ψ - kombinační součinitel

ψ_0 - pro sněh - stavby umístěné ve výšce $\leq 1000 \text{ m.n.m.} = 0,5$

ψ_0 - pro střechy = 0,7

ψ_2 - pro sněh - stavby umístěné ve výšce $\leq 1000 \text{ m.n.m.} = 0,0$

ψ_2 - pro střechy = 0,0

ξ_j - redukční součinitel pro j-té nepříznivé stálé zatížení = 0,85

- Základní kombinace (6.10)

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

$$1,35 \cdot 5,083 + 0 + 1,5 \cdot 0,75 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,56 = 8,407 \text{ kN/m}^2$$

- Méně příznivá z následujících (6.10a; 6.10b)

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

$$1,35 \cdot 5,083 + 0 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,75 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,56 = 8,07 \text{ kN/m}^2$$

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

$$0,85 \cdot 1,35 \cdot 5,083 + 0 + 1,5 \cdot 0,75 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,56 = 7,378 \text{ kN/m}^2$$

Pro výpočet MSÚ bude uvažována kombinace 6.10a => pro stále zatížení součinitel 1,35, pro hlavní užité součinitel $1,5 \cdot 0,7 = 1,05$ a pro vedlejší užité $1,5 \cdot 0,5 = 0,75$.

Pro MSP:

- Charakteristická kombinace

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

$$5,083 + 0 + 0,75 + 0,5 \cdot 0,56 = 6,113 \text{ kN/m}^2$$

Pro charakteristickou kombinaci bude uvažován sníh se součinitelem 0,5.

- Kvazistálá kombinace

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

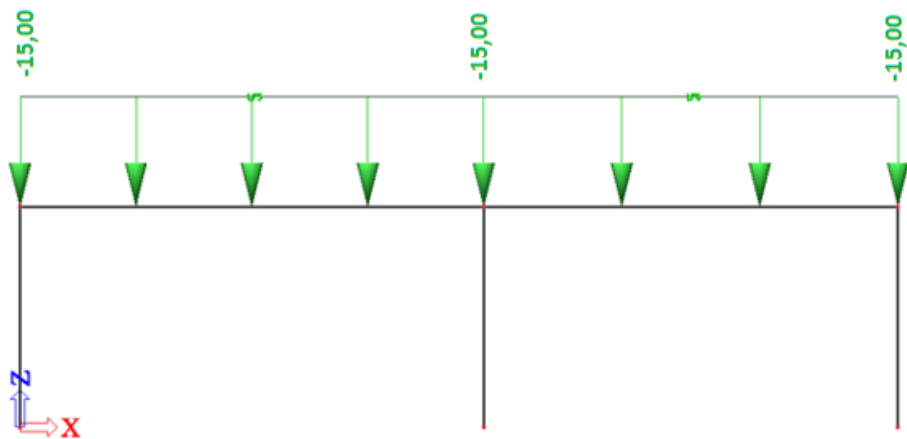
$$5,083 + 0 + 0 \cdot 0,75 + 0 \cdot 0,56 = 5,083 \text{ kN/m}^2$$

Pro kvazistálou kombinaci bude uvažováno pouze stálé zatížení.

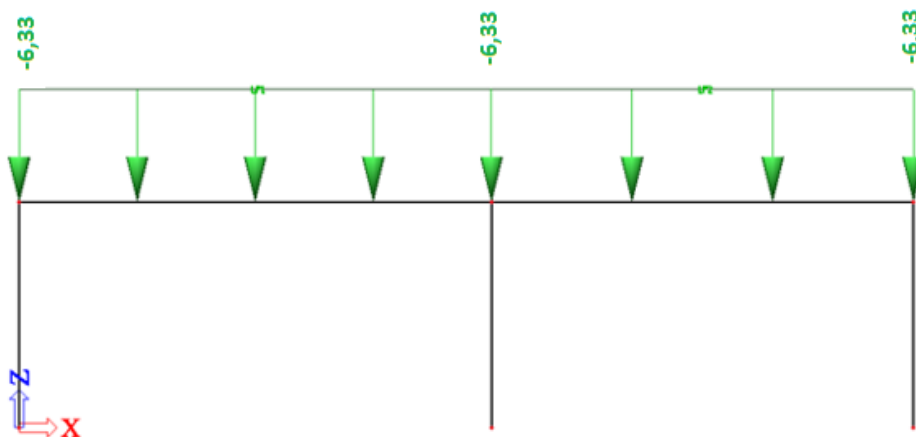
5.1.1 Výsledky ze softwaru pro rám řady 3:

Rám, s největším zatížením – zatěžovací šířka: 4 m. – viz začátek kapitoly 2.4.9.

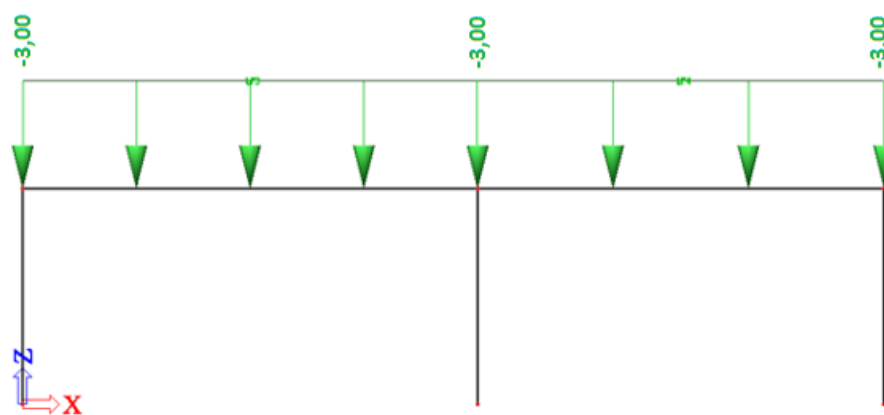
- 4) ZS2 – vlastní tíha desky – 15,00kN/m



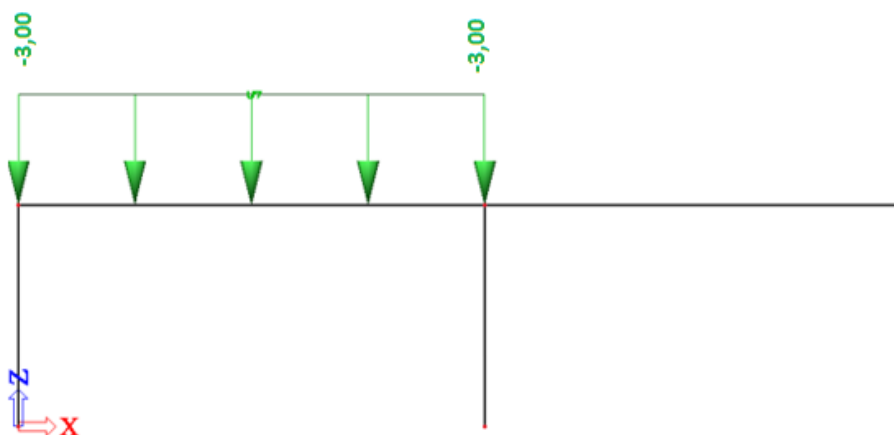
5) ZS3 – vlastní tíha střešního pláště – 6,33 kN/m



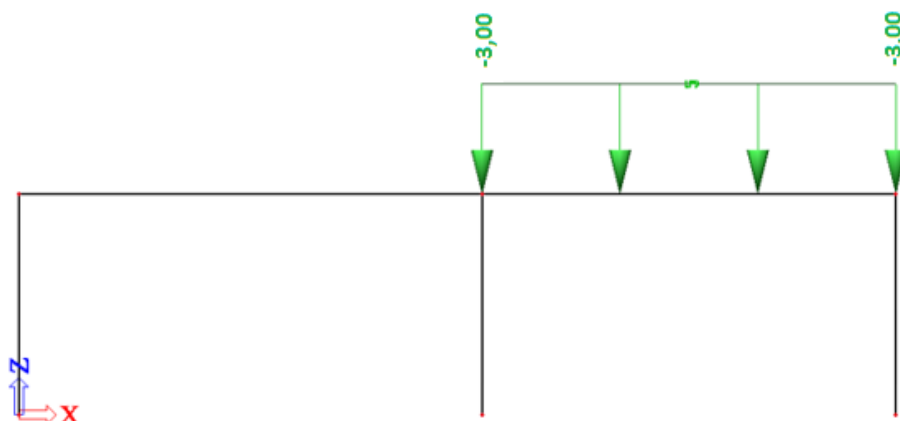
6) ZS4/ ZS7 – proměnné -3,0 kN/m / proměnné sněž – 2,24 kN/m



7) ZS5/ ZS8 – proměnní střídavé – 3,0 kN/m / proměnné sněž stř. – 2,24 kN/m



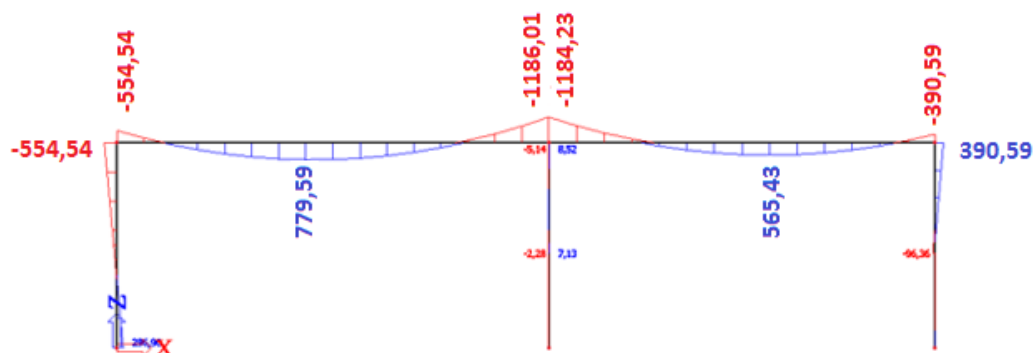
8) ZS6/ZS9 – proměnné střídavé 2 – 3,0 kN/m / proměnní sníh stříd. 2 – 2,24 kN/m



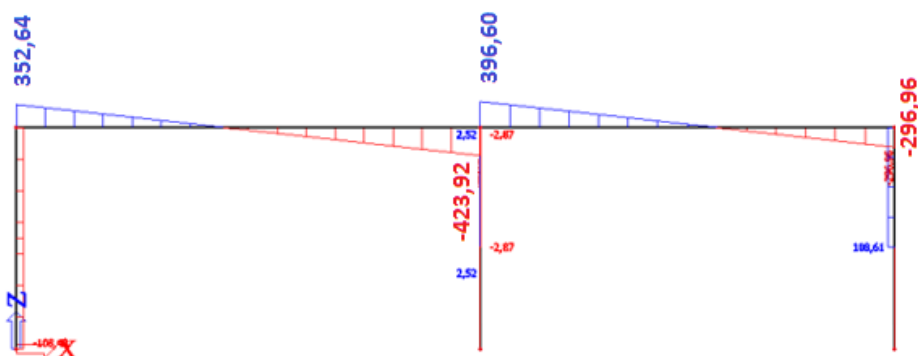
9) Kombinace zatěžovacích stavů – Cox a Skupiny výsledků - RCx

CO1	užitné plně	Lineární - únosnost	ZS1 - vl. tíha ZS2 - vl. tíha desky ZS3 - vl. tíha střecha ZS4 - proměnné ZS7 - proměnné sníh	1,35 1,35 1,35 1,05 0,75	RC1 - Med	CO1 - Lineární - únosnost CO3 - Lineární - únosnost CO4 - Lineární - únosnost
CO2	použitelnost	Lineární - použitelnost	ZS1 - vl. tíha ZS2 - vl. tíha desky ZS3 - vl. tíha střecha ZS4 - proměnné	1,00 1,00 1,00 1,00	RC2	CO2 - Lineární - použitelnost
CO3	užitné púka 1	Lineární - únosnost	ZS1 - vl. tíha ZS2 - vl. tíha desky ZS3 - vl. tíha střecha ZS5 - proměnné střídavé ZS8 - proměnné sníh stř 1	1,35 1,35 1,35 1,05 0,75	RC3 - Mek	CO5 - Lineární - použitelnost CO6 - Lineární - použitelnost CO7 - Lineární - použitelnost
CO4	užitné púka 2	Lineární - únosnost	ZS1 - vl. tíha ZS2 - vl. tíha desky ZS3 - vl. tíha střecha ZS6 - proměnné střídavé 2 ZS9 - proměnné sníh stř 2	1,35 1,35 1,35 1,05 0,75	RC3 - Mgp	CO8 - Lineární - použitelnost
CO5	charakteristické plně	Lineární - únosnost	ZS1 - vl. tíha ZS2 - vl. tíha desky ZS3 - vl. tíha střecha ZS4 - proměnné ZS7 - proměnné sníh	1,00 1,00 1,00 1,00 0,50		
CO6	charakteristické stříd. 1	Lineární - únosnost	ZS1 - vl. tíha ZS2 - vl. tíha desky ZS3 - vl. tíha střecha ZS5 - proměnné střídavé ZS8 - proměnné sníh stř 1	1,00 1,00 1,00 1,00 0,50		
CO7	charakteristické stříd.	Lineární - únosnost	ZS1 - vl. tíha ZS2 - vl. tíha desky ZS3 - vl. tíha střecha ZS6 - proměnné střídavé 2 ZS9 - proměnné sníh stř 2	1,00 1,00 1,00 1,00 0,50		
CO8	qp	Lineární - únosnost	ZS1 - vl. tíha ZS2 - vl. tíha desky ZS3 - vl. tíha střecha	1,00 1,00 1,00		

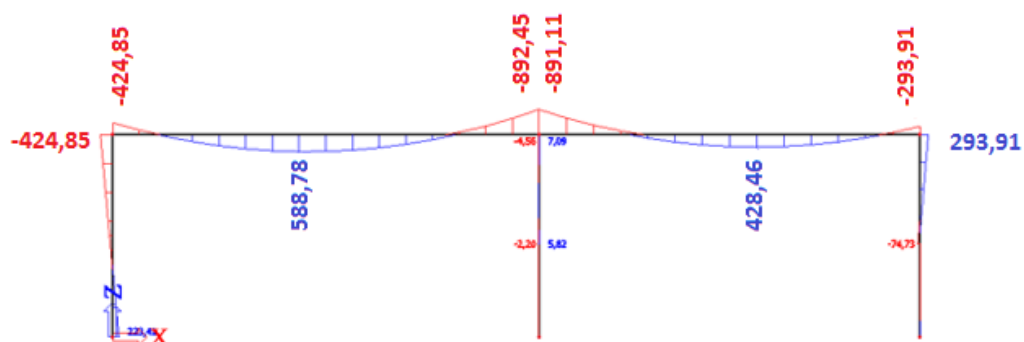
10) RC1 – M_{Ed} [kNm]



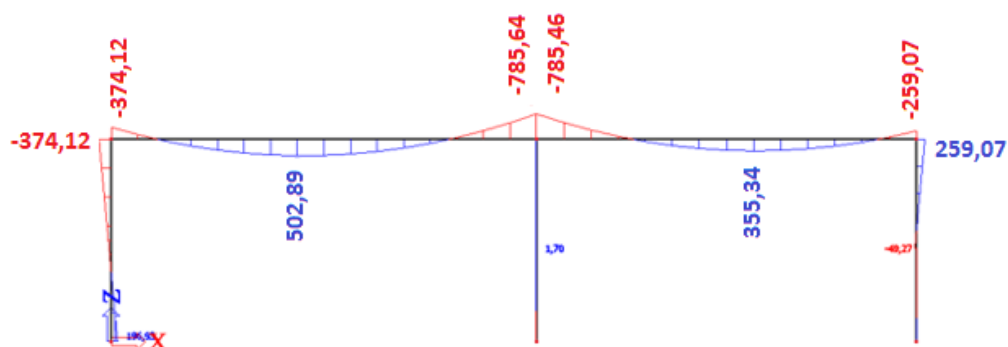
11) RC1 – V_{Ed} [kN]



12) RC3 – M_{Ek} [kNm]



13) RC4 – M_{qp} [kNm]



Vnitřní síly na průvlaku jsou pro přehlednost uvedeny v tabulce 2:

Pro příčel 1240 x 300 mm a sloup 900 x 300mm				
	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Ek} [kNm]	M_{qp} [kNm]
1)	779,59	0	588,78	502,89
2)	565,43	0	428,46	355,34
3)L	-1186,01	-423,92	-892,45	-785,64
3)P	-1184,23	369,6	-891,11	-785,46
4)	-554,54	352,64	-424,85	-374,12
5)	-390,59	-296,96	-293,91	-259,07

Tabulka 2: Vnitřní síly na příčli 1240x200mm a sloupu 900x300mm

5.1.2 Návrh a posouzení smykové výztuže:

I. VARIANTA 1

a) Návrhové třmínky

$$V_{Ed,MAX} = 432,92 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,1} - \text{ve vzdálenosti } d_t \text{ od podpory} - \text{z podobnosti trojúhelníku} = 368,658 \text{ kN}$$

$$\phi_T = 8 \text{ mm}$$

$n = 2$ – dvoustřížný třmínek

$$A_{sw} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_T^2}{4} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 64}{4} = 100,53 \text{ mm}^2$$

Potřebná rozteč třmínků:

$$s_1 \leq \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot \cotg \theta$$

$$z = 0,9d - \text{odhad}$$

$$d = 1240 - 30 - 20/2 - 8 = 1192 \text{ mm}$$

$$z = 0,9 \cdot 1192 = 1072,8 \text{ mm}$$

$$\cotg \theta = 1,3$$

$$s_1 \leq \frac{100,53 \cdot 435}{368,658 \cdot 10^3} \cdot 1072,8 \cdot 1,3$$

$$s_1 \leq 165,43 \text{ mm}$$

Konstrukční zásady:

$$s_1 \leq \min(0,75 d_T; 400\text{mm}) = \min(0,75 \cdot 1192; 400) = \min(894; 400)$$

$$s_1 \leq 400\text{mm}$$

Návrh: dvoustřížný třmínek $\phi_T = 8 \text{ mm}$ à 150 mm

Posouzení třmínků:

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

$$V_{Rd,1} = \frac{100,53 \cdot 435}{150} \cdot 1072,8 \cdot 1,3 \geq 368,658 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,1} = 406,59 \text{ kN} \geq 368,658 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Kontrola stupně vyztužení:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b s_1} = \frac{100,53}{300 \cdot 150} = 2,23 \cdot 10^{-3}$$

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

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

$$0,00223 \leq \frac{0,5 \cdot 0,528 \cdot 20}{435} = 0,012$$

VYHOVUJE

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

$$0,00223 \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = 0,00088$$

VYHOVUJE

$$\Delta l = z \cdot \cotg \theta = 1072,8 \cdot 1,3 = 1394,64 \text{ mm} - \text{minimální vzdálenost za líc podpory}$$

b) Konstrukční třmínky:

$$s_{\max} \leq \min(0,75d_T; 400\text{mm}) = \min(0,75 \cdot 1192; 400) = \min(894; 400)$$

$$s_{\max} \leq 400 \text{ mm}$$

Návrh: dvoustřížný třmínek $\phi_T = 8 \text{ mm}$ à 350 mm

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b s_1} = \frac{100,53}{300 \cdot 350} = 0,00096$$

$$\rho_{sw} = 0,00096 \leq \rho_{sw,\max} = 0,012$$

VYHOVUJE

$$\rho_{sw} = 0,00096 \geq \rho_{sw,\min} = 0,00088$$

VYHOVUJE

$$V_{Rd,\min} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_{\max}} \cdot z \cdot \cotg \theta = \frac{100,53 \cdot 435}{350} \cdot 1072,8 \cdot 1,3 = \mathbf{174,25 \text{ kN}}$$

$$\Delta l = 1395 \text{ mm} - \text{vzdálenost „před“ bod, kde je } V = V_{Rd,\min}$$

c) Mezilehlá oblast:

