

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

STATICKÝ VÝPOČET

Rodinný dům v Halounech
Family house in Halouny

Vypracoval:
Václav Mauric

Vedoucí bakalářské práce:
Ing. Hana Hanzlová, CSc.

P R A H A
květen 2018

Obsah

1	Úvod a zadání	1
1.1	Vizualizace a popis objektu.....	1
1.2	Dispoziční řešení objektu	2
1.3	Schéma konstrukčního systému objektu.....	6
2	Skladby konstrukcí	7
2.1	Skladby vodorovných konstrukcí	7
3	Předběžný návrh konstrukcí.....	11
3.1	Materiálové charakteristiky a výpočet krytí.....	11
3.2	Předběžný návrh vodorovných konstrukcí	13
3.3	Výpočet zatížení.....	16
3.4	Předběžný návrh svislých konstrukcí.....	18
3.5	Předběžný návrh základových konstrukcí.....	21
3.6	Předběžný návrh schodiště.....	24
4	Výpočetní model a zjednodušené metody výpočtu.....	25
4.1	Verifikace modelu.....	26
4.2	Analýza vlivu velikosti otvorů na průhyb konzoli	30
4.3	Kontrola reakcí v podporách:.....	32
4.4	Ověření výsledků výpočtového modelu zjednodušenými metodami.....	35
5	Podrobný návrh stropní desky	38
5.1	Návrhové hodnoty dimenzačních ohybových momentů.....	38
5.2	Návrh ohybové výztuže stropní desky na MSÚ.....	40
5.2.1	Rozdělení stropní desky na oblasti dle namáhání.....	40
5.2.2	Návrh ohybové výztuže	42
5.3	Kvazi-stálé hodnoty dimenzačních ohybových momentů	46
5.4	Charakteristické hodnoty dimenzačních ohybových momentů	48
5.5	Posouzení návrhu stropní desky na MSP.....	50

5.5.1	Omezení napětí a výpočet charakteristik ideálního průřezu pro krátkodobé působení zatížení	50
5.5.2	Omezení šířky trhlin a výpočet šířky trhlin	55
5.5.3	Podmínka ohybové štíhlosti.....	57
5.5.4	Výpočet průhybu a výpočet charakteristik ideálního průřezu pro dlouhodobé působení zatížení.....	58
5.5.5	Ověření průhybu stropní desky a jeho výpočet.....	63
6	Podrobný návrh sloupu	64
6.1	Nový návrh rozměrů a vyztužení sloupu.....	64
6.2	Posouzení štíhlosti sloupu.....	67
6.3	Stanovení momentu 1. řádu.....	67
6.4	Stanovení momentu 2. řádu.....	70
6.5	Posouzení sloupu při dvouosém namáhání.....	74
6.6	Výpočet interakční diagramu a posouzení průřezu	75
7	Závěr.....	81

1 Úvod a zadání

1.1 Vizualizace a popis objektu

- **Zadání práce** (dispoziční půdorysy, pohledy) bylo vybrané na základě vyhledávání architektonických návrhů staveb na webu www.archiweb.cz



- **Funkce a tvar budovy**

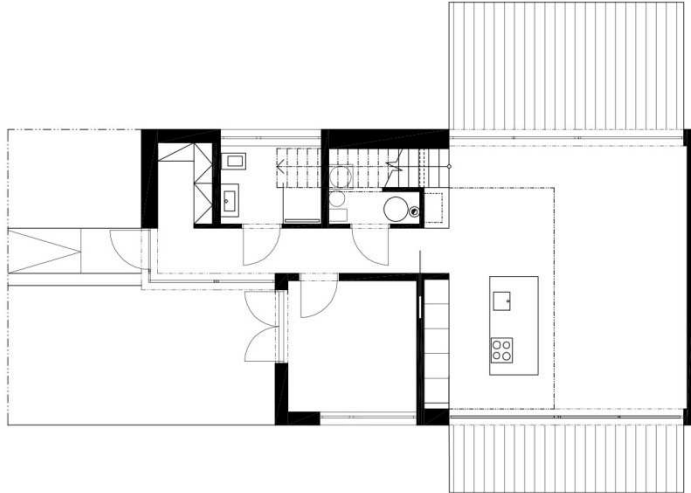
Jedná se o dvoupodlažní rodinný dům. Objekt není podsklepený, tudíž obě podlaží jsou nadzemní. První podlaží bude označováno 1.NP a druhé 2.NP. V 1.NP se nachází vstup do objektu a další přidružené místnosti. Jsou zde umístěny hlavně obytné místnosti. Charakteristickým prvkem podlaží jsou velká francouzská okna, umístěná v obývacím pokoji a sloužící ke vstupu na venkovní terasu. Půdorysný rozměr 1.NP je 7,2 x 17,1 m. Druhé nadzemní podlaží (2.NP) je tvarově kopírující 1.NP, ale je v podélném směru odskočené. Tím ve 2.NP vzniká pochozí terasa a na druhé straně domu převíslá konzola.

- **Konstrukční systém**

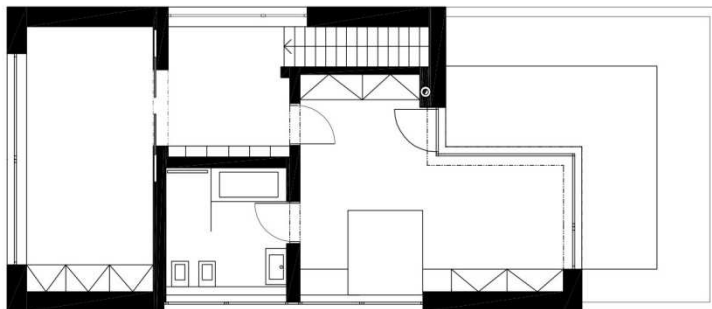
Nosná konstrukce domu, je navržena jako železobetonový monolitický kombinovaný systém. Hlavními nosnými prvky, jsou obvodové stěny, doplněné jednou vnitřní stěnou a jedním vnitřním sloupem. Stropní konstrukce je v 1.NP podporována lokálně vnitřním sloupem a po obvodě stěnami. Střešní deska v 2.NP je jednosměrně pnutá mezi vnitřní nosnou stěnou a obvodovými stěnami.

1.2 Dispoziční řešení objektu

- podklady převzaté z webu:
- 1.NP:



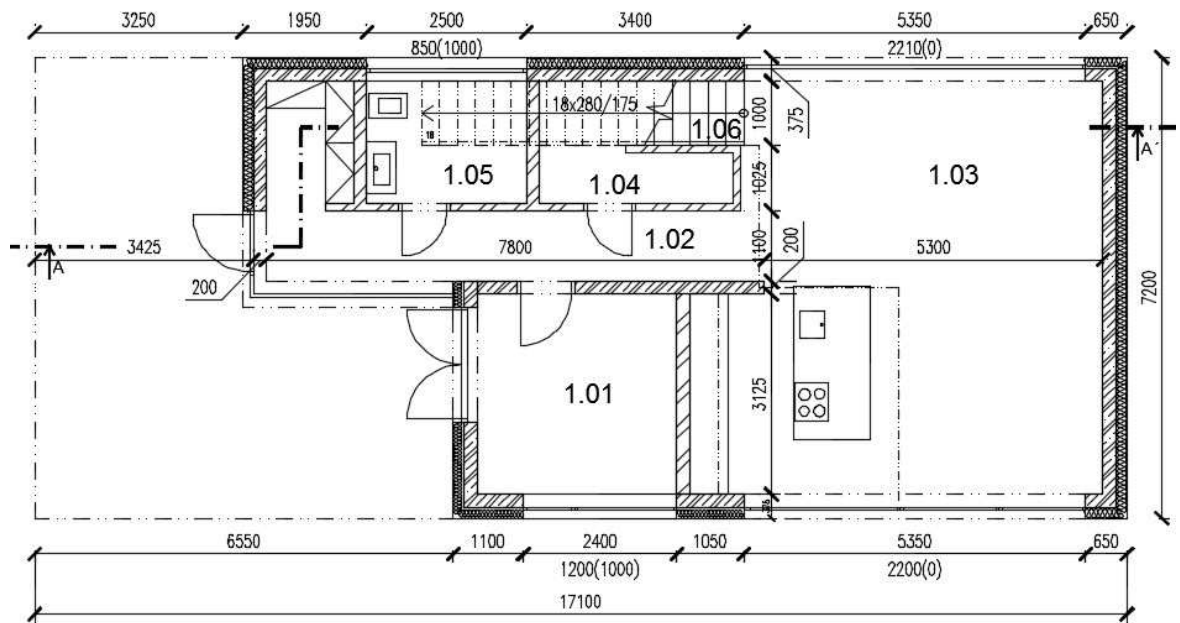
- 2.NP:



- dispoziční řešení bylo převzato, překresleno a po kontrole upraveno - viz následující text.

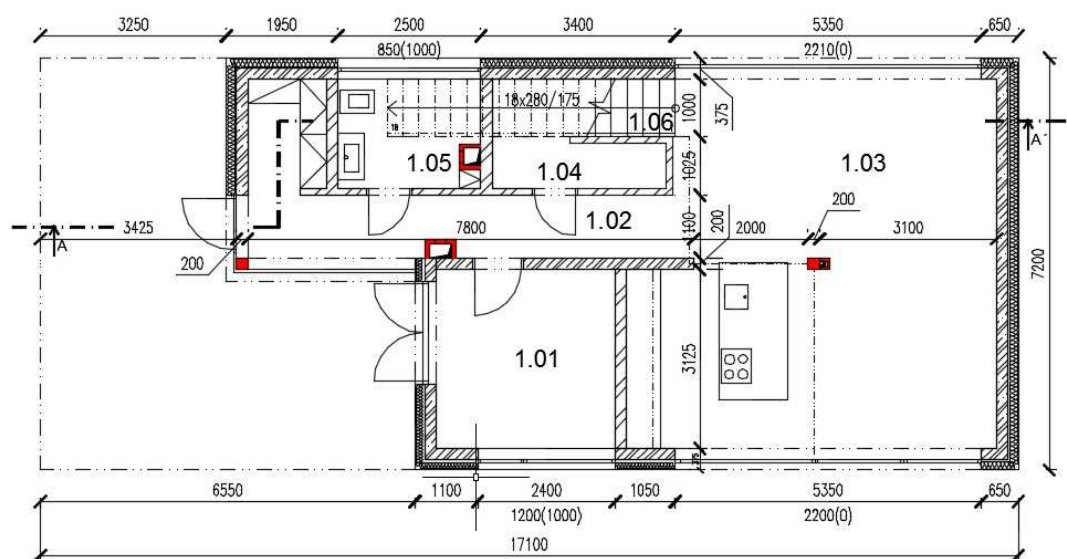
Rodinný dům v Halounech

- 1.NP (původní stav)



- Kvůli velkému rozponu stropu byl v místnosti 1.03 (obývací pokoj) přidán sloup.
- Sloup byl přidán i pod zalomený nosník u vstupu do objektu.
- Bylo nutné doplnit dvě instalační šachty. Ta z původních podkladů není přesně známá, proto byly přidány dvě instalační šachty a jedno svodné potrubí středem domu, kotveno na sloup. Toto potrubí slouží pro odvodnění pochozí terasy ve 2.NP.

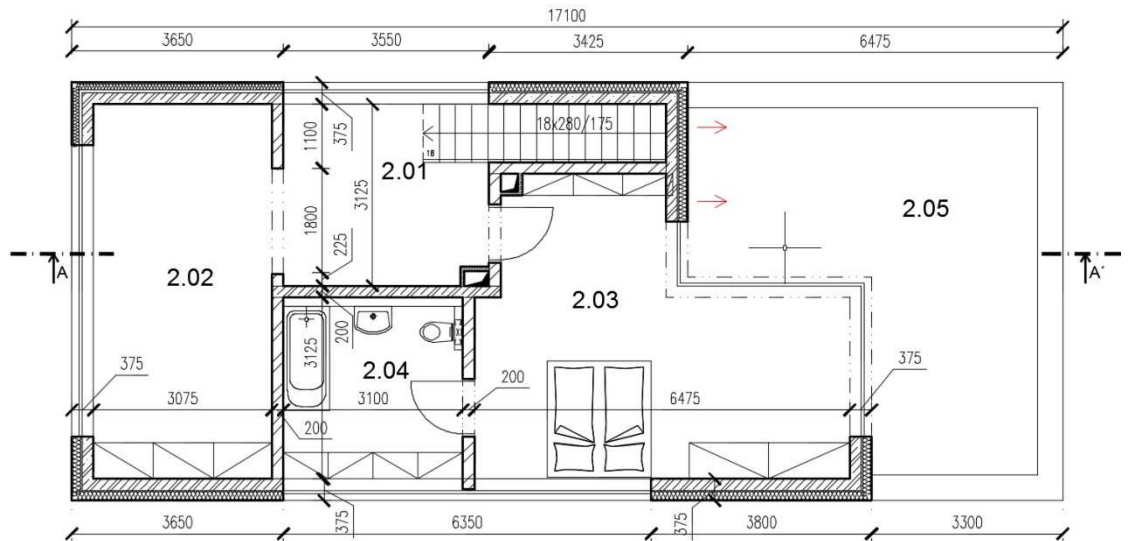
- 1.NP (nový stav)



- změny jsou v obrázku znázorněny červenou barvou

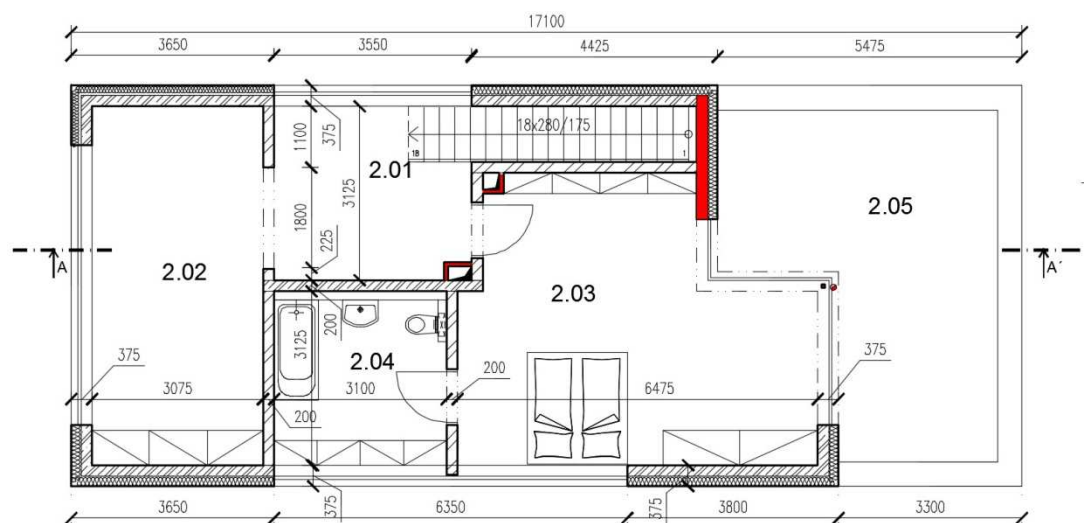
Rodinný dům v Halounech

- 2.NP (původní stav)

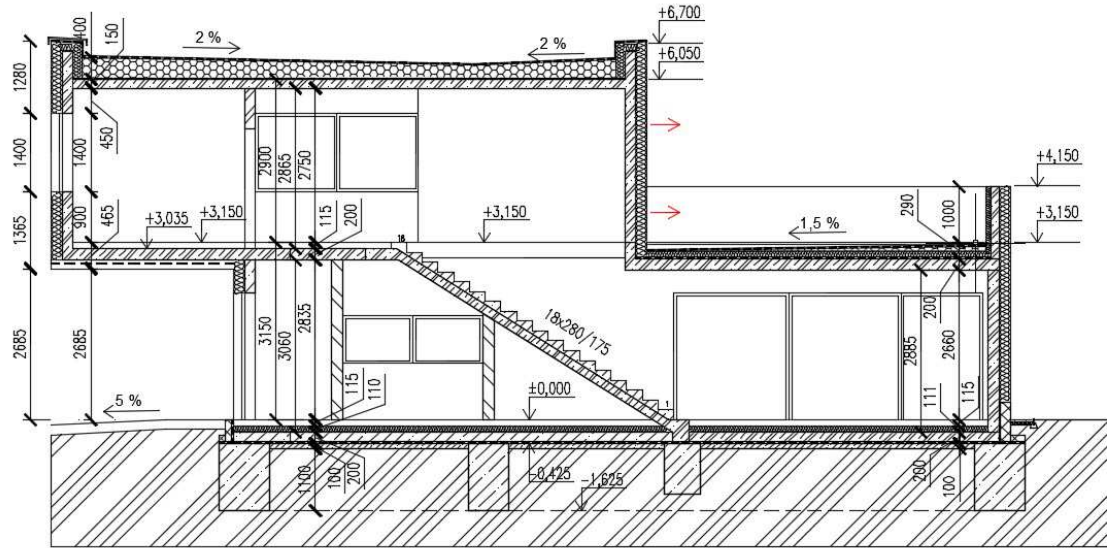


- Při vynášení schodiště a následné kontrole konstrukčních parametrů schodiště bylo zjištěno, že podchodná výška je nedostatečná. Bylo tedy nutné upravit dispozici objektu. Změna se týkala posunutí obvodové zdi (na obrázku znázorněna červeně) a tím zvětšení obytného prostoru a zmenšení terasy.
- I zde se promítly změny týkající se 1.NP – konkrétně týkající se instalačních šachet.
- Obdobně jako v 1.NP zde vznikly zalomené nosníky, pod kterými nebyly žádné podpory. Byl přidán ocelový sloup malého průřezu, aby byl v co největší míře zachován architektonický záměr.

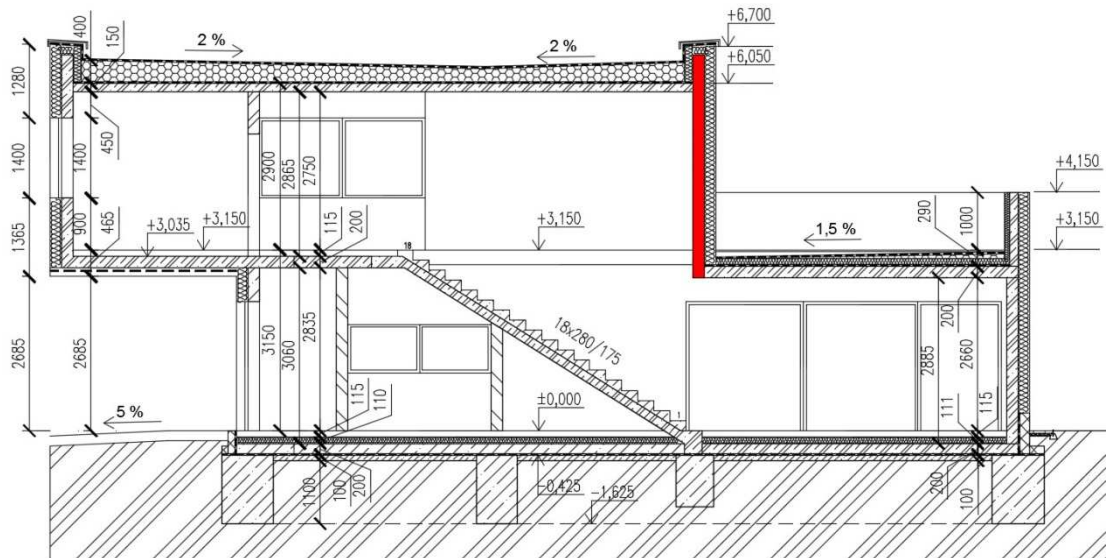
- 2.NP (nový stav)



- Řez A-A' (původní stav)



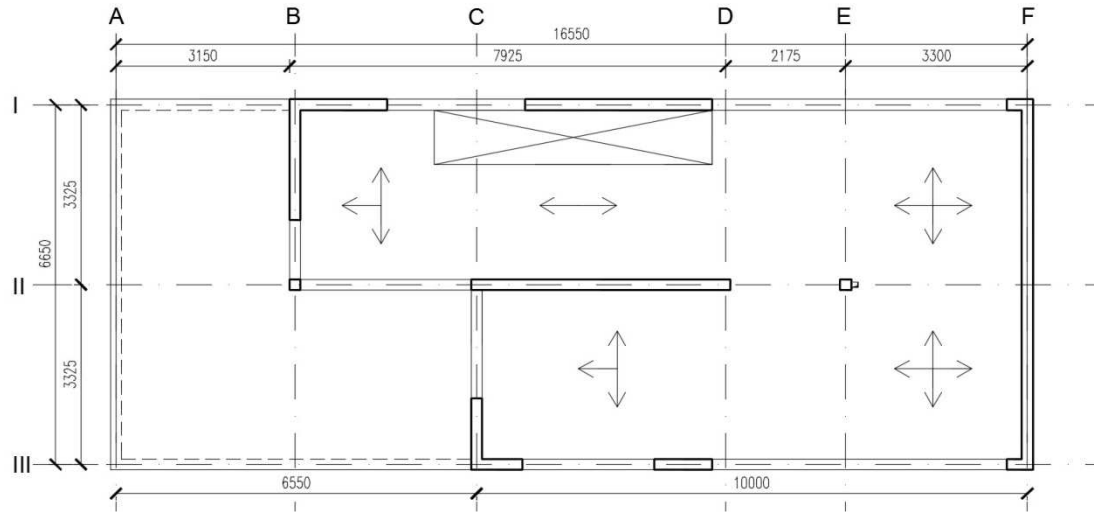
- Řez A-A' (nový stav)



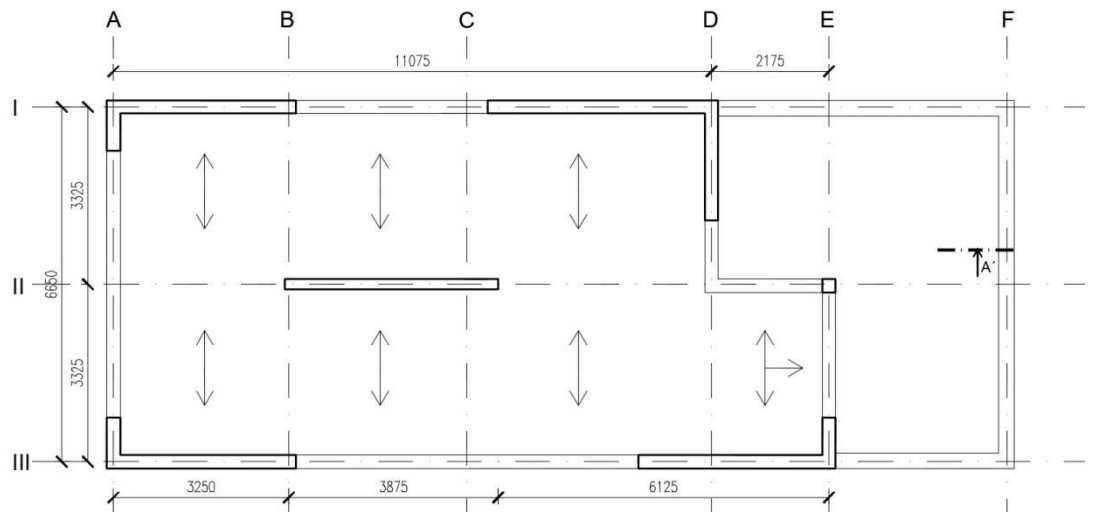
- změny jsou v obrázku znázorněny červenou barvou

1.3 Schéma konstrukčního systému objektu

- 1.NP



- 2.NP

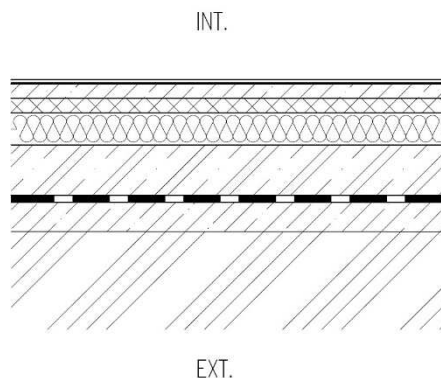


2 Skladby konstrukcí

2.1 Skladby vodorovných konstrukcí

- V tabulkách není uvažována nosná stropní konstrukce. Její tloušťka bude určena v dalších výpočtech.

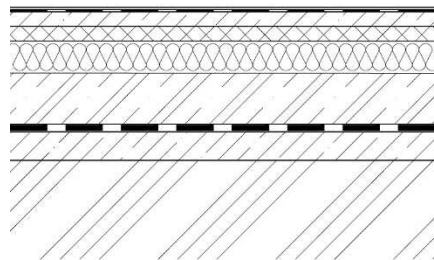
Skladba podlahy – P1 (podlaha nad terénem)



P1 — 1NP nad terénem	Vrstva	Tloušťka [mm]	Zatížení [KN/m ²]
	Laminátová podlaha	10	0,075
	Tlumící podložka	5	—
	Separáční PE fólie – DEKSEPAR	—	0,0012
	Betonová mazanina se sítí	50	1,25
	Systémová deska pro uložení trubek podlahového vytápění	50	0,0155
	Tepelná izolace – EPS 100	110	0,0253
	Separáční PE fólie – DEKSEPAR	—	0,0012
	Hydroizolace – Glastek 40	4	0,0043
	Penetrační asf. Emulze – DEKPRIMER	—	—
Celkem (bez nosné desky)		230	1,37

Skladba podlahy – P2 (1.NP - podlaha nad terénem)

INT.

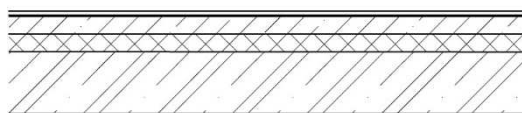


EXT.

	Vrstva	Tloušťka [mm]	Zatížení [KN/m ²]
P2 — dlažba	Keramická Dlažba	10	0,18
	Lepící tmel	4	—
	Ochranná hydroizolační hmota	2	—
	Penetrace	—	—
	Betonová mazanina se sítí	50	1,25
	Systémová deska pro uložení trubek podlahového vytápění	50	0,0155
	Tepelná izolace - EPS 100	110	0,253
	Separáční PE fólie - DEKSEPAR	—	0,0012
	Hydroizolace - Glastek 40	4	0,0043
	Penetrační asf. Emulze - DEKPRIMER	—	—
	Celkem (bez nosné desky)	230	1,7

Skladba podlahy – P3 (vnitřní stropní deska)

INT.

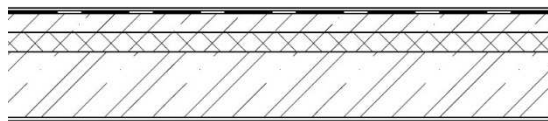


INT.

	Vrstva	Tloušťka [mm]	Zatížení [KN/m ²]
P3 — 2NP	Laminátová podlaha	10	0,075
	Tlumící podložka	5	—
	Separáční PE fólie - DEKSEPAR	0,5	0,0012
	Betonová mazanina se sítí	50	1,25
	Systémová deska pro uložení trubek podlahového vytápění	50	0,0155
	Separáční PE fólie - DEKSEPAR	0,5	0,0012
	Celkem (bez nosné desky)	115	1,34

Skladba podlahy – P4 (vnitřní stropní deska)

INT.

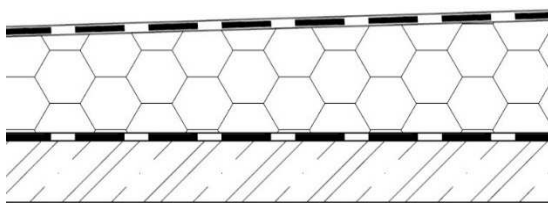


INT.

	Vrstva	Tloušťka [mm]	Zatížení [KN/m ²]
2NP	Keramická Dlažba	10	0,18
	Lepící tmel	5	—
	Ochranná Hydroizolační hmota	2	—
	Penetrace	-	—
—	Betonová mazanina se sítí	50	1,25
	Systémová deska pro uložení trubek podlahového vytápění	50	0,0155
P4	Separáční PE fólie – DEKSEPAR	0,5	0,0012
	Celkem (bez nosné desky)	115	1,45

Skladba střešního pláště – S1 (nepochozí střešní plášť)

EXT.

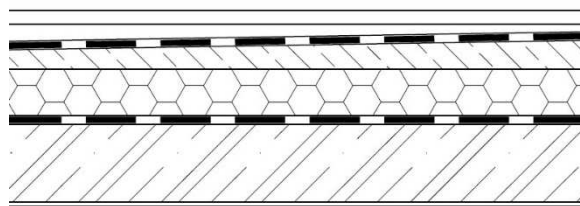


INT.

	Vrstva	Tloušťka [mm]	Zatížení [KN/m ²]
S1 — střecha	Hydroizolační PVC-P fólie pro mechanické kotvení – DEKPLAN 76	1,5	0,18
	Filtek 300	-	-
	EPS 100 - spádové klíny	60-200	0,046
	EPS 100	200	0,046
	Parotěsná vrstva — GLASTEK 40 MINERAL	4	0,0043
	DEKPRIMER	-	-
	Celkem (bez nosné desky)	265 mm	0,28

Skladba střešního pláště – S2 (pochozí střešní plášť – terasa)

EXT.



INT.

