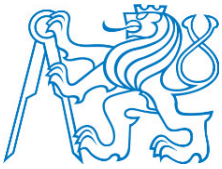


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Statický výpočet

Návrh nosné konstrukce lékařské fakulty, Hradec Králové

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: Ing. Hana Hanzlová CSc.

Bc. Kristýna Chromá

Praha 2017/18

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bc. CHROMÁ Jméno: Kristýna Osobní číslo: 409709

Zadávající katedra: betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh nosné konstrukce lékařské fakulty, Hradec Králové

Název diplomové práce anglicky: Structural Design of Faculty of Medicine, Hradec Králové

Pokyny pro vypracování:
Předběžný návrh nosných prvků objektu.
Podrobný návrh vybraných prvků.
Technická zpráva ke statické části.
Výkresy tvaru, výkresy výztuže vybraných prvků.
Obsah dílčích částí zadání - viz specifikace zadání.

Seznam doporučené literatury:
doporučená literatura pro studenty bakalářského a magistreského studia
dostupné podklady k realizovanému objektu

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

Datum zadání diplomové práce: 2.10.2017 Termín odevzdání diplomové práce: 7.1.2018
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

2. 10. 2017
Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. Kristýna CHROMÁ

Název diplomové práce: Návrh nosné konstrukce lékařské fakulty, Hradec Králové

Základní část: STATICKÁ – BETON podíl: 75 %

Formulace úkolů: Koncepce nosného systému celého objektu. Předb. návrh vodor. a svislých prvků. Podrobný návrh zastřešení posluchárenského sálu – varianta železobeton, varianta betonářská výztuž v kombinaci s drátkobetonem. Schémata výkresů tvaru, schéma výkresu výztuže vybraného prvku. Stručná TZ.

Podpis vedoucího DP: .... Datum: 2.10.2017

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

2. Část: STAVEBNÍ podíl: 15 %

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

Formulace úkolů: Vypracovat projektovou dokumentaci pro stavební řízení v rozsahu: půdorys 1.NP, řezy podélné, dílčí řez příčný a TZ

Podpis konzultanta: Hanzalová Datum: 2.10.2017

3. Část: GEOTECHNIKA podíl: 10 %

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

Formulace úkolů: NÁVRH ZALOŽENÍ OBJEKTU A VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE

Podpis konzultanta: .... Datum: 2.10.2017

4. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: .... Datum: ....

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

Čestné prohlášení

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

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

V …….. dne …….. ……

Podpis

Poděkování

Ráda bych zde poděkovala vedoucí práce Ing. Haně Hanzlové CSc. za její cenné rady, metodické vedení a čas, který mi věnovala při řešení dané problematiky.

Také děkuji Ing. Lence Hanzalové Ph.D, za rady ohledně stavební části diplomové práce.

Anotace

Diplomová práce se zabývá předběžným návrhem nosné monolitické konstrukce lékařské fakulty a podrobným návrhem zastřešení přednáškové místnosti - skořepiny. Konstrukce je řešena ve dvou variantách – železobetonová a drátkobetonová v kombinaci s betonářskou výztuží. Součástí práce jsou statické modely v programu Scia Engineer, sestavení programu v Excelu, využitý k návrhu a posouzení výztuže konstrukce v obou variantách vyztužení. K práci jsou přiloženy výkresy tvaru, výkresy výztuže konstrukce střechy a technická zpráva.

Abstrakt

The diploma thesis deals with preliminary design of bearing monolitic construction of medical faculty and detailed design of roof construction lecture room - shell. The construction is designed in two variants – reinforced concrete, fibre-reinforced concrete in combination with reinforcement. The work includes structural models in Scia Engineer, creating a program in Excel, used for design and assessment of the construction reinforcement in both variants. The work is accompanied by drawings of shape, reinforcement drawings of shell and technical report.

Klíčová slova

Skořepina, železobeton, drátkobeton, trhliny, průhyb, výztuž, interakční diagram

Keywords

Shell, reinforced concrete, fibre-reinforced concrete, crack, deflection, reinforcement, interaction diagram

Obsah

1. ÚVOD 10
   1.1. POPIS KONSTRUKCE 10
   1.2. FOTOGRAFIE OBJEKTU 11
   1.3. ZADÁNÍ 13
   1.4. KONSTRUKČNÍ SYSTÉM 15
      1.4.1. První nadzemní podlaží 15
      1.4.2. Druhé nadzemní podlaží 16
      1.4.3. Třetí nadzemní podlaží 17
2. PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH 18
   2.1. MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY 18
   2.2. KRYCÍ VRSTVY 19
   2.3. TLOUŠŤKY STROPNÍCH DESEK 22
   2.4. ZATÍŽENÍ 27
      2.4.1. Stálé zatížení 27
      2.4.2. Proměnné 29
      2.4.3. Kombinace zatížení 31
   2.5. NÁVRH PRŮVLAKŮ 33
   2.6. NÁVRH STĚNOVÉHO NOSNÍKU 39
   2.7. NÁVRH SLOUPŮ 42
   2.8. PŘEDBĚŽNÉ POSOUZENÍ STROPNÍ DESKY NA PROTLAČENÍ 43
   2.9. SCHODIŠTĚ 45
      2.9.1. Geometrie schodiště 45
      2.9.2. Způsob podepření schodiště 47
   2.10. ODSTUPŇOVANÁ RAMPA V PŘEDNÁŠKOVÉ MÍSTNOSTI 53
3. PROSTOROVÝ MODEL 54
   3.1. OVĚŘENÍ SPRÁVNOSTI VÝSLEDNÉHO MODELU 55
      3.1.1. Stropní deska v 1NP 55
      3.1.2. Stropní deska 3 NP 57
   3.2. OVĚŘEŘENÍ TLOUŠŤKY STROPNÍ DESKY 63
4. ZALOŽENÍ OBJEKTU 70
   4.1. GEOLOGICKÝ PROFIL 70
   4.2. REAKCE PŮSOBÍCÍ NA ZÁKLADY 71
      4.2.1. Návrh založení skořepin 75
      4.2.2. Návrh založení stěn 77
      4.2.3. Návrh založení sloupů 78

5. DIMENZOVÁNÍ VÝZTUŽE SKOŘEPINY 80
5.1. KOMBINACE ZATÍŽENÍ 81
5.2. VNITŘNÍ SÍLY 82
5.3. ŽELEZOBETONOVÁ SKOŘEPINA 91
5.3.1. Použité vzorce při posouzení 91
5.3.2. Návrh základního rastu 97
5.3.3. Posouzení na MSÚ 99
5.3.4. Posouzení na MSP 104
5.3.4.1. Omezení napětí 104
5.3.4.2. Omezení šířky trhliny 108
5.3.4.3. Kontrola průhybu 109
5.4. SKOŘEPINA Z DRÁTKOBETONU S BETONÁŘSKOU VÝZTUŽÍ 111
5.4.1. Materiálové charakteristiky 111
5.4.2. Použité vzorce při posouzení 111
5.4.3. Návrh základního rastu 115
5.4.4. Posouzení na MSÚ 116
5.4.5. Posouzení na MSP 122
5.4.5.1. Omezení napětí 122
5.4.5.2. Kontrola šířky trhliny 126
5.4.5.3. Kontrola průhybu 127
5.5. KOTEVNÍ A PŘESAHOVÉ DÉLKY 129
6. ZÁVĚR 133
SEZNAM PŘÍLOH 134
ZDROJE 135

1. ÚVOD

1.1. POPIS KONSTRUKCE

Předmětem této diplomové práce je komplexní návrh nosné železobetonové konstrukce lékařské fakulty. Jako součást zadání tohoto projektu byly převzaty schémata půdorysů, pohledy a řez. Objekt se třemi nadzemními podlažími se nachází v Hradci Králové.

Objekt je rozdělen na dva hlavní celky. Zastřešení je tvořeno dvěma skořepinami, jejichž tvar je je definován elipsami. Větší a delší skořepina s prosklenou lehkou fasádou obsahuje seminární místnosti, knihovnu a počítačové studovny. V kratší, nižší ale širší je umístěn přednáškový sál.

Nosné konstrukce jsou navrženy z pohledového betonu. Zateplení objektu je řešeno sendvičovou konstrukcí, kde bylo z exteriéru použito fasádní omítky Creativ Top od firmy Baumit, která imituje vzhled pohledového betonu. Stavebně je objekt řešen jako kombinace stěnového systému a bezprůvlakého skeletu. Zastřešení je řešeno částečně skořepinami, částečně železobetonovou stropní deskou. Založení objektu je na základových pasech opřených do pilot. V objektu se nachází výtah, dvouramenné železobetonové schodiště a ocelové schodiště vedoucí pouze do druhého podlaží.

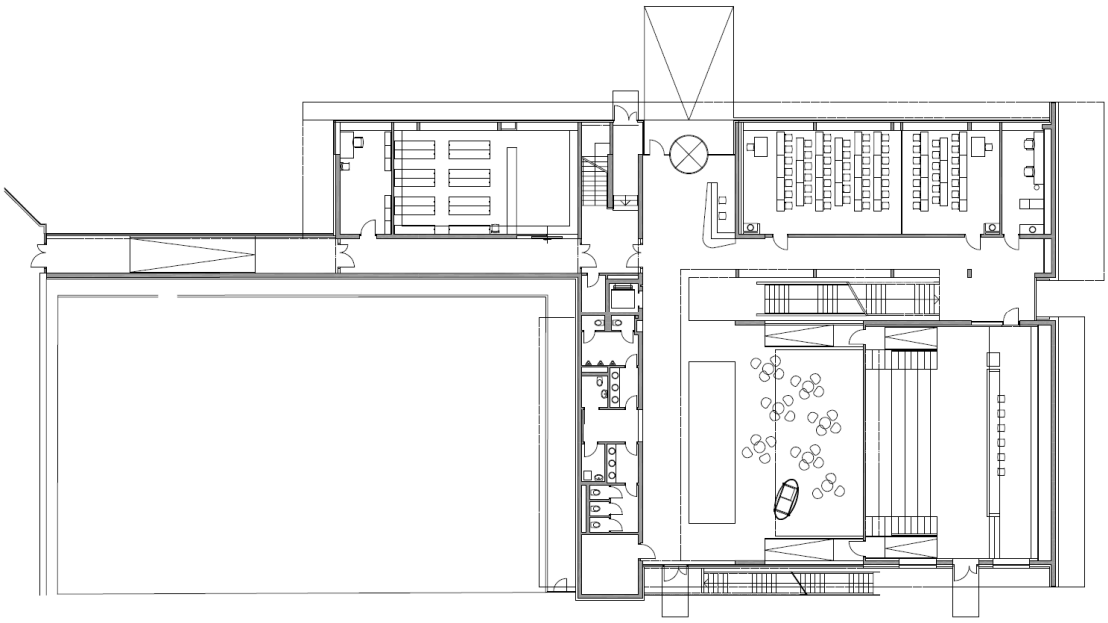
1.2. FOTOGRAFIE OBJEKTU

Obr. 1 Fotografie objektu [20]

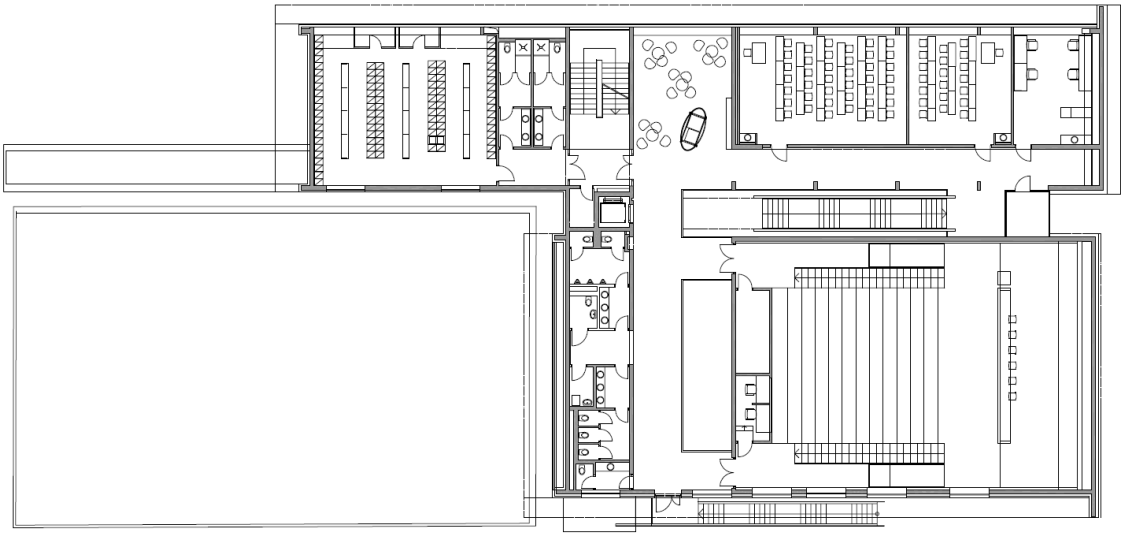
Obr. 2 Fotografie objektu [20]

Obr. 3 Fotografie objektu [20]

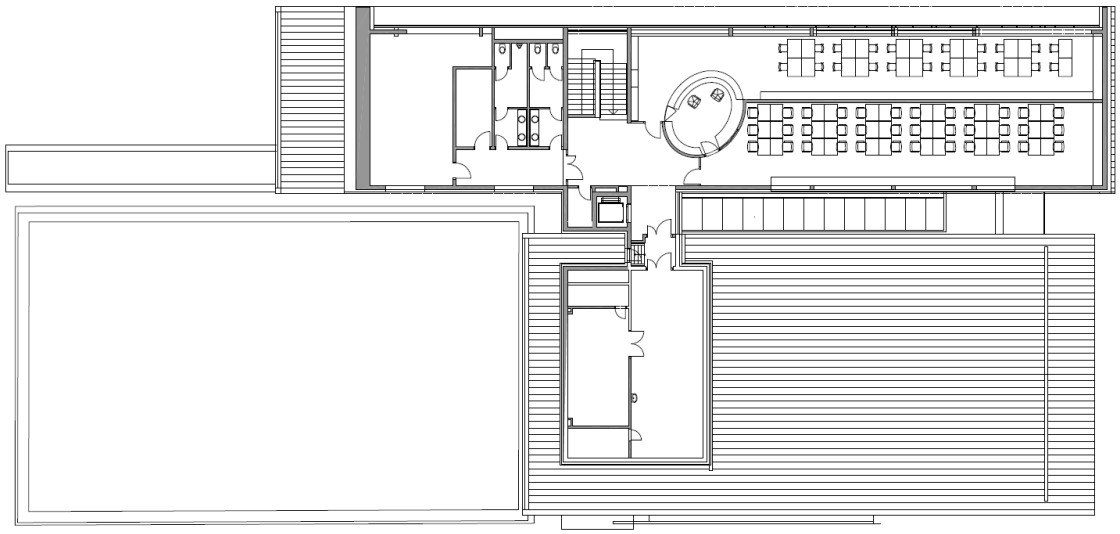
1.3. ZADÁNÍ



Obr. 4 Půdorysné schéma 1. NP [20]

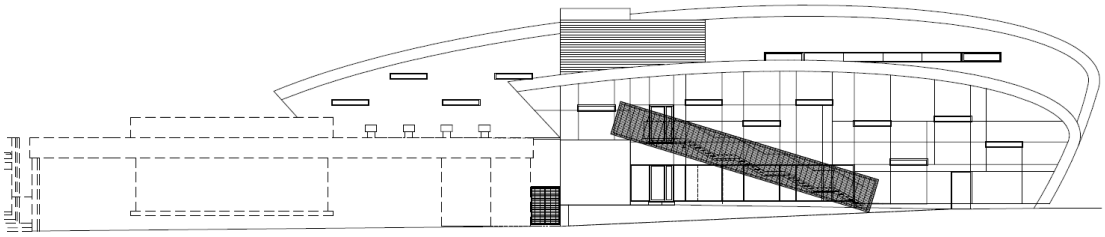


Obr. 5 Půdorysné schéma 2. NP [20]