Návrh: dvoustřížný třmínek $\phi_T = 8 \text{ mm}$ à 200 mm

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b s_1} = \frac{100,53}{300 \cdot 200} = 0,0017$$

$$\rho_{sw} = 0,0017 \leq \rho_{sw,\max} = 0,012$$

VYHOVUJE

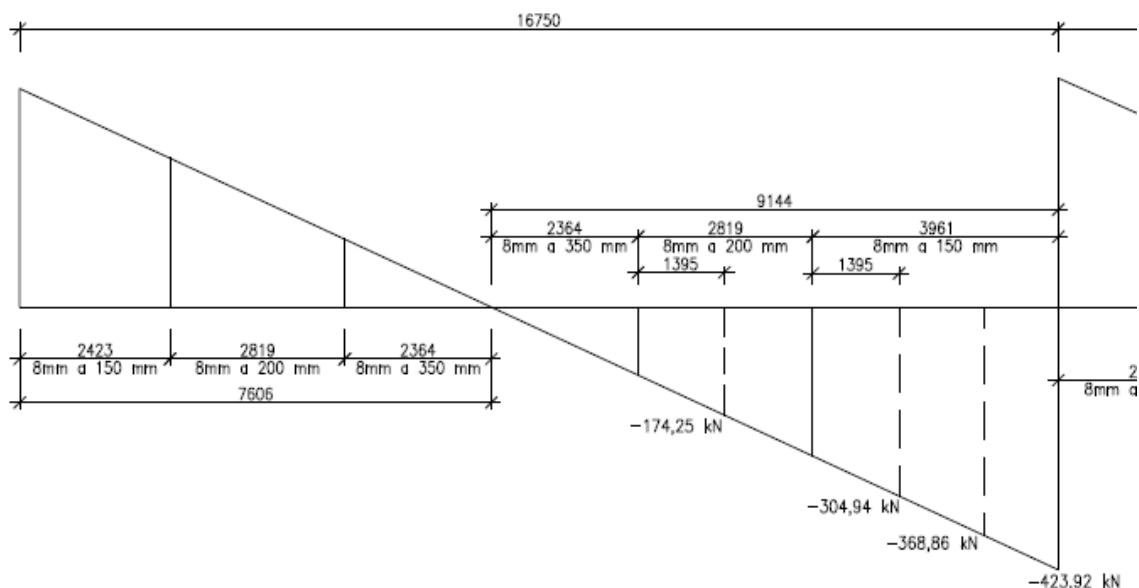
$$\rho_{sw} = 0,0017 \geq \rho_{sw,\min} = 0,00088$$

VYHOVUJE

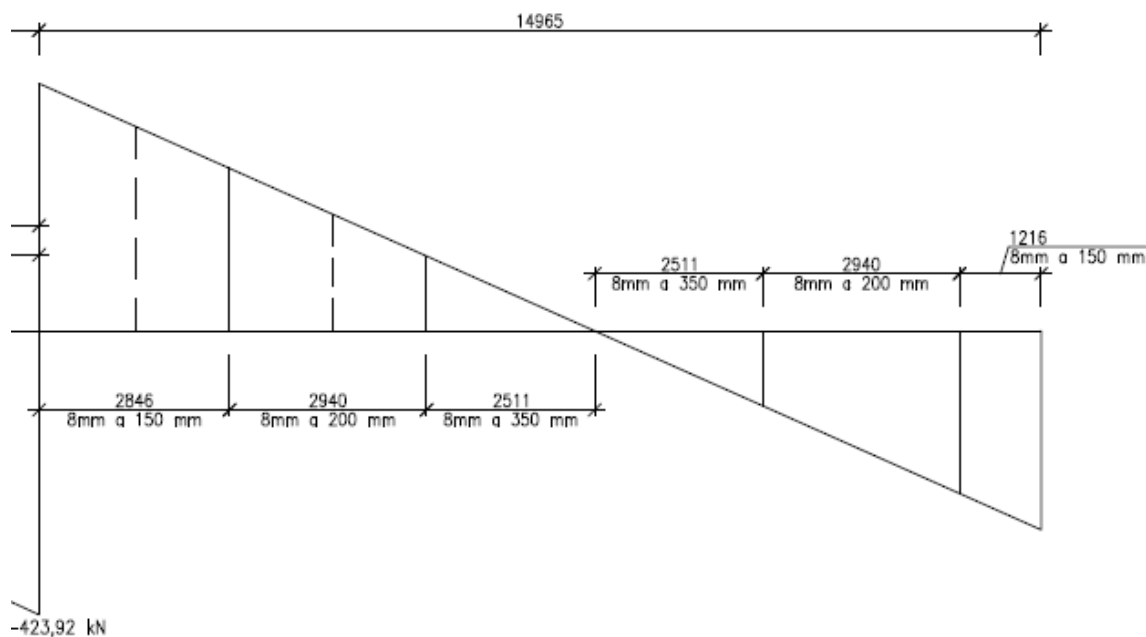
$$V_{Rd,\min} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_{\max}} \cdot z \cdot \cotg \theta = \frac{100,53 \cdot 435}{200} \cdot 1072,8 \cdot 1,3 = \mathbf{304,94 \text{ kN}}$$

$$\Delta l = 1395 \text{ mm} - \text{vzdálenost „před“ bod, kde je } V = V_{Rd,\min}$$

Maximální rozteče třmínků jsou znázorněno na následujícím obrázku:



ČÁST 1



ČÁST 2

II. VARIANTA 2

a) Návrhové třmínky:

Návrh: dvoustřížný třmínek $\phi_T = 8 \text{ mm} \text{ à } 150 \text{ mm}$

Viz. I. VARIANTA 1 – a)

Posouzení třmínků:

$$V_{Rd,1} = 406,59 \text{ kN} \geq 368,658 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Kontrola stupně vyztužení:

$$\rho_{sw} = 0,00096 \leq \rho_{sw,max} = 0,012$$

VYHOVUJE

$$0,00223 \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = 0,00088$$

VYHOVUJE

b) Konstrukční třmínky:

Návrh: dvoustřížný třmínek $\phi_T = 8 \text{ mm} \text{ à } 250 \text{ mm}$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b s_1} = \frac{100,53}{300 \cdot 250} = 0,0013$$

$$\rho_{sw} = 0,0013 \leq \rho_{sw,max} = 0,012$$

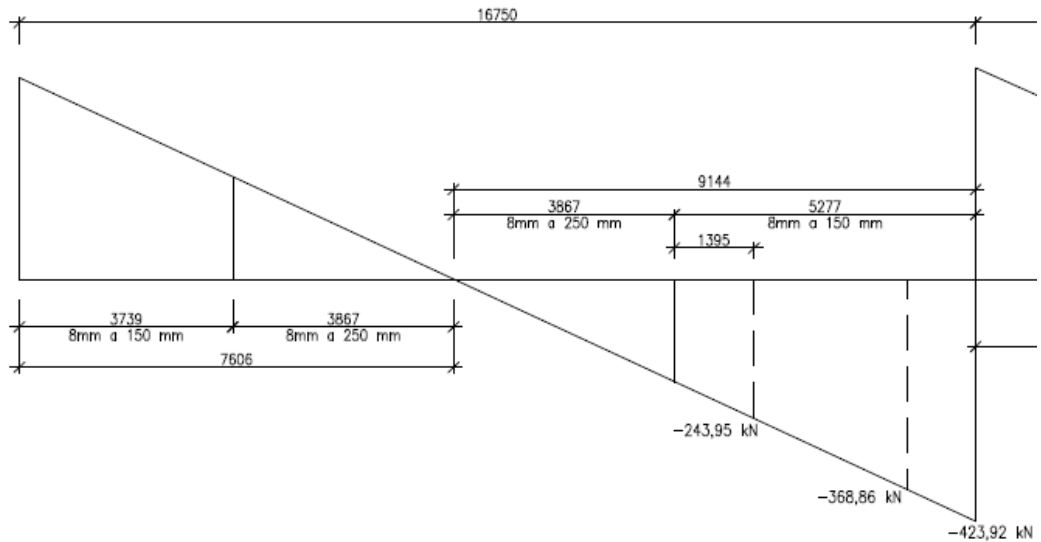
VYHOVUJE

$$\rho_{sw} = 0,0013 \geq \rho_{sw,min} = 0,00088$$

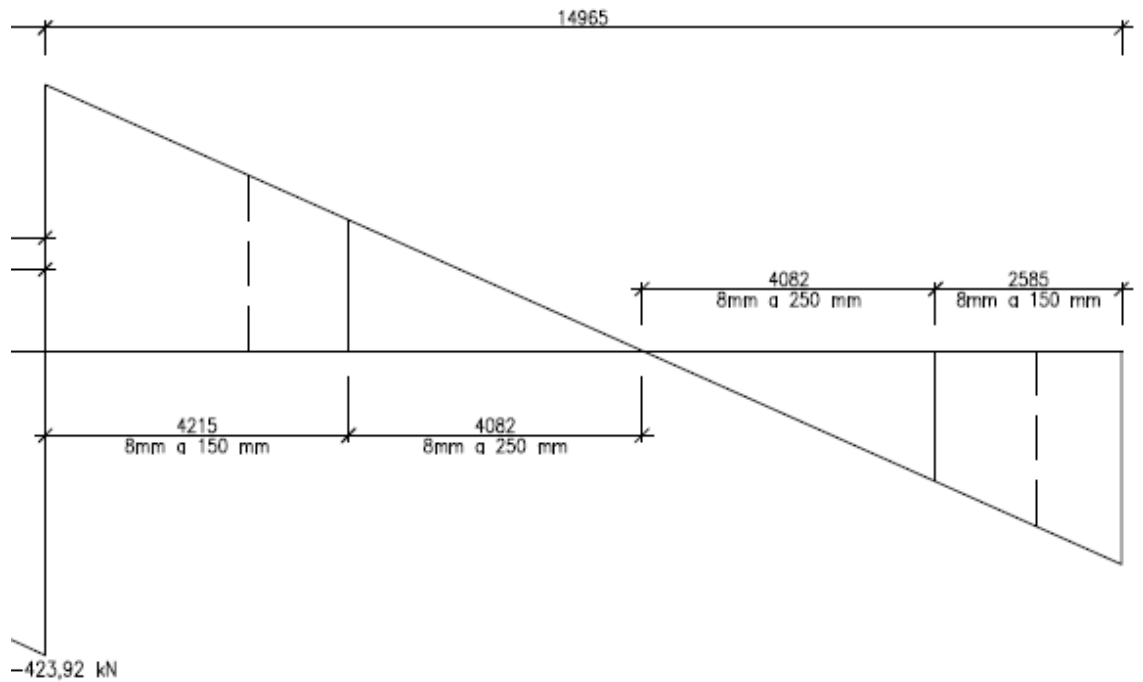
VYHOVUJE

$$V_{Rd,min} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_{max}} \cdot z \cdot \cotg \theta = \frac{100,53 \cdot 435}{250} \cdot 1072,8 \cdot 1,3 = 243,95 \text{ kN}$$

$\Delta l = 1395 \text{ mm}$ – vzdálenost „před“ bod, kde je $V = V_{Rd,min}$



ČÁST 1



ČÁST 2

III. VARANTA 3

a) Návrhové třmínky

$V_{ed,1}$ – ve vzdálenosti d_t od podpory = 368,658 kN

S ohledem na výšku třmínku a tuhosti výztužné kostry by byl lepší třmínek o profilu výztuž 10 mm.

$\phi_T = 10 \text{ mm}$

$n = 2$ – dvoustřížný třmínek

$$A_{sw} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_T^2}{4} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 100}{4} = 157,08 \text{ mm}^2$$

Potřebná rozteč třmínek:

$$s_1 \leq \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot \cotg \theta$$

$$z = 0,9d - \text{odhad}$$

$$d = 1240 - 30 - 20/2 - 10 = 1190 \text{ mm}$$

$$z = 0,9 \cdot 1190 = 1071 \text{ mm}$$

$$\cotg \theta = 1,3$$

$$s_1 \leq \frac{157,08 \cdot 435}{368,658 \cdot 10^3} \cdot 1071 \cdot 1,3$$

$$s_1 \leq 258,06 \text{ mm}$$

Konstrukční zásady:

$$s_1 \leq \min(0,75 d_T; 400\text{mm}) = \min(0,75 \cdot 1192; 400) = \min(894; 400)$$

$$s_1 \leq 400\text{mm}$$

Návrh: dvoustřížný třmínek $\phi_T = 10 \text{ mm}$ à 250 mm

Posouzení třmíneků:

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

$$V_{Rd,1} = \frac{157,08 \cdot 435}{250} \cdot 1071 \cdot 1,3 \geq 368,658 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,1} = 380,542 \text{ kN} \geq 368,658 \text{ kN}$$

VYHOVUJE**Kontrola stupně vyztužení:**

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b s_1} = \frac{157,08}{300 \cdot 250} = 2,094 \cdot 10^{-3}$$

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

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

$$0,00209 \leq \frac{0,5 \cdot 0,528 \cdot 20}{435} = 0,012$$

VYHOVUJE

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

$$0,00209 \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = 0,00088$$

VYHOVUJE

$$\Delta l = z \cdot \cotg \theta = 1071 \cdot 1,3 = 1392,3 \text{ mm} - \text{minimální vzdálenost za líc podpory}$$

b) Konstrukční třmínek:

$$s_{max} \leq \min(0,75 d_T; 400\text{mm}) = \min(0,75 \cdot 1192; 400) = \min(894; 400)$$

$$s_{max} \leq 400 \text{ mm}$$

Návrh: dvoustřížný třmínek $\phi_T = 10 \text{ mm}$ à 350 mm

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b s_1} = \frac{157,08}{300 \cdot 350} = 0,0015$$

$$\rho_{sw} = 0,0015 \leq \rho_{sw,max} = 0,012$$

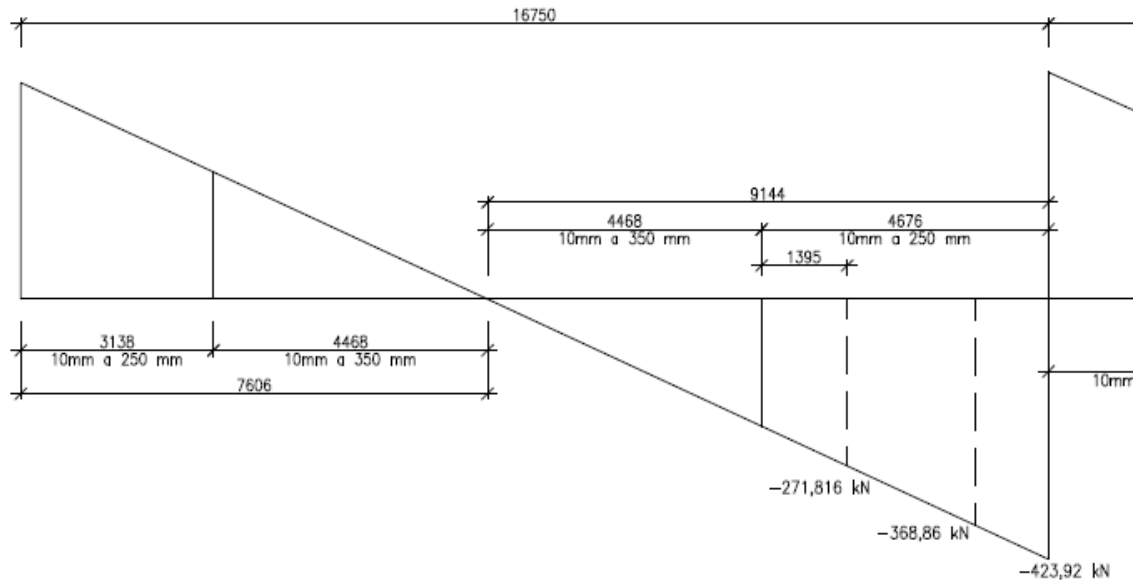
VYHOVUJE

$$\rho_{sw} = 0,0015 \geq \rho_{sw,min} = 0,00088$$

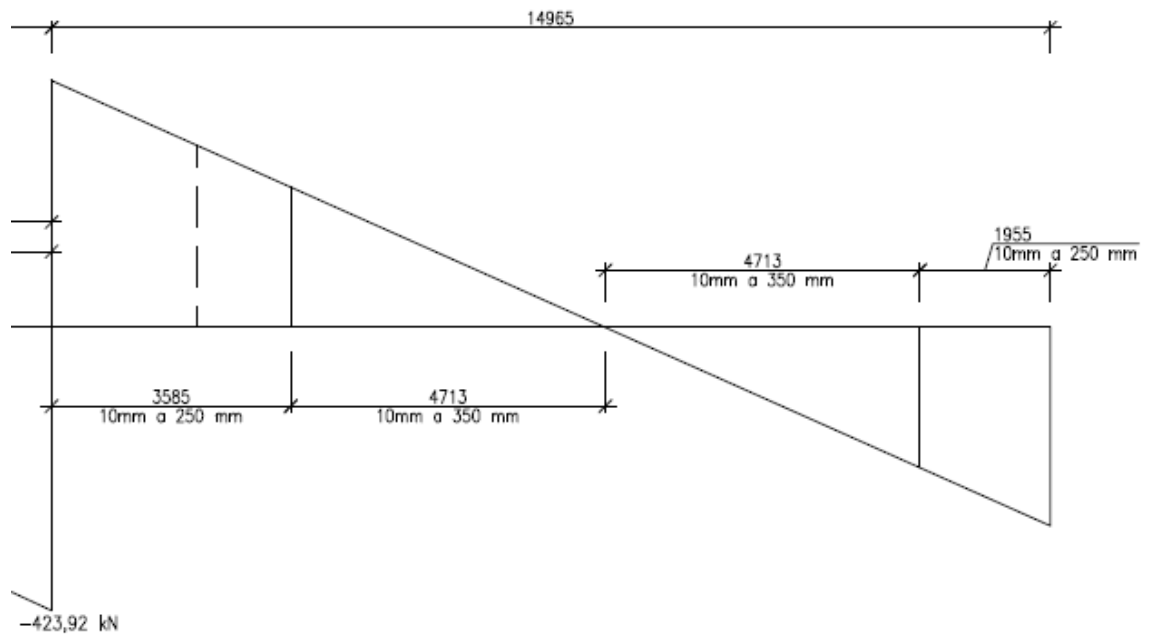
VYHOVUJE

$$V_{Rd,min} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_{max}} \cdot z \cdot \cotg \theta = \frac{157,08 \cdot 435}{350} \cdot 1071 \cdot 1,3 = \mathbf{271,816 \text{ kN}}$$

$\Delta l = 1395 \text{ mm}$ – vzdálenost „před“ bod, kde je $V = V_{Rd,min}$



ČÁST 1



ČÁST 2

Shrnutí jednotlivých variant je uvedeno v Tabulce 3:

	VARIANTA 1			VARIANTA 2		VARIANTA 3	
	Ø8mm à 150mm	Ø8mm à 200mm	Ø8mm à 350mm	Ø8mm à 150mm	Ø8mm à 250mm	Ø10mm à 250mm	Ø10mm à 350mm
max délka, kde se dají využít [mm]	10446	11518	9750	15816	15898	13354	18362
[m]	10,446	11,518	9,75	15,816	15,898	13,354	18,362

Tabulka 3: Varianty smykové výztuže

Pro další výpočet byla uvažována Varianta 2 – návrhové třmínky $\phi_T = 8 \text{ mm}$ à 150 mm a konstrukční třmínky $\phi_T = 8 \text{ mm}$ à 250 mm. Výhodou je, že všechny třmínky splňují podmínku pro sloupy.

$$s \leq \min (15 \phi_s; \min (b; h); 300 \text{ mm}) = \min (15 \cdot 20; \min (300; 1240); 300)$$

$$s \leq \min (300; 300; 300) = 300 \text{ mm}$$

5.1.3 Návrh a posouzení ohybové výztuže

Ohybová výztuž silně namáhaných průřezů bude navržena ve více řadách v tažené oblasti a s využitím tlačené výztuže. K optimalizaci návrhu a posouzení byl použit software vytvořený v prostředí MS Excel [27]. Program využívá iterační metodu pro stanovení správné polohy neutrální osy, s návaznou kontrolou rovnováhy vnitřních sil. Před použitím softwaru proběhla kontrola konstrukčních zásad pro použití 5 ϕ 20mm.