	Vrstva	Tloušťka [mm]	Zatížení [KN/m ²]
S2 — pochozí terasa	Terasová dlažba DEK na rektifikačních podložkách	35	0,18
	Přířez fólie DEKPLAN 77	1,5	0,0012
	Hydroizolační fólie PCV-P — DEKPLAN 77	1,5	0,018
	Separáční geotextilie - FILTEK 200 g/m ²		0,002
	Spádová vrstva - Liaporbeton	0-85	1,275
	Tepelně izolační vrstva EPS 150	140	0,032
	Parotěsná vrstva — GLASTEK 40 MINERAL	4	0,0043
	DEKPRIMER	-	—
	Celkem (bez nosné desky)	290 mm	1,51

1.1. Skladby svislých konstrukcí

	Vrstva	Tloušťka [mm]	Zatížení [KN/m ²]
B1 — ŽB stěna	Tenkovrstvá omítka — Weber.pas	1,5 - 3	—
	Podkladní nátěr — Weber.pas podklad UNI	-	—
	Sklovláknitá výztužná tkanina 160 g/m ²	3-6	0,0016
	Tepelně izolační vrstva MW — ISOVER FASSIL	160	0,0322
	Lepící hmota — DEKTHERM KLASIK	10-30	—
	Celkem (bez nosné desky)	200	0,03

3 Předběžný návrh konstrukcí

3.1 Materiálové charakteristiky a výpočet krytí

- Materiálové charakteristiky pro střešní a stropní desku

ČSN EN
1992-1-1 čl.
2.4.2.4 a čl.
3.1.6

Beton C30/37 XC1 – Cl 0,1 – D_{max}16 – S2

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$
- $f_{ctk\ 0,05} = 2 \text{ MPa}$ $f_{ctd\ 0,05} = \frac{f_{ctk\ 0,05}}{\gamma_c} = \frac{2}{1,5} = 1,333 \text{ MPa}$
- $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
- $E_{cm} =$ pro výpočtu bude použita hodnota 28 GPa, v souladu s nejnovějšími poznatky dle Technických pravidel ČBS 05

[7]

Ocel: B500B

ČSN EN
1992-1-1 čl.
4.2

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$
- $E_s = 200 \text{ GPa}$

Stupeň vlivu prostředí:

- Základy XC2
- Vnější stěny a trámy XC3
- Vnitřní stěny a sloupy XC1
- Stropní deska XC1
- Střešní deska XC3, XF3
- Podkladní deska XC2

- Výpočet krytí – stropní deska

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

- Předpokládaná výztuž Ø12
- Návrhová životnost 50 let
- Beton 30/37
- Třída prostředí XC1
 - Třída S2
- $c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} + \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) =$
 $= \max(12; 10; 10) = 12 \text{ mm}$
ZVOLENO 15 mm
- $\Delta c_{dev} = \text{monolit} = 10 \text{ mm}$

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

Použité hodnoty:

$c_{min,b}$	min. krycí vrstva z hlediska soudržnosti, $c_{min,b} = \emptyset$
$c_{min,dur}$	min krycí vrstva s vlivem podmínek prostředí
$\Delta c_{dur,y}$	přídavná hodnota z hlediska spolehlivosti
$\Delta c_{dur,st}$	redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli
$\Delta c_{dur,add}$	redukce min. krycí vrstvy při použití dodatečné ochrany

- Výpočet krytí - Střešní deska + podkladní deska

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

- Předpokládaná výztuž $\emptyset 12$
- Návrhová životnost 50 let
- Beton 30/37
- Třída prostředí XC2/XC3
 - Třída S3
- $c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} + \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) =$
 $= \max(10; 20; 10) = 20 \text{ mm}$
 ZVOLENO 20 mm
- $\Delta c_{dev} = \text{monolit} = 10 \text{ mm}$

$$c_{nom} = c = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = \underline{30 \text{ mm}}$$

- Výpočet krytí - Vnější stěna

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

- Předpokládaná výztuž $\emptyset 12$
- Návrhová životnost 50 let
- Beton 30/37
- Třída prostředí XC3
 - Třída S4
- $c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} + \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) =$
 $= \max(12; 25; 10) = 25 \text{ mm}$
 ZVOLENO 25 mm
- $\Delta c_{dev} = \text{monolit} = 10 \text{ mm}$

$$c_{nom} = c = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = \underline{35 \text{ mm}}$$

- Výpočet krytí - Vnější sloup

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

- Předpokládaná podélná výztuž $\emptyset 12$
- Předpokládané třmínky $\emptyset 8$
- Návrhová životnost 50 let
- Beton 30/37
- Třída prostředí XC3
 - Třída S4
- $c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} + \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) =$
 $= \max(12; 25; 10) = 25 \text{ mm}$
 ZVOLENO 25 mm
- $\Delta c_{dev} = \text{monolit} = 10 \text{ mm}$

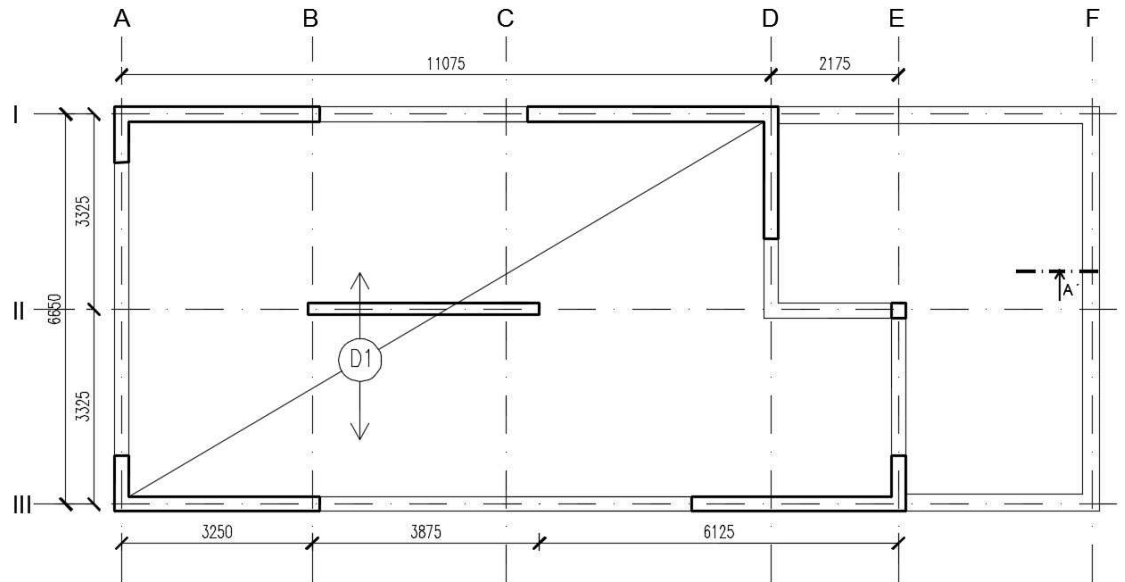
$$c_{nom} = c = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = \underline{35 \text{ mm}}$$

Vzdálenost povrchu podélné výztuže sloupu od povrchu betonu bude:

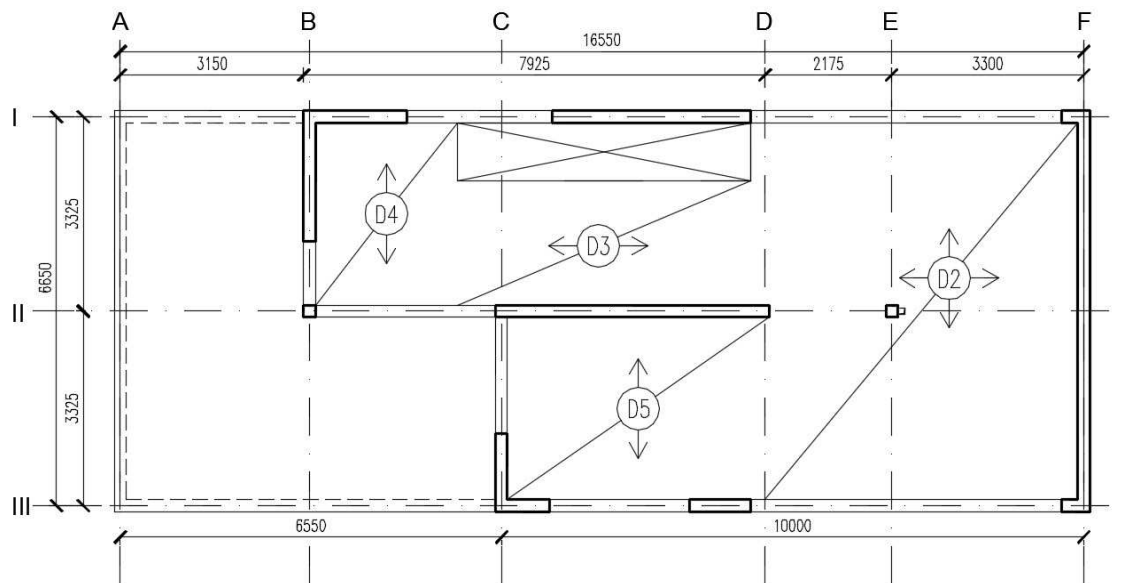
$$c + \emptyset_t = 35 + 8 = 43 \text{ mm} = \underline{45 \text{ mm}}$$

3.2 Předběžný návrh vodorovných konstrukcí

- Schéma stropních desek
- 2.NP



- 1.NP



$L_1=3,325\text{m}$

- Deska D1 (střešní) – jednosměrně pnutá deska

a) Návrh tloušťky desky dle empirických vztahů

$$h_d = \frac{L_1}{35} \sim \frac{L_1}{30} = \frac{3,325}{35} \sim \frac{3,325}{30} = 0,095 \sim 0,111 \text{ m}$$

b) Návrh tloušťky desky dle ohybové štíhlosti

$$\lambda = \frac{L_1}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$$\begin{aligned} \cdot \lambda_{d,tab} &= 26 && \text{(C30/37, } \rho \leq 0,5\%, \\ & && \text{jednosměrně pnutá deska)} \\ \cdot \kappa_{c1} &= 1,0 && \text{(charakteristika průřezu)} \\ \cdot \kappa_{c2} &= 1,0 \text{ pro } L \leq 7,0\text{m} && \text{(charakteristika rozpětí)} \\ \cdot \kappa_{c3} &= 1,2 && \text{(odhad, dle } A_{s,prov} \text{ a } A_{s,req}) \end{aligned}$$

$$d \geq \frac{L_1}{\kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}} \geq \frac{3,325}{1,0 \times 1,0 \times 1,2 \times 26} \geq 0,107 \text{ m}$$

$$h_d > d + 0,5\phi + c = 107 + 0,5 \times 12 + 30 = 143 \text{ mm}$$

Tloušťka desky byla zvolena 150 mm. $L_2=3,325\text{m}$

- Deska D2 (stropní) – lokálně podepřená deska, po obvodě podepřena

a) Návrh tloušťky desky dle empirických vztahů

$$h_d = \frac{L_2}{33} = \frac{3,325}{33} = 0,101 \text{ m}$$

b) Návrh tloušťky desky dle ohybové štíhlosti

$$\lambda = \frac{L_2}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$$\begin{aligned} \cdot \lambda_{d,tab} &= 24,6 && \text{(C30/37, } \rho \leq 0,5\%, \\ & && \text{lokálně podepřená deska)} \\ \cdot \kappa_{c1} &= 1,0 && \text{(charakteristika průřezu)} \\ \cdot \kappa_{c2} &= 1,0 \text{ pro } L \leq 7,0\text{m} && \text{(charakteristika rozpětí)} \\ \cdot \kappa_{c3} &= 1,2 && \text{(odhad, dle } A_{s,prov} \text{ a } A_{s,req}) \end{aligned}$$

$$d \geq \frac{L_2}{\kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}} \geq \frac{3,325}{1,0 \times 1,0 \times 1,2 \times 24,6} \geq 0,113 \text{ m}$$

$$h_d > d + 0,5\phi + c = 113 + 0,5 \times 12 + 25 = 144 \text{ mm}$$

Tloušťka desky byla zvolena 150 mm.

- Desky D4 a D5 jsou jednosměrně pnuté s rozponem 3,325 m. To se shoduje s deskou D1, pro kterou byl proveden předběžný návrh tloušťky. Proto jejich tloušťka je rovna 150 mm.

L₃ = 5 m

- Deska D3 (stropní) – jednosměrně pnutá deska

a) Návrh tloušťky desky dle empirických vztahů

$$h_d = \frac{L_3}{35} \sim \frac{L_3}{30} = \frac{5,0}{35} \sim \frac{5,0}{30} = 0,143 \sim 0,167 \text{ m}$$

b) Návrh tloušťky desky dle ohybové štíhlosti

$$\lambda = \frac{L_3}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$$\begin{aligned} \cdot \lambda_{d,tab} &= 26 && \text{(C30/37, } \rho \leq 0,5\%, \\ & && \text{jednosměrně pnutá deska)} \\ \cdot \kappa_{c1} &= 1,0 && \text{(charakteristika průřezu)} \\ \cdot \kappa_{c2} &= 1,0 \text{ pro } L \leq 7,0\text{m} && \text{(charakteristika rozpětí)} \\ \cdot \kappa_{c3} &= 1,2 && \text{(odhad, dle } A_{s,prov} \text{ a } A_{s,req}) \end{aligned}$$

$$h_d \geq \frac{L_3}{\kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}} \geq \frac{5,0}{1,0 \times 1,0 \times 1,2 \times 26} \geq 0,161 \text{ m}$$

$$h_d > d + 0,5\phi + c = 161 + 0,5 \times 12 + 25 = 192 \text{ mm}$$

Tloušťka desky byla zvolena 200 mm.

- Na základě výsledků z návrhu tloušťky desky D3, byl ucelen návrh tloušťky stropní desky nad 1.NP na 200 mm.
- Trám T1 (odhad ϕ výztuže: $\phi 16$; třmínky $\phi 10$)

L₄ = 5,35m

a) Návrh rozměrů trámu dle empirických vztahů

$$h_p = \frac{L_4}{12} \sim \frac{L_4}{8} = \frac{5,35}{12} \sim \frac{5,35}{8} = 0,445 \sim 0,535$$

b) Návrh rozměrů trámu dle ohybové štíhlosti

$$\lambda = \frac{L_4}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}$$

$$\begin{aligned} \cdot \lambda_{d,tab} &= 14 && \text{(C30/37, } \rho \leq 1,5\%, \\ & && \text{pro prostý nosník)} \\ \cdot \kappa_{c1} &= 1,0 && \text{(charakteristika průřezu)} \\ \cdot \kappa_{c2} &= 1,0 \text{ pro } L \leq 7,0\text{m} && \text{(charakteristika rozpětí)} \\ \cdot \kappa_{c3} &= 1,2 && \text{(odhad, dle } A_{s,prov} \text{ a } A_{s,req}) \end{aligned}$$

$$d \geq \frac{L_4}{\kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab}} \geq \frac{5,35}{1,0 \times 1,0 \times 1,2 \times 14} \geq 0,319\text{m}$$

$$h_p = d + 0,5\phi + \phi_t + c = 319 + 0,5 \times 16 + 10 + 35 = 372 \text{ mm}$$

Výška trámu dle předběžného návrhu: $h_p = 500 \text{ mm}$. Ze zadání vyplývala výška trámu $h_p = 600 \text{ mm}$. Tato hodnota splňovala požadovaný minimální rozměr a byla proto uvažována v následujících výpočtech.

$$b_p = (0,33 \sim 0,4)h_p = (0,200 \sim 0,244) = \underline{200 \text{ mm}}$$

ČSN EN
1991-1-3

3.3 Výpočet zatížení

- výpočet zatížením sněhem:

$$S_k = S_{k, \text{char}} \times \mu_i \times C_e \times C_t$$

$$C_e = 1,0$$

součinitel expozice sfoukávání

$$C_t = 1,0$$

součinitel tepla odtávání sněhu

$$\mu_i = 0,8$$

sklon střechy $0^\circ \sim 30^\circ$

$$S_{k, \text{char}} = 0,77 \text{ kN/m}^2$$

charakteristická hodnota zatížení sněhem,

II. kategorie sněhové oblasti (Halouny-Svinaře)

$$S_k = 0,77 \times 0,8 \times 1,0 \times 1,0 = \underline{0,62 \text{ kN/m}^2}$$

ČSN EN
1991-1-1

- výpočet zatížení na 1 m^2 střechy:
 - pro výpočet je uvažována skladba S1 (str.9)

Typ zatížení	Popis zatížení	Tloušťka konstrukce [m]	(f_k) [kN/m ²]	Souč. zatížení (Y)	(f_d) [kN/m ²]
Stálé zatížení	Dekplan 76	0,0015	0,18	1,35	0,243
	Filtek 300	-	-		-
	EPS 100-spádové klíny	0,060~0,200	0,046		0,062
	EPS 100	0,200	0,046		0,062
	Glastek 40 Mineral	0,004	0,0043		0,0058
	Dekprimer	-	-		-
	ŽB nosná deska	0,150	3,75		5,063
	Vnitřní omítka	0,010	0,16		0,216
					$\Sigma 4,14$
Proměnné zatížení	Užitné zatížení	-	0,75	1,5	1,125
	Sníh	-	0,62		0,93
			$\Sigma 1,37$		$\Sigma 2,055$
Celkem			$\Sigma 5,51$		$\Sigma 7,707$

- užitné zatížení je uvažováno s charakteristickou hodnotou $0,75 \text{ kN/m}^2$ (Kategorie H - nepřístupné střechy s výjimkou běžné údržby, oprav)

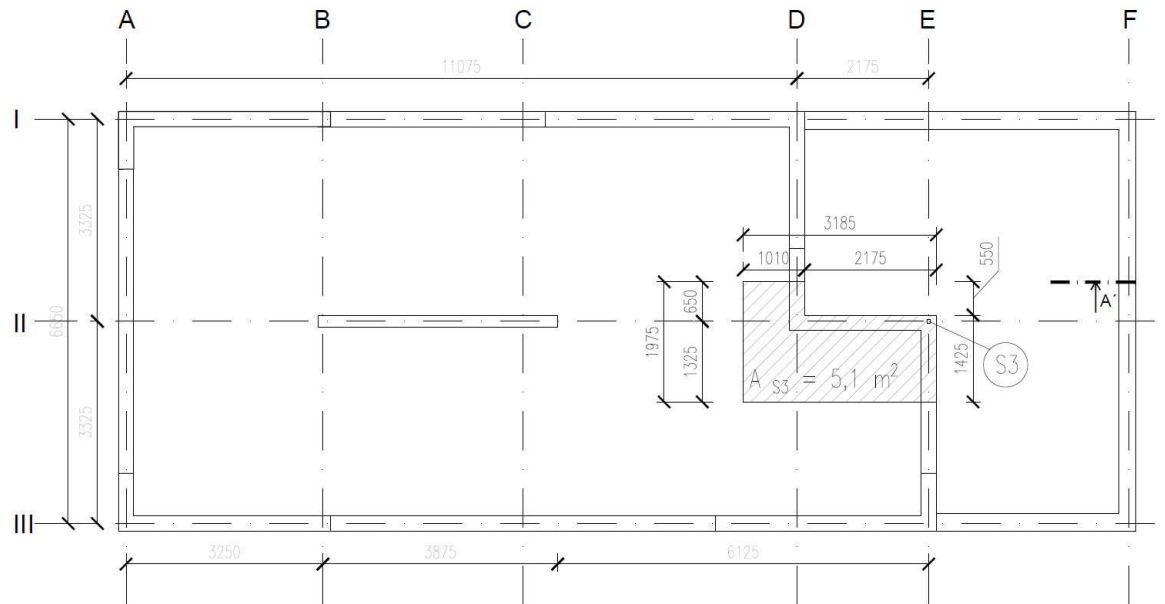
- výpočet zatížení na 1 m² stropu:
 - pro výpočet je uvažována skladba S2 (str.10), která nejvíce zatěžuje stropní desku

Typ zatížení	Popis zatížení	Tloušťka konstrukce [m]	(f _k) [kN/m ²]	Souč. zatížení (Y)	(f _d) [kN/m ²]
Stálé zatížení	Terasová Dlažba	0,035	0,18	1,35	0,243
	Dekplan 77 - přířez	0,0015	0,0012		0,0016
	Dekplan 77	0,0015	0,018		0,0243
	Filtek 200g/m ²	-	0,002		0,0027
	Liaporbeton	0~0,085	1,275		1,722
	EPS 150	0,140	0,032		0,0432
	Glastek 40 Mineral	0,004	0,0043		0,0058
	Dekprimer	-	-		-
	ŽB stropní deska	0,200	5		6,75
	Vnitřní omítka	0,010	0,16		0,216
					Σ 6,673
Proměnné zatížení	Užitné zatížení	-	3,0	1,5	4,5
	Příčky	-	1,2*		1,8
			Σ 4,2		Σ 6,3
Celkem			Σ 10,87		Σ 15,31

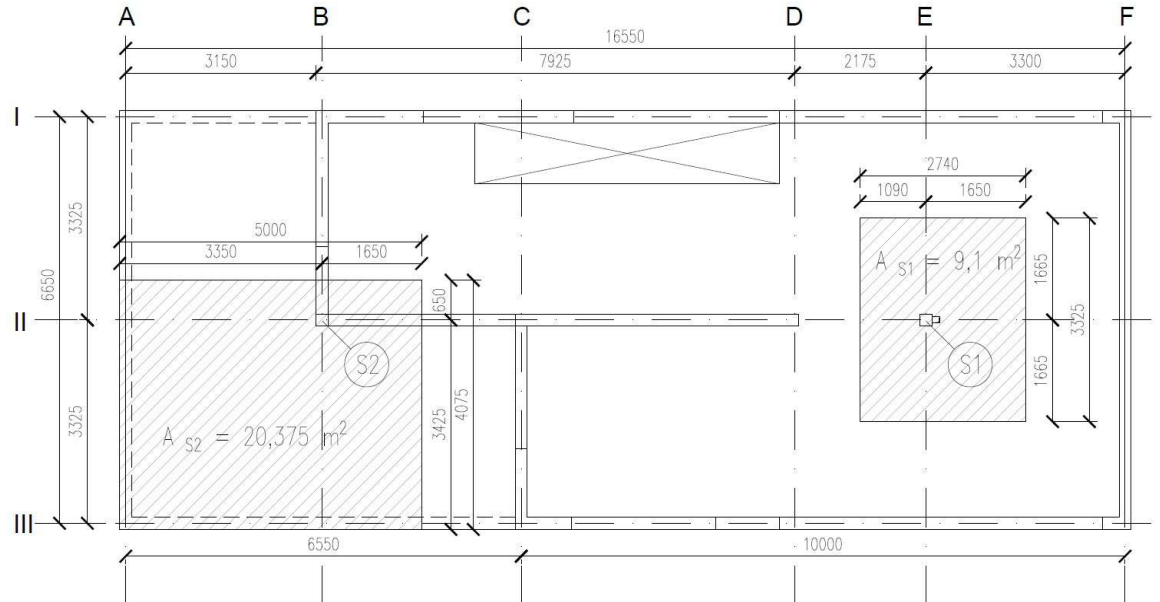
- užitné zatížení je uvažováno s charakteristickou hodnotou 3,0 kN/m² (Kategorie A - plochy pro domácí a obytné činnosti - pochozí terasa)
- Zatížení od příček, je zde nahrazeno plošným zatížením 1,2 kN/m². Ve výpočtech pomocí modelu, budou příčky uvažovány dle skutečné polohy a tíhy liniovým zatížením. Výška příček je ve 2.NP 2,865 m a v 1.NP 3,060 m.

3.4 Předběžný návrh svislých konstrukcí

Schéma zatížení sloupů
2.NP



1.NP



- Návrh sloupu S2 (B-II)
 - sloup S2 je dle zatěžovací plochy nejvíce zatěžovaný
 - stanovení zatížení na sloup - výška sloupu = 2,475m
 - pro výpočet zatížení bude uvažován rozměr sloupu 0,2x0,2 m, tento rozměr bude v dalších výpočtech ověřen

Typ zatížení	Popis zatížení	Zat'. plocha [m ²]	(f _k) [kN/m ²]	(f _d) [kN/m ²]	(Y)	(F _d) [kN]
	Zatížení na strop	20,375	-	15,31	-	311,94
	Zatížení na střechu	20,375	-	7,07		144,05
						Σ 456
Stálé zatížení	Zatížení od trámů	0,04	61,875		1,35	3,31
	Vlastní tíha sloupu	0,46	15,25			9,47
	Přítížení od stěn (2NP)	1,815	71,625			175,5
						Σ 188,3
Celkem						Σ 644,3

- návrh rozměrů:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Ed} \leq 0,8 \times A_{c,rq} \times f_{cd} + A_s \times f_{yd}$$

$$N_{Ed} \leq 0,8 \times A_{c,rq} \times f_{cd} + \rho \times A_{c,rq} \times f_{yd} \quad \rho = \frac{A_s}{A_c} \cong 2 \sim 3\%$$

$$A_{c,req} = \frac{N_{Ed}}{0,8 \times f_{cd} + \rho \times f_{yd}} = \frac{644,3 \times 10^3}{0,8 \times 20 + 0,02 \times 434,78} = 0,0261 \text{ m}^2$$

$$A_{c,prov} = 0,2 \times 0,2 = 0,04 \text{ m}^2 \geq A_{c,req} = 0,0261 \text{ m}^2$$
 - Předběžný návrh sloupu: 200x200 mm ($A_c = 0,04 \text{ m}^2$)
 - Předběžně zvolená tloušťka nosných stěn byla 200mm s ohledem na konstrukční zásadám.
- Předběžné posouzení tloušťky desky s ohledem na protlačení
 - lokálně podepřená je pouze deska nad sloupem S1 (E-II), proto bude posuzovaná deska u tohoto sloupu
 - zatěžovací plocha na sloup: $A_{S1} = 9,1 \text{ m}^2$ (viz. schéma 1.NP, str. 18)
 - stanovení zatížení na protlačení V_{Ed}

Typ zatížení	Popis zatížení	Zat'. plocha [m ²]	(f _k) [kN/m ²]	(f _d) [kN/m ²]	(Y)	(F _d) [kN]
	Zatížení na strop	9,1	-	15,31	-	139,32
Celkem						Σ 139,32

- stanovení účinné výšky desky:

$$d = \frac{1}{2} (d_x + d_y) = \frac{1}{2} (157 + 169) = 163 \text{ mm}$$

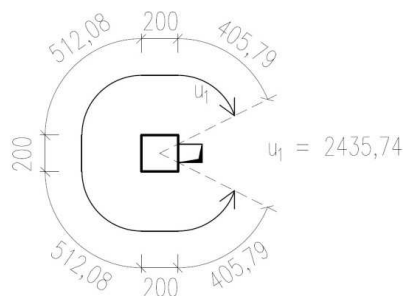
$$d_x = h_d - 1,5\phi - c = 200 - 1,5 \times 12 - 25 = 157 \text{ mm}$$

$$d_y = h_d - 0,5\phi - c = 200 - 0,5 \times 12 - 25 = 169 \text{ mm}$$

- stanovení délky kritických obvodů

$$u_0 = 2 \times (h+b) - 100 = 2 \times (200 + 200) - 100 = 700 \text{ mm}$$

- V těsné blízkosti sloupu prochází deskou stoupací odpadní potrubí - odtok z pochozí terasy. Tento úsek musí být zohledněn ve stanovení délky kontrolovaného úseku u_0 a u_1 . Přesný rozměr bude stanoven graficky viz. následující schéma:



$$u_1 = 2435,74 \text{ mm}$$

- součinitel $\beta = 1,15$ (vnitřní sloup)
v předběžném návrhu bude uvažován součinitel $\beta = 1,15$. Tento součinitel bude v následujících podrobnějších výpočtech upřesněn.

- stanovení zatížení v kontrolovaných obvodech

$$V_{Ed,0} = \frac{\beta \times V_{Ed}}{u_0 \times d} = \frac{1,15 \times 139,32 \times 10^3}{700 \times 163} = 1,404 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed,1} = \frac{\beta \times V_{Ed}}{u_1 \times d} = \frac{1,15 \times 139,32 \times 10^3}{2435,74 \times 163} = 0,404 \text{ MPa}$$

- stanovení únosnosti tlakové diagonály:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \times v \times f_{cd} = 0,4 \times 0,528 \times 20 = 4,224 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{aligned} v_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{100 \times \rho_1 \times f_{ck}} = \\ &= 0,12 \times 2 \times \sqrt[3]{100 \times 0,004 \times 30} = 0,549 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{163}} = 2,11 < 2,0$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \times \rho_{2x}} = 0,004 - \text{odhad vyztužení}$$

- posouzení únosnosti tlakové diagonály:

- $V_{ed,0} = 1,404 \text{ MPa} \leq v_{Rd,max} = 4,224 \text{ MPa}$

VYHOVUJE

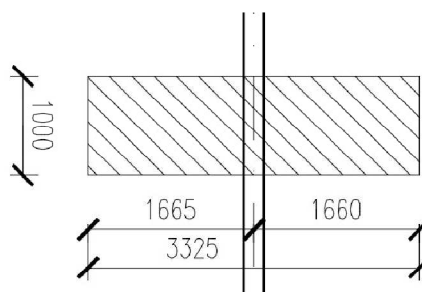
- posouzení smykové únosnosti desky bez smykové výztuže:

$$V_{ed,1} = 0,404 \text{ MPa} \leq V_{Rd,max} = 0,549 \text{ MPa} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Není nutné navrhovat smykovou výztuž na protlačení stropní desky.

3.5 Předběžný návrh základových konstrukcí

- Předběžný návrh základového pasu
 - $R_{dt} = 300 \text{ kPa}$ (F3 - MS)
 - Tloušťka stěny 200 mm
 - posuzovaná bude střední stěna - nejvíce zatížená
 - schéma zatížení základového pasu na 1 bm:



- výpočet zatížení (zatěžovací plocha 3,325x1 m):

Typ zatížení	Popis zatížení	Zat'. plocha [m ²]	(f _k) [kN/m ²]	(f _d) [kN/m ²]	(γ)	(V _{ds}) [kN]
	Zatížení na strop	3,325	-	15,31	-	50,91
	Zatížení na střechu	3,325	-	7,07		23,51
						Σ 74,42
Stálé zatížení	Vlastní tíha stěny (2x)	0,2	148,125		1,35	40
						Σ 40
						Σ 114,42
	Odhadované zatížení zákl. pasu - 0,1xF _d					0,1x114,42 = 11,442
Celkem						Σ 125,86

- výpočet efektivní plochy (A_{ef}):

$$A_{ef} = \frac{V_{ds}}{R_d} = \frac{125,86}{300} = 0,4195 \text{ m}^2$$

- šířka základového pasu:

$$\check{s}_{zp} = \frac{A_{ef}}{1 \text{ bm}} = \frac{0,4195}{1} = 0,420 \text{ m} \rightarrow \underline{0,45 \text{ m}}$$

- výška základového pasu:

$$v_{zp} = \text{tg} \alpha \times \left(\frac{\check{s}_{zp} - \check{s}_s}{2} \right) = \text{tg} 60^\circ \times \left(\frac{0,45 - 0,2}{2} \right) = 0,217$$

Výška pasu musí být 0,8~1,4 - kvůli nezámrazné hloubce.