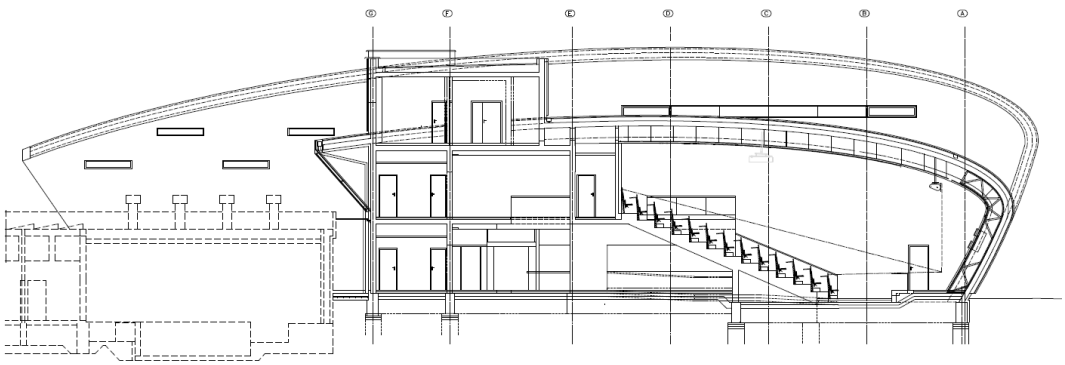


Obr. 6 Půdorysné schéma 3. NP [20]

Obr. 7 Pohled [20]



Obr. 8 Pohled [20]

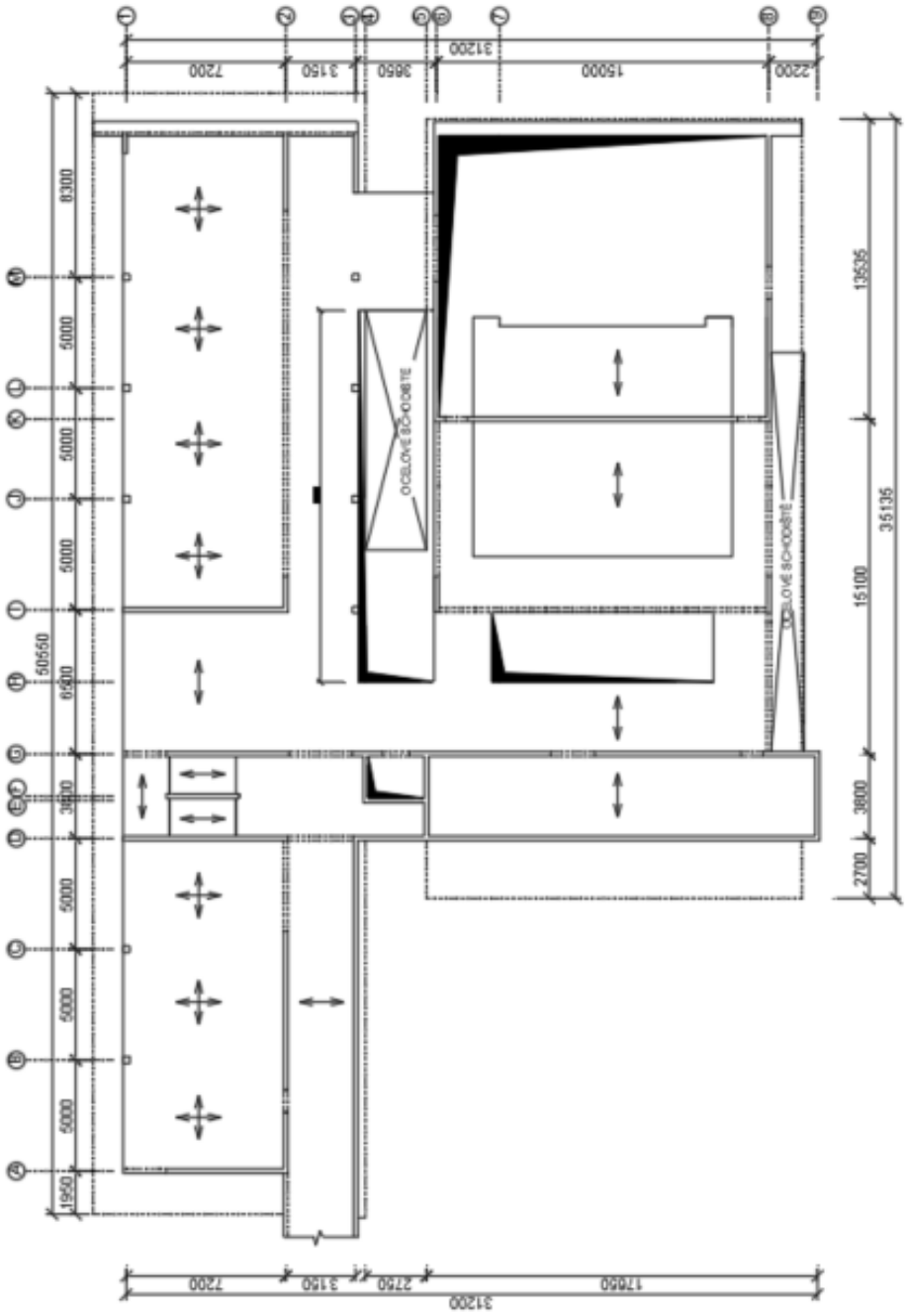


Obr. 9 Řez [20]

1.4. KONSTRUKČNÍ SYSTÉM

1.4.1. První nadzemní podlaží

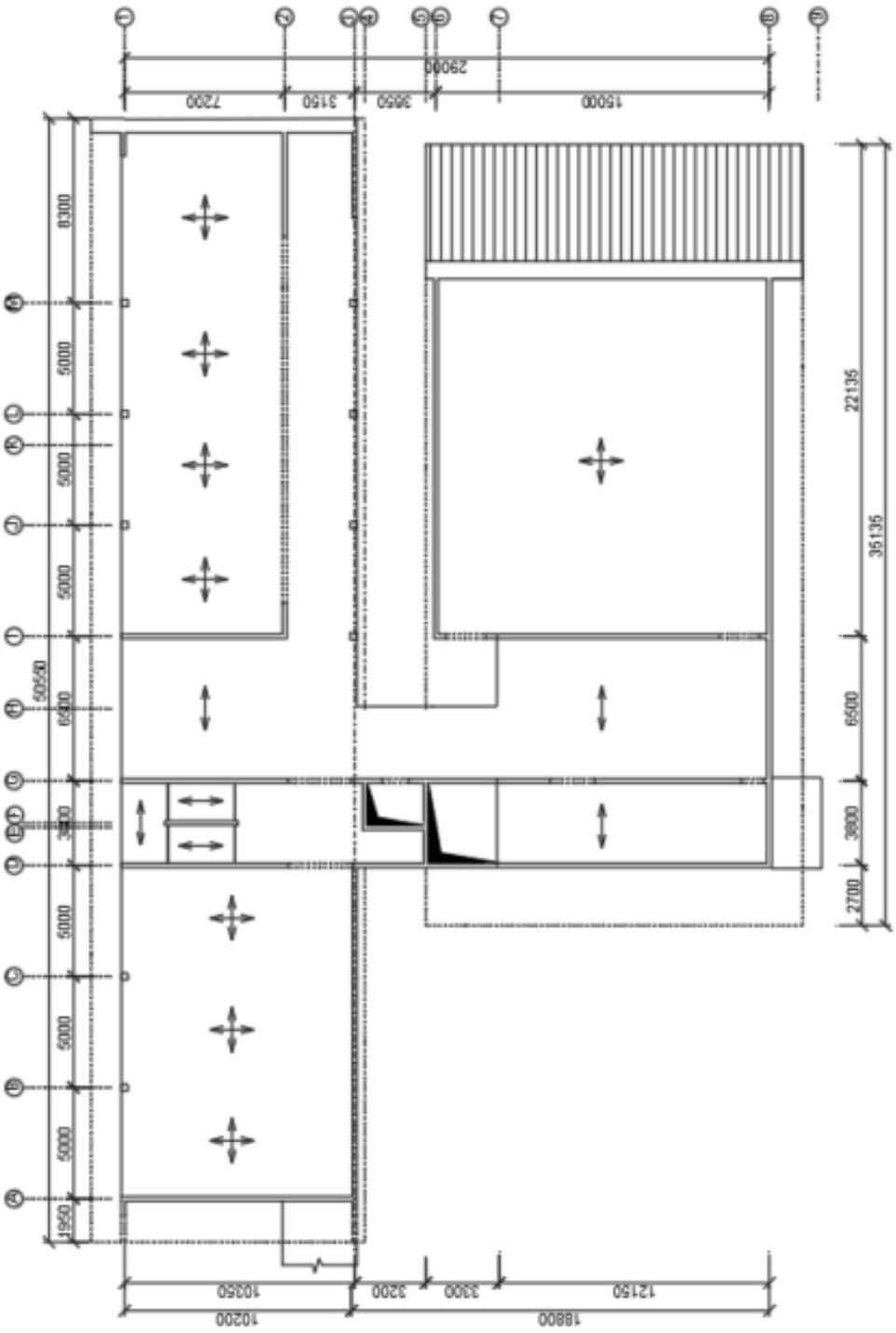
Konstrukční systém v 1. nadzemním podlaží je kombinací stěnového systému a bezprůvlakého skeletu. Tvoří ho železobetonové monolitické stěny tloušťky 200 mm a železobetonové sloupy o rozměrech 300 x 300 mm. Stropní desky jsou převážně obousměrně pnuté – železobetonové monolitické tloušťky 300 mm. V objektu se nachází dvouramenné ŽB monolitické schodiště.



Obr. 10 Konstrukční systém 1. NP

1.4.2. Druhé nadzemní podlaží

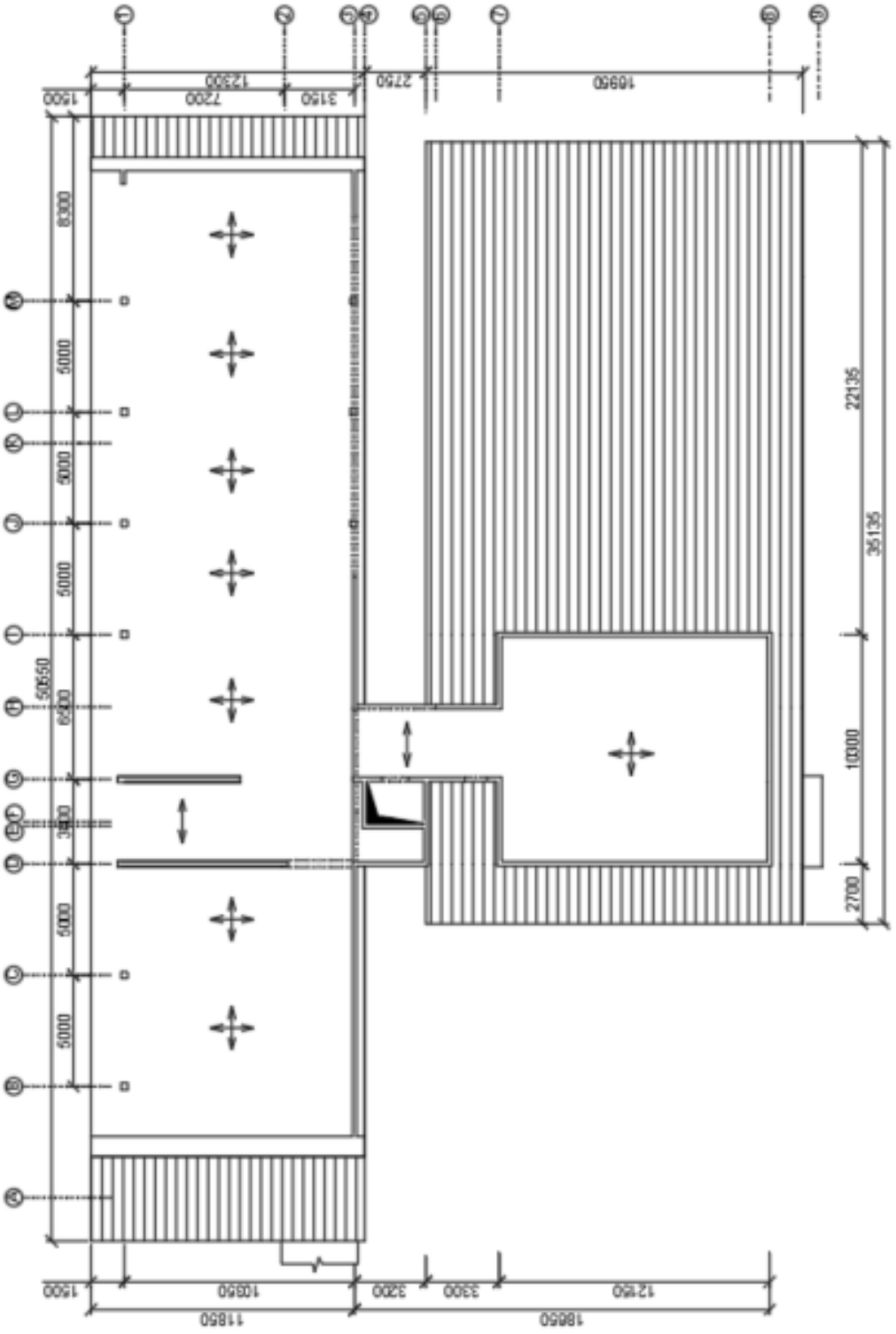
Konstrukční systém v 2. nadzemním podlaží je kombinovaný, složený z železobetonových monolitických stěn tloušťky 200 mm a železobetonových monolitických sloupů o rozměrech 300 x 300 mm. Stropní desky jsou obousměrně pnuté – železobetonové plné o tloušťce 300 mm nebo vylehčené o celkové tloušťce 400 mm.



Obr. 11 Konstrukční systém 2. NP

1.4.3. Třetí nadzemní podlaží

Konstrukční systém v 3. nadzemním podlaží je stejný jako v druhém podlaží. Zastřešení objektu je částečně navrženo pomocí dvou skořepin a částečně stropní deskou.



Obr. 12 Konstrukční systém 3. NP

2. PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH

2.1. MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

BETON

C30/37 – XC4,XF1 – Cl0,4 – D_{max}16 – S4 nebo **C30/37 – XC1 – Cl0,4 – D_{max}16 – S4**

f_{ck} = 30 MPa	*pevnost v tlaku, charakteristická hodnota*
f_{cm} = 38 MPa	*pevnost v tlaku, průměrná hodnota*
f_{ctm} = 2,9 MPa	*pevnost v tahu, průměrná hodnota*
$f_{ctk0,05}$ = 2,0 MPa	*pevnost v tahu, dolní kvantil*
$f_{ctk0,95}$ = 3,8 MPa	*pevnost v tahu, horní kvantil*
E_{cm} = 32 GPa	*modul pružnosti*
ε_{cu1} = - 3,5 . 10^{-4} ‰	*mezní přetvoření pro výpočet únosnosti*
ε_{cu2} = - 3,5 . 10^{-4} ‰	*mezní přetvoření pro výpočet účinků zatížení*
γ_c = 1,5	*součinitel spolehlivosti betonu*
$f_d = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20$ MPa	*pevnost v tlaku, návrhová hodnota*

C25/30 – XC2 – Cl0,4 – D_{max}16 – S4

f_{ck} = 25 MPa	*pevnost v tlaku, charakteristická hodnota*
f_{cm} = 33 MPa	*pevnost v tlaku, průměrnáhodnota*
f_{ctm} = 2,6 MPa	*pevnost v tahu, průměrnáhodnota*
$f_{ctk0,05}$ = 1,8 MPa	*pevnost v tahu, dolní kvantil*
$f_{ctk0,95}$ = 3,3 MPa	*pevnost v tahu, horní kvantil*
E_{cm} = 31 GPa	*modul pružnosti*
ε_{cu1} = - 3,5 . 10^{-4} ‰	*mezní přetvoření pro výpočet únosnosti*
ε_{cu2} = - 3,5 . 10^{-4} ‰	*mezní přetvoření pro výpočet účinků zatížení*
γ_c = 1,5	*součinitel spolehlivosti betonu*
$f_d = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7$ MPa	*pevnost v tlaku, návrhová hodnota*

BETONÁŘSKÁ OCEL

Betonářská ocel B500B

f_{yk} = 500 MPa *pevnost v tahu, charakteristická hodnota*

γ_s = 1,15 *součinitel spolehlivosti oceli*

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1{,}15} = 435\ MPa$ *pevnost v tahu, návrhová hodnota*

2.2. KRYCÍ VRSTVY

POHLEDOVÝ BETON

Exteriér

C30/37 – XC4,XF1 – Cl0,4 – D_{max}16 – S4

- Stupeň vlivu prostředí XC4, XF1
- Návrhová životnosti 50 let (třída konstrukce S4)