Světlá vzdálenost profilů:

$$s_c \geq \max (20\text{mm}; 1,2\phi; D_{\max} + 5 \text{ mm}) = \max (20; 1,2 \cdot 20; 16 + 5) = \max (20; 24; 21)$$

$$s_c \geq 24 \text{ mm}$$

$$s_c = 25 \text{ mm}$$

Rozmístění výztuže:

$$b_t \geq 2c_{xnomXC1} + 5\phi + 2\phi_T + 4s_c$$

$$300 \geq 2 \cdot 30 + 5 \cdot 20 + 2 \cdot 8 + 4 \cdot 25$$

$$300 \geq 276\text{mm}$$

VYHOVUJE

Výsledky ze softwaru pro jednotlivé průřezy:

A) Vstupní parametry

Posouzení ŽB prvku namáhaného N+M dle ČSN EN 1992-1-1

PŘEDPOKLADY

idealizovaný pracovní diagram **betonu**:

Obdélníkový

idealizovaný pracovní diagram **výztuže**:

Vodorovný s neomezeným přetvořením

BETON

třída C30/37

f_{ck} [MPa] 30

f_{ctm} [MPa] 2,9

γ_c [-] 1,5

f_{cd} [MPa] 20

$\epsilon_{c,1}$ [‰] -2,0

$\epsilon_{c,u}$ [‰] -3,5

max zrno [mm] 16

VÝZTUŽ

typ R 10 505

f_{yk} [MPa] 500

γ_s [-] 1,15

f_{yd} [MPa] 434,78

E [MPa] 200000

PRŮŘEZ

H [mm] 1240

B [mm] 300

horní krytí [mm] 30

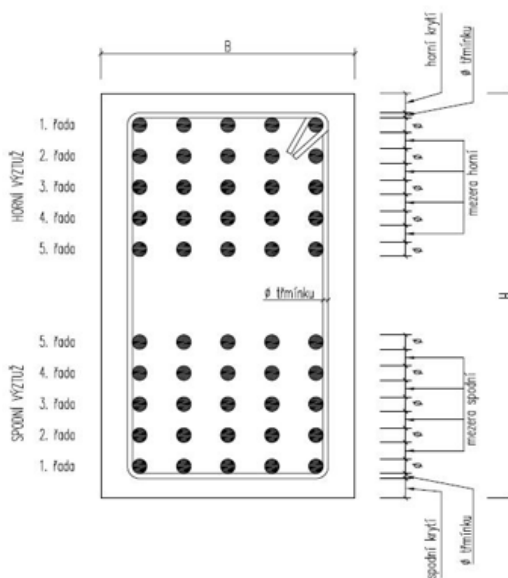
spodní krytí [mm] 30

ϕ třímínku [mm] 8

mezera horní [mm] 30

mezera dolní [mm] 30

$\geq 25 \text{ mm} = \text{min. mezera}$ **vyhovuje**



NAMÁHÁNÍ

B) Průřez 1) – pole

NAMÁHÁNÍ

$N_{x,Ed}$ [kN] 0

tlaková síla se znaménkem minus

$M_{y,Ed}$ [kNm] 779,59

kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

		ϕ [mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada	20	2	48	628,3185	-2,316901	-434,7826	-273182
	2. řada	20	0	0	0	0	0	0
	3. řada	20	0	0	0	0	0	0
	4. řada	20	0	0	0	0	0	0
	5. řada	20	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada	8	0	0	0	0	0	0
	4. řada	16	0	0	0	0	0	0
	3. řada	16	0	0	0	0	0	0
	2. řada	20	2	1142	628,3185	24,647887	434,7826	273181,97
	1. řada	20	5	1192	1570,796	25,880282	434,7826	682954,92

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 2199,1 > 459,3 = $A_{s,min1} = 0,0013 * b_t * d$
 > 532,8 = $A_{s,min2} = 0,26 * f_{ctm} * b_t * d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 2827,4 < 14880,0 = $A_{s,max} = 0,04 * b * h$

vyhovuje

VÝPOČET

$x^+ = 142,0 \text{ mm}$ $x^- = 61,0 \text{ mm}$
 $M_{Rd}^+ = 1073,3884 \text{ kNm}$ $M_{Rd}^- = -325,4316 \text{ kNm}$

C) Průřez 2) – pole

NAMÁHÁNÍ

$N_{x,Ed}$ [kN] 0 tlaková síla se znaménkem minus
 $M_{y,Ed}$ [kNm] 565,43 kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

		ø [mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]	
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada	<input checked="" type="checkbox"/>	20	2	48	628,3185	-1,75	-350	-219911,5
	2. řada	<input type="checkbox"/>	20	0	0	0	0	0	0
	3. řada	<input type="checkbox"/>	20	0	0	0	0	0	0
	4. řada	<input type="checkbox"/>	20	0	0	0	0	0	0
	5. řada	<input type="checkbox"/>	20	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada	<input type="checkbox"/>	8	0	0	0	0	0	0
	4. řada	<input type="checkbox"/>	16	0	0	0	0	0	0
	3. řada	<input type="checkbox"/>	16	0	0	0	0	0	0
	2. řada	<input type="checkbox"/>	20	0	0	0	0	0	0
	1. řada	<input checked="" type="checkbox"/>	20	5	1192	1570,796	39,958333	434,7826	682954,92

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 1570,8 > 464,9 = $A_{s,min1} = 0,0013 * b_t * d$
 > 539,3 = $A_{s,min2} = 0,26 * f_{ctm} * b_t * d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 2199,1 < 14880,0 = $A_{s,max} = 0,04 * b * h$

vyhovuje

VÝPOČET

$x^+ = 96,0$ mm $x^- = 50,0$ mm
 $M_{Rd}^+ = 784,4409$ kNm $M_{Rd}^- = -325,418$ kNm

D) Průřez 3) – podpora

NAMÁHÁNÍ

$N_{x,Ed}$ [kN] 0 tlaková síla se znaménkem minus
 $M_{y,Ed}$ [kNm] 1186 kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

		ø [mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]	
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada	<input checked="" type="checkbox"/>	20	2	48	628,3185	-2,84375	-434,7826	-273182
	2. řada	<input type="checkbox"/>	20	0	0	0	0	0	0
	3. řada	<input type="checkbox"/>	20	0	0	0	0	0	0
	4. řada	<input type="checkbox"/>	20	0	0	0	0	0	0
	5. řada	<input type="checkbox"/>	20	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada	<input type="checkbox"/>	8	0	0	0	0	0	0
	4. řada	<input type="checkbox"/>	16	0	0	0	0	0	0
	3. řada	<input type="checkbox"/>	16	0	0	0	0	0	0
	2. řada	<input checked="" type="checkbox"/>	20	2	1142	628,3185	12,113281	434,7826	273181,97
	1. řada	<input checked="" type="checkbox"/>	20	9	1192	2827,433	12,796875	434,7826	1229318,9

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 3455,8 > 461,3 = $A_{s,min1} = 0,0013 * b_t * d$
 > 535,1 = $A_{s,min2} = 0,26 * f_{ctm} * b_t * d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 4084,1 < 14880,0 = $A_{s,max} = 0,04 * b * h$

vyhovuje

VÝPOČET

$x^+ = 256,0$ mm $x^- = 56,0$ mm
 $M_{Rd}^+ = 1638,0583$ kNm $M_{Rd}^- = -336,0232$ kNm

E) Průřez 4) – podpora

NAMÁHÁNÍ

$N_{x,Ed}$ [kN] 0 tlaková síla se znaménkem minus
 $M_{y,Ed}$ [kNm] 554,54 kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

		ø [mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada	<input checked="" type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 2	48	628,3185	-1,75	-350	-219911,5
	2. řada	<input type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	3. řada	<input type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	4. řada	<input type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	5. řada	<input type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada	<input type="checkbox"/> 8	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	4. řada	<input type="checkbox"/> 16	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	3. řada	<input type="checkbox"/> 16	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	2. řada	<input type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	1. řada	<input checked="" type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 5	1192	1570,796	39,958333	434,7826	682954,92

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 1570,8 > 464,9 = $A_{s,min1} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d$
 > 539,3 = $A_{s,min2} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 2199,1 < 14880,0 = $A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h$

vyhovuje

VÝPOČET

$x^+ = 96,0$ mm $x^- = 50,0$ mm
 $M_{Rd}^+ = 784,4409$ kNm $M_{Rd}^- = -325,418$ kNm

F) Průřez 5) – podpora

NAMÁHÁNÍ

$N_{x,Ed}$ [kN] 0 tlaková síla se znaménkem minus
 $M_{y,Ed}$ [kNm] 390,59 kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

		ø [mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada	<input checked="" type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 2	48	628,3185	-1,346154	-269,2308	-169162,7
	2. řada	<input type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	3. řada	<input type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	4. řada	<input type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	5. řada	<input type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada	<input type="checkbox"/> 8	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	4. řada	<input type="checkbox"/> 16	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	3. řada	<input type="checkbox"/> 16	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	2. řada	<input type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 0	0	0	0	0	0
	1. řada	<input checked="" type="checkbox"/> 20	<input type="checkbox"/> 4	1192	1256,637	49,987179	434,7826	546363,94

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 1256,6 > 464,9 = $A_{s,min1} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d$
 > 539,3 = $A_{s,min2} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk}$

vyhovuje

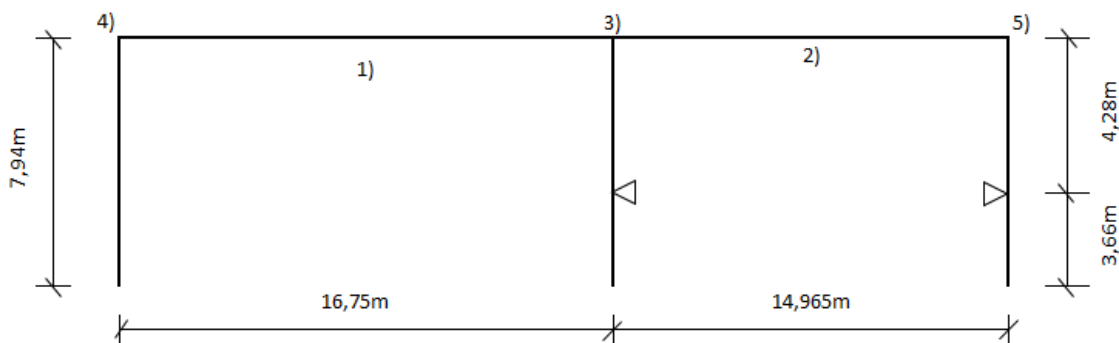
veškerá [mm²] 1885 < 14880,0 = $A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h$

vyhovuje

VÝPOČET

$x^+ = 78,0$ mm $x^- = 50,0$ mm
 $M_{Rd}^+ = 629,7279$ kNm $M_{Rd}^- = -320,3864$ kNm

Výsledky ze softwaru jsou pro přehlednost uvedeny v Tabulce 4.



	M_{Ed} [kNm]	1.řada tažené	2. řada tažené	1. řada tlačené	2. řada tlačené	M_{Rd} [kNm]	
1)	779,59	5 x $\varnothing 20$	2 x $\varnothing 20$	2 x $\varnothing 20$	0	1073,39	Vyhovuje
2)	565,43	5 x $\varnothing 20$	0	2 x $\varnothing 20$	0	784,44	Vyhovuje
3)	-1186,01	9 x $\varnothing 20$	2 x $\varnothing 20$	2 x $\varnothing 20$	0	-1638,06	Vyhovuje
4)	-554,54	5 x $\varnothing 20$	0	2 x $\varnothing 20$	0	-784,44	Vyhovuje
5)	-390,59	4 x $\varnothing 20$	0	2 x $\varnothing 20$	0	-629,73	Vyhovuje

Tabulka 4: Posouzení MSÚ příčel

OVĚŘENÍ MSP:

Pro účely bakalářské práce byl vytvořen vlastní software pro výpočet charakteristik ideálního průřezu v MS Office Excel.

Výpočet charakteristik ideálního průřezu jsou shrnuty v následujících tabulkách.

Pro podporový průřez 3) – nevyjde posouzení na omezení tlakových napětí v betonu při kvazistálém zatížení. Viz. Tabulka 5.

$$\sigma_{cc,qp} = -14,74 \text{ MPa} \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

NEVYHOVUJE

⇒ Bude uvažováno nelineární dotvarování

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot e^{(1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45))}$$

$$k_\sigma = \frac{\sigma_{cc,qp}}{f_{ck}} = \frac{14,74}{30} = 0,491$$

$$\varphi_k(\infty, t_0) = 1,95 \cdot e^{(1,5 \cdot (0,491 - 0,45))} = 2,074 - \text{viz Tabulka 6.}$$

Pokud by musela být splněna podmínka omezení tlakových napětí i při kvazistálé hodnotě zatížení je možné udělat několik druhů úprav:

a) Více výztuže v průřez 3) - 9 \varnothing 20mm v 1. řadě tažené výztuže; a po 4 \varnothing 20mm v 2. řadě tažené výztuže a v 1. řadě tlačené – to vede k převyztužení průřezu a $M_{rd}=1936,92$ kNm. Charakteristiky ideálního průřezu jsou v tabulce 7.

b) Zvýšit třídu betonu. Z C30/37 aspoň na C35/45

$$\sigma_{cc,qp} = -14,74 \text{ MPa} \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

c) Změnit rozměry průřezu. To by vedlo na nový model a nové vnitřní síly.

KRÁTKODOBÉ

Průřez	Bez trhliny																
	Charakteristická hodnota momentu					Kvazistálá hodnota momentu											
	A_i [m ²]	a_{gi} [mm]	I_i [m ⁴]	σ_{c1} [Mpa]	σ_{c2} [Mpa]	σ_{c1} [Mpa]	$\leq 0,6f_{ctk}$ [Mpa]	M_{ek} [kNm]	M_{cr} [kNm]	Trhliny	σ_{c1} [Mpa]	$\leq 0,45f_{ctk}$ [Mpa]	M_{gp} [kNm]	M_{cr} [kNm]	Trhliny		
1) pole	0,38631	631,36	0,052123	-7,13	6,88	18	OK	588,8	248,35	ANO	-6,09	5,87	13,5	OK	502,89	248,35	ANO
2) pole	0,38313	627,12	0,051287	-5,24	5,12	18	OK	428,5	242,68	ANO	-4,35	4,25	13,5	OK	355,34	242,68	ANO
3) podp.	0,39266	640,44	0,054088	-10,57	9,89	18	OK	-892,5	261,62	ANO	-9,30	8,71	13,5	OK	-785,64	261,62	ANO
4) podp.	0,38313	627,12	0,051287	-5,20	5,08	18	OK	-424,9	242,68	ANO	-4,57	4,47	13,5	OK	-374,12	242,68	ANO
5) podp.	0,38154	624,77	0,050778	-3,62	3,56	18	OK	-293,9	239,35	ANO	-3,19	3,14	13,5	OK	-259,07	239,35	ANO

Průřez	S trhlinou										Kvazistálá hodnota momentu												
	Charakteristická hodnota momentu										Kvazistálá hodnota momentu												
	x_{cr} [mm]	I_{tr} [m ⁴]	σ_c [Mpa]	$\leq 0,6f_{ctk}$ [Mpa]	σ_{s1} [Mpa]	$\leq 0,8f_{yk}$ [Mpa]	σ_{s2} [Mpa]	$\leq 0,8f_{yk}$ [Mpa]	σ_{s3} [Mpa]	$\leq 0,8f_{yk}$ [Mpa]	σ_c [Mpa]	$\leq 0,45f_{ctk}$ [Mpa]	σ_{s1} [Mpa]	σ_{s2} [Mpa]	σ_{s3} [Mpa]	W_k [mm]	$\leq W_{max}$ [mm]	Vyhovuje					
1) pole	253,42	0,011275	-13,23	18	OK	248,04	400	OK	234,83	400	OK	54,29	400	OK	-11,30	13,5	OK	211,86	200,57	46,37	0,15	0,4	ANO
2) pole	218,97	0,00867	-10,82	18	OK	243,34	400	OK	0	400	OK	42,76	400	OK	-8,97	13,5	OK	201,82	0	35,46	0,14	0,4	ANO
3) podp.	310,13	0,016526	-16,75	18	OK	241,01	400	OK	227,01	400	OK	71,64	400	OK	-14,74	13,5	NE	212,15	200,13	63,06	0,13	0,4	ANO
4) podp.	218,97	0,00867	-10,73	18	OK	241,32	400	OK	0	400	OK	42,40	400	OK	-9,45	13,5	OK	212,48	0	37,34	0,15	0,4	ANO
5) podp.	197,5	0,007133	-8,14	18	OK	207,37	400	OK	0	400	OK	31,17	400	OK	-7,17	13,5	OK	182,79	0	27,48	0,13	0,4	ANO

DLOUHODOBÉ

Průřez	Bez trhlín										S trhlinou			
	M _{ek}					M _{gp}					S trhlinou			
	A_i [m ²]	a_{gi} [mm]	I_i [m ⁴]	M_{ek} [kNm]	M_{cr} [kNm]	Trhliny	M_{gp} [kNm]	M_{cr} [kNm]	Trhliny	x_{tr} [mm]	I_{tr} [m ⁴]	I_{tr} [m ⁴]	I_{tr} [m ⁴]	K_{crack} [m ⁴]
1) pole	0,41972	654,87	0,062187	588,78	308,21	ANO	502,9	308,2	ANO	406,73	0,03018	0,0334	1,427	1,427
2) pole	0,40912	642,25	0,059607	428,46	289,19	ANO	355,3	289,19	ANO	355,25	0,02405	0,03	1,59	1,095
3) podp.	0,44092	680,7	0,068009	-892,5	352,63	ANO	-785,6	352,63	ANO	488,65	0,04186	0,0435	1,095	1,095
4) podp.	0,40912	642,25	0,059607	-424,9	289,19	ANO	-374,1	289,19	ANO	355,25	0,02405	0,0293	1,629	1,629
5) podp.	0,40382	635,04	0,057984	-293,9	277,96	ANO	-259,1	277,96	NE	322,01	0,02019	Neznámik. trhliny		

$$K_{crack} = \max(1; 2; 3; 4; 5)$$

$$K_{crack} = 1,629 \leq K_{crack, odhad}$$

$$K_{creep} = 1 + \varphi(\infty, t_0)$$

$$K_{creep} = 2,95 \leq K_{creep, odhad}$$

Zvětšení s ohledem na smrštnění - odhad 10%

$$Y = Y_{ei} \cdot K_{crack} \cdot K_{creep} + 10\% \quad 47,575 \leq Y_{max} = 67 \text{ [mm]} \text{ Vyhovuje}$$