Výška pasu tedy bude 1,0 m.

- posouzení základového pasu

- skutečná vlastní tíha základ. pasu

$$G_{zp} = Y_G \times (\check{s}_{zp} \times v_{zp} \times Y_b) = 1,35 \times (0,45 \times 1,0 \times 25) = 15,19 \text{ kN/bm}$$

- napětí v základové spáře

$$\sigma_{zp} = \frac{V_d \times G_{zp}}{A_{zp}} = \frac{114,42 + 15,19}{0,6} = 216,02 \text{ kPa} < R_{dt} = 300 \text{ kPa}$$

VYHOVUJE

- Předběžný návrh základové patky:

- $R_{dt} = 300 \text{ kPa}$ (F3 - MS)

- Rozměr sloupu: 200x200 mm

- Zatížení bylo převzato z předešlého výpočtu na str. 19, kde bylo určeno zatížení v patě sloupu. Toto zatížení bylo dále zvětšeno o odhadovanou vlastní hmotnost betonové patky - $0,1 \times F_d$

$$F_d = 644,3 \text{ kN}$$

$$G_{zp} = 0,1 \times F_d = 0,1 \times 644,3 = 64,43 \text{ kN}$$

$$\Sigma V_{zp} = F_d + G_{zp} = 644,3 + 64,43 = 708,73 \text{ kN}$$

- výpočet efektivní plochy

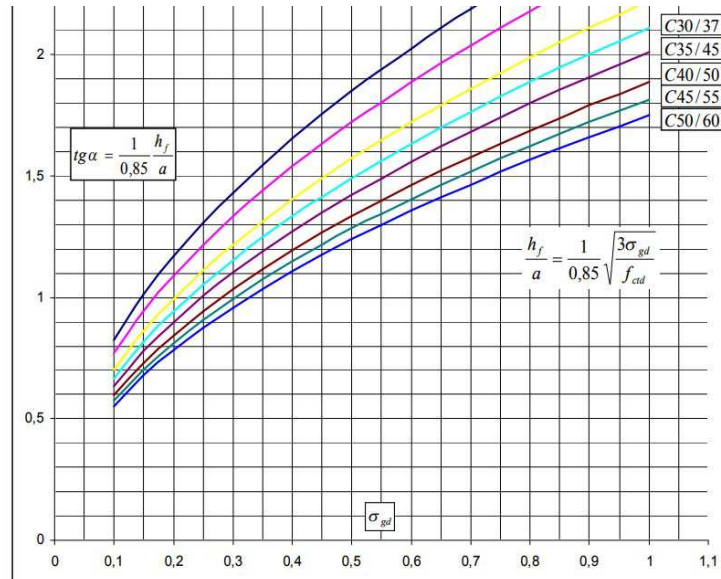
$$A_{ef} = \frac{V_{ds}}{R_d} = \frac{708,73}{300} = 2,363 \text{ m}^2$$

- rozměry základové patky

$$b_{zp} = l_{zp} = \sqrt{A_{ef}} = \sqrt{2,363} = 1,537 \rightarrow 1,6 \text{ m} (\rightarrow A_{ef} = 1,6^2 = 2,56 \text{ m}^2)$$

- výška základové patky

stanovení roznášecího úhlu prosté betonové patky
– viz následující diagram:



$\operatorname{tg} \alpha$ pro beton C30/37 a únosnost zeminy 300kPa = 1,05

$$v_{zp} = \operatorname{tg} \alpha \times \left(\frac{\check{s}_{zp} - \check{s}_s}{2} \right) = 1,05 \times \left(\frac{1,6 - 0,2}{2} \right) = 0,735 \text{ m}$$

Výška patky není dostačující z hlediska dosažení nezámrazné hloubky. Výška základové patky proto byla zvětšena na 1,0 m.

- posouzení základového patky

- skutečná vlastní tíha základové patky

$$G_{zp} = \gamma_G \times (b_{zp}^2 \times v_{zp} \times \gamma_b) = 1,35 \times (1,6^2 \times 1,0 \times 25) = 86,4 \text{ kN}$$

- napětí v základové spáře

$$\sigma_{zp} = \frac{V_d \times G_{zp}}{A_{zp}} = \frac{644,3 + 86,4}{2,56} = 285,43 \text{ kPa} < R_{dt} = 300 \text{ kPa}$$

VYHOVUJE

3.6 Předběžný návrh schodiště

- Schodiště je navrhované jako jednoramenné monolitické.
- Výpočet a schéma schodiště
 - Konstrukční výška: $k.v. = 3\,150\text{ mm}$
 - Doporučená výška stupně: $h_0 = 160 \sim 180\text{ mm}$
 - Počet stupňů v rameni

$$n = \frac{k.v.}{h_0} = \frac{3150}{175} = 18$$
 - Skutečná výška stupně:

$$h = \frac{k.v.}{n} = \frac{3150}{18} = 175\text{ mm}$$
 - Šířka stupně:

$$b = 630 - 2h = 630 - 2 \times 175 = 280\text{ mm}$$
 - Sklon schodiště:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{b} = \frac{175}{280} = 32^\circ$$
 - Velikost schodišťového prostoru:
 - délka ramen: $L = 18 \times 280 = 5\,040\text{ mm}$
 - šířka ramene: $1\,000\text{ mm}$
 - Tloušťka schodišťové desky:

$$h_{\text{sch}} = \left(\frac{L}{20} \sim \frac{L}{25} \right) = \left(\frac{5040}{20} \sim \frac{5040}{25} \right) = 252 \sim 201,6\text{ mm}$$

$$h_{\text{sch}} = 220\text{ mm}$$

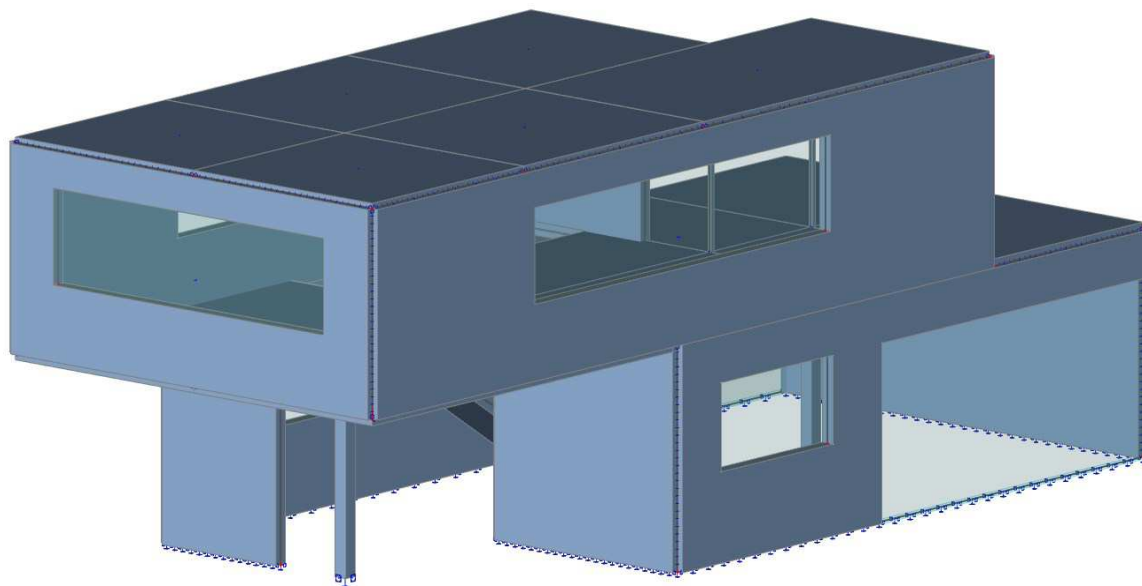
4 Výpočetní model a zjednodušené metody výpočtu

- Na základě předběžného výpočtu byl vytvořen výpočetní 3D model v programu Scia Engineer 17. Tloušťka stěn 200 mm, tloušťka stropní desky 200 mm, tloušťka střešní desky 150 mm a rozměry sloupů 200x200 mm.

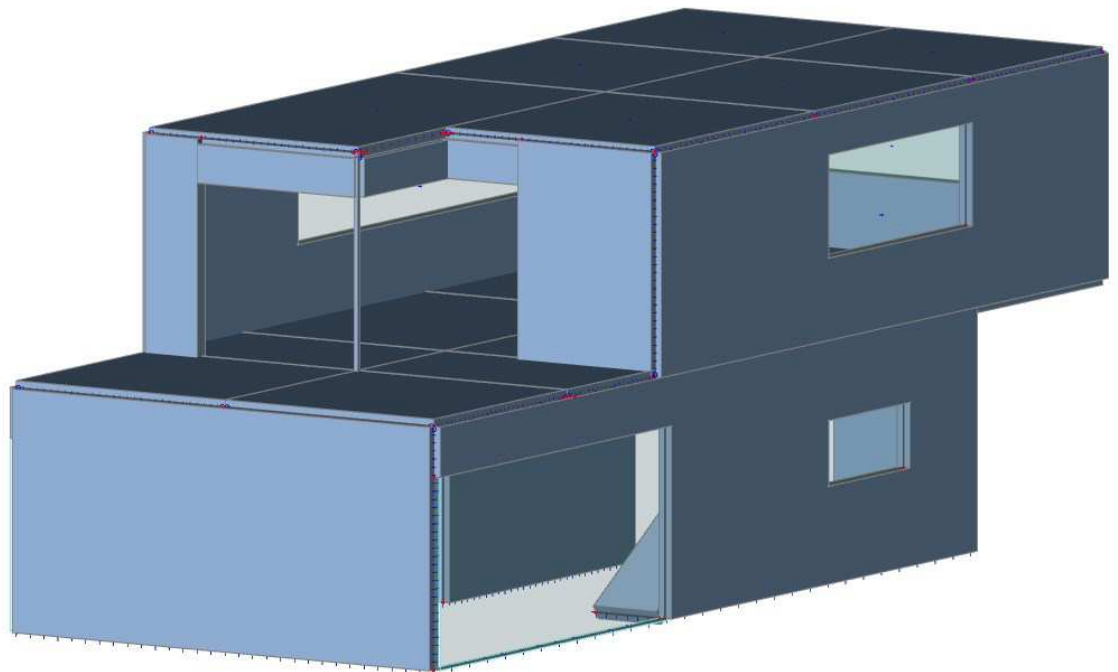
Konstrukce byla ve spodních podporách vetknuta do základů. Jelikož se jedná o monolit, byly předpokládány vetknuté spoje konstrukcí. Tento předpoklad bude v dalších výpočtech ověřen.

Zatížení vlastní tíhou program uvažuje sám, na základě zadaných vlastností materiálu. Ostatní stálé zatížení (konstrukce podlahy apod.) bylo modelováno jako celoplošné. Stejně tak zatížení užitná a zatížení sněhem. Zatížení od příček bylo vymodelováno jako liniové zatížení v místech skutečné polohy, dle projektu. Všechna tato zatížení byla rozdělena do jednotlivých skupin, pro které bylo vytvořeno několik kombinací.

- Vizualizace výpočetního modelu (axonometrie)
 - Jihovýchodní pohled

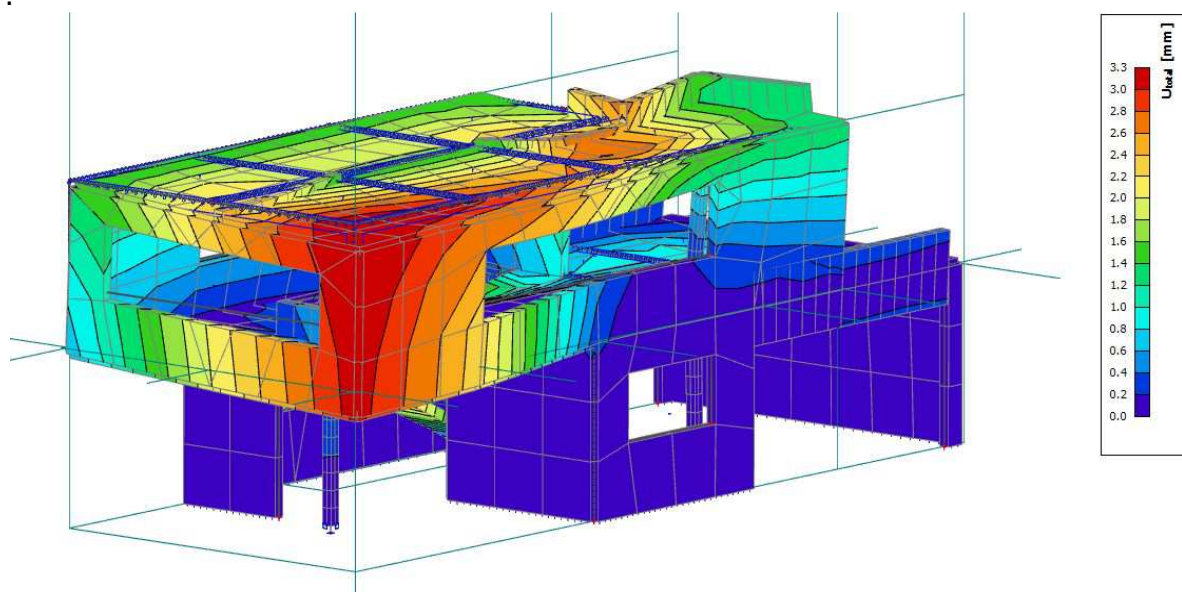


- Severozápadní pohled

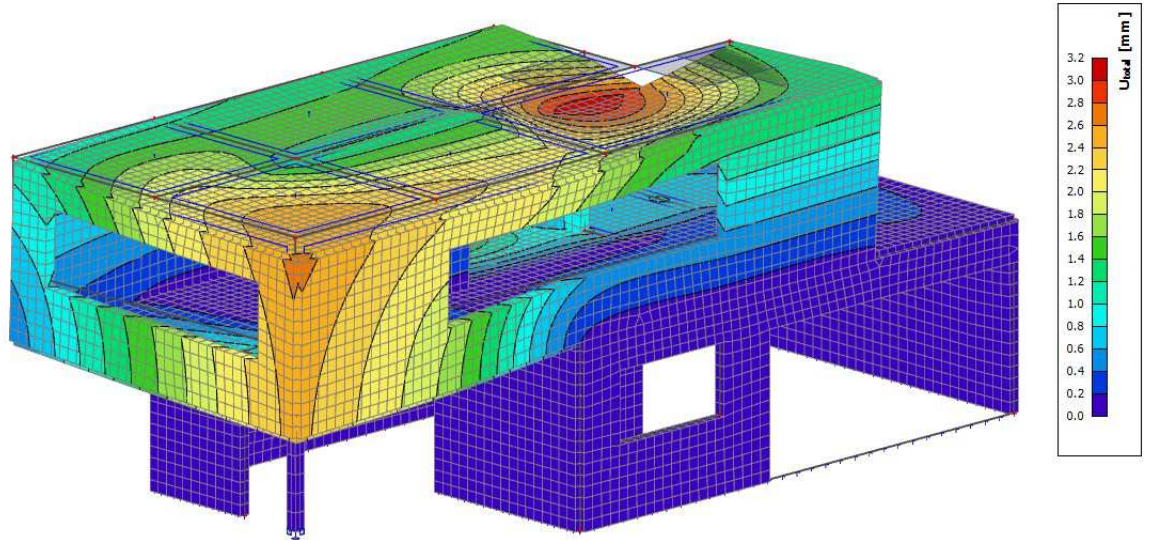


4.1 Verifikace modelu

- Správnost a funkčnost modelu byla kontrolována pro vlastní tíhu konstrukce. Sledován byl charakter průhybové čáry, zda odpovídá předpokladům. Tato podmínka byla splněna.



- Pro detailnější výsledky byla nastavena hustší výpočtová síť. Její rozměry byly zvoleny s ohledem na tloušťku konstrukce 200 mm. Tím dosáhneme přesnějších výsledků.
- Po kontrole průhybové čáry byl model zatížen veškerým působícím zatížením. Průhyb byl kontrolován pro kvazi-stálou kombinaci zatížení – součinitel Ψ_2 byl dle ČSN EN 199-1-1 uvažován hodnotou 0,3 pro užitná zatížení objektu kategorie A. Výsledné pružné průhyby byly příliš velké a návrh musel být upraven. V této fázi bylo rozhodujícím místem zalomení nosníku pod střešní deskou, které se projevilo po zanesení všech zatížení.



- Program počítá pružné průhyby. Tedy průhyby, při kterých je uvažován průřez s celou výškou. U železobetonu dochází ke vzniku trhlin a tudíž ke změně tuhosti průřezu.
- Předpokládané navýšení pružného průhybu je uvažováno předběžně jako zhruba desetinásobek.

$$w_{ef} = w_{pr} \times K_{creep} \times K_{crack} + \gamma_{sh} \leq w_{max} = \frac{L}{250} \left(\frac{L}{200} \right)$$

w_{ef}	...odhad skutečného průhybu
w_{pr}	...pružný průhyb vypočten programem
K_{creep}	...zohlednění modulu pružnosti – odhad: 3
K_{crack}	...zohlednění vzniku trhlin, tedy poklesu momentu setrvačnosti průřezů – odhad: 2
γ_{sh}	...odhad vlivu smršťování betonu – odhad: 20%
w_{max}	...maximální průhyb

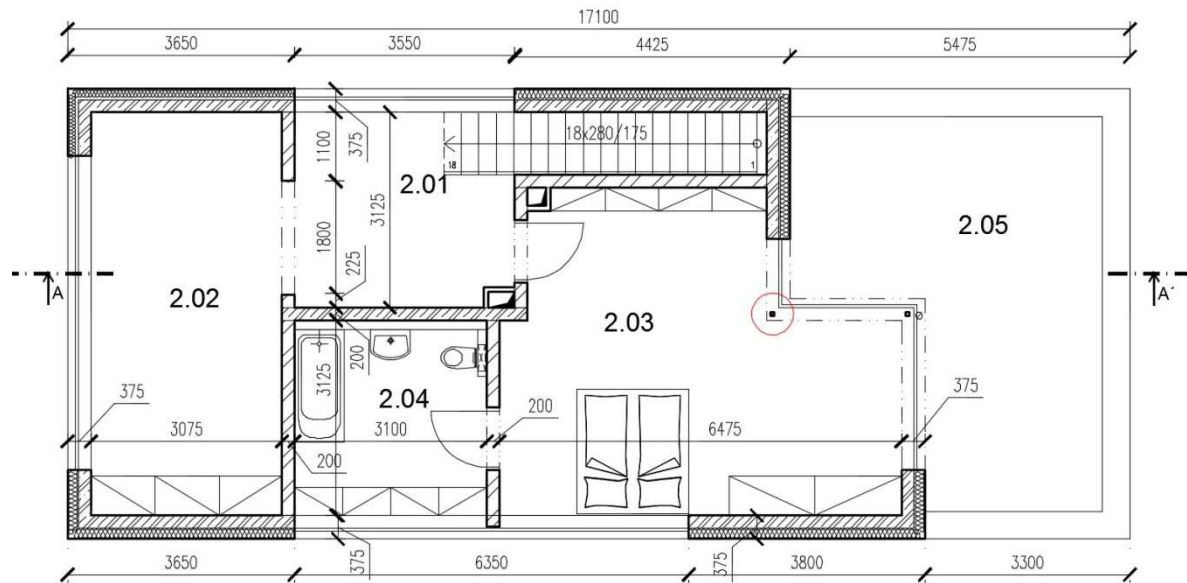
největší rozpětí střešní desky: $L = 3\,950$ mm

$$w_{max} = \frac{L}{200} = \frac{3950}{200} = 19,75 \text{ mm}$$

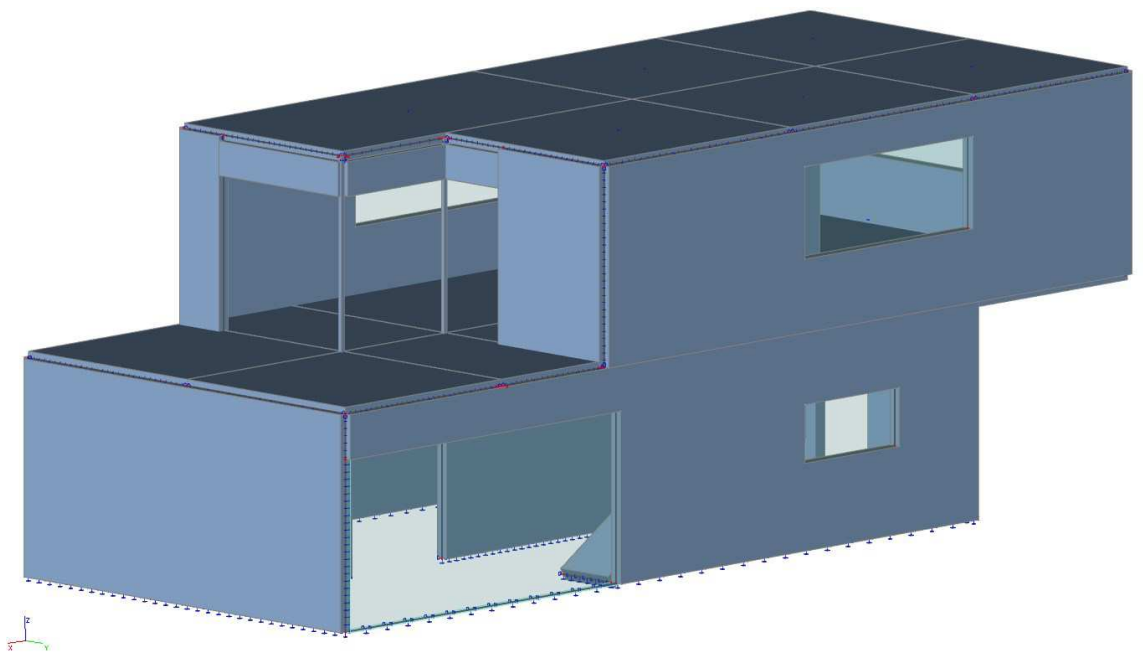
- Tato problematika bude řešena ještě v rámci podrobného výpočtu.
- pružné průhyby by se měly pohybovat v rozpětí maximálně do 2 mm

Rodinný dům v Halounech

- Těchto hodnot nelze ve střešní desce dosáhnout. Deformace střešní desky jsou nadměrné. Je třeba upravit konstrukční systém.
- Do místa zalomeného nosníku, kde docházelo k největším průhybům, byl přidán druhý ocelový sloup: Jekl 60 x 60 x 8.0.
- Druhé kritické místo - překonzolovaná část domu, bude řešena samostatně v dalších výpočtech.
- Upravený půdorys objektu: 2.NP

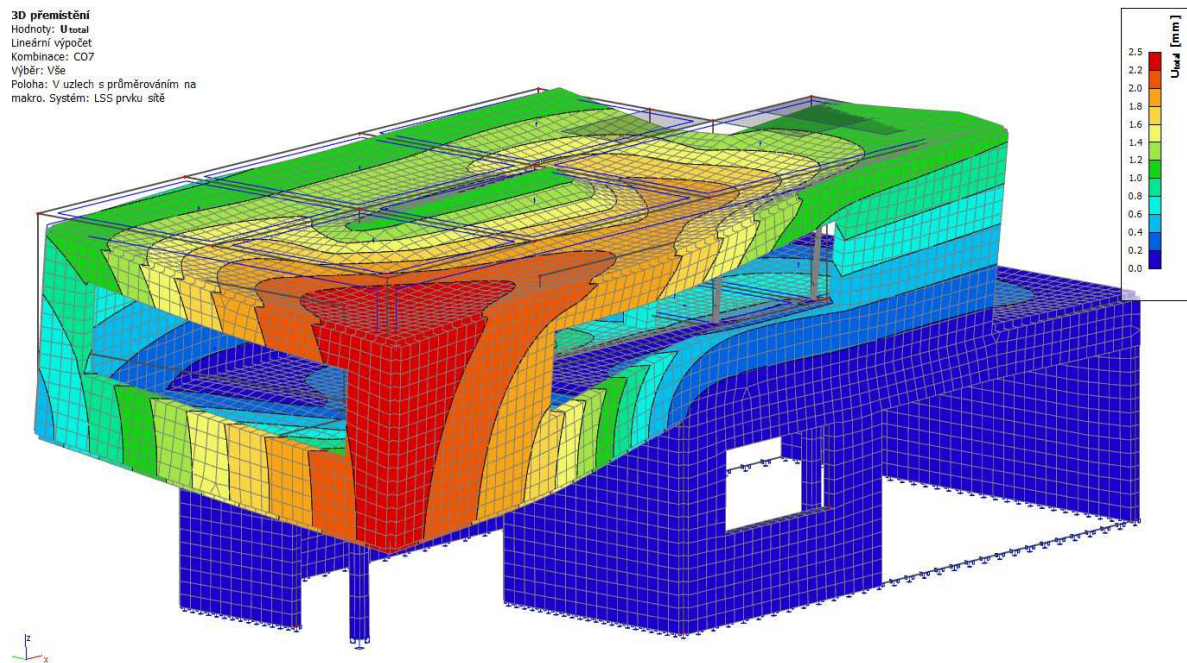
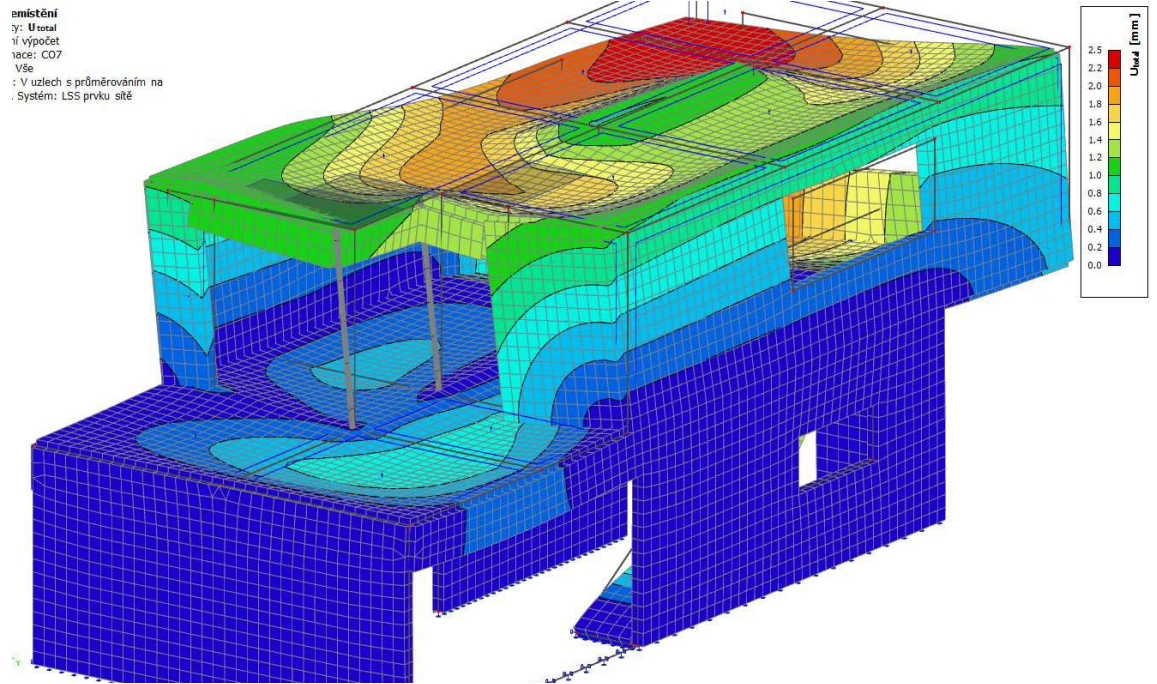


- Upravený výpočetní model:



Rodinný dům v Halounech

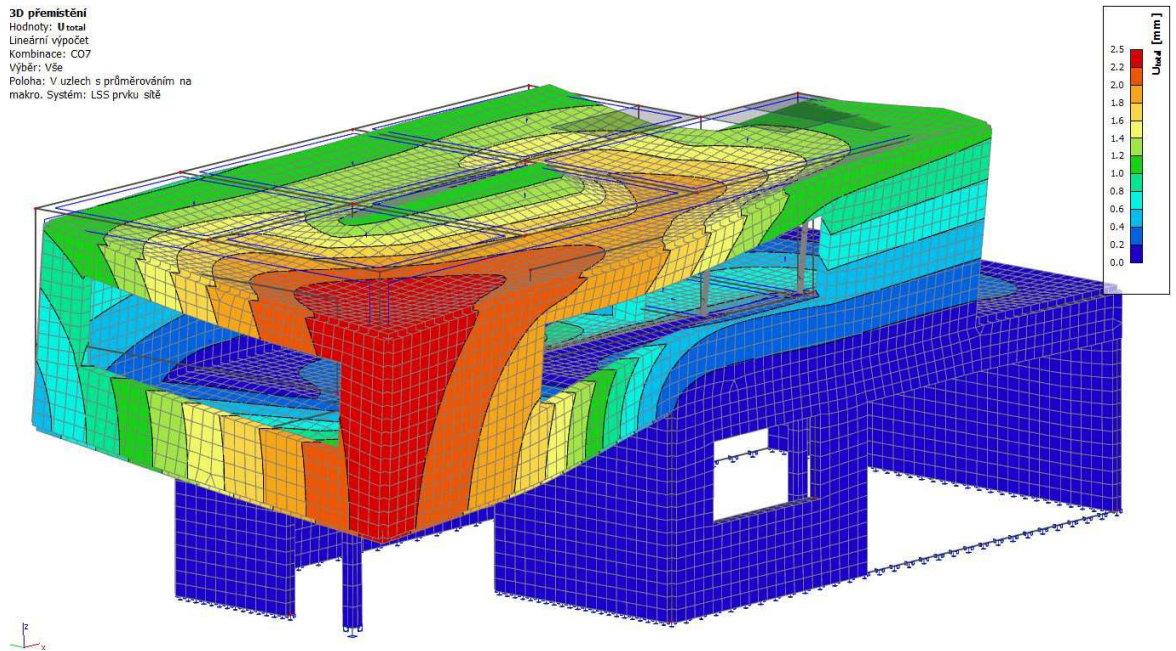
- Výsledné pružné průhyby, po přidání ocelového sloupu:



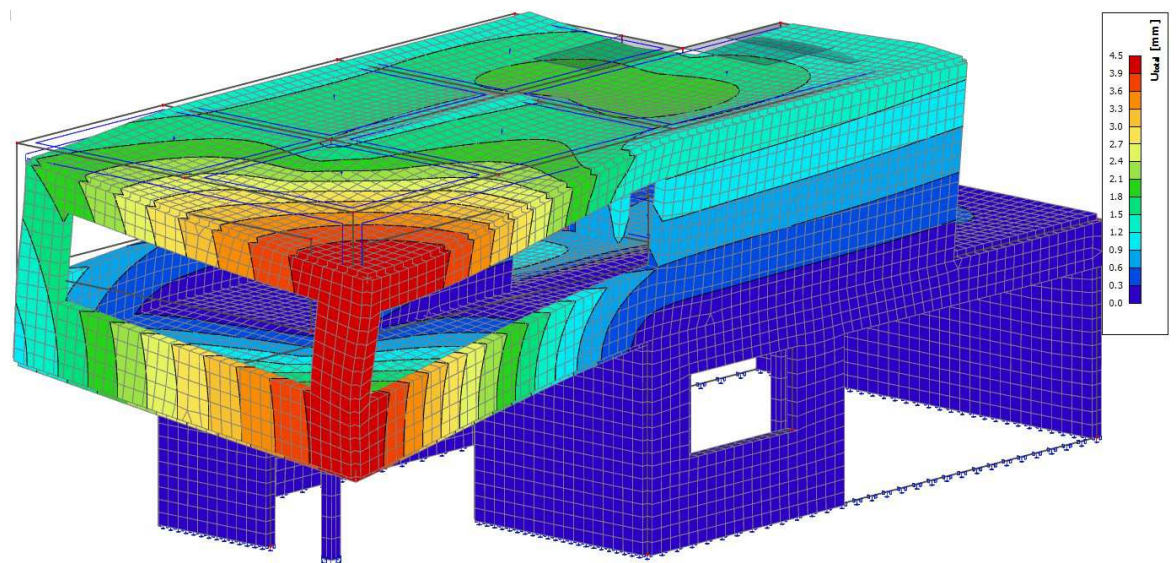
4.2 Analýza vlivu velikosti otvorů na průhyb konzoli

- Cílem analýzy velikosti otvorů, bylo zjistit, zda bude mít posun otvorů a tím zmenšení sloupku v rozích konzole negativní vliv na pružné průhyby vypočítané pomocí programu.
- původní návrh – pružný průhyb = 2,5 mm
vzdálenost bočního okna od okraje = 3 375 mm
vzdálenost čelního okna od okraje = 800 mm

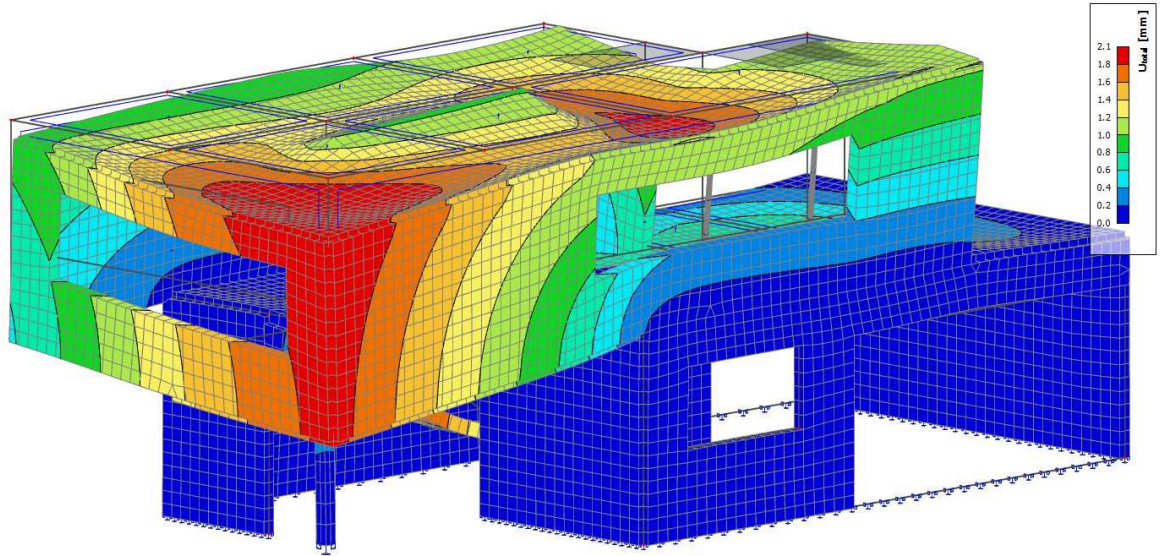
3D přemístění
Hodnoty: U_{total}
Lineární výpočet
Kombinace: CO7
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť



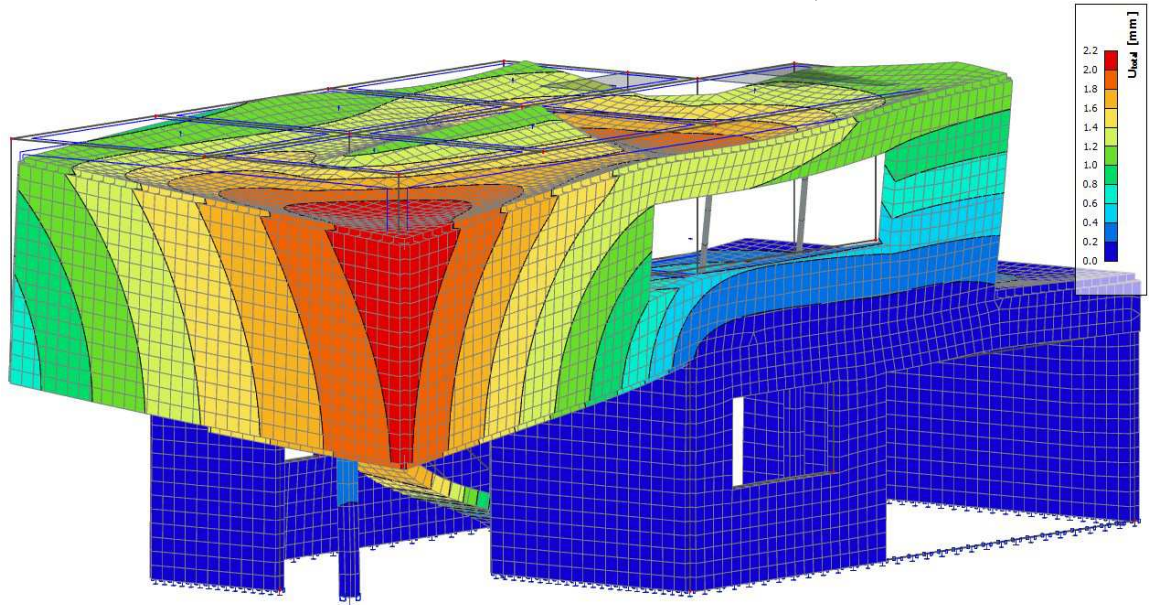
- posun okna směrem k okraji překonzolované části objektu
 - pružný průhyb = **4,5 mm**
vzdálenost okna od okraje = **225 mm**
vzdálenost čelního okna od okraje = 800 mm



- posun okna směrem od okraje překonzolované části objektu
 - pružný průhyb = **2,1 mm**
 - vzdálenost okna od okraje = **5,375 mm**
 - vzdálenost čelního okna od okraje = 800 mm



- odstranění otvoru v čele překonzolované části objektu
 - pružný průhyb = **2,2 mm**
 - vzdálenost okna od okraje = 5,375 mm
 - vzdálenost čelního okna od okraje = **bez otvoru**

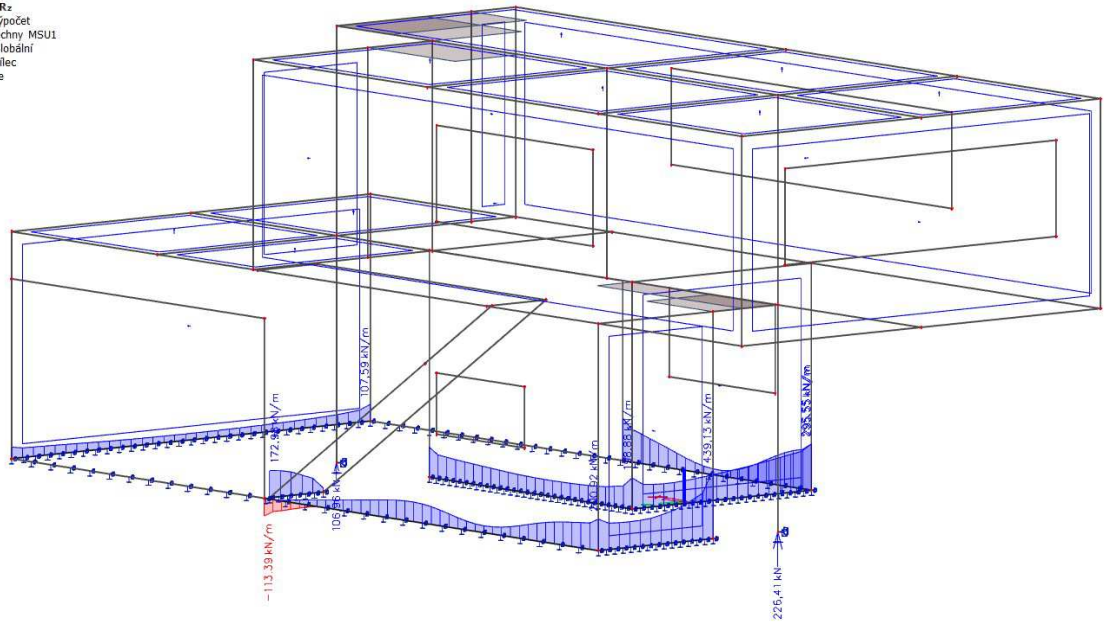


- Závěr analýzy:

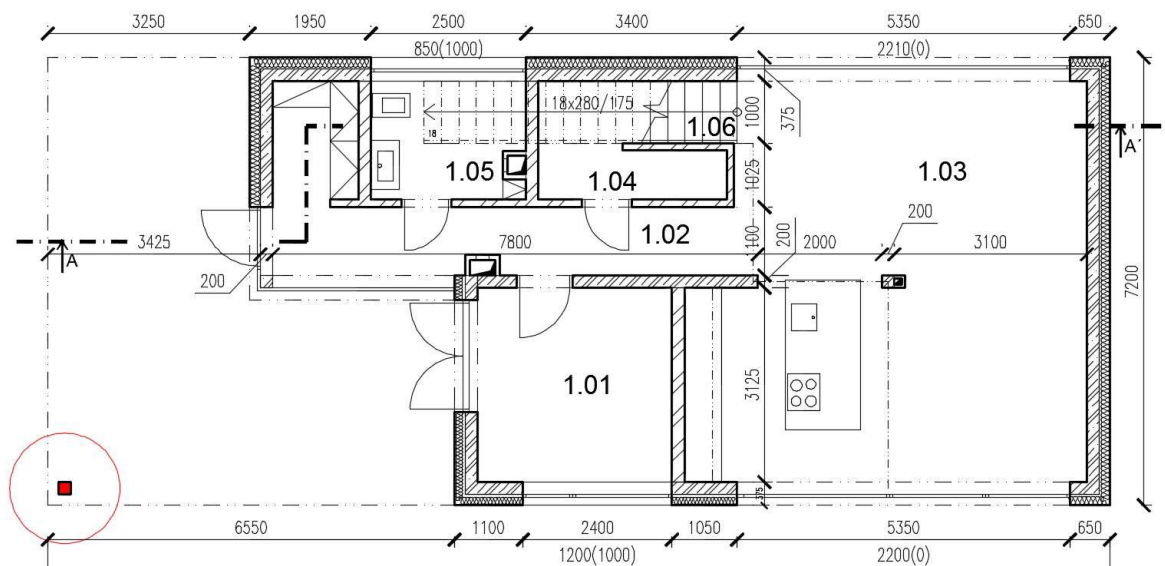
Zmenšování rozměru svíslé stěny, která spojuje stropní a střešní desku má velký vliv na deformace vykonzolované části konstrukce. Průhyb se výrazně zvyšuje. Ze statického úhlu pohledu by ideálním stavem byla druhá možnost – tedy posun bočního okna směrem od okraje překonzolované části. Ale zmenšení průhybu, není dostatečné – zanedbatelné. Bude proto ponechána původní poloha otvorů.

4.3 Kontrola reakcí v podporách:

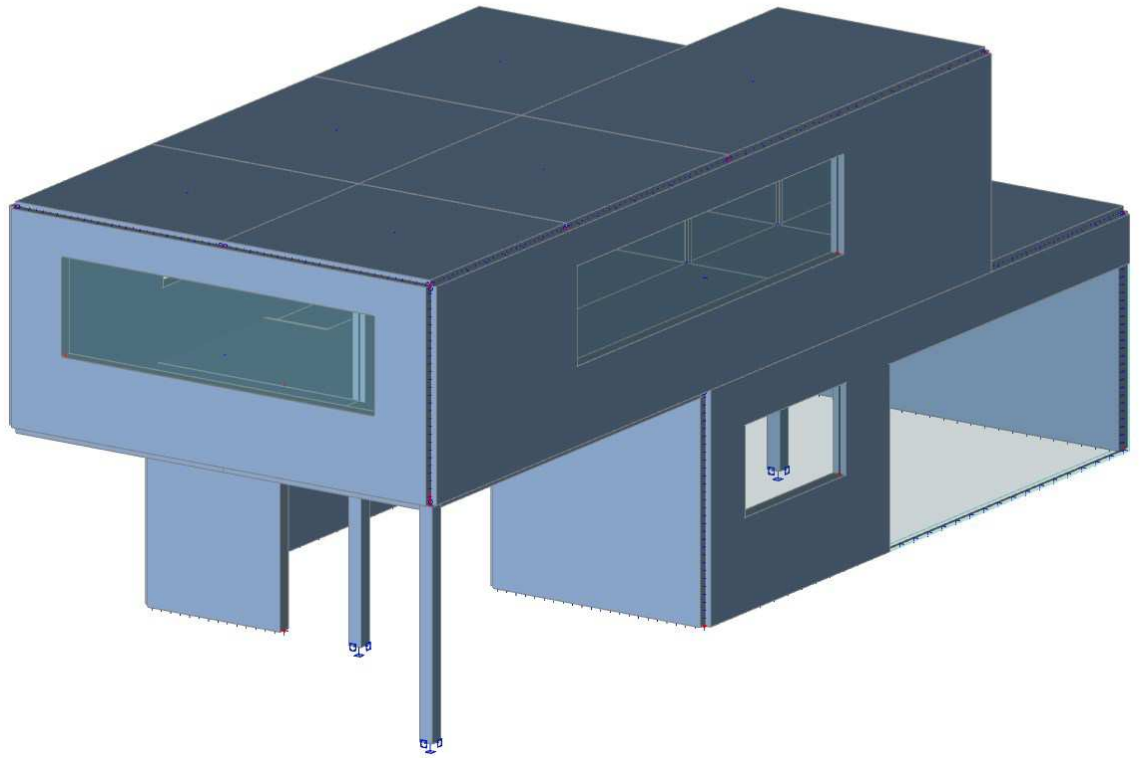
akce
 dnoty: R_z
 eární výpočet
 da: Všechny MSU1
 stém: Globální
 řem: Dilec
 ěr: Vše



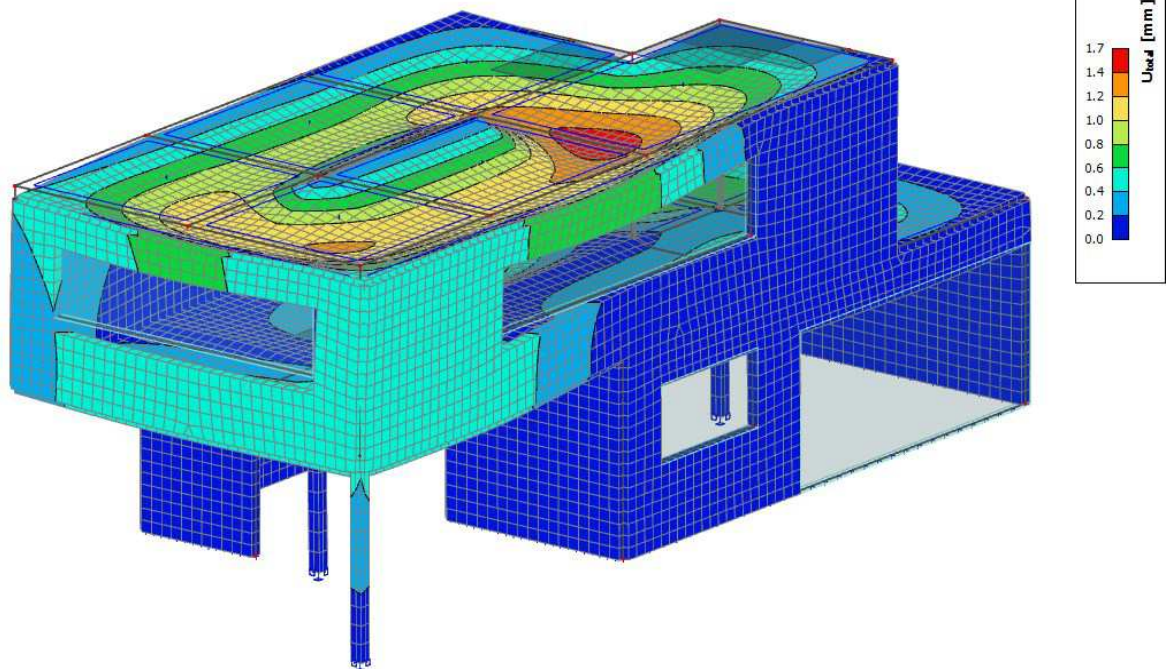
- Z výsledných reakcí v podporách, bylo zřejmé, že u konstrukce dochází k překlápění celého objektu, vlivem masivní konzoly.
- Jedním z řešení problému s překlápěním objektu by bylo kotvit konstrukci do podloží pomocí základových pilot. Vzhledem k velikosti a charakteru objektu, bylo zvoleno řešení s úpravou dispozice — vložení betonového sloupu, podepírajícího vykonzolovanou část. Tato úprava vyžadovala souhlas architekta.
- Upravený půdorys objektu: 1.NP



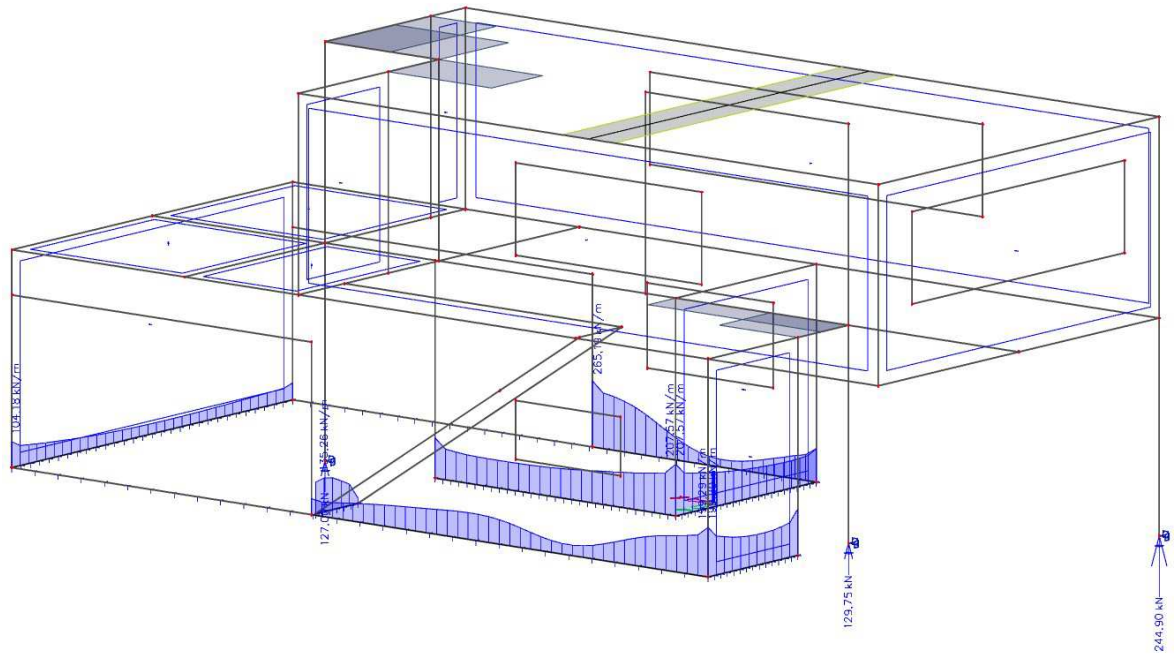
- Upravený výpočetní model:



- Ověření pružných průhybů (max. 2 mm)



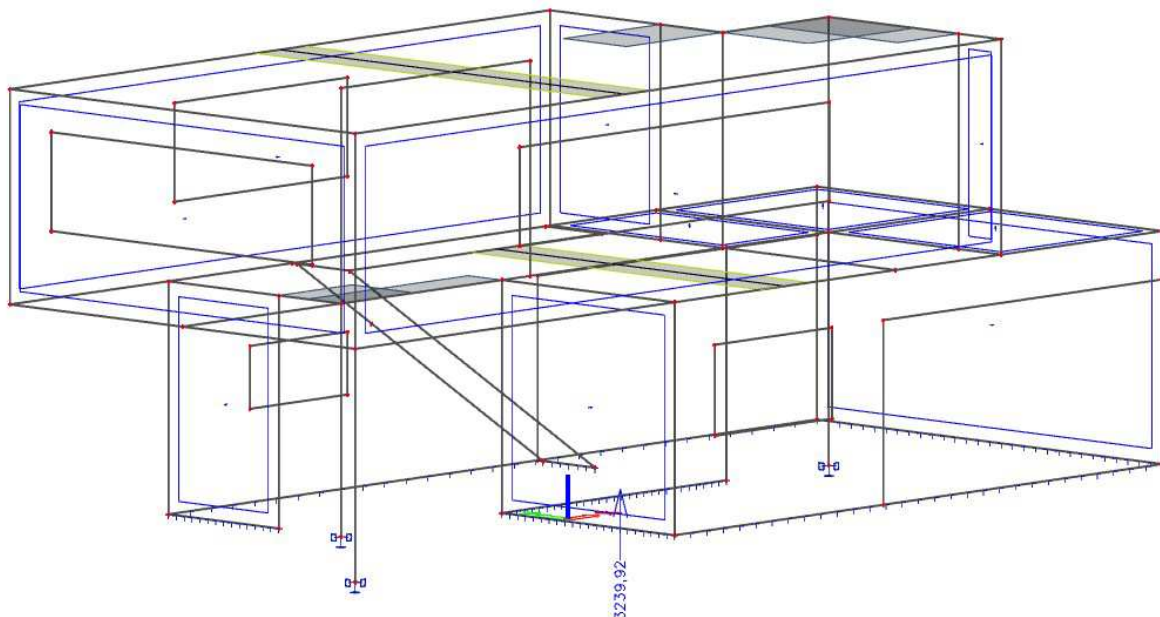
- Ověření reakcí v podporách (žádné tahové síly)



- Navržená úprava je vyhovující – nikde nevznikají tahy v základové spáře.

4.4 Ověření výsledků výpočtového modelu zjednodušenými metodami

- Pro ověření výsledků výpočtového modelu byly vybrány některé výsledky. První kontrola byla provedena pomocí Výslednice sil z reakcí v podporách. Tato hodnota byla srovnána s ručním výpočtem, kde bylo sečtené veškeré zatížení.
- Výslednice reakcí modelu = 3 239,92 kN



- Ruční výpočet zatížení

Popis zatížení	Zat. plocha [m ²]	(f _k) [kN/m ²]	(f _d) [kN/m ²]	(γ)	(F _d) [kN]
Střecha (2NP)	84,9	-	7,07	-	600,24
Stěny (2NP)	8,75	71,625	-	1,35	846,07
Strop (1NP)	81,5	-	15,31	-	1247,77
Stěny (1NP)	8,72	76,5	-	-	900,56
Schodišťová deska	5,94	5,5	-	1,35	44,105
Schodišťové stupně	-	11,025	-	-	14,88
Užitné schodišťové	5,94	3	-	1,5	26,73
Odečet otvorů ve svislých stěnách (okna, dveře, průchody)	2,99	-35	-	1,35	-141,28
	0,48	-30	-		-19,44
	0,5	-21,25	-		-14,34
	4,07	-56,25	-		-309,07
Odečet otvoru ve stropní desce	5,04	-	-15,31	-	-77,16
Celkem					3118,99 kN

- Porovnání výsledků:

Hodnota z výpočtového modelu : $F_{d\text{model}} = 3\,239,92 \text{ kN}$

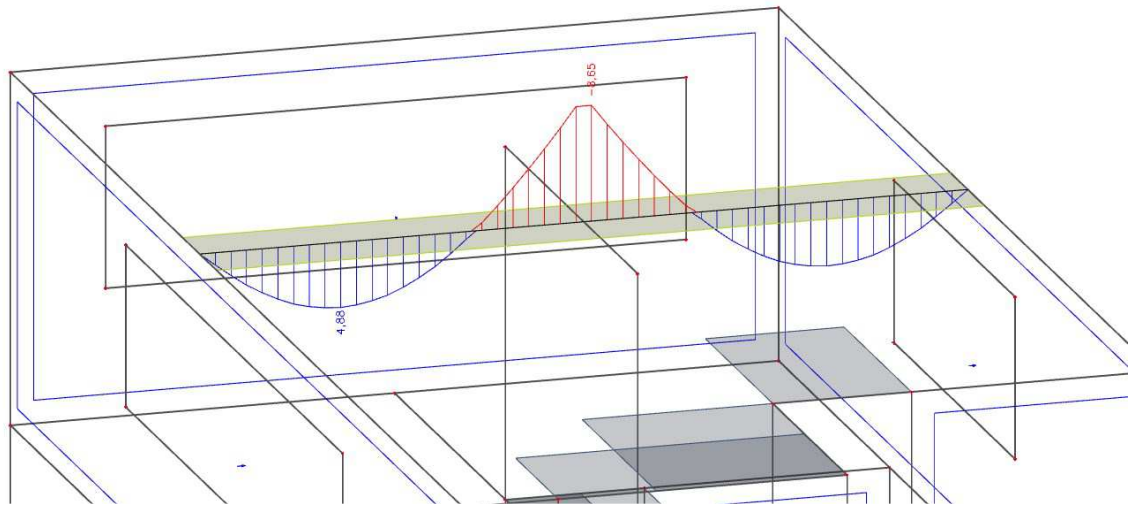
Hodnota z ručního výpočtu : $F_{d\text{ruční}} = 3\,118,99 \text{ kN}$

Výpočet odchylky obou výsledků :

$$\psi = \left(\frac{F_{d\text{model}}}{F_{d\text{ruční}}} - 1 \right) \times 100 = \left(\frac{3239,92}{3118,99} - 1 \right) \times 100 = 3,9\%$$

Odchylka mezi výsledky je malá, tudíž lze uvažovat, že model je zatížen správně.

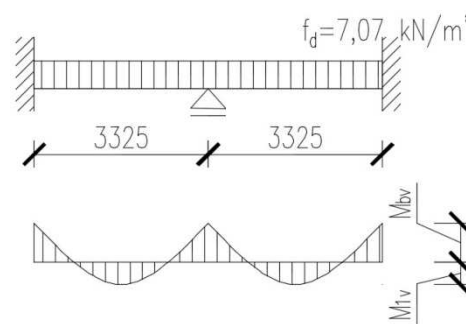
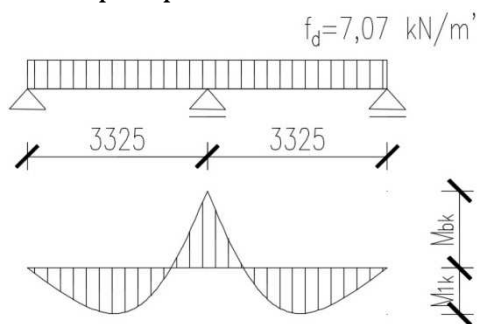
- Dále byla provedena kontrola momentů na střešní desce. Zde lze zjednodušenou ruční metodou spojitě desky, zkontrolovat výsledky z modelu.
- Pomocí integračního pásu byly zjištěny momenty na desce:



Výsledné hodnoty: nad podporou: -8,65 kNm
v poli: 4,88 kNm

- Ruční výpočet: jednosměrně pnutá deska o dvou spojitých polí

předpokládané schéma:



	Vzorec	L [m]	f_d	M [kNm]
M1k	$\frac{9 \times f_d \times l^2}{128}$	3,325	7,07	5,49
Mb1k	$\frac{f_d \times l^2}{-8}$			-9,77

	Vzorec	L [m]	f_d	M [kNm]
M1v	$\frac{f_d \times l^2}{24}$	3,325	7,07	3,257
Mb1v	$\frac{f_d \times l^2}{-12}$			-6,514

- Porovnání výsledků

Druh výpočtu	Nad podporou	V poli
Zjednodušený výpočet - vetknutí	-6,514	3,257
Výpočet v programu	-8,65	4,88
Zjednodušený výpočet - kloubové podepření	-9,77	5,49
Rozdíl v %	12,9 %	12,5 %

Odchylka mezi výsledky je malá, tudíž lze uvažovat, že model je zatížen správně.