➢ Vodorovné konstrukce

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

- $\Delta c_{dev} = 10\ mm$ *přídavek na návrhovou odchylku – monolit. konstrukce*
- $c_{min} = max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}\ ; 10\ mm)$
- $c_{min,b} = 12\ mm$ *odhad průměru výztuže*
- $c_{min,dur} = 20\ mm$ *pro S4 – XC4 (zmenšení o dvě třídy – desková konstrukce)*
- $\Delta c_{dur,\gamma}\ ; \Delta c_{dur,st}\ ; \Delta c_{dur,add} = 0$

$c_{min} = max(12; 25 + 0 - 0 - 0\ ; 10\ mm) = 25\ mm$

$c_{nom} = 25 + 10 = \mathbf{35\ mm}$

➢ Svislé konstrukce

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

- $\Delta c_{dev} = 10\ mm$ *přídavek na návrhovou odchylku – monolit. konstrukce*
- $c_{min} = max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}\ ; 10\ mm)$
- $c_{min,b} = 20\ mm$ *odhad průměru výztuže*
- $c_{min,dur} = 25\ mm$ *pro S4 – XC4*
- $\Delta c_{dur,\gamma}\ ; \Delta c_{dur,st}\ ; \Delta c_{dur,add} = 0$

$c_{min} = max(20; 30 + 0 - 0 - 0; 10\ mm) = 30\ mm$

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

Interiér

C30/37 – XC1 – Cl0,4 – D_{max}16 – S4

- Stupeň vlivu prostředí XC1
- Návrhová životnosti 50 let (třída konstrukce S4)

➢ Vodorovné konstrukce

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

- $\Delta c_{dev} = 10\ mm$ *přídavek na návrhovou odchylku – monolit. konstrukce*
- $c_{min} = max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\ mm)$
- $c_{min,b} = 12\ mm$ *odhad průměru výztuže*
- $c_{min,dur} = 10\ mm$ *pro S4 – XC1 (zmenšení o dvě třídy – desková konstrukce, splnění podmínky min. třídy betonu)*
- $\Delta c_{dur,\gamma}; \Delta c_{dur,st}; \Delta c_{dur,add} = 0$

$c_{min} = max(12; 10 + 0 - 0 - 0; 10\ mm) = 12\ mm$

$c_{nom} = 12 + 10 = \mathbf{22\ mm} \rightarrow \mathbf{25\ mm}$

➢ Svislé konstrukce

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

- $\Delta c_{dev} = 10\ mm$ *přídavek na návrhovou odchylku – monolit. konstrukce*
- $c_{min} = max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\ mm)$
- $c_{min,b} = 18\ mm$ *odhad průměru výztuže*
- $c_{min,dur} = 10\ mm$ *pro S4 – XC1 (zmenšení o jednu třídu – splnění podmínky minimální třídy betonu)*
- $\Delta c_{dur,\gamma}; \Delta c_{dur,st}; \Delta c_{dur,add} = 0$

$c_{min} = max(18; 10 + 0 - 0 - 0; 10\ mm) = 18\ mm$

$c_{nom} = 18 + 10 = \mathbf{28\ mm} \rightarrow \mathbf{30\ mm}$

ZÁKLADY

C25/30 – XC2 – Cl0,4 – D_{max}16 – S4

- Stupeň vlivu prostředí XC2
- Návrhová životnost 50 let (třída konstrukce S4)

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

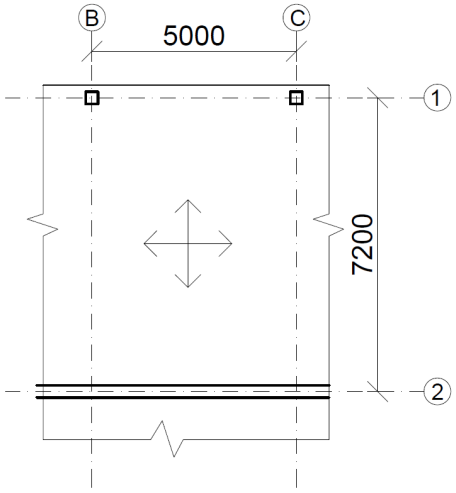
- $\Delta c_{dev} = 10\ mm$ *přídavek na návrhovou odchylku – monolit. konstrukce*
- $c_{min} = max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}\ ; 10\ mm)$
- $c_{min,b} = 12\ mm$ *odhad průměru výztuže*
- $c_{min,dur} = 25\ mm$ *pro S4 – XC2(zmenšení o jednu třídu – splnění podmínky minimální třídy betonu)*
- $\Delta c_{dur,\gamma}\ ; \Delta c_{dur,st}\ ; \Delta c_{dur,add} = 0$

$c_{min} = max(12; 20 + 0 - 0 - 0\ ; 10\ mm) = 20\ mm$

$c_{nom} = 20 + 10 = \mathbf{30\ mm}$

2.3. TLOUŠŤKY STROPNÍCH DESEK

- Stropní deska 1NP



Obr. 13 Schéma stropní desky 1NP

Stropní deska je obousměrně pnutá lokálně podepřená železobetonovými sloupy a stěnou. Maximální rozpon desky je l_{max} = 7,2 m.

Empírie

$$h_d = \frac{l_{max}}{33} = \frac{7200}{33} = 218\ mm \quad +10\% \rightarrow 240\ mm$$

Ohybová štíhlost

$$\lambda = \frac{l}{d} < \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{d,tab}$$

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

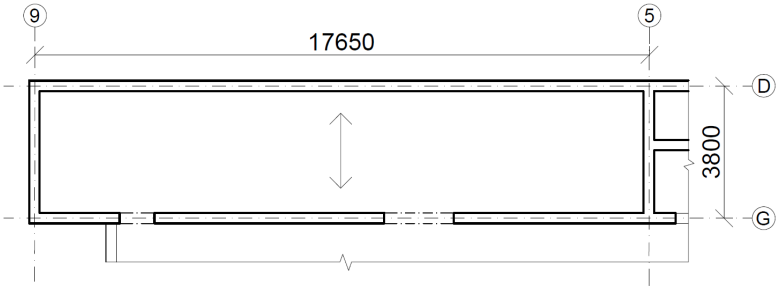
- $\kappa_1 = 1$ *obdélníkový průřez*
- $\kappa_2 = 7/l = 0{,}97$ *rozpětí ≥ 7m*
- $\kappa_3 = 1{,}2$ *odhad*
- $\lambda_{d,tab} = 24$ *lokálně podepřená deska, ρ ≤ 0,5%, C30/37*
- $\emptyset_s = 10\ mm$

$$d \geq \frac{7200}{1 * 0{,}97 * 1{,}2 * 24} = 258\ mm$$

$$h_d = d + \frac{\phi}{2} + c_{nom} = 258 + \frac{10}{2} + 25 = 290\ mm$$

NÁVRH: Tloušťka stropní desky h_d = 300 mm

- Stropní deska 1NP



Obr. 14 Schéma stropní desky 1NP

Stropní deska je jednosměrně pnutá po obvodě nepoddajně podepřená železobetonovými stěnami. Rozpon desky je l_{max} = 3,8 m.

Empirie

$$h_d = \left\{\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right\} l_{max} = \left\{\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right\} * 3800 = \{152 \div 190\} = 180\ mm$$

Ohybová štíhlost

$$\lambda = \frac{l}{d} < \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{d,tab}$$

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

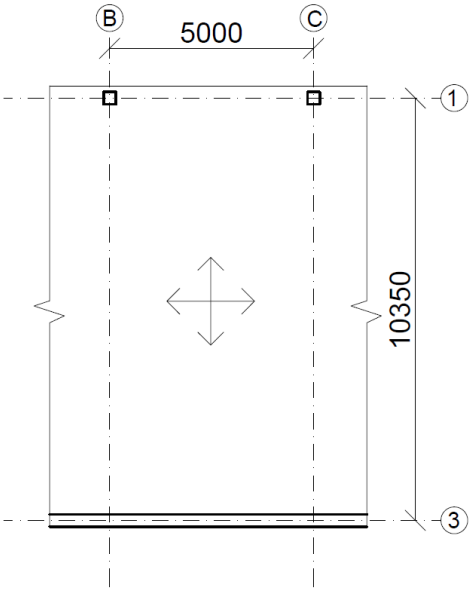
- $\kappa_1 = 1$ *obdélníkový průřez*
- $\kappa_2 = 1$ *rozpětí ≤ 7m*
- $\kappa_3 = 1{,}2$ *odhad*
- $\lambda_{d,tab} = 26$ *krajní pole jednosměrně pnuté desky, ρ ≤ 0,5%, C30/37*
- $\emptyset_s = 10\ mm$

$$d \geq \frac{3800}{1 * 1 * 1{,}2 * 26} = 122\ mm$$

$$h_d = d + \frac{\phi}{2} + c_{nom} = 122 + \frac{10}{2} + 25 = 155\ mm$$

NÁVRH: Tloušťka stropní desky h_d = 300 mm

- Stropní deska 2NP



Obr. 15 Schéma stropní desky 2NP

Stropní deska je obousměrně pnutá lokálně podepřená železobetonovými sloupy a stěnou. Maximální rozpon desky je l_{max} = 10,35 m.

Empirie

$$h_d = \frac{l_{max}}{33} = \frac{10350}{33} = 315\ mm \quad + 10\% \rightarrow 350\ mm$$

Ohybová štíhlost

$$\lambda = \frac{l}{d} < \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{d,tab}$$

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

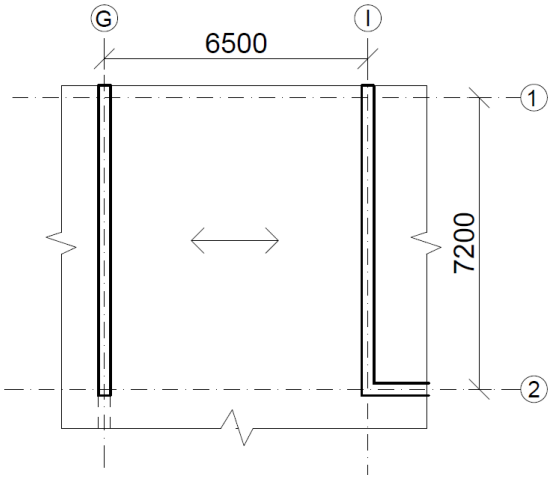
- $\kappa_1 = 1$ *obdélníkový průřez*
- $\kappa_2 = 7/l = 0{,}68$ *rozpětí ≥ 7m*
- $\kappa_3 = 1{,}2$ *odhad*
- $\lambda_{d,tab} = 24$ *lokálně podepřená deska, ρ ≤ 0,5%, C30/37*
- $\emptyset_s = 10\ mm$

$$d \geq \frac{10350}{1 * 0{,}68 * 1{,}2 * 24} = 528\ mm$$

$$h_d = d + \frac{\phi}{2} + c_{nom} = 528 + \frac{10}{2} + 25 = 560\ mm$$

NÁVRH: Vylehčená stropní deska h_d = 400 mm

- Stropní deska 2NP



Obr. 16 Schéma stropní desky 2NP

Stropní deska je jednosměrně pnutá podepřená železobetonovými stěnami. Jedná se o vnitřní pole s rozponem l_{max} = 6,5 m.

Empirie

$$h_d = \left\{\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right\} l_{max} = \left\{\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right\} * 6500 = \{260 \div 325\} = 300\ mm$$

Ohybová štíhlost

$$\lambda = \frac{l}{d} < \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{d,tab}$$

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

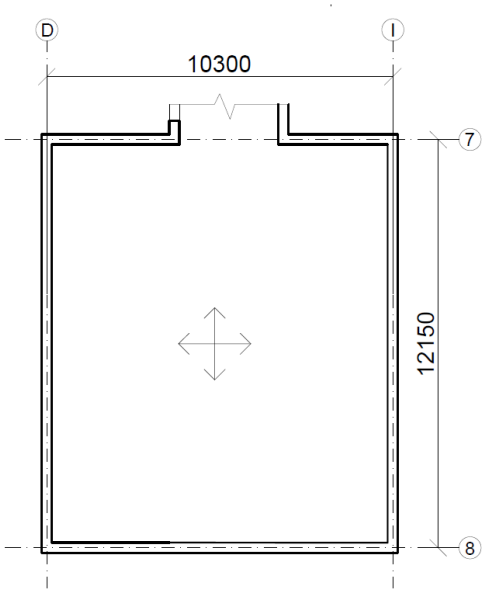
- $\kappa_1 = 1$ *obdélníkový průřez*
- $\kappa_2 = 1$ *rozpětí ≤ 7m*
- $\kappa_3 = 1{,}2$ *odhad*
- $\lambda_{d,tab} = 30{,}8$ *vnitřní pole spojité desky, ρ ≤ 0,5%, C30/37*
- $\emptyset_s = 10\ mm$

$$d \geq \frac{6500}{1 * 1 * 1{,}2 * 30{,}8} = 180\ mm$$

$$h_d = d + \frac{\phi}{2} + c_{nom} = 180 + \frac{10}{2} + 25 = 210\ mm$$

NÁVRH: Tloušťka stropní desky h_d = 300 mm

- Stropní deska 3NP



Obr. 17 Schéma stropní desky 3NP

Stropní deska je obousměrně pnutá po obvodě nepoddajně podepřená železobetonovými stěnami. Rozměry desky jsou 12,15 x 10,30 m.

Empirie

$$h_d = \frac{1}{75} * (l_x + l_{y)} = \frac{1}{75} * (12150 + 10300) = 300\ mm$$

Ohybová štíhlost

$$\lambda = \frac{l}{d} < \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{d,tab}$$

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

- $\kappa_1 = 1$ *obdélníkový průřez*
- $\kappa_2 = 7/l = 0{,}68$ *rozpětí ≥ 7m*
- $\kappa_3 = 1{,}2$ *odhad*
- $\lambda_{d,tab} = 26$ *krajní pole spojité desky, ρ ≤ 0,5%, C30/37*
- $Ø_s = 10\ mm$

$$d \geq \frac{10300}{1 * 0{,}68 * 1{,}2 * 26} = 485mm$$

$$h_d = d + \frac{\phi}{2} + c_{nom} = 486 + \frac{10}{2} + 25 = 520\ mm$$

NÁVRH: Vylehčená stopní deska h_d = 400 mm

Plné stropní desky budou sjednoceny na tloušťku 300 mm a vylehčené stropní desky na 400 mm s použitím tvarovek UB – 20.