Tabulka 5: Charakteristiky ideálního průřezu $\varphi(\infty, t_0) = 1,95$

KRÁTKODOBÉ

Průřez	Bez trhliny																
	Charakteristická hodnota momentu					Kvazistálá hodnota momentu											
	A_i [m ²]	a_g [mm]	I_y [m ⁴]	σ_{c1} [Mpa]	σ_{c2} [Mpa]	σ_{c1} [Mpa]	σ_{c2} [Mpa]	Trhliny	M_{ek} [kNm]	M_{cr} [kNm]	M_{cp} [kNm]	M_{cr} [kNm]	Trhliny				
1) pole	0,38631	631,36	0,052123	-7,13	6,88	18	OK	588,8	248,35	ANO	-6,09	5,87	13,5	OK	502,89	248,35	ANO
2) pole	0,38313	627,12	0,051287	-5,24	5,12	18	OK	428,5	242,68	ANO	-4,35	4,25	13,5	OK	355,34	242,68	ANO
3) podp.	0,39266	640,44	0,054088	-10,57	9,89	18	OK	-892,5	261,62	ANO	-9,30	8,71	13,5	OK	-785,64	261,62	ANO
4) podp.	0,38313	627,12	0,051287	-5,20	5,08	18	OK	-424,9	242,68	ANO	-4,57	4,47	13,5	OK	-374,12	242,68	ANO
5) podp.	0,38154	624,77	0,050778	-3,62	3,56	18	OK	-293,9	239,35	ANO	-3,19	3,14	13,5	OK	-259,07	239,35	ANO

Průřez	S trhlinou																						
	Charakteristická hodnota momentu					Kvazistálá hodnota momentu																	
	x_e [mm]	I_y [m ⁴]	σ_c [Mpa]	$\leq 0,6f_{ck}$ [Mpa]	σ_{s1} [Mpa]	$\leq 0,8f_{yk}$ [Mpa]	σ_{s2} [Mpa]	$\leq 0,8f_{yk}$ [Mpa]	σ_{s3} [Mpa]	$\leq 0,45f_{ck}$ [Mpa]	σ_{c1} [Mpa]	σ_{s2} [Mpa]	σ_{s3} [Mpa]	W_k [mm]	$\leq W_{max}$ [mm]	Vyhovuje							
1) pole	253,42	0,011275	-13,23	18	OK	248,04	400	OK	234,83	400	OK	54,29	400	OK	-11,30	13,5	OK	211,86	200,57	46,37	0,15	0,4	ANO
2) pole	218,97	0,00867	-10,82	18	OK	243,34	400	OK	0	400	OK	42,76	400	OK	-8,97	13,5	OK	201,82	0	35,46	0,14	0,4	ANO
3) podp.	310,13	0,016526	-16,75	18	OK	241,01	400	OK	227,01	400	OK	71,64	400	OK	-14,74	13,5	NE	212,15	200,13	63,06	0,13	0,4	ANO
4) podp.	218,97	0,00867	-10,73	18	OK	241,32	400	OK	0	400	OK	42,40	400	OK	-9,45	13,5	OK	212,48	0	37,34	0,15	0,4	ANO
5) podp.	197,5	0,007133	-8,14	18	OK	207,37	400	OK	0	400	OK	31,17	400	OK	-7,17	13,5	OK	182,79	0	27,48	0,13	0,4	ANO

DLOUHODOBÉ

Průřez	Bez trhlín										S trhlinou		
	M _{ek}					M _{qp}					M _{qp}		
	A_i [m ²]	a_g [mm]	I_y [m ⁴]	M_{ek} [kNm]	M_{cr} [kNm]	Trhliny	M_{qp} [kNm]	M_{cr} [kNm]	Trhliny	x_{cr} [mm]	$I_{tr,výšl}$ [m ⁴]	$I_{tr,výšl}$ [m ⁴]	K_{crack} $I/I_{tr,výšl}$
1) pole	0,41972	654,87	0,062187	588,78	308,21	ANO	502,9	308,2	ANO	406,73	0,03018	0,0334	1,427
2) pole	0,40912	642,25	0,059607	428,46	289,19	ANO	355,3	289,19	ANO	355,25	0,02405	0,03	1,59
3) podp.	0,44399	682,96	0,068852	-892,5	358,45	ANO	-785,6	358,45	ANO	495,91	0,04319	0,0449	1,061
4) podp.	0,40912	642,25	0,059607	-424,9	289,19	ANO	-374,1	289,19	ANO	355,25	0,02405	0,0293	1,629
5) podp.	0,40382	635,04	0,057984	-293,9	277,96	ANO	-259,1	277,96	NE	322,01	0,02019	Nevznik. trhliny	

$$K_{crack} = \max(1; 2; 3; 4; 5)$$

$$K_{crack} = 1,629 \leq K_{crack, odhad}$$

$$K_{creep} = 1 + \varphi(\infty, t_0)$$

$$K_{creep} = 2,95 \leq K_{creep, odhad}$$

Zvětšení s ohledem na smrštnění - odhad 10%

$$Y = Y_{ei} \cdot K_{crack} \cdot K_{creep} + 10\% \quad 47,575 \leq Y_{max} = 67 \text{ [mm]} \text{ Vyhovuje}$$

Tabulka 6: Charakteristiky ideálního průřezu - nelineární dotvarování pro průřez 3)

KRÁTKODOBÉ

Bez trhliny																	
Průřez	A _i [m ²]	a _g [mm]	Charakteristická hodnota momentu				Kvazistálá hodnota momentu										
			σ _{c1} [Mpa]	σ _{c2} [Mpa]	σ _{c1} [Mpa]	σ _{c2} [Mpa]	M _{ek} [kNm]	M _{cr} [kNm]	Trhliny	σ _{c1} [Mpa]	σ _{c2} [Mpa]	M _{op} [kNm]	M _{cr} [kNm]	Trhliny			
1) pole	0,38631	631,36	0,052123	-7,13	6,88	18	OK	588,8	248,35	ANO	-6,09	5,87	13,5	OK	502,89	248,35	ANO
2) pole	0,38313	627,12	0,051287	-5,24	5,12	18	OK	428,5	242,68	ANO	-4,35	4,25	13,5	OK	355,34	242,68	ANO
3) podp.	0,39903	639,71	0,056006	-10,19	9,57	18	OK	-892,5	270,57	ANO	-8,97	8,42	13,5	OK	-785,64	270,57	ANO
4) podp.	0,38313	627,12	0,051287	-5,20	5,08	18	OK	-424,9	242,68	ANO	-4,57	4,47	13,5	OK	-374,12	242,68	ANO
5) podp.	0,38154	624,77	0,050778	-3,62	3,56	18	OK	-293,9	239,35	ANO	-3,19	3,14	13,5	OK	-259,07	239,35	ANO

S trhlinou

Charakteristická hodnota momentu													Kvazistálá hodnota momentu										
Průřez	x _e [mm]	I _e [m ⁴]	σ _c [Mpa]	σ _{s1} [Mpa]			σ _{s2} [Mpa]			σ _{s3} [Mpa]			σ _c [Mpa]	σ _{s1} [Mpa]	σ _{s2} [Mpa]	σ _{s3} [Mpa]	W _k [mm]	≤ W _{max} [mm]	Vyhovuje				
				≤ 0,8f _{yk}	≤ 0,8f _{yk}	≤ 0,8f _{yk}	≤ 0,8f _{yk}	≤ 0,8f _{yk}	≤ 0,8f _{yk}	≤ 0,45f _{tk}													
1) pole	253,42	0,011275	-13,23	18	OK	248,04	400	OK	234,83	400	OK	54,29	400	OK	-11,30	13,5	OK	211,86	200,57	46,37	0,15	0,4	ANO
2) pole	218,97	0,00867	-10,82	18	OK	243,34	400	OK	0	400	OK	42,76	400	OK	-8,97	13,5	OK	201,82	0	35,46	0,14	0,4	ANO
3) podp.	324,96	0,018921	-15,33	18	OK	206,97	400	OK	195,04	400	OK	66,11	400	OK	-13,49	13,5	OK	182,19	171,68	58,2	0,11	0,4	ANO
4) podp.	218,97	0,00867	-10,73	18	OK	241,32	400	OK	0	400	OK	42,40	400	OK	-9,45	13,5	OK	212,48	0	37,34	0,15	0,4	ANO
5) podp.	197,5	0,007133	-8,14	18	OK	207,37	400	OK	0	400	OK	31,17	400	OK	-7,17	13,5	OK	182,79	0	27,48	0,13	0,4	ANO

DLOUHODOBÉ

Bez trhlín										S trhlinou			
Průřez	A _i [m ²]	a _g [mm]	M _{ek}			M _{qp}			x _e [mm]	I _e [m ⁴]	I _{tr} [m ⁴]	I _{tr,výsl} [m ⁴]	K _{crack} / I _{tr,výsl}
			M _{ek} [kNm]	M _{cr} [kNm]	Trhliny	M _{qp} [kNm]	M _{cr} [kNm]	Trhliny					
1) pole	0,41972	654,87	0,062187	588,78	308,21	ANO	502,9	308,2	ANO	406,73	0,03018	0,0334	1,427
2) pole	0,40912	642,25	0,059607	428,46	289,19	ANO	355,3	289,19	ANO	355,25	0,02405	0,03	1,59
3) podp.	0,46215	676,76	0,074512	-892,5	383,65	ANO	-785,6	383,65	ANO	498,13	0,04843	0,0505	1,474
4) podp.	0,40912	642,25	0,059607	-424,9	289,19	ANO	-374,1	289,19	ANO	355,25	0,02405	0,0293	1,629
5) podp.	0,40382	635,04	0,057984	-293,9	277,96	ANO	-259,1	277,96	NE	322,01	0,02019	NE	Neznámá, trhlina

$$K_{crack} = \max(1; 2; 3; 4; 5)$$

$$K_{crack} = 1,629$$

$$K_{creep} = 1 + \varphi(\infty, t_0)$$

$$K_{creep} = 2,95$$

Zvětšení s ohledem na smršnění - odhad 10%

$$Y = Y_{ei} \cdot K_{crack} \cdot K_{creep} + 10\% \quad 47,575 \leq Y_{max} = 67 \text{ [mm]} \quad \text{Vyhovuje}$$

Tabulka 7: Průřez 3) 9ø20mm a 4ø20mm tažené výztuže a 4ø20mm tlačené výztuže

Závěr – průřez bude vyztužen podle původního návrhu, ale bude uvažováno nelineární dotvarování – Tabulka 6.

Ukázka výstupu ze softwaru pro výpočet charakteristik ideálního průřezu pro případ:

1) s $M_{qp} = 502,89$ kNm

a) KRÁTKODOBÉ CHARAKTERISTIKY

Ideální průřez

BEZ TRHLIN

Beton: C30/37

$f_{ck} = 30$ MPa

$f_{ctm} = 2,9$ MPa

$b = 300$ mm

$A_c = 372\,000$ mm²

$h = 1240$ mm

$I_c = 47\,665\,600\,000$ mm⁴

$a_c = 620$ mm

$f_{yk} = 500$ Mpa

$A_{s1} = 1571$ mm²

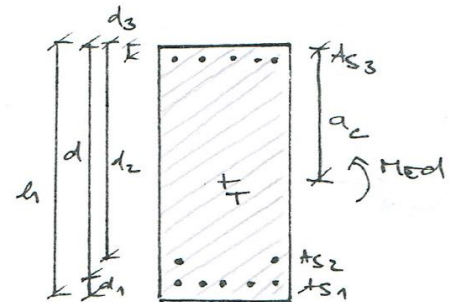
$d = 1192$ mm dolní

$A_{s2} = 628$ mm²

$d_2 = 1142$ mm dolní

$A_{s3} = 628$ mm²

$d_3 = 48$ mm horní



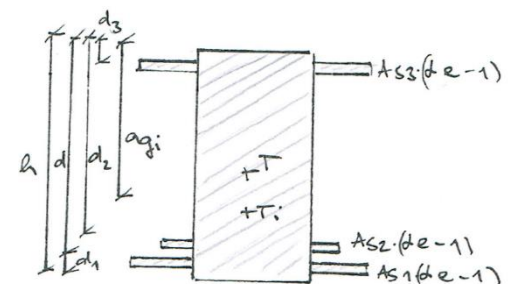
Krátkodobé

[MPa]

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{33000} = 6,06$$

$M_{ed} = 502,89$ kNm

ŽELEZOBETONOVÝ PŘŮŘEZ



Plocha ideálního průřezu:

$$A_i = A_c + (\alpha_c - 1)(A_{s1} + A_{s2} + \dots)$$

$$A_i = 386\,306,33 \text{ mm}^2 = 0,3863063 \text{ m}^2$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje:

$$a_g = \frac{[A_c a_c + (\alpha_c - 1)(A_{s1} d_1 + A_{s2} d_2 + A_{s3} d_3)]}{A_i}$$

$$a_g = 631,36 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu vztahený k těžišti průřezu:

$$I_i = I_c + A_c(a_g - a_c)^2 + (\alpha_c - 1)[A_{s1}(d - a_g)^2 + A_{s2}(d_2 - a_g)^2 + A_{s3}(a_g - d_3)^2]$$

$$I_i = 52\,122\,706\,720 \text{ mm}^4 = 0,0521227 \text{ m}^4$$

Napětí v krajních betonových vláknech:

V horních vláknech:

$$\sigma_{c1} = - \frac{M_{ed} a_g}{I_i}$$

$$\sigma_{c1} = -6,091 \text{ MPa} \leq 0,6 f_{ck} = 18 \text{ Mpa} \text{ Vyhovuje pro charakteristickou hodnotu}$$

$$\leq 0,45 f_{ck} = 14 \text{ Mpa} \text{ Vyhovuje pro kvazistálou hodnotu}$$

V dolních vláknech:

$$\sigma_{c1} = \frac{M_{ed}(h - a_g)}{I_i}$$

$$\sigma_{c1} = 5,872 \text{ MPa} \leq 0,6 f_{ck} = 18 \text{ Mpa} \text{ Vyhovuje pro charakteristickou hodnotu}$$

$$\leq 0,45 f_{ck} = 14 \text{ Mpa} \text{ Vyhovuje pro kvazistálou hodnotu}$$

Ohybový moment při vzniku trhlin:

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_i}{h - a_g} = 2,9 \frac{52\,122\,706\,720}{608,64} = 248,35 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = 248,35 < M_{ed} = 502,89 \text{ Trhliny vzniknou}$$

IDEÁLNÍ PŘŮŘEZ

S TRHLINAMI

Plocha ideálního průřezu:

$$A_{ir} = A_{cz} + (\alpha_c - 1)(A_{s1} + A_{s2} + \dots)$$

$$A_{ir} = bx_c + (\alpha_c - 1)(A_{s1} + A_{s2} + A_{s3}) \quad [1]$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje:

$$x_{ir} = [A_{cz} \cdot z_c + (\alpha_c - 1)(A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2 + A_{s3} \cdot d_3)] / A_{ir}$$

$$x_{ir} = [bx_c^2 / 2 + (\alpha_c - 1)(A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2 + A_{s3} \cdot d_3)] / A_{ir} \quad [2]$$

Po úpravě [1] a [2] získáme kvadratickou rovnici:

$$x_{ir}^2 + (x_{ir} \cdot 2(\alpha_c - 1) / b)(A_{s1} + A_{s2} + A_{s3}) - (2(\alpha_c - 1) / b)(A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2 + A_{s3} \cdot d_3) = 0$$

$$x_{ir}^2 + x_{ir} \cdot 95,37555556 - 88390,2998 = 0$$

$$x_{ir1} = -348,8 \text{ mm} < 0 \quad \text{Nenastane}$$

$$x_{ir2} = 253,42 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu:

$$I_{ir} = (1/3)bx_c^3 + (\alpha_c - 1)[A_{s1}(d - x_{ir})^2 + A_{s2}(d_2 - x_{ir})^2 + A_{s3}(x_{ir} - d_3)^2]$$

$$I_{ir} = 11274526972 \text{ mm}^4 = 0,0112745 \text{ m}^4$$

Napětí v tláčeném betonu:

$$\sigma_c = - \frac{M_{ed} x_{ir}}{I_{ir}}$$

$$\sigma_c = -11,3 \text{ MPa} \leq 0,6 f_{tk} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Vyhovuje pro charakteristickou hodnotu}$$

$$\leq 0,45 f_{ck} = 14 \text{ MPa} \quad \text{Vyhovuje pro kvazistálou hodnotu}$$

Napětí ve výztužích:

$$\sigma_{s1} = (\alpha_s - 1) \frac{M_{ed}}{I_{ir}} (d - x_{ir})$$

$$\sigma_{s1} = 211,86 \text{ MPa} \leq 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \text{Vyhovuje pro charakteristickou hodnotu}$$

$$\sigma_{s2} = (\alpha_s - 1) \frac{M_{ed}}{I_{ir}} (d_2 - x_{ir})$$

$$\sigma_{s2} = 200,57 \text{ MPa} \leq 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \text{Vyhovuje pro charakteristickou hodnotu}$$

$$\sigma_{s3} = (\alpha_s - 1) \frac{M_{ed}}{I_{ir}} (x_{ir} - d_3)$$

$$\sigma_{s3} = 46,37 \text{ MPa} \leq 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \text{Vyhovuje pro charakteristickou hodnotu}$$

ŠÍŘKA TRHLINY

Pouze pro kvazistálou hodnotu

$$w_k = (k_3 c + k_2 k_1 k_4 (\sigma / \rho_{p,eff})) \cdot (1/E_s) \cdot [\sigma_s - k_1 (f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})]$$

$$k_3 = 3,011 \leq 3,4 \quad (3,4 \cdot (25/c)^{2/3})$$

$$k_1 = 0,8 \quad (\text{pro žebírkovou betonářskou výztuž})$$

$$k_2 = 0,5 \quad (0,5 \text{ pro ohyb; } 1,0 \text{ pro prostý tah})$$

$$k_4 = 0,425$$

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0,4 \quad (0,4 \text{ pro dlouhodobé zatížení; } 0,6 \text{ pro krátkodobé zatížení})$$

$$w_{max} = 0,4 \quad (\text{pro } X0; Xc1 - 0,4; \text{ pro ostatní } 0,3)$$

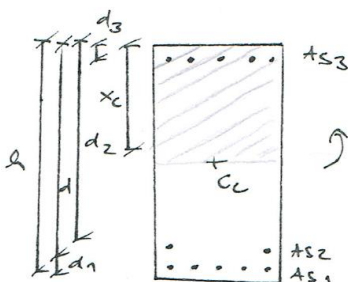
$$h_{c,eff} = \min [2,5 (h - d); (h - x_{ir}) / 3; h / 2] = \min [120 \mid 329 \mid 620]$$

$$h_{c,eff} = 120 \text{ mm}$$

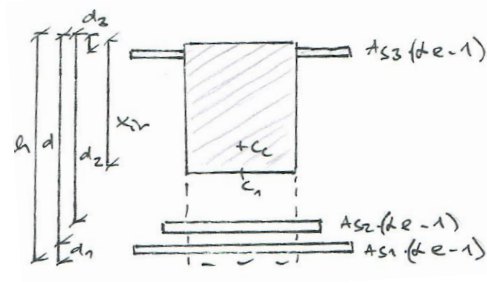
$$A_{c,eff} = 36000 \quad (h_{c,eff} \cdot b)$$