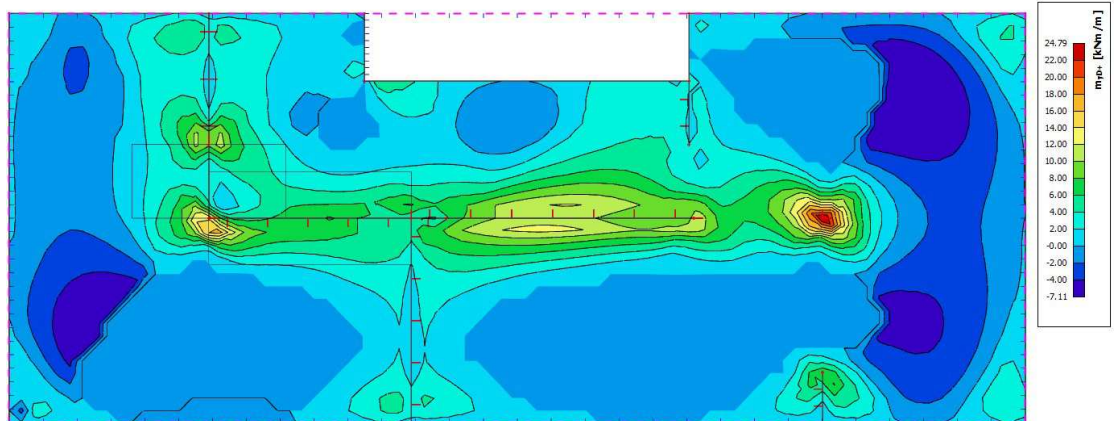
- Hodnoty vypočítané pomocí programu se pohybují mezi výsledky zjednodušeného výpočtu pro vetknutí a pro kloubové podepření. To naznačuje předpoklad, že spojení konstrukcí nelze jednoznačně označit za vetknutí či prosté podepření.
- Na základě těchto kontrol lze předpokládat, že model funguje správně a dále se ve výpočtech bude uvažovat s hodnotami vyplývajícími z modelu.

5 Podrobný návrh stropní desky

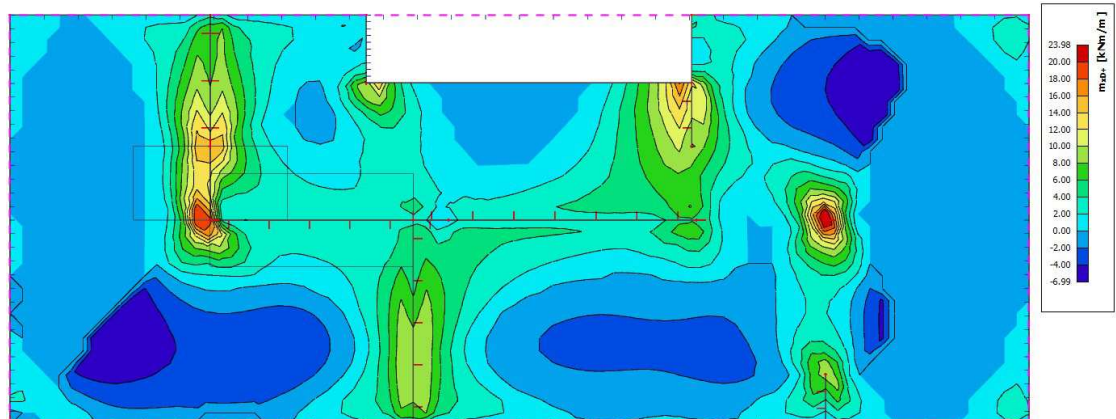
- Návrh bude proveden dle hodnot získaných z výpočetního programu.

5.1 Návrhové hodnoty dimenzačních ohybových momentů

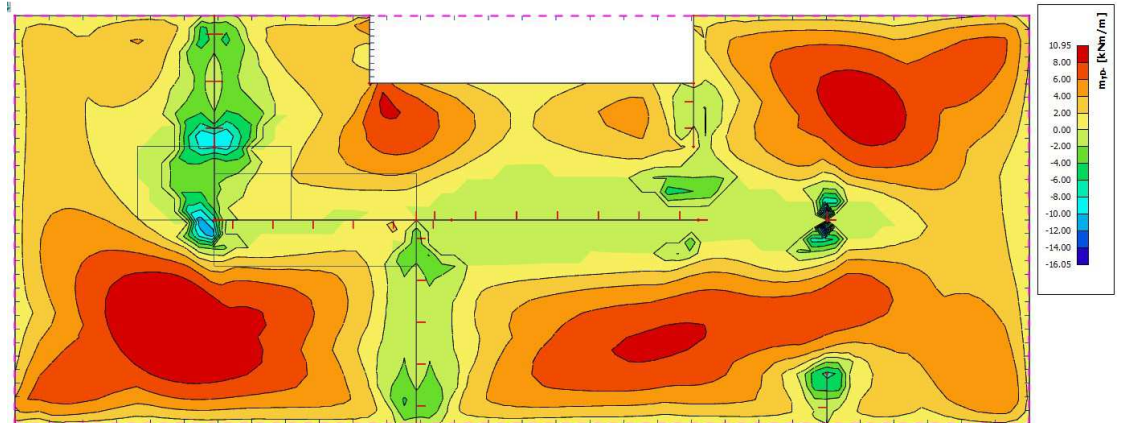
Nadpodporové návrhové dimenzační ohybové momenty ve směru y



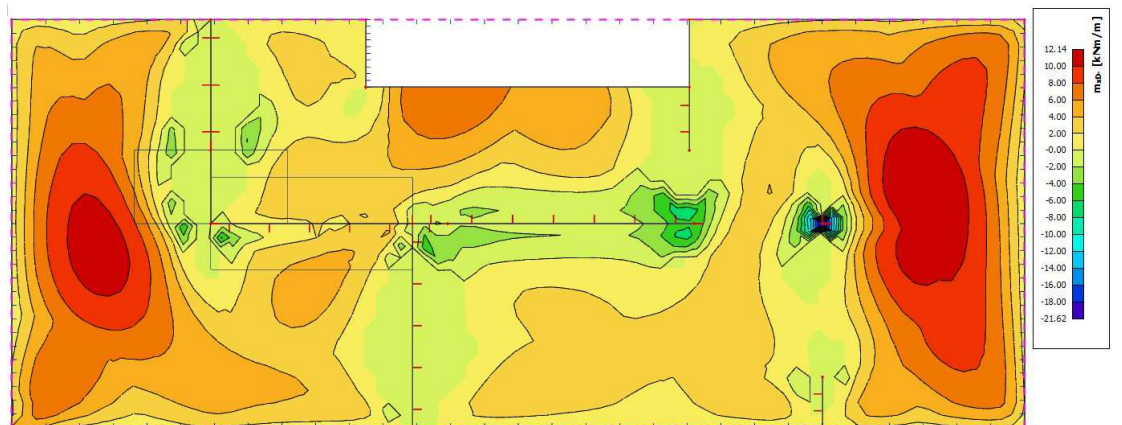
Nadpodporové návrhové dimenzační ohybové momenty ve směru x



Mezipodporové návrhové dimenzační ohybové momenty ve směru y



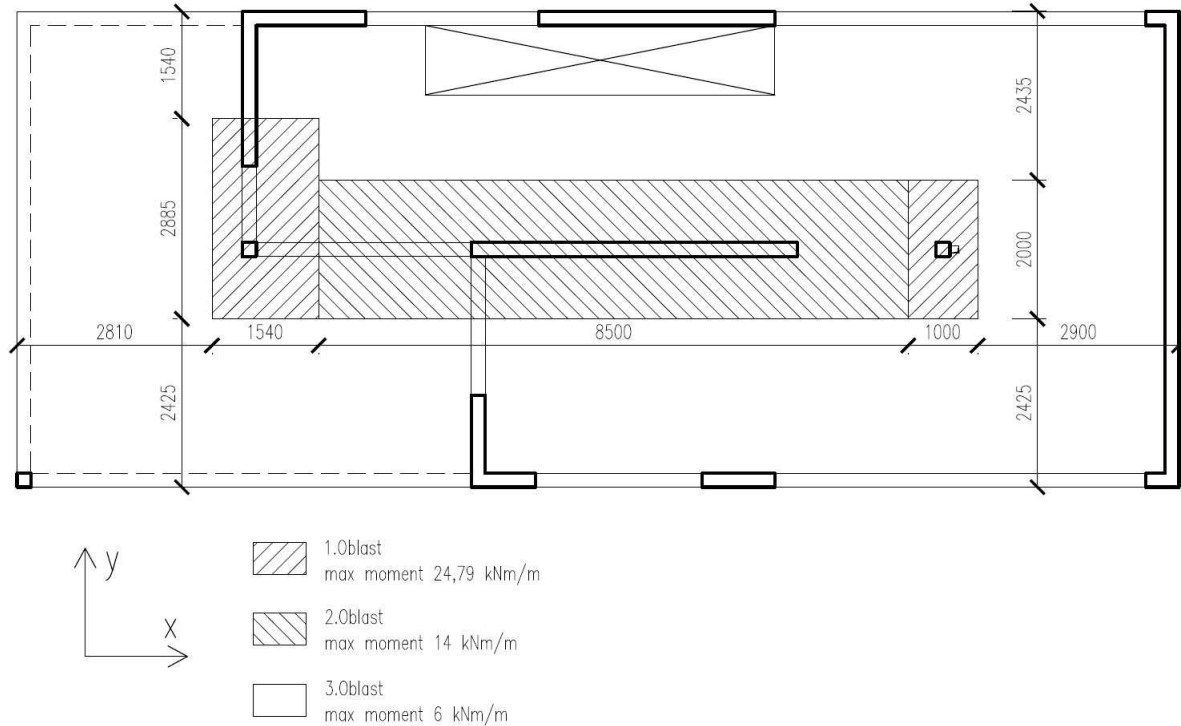
Mezipodporové návrhové dimenzační ohybové momenty ve směru x



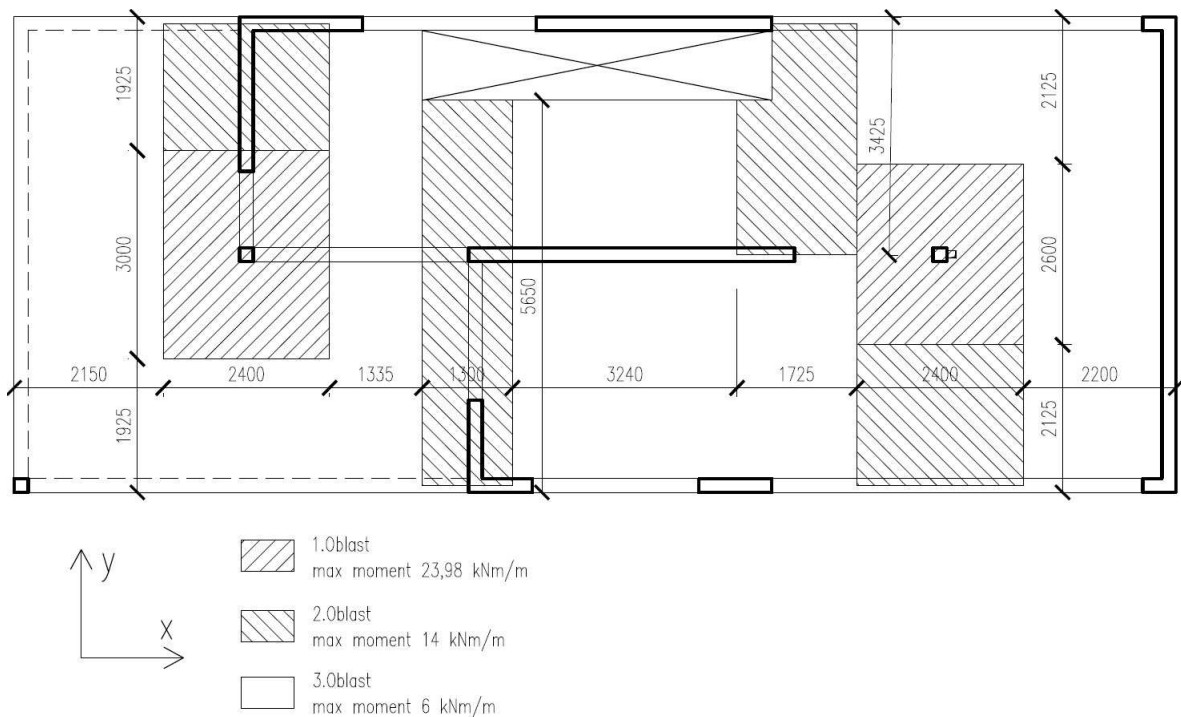
5.2 Návrh ohybové výztuže stropní desky na MSÚ

5.2.1 Rozdělení stropní desky na oblasti dle namáhání

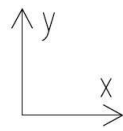
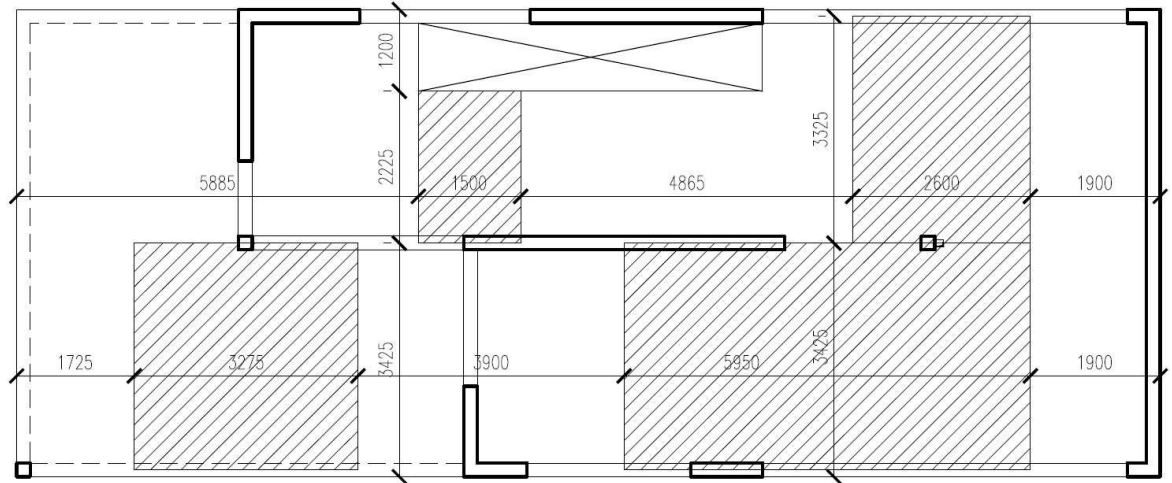
Horní výztuž – směr y




Horní výztuž – směr x

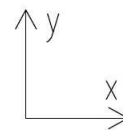
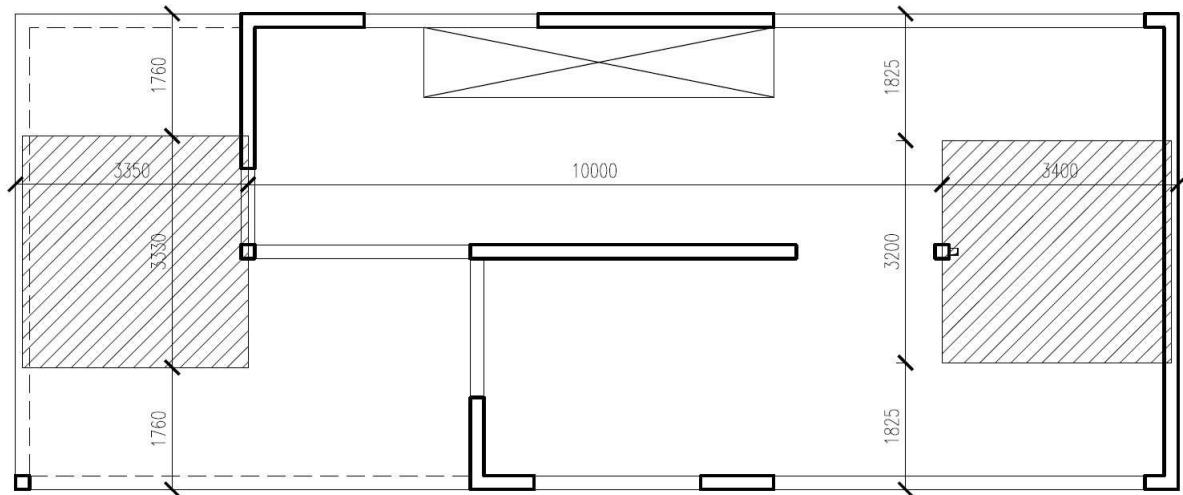




Spodní výztuž – směr y



-  1.Oblast
max moment 10,95 kNm/m
-  2.Oblast
max moment 6 kNm/m

Spodní výztuž – směr x



-  1.Oblast
max moment 12,14 kNm/m
-  2.Oblast
max moment 6 kNm/m

5.2.2 Návrh ohybové výztuže

• Konstrukční zásady:

- tloušťka desky: 200 mm
- uvažovaná výztuž: $\varnothing 12$
- krytí: 25 mm
- účinná výška průřezu

$$d = h - c - \frac{\varnothing}{2} = 200 - 25 - 6 = 169 \text{ mm}$$

- minimální vyztužení pro MSÚ a MSP (omezení šířky trhliny):

$$a_{s,\min} = 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1000 \times 169 = 219,7 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm} \times d \times b}{f_{yk}} = 0,26 \times \frac{2,9 \times 139 \times 1000}{500} = 209,6112 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,\min} = \frac{k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \times 1,0 \times 2,9 \times 100000}{250} = 464 \text{ mm}^2$$

$$k_c = 0,4$$

$$k = 1,0$$

$$f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$A_{ct} = b \times \frac{h_d}{2} = 1000 \times 100 = 100\,000 \text{ mm}^2$$

σ_s = pro šířku trhliny 0,3 až 0,4 mm je napětí odhadnuto na 250 MPa

- maximální vyztužení:

$$a_{s,\max} = 0,04 \times b \times h_d = 0,04 \times 1000 \times 200 = 8\,000 \text{ mm}^2$$

- maximální vzdálenost mezi pruty

$$s_{\max} = \min(2h; 300) = \min(2 \times 200; 300) = 300 \text{ mm}$$

- minimální počet prutů

$$(1000/s_{\max}) = (1000/300) = 3,33 = \min 4\varnothing/bm$$

- kotevní délka:

$$l_{b,rqd} = A \times \varnothing = 36,25 \times 12 = 435 \text{ mm}$$

$$A = 36,25 \text{ (pro beton C30/37)}$$

Tyto zásady budou dodrženy při návrhu výztuže desky.

- Minimální výztuž pro zamezení vzniku raných trhlin, byla provedena pomocí softwaru. Použité vzorce:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 1,3 (h - x) \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) \right]$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x) \frac{1}{E_s}$$

$$E_s = 200 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \sigma_s \dots \text{ napětí ve výztuži}$$

$$\varepsilon_{cm} = k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) \quad k_t = 0,4$$

$$f_{ct,eff} = \text{pro rané trhliny uvažujeme } 0,5f_{ctm} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{a_s}{b h_{c,eff}} = \frac{678 \times 10^{-6}}{1 \times 0,0545} = 0,01244$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h - x_{cr}}{3}; \frac{h}{2} \right\}$$

TAH		1	2
Prvek - výška	h=	0,2	0,2
šířka	b=	1	1
	h_cr	0,1	0,1
krytí	c=	0,025	0,025
průměr výztuže		0,010	0,012
Beton	fct,eff=	1,45	1,45
alfa e		7,14	7,14
k	k=	1	1
k_c	k_c	1	1
součinitel	k1	0,8	0,8
	k2	1	1
	k3	3,400	3,400
	k4	0,425	0,425
	k_t	0,4	0,4
A_ct	A_ct=	0,1	0,1
účinná výška	d=	0,17	0,169
vzdálenosti	s_max	0,125	0,170
A_s	A_s=	0,000628	0,000665
Poloha NO x(stav l)		0	0
h_c,ef	h_c,ef=	0,066667	0,066667
A_c,eff	A-c,eff=	0,066667	0,066667
stupeň vyztužení	p=	0,009425	0,009979
Napětí ve výztuži		230,8	218,0
vzdálenost	s_r,max=	0,445752	0,493852
rozdíl přetvoření		0,000825	0,000778
omezení		0,000825	0,000778
šířka		0,000368	0,000384

- Dle maximální vzdálenosti prutů ($\emptyset 12$) 170 m bude vznik raných trhlin maximálně 0,386 mm. Maximální přípustná šířka trhlin pro desku je 0,4 mm.
- Minimální počet prutů pro zamezení vzniku raných trhlin:

$$n = b/s_{max} = 1000/170 = 5,88 \Rightarrow \text{minimálně } \mathbf{6\emptyset 12}$$

- Použité vzorce při návrhu výztuže na mezní stavy únosnosti v ohybu

$$d_x = h_d - c - 0,5\phi \text{ [mm]}$$

$$d_y = h_d - c - 1,5\phi \text{ [mm]}$$

Účinná výška průřezu ve směru x

Účinná výška průřezu ve směru y

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \text{ [-]}$$

 ξ [-] (tabulková hodnota) ζ [-] (tabulková hodnota)

Poměrný ohybový moment

Poměrná výška tlačené oblasti

Poměrná hodnota ramene vnitřních sil

$$a_{s,req} = \frac{m_{Ed}}{\zeta \times d \times f_{yd}} \text{ [mm}^2\text{]}$$

Potřebná plocha výztuže

$$x = \frac{a_s \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \text{ [mm]}$$

Skutečná výška tlačené oblasti

$$= \frac{x}{d} \text{ [-]}$$

Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi_{max} = 0,45 \text{ [-]}$$

Maximální výška tlačené oblasti

$$z = d - 0,4x$$

Rameno vnitřních sil

$$m_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z \text{ [kNm]}$$

Moment únosnosti

beton: $f_{ck} = 30$ Mpa $f_{cd} = 20$ Mpa
 ocel: $f_{yk} = 500$ MPa $f_{yd} = 434,78$ MPa
 průřez: $h = 200$ mm $\emptyset = 10$ 12 14 mm
 $b = 1\ 000$ mm $d_x = 170$ 169 168 mm
 $c = 25$ mm $d_y = 160$ 157 154 mm

Spodní výztuž

směr	m_{Ed} [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	μ [-]	ξ [-]	ζ [-]	$a_{s,req}$ [mm ²]	Návrh \emptyset	Návrh A_s [mm ²]	x [mm]	ξ [-]	z [mm]	m_{Rd} [kNm/m]	$m_{Rd} > m_{Ed}$
y	10,95	12	157	0,022	0,028	0,989	162,20	6Ø12	678	18,42	0,117	149,63	44,11	Vyhovuje
	6	12	157	0,012	0,015	0,994	88,43	6Ø12	678	18,42	0,117	149,63	44,11	Vyhovuje
x	12,14	12	169	0,021	0,026	0,990	166,89	6Ø12	678	18,42	0,109	161,63	47,65	Vyhovuje
	6	12	169	0,011	0,014	0,995	82,07	6Ø12	678	18,42	0,109	161,63	47,65	Vyhovuje

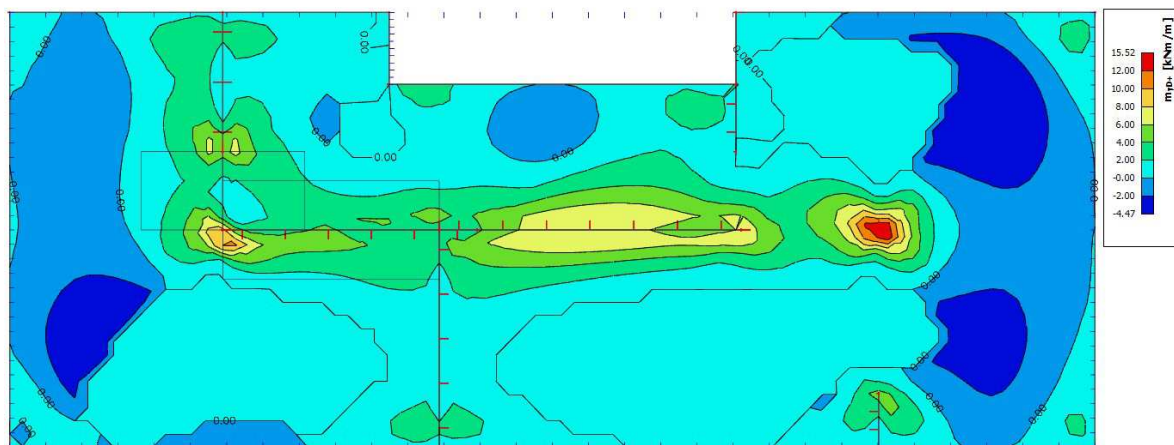
Horní výztuž

směr	m_{Ed} [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	μ [-]	ξ [-]	ζ [-]	$a_{s,req}$ [mm ²]	Návrh \emptyset	Návrh A_s [mm ²]	x [mm]	ξ [-]	z [mm]	m_{Rd} [kNm/m]	$m_{Rd} > m_{Ed}$
y	24,79	12	157	0,05	0,064	0,974	372,86	6Ø12	678	18,42	0,117	149,63	44,11	Vyhovuje
	14	12	157	0,028	0,034	0,983	208,64	6Ø12	678	18,42	0,117	149,63	44,11	Vyhovuje
	6	12	157	0,012	0,015	0,994	88,43	6Ø12	678	18,42	0,117	149,63	44,11	Vyhovuje
x	23,98	12	169	0,042	0,055	0,979	333,36	6Ø12	678	18,42	0,109	161,63	47,65	Vyhovuje
	14	12	169	0,025	0,032	0,987	193,04	6Ø12	678	18,42	0,109	161,63	47,65	Vyhovuje
	6	12	169	0,011	0,014	0,995	82,07	6Ø12	678	18,42	0,109	161,63	47,65	Vyhovuje

5.3 Kvazi-stálé hodnoty dimenzačních ohybových momentů

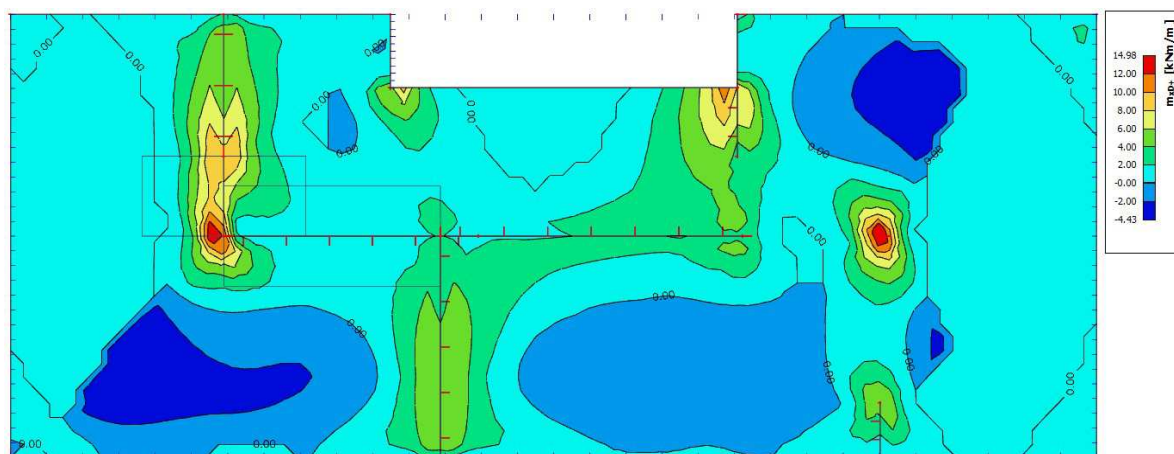
- Kvazi-stálé hodnoty budou potřebné pro výpočet šířky trhlin a průhybu stropní desky.