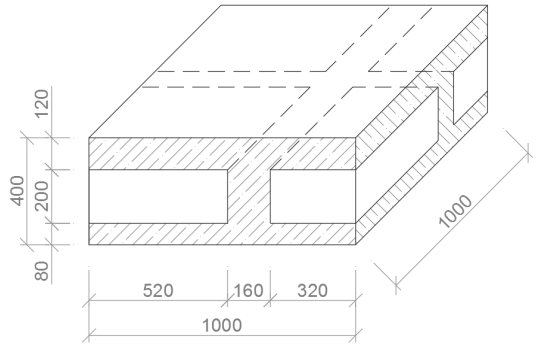
2.4. ZATÍŽENÍ

2.4.1. Stálé zatížení

- Náhradní zatížení vylehčené stropní desky tl. 400 mm

		jednoduchý	jednoduchý	jednoduchý
Typ	**UB**	**13**	**16**	**20**
Půdorys	mm	520 x 520	520 x 520	520 x 520
Výška H	mm	130	160	200
Výška nožičky p	mm	0-50-60-70-80-90-100	0-50-60-70-80-90-100	0-50-60-70-80-90-100
Výška výstupku d	mm	8	8	8
Hmotnosť kusu	kg	1,125	1,430	1,660
Rozmery palety	mm	1100 x 1100 x 2500	1100 x 1100 x 2500	1100 x 1100 x 2500
Počet na palete	ks	480	480	460
Hmotnosť palety	kg	555	720	790
Výška horného elementu	mm			
Výška dolného elementu	mm			

Obr. 18 Typy U-BOOT tvarovek [21]



Obr. 19 Geometrie desky na metru čtverečním

$$V = 1m * 1m * 0{,}4m = 0{,}4m^3$$

$$V_{UB-20} = (0{,}52 * 0{,}52 + 0{,}32 * 0{,}52 * 2 + 0{,}32 * 0{,}32) * 0{,}20 = 0{,}141m^3$$

$$V_{beton} = V - V_{UB-20} = 0{,}4 - 0{,}141 = 0{,}259m^3$$

$$g_{vyleh.} = \frac{0{,}259 * 25kN/m^3}{1m^2} = \mathbf{6{,}475\ kN/m^2}$$

$$I_{y,nahr.} = 4{,}6565 * 10^{-3}m^4$$

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

$$h_{nahr.} = \sqrt[3]{\frac{12 * 4{,}6565 * 10^{-3}}{1}} = 0{,}382m = \mathbf{382\ mm}$$

- Sociální zařízení, chodby (bez hydroizolační vrstvy)

č.	Název vrstvy	Tloušťka vrstvy $[\mathbf{mm}]$	Objemová hmotnost $[\mathbf{kg/m^3}]$	Chartak. zatížení $[\mathbf{kN/m^2}]$	γ_G $[-]$	Návrhové zatížení $[\mathbf{kN/m^2}]$
1.	Keramická dlažba	10	2000	0,2	1,35	0,27
2.	Lepící tmel	3	1200	0,036	1,35	0,0486
3.	Hydroizolační stěrka	3	1800	0,054	1,35	0,0729
4.	Betonová mazanina	50	2300	1,219	1,35	1,6457
5.	PE folie	0,25	15	0,00004	1,35	0,000054
6.	Isover EPS Rigifloor	50	13	0,015	1,35	0,02025
7.	ŽB deska	-	-	-	-	-
	Celkem	**116,25**		**1,524**		**2,057**

Tab. 1 Plošné zatížení

- Studovny, přednáškové místnosti

č.	Název vrstvy	Tloušťka vrstvy $[\mathbf{mm}]$	Objemová hmotnost $[\mathbf{kg/m^3}]$	Charak. zatížení $[\mathbf{kN/m^2}]$	γ_G $[-]$	Návrhové zatížení $[\mathbf{kN/m^2}]$
1.	PVC	3	-	0,018	1,35	0,0243
2.	Betonová mazanina	63	2300	1,449	1,35	1,956
3.	PE folie	0,25	15	0,00004	1,35	0,000054
4.	Isover EPS Rigifloor	50	13	0,015	1,35	0,02025
5.	ŽB deska	-	-	-	-	-
	Celkem	**116,25**		**1,482**		**2,001**

Tab. 2 Plošné zatížení

- Střecha skořepiny

č.	Název vrstvy	Tloušťka vrstvy $[\mathbf{mm}]$	Objemová hmotnost $[\mathbf{kg/m^3}]$	Plošná hmotnost $[\mathbf{kg/m^2}]$	Charak. zatížení $[\mathbf{kN/m^2}]$	γ_G $[-]$	Návrhové zatížení $[\mathbf{kN/m^2}]$
1.	Hydroizolační folie Rhenofol	1,5	-	-	-	-	-
2.	Isover Unirol Profi	200	13	-	0,026	1,35	0,0338
3.	Glastek Sticker	4	-	-	-	-	-
6.	ŽB skořepina	-	-	-	-	-	-
	Celkem	**201,5**			**0,026**		**0,034**

Tab. 3 Plošné zatížení skořepiny

➢ Plochá střecha

č.	Název vrstvy	Tloušťka vrstvy $[\mathbf{mm}]$	Objemová hmotnost $[\mathbf{kg/m^3}]$	Plošná hmotnost $[\mathbf{kg/m^2}]$	Charak. zatížení $[\mathbf{kN/m^2}]$	γ_G $[-]$	Návrhové zatížení $[\mathbf{kN/m^2}]$
1.	Kačírek	100	1400	-	1,4	1,35	1,89
2.	Geotextilie	-	-	0,25	0,0025		0,003375
3.	Hydroizolační folie Fatrafol 808	1,5	-	0,77	0,0077	1,35	0,0104
4.	Geotextilie	-	-	0,25	0,0025	1,35	0,003375
5.	Isover EPS 70 S	200	13	-	0,026	1,35	0,0351
6.	Parozábrana Fatrapar P	0,2	-	0,14	0,0014	1,35	0,00189
7.	Geotextilie	-	-	0,25	0,0025	1,35	0,003375
8.	ŽB deska	-	-	-	-	-	-
		301,7			**1,490**		**2,012**

Tab. 4 Plošné zatížení ploché střechy

➢ Zatížení příčkami

POROTHERM 19 AKU

- $\gamma = 1000\ kg/m^3$ *objemová hmotnost*
- $t = 0{,}190\ m$ *tloušťka*
- $h = 3{,}0\ m$ *světlá výška*
- $A_{půd} = 1074\ m^2$ *plocha půdorysu*
- $\Sigma l = 61{,}5\ m$ *délka příček*

Liniové

$g_{lk} = \gamma * t * h = \frac{1000}{100} * 0{,}19 * 3 = \mathbf{5{,}7\ kN/m}$

Plošné

$g_{pk} = \frac{g_{lk} * \Sigma l}{A_{půdorys}} = \frac{5{,}7 * 61{,}6}{1074} = \mathbf{0{,}327\ kN/m^2}$ → ***0,8 kN/m²***

Pozn.: Dle norem bude uvažováno lokálně na menších plochách minimální plošné zatížení příčkami 0,8 kN/m².

2.4.2. Proměnné

➢ Zatížení sněhem

$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k$

- $\mu_i = 0{,}8$ *pro ploché střechy*
- s_k = 0,7 *I. sněhová oblast, Hradec Králové*
- $C_e = 1{,}0$ *typ krajiny normální*
- $C_t = 1{,}0$ *Pro střechy s tepelnou propustností menší než 1 W/m²K*

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

- Zatížení větrem

Stabilita konstrukce na účinky zatížení větrem v rámci diplomové práce nebude posuzována. Objekt je opatřen ztužujícími železobetonovými stěnami, které přebírají veškeré vodorovné zatížení. Z hlediska stability objektu je toto opatření dostačující.

- Užitná zatížení

Kategorie	Prostor	$q_k\,[kN/m^2]$	$\gamma_f\,[-]$	$q_d\,[kN/m^2]$
C1	Stropy a schodiště	3	1,5	4,5
C2	Přednášková síň	4	1,5	6
H	Střecha nepochozí	0,75	1,5	1,125

Tab. 5 Plošné zatížení

- Zatížení seismicitou

Podle mapy seizmických oblastí ČR uvedené v normě ČSN EN 1998-1, se území řadí do oblasti s referenčním zrychlením základové půdy ag = 0,00 - 0,02 g. Pro tuto oblast a typ stavby není nutné při návrhu nosné konstrukce zatížení přírodní seizmicitou uvažovat. V objektu ani v jeho blízkosti se nenachází žádný zdroj nestandardního zatížení, které by vyvozovalo dynamické účinky na nosné konstrukce. S dynamickým zatížením proto není ve výpočtu uvažováno.

- Zatížení teplotou

Zatížení teplotou je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí – zatížení teplotou. Rozdíl teplot horního a dolního povrchu betonové skořepiny T = + 30 °C (oteplení; ochlazení není uvažováno).

2.4.3. Kombinace zatížení

Kombinace pro mezní stav únosnosti

Základní kombinace zatížení: [2] (rovnice 6.10)

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

Dílčí součinitele zatížení: – pro stálá zatížení γ_G = 1,35,

– pro proměnná zatížení γ_Q = 1,5

Kombinace pro mezní stav použitelnosti

Charakteristická kombinace zatížení: [2] (rovnice 6.14)

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

Kvazistálá kombinace – dlouhodobé účinky: [2] (rovnice 6.16)

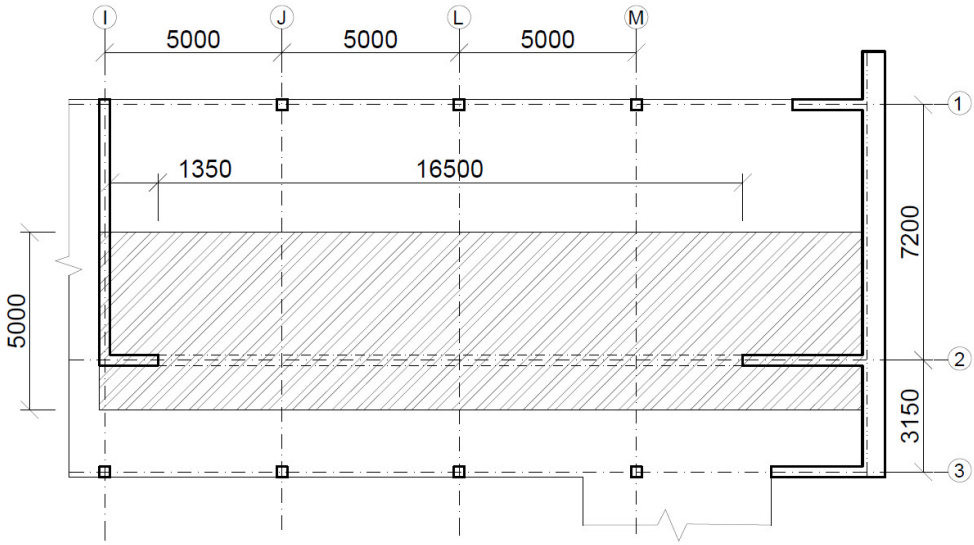
$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Zatížení	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kategorie užitných zatížení pro pozemní stavby (viz EN 1991-1-1)			
Kategorie A: obytné plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: kancelářské plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: shromažďovací plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: obchodní plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: skladovací plochy	1,0	0,9	0,8
Kategorie F: dopravní plochy tíha vozidla ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: dopravní plochy 30kN < tíha vozidla ≤ 160kN	0,7	0,5	0,3
Kategorie H : střechy	0	0	0
Zatížení sněhem (viz EN 1991-1-3)*			
Finsko, Island, Norsko, Švédsko	0,70	0,50	0,20
Ostatní členové CEN, pro stavby umístěné ve výšce H >1000m n.m.	0,70	0,50	0,20
Ostatní členové CEN, pro stavby umístěné ve výce H ≤ 1000 m n.m.	0,50	0,20	0
Zatížení větrem (viz EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Teplota (s výjimkou požáru) pro pozemní stavby (viz EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
POZNÁMKA: Hodnoty ψ mohou být stanoveny v národní příloze. * Pro země, které zde nejsou uvedené, se součinitele ψ stanoví podle místních podmínek.			

Tab. 6 Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro pozemní stavby [22]

2.5. NÁVRH PRŮVLAKŮ

- Průvlak 1 NP



Obr. 20 Schéma průvlaku 1NP

Průvlak je oboustranně vetknutý do železobetonových stěn.

Empirie

$l_{max} = 16500\ mm$

$$h = \left\{\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right\} * l = \left\{\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right\} * 16500 = \{1375 \div 1650\}$$

$$b = \{0{,}4 \div 0{,}5\} * h = \{0{,}4 \div 0{,}5\} * 1500 = \{600 \div 750\}$$

NÁVRH: Průvlak o rozměrech 1500 x 200 mm

Šířka průvlaku navrhnuta vzhledem k šířce stěn.

Zatížení

Název vrstvy	Rozměry $[m]$	Objem. hmotnost $[kg/m^3]$	Zatížení $[kN/m^2]$	Zatěž. šířka $[m]$	Charak. zatížení $[kN/m]$	γ $[-]$	Návrhové zatížení $[kN/m]$
Stálé							
Ostatní stálé			1,482	5	7,41	1,35	10,004
ŽB deska	0,3	2500	5	5	25	1,35	33,750
Vlastní tíha průvlaku	1,5*0,2	2500	-	-	7,5	1,35	10,125
Proměnné							
Užitné			1,5	5	7,5	1,5	11,25
					47,41		**65,129**

Tab. 7 Liniové zatížení průvlaku

Ověření z hlediska ohybového namáhání

$M_{ed,max} = \frac{1}{10} * g_d * l^2 = \frac{1}{10} * 65{,}129 * 16{,}5^2 = 1773{,}14\ kNm$ *strana bezpečnosti (rezerva)*

$V_{ed,max} = \frac{1}{2} * g_d * l = \frac{1}{2} * 65{,}129 * 16{,}5 = 537{,}32\ kN$

$$\mu = \frac{\mathrm{M_{ed,max}}}{\mathrm{b} * d^2 * f_{cd}} = \frac{1773{,}14}{0{,}2 * 1{,}46^2 * 20000} = 0{,}208$$

- $d_p = h_p - \frac{\emptyset}{2} - c = 1500 - \frac{20}{2} - 30 = 1460\ mm$
- $\emptyset = 20mm$

$\varsigma = 0{,}881$

$$\underline{\boldsymbol{\xi = 0{,}298 < 0{,}4 \rightarrow VYHOVUJE}}$$

Stupeň vyztužení

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

$$A_{s,rgd} = \frac{M_{ed,max}}{\varsigma * d * f_{yd}} = \frac{1773{,}14}{0{,}881 * 1{,}46 * 435000} = 0{,}00317 m^2 = 3169{,}0\ mm^2$$

$$\rho_{s,rgd} = \frac{A_{s,rgd}}{b*d} = \frac{0{,}00317}{0{,}2*1{,}46} =\leq \rho_{s,max}$$

$$\underline{\boldsymbol{\rho_{s,rgd} = 0{,}011 =\leq \rho_{s,max} = 0{,}04 \rightarrow VYHOVUJE}}$$

Návrh výztuže

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

$$\mathrm{A_{s,min}} = \left\{0{,}26 * \left(\frac{2{,}9}{500}\right) * 0{,}2 * 1{,}46; 0{,}0013 * 0{,}2 * 1{,}46\right\} = \{440{,}3; 379{,}6\} mm^2$$

$$\underline{\boldsymbol{NÁVRH:\ 10x\emptyset 22mm \rightarrow A_{s,prov} = 3799 mm^2}}$$

Tlaková diagonála

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

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

$$V_{rd,max} = 0{,}528 * 20000 * 0{,}2 * 1{,}46 * \ 0{,}881 * \frac{1{,}5}{1 + 1{,}5^2}$$

$$\underline{\boldsymbol{V_{ed,max} = 537{,}32\ kN \leq V_{rd,max} = 1253{,}8\ kN \rightarrow VYHOVUJE}}$$

Průhyb

$\rightarrow$ *dodržení ohybové štíhlosti*

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

- $\kappa_1 = 1{,}0$ *obdélníkový průřez*
- $\kappa_2 = \frac{7}{l} = \frac{7}{16{,}5} = 0{,}42$ *rozpětí ≥7m*
- $\kappa_3 = \frac{500}{f_{yk}} * \frac{A_{s,prov}}{A_{s,reg}} = \frac{500}{500} * \frac{3799}{3169} = 1{,}20$
- $\lambda_{d,TAB} = 23{,}0$ *oboustranně vetknutý*

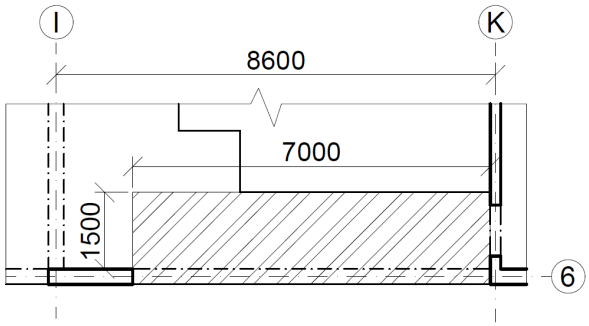
$$\rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} = \frac{3799}{200 * 1500} = 0{,}0126 = 1{,}27\%$$

$\rightarrow$ *interpolace*

$$\lambda = \frac{16{,}5}{1{,}46} \leq \lambda_d = 1 * 0{,}42 * 1{,}20 * 23{,}0$$

$$\underline{\boldsymbol{\lambda = 11{,}30 \leq \lambda_d = 11{,}59 \rightarrow VYHOVUJE}}$$

- Průvlak 1 NP



Obr. 21 Schéma průvlaku 1NP

Průvlak je oboustranně vetknutý do železobetonových stěn.