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0,043639$$

$$w_k = 0,1499 \leq w_{max} = 0,4 \quad \text{Vyhovuje}$$

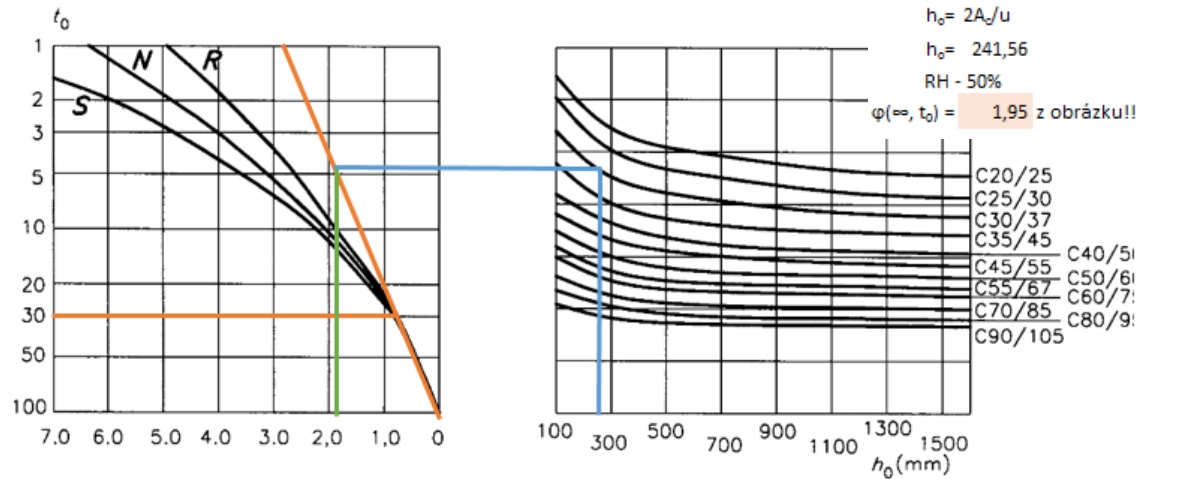


ŽELEZOBETONOVÝ PŘŮŘEZ



IDEÁLNÍ PŘŮŘEZ

b) DLOUHODOBÉ CHARAKTERISTIKY



Ideální průřez

BEZ TRHLIN

Beton: C30/37

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

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$A_c = 372\,000 \text{ mm}^2$$

$$h = 1240 \text{ mm}$$

$$I_c = 47\,665\,600\,000 \text{ mm}^4$$

$$a_c = 620 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = 1571 \text{ mm}^2$$

$$d = 1192 \text{ mm} \text{ dolní}$$

$$A_{s2} = 628 \text{ mm}^2$$

$$d_2 = 1142 \text{ mm} \text{ dolní}$$

$$A_{s3} = 628 \text{ mm}^2$$

$$d_3 = 48 \text{ mm} \text{ horní}$$

Dlouhodobé

[MPa]

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{33000}{1 + 1,95} = 11186,44$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200\,000}{11186,4} = 17,88$$

$$M_{ek} = 502,89 \text{ kNm}$$

Plocha ideálního průřezu:

$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2} + \dots)$$

$$A_i = 419\,716,33 \text{ mm}^2 = 0,419716 \text{ m}^2$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje:

$$a_{gi} = [A_c a_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1} d + A_{s2} d_2 + A_{s3} d_3)] / A_i$$

$$a_{gi} = 654,87 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu vztážený k těžišti průřezu:

$$I_i = I_c + A_c (a_{gi} - a_c)^2 + (\alpha_e - 1)[A_{s1} (d - a_{gi})^2 + A_{s2} (d_2 - a_{gi})^2 + A_{s3} (a_{gi} - d_3)^2]$$

$$I_i = 62\,187\,329\,238 \text{ mm}^4 = 0,062187 \text{ m}^4$$

Ohybový moment při vzniku trhli

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_i}{h - a_{gi}} = 2,9 \frac{62\,187\,329\,238}{585,13} = 308,21 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = 308,21 < M_{ek} = 502,89 \quad \text{Trhliny vzniknou}$$

S TRHLINAMI

Plocha ideálního průřezu:

$$A_{ir} = A_{cc} + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2} + \dots)$$

$$A_{ir} = bx_{ir} + (\alpha_e - 1)(As1 + As2 + As3) \quad [1]$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje:

$$x_{ir} = [A_{cc}a_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1}d + A_{s2}d_2 + A_{s3}d_3)]/A_{ir}$$

$$x_{ir} = [bx_{ir}^2/2 + (\alpha_e - 1)(A_{s1}d + A_{s2}d_2 + A_{s3}d_3)]/A_{ir} \quad [2]$$

Po úpravě [1] a [2] získáme kvadratickou rovnici:

$$x_{ir}^2 + (x_{ir} 2(\alpha_e - 1)/b)(A_{s1} + A_{s2} + A_{s3}) - (2(\alpha_e - 1)/b)(A_{s1}d + A_{s2}d_2 + A_{s3}d_3) = 0$$

$$x_{ir}^2 + x_{ir} \quad 318,1088889 \quad - \quad 294810,7604 \quad = \quad 0$$

$$x_{ir1} = -724,8 \text{ mm} < 0 \quad \text{Nenastane}$$

$$x_{ir2} = 406,73 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu:

$$I_{ir} = (1/3)bx_{ir}^3 + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(d - x_{ir})^2 + A_{s2}(d_2 - x_{ir})^2 + A_{s3}(x_{ir} - d_3)^2]$$

$$I_{ir} = 30174521076 \text{ mm}^4 = 0,030175 \text{ m}^4$$

Průhyb od kvazistálé hodnoty

$$\zeta = 1 - \beta \cdot (M_{cr}/M_{exp})^2$$

$$\beta = 0,5$$

$$\zeta = 0,8122$$

Vliv "zpevnění" taženého betonu (spolupůsobení betonu mezi trhliny):

$$I_{it,výsl} = \frac{I_{it} \cdot I_{ir,it}}{\zeta \cdot I_{it} + (1 - \zeta) I_{ir,it}} = \frac{0,001876473}{0,056174902} = 0,033404 \text{ m}^4$$

Koeficient oslabení průřezu vznikem trhlin:

$$K_{crack} = \frac{I}{I_{it,výsl}} = \frac{0,0476656}{0,033404115} = 1,427 \quad \text{pokud } < 1 \text{ výpočet } K_{crack}$$

$$K_{crack} = \frac{I_{it}}{I_{it,výsl}} = \frac{0,062187329}{0,033404115} = 1,862$$

Koeficient dotvarování:

$$K_{creep} = 1 + \varphi(\infty; t_0) = 2,95$$

5.1.4 Výztuž rámového rohu:

$$\frac{2}{3} < \frac{h_2}{h_1} = \frac{900}{1240} = 0,73 < \frac{3}{2}$$

VYHOVUJE

Vzhledem k příznivému poměru rozměrů průřezů příčle a sloupu není nutné řešit rámový roh metodou náhradní příhradoviny. Do průřezu příčle budou doplněny smyčky pro přenos namáhání z příčle do sloupu pouze konstrukčně.

Pro rámové rohy průřezu 4) a 5) bude navržena stejná výztuž:

$$A_{s,prov4) = 1571 \text{ mm}^2$$

Návrh – 4 smyčky:

$$A_{s,rqd} = \frac{A_{s,prov4)}{8} = \frac{1571}{8} = 196 \text{ mm}^2 \Rightarrow \varnothing 16 \text{ mm}$$

Návrh: 4 smyčky $\varnothing 16 \text{ mm}$, $A_{s,prov} = 201,1 \text{ mm}^2$; $A_s = 1608,8 \text{ mm}^2$

5.1.5 Kotvení a stykování výztuže:

a) Kotvení výztuže:

Mezní napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

f_{ctd} ... návrhová pevnost betonu v tahu

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{2,9}{1,5} = 1,93 \text{ MPa}$$

η_1 ... součinitel zohledňující kvalitu podmínek soudržnosti a polohu prutu během betonáže

⇒ $\eta_1 = 1,0$ – pro „dobré“ podmínky

⇒ $\eta_1 = 0,7$ – pro ostatní případy

η_2 ... součinitel zohledňující průměr prutu

⇒ $\eta_2 = 1,0$ pro $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$

⇒ $\eta_2 = (132 - \varnothing)$ pro $\varnothing > 32 \text{ mm}$

Základní kotevní délka:

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

σ_{sd} ... návrhové namáhání prutu v místě, kde se měří kotvení

Návrhová kotevní délka:

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

$l_{b,min}$... pro kotvení výztuže v tahu = $\max(0,3l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100\text{mm})$

$l_{b,min}$... pro kotvení výztuže v tlaku = $\max(0,6l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100\text{mm})$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ jsou součinitelé v rozmezí 0,7 až 1,0 a zároveň musí platit, že:

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7$$

α_1 ... vyjadřuje vliv tvaru prutu za předpokladu odpovídající krycí vrstvy betonu

α_2 ... vyjadřuje vliv minimální betonové krycí vrstvy

α_3 ... vyjadřuje vliv ovinutí příčnou výztuží

α_4 ... vyjadřuje vliv jednoho nebo více příčně přivařených prutů

α_5 ... vyjadřuje vliv tlaku kolmého na rovinu odštěpování betonu v návrhové kotevní délce

VŠECHNY SOUČINITELÉ UVAŽOVÁNY = 1,0, pouze u průřezu 4) a 5) - $\alpha_1 = 0,7$ v místě rámových rohů – dojde k ohybu výztuže.

b) Stykování výztuže:

Návrhová délka přesahu:

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

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

$$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5} \leq 1,5$$

ρ_1 ... procento výztuže stykované přesahem v oblasti $0,65l_0$ od osy přesahu v obou směrech.

$$\alpha_6 = 1,5$$

Hodnoty kotvení a stykování přesahem pro průvlak jsou uvedeny v Tabulce 8.

$$f_{ctk,0.05} = 2 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \begin{matrix} \text{"Dobré"} & \text{"Špatné"} \\ 3 & 2,1 \end{matrix}$$

PROFIL 20 mm

	Kotvení výztuže:					Stykování přesahem		
	σ_{sd} [Mpa]	$l_{b,rqd}$ [mm]	l_{bd} [mm]	$l_{b,min}$ [mm]	$l_{bd} \geq l_{b,min}$	l_o [mm]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_o \geq l_{0,min}$
"DOBŘÉ"	435	725	725	218	OK	1088	300	OK
"ŠPATNÉ"	435	1036	1036	311	OK	1554	311	OK

$\alpha_1 = 0,7$ - pro ohyb výztuže

"ŠPATNÉ"	435	1036	725	311	OK	1088	311	OK
----------	-----	------	------------	-----	----	------	-----	----

PROFIL 12 mm

	Kotvení výztuže:					Stykování přesahem		
	σ_{sd} [Mpa]	$l_{b,rqd}$ [mm]	l_{bd} [mm]	$l_{b,min}$ [mm]	$l_{bd} \geq l_{b,min}$	l_o [mm]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_o \geq l_{0,min}$
"ŠPATNÉ"	435	621	621	200	OK	932	300	OK

PROFIL 16 mm

	Kotvení výztuže:					Stykování přesahem		
	σ_{sd} [Mpa]	$l_{b,rqd}$ [mm]	l_{bd} [mm]	$l_{b,min}$ [mm]	$l_{bd} \geq l_{b,min}$	l_o [mm]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_o \geq l_{0,min}$
"ŠPATNÉ"	435	829	829	249	OK	1243	300	OK

Tabulka 8: Kotvení a stykování výztuže průvlak

Výztuž bude dodána od firmy FERALPI – PRAHA s.r.o.

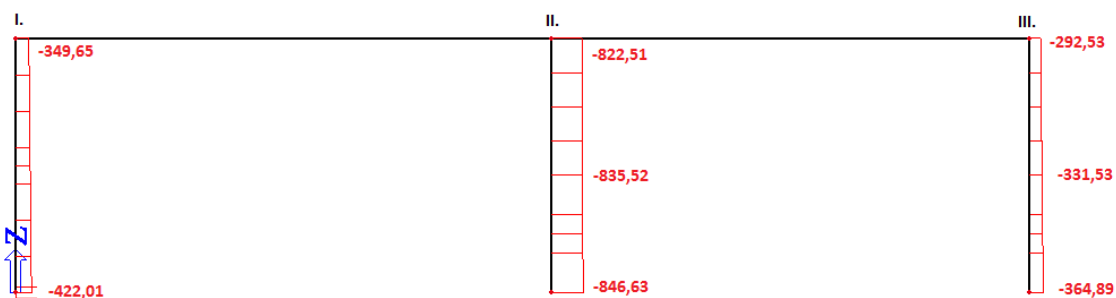
5.2 Sloup:

5.2.1 Výsledky ze softwaru pro rám řady 3:

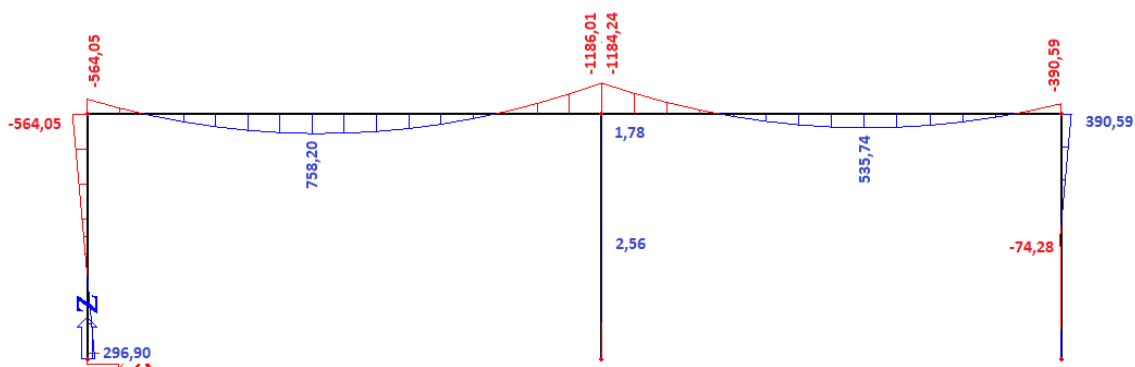
Rám, s největším zatížením – zatěžovací šířka: 4 m. – viz začátek kapitoly 2.5.9.

Zatěžovací stavy a kombinace – viz kapitola 5.1.1

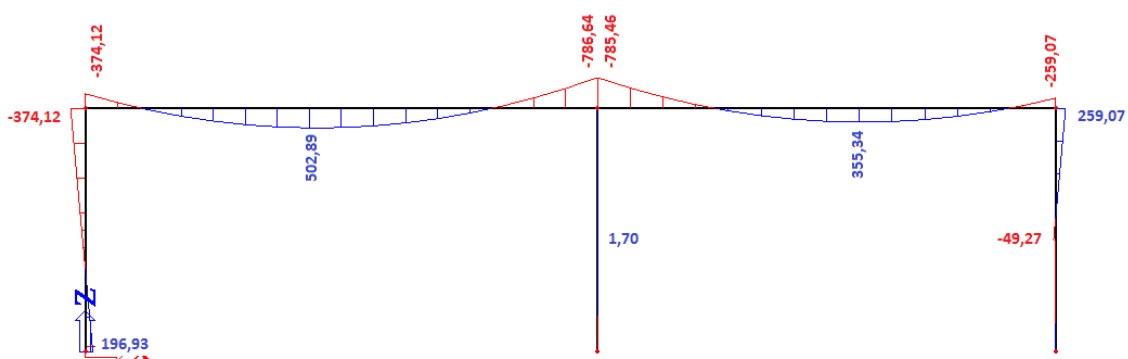
14) CO1 – N_{Ed} na sloupech [kN]



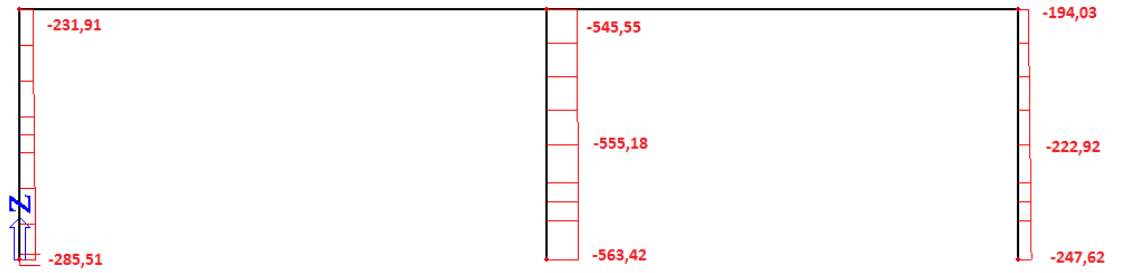
15) CO1 – M_{Ed} [kNm]



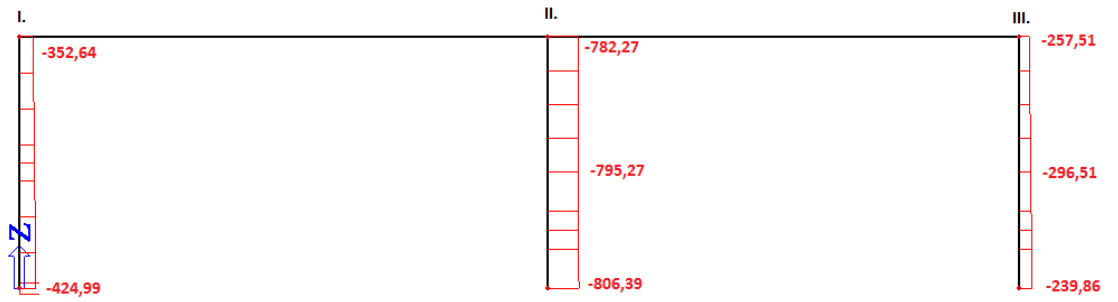
16) CO8 – M_{Eqp} [kNm]



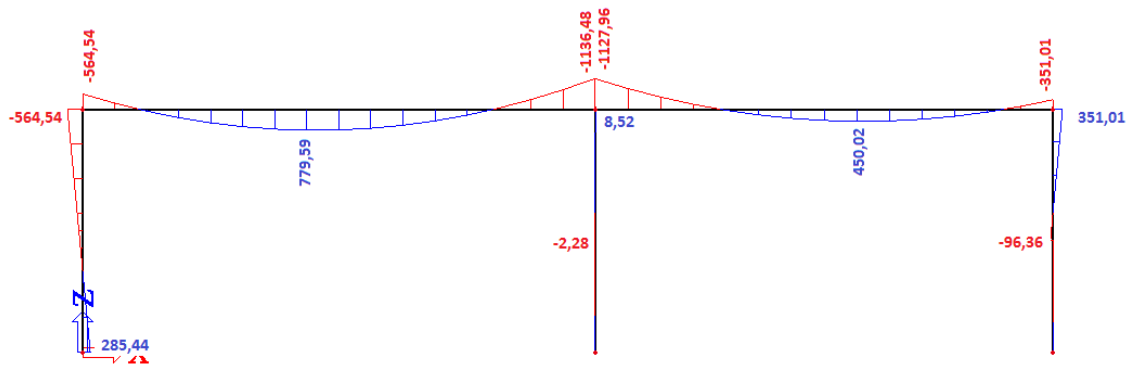
17) CO8 – N_{Eqp} [kN]



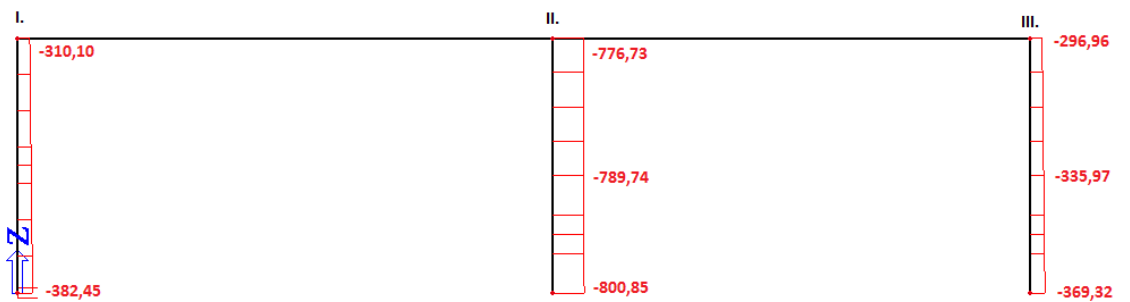
18) CO3 – N_{Ed} na sloupech [kN]