Nadpodporové dimenzační ohybové momenty ve směru y pro kvazi-stálé působící zatížení:



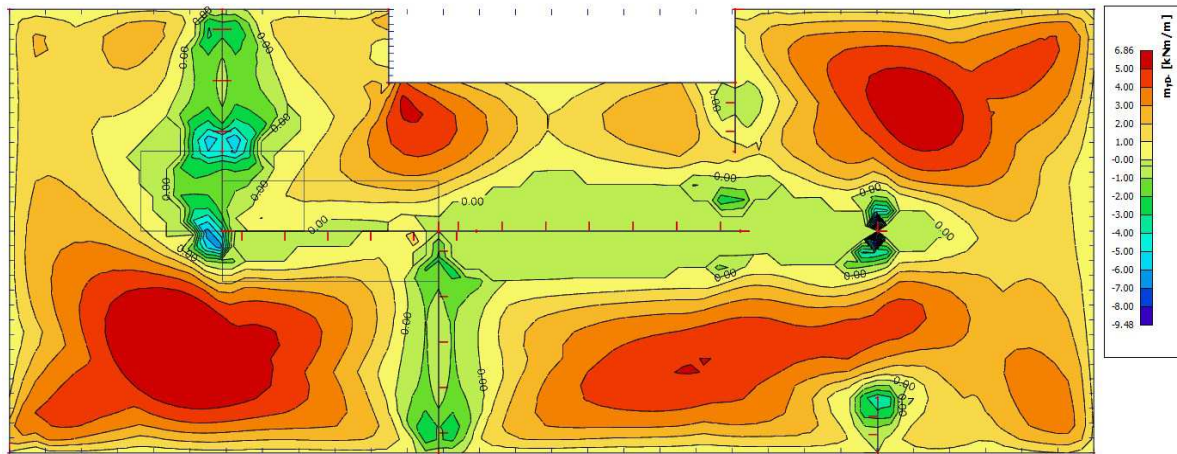
- Maximální moment: 15,52 kNm/m
- Minimální moment: 6,0 kNm/m

Nadpodporové dimenzační ohybové momenty ve směru x pro kvazi-stálé působící zatížení:



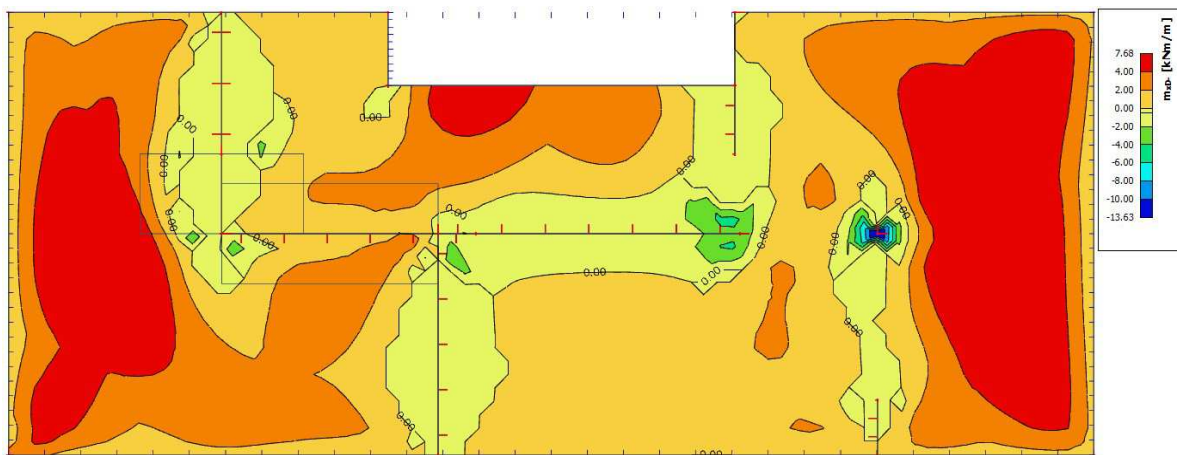
- Maximální moment: 14,98 kNm/m
- Minimální moment: 6,0 kNm/m

Mezipodporové dimenzační ohybové momenty ve směru y pro kvazi-stálé působící zatížení



- Maximální moment: 6,86 kNm/m
- Minimální moment: 3,0 kNm/m

Mezipodporové dimenzační ohybové momenty ve směru x pro kvazi-stálé působící zatížení

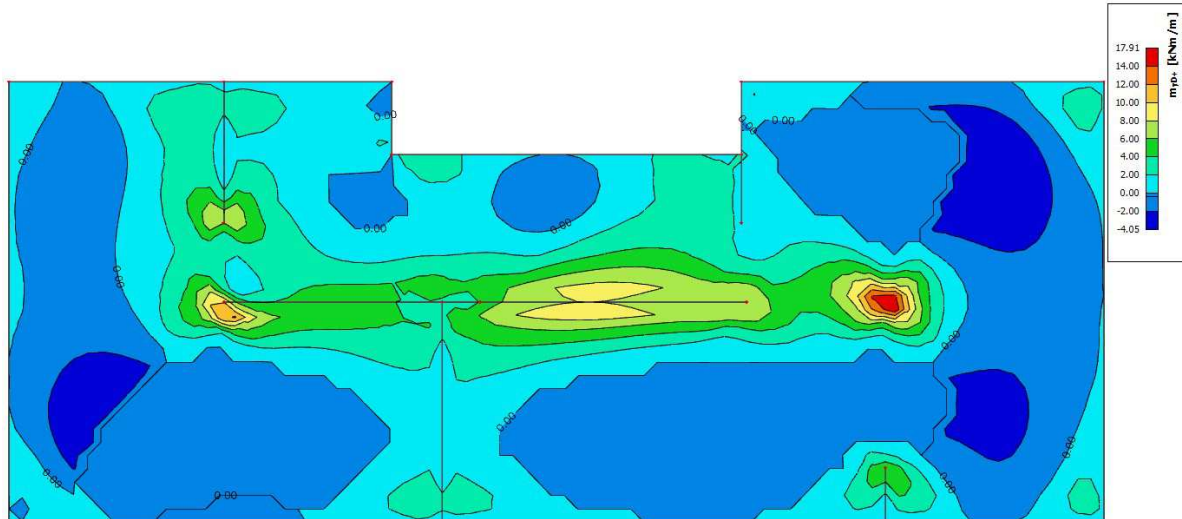


- Maximální moment: 7,68 kNm/m
- Minimální moment: 3,0 kNm/m

5.4 Charakteristické hodnoty dimenzačních ohybových momentů

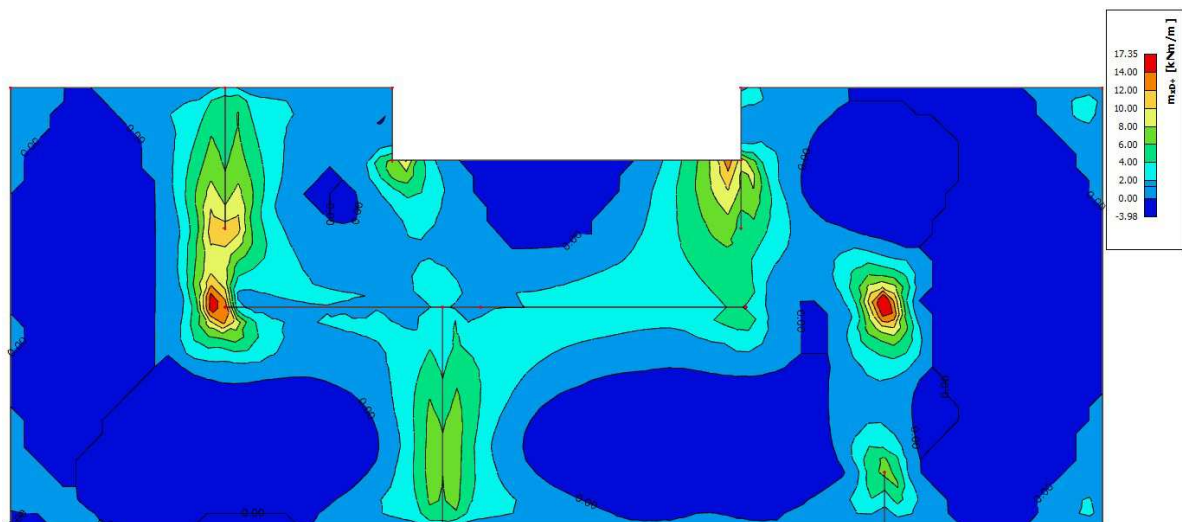
- Charakteristické hodnoty budou využity pro posouzení maximálního napětí ve výztuži.

Nadpodporové dimenzační ohybové momenty ve směru y pro charakteristické působící zatížení:



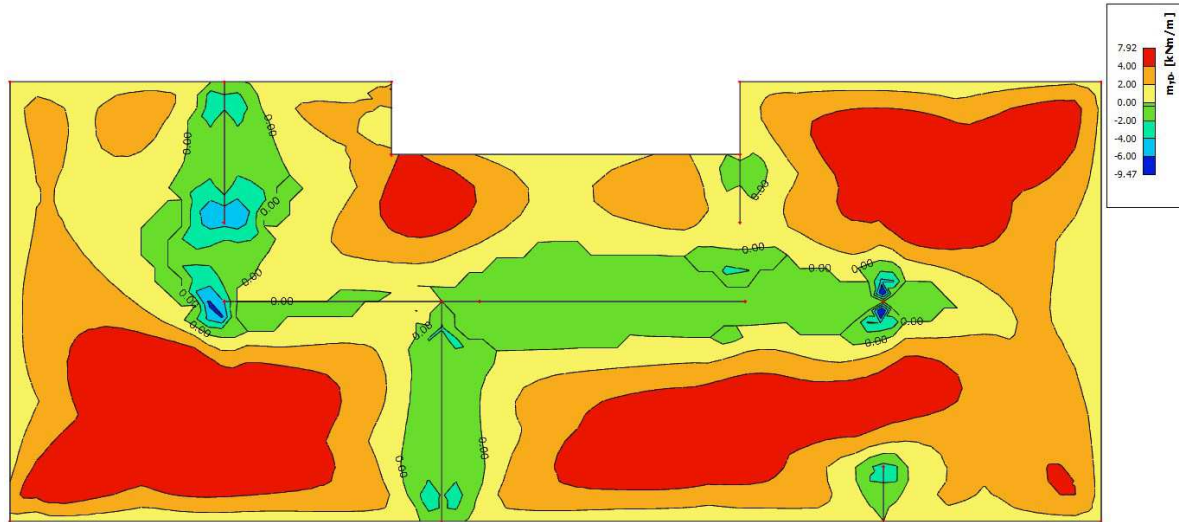
- Maximální moment: 17,91 kNm/m
- Minimální moment: 4,0 kNm/m

Nadpodporové dimenzační ohybové momenty ve směru x pro charakteristické působící zatížení:



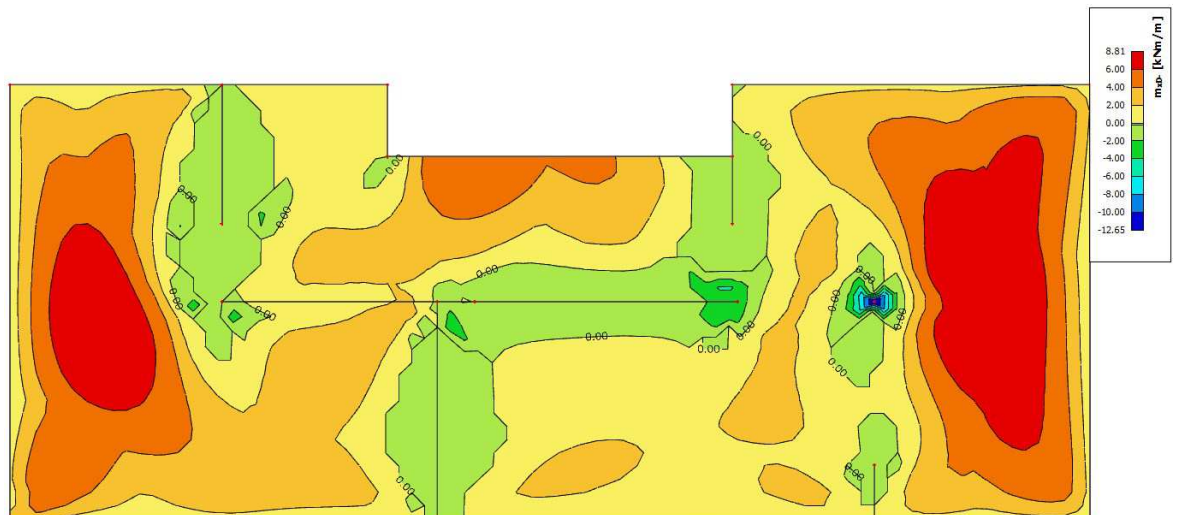
- Maximální moment: 17,35 kNm/m
- Minimální moment: 4,0 kNm/m

Mezipodporové dimenzační ohybové momenty ve směru y pro charakteristické působící zatížení



- Maximální moment: 7,92 kNm/m
- Minimální moment: 4,0 kNm/m

Mezipodporové dimenzační ohybové momenty ve směru x pro kvazi-stálé působící zatížení



- Maximální moment: 8,81 kNm/m
- Minimální moment: 4,0 kNm/m

5.5 Posouzení návrhu stropní desky na MSP**5.5.1 Omezení napětí a výpočet charakteristik ideálního průřezu pro krátkodobé působení zatížení**

• Použité vzorce

▪ Ideální průřez bez trhliny

$$m_{E,qp} \text{ [kNm/m]}$$

Ohybový moment od kvazi-stálého zatížení

$$d_x = h_d - c - 0,5\varnothing \text{ [mm]}$$

Účinná výška průřezu ve směru x

$$d_y = h_d - c - 1,5\varnothing \text{ [mm]}$$

Účinná výška průřezu ve směru y

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \text{ [-]}$$

Poměr modulů pružnosti

$$A_I = A_c + \alpha_s \times A_s \text{ [mm}^2\text{]}$$

Plocha ideálního průřezu

$$x_i = \frac{\frac{1}{2}bh^2 + \alpha_e A_s d}{A_I} \text{ [mm]}$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje

$$a_i = x_i - \frac{h}{2} \text{ [mm]}$$

Vzdálenost těžiště betonového průřezu a ideálního průřezu

$$I_i = \frac{1}{12}bh^3 + b h a_i^2 + \alpha_e A_s (d - x_i)^2 \text{ [mm}^4\text{]}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžišti

$$m_{cr} = f_{ctm} W_i = \frac{I_i}{(h - x_i)} \times f_{ctm} \text{ [kNm/m]}$$

Moment na mezi vzniku trhlin,

• Ideální průřez porušený trhlinou

$$x_{ir} = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e A_s}} \right) \text{ [mm]}$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje

$$I_{ir} = \frac{1}{3}b x_{ir}^3 + \alpha_e A_s (d - x_{ir})^2 \text{ [mm}^4\text{]}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžišti

$$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} (d - x_{ir}) \text{ [MPa]}$$

Napětí ve výztuži při namáhání ohybovým momentem

$$0,8 \times f_{yk}$$

Omezení napětí ve výztuži

$$\sigma_c = \frac{M_{Ek}}{I_{ir}} (x_{ir}) \text{ [MPa]}$$

Napětí v betonu při namáhání ohybovým momentem

$$0,45 \times f_{yk}$$

Omezení napětí v betonu

Posouzení mezního stavu omezení napětí pro spodní výztuž pro charakteristickou kombinaci zatížení – krátkodobé působení zatížení:

beton: $f_{cm} = 2,9$ MPa $E_{cm} = 28$ GPa $f_{ck} = 30$ Mpa $f_{cd} = 20$ MPa
 ocel: $E_s = 200$ GPa $f_{yk} = 500$ MPa $f_{yd} = 434,78$ MPa
 průřez: $A_c = 200000$ mm² $h = 200$ mm $\emptyset = 12$ mm $d_x = 169$ mm
 $b = 1000$ mm $d_y = 157$ mm
 $c = 25$ mm

průřez bez trhlin - ideální průřez

směr	$m_{E,k}$ [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_i [mm]	a_i [mm]	I_i [mm ⁴]	m_{cr} [kNm/m]	$m_{E,k} > m_{cr}$ [-]
y	7,92	6Ø12	157	678	7,1429	204843	101,35	1,348	682029118,7	20,05	Bez trhlin
	4	6Ø12	157	678	7,1429	204843	101,35	1,348	682029118,7	20,05	Bez trhlin
x	8,81	6Ø12	169	678	7,1429	204843	101,63	1,631	689178403,9	20,32	Bez trhlin
	4	6Ø12	169	678	7,1429	204843	101,63	1,631	689178403,9	20,32	Bez trhlin

průřez s trhlinami - ideální průřez

směr	$m_{E,k}$ [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]	σ_s [MPa]	0,8f _{yk} [MPa]	$\sigma_s < 0,8f_{yk}$ [-]	σ_c [MPa]	0,45f _{ck} [MPa]	$\sigma_c < 0,45f_{ck}$ [-]
y	7,92	6Ø12	157	678	7,1429	204843	39,00	87203281,7	76,55	400	Vyhovuje	3,54	13,5	Vyhovuje
	4	6Ø12	157	678	7,1429	204843	39,00	87203281,7	38,66	400	Vyhovuje	1,79	13,5	Vyhovuje
x	7,92	6Ø12	169	678	7,1429	204843	40,46	102093480,2	71,23	400	Vyhovuje	3,14	13,5	Vyhovuje
	4	6Ø12	169	678	7,1429	204843	40,46	102093480,2	35,97	400	Vyhovuje	1,59	13,5	Vyhovuje

- Ke vzniku trhlin teoreticky od přímého zatížení nedochází, ale mohou vznikat od jiných účinků (přetvoření, dotvarování,..), tudíž budou uvažovány průřezy oslabené trhlinou

Posouzení mezního stavu omezení napětí pro horní výztuž pro charakteristickou kombinaci zatížení
– krátkodobé působení zatížení:

beton: $f_{cm} = 2,9$ MPa $E_{cm} = 28$ GPa $f_{ctk} = 30$ Mpa $f_{ctd} = 20$ MPa
 ocel: $E_s = 200$ GPa $f_{yk} = 500$ MPa $f_{yd} = 434,8$ MPa
 průřez: $A_c = 200000$ mm² $h = 200$ mm $\emptyset = 12$ mm
 $b = 1000$ mm $d_x = 169$ mm
 $c = 25$ mm $d_y = 157$ mm

průřez bez trhlin - ideální průřez

směr	$m_{E,k}$ [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_{ir} [mm]	a_i [mm]	I_i [mm ⁴]	m_{cr} [kNm/m]	$m_{E,k} > m_{cr}$ [-]
y	17,91	6012	157	678	7,143	204843	101,35	1,348	682029118,7	20,05	Bez trhlin
	4	6012	157	678	7,143	204843	101,35	1,348	682029118,7	20,05	Bez trhlin
x	17,35	6012	169	678	7,143	204843	101,63	1,631	689178403,9	20,32	Bez trhlin
	4	6012	169	678	7,143	204843	101,63	1,631	689178403,9	20,32	Bez trhlin

průřez s trhlínami - ideální průřez

směr	$m_{E,k}$ [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]	σ_s [MPa]	0,8f _{yk} [MPa]	$\sigma_s < 0,8f_{yk}$ [MPa]	σ_c [MPa]	0,45f _{ctk} [MPa]	$\sigma_c < 0,45f_{ctk}$ [MPa]
y	17,91	6012	157	678	7,143	204843	39,00	87203281,7	173,11	400	Vyhovuje	8,01	13,5	Vyhovuje
	4	6012	157	678	7,143	204843	39,00	87203281,7	38,66	400	Vyhovuje	1,79	13,5	Vyhovuje
x	17,35	6012	169	678	7,143	204843	40,46	102093480,2	156,03	400	Vyhovuje	6,88	13,5	Vyhovuje
	4	6012	169	678	7,143	204843	40,46	102093480,2	35,97	400	Vyhovuje	1,59	13,5	Vyhovuje

- Ke vzniku trhlin teoreticky od přímého zatížení nedochází, ale mohou vznikat od jiných účinků (přetvoření, dotvarování,..), tudíž budou uvažovány průřezy oslabené trhlínou

Pro navrženou výztuž je splněna podmínka pro maximální napětí ve výztuži a maximální napětí v betonu.

Posouzení mezního stavu omezení napětí pro spodní výztuž pro kvazi-stálou kombinaci zatížení

- krátkodobé působení zatížení:

beton: $f_{ctm} = 2,9$ MPa $E_{cm} = 28$ GPa $f_{ck} = 30$ Mpa $f_{cd} = 20$ MPa
 ocel: $A_c = 200000$ mm² $E_s = 200$ GPa $f_{yk} = 500$ MPa $f_{yld} = 434,78$ MPa
 průřez: $\alpha_e = 200000$ mm² $h = 200$ mm $\emptyset = 12$ mm $d_x = 169$ mm
 $b = 1000$ mm $d_y = 157$ mm
 $c = 25$ mm

průřez bez trhlin - ideální průřez

směr	$m_{E,eq}$ [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_{ir} [mm]	a_i [mm]	I_i [mm ⁴]	m_{cr} [kNm/m]	$m_{E,eq} > m_{cr}$ [-]
y	6,86	6012	157	678	7,143	204842,86	101,35	1,348	682029118,7	20,05	Bez trhlin
	3	6012	157	678	7,143	204842,86	101,35	1,348	682029118,7	20,05	Bez trhlin
x	7,68	6012	169	678	7,143	204842,86	101,63	1,631	689178403,9	20,32	Bez trhlin
	3	6012	169	678	7,143	204842,86	101,63	1,631	689178403,9	20,32	Bez trhlin

průřez s trhlinami - ideální průřez

směr	$m_{E,eq}$ [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]	σ_s [MPa]	0,8f _{yk} [MPa]	$\sigma_s < 0,8f_{yk}$ [-]	σ_c [MPa]	0,45f _{ck} [MPa]	$\sigma_c < 0,45f_{ck}$ [-]
y	6,86	6012	157	678	7,143	204842,86	39,00	87203281,7	66,31	400	Vyhovuje	3,07	13,5	Vyhovuje
	3	6012	157	678	7,143	204842,86	39,00	87203281,7	29,00	400	Vyhovuje	1,34	13,5	Vyhovuje
x	7,68	6012	169	678	7,143	204842,86	40,46	102093480,2	69,07	400	Vyhovuje	3,04	13,5	Vyhovuje
	3	6012	169	678	7,143	204842,86	40,46	102093480,2	26,98	400	Vyhovuje	1,19	13,5	Vyhovuje

- Ke vzniku trhlin teoreticky od přímého zatížení nedochází, ale mohou vznikat od jiných účinků (přetvoření, dotvarování,..), tudíž budou uvažovány průřezy oslabené trhlinou

Posouzení mezního stavu omezení napětí pro horní výztuž pro kvazi-stálou kombinaci zatížení

– krátkodobé působení zatížení:

beton: $f_{ctm} = 2,9$ MPa $E_{cm} = 28$ GPa $f_{ck} = 30$ Mpa $f_{cd} = 20$ MPa
 ocel: $E_s = 200$ GPa $f_{yk} = 500$ MPa $f_{yd} = 434,78$ MPa
 průřez: $A_c = 200000$ mm² $h = 200$ mm $\emptyset = 12$ mm $d_x = 169$ mm $d_y = 157$ mm
 $c = 25$ mm

průřez bez trhlin - ideální průřez

směr	$m_{E,eq}$ [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_i [mm]	a_i [mm]	I_i [mm ⁴]	m_{cr} [kNm/m]	$m_{E,eq} > m_{cr}$ [-]
y	15,52	6Ø12	157	678	7,14286	204843	101,35	1,348	682029118,7	20,05	Bez trhlin
x	14,98	6Ø12	169	678	7,14286	204843	101,63	1,631	682029118,7	20,05	Bez trhlin
	6	6Ø12	169	678	7,14286	204843	101,63	1,631	689178403,9	20,32	Bez trhlin

průřez s trhlami - ideální průřez

směr	$m_{E,eq}$ [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]	σ_s [MPa]	0,8f _{yk} [MPa]	$\sigma_s < 0,8f_{yk}$	σ_c [MPa]	0,45f _{ck} [MPa]	$\sigma_c < 0,45f_{ck}$
y	15,52	6Ø12	157	678	7,14286	204843	39,00	87203281,7	150,01	400	Vyhovuje	6,94	13,5	Vyhovuje
x	14,98	6Ø12	169	678	7,14286	204843	40,46	102093480,2	57,99	400	Vyhovuje	2,68	13,5	Vyhovuje
	6	6Ø12	169	678	7,14286	204843	40,46	102093480,2	53,96	400	Vyhovuje	2,38	13,5	Vyhovuje

- Ke vzniku trhlin teoreticky od přímého zatížení nedochází, ale mohou vznikat od jiných účinků (přetvoření, dotvarování,..), tudíž budou uvažovány průřezy oslabené trhlinou

Navržená výztuž vyhovuje.

5.5.2 Omezení šířky trhlin a výpočet šířky trhlin

- Maximální šířka trhlin $w_{\max} = 0,4$ mm pro kvazi-stálé zatížení a stupeň vlivu prostředí XC1
- V desce teoreticky nedochází ke vzniku trhlin. U železobetonových desek, které nepřekračují tloušťku 200 mm, nejsou zapotřebí žádná zvláštní opatření pro omezení šířky trhlin, při dodržení konstrukčních zásad. Navrhovaná stropní deska je z hlediska tloušťky hraniční a proto byla provedena pouze kontrola dle tabulkových doporučených hodnot. Pokud je betonářská výztuž provedena podle následujících zásad, šířka trhlin pravděpodobně nebude nadměrná.

Horní ohybová výztuž

	Oblast	σ_s	Nárvh		Omezení		Posouzení
			\emptyset	\emptyset/mm	Max \emptyset	Max vzdálenost \emptyset/mm	
y	1	150,01	6 \emptyset 12	12/167	40	300	Vyhovuje
	2	57,99	6 \emptyset 12	12/167	40	300	Vyhovuje
x	1	134,72	6 \emptyset 12	12/167	40	300	Vyhovuje
	2	53,96	6 \emptyset 12	12/167	40	300	Vyhovuje

Spodní ohybová výztuž

	Oblast	σ_s	Nárvh		Omezení		Posouzení
			\emptyset	\emptyset/mm	Max \emptyset	Max vzdálenost \emptyset/mm	
y	1	66,31	6 \emptyset 12	12/167	40	300	Vyhovuje
	2	29,00	6 \emptyset 12	12/167	40	300	Vyhovuje
x	1	69,07	6 \emptyset 12	12/167	40	300	Vyhovuje
	2	26,98	6 \emptyset 12	12/167	40	300	Vyhovuje

- Výztuž splňuje konstrukční požadavky, pro omezení šířky trhlin. Přesto bude konkrétní šířka trhliny vypočtena.

- Výpočet a posouzení šířky trhliny při kvazi-stálé kombinaci zatížení:

Vstupní hodnoty:

$\sigma_s = 150,01$ MPa	Napětí ve výztuži
$s = 0,17$ m	Osová vzdálenost prutu
$x_{cr} = 0,039$ m	Vzdálenost neutrální osy od tlačného okraje
$\alpha_e = 7,143$	Poměr modulů pružnosti ocelářské výztuže a betonu

Šířka trhliny:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 1,3 (h - x) \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) \right] =$$

$$= 1,0465 \times 10^{-6} [150,01 - 100,13] = \underline{5,22 \times 10^{-5} \text{ m}}$$

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x) \frac{1}{E_s} = 1,3 (0,2 - 0,039) \frac{1}{200 \times 10^3} = 1,0465 \times 10^{-6}$$

$$E_s = 200 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \sigma_s$$

$$\varepsilon_{cm} = k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) = 0,4 \frac{2,9}{0,01263} (1 + 7,143 \times 0,01263) =$$

$$= 100,13$$

$$k_t = 0,4$$

$$f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{a_s}{b h_{c,eff}} = \frac{678 \times 10^{-6}}{1 \times 0,05367} = 0,01263$$

$$h_{c,eff} = \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h - d) = 2,5(0,2 - 0,157) = 0,1075 \\ \frac{h - x_{cr}}{3} = \frac{0,2 - 0,039}{3} = 0,05367 \\ \frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \end{array} \right\} = 0,05367$$

Posouzení:

$$w_k = 5,22 \times 10^{-5} \text{ m} = 0,0522 \text{ mm} \leq w_{k,lim} = 0,4 \text{ mm}$$

Šířka trhliny vyhovuje

5.5.3 Podmínka ohybové štíhlosti

- Kontrola štíhlosti byla provedena pro největší rozpětí stropní desky.
- rozpětí: $l = 3,325$ m (směr y)
- navržena výztuž: $4\emptyset 12$ ($a_{s,prov} = 452$ mm²)
- účinná výška průřezu: $d = 157$ mm
- Podmínka ohybové štíhlosti. Pokud pro daný konstrukční prvek prokážeme, že platí $\lambda = \frac{l}{d} \leq \lambda_d$, není nutno posuzovat průhyb podrobným výpočtem.

Vymezující ohybová štíhlost λ_d :

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

$$\kappa_{c1} = 1,0 \text{ pro desku}$$

$$\kappa_{c2} = 1,0 \text{ pro rozpětí prvku } < 7\text{m}$$

$$\kappa_{c3} = \frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{yk}} \times \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = \frac{500}{500} \times \frac{392}{331,4} = 1,18$$

$$\rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} \times 100 = \frac{392}{200000} \times 100 = 0,196$$

$$\lambda_{d,tab} = 30,8 \quad \text{-tabulková hodnota pro stupeň vyztužení } < 0,5\% \text{ a pro beton třídy C30/37}$$

$$\lambda_d = 1,0 \times 1,0 \times 1,18 \times 30,8 = 36,344$$

Ohybová štíhlost posuzovaného prvku:

$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{3,325}{0,16} = 20,78$$

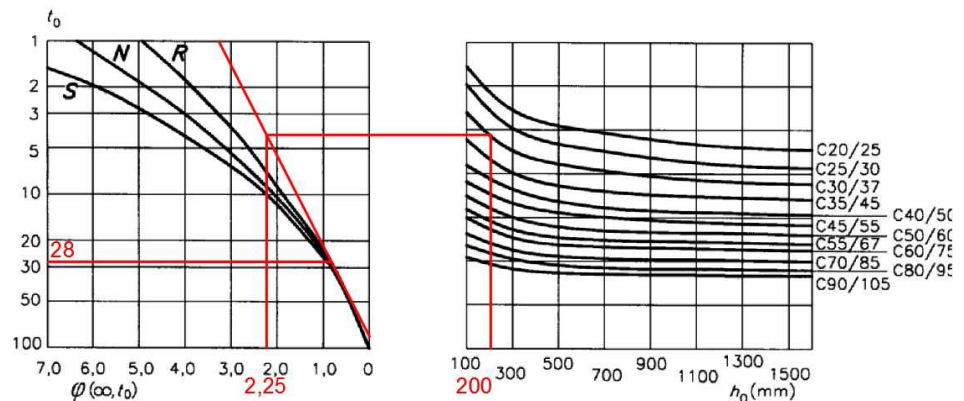
Posouzení štíhlostí:

$$\lambda = 20,78 \leq \lambda_d = 36,344$$

- Podmínka ohybové štíhlosti je splněna. Podrobný výpočet průhybu bude přesto proveden z důvodu charakteru konstrukce. Jedná se o konstrukci velmi citlivou na deformace.