Empirie

$l_{max} = 7000\ mm$

$$h = \left\{\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right\} * l = \left\{\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right\} * 7000 = \{583 \div 700\}$$

$$b = \{0{,}4 \div 0{,}5\} * h = \{0{,}4 \div 0{,}5\} * 600 = \{240 \div 300\}$$

NÁVRH: Průvlak o rozměrech 600 x 200 mm

Zatížení

Název vrstvy	Rozměry $[m]$	Objem. hmotnost $[kg/m^3]$	Zatížení $[kN/m^2]$	Zatěž. šířka $[m]$	Charak. zatížení $[kN/m]$	γ $[-]$	Návrhové zatížení $[kN/m]$
Stálé							
Ostatní stálé	-	-	1,482	1,5	2,223	1,35	3,001
ŽB deska	0,3	2500	5	1,5	7,5	1,35	10,125
Vlastní tíha průvlaku	0,6*0,2	2500	-	-	3	1,35	4,050
Stěny	7,0*0,2	2500	-	-	35	1,35	47,25
Proměnné							
Užitné			1,5	1,5	2,25	1,5	3,375
					49,973		**67,801**

Tab. 8 Liniové zatížení průvlaku

Ověření z hlediska ohybového namáhání

$M_{ed,max} = \frac{1}{10} * g_d * l^2 = \frac{1}{10} * 67{,}801 * 7{,}0^2 = 332{,}2\ kNm$ *strana bezpečnosti (rezerva)*

$$V_{ed,max} = \frac{1}{2} * g_d * l = \frac{1}{2} * 67{,}801 * 7{,}0 = 237{,}3\ kN$$

$$\mu = \frac{\mathrm{M_{ed,max}}}{\mathrm{b} * d^2 * f_{cd}} = \frac{332{,}2}{0{,}2 * 0{,}56^2 * 20000} = 0{,}262$$

- $d_p = h_p - \frac{\emptyset}{2} - c = 600 - \frac{20}{2} - 30 = 560\ mm$
- $\emptyset = 20mm$

$\zeta = 0{,}846$

$$\underline{\boldsymbol{\xi = 0,384 < 0,4 \rightarrow VYHOVUJE}}$$

Stupeň vyztužení

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

$$A_{s,rgd} = \frac{M_{ed,max}}{\zeta * d * f_{yd}} = \frac{332{,}2}{0{,}846 * 0{,}56 * 435000} = 0{,}001613\ m^2 = 1613{,}0\ mm^2$$

$$\rho_{s,rgd} = \frac{A_{s,rgd}}{b*d} = \frac{0{,}001613}{0{,}2*0{,}56} \leq \rho_{s,max}$$

$$\underline{\boldsymbol{\rho_{s,rgd} = 0,014 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \rightarrow VYHOVUJE}}$$

Návrh výztuže

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

$$\mathrm{A_{s,min}} = \left\{0{,}26 * \left(\frac{2{,}9}{500}\right) * 0{,}2 * 0{,}56;\ 0{,}0013 * 0{,}2 * 0{,}56\right\} = \{168{,}9;\ 145{,}6\} mm^2$$

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

Tlaková diagonála

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

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

$$V_{rd,max} = 0{,}528 * 20000 * 0{,}2 * 0{,}56 * \ 0{,}846 * \frac{1{,}5}{1 + 1{,}5^2}$$

$$\underline{\boldsymbol{V_{ed,max} 237,3\ kN \leq V_{rd,max} = 461,8\ kN \rightarrow VYHOVUJE}}$$

Průhyb

→ *dodržení ohybové štíhlosti*

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

- $\kappa_1 = 1{,}0$ *obdélníkový průřez*
- $\kappa_2 = 1{,}0$ *rozpětí ≤ 7m*
- $\kappa_3 = \frac{500}{f_{yk}} * \frac{A_{s,prov}}{A_{s,reg}} = \frac{500}{500} * \frac{1884}{1613} = 1{,}17$
- $\lambda_{d,TAB} = 21$ *oboustranně vetknutý nosník*

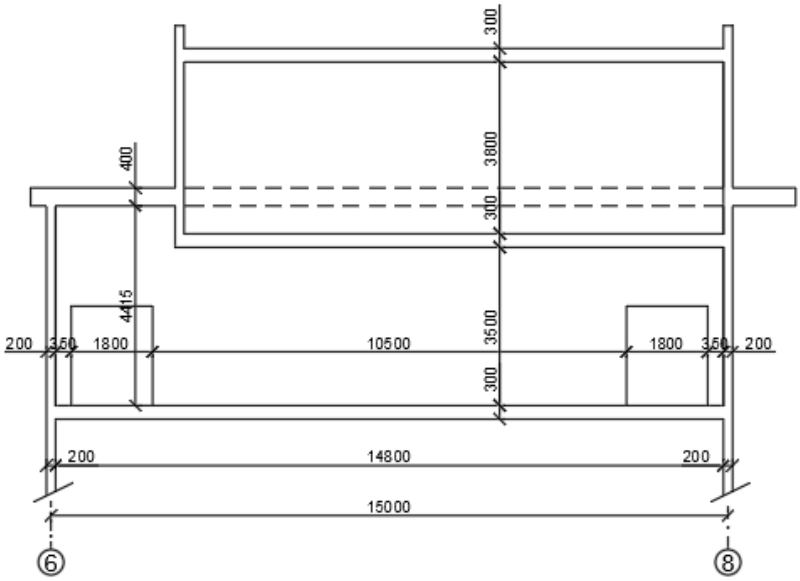
$$\rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} = \frac{1884}{200 * 600} = 0{,}0157 = 1{,}57\%$$

→ *1, 5%*

$$\lambda = \frac{7}{0{,}56} \leq \lambda_d = 1 * 1 * 1{,}17 * 21$$

$$\underline{\boldsymbol{\lambda = 12{,}5 \leq \lambda_d = 24{,}57}} \rightarrow \underline{\textbf{\textit{VYHOVUJE}}}$$

2.6. NÁVRH STĚNOVÉHO NOSNÍKU



Obr. 22 Schéma stěnového nosníku

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

- V_{Ed} = 945,16 kN … hodnota z 3D modelu vytvořeném v programu Scia Engineer

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

- $b = 0{,}2\ m$
- $k = min(l, h) = min(15{,}0; 3{,}8) = 3{,}8\ m$

$V_{Rd} = 0{,}1 * 0{,}2 * 3{,}8 * 20000 = 1520\ kN$

$V_{Ed} = \mathbf{945{,}16\ kN} \leq V_{Rd} = \mathbf{1520\ kN}$ → **VYHOVUJE**

$A_{Ed} \leq 0{,}8 * b * (c + d) * f_{cd}$

- $A_{Ed} = V_{Ed} = 945{,}16\ kN$
- $c = 0{,}2\ m \leq 0{,}2 * l = 0{,}2 * 15{,}0 = 3{,}0\ m$
- $d = 0$ *bez náběhů*
-

$A_{Ed} \leq 0{,}8 * 0{,}2 * (0{,}2 + 0) * 20000$

$A_{Ed} = \mathbf{945{,}16\ kN} \geq \mathbf{640\ kN}$ → **NEVYHOVUJE**

Jelikož druhá podmínka nevyhovuje a v této práci se nebudu zabývat touto problematikou, navrhuji pod stěnu z hlediska bezpečnosti ŽB průvlak.

Empirie

$l_{max} = 15000\ mm$

$$h = \left\{\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right\} * l = \left\{\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right\} * 15000 = \{1250 \div 1500\}$$

$$b = \{0{,}4 \div 0{,}5\} * h = \{0{,}4 \div 0{,}5\} * 1500 = \{600 \div 750\}$$

NÁVRH: Průvlak o rozměrech 1500 x 800 mm

Zatížení

Název vrstvy	Rozměry $[m]$	Objem. hmotnost $[kg/m^3]$	Zatížení $[kN/m^2]$	Zatěž. šířka $[m]$	Charak. zatížení $[kN/m]$	γ $[-]$	Návrhové zatížení $[kN/m]$
Stálé							
Deska 3NP	-	-	7,965	5	39,83	1,35	53,76
Stěna	3,5*0,2	2500	5	-	17,5	1,35	23,63
Skořepina	-	-	10,161	5	50,81	1,35	68,59
Stěna	3,8*0,2	2500	5	-	19		25,62
Deska 2NP	-	-	9,024	2,3	20,76	1,35	28,02
Vlastní tíha průvlaku	1,5*0,5	2500	-	-	18,75	1,35	25,31
Proměnné							
Užitné 3NP			0,75	5	3,75	1,5	5,63
Užitné skořep.			0,75	5	3,75	1,5	5,63
Užitné 2NP			1,5	2,3	3,45	1,5	5,18
					177,6		**241,37**

Tab. 9 Liniové zatížení průvlaku

Ověření z hlediska ohybového namáhání

$M_{ed,max} = \frac{1}{10} * g_d * l^2 = \frac{1}{10} * 241{,}37 * 15{,}0^2 = 5430{,}8\ kNm$ *strana bezpečnosti (rezerva)*

$$V_{ed,max} = \frac{1}{2} * g_d * l = \frac{1}{2} * 241{,}37 * 15{,}0 = 1810{,}3\ kN$$

$$\mu = \frac{\mathrm{M_{ed,max}}}{\mathrm{b} * d^2 * f_{cd}} = \frac{5430{,}8}{0{,}5 * 1{,}46^2 * 20000} = 0{,}254$$

- $d_p = h_p - \frac{\emptyset}{2} - c = 1500 - \frac{20}{2} - 30 = 1460\ mm$
- $\emptyset = 20mm$

$\zeta = 0{,}846$

$\xi = 0{,}384 < 0{,}4$ → VYHOVUJE

Stupeň vyztužení

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

$$A_{s,rgd} = \frac{M_{ed,max}}{\zeta * d * f_{yd}} = \frac{5430{,}8}{0{,}846 * 1{,}46 * 435000} = 0{,}010108 m^2 = 10108\ mm^2$$

$\rho_{s,rgd} = \frac{A_{s,rgd}}{b*d} = \frac{0{,}010108}{0{,}5*1{,}46} =\leq \rho_{s,max}$

$$\underline{\boldsymbol{\rho_{s,rgd} = 0{,}014 =\leq \rho_{s,max} = 0{,}04 \rightarrow VYHOVUJE}}$$

Návrh výztuže

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

$$A_{s,min} = \left\{0{,}26 * \left(\frac{2{,}9}{500}\right) * 0{,}5 * 1{,}46; 0{,}0013 * 0{,}5 * 1{,}46\right\} = \{1101; 949\} mm^2$$

$$\underline{\boldsymbol{NÁVRH: 21x\emptyset 25mm \rightarrow A_{s,prov} = 10303\ mm^2}}$$

Tlaková diagonála

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

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

$$V_{rd,max} = 0{,}528 * 20000 * 0{,}5 * 1{,}46 * \ 0{,}846 * \frac{1{,}5}{1 + 1{,}5^2}$$

$$\underline{\boldsymbol{V_{ed,max} = 1810{,}3\ kN \leq V_{rd,max} = 3010{,}0\ kN \rightarrow VYHOVUJE}}$$

Průhyb

→ *dodržení ohybové štíhlosti*

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

- $\kappa_1 = 1{,}0$ — *obdélníkový průřez*
- $\kappa_2 = \frac{7}{l} = \frac{7}{15} = 0{,}47$ — *rozpětí ≥7m*
- $\kappa_3 = \frac{500}{f_{yk}} * \frac{A_{s,prov}}{A_{s,reg}} = \frac{500}{500} * \frac{10303}{10108} = 1{,}02$
- $\lambda_{d,TAB} = 21{,}98$ — *oboustranně vetknutý*

$$\rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} = \frac{10303}{500 * 1500} = 0{,}0137 = 1{,}37\%$$

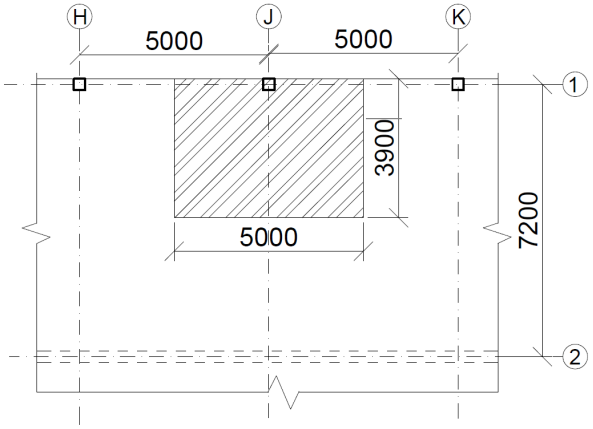
→ *interpolace*

$$\lambda = \frac{15}{1{,}46} \leq \lambda_d = 1 * 0{,}47 * 1{,}02 * 21{,}98$$

$$\underline{\boldsymbol{\lambda = 10{,}27 \leq \lambda_d = 10{,}53 \rightarrow NEVYHOVUJE}}$$

2.7. NÁVRH SLOUPŮ

- Sloup 1 NP 1 – J



Obr. 23 Schéma zatížení sloupu 1 – J

Zatěžovací plocha

A = 5,0 * 3,9 = 19,5 m^2

Odhad rozměrů

0,3 x 0,6 m, A_c = 0,18 m^2

Výška h = 3,0 m

Zatížení sloupu

Název vrstvy	Výška $[m]$	Objem. hmotnost $[kg/m^3]$	Zatížení $[kN/m^2]$	Zatěž. plocha $[m^2]$	Charak. zatížení $[kN]$	γ $[-]$	Návrhové zatížení $[kN]$
Stálé							
Střecha	-	-	7,598	19,5	148,161	1,35	200,017
Stropní desky	2x	-	9,024	19,5	351,936	1,35	475,114
Vlastní tíha sloupu	3 x 3,0	2500	75	0,18	40,5	1,35	54,675
Proměnné							
Sníh			0,56	19,5	10,92	1,5	16,38
Užitné	2x		1,5	19,5	58,5	1,5	87,75
					610,017		**833,936**

Tab. 10 Zatížení sloupu

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

- N_{Ed} *= 833,936 kN*
- $\rho_s = 0$ *uvažujeme nulové*

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{0{,}8f_{cd} + \rho_s\sigma_s} = \frac{833{,}936 * 10^{-3}}{0{,}8 * 20} = 0{,}0521\ m^2\ > min\ 0{,}04\ m^2$$

Na sloup nepůsobí tak velké zatížení, proto postačí sloup o rozměrech 0,3 x 0,3 m s konstrukční výztuží.

NÁVRH: Sloup o rozměrech 0,3 x 0,3 m

Pozn.: Na ostatní sloupy působí stejné či menší zatížení, proto všechny sloupy navrhuji o stejných rozměrech 0,3 x 0,3 m.

2.8. PŘEDBĚŽNÉ POSOUZENÍ STROPNÍ DESKY NA PROTLAČENÍ

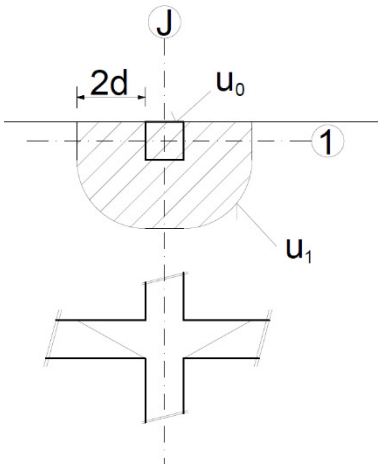
- Sloup 1NP 1 – J

a = 300 mm

$$d = h - \frac{\phi}{2} - c = 300 - \frac{10}{2} - 25 = 270\ mm$$

*u_o = 4a = 4 * 300 = 1200 mm*

$$u_1 = 3a + 2\pi * 2d * \frac{1}{2} = 3 * 300 + 2 * 3{,}14 * 2 * 270 * \frac{1}{2} = 2595{,}6\ mm$$



Obr. 24 Schéma protlačení stropní desky sloupem 1 – J

Zatížení sloupu

Název vrstvy	Objem. hmotnost $[kg/m^3]$	Zatížení $[kN/m^2]$	Zatěž. plocha $[m^2]$	Charak. zatížení $[kN]$	γ $[-]$	Návrhové zatížení $[kN]$
Stálé						
Stropní deska	-	9,024	19,5	175,968	1,35	237,557
Proměnné						
Užitné	-	1,5	19,5	29,25	1,5	43,875
				205,218		**281,432**

Tab. 11 Zatížení sloupu

1. Podmínka – únosnost tlačené diagonály ve smyku

$$\nu_{Ed,0} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq \nu_{Rd,max} = 0{,}4 * \nu * f_{cd}$$

- $\nu = 0{,}6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0{,}6\left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0{,}528$
- *β = 1,4* *pro krajní sloup*
- *V_{Ed} = 281,432 kN*

$$\nu_{Ed,0} = \frac{1{,}4 * 281{,}432 * 10^{-3}}{1{,}2 * 0{,}270} \leq \nu_{Rd,max} = 0{,}4 * 0{,}528 * 20$$

$$\underline{\boldsymbol{\nu_{Ed,0}} = 1{,}216 \text{ MPa} \leq \boldsymbol{\nu_{Rd,max}} = 4{,}224 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{VYHOVÍ}}$$

2. Podmínka – smyková odolnost prvku v 1. kontrolovaném obvodu

$$\nu_{Ed,1} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \leq \nu_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * \sqrt[3]{(100\rho_l * f_{ck})}$$

- $C_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1{,}86 \leq 2{,}0$ → *k = 1,86*
- ρ_l = 0,005 ……odhad

$$\nu_{Ed,1} = \frac{1{,}4 * 281{,}432 * 10^{-3}}{2{,}5956 * 0{,}270} \leq \nu_{Rd,c} = 0{,}12 * 1{,}86 * \sqrt[3]{(100 * 0{,}005 * 30)}$$

$$\underline{\boldsymbol{\nu_{Ed,1}} = 0{,}56 \text{ MPa} \geq \boldsymbol{\nu_{Rd,c}} = 0{,}55 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{NEVYHOVÍ}}$$

Pozn.: Nutno navrhnout výztuž na protlačení.