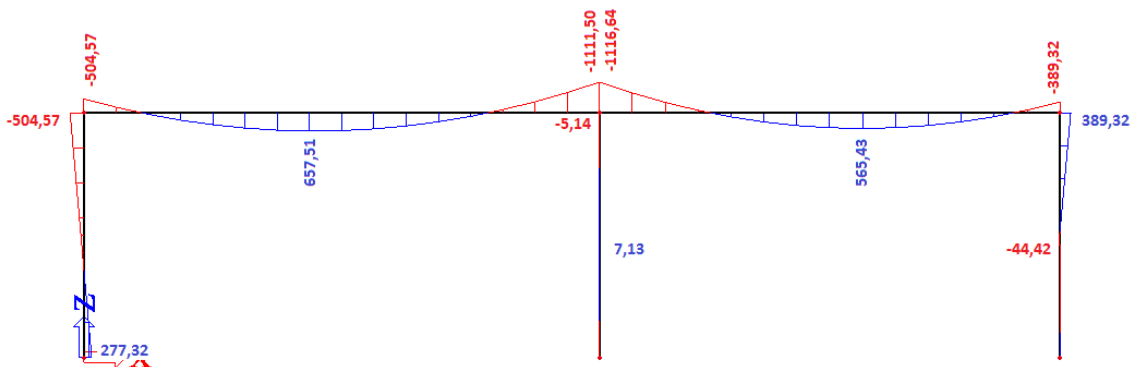
19) CO3 - M_{Ed} [kNm]



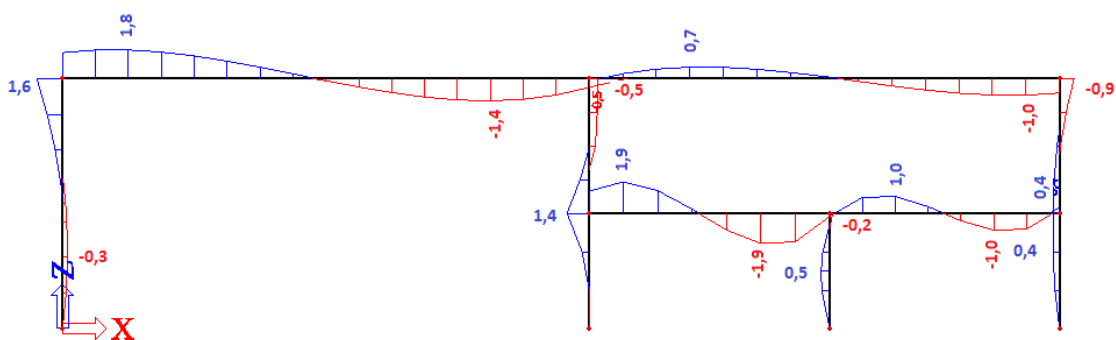
20) CO4 – N_{Ed} na sloupech [kN]



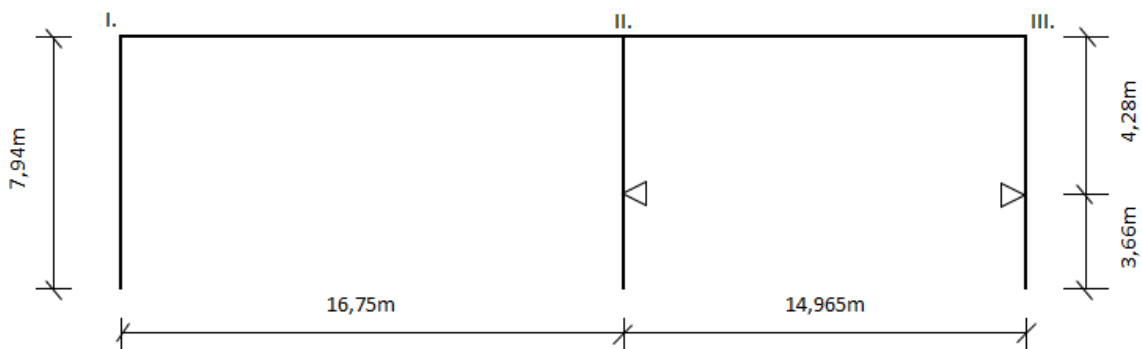
21) CO4 - M_{Ed} [kNm]



22) Pro zjištění natočení styčníků, byl model upraven – doplněn deskou v 2.NP a sloupem – místo podpor. Výsledky potočení jsou z RC3 – θ



Pro přehlednost jsou výsledky uvedené v Tabulce 9.



Vnitřní síly pro sloup 900 x 300 mm, Příčel 1240 x 300 mm					
		Hlava		Pata	
		N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
CO1	I.	-349,65	-564,05	-422,01	296,9
	II.	-822,51	1,78	-835,52	2,56
	III.	-292,58	390,59	-331,53	-74,28
CO3	I.	-352,64	-564,54	-424,99	285,44
	II.	-782,27	8,52	-795,27	-2,28
	III.	-257,51	351,01	-296,51	-96,36
CO4	I.	-310,1	-504,27	-382,45	277,32
	II.	-776,73	-5,14	-789,74	7,13
	III.	-296,96	-296,96	-335,97	-44,42

Tabulka 9: Vnitřní síly na sloupech

Geometrická imperfekce:

$$e_i \geq \frac{l_0}{400}$$

Účinná délka sloupu pro ztužené prvky:

$$l_0 = 0,5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45+k_1}\right)\left(1 + \frac{k_2}{0,45+k_2}\right)}$$

$$k = \frac{\theta}{M} \cdot \frac{EI}{l}$$

$$M_{imp} = N_{Ed} \cdot e_i$$

$$M_{Ed,I} = M_{Ed} + M_{imp}$$

Výsledky geometrické imperfekce jsou uvedeny v Tabulce 10.

Ověření štíhlosti:

Štíhlost tlačенého prvku:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

	I.	II.	III.
Průřez	Průřez	Průřez	Průřez
b=	0,3 m	0,3 m	0,3 m
h=	0,9 m	0,3 m	0,9 m
I=	7,32 m	3,5 m	3,5 m
I=	0,018225 m ⁴	0,000675 m ⁴	0,018225 m ⁴
E=	33000 MPa	33000 MPa	33000 MPa
i=	0,260 m	0,087 m	0,260 m

Hlava	M _f [kNm]	θ ₂	θ ₁	k2	k1	l ₀ [m]	e _i	N _f =N _{Ed} [kN]	M _{imp} [kNm]	M _{Ed0} [kNm]
CO1	I.	1,6	0	233,0627	0,0	5,1735	0,01293	349,65	4,522	568,572
	II.	0,5	1,4	1787,7207	5005,6180	3,4997	0,00875	822,51	7,196	8,976
	III.	0,9	0,4	395,9450	175,9755	3,4968	0,00874	292,58	2,558	393,148
CO3	I.	1,6	0	232,8604	0,0	5,1735	0,01293	352,64	4,561	569,101
	II.	0,5	1,4	373,4909	1045,7746	3,4986	0,00875	782,27	6,842	15,362
	III.	0,9	0,4	440,5918	195,8186	3,4971	0,00874	257,51	2,251	353,261
CO4	I.	1,6	0	260,6917	0,0	5,1738	0,01293	310,1	4,011	508,281
	II.	0,5	1,4	619,0939	1733,4630	3,4991	0,00875	776,73	6,795	11,935
	III.	0,9	0,4	520,7844	231,4597	3,4975	0,00874	296,96	2,597	299,557

Pata	M _{ed} [kNm]	θ ₂	θ ₁	k2	k1	l ₀ [m]	e _i	N _{Ed} [kN]	M _{imp} [kNm]	M _{Ed,i} [kNm]
CO1	I.	1,6	0	442,7720	0,0	5,1747	0,01294	422,01	5,459	302,359
	II.	0,5	1,4	1243,0246	3480,4688	3,4996	0,00875	835,52	7,310	9,870
	III.	0,9	0,4	2082,0159	925,3404	3,4994	0,00875	331,53	2,900	77,180
CO3	I.	1,6	0	460,5487	0,0	5,1748	0,01294	424,99	5,498	290,938
	II.	0,5	1,4	1395,6767	3907,8947	3,4996	0,00875	795,27	6,958	9,238
	III.	0,9	0,4	1604,9413	713,3072	3,4992	0,00875	296,51	2,594	98,954
CO4	I.	1,6	0	474,0337	0,0	5,1748	0,01294	382,45	4,948	282,268
	II.	0,5	1,4	446,3033	1249,6494	3,4988	0,00875	789,74	6,908	14,038
	III.	0,9	0,4	3481,5881	1547,3725	3,4996	0,00875	335,97	2,939	47,359

Tabulka 10: Geometrická imperfekce

Poloměr setrvačnosti:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}}$$

Limitní štíhlost:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot ABC}{\sqrt{n}} \leq 75$$

A vliv dotvarování betonu – odhad A = 0,7

B vliv stupně vyztužení podélnou výztuží – odhad B = 1,1

C vliv ohybových momentů:

$$C = 1,7 - M_{01}/M_{02}$$

M_{01} a M_{02} jsou ohybové momenty v hlavě a patě sloupu z teorie I. řádu – s ohledem na geometrické imperfekce. (včetně znamének). M_{02} je větší z momentů v absolutní hodnotě.

C = 0,7 – odhad pro momenty převážně vyvozeny imperfekcemi

n poměrná normálová síla

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$\lambda \leq \lambda_{lim}$ => Jedná se o masivní sloup se zanedbatelným vlivem štíhlosti

$\lambda > \lambda_{lim}$ => jedná se o štíhlý sloup

$\lambda \geq 75$ => jedná se velmi štíhlý sloup a je nutné individuální řešení sloupu

Výsledky štíhlosti sloupu jsou uvedeny v Tabulce 11.

		C = 0,7		$M_{max} + M_{imp}$		$M_{min} + M_{imp}$				
Hlava		λ	n	λ_{lim}	$\lambda \leq \lambda_{lim}$	M_{02}	M_{01}	C	λ_{lim}	$\lambda \leq \lambda_{lim}$
CO1	I.	19,913	0,06	42,364	OK	-559,528	302,359	2,24	135,589	OK
	II.	40,411	0,46	15,947	NE	9,870	8,976	0,79	18,010	NE
	III.	13,459	0,05	46,312	OK	393,148	-71,380	1,88	124,484	OK
CO3	I.	19,913	0,07	42,184	OK	-559,979	290,938	2,22	133,757	OK
	II.	40,398	0,43	16,352	NE	13,081	9,238	0,99	23,215	NE
	III.	13,460	0,05	49,365	OK	353,261	-93,766	1,97	138,605	OK
CO4	I.	19,914	0,06	44,985	OK	-500,259	282,268	2,26	145,509	OK
	II.	40,405	0,43	16,410	NE	14,038	11,935	0,85	19,923	NE
	III.	13,462	0,05	45,969	OK	299,557	-41,481	1,84	120,733	OK

		C = 0,7		$M_{max} + M_{imp}$		$M_{min} + M_{imp}$				
Patka		λ	n	λ_{lim}	$\lambda \leq \lambda_{lim}$	M_{02}	M_{01}	C	λ_{lim}	$\lambda \leq \lambda_{lim}$
CO1	I.	19,917	0,08	38,562	OK	-559,528	302,359	2,24	123,418	OK
	II.	40,410	0,46	15,823	NE	9,870	8,976	0,79	17,869	NE
	III.	13,469	0,06	43,507	OK	393,148	-71,380	1,88	116,943	OK
CO3	I.	19,918	0,08	38,426	OK	-559,979	290,938	2,22	121,841	OK
	II.	40,410	0,44	16,218	NE	13,081	9,238	0,99	23,025	NE
	III.	13,468	0,05	46,004	OK	353,261	-93,766	1,97	129,168	OK
CO4	I.	19,918	0,07	40,507	OK	-500,259	282,268	2,26	131,025	OK
	II.	40,401	0,44	16,275	NE	14,038	11,935	0,85	19,758	NE
	III.	13,470	0,06	43,218	OK	299,557	-41,481	1,84	113,508	OK

Tabulka 11: Posouzení štíhlosti

Z Tabulky 10 je patrné, že sloupy I. a II. s rozměry průřezu 300 x 900 mm – jsou masivní. Pro další výpočet tedy započítáme pouze geometrickou imperfekci. Pro sloup II. s rozměry 300 x 300 mm vyjde, že se jedná o štíhlý sloup.

Pro štíhlé sloupy je nutné počítat se sníženou únosností sloupu nebo zvětšenými momenty jak o vliv imperfekcí e_i tak o vliv průhybu prutu e_2 .

Pro výpočet excentricity druhého řádu e_2 byla zvolena metoda založená na jmenovité křivosti.

Stanovení e_2 - pro sloup II. :

Stanovení křivosti:

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

n ... poměrná návrhová síla – viz ověření štíhlosti

$$n_u = 1 + \omega$$

$$\omega = \frac{A_{s,est} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$A_{s,est}$... plocha veškeré výztuže (v návrhu odhadnutá, v posouzení daná)

$$N_{Edmax} = 835,52 \text{ kN}$$

$$A_{s,req} = \frac{N_{Ed} - 0,8 A_c f_{cd}}{\sigma_s} = \frac{835,52 \cdot 10^3 - 0,8 \cdot 300 \cdot 300 \cdot 20}{435} = -1389,61 \text{ mm}^2$$

V průřezu bude pouze konstrukční výztuž 4 \varnothing 12 mm. $A_{s,est} = 452 \text{ mm}^2$

$$\omega = \frac{452 \cdot 435}{300 \cdot 300 \cdot 20} = 0,109$$

$$n_{bal} = 0,4$$

Účinek dotvarování:

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$$

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi(\infty, t_0) = 1,95 - \text{viz strana 68}$$

$$M_{0Ed} = \max(0,6 \cdot M_{01} + 0,4 \cdot M_{02}; 0,4 \cdot M_{02})$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}; f_{ck} \text{ dosadit v MPa}$$

$$M_{Eqp} = \text{konstatní} - 1,70 \text{ kNm}$$

$$N_{Eqp} = -555,18 \text{ kN}$$

$$l_0 \approx 3,5 \text{ m}$$

$$M_{0Eqp} = M_{Eqp} + N_{Eqp} \cdot e_i = M_{Eqp} + N_{Eqp} \cdot \frac{l_0}{400} = 1,70 + 555,18 \cdot \frac{3,5}{400} = 6,558 \text{ kNm}$$

Excentricita e_2 :

$$e_2 = 0,1 \cdot \frac{K_r \cdot K_\varphi \cdot f_{yd}}{0,45 \cdot d \cdot E_s} \cdot \frac{l_0^2}{c}$$

$$d = 300 - 30 - 8 - 6 = 256 \text{ mm}$$

$E_s = 200 \text{ GPa}$

$c \dots$ součinitel závislý na rozdělení celkové křivosti po účinné délce prvku; $c = \pi^2 \approx 10$

Výsledky excentricity druhého řádu – pouze pro sloup II. jsou znázorněny v Tabulce 12.

$$\omega = 0,109 \quad d = 0,256 \text{ m}$$

$$M_{0Eqp} = 6,558 \text{ kNm}$$

Hlava	M_{01} [kNm]	M_{02} [kNm]	M_{0Ed} [kNm]	n	K_r	λ	β	φ_{ef}	K_φ	l_0 [m]	e_2	N_{Ed} [kN]	M_2 [kNm]
C01	8,98	9,87	9,33	0,46	0,9197	40,411	0,231	1,37	1,3159	3,4997	0,002798576	822,51	2,3019
C03	9,24	13,08	10,78	0,43	0,9512	40,398	0,231	1,19	1,2738	3,4986	0,002799986	782,27	2,1903
C04	11,93	11,93	11,93	0,43	0,9555	40,405	0,231	1,07	1,2471	3,4991	0,002754813	776,73	2,1397
Pata	M_{01} [kNm]	M_{02} [kNm]	M_{0Ed} [kNm]	n	K_r	λ	β	φ_{ef}	K_φ	l_0 [m]	e_2	N_{Ed} [kN]	M_2 [kNm]
C01	8,98	9,87	9,33	0,46	0,9095	40,410	0,231	1,37	1,3159	3,4996	0,002767377	835,52	2,3122
C03	9,24	13,08	10,78	0,44	0,9410	40,410	0,231	1,19	1,2737	3,4996	0,00277145	795,27	2,2041
C04	11,93	14,04	12,78	0,44	0,9454	40,401	0,231	1,00	1,2309	3,4988	0,002689405	789,74	2,1239

Tabulka 12: Excentricita druhého řádu

Výsledné momenty po započtení účinků imperfekcí a k nim odpovídající normálové síly jsou znázorněny v Tabulce 13.

Vnitřní síly pro sloup 900 x 300 mm, Přičel 1240 x 300 mm					
		Hlava		Pata	
		N_{Ed} [kN]	M_{Ed0} [kNm]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed0} [kNm]
CO1	I.	-349,65	-568,57	-422,01	302,36
	II.	-822,51	11,28	-835,52	12,18
	III.	-292,58	393,15	-331,53	-77,18
CO3	I.	-352,64	-569,10	-424,99	290,94
	II.	-782,27	17,55	-795,27	-11,44
	III.	-257,51	353,26	-296,51	-98,95
CO4	I.	-310,1	-508,28	-382,45	282,27
	II.	-776,73	-14,07	-789,74	16,16
	III.	-296,96	-299,56	-335,97	-47,36

Tabulka 13: Vnitřní síly po úpravě imperfekcí

5.2.2 Návrh a posouzení ohybové výztuže

K optimalizaci návrhu a posouzení byl použit software vytvořený v prostředí MS Excel [27]. Program využívá iterační metodu pro stanovení správné polohy neutrální osy, s návaznou kontrolou rovnováhy vnitřních sil a vykreslení interakčního diagramu.