5.5.4 Výpočet průhybu a výpočet charakteristik ideálního průřezu pro dlouhodobé působení zatížení

- Předpoklady: Zatížení začíná působit v čase $t_0 = 28$ dní.
Vlhkost okolního prostředí: $RH = 50\%$
Beton C30/37 - N (normálně tvrdnoucí beton)
- Stanovení náhradní tloušťky $h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 1000 \times 200}{2 \times 1000} = 200$ mm
 A_c = plocha příčného průřezu
 u = obvod průřezu vystavený vysychání
- Stanovení součinitele dotvarování φ



$$\varphi(\infty, t_0 = 28) = 2,25$$

Stropní konstrukce bude podstojkována a odstojkováni se provede až po uplynutí 90 dní po betonáži střešní desky. Ve výpočtu je uvažovaná doba podstojkováni 28 dní, pro bezpečný návrh konstrukce.

- Stanovení efektivního modulu pružnosti betonu:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{28}{1 + 2,25} = 8,615 \text{ GPa}$$

- Pro posouzení vyztužení stropní desky pro dlouhodobé působení zatížení byly použity stejné vzorce jako pro krátkodobé působení zatížení - viz str. 45. Avšak namísto E_{cm} bude ve výpočtech použit $E_{c,eff}$, kde je zahrnut součinitel dotvarování φ .

Výpočet charakteristik ideálního průřezu pro spodní výztuž pro charakteristickou kombinaci zatížení – dlouhodobé působení zatížení:

beton: $f_{ctm} = 2,9$ MPa $E_{cm} = 28$ GPa $f_{cd} = 20$ MPa
 ocel: $f_{yk} = 500$ MPa $E_s = 200$ GPa $f_{yd} = 434,78$ MPa
 průřez: $A_c = 200000$ mm² $h = 200$ mm $\varnothing = 2,25$ -
 $b = 1000$ mm $d_x = 169$ mm $E_{c,eff} = 8,62$ GPa
 $c = 25$ mm $d_y = 157$ mm

průřez bez trhlin - ideální průřez

směr	$m_{E,k}$ [kNm/m]	\varnothing [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_i [mm]	a_i [mm]	I_i [mm ⁴]	m_{cr} [kNm/m]	$m_{E,k} > m_{cr}$ [-]
y	7,92	6012	157	678	23,21	215739	104,16	4,158	714072904,4	21,61	Bez trhlin
x	8,81	6012	169	678	23,21	215739	105,03	5,034	736134533,0	22,48	Bez trhlin
	4	6012	169	678	23,21	215739	105,03	5,034	736134533,0	22,48	Bez trhlin

průřez s trhlinami - ideální průřez

směr	$m_{E,k}$ [kNm/m]	\varnothing [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]	σ_s [MPa]	0,8f _{yk} [MPa]	$\sigma_s < 0,8f_{yk}$ [MPa]	σ_c [MPa]	0,45f _{ck} [MPa]	$\sigma_c < 0,45f_{ck}$ [MPa]
y	7,92	6012	157	678	23,21	215739	70,30	234120841,2	68,09	400	Vyhovuje	2,38	13,5	Vyhovuje
x	8,81	6012	169	678	23,21	215739	72,94	274581740,7	71,55	400	Vyhovuje	1,20	13,5	Vyhovuje
	4	6012	169	678	23,21	215739	72,94	274581740,7	32,49	400	Vyhovuje	1,06	13,5	Vyhovuje

- Ke vzniku trhlin teoreticky od přímého zatížení nedochází, ale mohou vznikat od jiných účinků (přetvoření, dotvarování,..), tudíž budou uvažovány průřezy oslabené trhlinou

Výpočet charakteristik ideálního průřezu pro horní výztuž pro charakteristickou kombinaci zatížení – dlouhodobé působení zatížení:

beton: $f_{cm} = 2,9$ MPa $E_{cm} = 28$ GPa $f_{ctd} = 30$ Mpa $f_{ctd} = 20$ MPa
 ocel: $E_s = 200$ GPa $f_{yk} = 500$ MPa $f_{yd} = 434,8$ MPa
 průřez: $A_c = 200000$ mm² $h = 200$ mm $\varnothing = 12$ mm $\varphi = 2,25$ -
 $b = 1000$ mm $d_x = 169$ mm $E_{c,eff} = 8,62$ GPa
 $c = 25$ mm $d_y = 157$ mm

průřez bez trhlin - ideální průřez

směr	$m_{E,k}$ [kNm/m]	\varnothing [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_i [mm]	a_i [mm]	I_i [mm ⁴]	m_{cr} [kNm/m]	$m_{E,k} > m_{cr}$ [-]
y	17,91 4	6012 6012	157 157	678 678	23,21 23,21	215739 215739	104,16 104,16	4,158 4,158	714072904,4 714072904,4	21,61 21,61	Bez trhlin Bez trhlin
x	17,35 4	6012 6012	169 169	678 678	23,21 23,21	215739 215739	105,03 105,03	5,034 5,034	736134533,0 736134533,0	22,48 22,48	Bez trhlin Bez trhlin

průřez s trhlinami - ideální průřez

směr	$m_{E,k}$ [kNm/m]	\varnothing [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]	σ_s [MPa]	0,8f _{yk} [MPa]	$\sigma_s < 0,8f_{yk}$ [-]	σ_c	0,45f _{ctk} [MPa]	$\sigma_c < 0,45f_{ctk}$
y	17,91 4	6012 6012	157 157	678 678	23,21 23,21	215739 215739	70,30 70,30	234120841,2 234120841,2	153,97 34,39	400 400	Vyhovuje Vyhovuje	5,38 1,20	13,5 13,5	Vyhovuje Vyhovuje
x	17,35 4	6012 6012	169 169	678 678	23,21 23,21	215739 215739	72,94 72,94	274581740,7 274581740,7	140,91 32,49	400 400	Vyhovuje Vyhovuje	4,61 1,06	13,5 13,5	Vyhovuje Vyhovuje

- Ke vzniku trhlin teoreticky od přímého zatížení nedochází, ale mohou vznikat od jiných účinků (přetvoření, dotvarování,..), tudíž budou uvažovány průřezy oslabené trhlinou

Výpočet charakteristik ideálního průřezu pro spodní výztuž pro kvazi-stálou kombinaci zatížení

- dlouhodobé působení zatížení:

beton:	$f_{ctm} = 2,9$ MPa	$E_{cm} = 28$ GPa	$f_{cd} = 20$ MPa
ocel:	$A_c = 2E+05$ mm ²	$E_s = 200$ GPa	$f_{yd} = 434,78$ MPa
průřez:	$\emptyset = 12$ mm	$h = 200$ mm	$\varphi = 2,25$
	$b = 1000$ mm	$d_x = 169$ mm	$E_{c,eff} = 8,62$ GPa
	$c = 25$ mm	$d_y = 157$ mm	

průřez bez trhlin - ideální průřez

směr	$m_{E,eq}$ [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_i [mm]	a_i [mm]	I_i [mm ⁴]	m_{cr} [kNm/m]	$m_{E,eq} > m_{cr}$ [-]
y	6,86	60	157	678	23,21	215739	104,16	4,158	714072904,4	21,61	Bez trhlin
	3	60	157	678	23,21	215739	104,16	4,158	714072904,4	21,61	Bez trhlin
x	7,68	60	169	678	23,21	215739	105,03	5,034	736134533,0	22,48	Bez trhlin
	3	60	169	678	23,21	215739	105,03	5,034	736134533,0	22,48	Bez trhlin

průřez s trhlínami - ideální průřez

směr	$m_{E,eq}$ [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_{ir} [mm]	I_{ir} [mm ⁴]	σ_s [MPa]	0,8f _{yk} [MPa]	$\sigma_s < 0,8f_{yk}$	σ_c [MPa]	0,45f _{ck} [MPa]	$\sigma_c < 0,45f_{ck}$
y	6,86	60	157	678	23,21	215739	70,30	234120841,2	58,97	400	Vyhovuje	2,06	13,5	Vyhovuje
	3	60	157	678	23,21	215739	70,30	234120841,2	25,79	400	Vyhovuje	0,90	13,5	Vyhovuje
x	7,68	60	169	678	23,21	215739	72,94	274581740,7	62,37	400	Vyhovuje	2,04	13,5	Vyhovuje
	3	60	169	678	23,21	215739	72,94	274581740,7	24,36	400	Vyhovuje	0,80	13,5	Vyhovuje

- Ke vzniku trhlin teoreticky od přímého zatížení nedochází, ale mohou vznikat od jiných účinků (přetvoření, dotvarování,..), tudíž budou uvažovány průřezy oslabené trhlínou

Výpočet charakteristik ideálního průřezu pro horní výztuž pro kvazi-stálou kombinaci zatížení

– dlouhodobé působení zatížení:

beton:	$f_{ctm} = 2,9$ MPa	$E_{cm} = 28$ GPa	$f_{ck} = 30$ Mpa	$f_{cd} = 20$ MPa
ocel:		$E_s = 200$ GPa	$f_{yk} = 500$ MPa	$f_{yd} = 434,8$ MPa
průřez:	$A_c = 200000$ mm ²	$h = 200$ mm	$\emptyset = 12$ mm	$\varphi = 2,25$ -
		$b = 1000$ mm	$d_x = 169$ mm	$E_{c,eff} = 8,62$ GPa
		$c = 25$ mm	$d_y = 157$ mm	

průřez bez trhlin - ideální průřez

směr	$m_{E,eq}$ [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_r [mm]	a_i [mm]	I_i [mm ⁴]	m_{cr} [kNm/m]	$m_{E,eq} > m_{cr}$ [-]
y	15,52	6Ø12	157	678	23,21	215739	104,16	4,158	714072904,4	21,61	Bez trhlin
	6	6Ø12	157	678	23,21	215739	104,16	4,158	714072904,4	21,61	Bez trhlin
x	14,98	6Ø12	169	678	23,21	215739	105,03	5,034	736134533,0	22,48	Bez trhlin
	6	6Ø12	169	678	23,21	215739	105,03	5,034	736134533,0	22,48	Bez trhlin

průřez s trhlinami - ideální průřez

směr	$m_{E,eq}$ [kNm/m]	\emptyset [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	α_e [-]	A_i [mm ²]	x_r [mm]	I_{ir} [mm ⁴]	σ_s [MPa]	0,8 f_{yk} [MPa]	$\sigma_s < 0,8f_{yk}$	σ_c [MPa]	0,45 f_{ck} [MPa]	$\sigma_c < 0,45f_{ck}$
y	15,52	6Ø12	157	678	23,21	215739	70,30	234120841,2	133,42	400	Vyhovuje	4,66	13,5	Vyhovuje
	6	6Ø12	157	678	23,21	215739	70,30	234120841,2	51,58	400	Vyhovuje	1,80	13,5	Vyhovuje
x	14,98	6Ø12	169	678	23,21	215739	72,94	274581740,7	121,66	400	Vyhovuje	3,98	13,5	Vyhovuje
	6	6Ø12	169	678	23,21	215739	72,94	274581740,7	48,73	400	Vyhovuje	1,59	13,5	Vyhovuje

- Ke vzniku trhlin teoreticky od přímého zatížení nedochází, ale mohou vznikat od jiných účinků (přetvoření, dotvarování,..), tudíž budou uvažovány průřezy oslabené trhlinou

Navržená výztuž vyhovuje na dlouhodobé působení zatížení.

5.5.5 Ověření průhybu stropní desky a jeho výpočet

- pružný průhyb z výpočtu z programu Scia ve vyšetřované konstrukci

$$f_{l,qp} = 0,9 \text{ mm}$$

- průhyb po dotvarování a vlivu trhlin

$$f_{lt,qp} = f_{l,qp} \times \frac{E_{cm} \times I_c}{E_{c,ef} \times I_{lt}}$$

$$E_{cm} = 28 \text{ GPa} = 28 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$I_c = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 1000 \times 200^3 = 6,67 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$E_{c,ef} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi} = \frac{28}{1+2,25} = 8,615 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$\varphi = 2,25 \text{ – součinitel dotvarování viz. str. 48}$$

$$I_{lt} = \frac{I_{I,ef} \times I_{II,ef}}{\zeta \times I_{I,ef} + (1-\zeta) \times I_{II,ef}} = \frac{7,141 \times 10^8 \times 2,341 \times 10^8}{0,5 \times 7,141 \times 10^8 + (1-0,5) \times 2,341 \times 10^8} = 3,526 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

I_{lt}	vážený poměr momentů setrvačnosti
$I_{I,ef} = 7,141 \times 10^8 \text{ mm}^4$	moment setrvačnosti pro dlouhodobé působení zatížení, průřez bez trhlin
$I_{II,ef} = 2,341 \times 10^8 \text{ mm}^4$	moment setrvačnosti pro dlouhodobé působení zatížení, průřez s trhlínami

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{e,qp}} \right)^2 = 1 - 0,5 (1)^2 = 0,5$$

Trhliny se během kvazistálé kombinace zatížení neobjeví. Uvažujeme tedy $M_{E,qp} = M_{cr}$

$$f_{lt,qp} = 0,9 \times \frac{28 \times 10^3 \times 6,820 \times 10^8}{8,615 \times 10^3 \times 3,526 \times 10^8} = 5,658 \text{ mm}$$

- průhyb od smršťování

Průhyb od smršťování byl určen dle odhadu 10-20% z průhybu po dotvarování a vlivu trhlin

$$f_{sh} = 0,2 \times f_{lt,qp} = 0,2 \times 5,658 = 1,132 \text{ mm}$$

- celkový průhyb

$$f = f_{lt,qp} + f_{sh} = 5,658 + 1,132 = 6,79 \text{ mm}$$

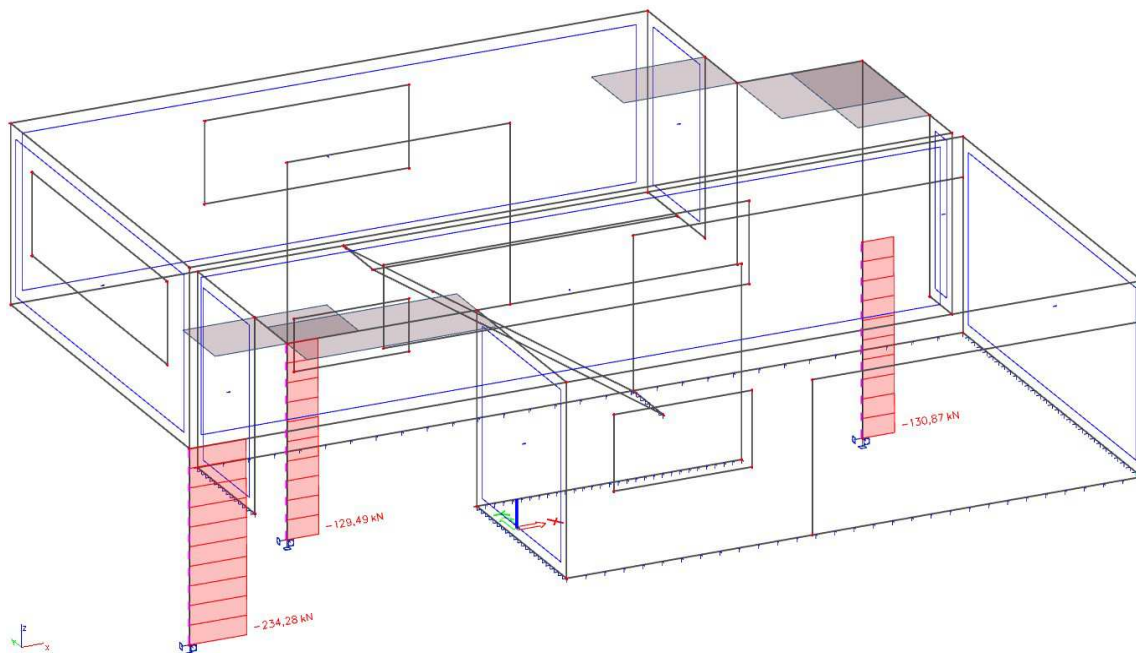
$$f = 6,79 \text{ mm} < f_{lim} = \frac{3325}{250} = 13,3 \text{ mm}$$

Průhyb desky vyhoví.

6 Podrobný návrh sloupu

6.1 Nový návrh rozměrů a vyztužení sloupu

- V předběžném návrhu bylo počítáno zatížení na sloup S2 (B-II viz. str.19), který byl vyhodnocen jako nejzatěžovanější. V navazujících výpočtech byl do objektu přidán sloup jako podpora konzoly (A-III). To změnilo roznášení zatížení do sloupů.
- Normálové síly ve sloupech - návrhové zatížení.



- Nově přidaný sloup S3 je dle výpočtového 3D modelu nejvíce namáhaným sloupem (A-III). Proto bude vyšetřován v podrobném návrhu pouze tento sloup. Ostatní sloupy budou vyztuženy stejně.

$$\max N_{Ed} = 234,28 \text{ kN} \quad \text{--sloup S3}$$

- návrh rozměrů sloupu: 200x200 mm
- výpočet stupně vyztužení:

$$\rho = \frac{N_{Ed} - 0,8 \times A_c \times f_{cd}}{A_c \times f_{yd}} = \frac{234,28 \times 10^3 - 0,8 \times 200 \times 200 \times 20}{200 \times 200 \times 434,78} = -0,0233 \text{ mm}^2$$

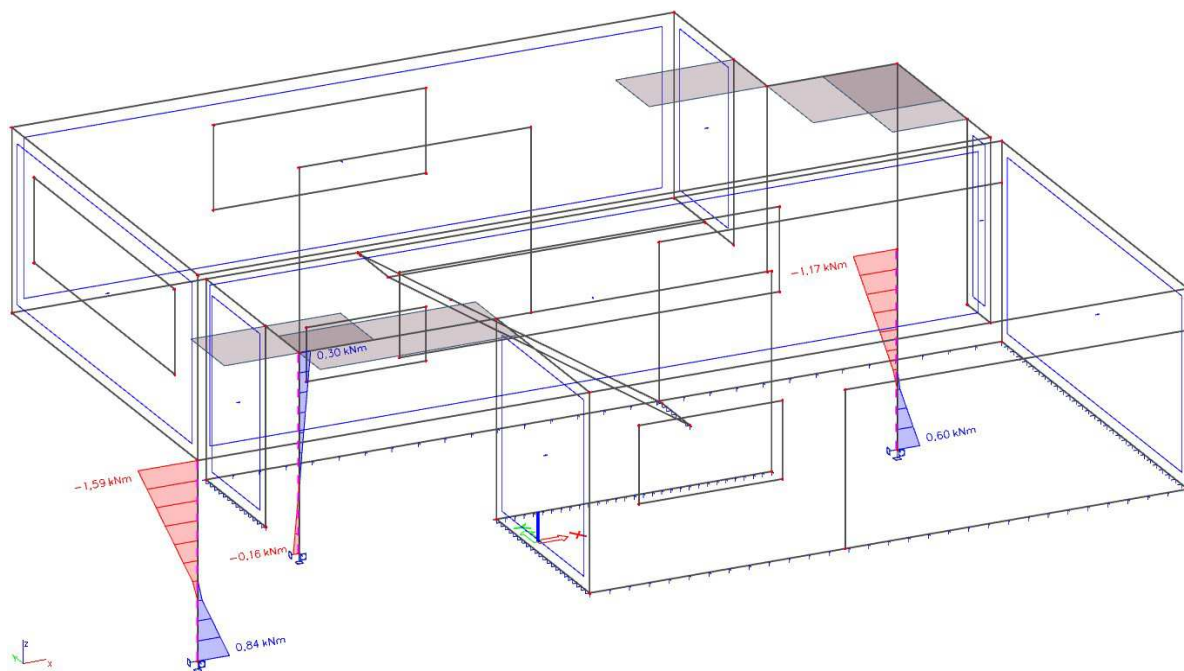
- Výztuž není třeba, sloup bude vyztužen konstrukční výztuží: 4Ø12, třmínky Ø8

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04 \times 200 \times 200 = 1\,600 \text{ mm}^2$$

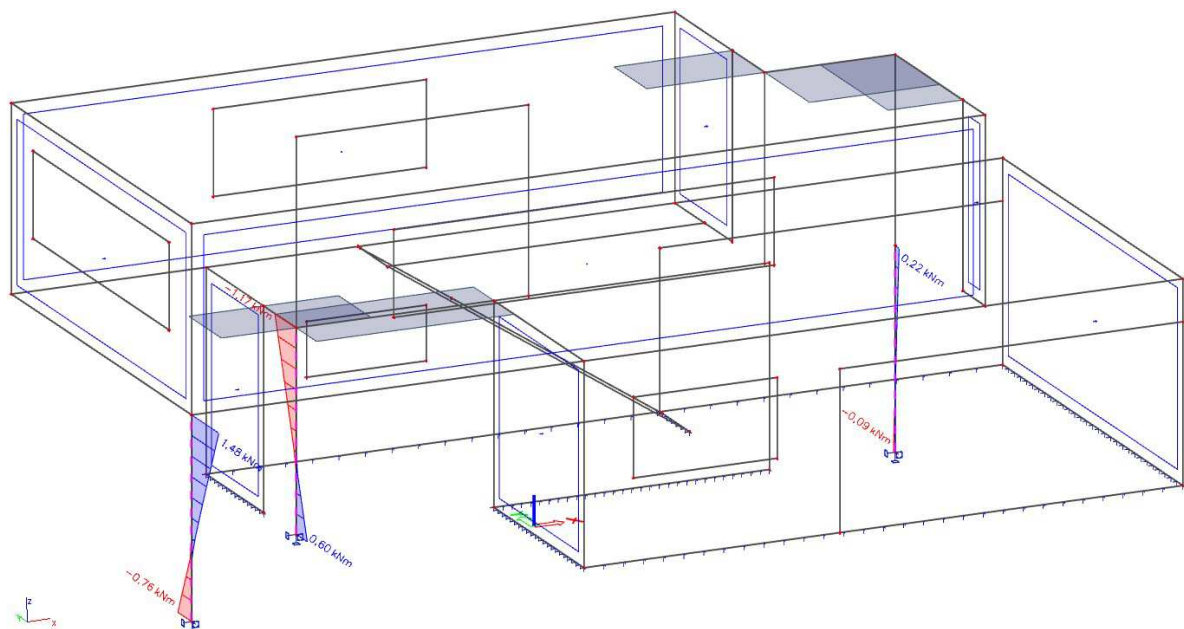
$$A_{s,min} = 0,1 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 0,1 \frac{234\,280}{434,78} = 53,88 \text{ mm}^2 > 0,002A_c = 0,002 \times 40000 = \underline{80 \text{ mm}^2}$$

$$A_{s,min} = 80 \text{ mm}^2 < A_s = 4 \times \pi \times 6^2 = 452 \text{ mm}^2 < A_{s,max} = 1\,600 \text{ mm}^2$$

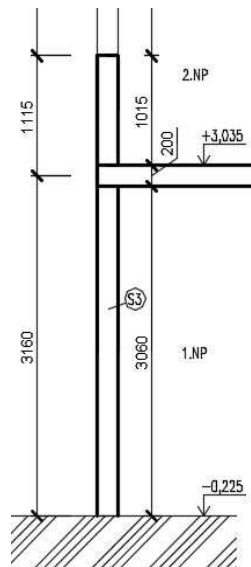
- Ohybové momenty ve sloupech od návrhového zatížení
- M_{Edy}



- M_{Edx}



- Schéma rozdělení sloupu S3 (A-III)



světla výška sloupu:

$$h_p = 3,06 \text{ m}$$

sloup je ve styčnicku spojen s deskou tl. 0,2 m. Tento rozměr je roven rozměru sloupu v uvažované rovině ($0,2 = 0,2$), zároveň nikoliv menší než jeho polovina $0,2/2 = 0,14\text{m} < 0,2\text{m}$. To odpovídá uložení pro součinitel $\beta=0,8$:

$$l_0 = 0,8 \times 3,06 = 2,448 \text{ m}$$

sloup bude posuzován ve dvou oblastech:

- 1) v patě sloupu, dále P1
- 2) v hlavě sloupu, dále H1

beton: C30/37

výztuž B500B

- Zkoumané budou tři zatěžovací stavy. Jednat se bude vždy o maximální normálovou sílu a k ní přilehlé momenty a maximální moment s přilehlou normálovou silou a momentem. Tyto kombinace vznikají různými variantami působení užitého zatížení. V následující tabulce jsou uvedené tyto kombinace.

kombinace zatěžovacích stavů 1:

Oblast	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	N_{Ed} [kN]
P1	0,63	-0,54	255,71
H1	-1,51	1,17	251,26

kombinace zatěžovacích stavů 2:

Oblast	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	N_{Ed} [kN]
P1	0,89	-0,76	244,9
H1	-1,69	1,37	240,44

kombinace zatěžovacích stavů 3:

Oblast	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	N_{Ed} [kN]
P1	0,89	-0,67	244,37
H1	-1,74	1,32	239,91

6.2 Posouzení štíhlosti sloupu

- štíhlost sloupu λ :

$$\lambda = \frac{l_0 \times \sqrt{12}}{h} = \frac{2,448 \times \sqrt{12}}{0,2} = 42,4$$

- Limitní štíhlost λ_{lim} :

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{A \times B \times C \times 20}{\sqrt{n}} = \frac{0,7 \times 1,22 \times 0,7 \times 20}{\sqrt{0,32}} = 21,14$$

$$A = 0,7$$

Vliv dotvarování betonu

$$B = \sqrt{(1 + 2\omega)} = \sqrt{(1 + 2 \times 0,246)} = 1,22$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{452 \times 434,78}{40000 \times 20} = 0,246$$

$$C = 0,7$$

Konzervativní a bezpečná hodnota

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{255,71 \times 10^3}{40000 \times 20} = 0,32$$

- posouzení:

$$\lambda = 42,4 \not\leq \lambda_{\text{lim}} = 21,14$$

Sloup bude uvažován jako sloup štíhlý - je třeba uvažovat ohybový **moment druhého řádu**

6.3 Stanovení momentu 1. řádu

- Použité vzorce při výpočtu ohybových momentů 1.řádu s vlivem geometrických imperfekcí :

$$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2} = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \frac{l_0}{2} \quad [\text{m}]$$

Geometrická imperfekce

$$\theta_0 = \frac{1}{200} \quad [\text{m}]$$

Základní hodnota úhlu odklonu od svislice

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \leq 1,0 \quad [-]$$

Redukční součinitel

zohledňující výšku sloupu h

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad [-]$$

Redukční součinitel

zohledňující počet sloupů v řadě

$$l_0 \quad [\text{m}]$$

Účinná délka sloupu

$$M_i = N_{Ed} \times e_i \quad [\text{kNm}]$$

Ohybové momenty od geometrické imperfekce

$$M_{0,Ed} = M_{Ed} + M_i \quad [\text{kNm}]$$

Ohybové momenty 1.řádu zahrnující vliv imperfekce

Výpočet návrhových ohybových momentu 1.řádu s vlivem imperfekce pro kombinaci zatěžovacích stavů 1 (max N_{Ed}):

Oblast	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	N_{Ed} [kN]
P1	0,63	-0,54	255,71
H1	-1,51	1,17	251,26

Oblast	θ_0 [m]	α_h [-]	$\alpha_{m,y}$ [-]	$\alpha_{m,z}$ [-]	l_0 [m]	$e_{i,y}$ [m]	$e_{i,z}$ [m]
P1	0,005	1,14	1,0	1,0	2,448	0,007	0,007
H1	0,005	1,14	1,0	1,0	2,448	0,007	0,007

Oblast	$M_{i,y}$ [kNm]	$M_{i,z}$ [kNm]	$M_{0,Ed,y}$ [kNm]	$M_{0,Ed,z}$ [kNm]
P1	1,79	1,79	2,42	-2,33
H1	1,76	1,76	-3,27	2,93

Výpočet návrhových ohybových momentu 1.řádu s vlivem imperfekce pro kvazi-stálou kombinaci zatěžovacích stavů 1 (max N_{Ed}):

Oblast	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	N_{Ed} [kN]
P1	0,6	-0,45	165,97
H1	-1,14	0,88	162,67

Oblast	θ_0 [m]	α_h [-]	$\alpha_{m,y}$ [-]	$\alpha_{m,z}$ [-]	l_0 [m]	$e_{i,y}$ [m]	$e_{i,z}$ [m]
P1	0,005	1,14	1,0	1,0	2,448	0,007	0,007
H1	0,005	1,14	1,0	1,0	2,448	0,007	0,007

Oblast	$M_{i,y}$ [kNm]	$M_{i,z}$ [kNm]	$M_{0,Ed,y}$ [kNm]	$M_{0,Ed,z}$ [kNm]
P1	1,16	1,16	1,76	-1,61
H1	1,14	1,14	-2,28	2,02

- Výpočet účinného součinitele dotvarování, který zohledňuje vliv kvazi-stálého a návrhového ohybového momentu 1.řádu :

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty;t_0)} M_{0,Eqp} / M_{0Ed}$$

$M_{0,Eqp}$ [kNm]

$M_{0,Ed}$ [kNm]

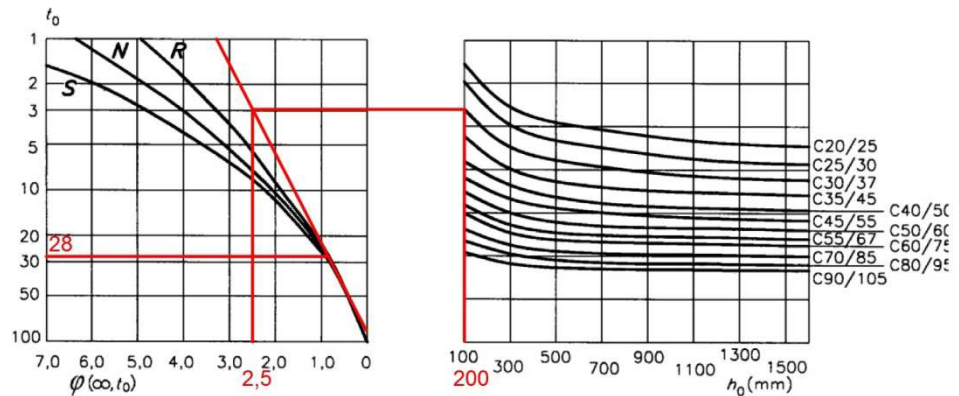
$t_0 = 28$ dní

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 200 \times 200}{800} = 100 \text{ mm}$$

cement N

$r_h = 50 \%$

Účinný součinitel dotvarování
Moment 1.řádu od kvazi-stálé
kombinace zatížení
Moment 1.řádu od návrhové
kombinace zatížení



$$\varphi_{(\infty;t_0)} = 2,5$$

Maximální momenty jsou ve směru y v hlavě sloupu

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty;t_0)} M_{0,Eqp} / M_{0Ed} = 2,5 \times (-2,28) / (-3,27) = \underline{1,7}$$