3. Podmínka – smykové trny

$$\nu_{Ed,1} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \leq \nu_{Rd,cs} = k_{max} * \nu_{Rd,c}$$

$$\nu_{Ed,1} = 0{,}56\ MPa \leq \nu_{Rd,cs} = 1{,}9 * 0{,}55$$

$$\underline{\boldsymbol{\nu_{Ed,1}} = 0{,}56 \text{ MPa} \leq \boldsymbol{\nu_{Rd,c}} = 1{,}045 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{VYHOVÍ}}$$

2.9. SCHODIŠTĚ

2.9.1. Geometrie schodiště

Konstrukční výška podlaží h_k= *3800 mm*

Tloušťka stropní desky h_d= *300 mm*

Skladba podlahy v 1NP h_p = *116 mm*

Skladba podlahy stupňů h_s = *10 mm*

Rozměry schodiště

$\frac{3800}{170} = 22{,}3 \rightarrow 22\ stup$ňů

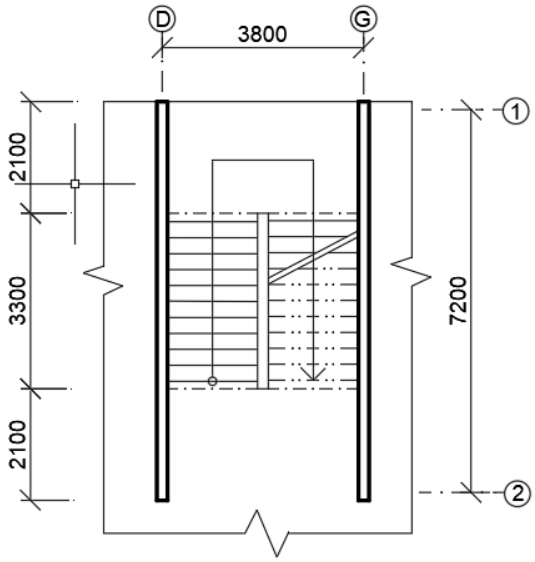
Výška stupně: $h = \frac{3800}{22} = 172{,}72\ mm$

Šířka stupně: $b = 630 - 2h = 630 - 2 * 172{,}72 = 285\ mm$ → *300 mm*

NÁVRH: Dvouramenné deskové schodiště s dvaceti stupni 173/300 mm

Šířka ramene: *š = 1700 mm*

Sklon schodiště: $\alpha = arctan\frac{173}{300} = 30°$



Obr. 25 Schéma schodiště

Kontrola tloušťky desek

Schodišťová ramena působí jako jednosměrně pnutá deska o rozponu 3000 mm.

Minimální tloušťka ramene: $\frac{3800}{25} = 152\ mm$ → ***NÁVRH: 280 mm***

Mezipodesta působí jako jednosměrně pnutá deska o rozponu 3800 mm.

Minimální tloušťka mezipodesty: $\frac{3800}{25} = 152\ mm$ → ***NÁVRH: 300 mm***

Kontrola podchodné a průchodné výšky

Podchodná výška:

$$1500 + \frac{750}{cos\ \alpha} = 1500 + \frac{750}{cos\ 30} = 2366\ mm \geq 2100\ mm$$

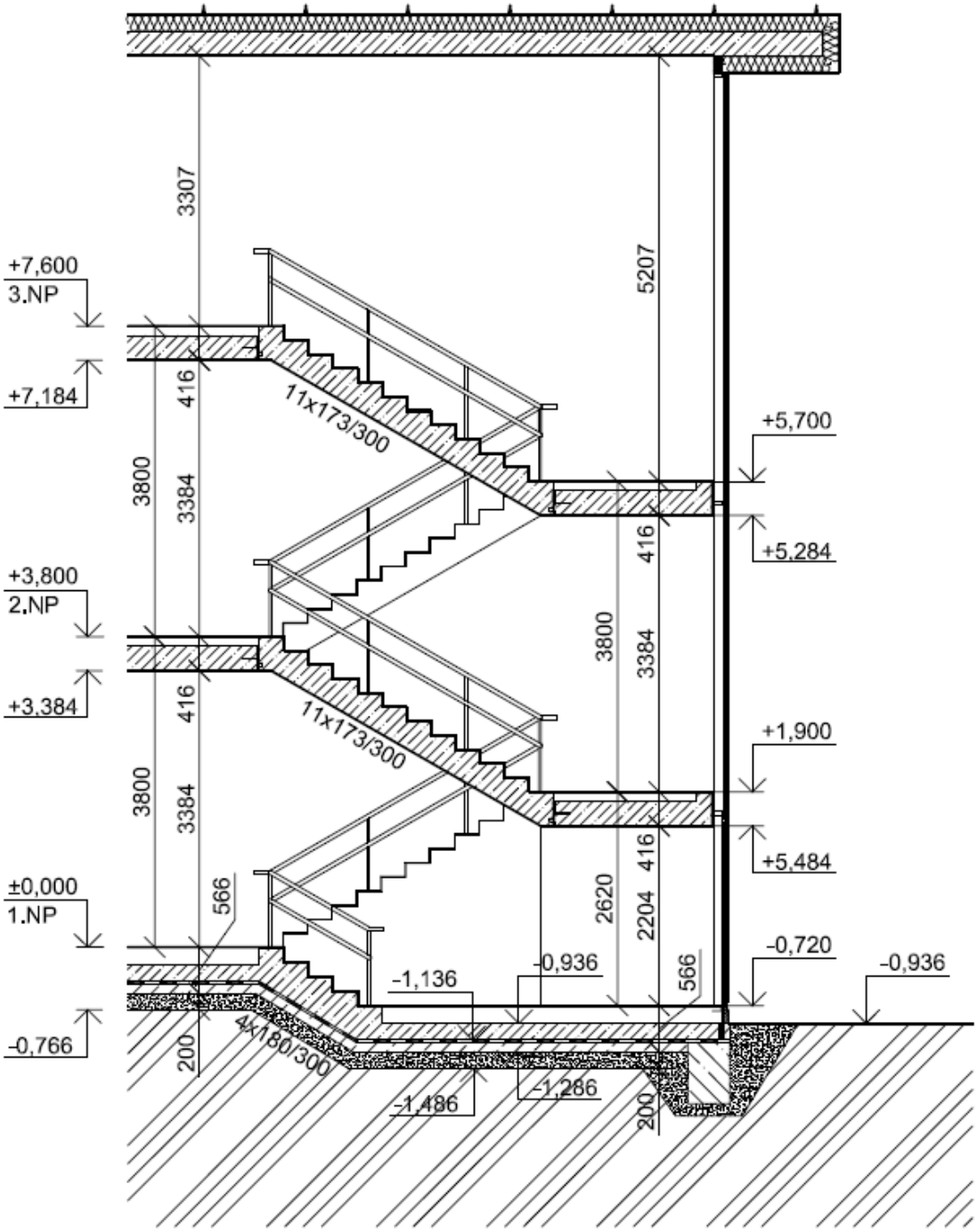
$$h_1 = h_k - h_d - h_p - h = 3800 - 300 - 116 - 173 = 3211\ \text{mm}$$

Průchodná výška:

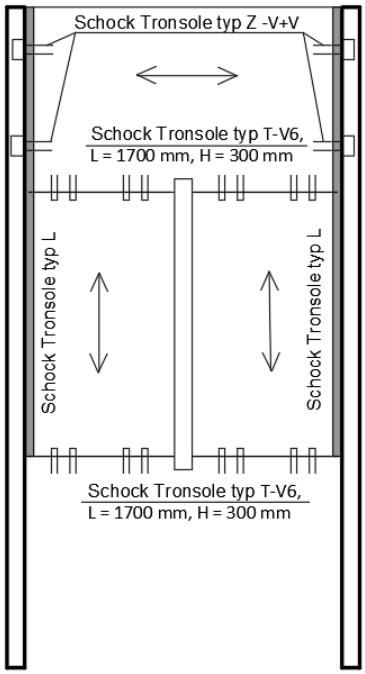
$$750 + 1500 * cos\ \alpha = 750 + 1500 * cos\ 30 = 2049\ mm \geq 1900\ mm$$

$$h_2 = h_1\ cos\ \alpha = 3211 * cos\ 30 = 2780\ \text{mm}$$

2.9.2. Způsob podepření schodiště

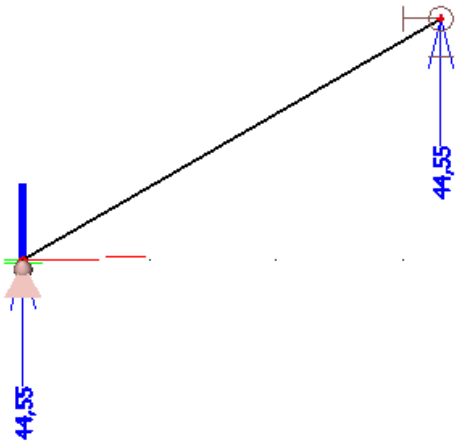


Obr. 26 Schématický řez schodištěm

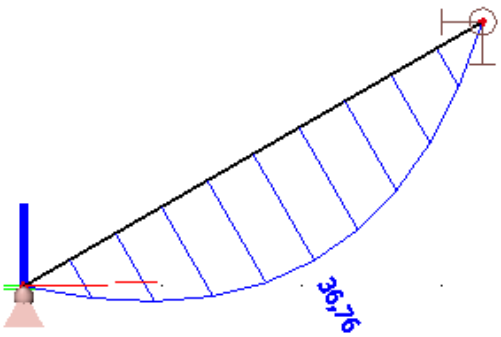


Obr. 27 Uložení akustických prvků schodiště

Schodišťové rameno působí jako prostý nosník z obou stran kloubově uložený.

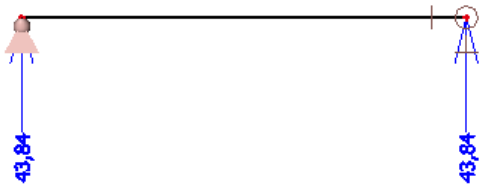


Obr. 28 Svislé reakce schod. ramene

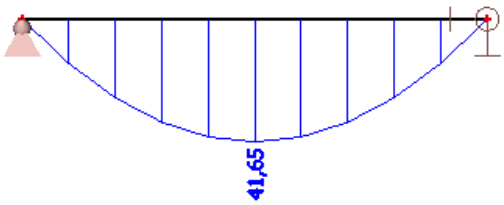


Obr. 29 Vykreslení moment schod. ramene

Schodišťové mezipodesta působí jako prostý nosník z obou stran kloubově uložený.



Obr. 30 Svislé reakce mezipodesty

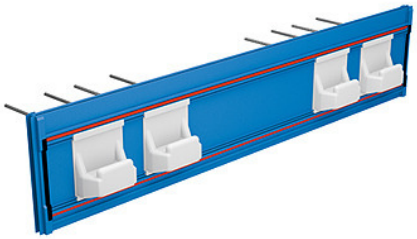


Obr. 31 Vykreslení moment mezipodesty

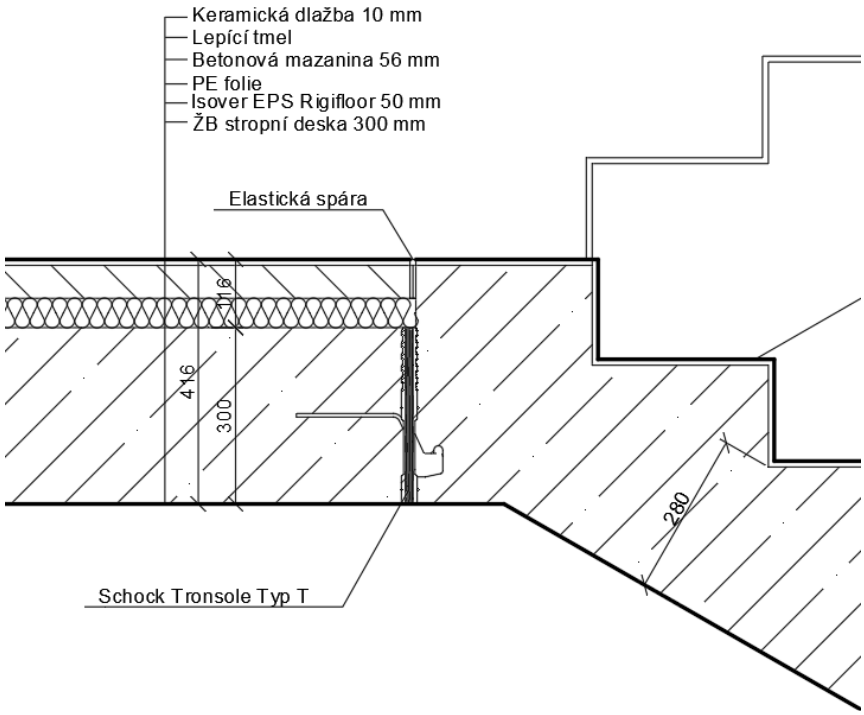
- Schodišťové rameno – podesta

Schöck Tronsole® typ T

Slouží k přerušení akustických mostů mezi schodišťovým ramenem a podestou.



Obr. 32 Schöck Tronsole typ T [19]



Obr. 33 Detail napojení schodišťového ramene

Dimenzování

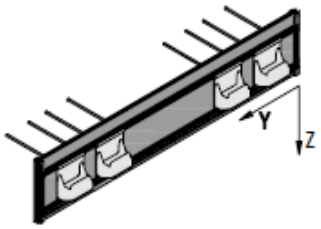
Prvku Schöck Tronsole® typ T se používá výhradně u schodišťových ramen a podest s převážně statickým a rovnoměrným užitným zatížením, ale bez bodového zatížení. U konstrukcí navazujících z obou stran na prvek Schöck Tronsole® je nutné statické posouzení. Při návrhu výztuže se uvažuje s kloubovým uložením, jelikož prvek Tronsole® typ T je schopen přenést pouze svislé posouvající síly a posouvající síly ve směru rovnoběžném se spárou.