Pro sloup I.

a) Vstupní hodnoty:

BETON

třída	C30/37
f_{ck} [MPa]	30
f_{ctm} [MPa]	2,9
γ_c [-]	1,5
f_{cd} [MPa]	20
$\epsilon_{c,1}$ [‰]	-2,0
$\epsilon_{c,u}$ [‰]	-3,5
max zrno [mm]	16

VÝZTUŽ

typ	R 10 505
f_{yk} [MPa]	500
γ_s [-]	1,15
f_{yd} [MPa]	434,78
E [MPa]	200000

PRŮŘEZ

H [mm]	900
B [mm]	300
horní krytí [mm]	
spodní krytí [mm]	40
ϕ třmínku [mm]	10
mezera horní [mm]	30
mezera dolní [mm]	30

NAMÁHÁNÍ

b) Navržená výztuž CO1 - hlava:

NAMÁHÁNÍ

$N_{x,Ed}$ [kN]	-349,7	tlaková síla se znaménkem mínus
$M_{y,Ed}$ [kNm]	-568,6	kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

	ϕ [mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]	
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	4	20	1256,637	-2,806931	-434,783	-546363,9
	2. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	2	70	628,3185	-1,074257	-214,851	-134995,2
	3. řada <input type="checkbox"/>	20	0	0	0	0	0	0
	4. řada <input type="checkbox"/>	20	0	0	0	0	0	0
	5. řada <input type="checkbox"/>	20	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada <input type="checkbox"/>	8	0	0	0	0	0	0
	4. řada <input type="checkbox"/>	16	0	0	0	0	0	0
	3. řada <input type="checkbox"/>	16	0	0	0	0	0	0
	2. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	2	790	628,3185	23,876238	434,7826	273181,97
	1. řada <input checked="" type="checkbox"/>	20	4	840	1256,637	25,608911	434,7826	546363,94

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm ²]	1885	>	321,1	= $A_{s,min1} = 0,0013 * b_t * d$
		>	372,5	= $A_{s,min2} = 0,26 * f_{ctm} * b_t * d / f_{yk}$

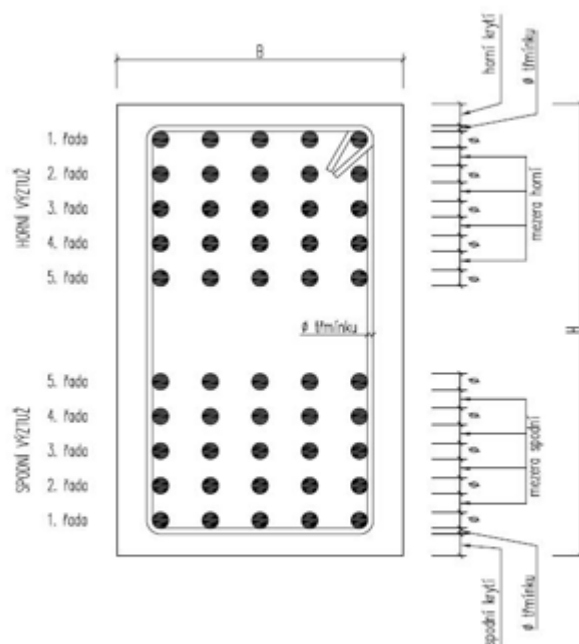
vyhovuje

veškerá [mm ²]	3769,9	<	10800,0	= $A_{s,max} = 0,04 * b * h$
----------------------------	--------	---	---------	------------------------------

vyhovuje

VÝPOČET

x^*	=	101,0 mm	x^*	=	130,0 mm
M_{Rd}^*	=	790,7725 kNm	M_{Rd}^*	=	-794,8294 kNm

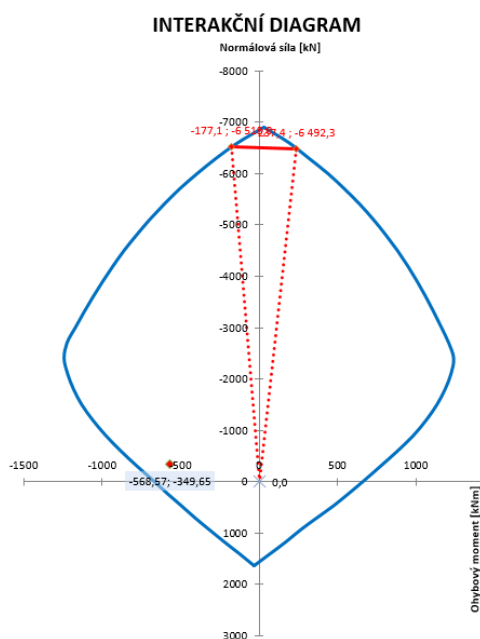


Hodnoty M_{Rd} pro ostatní kombinace jsou uvedeny v Tabulce 14.

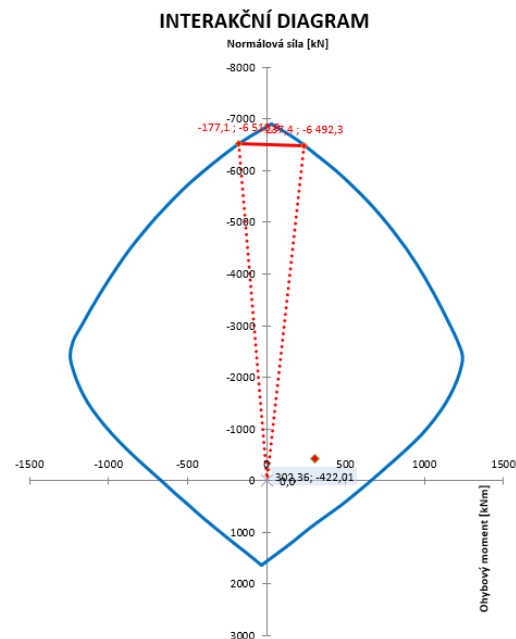
I.		N_{Ed} [kN]	M_{Ed0} [kNm]	M_{Rd} [kNm]		% využití
CO1	hlava	-349,65	-568,57	794,83	OK	71,53
	pata	-422,01	302,36	818,74	OK	36,93
CO3	hlava	-352,64	-569,10	798,66	OK	71,26
	pata	-424,99	290,94	818,74	OK	35,53
CO4	hlava	-310,1	-508,28	783,10	OK	64,91
	pata	-382,45	282,27	805,05	OK	35,06

Tabulka 14: M_{Rd} pro jednotlivé kombinace sloupu I.

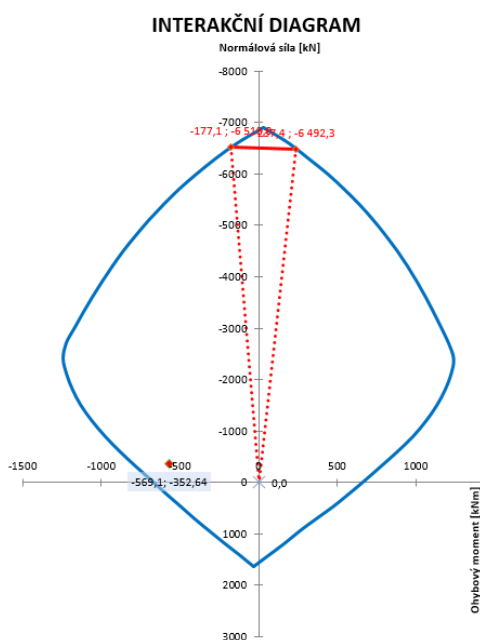
c) Interakční diagram pro CO1 – hlava



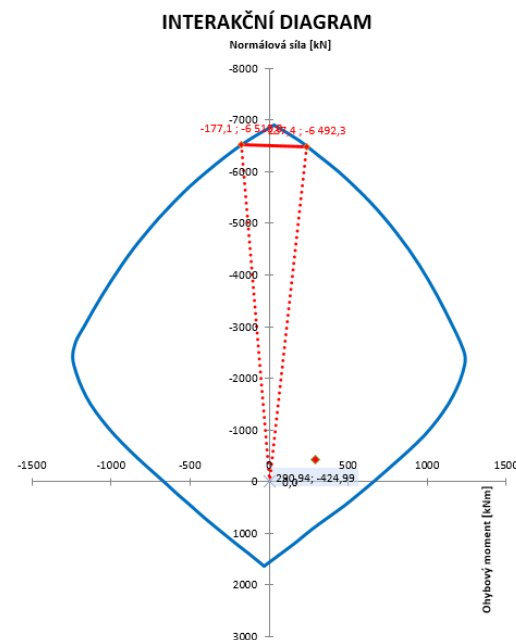
- pata



d) Interakční diagram pro CO3 – hlava

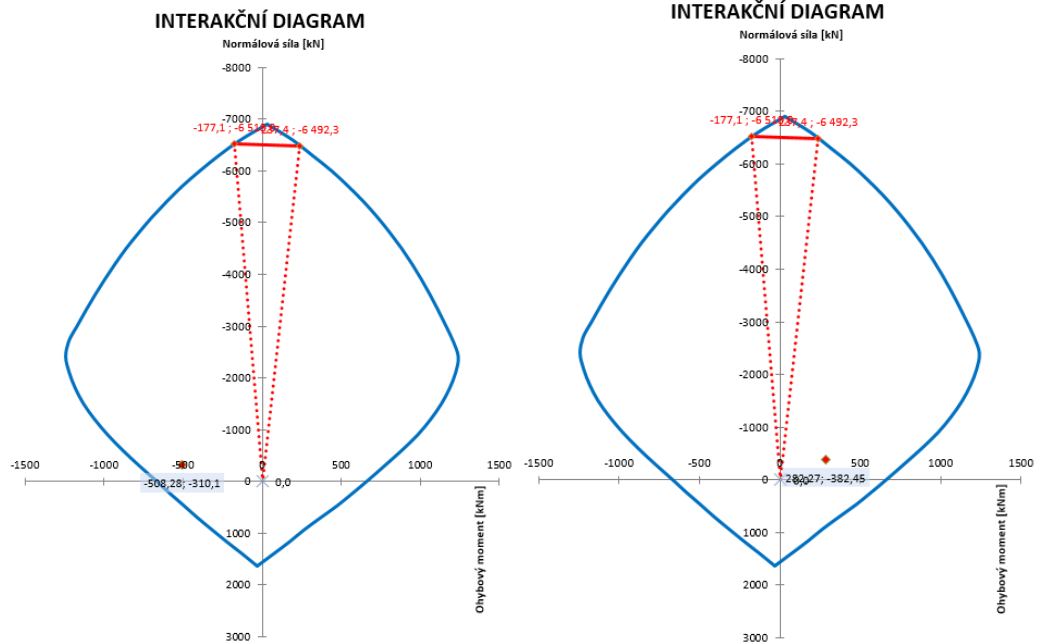


- pata



e) Interakční diagram pro CO4 – hlava

- pata



Návrh pro sloup I. : spodní i horní výztuž – 1. řada po 4 \varnothing 20 mm a 2. řada po 2 \varnothing 20mm

Všechny body ze všech kombinací na sloupu I. leží v interakčním diagramu – sloup s navrženou výztuží **vyhoví**.

Pro sloup III.

Vstupní hodnoty jsou stejné jako pro sloup I.

f) Navržená výztuž CO1 – hlava

NAMÁHÁNÍ

$N_{x,Ed}$ [kN] **-292,6** tlaková síla se znaménkem minus
 $M_{y,Ed}$ [kNm] **393,15** kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

		\varnothing [mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ε_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada	20	4	50	1256,637	-1,597826	-319,565	-401577,5
	2. řada	25	0	0	0	0	0	0
	3. řada	20	0	0	0	0	0	0
	4. řada	20	0	0	0	0	0	0
	5. řada	20	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada	8	0	0	0	0	0	0
	4. řada	16	0	0	0	0	0	0
	3. řada	16	0	0	0	0	0	0
	2. řada	25	0	0	0	0	0	0
	1. řada	20	4	840	1256,637	28,456522	434,7826	546363,94

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 1256,6 > 327,6 = $A_{s,min1} = 0,0013 * b_t * d$
 > 380,0 = $A_{s,min2} = 0,26 * f_{ctm} * b_t * d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 2513,3 < 10800,0 = $A_{s,max} = 0,04 * b * h$

vyhovuje

VÝPOČET

$x^* = 92,0$ mm $x^* = 101,0$ mm
 $M_{Rd}^* = 556,1821$ kNm $M_{Rd}^* = -556,3824$ kNm

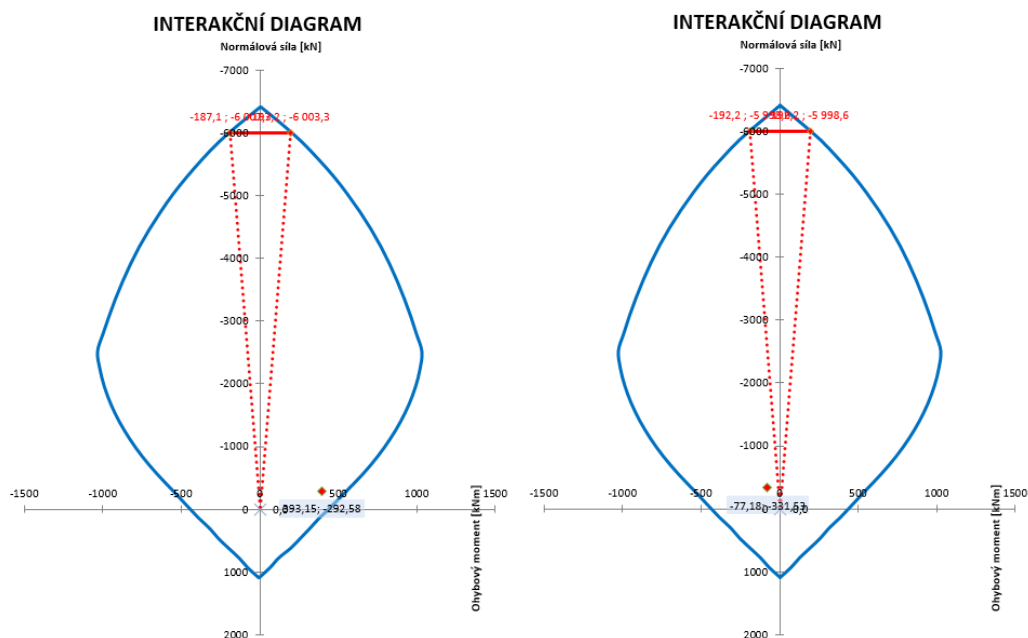
Hodnoty M_{Rd} pro ostatní kombinace jsou uvedeny v Tabulce 15.

III.		N_{Ed} [kN]	M_{Ed0} [kNm]	M_{Rd} [kNm]		% využití
CO1	hlava	-292,58	393,15	556,18	OK	70,69
	pata	-331,53	-77,18	565,74	OK	13,64
CO3	hlava	-257,51	353,26	535,40	OK	65,98
	pata	-296,51	-98,95	550,92	OK	17,96
CO4	hlava	-296,96	-299,56	550,92	OK	54,37
	pata	-335,97	-47,36	565,74	OK	8,37

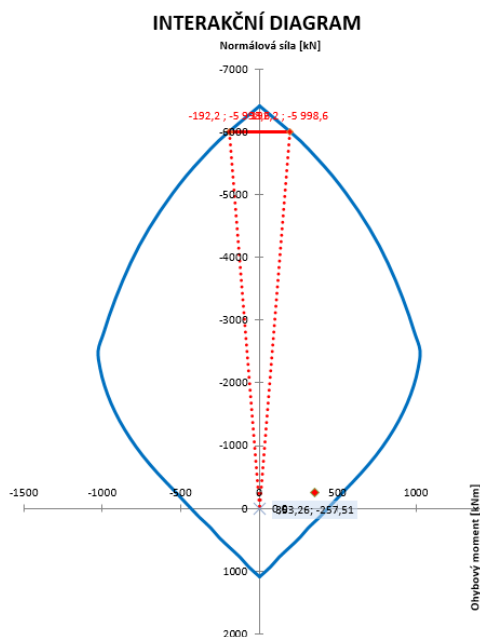
Tabulka 15: M_{Rd} pro jednotlivé kombinace sloupu III.

g) Interakční diagram pro CO1 – hlava

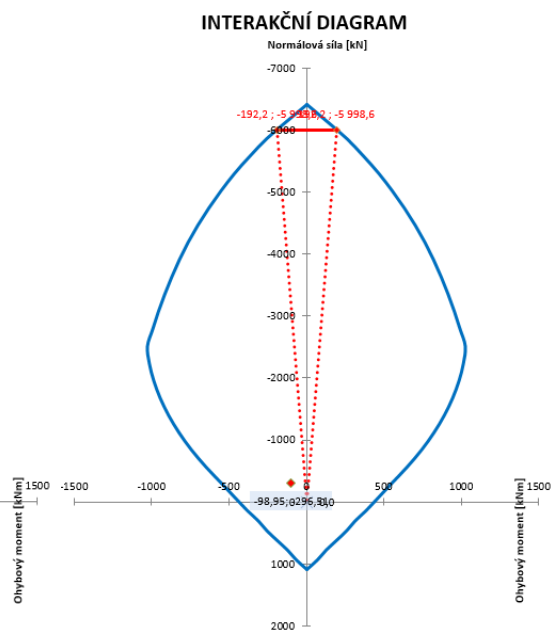
- pata



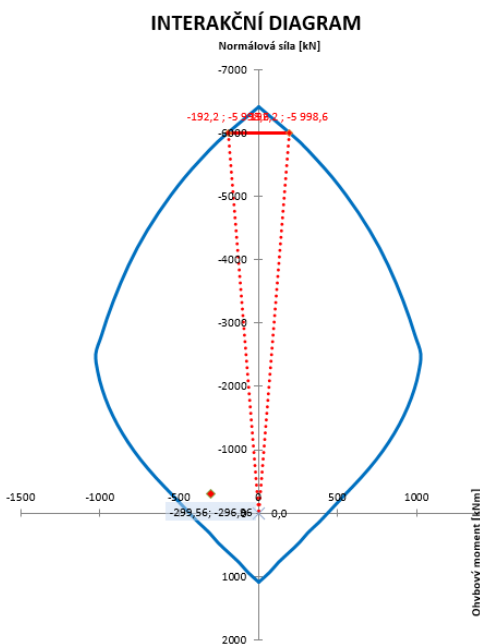
h) Interakční diagram pro CO3 – hlava



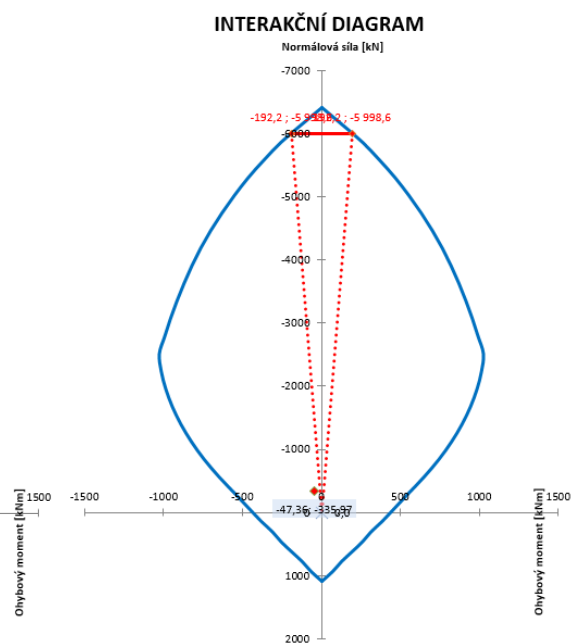
- pata



i) Interakční deagram pro CO4 – hlava



- pata



Návrh pro sloup III. : spodní i horní výztuž – 1. řada po 4 \varnothing 20 mm

Všechny body ze všech kombinací na sloupu III. leží v interakčním diagramu – sloup s navrženou výztuží **vyhoví**.