6.4 Stanovení momentu 2. řádu

- Metoda založená na jmenovité křivosti
- Použité vzorce při výpočtu ohybových momentů 2.řádu :

$$M_{Ed,celkový} = M_{0,Ed} + M_2 \text{ [kNm]}$$

Celkový návrhový moment

$$M_2 = N_{Ed} \times e_2 \text{ [kNm]}$$

Ohybový moment 2.řádu

$$e_2 = \frac{(1/r) \times l_0^2}{c} \text{ [m]}$$

Průhyb

$$l_0 \text{ [m]}$$

Účinná délka sloupu

$$c = 10 \approx \pi^2$$

Součinitel pro konstantní

příčný průřez

$$1/r = K_r K_\varphi (1/r_0)$$

Křivost

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \text{ [-]}$$

Opravný součinitel závislý na

normálové síle

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}}$$

Poměrná normálová síla

$$n_u = 1 + \omega$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}}$$

$$n_{bal} = 0,4$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef}$$

Součinitel zohledňující

dotvarování

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

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

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$d \text{ [m]}$$

Účinná výška

$$\lambda$$

Štíhlost

- Výpočet ohybových momentů 2.řádu sloupu S3 pro kombinace zatěžovacího stavu 1:

beton:	$f_{ck} =$	30 MPa	$f_{cd} =$	20 MPa		
ocel:	$f_{yk} =$	500 MPa	$f_{yd} =$	434,78 MPa	$E_s =$	200000 MPa
	$c =$	35 mm	$\emptyset_{tr} =$	8 mm		
	$h =$	200 mm	$\emptyset_v =$	12 mm		
	$b =$	200 mm	$A_s =$	452 mm ²		
	$d =$	157 mm	$A_c =$	40000 mm ²		

Oblast	N_{Ed} [kN]	$M_{0,Ed,y}$ [kNm]	$M_{0,Ed,z}$ [kNm]	φ_{ef} [-]	λ [-]	β [-]	$K\varphi$ [-]	$1/r_0$ [m ⁻¹]	n_{bal} [-]
P1	255,71	2,42	-2,33	1,7	42,4	0,217	1,369	0,031	0,4
H1	251,26	-3,27	2,93	1,7	42,4	0,217	1,369	0,031	0,4

Oblast	ω [-]	n_u [-]	n [-]	K_r [-]	$1/r$ [m ⁻¹]	c [-]	l_0 [m]	e_2 [m]	M_2 [kNm]
P1	0,246	1,246	0,320	1,095	0,046	10	2,448	0,0277	7,07
H1	0,246	1,246	0,314	1,102	0,046	10	2,448	0,0278	6,99

- Stanovení výsledného návrhového momentu M_{Ed} pro sloup S3 ve směru x:

$$\begin{aligned}
 M_{0e,z} &= \max(0,6M_2 + 0,4M_1; 0,4M_2) + M_{i,x,P1} = \\
 &= \max(0,6M_{Ed,z,H1} + 0,4M_{Ed,z,P1}; 0,4M_{Ed,z,H1}) + M_{i,z,P1} = \\
 &= \max(0,6 \times 1,17 + 0,4 \times (-0,54); 0,4 \times 1,17) + 1,79 = \\
 &= \max(0,486; 0,468) + 1,79 = \underline{2,276 \text{ kNm}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \mathbf{M_{Ed,z,celk}} &= \max(M_{02}; M_{0e} + M_2; M_{01} + 0,5M_2) = \\
 &= \max(M_{0,Ed,z,H1}; M_{0e,z} + M_2; M_{0,Ed,z,P1} + 0,5M_2) = \\
 &= \max(2,93; 2,276 + 7,07; -2,33 + 0,5 \times 7,07) = \\
 &= \max(2,93; 9,346; 1,205) = \mathbf{9,346 \text{ kNm}}
 \end{aligned}$$

- Stanovení výsledného návrhového momentu M_{Ed} pro sloup S3 ve směru y:

$$\begin{aligned}
 M_{0e,y} &= \max(0,6M_2 + 0,4M_1; 0,4M_2) + M_{i,y,P1} = \\
 &= \max(0,6M_{Ed,y,H1} + 0,4M_{Ed,y,P1}; 0,4M_{Ed,y,H1}) + M_{i,y,P1} = \\
 &= \max(0,6 \times (-1,51) + 0,4 \times 0,63; 0,4 \times (-1,51)) + 1,79 = \\
 &= \max(-0,654; -0,604) + 1,79 = \underline{1,14 \text{ kNm}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \mathbf{M_{Ed,y,celk}} &= \max(M_{02}; M_{0e} + M_2; M_{01} + 0,5M_2) = \\
 &= \max(M_{0,Ed,y,H1}; M_{0e,y} + M_2; M_{0,Ed,y,P1} + 0,5M_2) = \\
 &= \max(-3,27; 1,14 + 7,07; 2,42 + 0,5 \times 7,07) = \\
 &= \max(-3,27; 8,21; 5,96) = \mathbf{8,21 \text{ kNm}}
 \end{aligned}$$

- Pro následující kombinace zatěžovacích stavů (KZS2, KZS3) je postup stejný. Proto budou tyto hodnoty vypočítány dle vzoru z předchozích stran pouze tabulkově, bez podrobného rozepsaného postupu.
- Výpočet ohybových momentů 1.řádu sloupu S3 pro kombinace zatěžovacího stavu 2:

Oblast	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	N_{Ed} [kN]
P1	0,89	-0,76	244,9
H1	-1,69	1,37	240,44

Oblast	θ_0 [m]	α_h [-]	$\alpha_{m,y}$ [-]	$\alpha_{m,z}$ [-]	l_0 [m]	$e_{i,y}$ [m]	$e_{i,z}$ [m]
P1	0,005	1,14	1,0	1,0	2,448	0,007	0,007
H1	0,005	1,14	1,0	1,0	2,448	0,007	0,007

Oblast	$M_{i,y}$ [kNm]	$M_{i,z}$ [kNm]	$M_{0,Ed,y}$ [kNm]	$M_{0,Ed,z}$ [kNm]
P1	1,71	1,71	2,60	-2,47
H1	1,68	1,68	-3,37	3,05

- Výpočet ohybových momentů 2.řádu sloupu S3 pro kombinace zatěžovacího stavu 2:

Oblast	N_{Ed} [kN]	$M_{0,Ed,y}$ [kNm]	$M_{0,Ed,z}$ [kNm]	φ_{ef} [-]	λ [-]	β [-]	$K\varphi$ [-]	$1/r_0$ [m ⁻¹]	n_{bal} [-]
P1	244,9	2,60	-2,47	1,7	42,4	0,217	1,369	0,031	0,4
H1	240,44	-3,37	3,05	1,7	42,4	0,217	1,369	0,031	0,4

Oblast	ω [-]	n_u [-]	n [-]	K_r [-]	$1/r$ [m ⁻¹]	c [-]	l_0 [m]	e_2 [m]	M_2 [kNm]
P1	0,246	1,246	0,306	1,111	0,047	10	2,448	0,0281	6,87
H1	0,246	1,246	0,301	1,118	0,047	10	2,448	0,0282	6,79

$M_{0e,z}$ [kNm]	$M_{Ed,z,celk}$ [kNm]	$M_{0e,y}$ [kNm]	$M_{Ed,y,celk}$ [kNm]
2,26	9,13	1,06	7,93

Hodnoty pro posouzení v interakčním diagramu:

$$N_{Ed} = 244,9 \text{ kN} ; M_{Ed,y} = 7,93 \text{ kNm} ; M_{Ed,z} = 9,13 \text{ kNm}$$

- Výpočet ohybových momentů 1.řádu sloupu S3 pro kombinace zatěžovacího stavu 3:

Oblast	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	N_{Ed} [kN]
P1	0,89	-0,67	244,37
H1	-1,74	1,32	239,91

Oblast	θ_0 [m]	α_h [-]	$\alpha_{m,y}$ [-]	$\alpha_{m,z}$ [-]	l_0 [m]	$e_{i,y}$ [m]	$e_{i,z}$ [m]
P1	0,005	1,14	1,0	1,0	2,448	0,007	0,007
H1	0,005	1,14	1,0	1,0	2,448	0,007	0,007

Oblast	$M_{i,y}$ [kNm]	$M_{i,z}$ [kNm]	$M_{0,Ed,y}$ [kNm]	$M_{0,Ed,z}$ [kNm]
P1	1,71	1,71	2,60	-2,38
H1	1,68	1,68	-3,42	3,00

- Výpočet ohybových momentů 2.řádu sloupu S3 pro kombinace zatěžovacího stavu 3:

Oblast	N_{Ed} [kN]	$M_{0,Ed,y}$ [kNm]	$M_{0,Ed,z}$ [kNm]	φ_{ef} [-]	λ [-]	β [-]	$K\varphi$ [-]	$1/r_0$ [m ⁻¹]	n_{bal} [-]
P1	244,37	2,60	-2,38	1,7	42,4	0,217	1,369	0,031	0,4
H1	239,91	-3,42	3,00	1,7	42,4	0,217	1,369	0,031	0,4

Oblast	ω [-]	n_u [-]	n [-]	K_r [-]	$1/r$ [m ⁻¹]	c [-]	l_0 [m]	e_2 [m]	M_2 [kNm]
P1	0,246	1,246	0,305	1,112	0,047	10	2,448	0,0281	6,86
H1	0,246	1,246	0,300	1,118	0,047	10	2,448	0,0282	6,78

$M_{0e,z}$ [kNm]	$M_{Ed,z,celk}$ [kNm]	$M_{0e,y}$ [kNm]	$M_{Ed,y,celk}$ [kNm]
2,24	9,10	1,02	7,88

Hodnoty pro posouzení v interakčním diagramu:

$$N_{Ed} = 244,37 \text{ kN} ; M_{Ed,y} = 7,88 \text{ kNm} ; M_{Ed,z} = 9,1 \text{ kNm}$$

6.5 Posouzení sloupu při dvousém namáhání

- posouzení dvojosého namáhání ohybem není třeba provádět, pokud:

$$\lambda_y / \lambda_z \leq 2,0 \quad \text{a} \quad \lambda_z / \lambda_y \leq 2,0$$

$$\lambda_y = \lambda_z$$

$$\lambda_y / \lambda_z = 1,0 < 2,0 \quad \lambda_z / \lambda_y = 1,0 < 2,0 \quad \text{Vyhovuje}$$

současně musí platit:

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \quad \text{nebo} \quad \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2$$

$$b_{eq} = i_y \sqrt{12}$$

$$h_{eq} = i_z \sqrt{12}$$

$$e_z = M_{Ed,y,celkové} / N_{Ed}$$

$$e_y = M_{Ed,z,celkové} / N_{Ed}$$

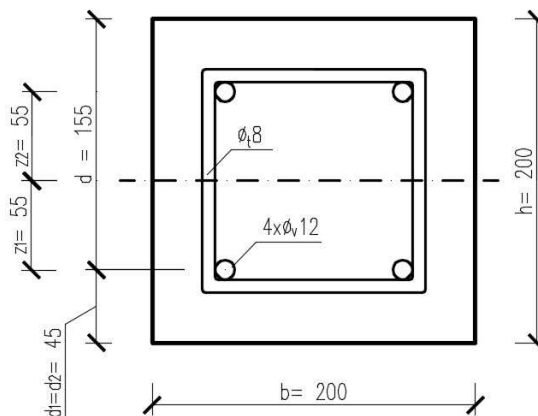
$$i = \sqrt{\frac{1/12bh^3}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$M_{ed,z,celk}$ [kNm]	$M_{ed,y,celk}$ [kNm]	N_{Ed} [kN]	$b = h$ [m]	i	$b_{eq} = h_{eq}$ [m]	e_y [m]	e_x [m]	$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}}$	$\frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}}$
8,898	7,67	255,71	0,2	0,06	0,2	0,035	0,030	1,160	0,862

- $\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} = 1,16 \not\leq 0,2$
- $\frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} = 0,862 \not\leq 0,2$
- Dvousé namáhání je třeba uvažovat. Sloup bude posouzen na dvousé namáhání po následném výpočtu interakčního diagramu (viz. další kapitola).

6.6 Výpočet interakční diagramu a posouzení průřezu

- Schéma průřezu sloupem:



- Interakční diagram

Výztuž u jednoho povrchu $2 \times \text{Ø}12$ ($A_{s1} = A_{s2} = 226 \text{ mm}^2$)

Bod 0 – dostředný tlak :

$$N_{Rd,0} = b \times h \times f_{cd} + \sum A_s \times \sigma_s = 200 \times 200 \times 20 + 452 \times 400 = \underline{980,8 \text{ kN}}$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{c3} \times E_s = 0,002 \times 200000 = 400 \text{ MPa}$$

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

Bod 1 – Nulové přetvoření tažené výztuže:

$$N_{Rd,1} = 0,8b \times d \times f_{cd} + A_{s2} \times f_{yd} = 0,8 \times 200 \times 155 \times 20 + 226 \times 434,78 = 594,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,1} = 0,8b \times d \times f_{cd} \times 0,5 \times (h - 0,8d) + A_{s2} \times z_{s2} \times f_{yd} =$$

$$= 0,8 \times 200 \times 155 \times 20 \times 0,5 \times (200 - 0,8 \times 155) + 226 \times 55 \times 434,78 =$$

$$= \underline{24,25 \text{ kNm}}$$

Bod 2 – Napětí v tažené výztuži je na mezi kluzu:

$$N_{Rd,2} = 0,8b \times \xi_{bal,1} \times d \times f_{cd} + A_{s2} \times f_{yd} - A_{s1} \times f_{yd} = 0,8 \times 200 \times 0,617 \times 155 \times 20 =$$

$$= \underline{306,03 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd,2} = 0,8 \times b \times \xi_{bal,1} \times d \times f_{cd} \times 0,5 \times (h - 0,8 \times \xi_{bal,1} \times d) + A_{s1} \times f_{yd} \times z_{s1} + A_{s2} \times f_{yd} \times z_{s2} =$$

$$= 0,8 \times 200 \times 0,617 \times 155 \times 20 \times 0,5 \times (200 - 0,8 \times 0,617 \times 155) +$$

$$+ 226 \times 434,78 \times 55 + 226 \times 434,78 \times 55 =$$

$$= \underline{29,7 \text{ kNm}}$$

Bod 3 – Prostý ohyb:

stanovení σ_{s2} – napětí v tažené výztuži (výpočet z kvadratické rovnice):

$$\begin{aligned} \sigma_{s2}^2 \times A_{s2} - \sigma_{s2} \times (A_{s1} \times f_{yd} + A_{s2} \times \varepsilon_{cd} \times E_s) + \varepsilon_{cd} \times E_s \times (A_{s1} \times f_{yd} - 0,8b \times f_{cd} \times d_2) &= 0 \\ \sigma_{s2}^2 \times 226 - \sigma_{s2} \times (226 \times 434,78 + 226 \times 0,0035 \times 200000) + & \\ + 0,0035 \times 200000 \times (226 \times 434,78 - 0,8 \times 200 \times 20 \times 43) &= 0 \\ 226\sigma_{s2}^2 - 256460,28 \sigma_{s2} - 27537804 &= 0 \end{aligned}$$

$$\sigma_{s2,1} = 1233,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2,2} = -98,78 \text{ MPa} = \sigma_{s2}$$

jelikož použita výztuž má charakteristickou mez kluzu 500 MPa, první kořen nemá fyzikální smysl. Pro další výpočty proto použijeme druhý kořen (-93,78 MPa).

výpočet x :

$$x = \frac{A_{s1} \times f_{yd} - A_{s2} \times \sigma_{s2}}{0,8 \times b \times f_{cd}} = \frac{226 \times 437,78 + 226 \times 93,78}{0,8 \times 200 \times 20} = 37,33 \text{ mm}$$

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

$$\begin{aligned} M_{Rd,3} &= 0,8 \times b \times x \times f_{cd} \times 0,5 \times (h - 0,8x) + A_{s2} \times \sigma_{s2} \times z_{s2} + A_{s1} \times f_{yd} \times z_{s1} = \\ &= 0,8 \times 200 \times 37,33 \times 20 \times 0,5 \times (200 - 0,8 \times 37,33) + 226 \times (-93,78) \times 55 + \\ &+ 226 \times 434,78 \times 55 = \underline{14,4 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

Bod 4 – Nulové přetvoření tlačené výztuže:

$$N_{Rd,4} = A_{s1} \times f_{yd} = 226 \times 434,78 = \underline{98,26 \text{ kN}}$$

$$M_{Rd,4} = A_{s1} \times f_{yd} \times z_{s1} = 226 \times 434,78 \times 55 = \underline{5,4 \text{ kNm}}$$

Bod 5 - Prostý tah :

$$N_{Rd,5} = \sum A_s \times f_{yd} = 452 \times 434,78 = \underline{196,52 \text{ kN}}$$

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

- Omezení tlakové únosnosti

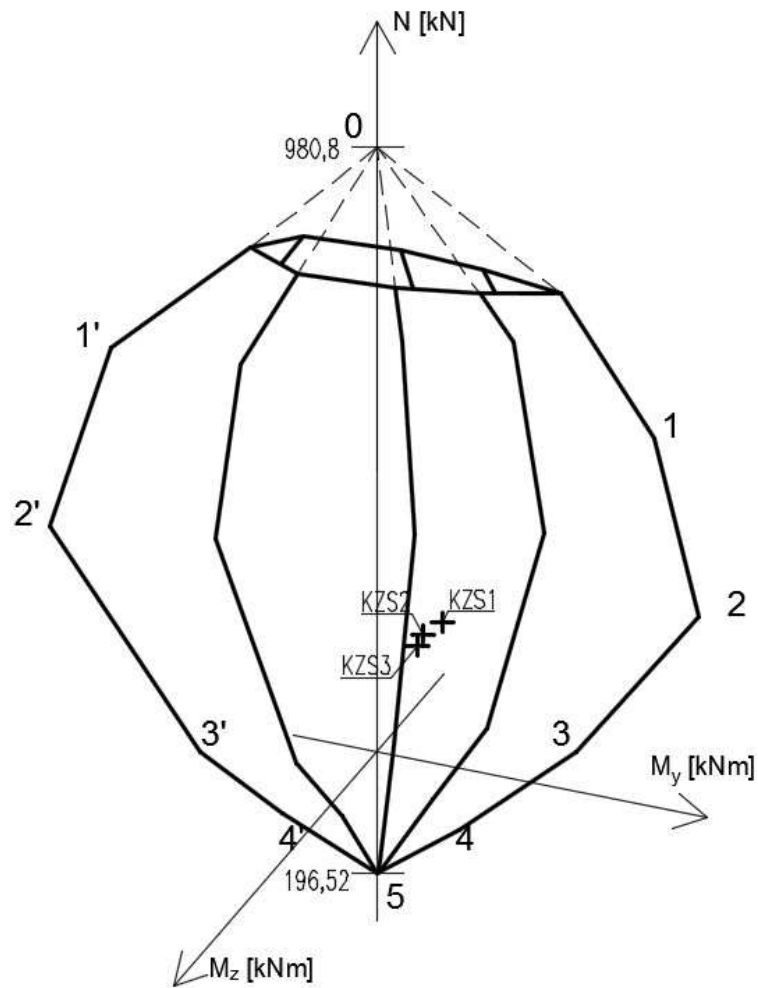
Minimální výstřednost:

$$e_0 = \max\left\{\frac{h}{30}; 20\text{mm}\right\} = \max\left\{\frac{200}{30}; 20\right\} = 20 \text{ mm}$$

Minimální ohybový moment:k

$$M_0 = N_{Rd,0} \times e_0 = 980,8 \times 0,02 = \underline{19,616 \text{ kNm}}$$

- Interakční diagram
- Kvůli nutnosti posuzovat sloup na dvouosé namáhání, je toto posouzení nutno zohlednit v interakčním diagramu:



Posuzované zatížení:

Kombinace zatěžovacích stavů 1:

$N_{Ed} = 255,71 \text{ kN}$; $M_{Ed,y} = 8,21 \text{ kNm}$; $M_{Ed,z} = 9,35 \text{ kNm}$

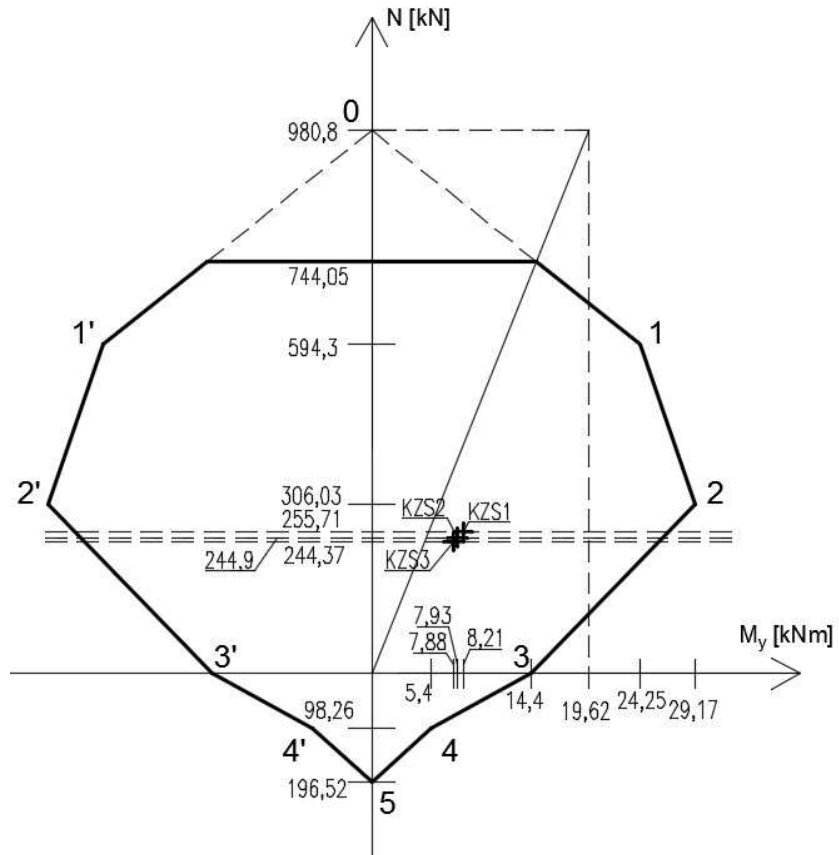
Kombinace zatěžovacích stavů 2:

$N_{Ed} = 244,9 \text{ kN}$; $M_{Ed,y} = 7,93 \text{ kNm}$; $M_{Ed,z} = 9,13 \text{ kNm}$

Kombinace zatěžovacích stavů 3:

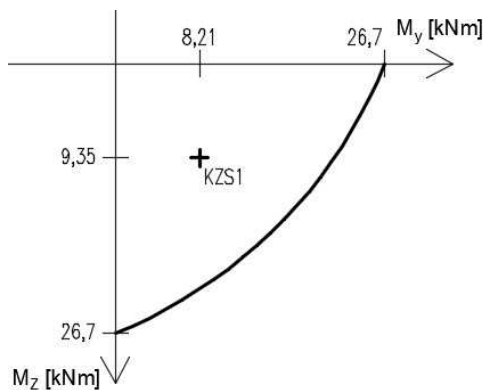
$N_{Ed} = 244,37 \text{ kN}$; $M_{Ed,y} = 7,88 \text{ kNm}$; $M_{Ed,z} = 9,1 \text{ kNm}$

- Podrobnější posouzení zatížení v interakčním diagramu, kde bude více patrné, zda sloup vyhoví na navrhované zatížení:

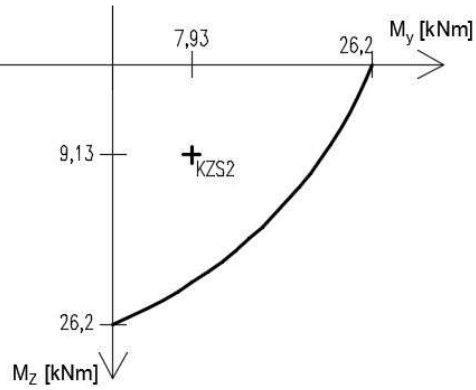


- Pro konkrétní hodnotu N_{Ed} každého KZS je třeba provést vodorovný řez diagramem pro určitou hodnotu normálové síly a tím posoudit dvousé namáhání ohybovými momenty:

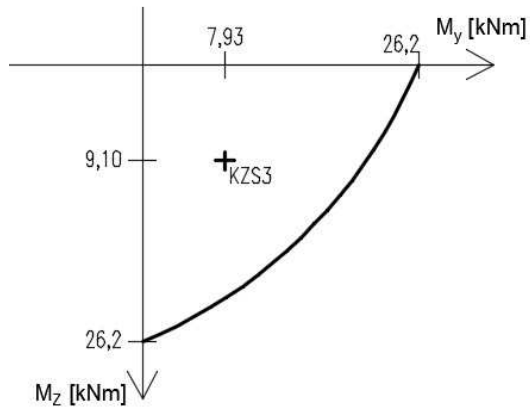
KZS1



KZS2



KZS3



Kombinace zatížení leží uvnitř interakčního diagramu = Navržený sloup VYHOVÍ

- Výpočet posouzení sloupu při dvousém namáhání:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0$$

M_{Edx}, M_{Edy}
 M_{Rdx}, M_{Rdy}
 a

Návrhové momenty s účinkem 2.řádu
 Ohybové momenty únosnosti
 Určení z tabulky lineární interpolací

N_{Ed} / N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
a	1,0	1,5	2,0

Vypočtené hodnoty:

KZS	M_{Edz} [kNm]	M_{Edy} [kNm]	N_{Ed} [kN]	$M_{Rdz} = M_{Rdy}$ [kNm]	N_{Rd} [kN]	N_{Ed} / N_{Rd} [-]	a
1	9,35	8,21	255,71	29,17	744,05	0,344	1,203
2	9,13	7,93	244,9	29,17	744,05	0,329	1,191
3	9,1	7,88	244,37	29,17	744,05	0,328	1,190

Posouzení:

KZS1

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a = \left(\frac{9,35}{29,17}\right)^{1,203} + \left(\frac{8,21}{29,17}\right)^{1,203} = 0,472 \leq 1,0$$

Vyhovuje

KZS2

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a = \left(\frac{9,13}{29,17}\right)^{1,191} + \left(\frac{7,93}{29,17}\right)^{1,191} = 0,463 \leq 1,0$$

Vyhovuje

KZS3

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a = \left(\frac{9,1}{29,17}\right)^{1,190} + \left(\frac{7,88}{29,17}\right)^{1,190} = 0,461 \leq 1,0$$

Vyhovuje

Takto navržená výztuž vyhovuje pro všechny kombinace zatěžovacích stavů.

7 Závěr

Konstrukce objektu jsou navrženy v souladu se souborem platných norem v České republice. Konstrukce byly navrženy co nejefektivněji v rámci možností a objektivního náhledu na vlastní zkušenosti s navrhováním studenta stavební fakulty. Proto byla většina konstrukcí navržena na straně bezpečné.

V Praze 20.5.2018

.....
Václav Mauric

Použitá literatura a programy

- knihy, skripta, články

- [1] PROCHÁZKA, Jaroslav, Alena KOHOUTKOVÁ a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování Železobetonových konstrukcí: Příklady a postupy*. Praha, 2014. Skripta. České vysoké učení technické v Praze. ISBN 978-80-01-05587-8
- [2] HANZLOVÁ, Hana a Jitka VAŠKOVÁ. *Schodiště: Sylabus k přednášce k předmětu BK01*. 14 s. Dostupné z: <http://concrete.fsv.cvut.cz/~hanzlova/pomucky/schodiste.pdf>
- [3] BÍLÝ, Petr, *Interakční diagram: pomůcky ke cvičení k předmětu BK01*. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~bilypet1/vyuka/BK01/DCV1_interakcni_diagram.pdf
- [4] HALFEN s.r.o. *Technické informace Halfen prvky zvukové izolace*. 2010. Dostupné z: <http://www.halfen.com/cz/2139/produkty/vyztuze/hbb-htf-htt-prvky-tlumeni-krojejoveho-hluku/informace-o-produktech/?category=4>
- [5] NOVOTNÝ, Jan. *Cvičení z pozemního stavitelství, konstrukční cvičení*. Praha: Sobotáles, 2007. ISBN 978-80-86817-23-1
- [6] STAVEBNINY DEK A.S. *Projekční katalog dek*. Praha, 2017.
- [7] VÍTEK, Jan L., Jiří KOLÍSKO, Robert COUFAL, Petr HUŇKA a Michal ŠTEVULA. *Technická pravidla ČBS 05: modul pružnosti betonu*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2016. ISBN 978-80-906097-5-4.

- normy

- [8] ČSN EN 1990 (730002). *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [9] ČSN EN 1991-1-1 (730035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíhy a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [10] ČSN EN 1991-1-3 (730035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*. Praha: český normalizační institut, 2005.
- [11] ČSN EN 1992 1-1 (731201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. listopad 2006. Praha: český normalizační institut, 2005.
- [12] ČSN EN 1992 1-1 OPRAVA 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, 2009.

- [13] ČSN EN 1992 1-1 OPRAVA 2 (731201). *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.
- [14] ČSN EN 206 (732403): *Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.
- [15] ČSN EN 13670 (732400): *Provádění betonových konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- programy
- [16] AUTOCAD 2017
- [17] SCIA ENGINEER 17.01
- [18] MICROSOFT OFFICE 2007 WORD A EXCEL
- [19] OVĚŘENÍ RANÝCH TRHLIN, soubor xls.