Schöck Tronsole® typ	T-V2	T-V4	T-V6	T-V7	T-V8
vnitřní síly na mezi únosnosti	pevnostní třída betonu ≥ C20/25				
$V_{Rd,z}$ [kN/prvek]	14,3	28,6	42,9	50,1	57,2
$V_{Rd,y}$ [kN/prvek]	±1,6	±3,3	±5,0	±5,8	±6,6

Tab. 12 Tabulka dimenzování – posouvající síly [19]

Schöck Tronsole® typ	T-V2	T-V4	T-V6	T-V7	T-V8
výška prvku H [mm]	160 - 320				
délka prvku L [mm]	700 - 1300	700 - 2000	1000 - 2000	1150 - 1450	1300 - 2000
tloušťka prvku t [mm]	14				

Tab. 13 Tabulka dimenzování – rozměry prvku [19]

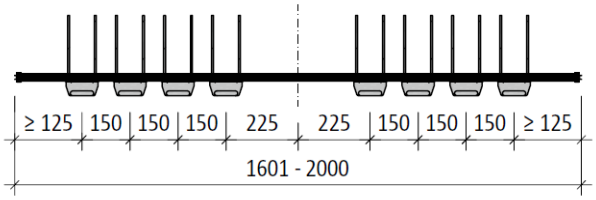


Obr. 34 Schock Tronsole typ T – axonometrický pohled [19]

V_{Ed} *= 44,55 kN/m* *Svislá reakce schodiště*

V_{Ed} = 44,55 kN/m ≤ V_{Rd} = 57,2 kN/m

NÁVRH: prvek Schock Tronsole typ T-V8, L = 1600 mm, H = 300 mm

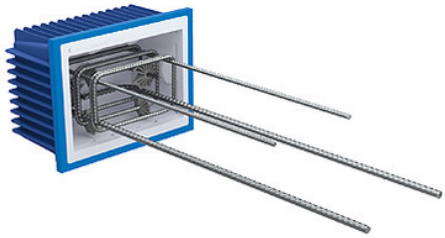


Obr. 35 Schock Tronsole typ T –V8 – H = 300 mm – L = 1600 mm [19]

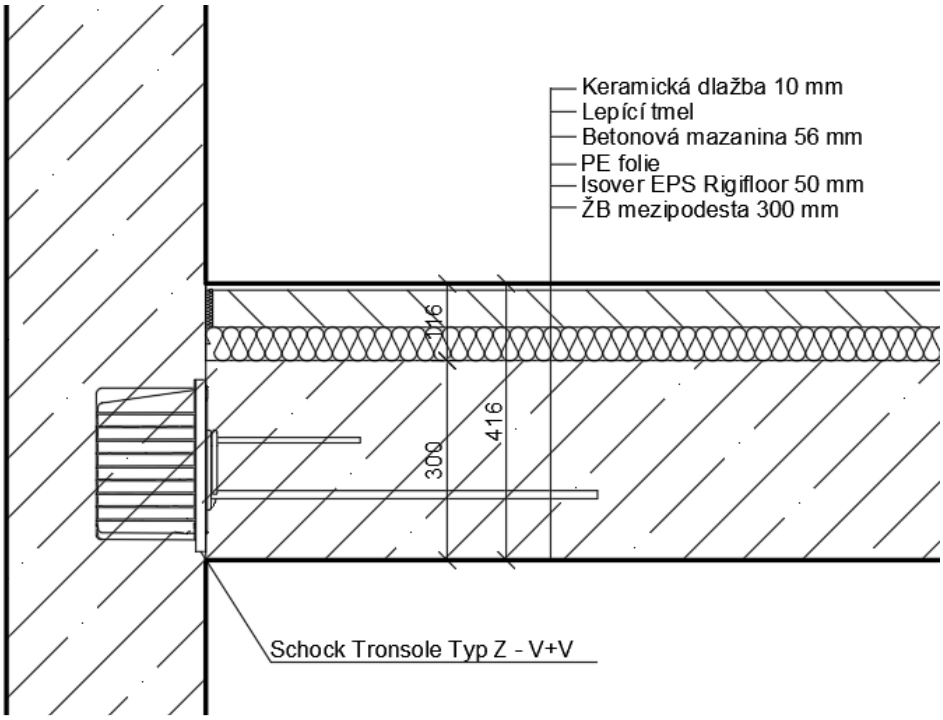
- Schodišťová podesta – stěna

Schöck Tronsole® typ Z

Slouží k přerušení akustických mostů mezi schodišťovou stěnou a podestou.



Obr. 36 Schock Tronsole typ Z – axonometrický pohled [19]



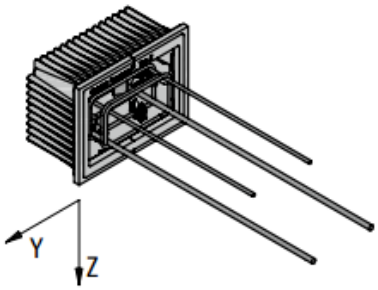
Obr. 37 Detail napojení schodišťové podesty a stěny

Dimenzování

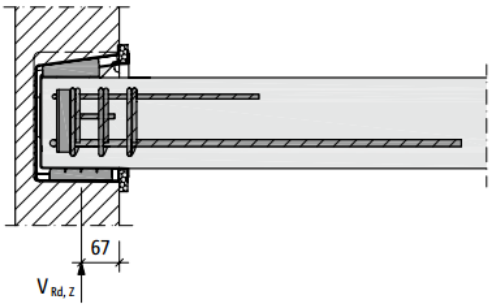
Typový nosný armokoš prvku Schöck Tronsole® typ Z se zabetonuje do podesty. Slouží k přenosu posouvajících sil a z nich plynoucích přídavných momentů přes betonové konzoly na schodišťové stěny. U konstrukcí navazujících z obou stran na prvek Schöck Tronsole® je nutno provést statické posouzení. Podestová deska musí být posouzena na únosnost ve smyku. Napojení přes prvky Schöck Isokorb® typ Z působí ze statického hlediska jako pevný kloub.

Schöck Tronsole® typ	Z-V	Z-V+V	Z-VH+VH
vnitřní síly na mezi únosnosti		pevnostní třída betonu ≥ C20/25	
$V_{Rd,z}$ [kN/prvek]	75,0	75,0/-15,0	75,0/-15,0
$V_{Rd,y}$ [kN/prvek]	-	-	±15,0

Tab. 14 Tabulka dimenzování – posouvající síly [19]



Obr. 38 Schock Tronsole typ Z – axonom. pohled [19]



Obr. 39 Schock Tronsole typ Z – působiště reakce [19]

V_{Ed} = 43,84 kN/m *Svislá reakce v patě schodiště*

V_{Ed} = 43,84 kN/m ≤ V_{Rd} = 75,0 kN/m

NÁVRH: prvek Schock Tronsole typ Z-V+V

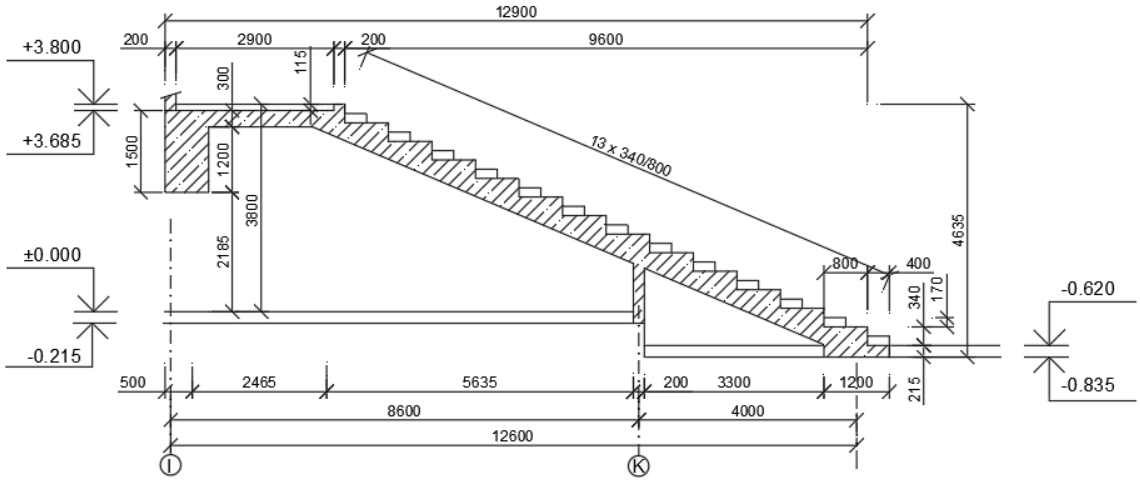
- Schodišťová podesta resp. rameno – stěna

Schöck Tronsole® typ L

Slouží jako výplň spár mezi schodišťovým ramenem resp. podestou a schodišťovou stěnou zabraňující vzniku akustických mostů.

Obr. 40 Schock Tronsole typ L – axonometrický pohled [19]

2.10. ODSTUPŇOVANÁ RAMPA V PŘEDNÁŠKOVÉ MÍSTNOSTI



Obr. 41 Schématický řez rampou

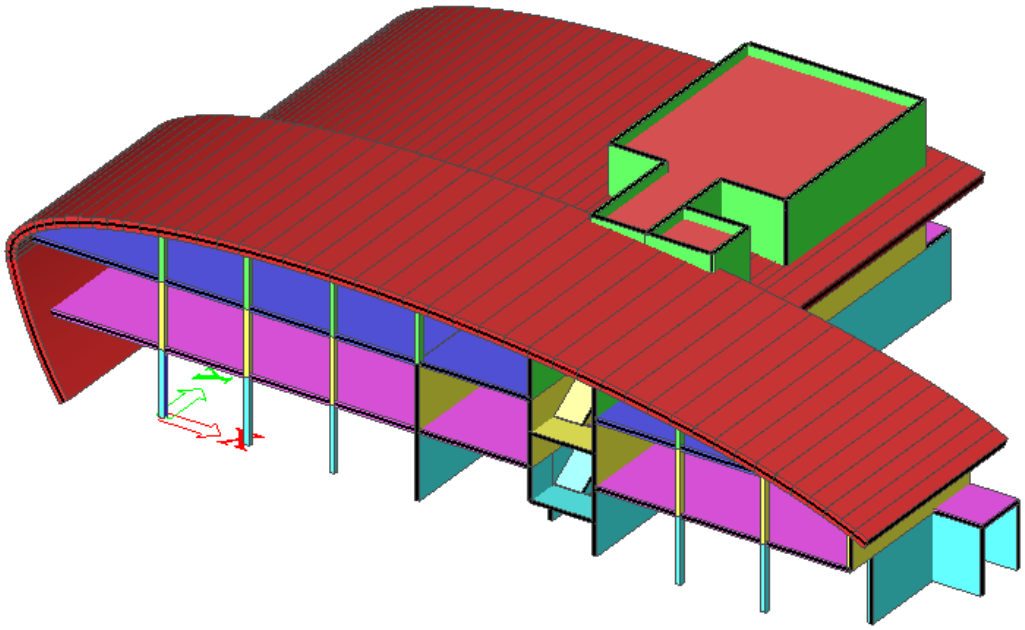
Kontrola tloušťky desky

Schodišťová ramena působí jako jednosměrně pnuta deska o dvou polích o maximálním rozponu 5635 mm.

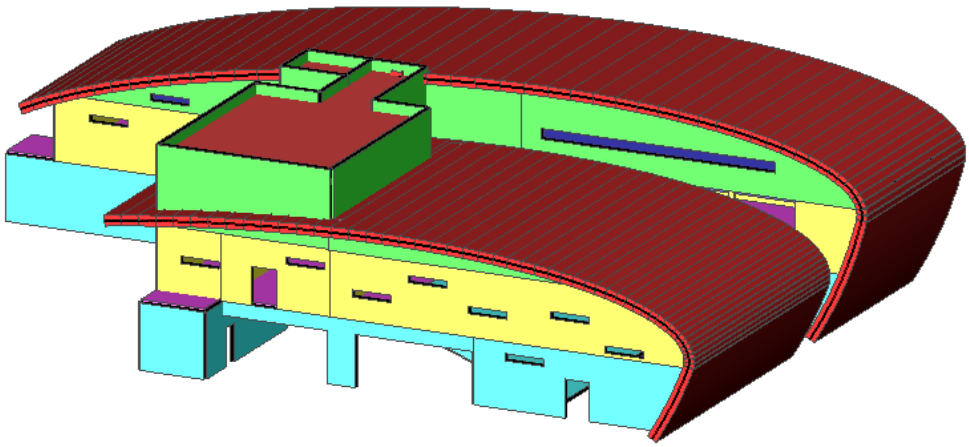
Minimální tloušťka ramene: $\frac{5635}{25} = 225\ mm$ → ***NÁVRH: 300 mm***

3. PROSTOROVÝ MODEL

Na základě předběžného návrhu byl vytvořen 3D model.



Obr. 42 Prostorový 3D model

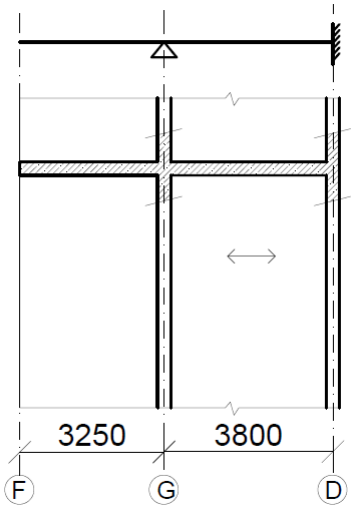


Obr. 43 Prostorový 3D model

3.1. OVĚŘENÍ SPRÁVNOSTI VÝSLEDNÉHO MODELU

Pro ověření správnosti 3D modelu bylo provedeno několik srovnávacích výpočtů s využitím zjednodušených metod.

3.1.1. Stropní deska v 1NP



Obr. 44 Schéma tvaru a zatížení stropní desky

➢ Zatížení

Stálé

-	Ostatní	1,524 * 1,35	2,057 kN/m^2
-	Tíha desek	25 * 0,3 * 1,35	10,125 kN/m^2

Proměnné

-	Užitné	3,0 * 1,5	4,5 kN/m^2

Celkem **f_d = 16,682 kN/m^2**

➢ Zjednodušený výpočet momentů dle teorie pružnosti

Konzola

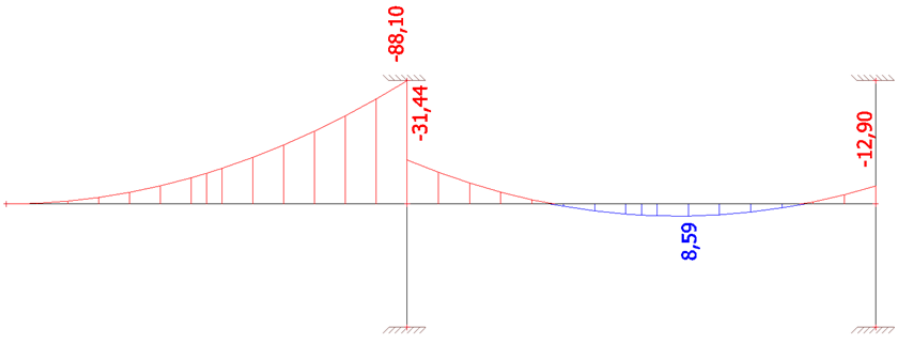
$$M_k = -\frac{1}{2} * f_d * l^2 = -\frac{1}{2} * 16{,}682 * 3{,}25^2 = \mathbf{-88{,}102\ kNm}$$

Jednosměrně pnutá deska

$$M_a = -\frac{1}{12} * f_d * l^2 = -\frac{1}{12} * 16{,}682 * 3{,}8^2 = \mathbf{-20{,}074\ kNm}$$

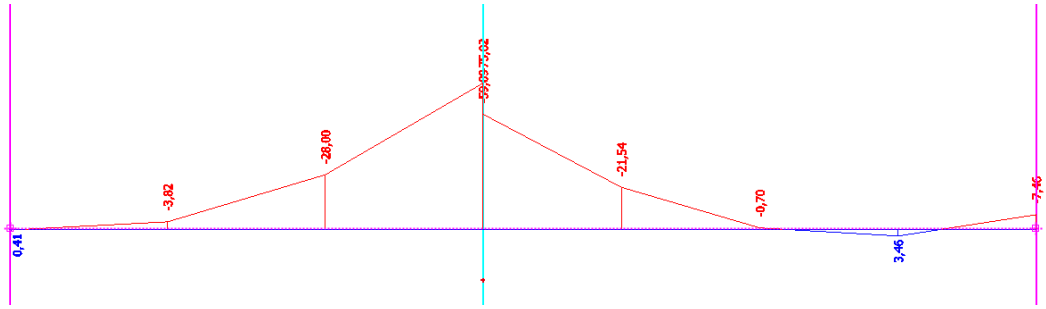
$$M_s = \frac{1}{24} * f_d * l^2 = \frac{1}{24} * 16{,}682 * 3{,}8^2 = \mathbf{10{,}037\ kNm}$$

- Momenty ze 2D modelu – metoda konečných prvků



Obr. 45 Ohybové momenty na jednosměrně pnuté desce a konzole

- Momenty ze 3D modelu – metoda konečných prvků



Obr. 46 Ohybové momenty na jednosměrně pnuté desce a konzole

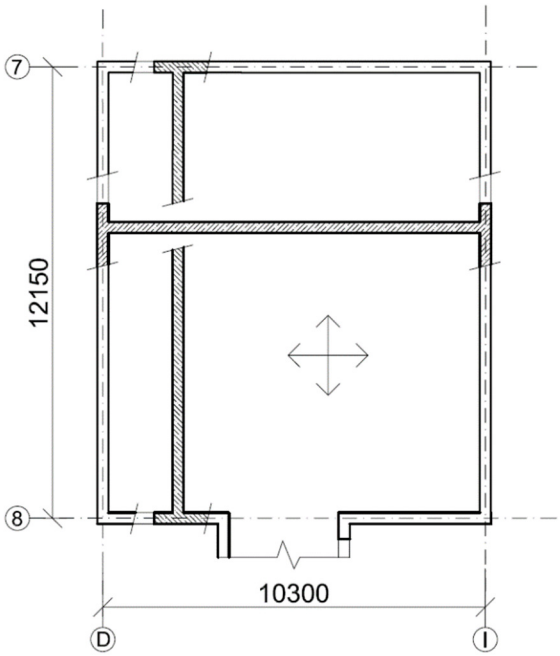
- Porovnání výsledků

	Zjedn. výpočet	2D model	3D model
Konzola - zleva	-88,102 kNm	-88,10 kNm	-75,07 kNm
Konzola - zprava	-20,074 kNm	-31,44 kNm	- 59,09 kNm
Uprostřed pole	10,037 kNm	8,59 kNm	3,46 kNm
Podpora - vpravo	-20,074 kNm	-12,90 kNm	- 7,46 kNm

Tab. 15 Porovnání výsledků

3.1.2. Stropní deska 3 NP

Železobetonová vylehčená deska tl. 400 mm je uložena na ŽB stěnách tl. 200 mm. Uložení desky působí něco mezi vetknutím a kloubem. Proto porovnám 3D model s výpočtem momentů jak pro možnost vetknutí ze všech stran, kloubu ze všech stran a kombinaci, kdy uvažuji vetknutí při spojitém okraji desky. Výpočet momentů dle teorie pružnosti provedu vždy dvakrát, a to výpočtem bez vlivu kroutících momentů (v tab. označení A) a výpočtem podle tabulek (v tab. označení B).