Pro sloup II.

j) Vstupní hodnoty:

Posouzení ŽB prvku namáhaného N+M dle ČSN EN 1992-1-1

PŘEDPOKLADY

idealizovaný pracovní diagram **betonu**:

Obdélníkový

idealizovaný pracovní diagram **výztuže**:

Vodorovný s neomezeným přetvořením

BETON

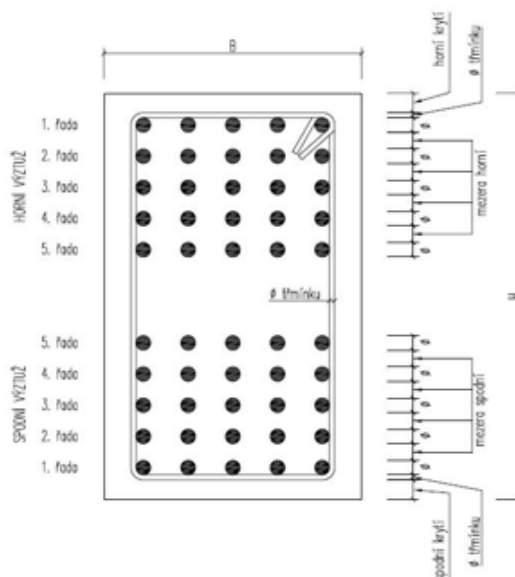
třída **C30/37**
 f_{ck} [MPa] 30
 f_{ctm} [MPa] 2,9
 γ_c [-] 1,5
 f_{cd} [MPa] 20
 $\epsilon_{c,1}$ [‰] -2,0
 $\epsilon_{c,1p}$ [‰] -3,5
 max zrno [mm] **16**

VÝZTUŽ

typ **R 10 505**
 f_{yk} [MPa] 500
 γ_s [-] 1,15
 f_{sd} [MPa] 434,78
 E [MPa] 200000

PRŮŘEZ

H [mm] **300**
 B [mm] **300**
 horní krytí [mm]
 spodní krytí [mm] **30**
 ϕ třmínku [mm] **10**
 mezera horní [mm] **30**
 mezera dolní [mm] **30**



k) Navržená výztuž CO1 – hlava

NAMÁHÁNÍ

$N_{x,Ed}$ [kN] **-822,5** tlaková síla se znaménkem minus
 $M_{y,Ed}$ [kNm] **11,28** kladný moment táhne spodní vlákna

VYZTUŽENÍ PRŮŘEZU

		ϕ [mm]	počet prutů	d [mm]	A_s [mm ²]	ϵ_s [‰]	σ_s [Mpa]	F_s [N]
HORNÍ VÝZTUŽ	1. řada	<input checked="" type="checkbox"/> 12	2	46	226,1947	-2,541667	-434,7826	-98345,51
	2. řada	<input type="checkbox"/> 25	0	0	0	0	0	0
	3. řada	<input type="checkbox"/> 20	0	0	0	0	0	0
	4. řada	<input type="checkbox"/> 20	0	0	0	0	0	0
	5. řada	<input type="checkbox"/> 20	0	0	0	0	0	0
SPODNÍ VÝZTUŽ	5. řada	<input type="checkbox"/> 8	0	0	0	0	0	0
	4. řada	<input type="checkbox"/> 16	0	0	0	0	0	0
	3. řada	<input type="checkbox"/> 16	0	0	0	0	0	0
	2. řada	<input type="checkbox"/> 25	0	0	0	0	0	0
	1. řada	<input checked="" type="checkbox"/> 12	2	254	226,1947	1,7916667	358,3333	81053,09

KONTROLA STUPNĚ VYZTUŽENÍ

tahová [mm²] 226,19 > 99,1 = $A_{s,min1} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d$
 > 114,9 = $A_{s,min2} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk}$

vyhovuje

veškerá [mm²] 452,39 < 3600,0 = $A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h$

vyhovuje

VÝPOČET

$x^* = 168,0$ mm $x^* = 168,0$ mm
 $M_{Rd}^+ = 85,4274$ kNm $M_{Rd}^- = -85,42737$ kNm

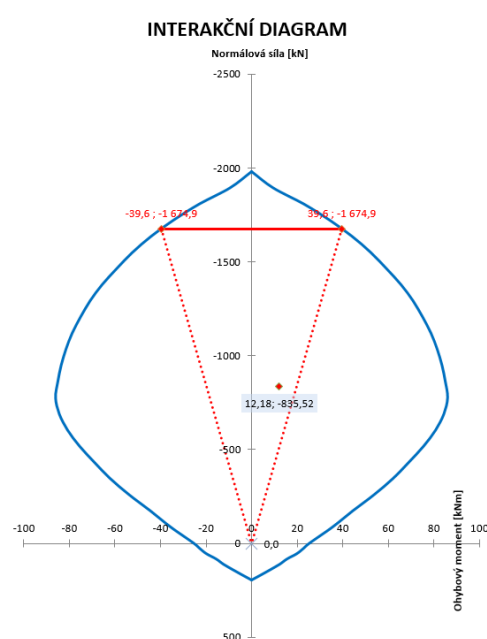
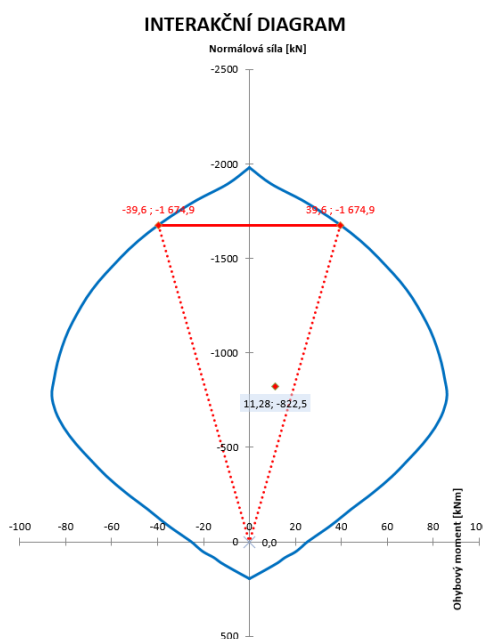
Hodnoty M_{Rd} pro ostatní kombinace jsou uvedeny v Tabulce 16.

II.		N_{Ed} [kN]	M_{Ed0} [kNm]	M_{Rd} [kNm]		% využití
CO1	hlava	-822,51	11,28	85,43	OK	13,20
	pata	-835,52	12,18	85,28	OK	14,28
CO3	hlava	-782,27	17,55	85,89	OK	20,44
	pata	-795,27	-11,44	85,77	OK	13,34
CO4	hlava	-776,73	-14,07	85,89	OK	16,39
	pata	-789,74	16,16	85,77	OK	18,84

Tabulka 16: M_{Rd} pro jednotlivé kombinace sloupu II.

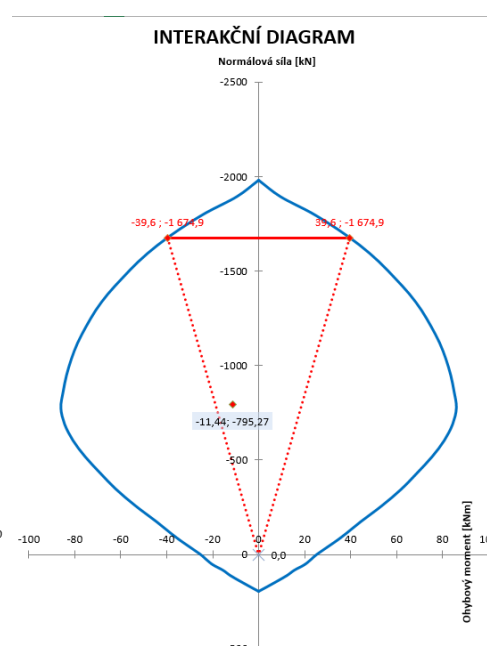
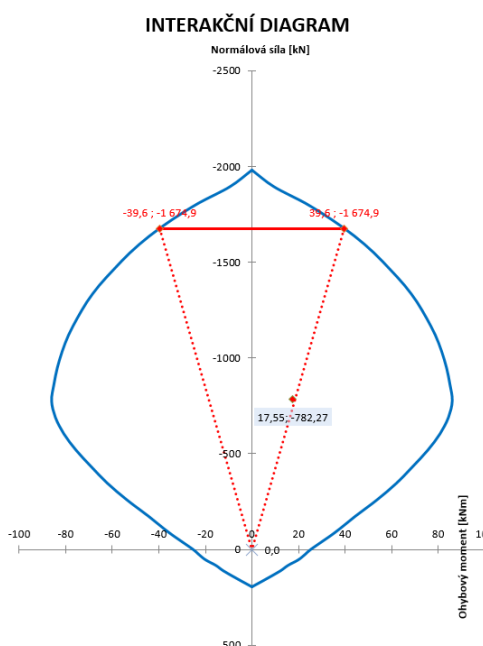
l) Interakční diagram pro CO1 – hlava

- pata

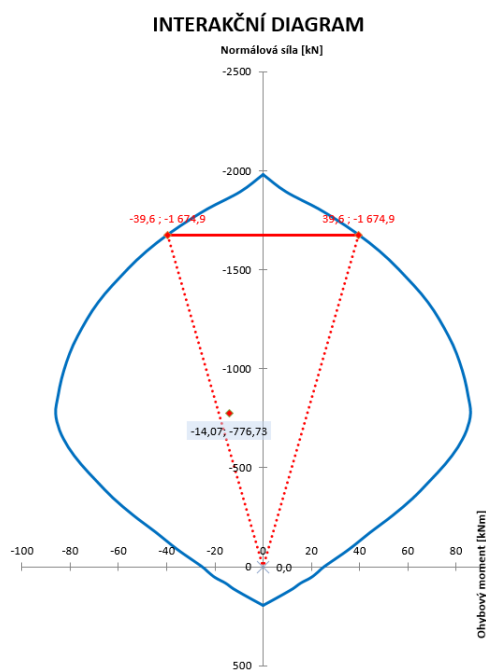


m) Interakční diagram pro CO3 – hlava

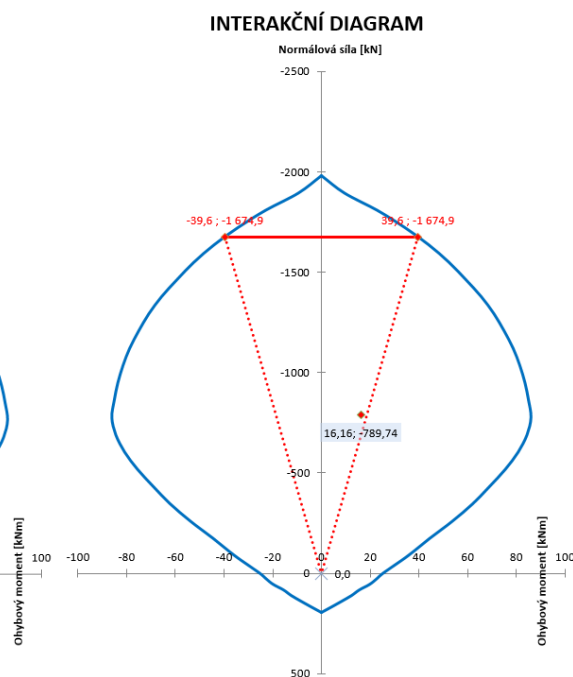
- pata



n) Interakční diagram pro CO4 – hlava



- pata



Návrh pro sloup II. : spodní i horní výztuž – 1. řada po 2 \varnothing 12 mm

Všechny body ze všech kombinací na sloupu II. leží v interakčním diagramu – sloup s navrženou výztuží **vyhoví**.

5.2.3 Návrh třmíneků

- Pro sloupy I. a III. – $b = 300$ mm; $h = 900$ mm

$$\varnothing_s = 20 \text{ mm}$$

Ve střední oblasti sloupu:

$$s_1 \leq \min(15 \varnothing_s; \min(b; h); 300 \text{ mm}) = \min(15 \cdot 20; \min(300; 900); 300)$$

$$s_1 \leq \min(300; 300; 300 \text{ mm})$$

$$s_1 \leq 300 \text{ mm}$$

Návrh třmíneků: $\varnothing_T = 10$ mm à 300 mm

V oblasti stykování výztuže přesahem:

Platí pro oblast v okolí desek – větší z rozměrů b ; $h \Rightarrow 900$ mm

$$s_2 = 0,6 \cdot s_1 = 0,6 \cdot 300 = 180 \text{ mm}$$

Návrh třmíneků: $\varnothing_T = 10$ mm à 180 mm

- Pro sloup II. – $b = 300$ mm; $h = 300$ mm

$$\varnothing_s = 12 \text{ mm}$$

Ve střední oblasti sloupu:

$$s_1 \leq \min(15 \varnothing_s; \min(b;h); 300 \text{ mm}) = \min(15 \cdot 12; \min(300; 300); 300)$$

$$s_1 \leq \min(180; 300; 300 \text{ mm})$$

$$s_1 \leq 180 \text{ mm}$$

Návrh třmínků: $\varnothing_T = 6 \text{ mm} \text{ à } 180 \text{ mm}$

V oblasti stykování výztuže přesahem:

Platí pro oblast v okolí desek – větší z rozměrů b; h => 300 mm

$$s_2 = 0,6 \cdot s_1 = 0,6 \cdot 180 = 108 \text{ mm}$$

Návrh třmínků: $\varnothing_T = 6 \text{ mm} \text{ à } 100 \text{ mm}$

5.2.4 Kotvení výztuže:

Viz. kapitola 5.1.5

Hodnoty pro sloupy viz tabulka 17.

SLOUP

$$f_{ctk,0.05} = 2 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$$

"Dobré" "Špatné"

$$f_{bd} = 3 \quad 2,1$$

Kotvení výztuže:

Stykování přesahem

	σ_{sd} [Mpa]	$l_{b,rqd}$ [mm]	l_{bd} [mm]	$l_{b,min}$ [mm]	$l_{bd} \geq l_{b,min}$	l_o [mm]	$l_{o,min}$ [mm]	$l_o \geq l_{o,min}$
I. a III. - $\varnothing 20$	435	725	725	218	OK	1088	300	OK
I. a III. - $\varnothing 20$	435	1036	1036	311	OK	1554	311	OK
II. - $\varnothing 12$	435	435	435	131	OK	653	200	OK
II. - $\varnothing 12$	435	621	621	186	OK	932	200	OK

$\alpha_1 = 0,7$ - pro ohyb výztuže

I. a III. - $\varnothing 20$	435	725	508	218	OK	761	300	OK
I. a III. - $\varnothing 20$	435	1036	725	311	OK	1088	311	OK
II. - $\varnothing 12$	435	435	305	131	OK	457	200	OK
II. - $\varnothing 12$	435	621	435	186	OK	653	200	OK

Tabulka 17: Kotevní délky pro sloup

6 Závěr

Předběžný návrh byl proveden pro tři varianty. První dvě varianty jsou celé z monolitického železobetonu, ve třetí variantě jsou použity předem předpjaté dutinové stropní panely. Pro výběr konečné varianty by bylo vhodné návrhy konzultovat s architektem, kvůli zásahům do dispozice.

První dvě varianty jsou technologicky náročné na stavbě, protože je celá konstrukce z monolitu => mokrý proces a čekání na za ztuhnutí betonu – hlavně u rámu nad 2.NP. Třetí varianta sice nemá tolik mokrého procesu na stavbě, ale zase u ní bude složitější doprava předem předpjatých dutinových panelů na stavbu o délce necelých 17m.

Podrobný návrh rámu ve variantě 1 byl proveden i s ohledem na MSP, pro výpočet byl sestaven vlastní software v MS Office Excel pro výpočet charakteristik ideálního průřezu, posouzení mezního přetvoření v betonu, ve výztuži, pro omezení šířky trhlin a pro zjištění průhybu.

Všechny tři varianty by bylo možné zrealizovat po provedení podrobného návrhu.

Použitá literatura a programy

Normy:

- [1] ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [2] ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [3] ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [4] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [5] ČSN EN 206: *Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Český normalizační institut, 2014.
- [6] ČSN EN 10080: *Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel - Všeobecně*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.
- [7] ČSN EN 42 0139: *Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel žebírková a hladká*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007.
- [8] ČSN EN 13670: *Provádění betonových konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.

Literatura:

- [9] HANZLOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce 1: základy navrhování betonových konstrukcí*. V Praze: České vysoké učení technické, 2013. ISBN 978-80-01-05323-2.
- [10] STUDNIČKA, Jiří, Milan HOLICKÝ a Jana MARKOVÁ. *Ocelové konstrukce 2*. 2. vydání. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2015. ISBN 978-80-01-05815-2.
- [11] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.
- [12] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jiří ŠMEJKAL. *Modelování a vyztužování betonových prvků: lokální modely železobetonových konstrukcí*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2013. ISBN 978-80-01-05340-9.
- [13] *Stavebniny DEK - Vše pro Váš dům* [online]. Copyright ©1h [cit. 04.05.2017]. Dostupné z: https://www.dek.cz/get_dokument.php?id=375192196
- [14] *Stavebniny DEK - Vše pro Váš dům* [online]. Copyright © [cit. 04.05.2017]. Dostupné z: https://www.dek.cz/get_dokument.php?id=1209569232
- [15] *Stavebniny DEK - Vše pro Váš dům* [online]. Copyright © [cit. 04.05.2017]. Dostupné z: https://www.dek.cz/get_dokument.php?id=1342220085

- [16] PAVLACKÝ | Produkty a služby — sportovní podlahy. *PAVLACKÝ | Projektování, výroba a montáž podlah a povrchů* [online]. Copyright © [cit. 04.05.2017]. Dostupné z: <http://www.pavlacky.eu/produkty-sluzby-sportovni-podlahy.php>
- [17] Přesné příčkovky - Ytong . *Stavební materiál pro stavbu i rekonstrukce | Ytong.cz* [online]. Copyright © Xella Group. All rights reserved. [cit. 04.05.2017]. Dostupné z: <http://www.ytong.cz/presne-prickovky.php>
- [18] *JANSEN | Úvod | Ocelové a nerezové profily* [online]. Copyright © [cit. 04.05.2017]. Dostupné z: <http://www.jansencz.cz/soubory/461cz.pdf>
- [19] Produkty: Tepelná izolace, akustická izolace, speciální výztuže, nekovová výztuž. *Schöck Wittek s.r.o. - Tepelná izolace, akustická izolace a speciální výztuže* [online]. Dostupné z: <http://www.schoeck-wittek.cz/cs/produkty/beton-beton-80-mm-9?pf=1>
- [20] U-Boot Beton® technical data. *Soluzioni innovative per l'edilizia* [online]. Copyright © Daliform Group 2016 [cit. 04.05.2017]. Dostupné z: <http://www.daliform.com/en/disposable-formwork-for-two-way-lightened-voided-slabs/u-boot-beton-technical-data/>
- [21] *H.A.N.S. prefa, a.s.* [online]. Copyright © [cit. 15.05.2017]. Dostupné z: <http://www.hansprefa.cz/files/technicky-list-hce500.pdf>
- [22] *H.A.N.S. prefa, a.s.* [online]. Copyright © [cit. 18.05.2017]. Dostupné z: <http://www.hansprefa.cz/files/technicky-list-hce400.pdf>

Software:

- [23] Nemetschek SCIA Engineer 16.0
- [24] Nemetschek Allplan 2017
- [25] AutoCAD 2014
- [26] Microsoft Office 2013 – Word, Excel
- [27] Posouzení M+N – XLS soubor – autor Bc. Michal Kubalík, Diplomová práce ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Kongresové centrum Harmony Špindlerův mlýn, 2011

Seznam tabulek

Tabulka 1: Vnitřní síly pro různé rozměry příčle a sloupu	- 46 -
Tabulka 2: Vnitřní síly na příčli 1240x200mm a sloupu 900x300mm	- 63 -
Tabulka 3: Varianty smykové výztuže.....	- 70 -
Tabulka 4: Posouzení MSÚ příčel	- 74 -
Tabulka 5: Charakteristiky ideálního průřezu $\varphi(\infty, t_0) = 1,95$	- 75 -
Tabulka 6: Charakteristiky ideálního průřezu - nelineární dotvarování pro průřez 3) ...	- 76 -
Tabulka 7: Průřez 3) 9 \varnothing 20mm a 4 \varnothing 20mm tažené výztuže a 4 \varnothing 20mm tlačené výztuže ..	- 77 -
Tabulka 8: Kotvení a stykování výztuže průvlak.....	- 83 -
Tabulka 9: Vnitřní síly na sloupech	- 87 -
Tabulka 10: Geometrická imperfekce	- 88 -
Tabulka 11: Posouzení štíhlosti	- 89 -
Tabulka 12: Excentricita druhého řádu	- 91 -
Tabulka 13: Vnitřní síly po úpravě imperfekcí	- 91 -
Tabulka 14: M_{Rd} pro jednotlivé kombinace sloupu I.	- 93 -
Tabulka 15: M_{Rd} pro jednotlivé kombinace sloupu III.	- 95 -
Tabulka 16: M_{Rd} pro jednotlivé kombinace sloupu II.....	- 98 -
Tabulka 17: Kotevní délky pro sloup.....	- 100 -