Obr. 47 Schéma tvaru a zatížení stropní desky

- Zatížení

Stálé

-	Ostatní	1,490 * 1,35	2,012 kN/m^2
-	Tíha desky	6,475 * 1,35	8,741 kN/m^2

Proměnné

-	Užitné	0,75 * 1,5	1,125 kN/m^2

Celkem **f_d = 11,878 kN/m^2**

- Výpočet momentů dle teorie pružnosti – bez vlivu kroutících momentů **pro vetknutí**

Obousměrně pnutá deska

- $l_y = 12{,}15\ m$
- $l_x = 10{,}3\ m$

$f_d = f_x + f_y \quad \rightarrow \quad f_y = f_d - f_x$

$y_x = y_y$

- $y_x = k_x * \frac{f_x * {l_x}^4}{EI}$
- $y_y = k_y * \frac{f_y * {l_y}^4}{EI}$
- $k_x = k_y = \frac{1}{384}$

$\cancel{k_x} * \frac{f_x * {l_x}^4}{\cancel{EI}} = \cancel{k_y} * \frac{f_y * {l_y}^4}{\cancel{EI}}$

$f_x * {l_x}^4 = f_y * {l_y}^4 \quad \rightarrow \quad f_x = \frac{f_y * {l_y}^4}{{l_x}^4} \quad \rightarrow \quad f_x = \frac{(f_d - f_x) * {l_y}^4}{{l_x}^4}$

$$f_x = \frac{f_d * \frac{{l_y}^4}{{l_x}^4}}{1 + \frac{{l_y}^4}{{l_x}^4}} = \frac{11{,}878 * \frac{12{,}15^4}{10{,}3^4}}{1 + \frac{12{,}15^4}{10{,}3^4}} = 7{,}813\ kN/m^2$$

$f_y = f_d - f_x = 11{,}878 - 7{,}813 = 4{,}065\ kN/m^2$

Směr x

$$M_a = -\frac{1}{12} * f_x * {l_x}^2 = -\frac{1}{12} * 7{,}813 * 10{,}3^2 = \mathbf{-69{,}073\ kNm}$$

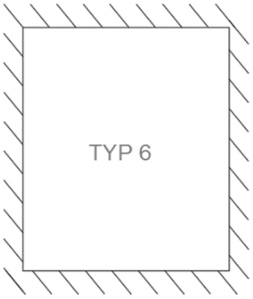
$$M_s = \frac{1}{24} * f_x * {l_x}^2 = \frac{1}{24} * 7{,}813 * 10{,}3^2 = \mathbf{34{,}537\ kNm}$$

Směr y

$$M_a = -\frac{1}{12} * f_y * {l_y}^2 = -\frac{1}{12} * 4{,}065 * 12{,}15^2 = \mathbf{-49{,}884 kNm}$$

$$M_s = \frac{1}{24} * f_y * {l_y}^2 = \frac{1}{24} * 4{,}065 * 12{,}15^2 = \mathbf{25{,}004\ kNm}$$

- Výpočet momentů dle teorie pružnosti z tabulek **pro vetknutí**



$l_a = 10{,}3\ m$

$l_b = 12{,}15\ m$

$\propto = \frac{l_b}{l_a} = \frac{12{,}15}{10{,}3} = 1{,}18 \cong 1{,}2$

$a = 40{,}9$

$b = 84{,}8$

Směr x

$$M_s = \frac{1}{a} * f_d * {l_a}^2 = \frac{1}{40{,}9} * 11{,}878 * 10{,}3^2 = \mathbf{30{,}81\ kNm}$$

Směr y

$$M_s = \frac{1}{b} * f_d * {l_b}^2 = \frac{1}{84{,}8} * 11{,}878 * 12{,}15^2 = \mathbf{20{,}68\ kNm}$$

- Výpočet momentů dle teorie pružnosti – bez vlivu kroutících momentů **pro kloub**

Rozměry ani zatížení desky se neměnní. Změnil se pouze součinitel typu uložení *k*. Pro oba směry si je součinitel roven, a proto se znova vykrátí. Přerozdělení zatížení je tedy stejné jako v předchozím případě (typ uložení vetknutí).

Obousměrně pnutá deska

- $l_y = 12{,}15\ m$
- $l_x = 10{,}3\ m$

$f_x = 7{,}813\ kN/m^2$

$f_y = 4{,}065\ kN/m^2$

Směr x

$$M_a = \mathbf{0\ kNm}$$

$$M_s = \frac{1}{8} * f_x * {l_x}^2 = \frac{1}{8} * 7{,}813 * 10{,}3^2 = \mathbf{103{,}61\ kNm}$$

Směr y

$$M_a = \mathbf{0\ kNm}$$

$$M_s = \frac{1}{8} * f_y * {l_y}^2 = \frac{1}{8} * 4{,}065 * 12{,}15^2 = \mathbf{75{,}011\ kNm}$$

- Výpočet momentů dle teorie pružnosti z tabulek **pro kloub**

$l_a = 10{,}3\ m$

$l_b = 12{,}15\ m$

$\propto = \frac{l_b}{l_a} = \frac{12{,}15}{10{,}3} = 1{,}18 \cong 1{,}2$

$a = 19{,}4$

$b = 40{,}3$

Směr x

$$M_s = \frac{1}{a} * f_d * {l_a}^2 = \frac{1}{19{,}4} * 11{,}878 * 10{,}3^2 = \mathbf{64{,}95\ kNm}$$

Směr y

$$M_s = \frac{1}{b} * f_d * {l_b}^2 = \frac{1}{40{,}3} * 11{,}878 * 12{,}15^2 = \mathbf{43{,}51\ kNm}$$

- Výpočet momentů dle teorie pružnosti – bez vlivu kroutících momentů **pro kombinaci kloubu a vetknutí**

Obousměrně pnutá deska

- $l_y = 12{,}15\ m$
- $l_x = 10{,}3\ m$

$f_d = f_x + f_y \quad \rightarrow \quad f_y = f_d - f_x$

$y_x = y_y$

- $y_x = k_x * \frac{f_x * {l_x}^4}{EI}$
- $y_y = k_y * \frac{f_y * {l_y}^4}{EI}$
- $k_x = \frac{5}{384}$
- $k_y = \frac{1}{192}$
- $\frac{k_y}{k_x} = \frac{2}{5}$

$k_x * \frac{f_x * {l_x}^4}{\cancel{EI}} = k_y * \frac{f_y * {l_y}^4}{\cancel{EI}}$

$k_x * f_x * {l_x}^4 = k_y * f_y * {l_y}^4 \quad \rightarrow \quad f_x = \frac{k_y * f_y * {l_y}^4}{k_x * {l_x}^4} \quad \rightarrow \quad f_x = \frac{k_y * (f_d - f_x) * {l_y}^4}{k_x * {l_x}^4}$

$$f_x = \frac{f_d * \frac{{l_y}^4}{{l_x}^4} * \frac{k_y}{k_x}}{1 + \frac{{l_y}^4}{{l_x}^4} * \frac{k_y}{k_x}} = \frac{11{,}878 * \frac{12{,}15^4}{10{,}3^4} * \frac{2}{5}}{1 + \frac{12{,}15^4}{10{,}3^4} * \frac{2}{5}} = 5{,}184\ kN/m^2$$

$$f_y = f_d - f_x = 11{,}878 - 5{,}184 = 6{,}694\ kN/m^2$$

Směr x

$$M_a = \mathbf{0\ kNm}$$

$$M_s = \frac{1}{8} * f_x * {l_x}^2 = \frac{1}{8} * 5{,}184 * 10{,}3^2 = \mathbf{68{,}746\ kNm}$$

Směr y

$$M_a = -\frac{1}{8} * f_y * {l_y}^2 = -\frac{1}{8} * 6{,}694 * 12{,}15^2 = \mathbf{-123{,}523\ kNm}$$

$$M_s = \frac{1}{24} * f_y * {l_y}^2 = \frac{1}{16} * 6{,}694 * 12{,}15^2 = \mathbf{61{,}762\ kNm}$$

$$M_b = \mathbf{0\ kNm}$$

- Výpočet momentů dle teorie pružnosti z tabulek **pro kombinaci kloubu a vetknutí**

$l_a = 12{,}15\ m$

$l_b = 10{,}3\ m$

$\propto = \frac{l_b}{l_a} = \frac{10{,}3}{12{,}15} = 0{,}85 \cong 0{,}8$

$a = 44{,}6$

$b = 22{,}0$

Směr x

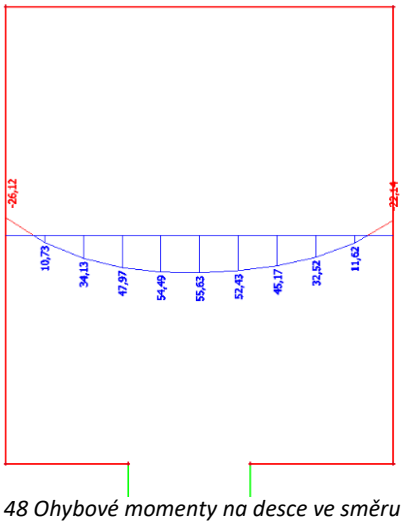
$$M_s = \frac{1}{b} * f_d * {l_b}^2 = \frac{1}{22{,}0} * 11{,}878 * 10{,}3^2 = \mathbf{57{,}28\ kNm}$$

Směr y

$$M_s = \frac{1}{a} * f_d * {l_a}^2 = \frac{1}{44{,}6} * 11{,}878 * 12{,}15^2 = \mathbf{39{,}32\ kNm}$$

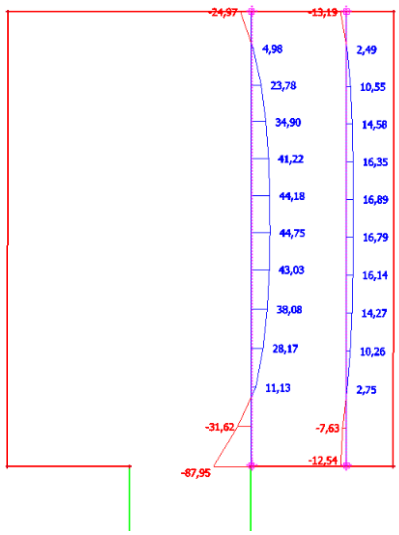
➢ Momenty ze 3D modelu – metoda konečných prvků

Směr x



Obr. 48 Ohybové momenty na desce ve směru x

Směr y



Obr. 49 Ohybové momenty na desce ve směru y

➢ Porovnání výsledků

		VETKNUTÍ		KLOUB		KOMBINACE V+K		3D MODEL
		A	B	A	**B**	A	B	
Směr x	M_a	-69,07	-	0	-	0	-	-26,12
	M_s	34,53	30,81	103,61	64,96	68,75	57,28	55,63
	M_b	-69,07	-	0	-	0	-	-22,14
Směr y	M_a	-49,88	-	0	-	-125,52	-	-87,95
	M_s	20,68	20,68	75,01	43,51	61,76	39,32	44,75
	M_b	-49,88	-	0	-	0	-	-24,97

Tab. 16 Porovnání výsledků

Nejblíže se blíží skutečnému působení stropní desky model kombinace vetknutí – kloub. Konstrukce se chová tak jak se dalo očekávat. Výsledky 3D modelu jsou přibližně stejné. Model lze považovat za správný.

3.2. OVĚŘEŘENÍ TLOUŠŤKY STROPNÍ DESKY

Posouzení průhybů

Tloušťka desky bude ověřena pro mezní stav použitelnosti - kontrola průhybu desky. K ověření byla využita hodnota "pružného" průhybu desky stanovená metodou konečných prvků softwarem. Hodnota pružného průhybu byla upravena s ohledem oslabení železobetonových průřezů vznikem trhlin a dotvarování betonu – součinitel K_{trh} (cca $2 \div 3$) a K_{dotv} (cca 3).
Hrubým odhadem lze říci, že celkový průhyb včetně rozvoje trhlin a dotvarování bude zhruba 6 - 9x vyšší oproti průhybu pružnému.

Celkový průhyb stropní desky včetně dotvarování a rozvoje trhlin se porovná s mezní hodnotou průhybu $L_{max}/250$ pro kvazistálou kombinaci zatížení.

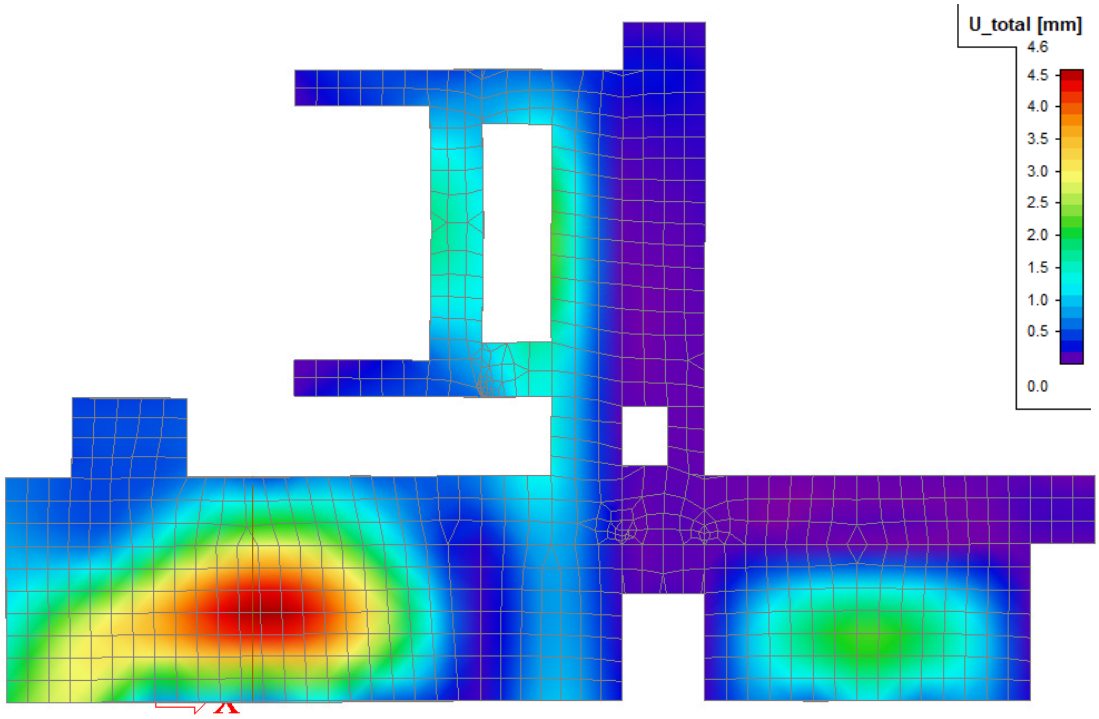
Pozn.: Na stropní desce jsou uvažována veškerá zatížení stálá (vlastní tíha desky, zatížení podlahami) a zatížení užitné, redukované součinitelem ψ_2= 0,60 pro kategorii C, ψ_2= 0,00 pro kategorii H a kvazistálou kombinaci zatížení.

Kvazistálá kombinace zatížení:

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

➢ *Stropní deska 1NP*

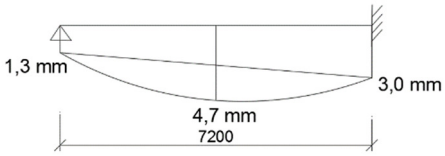
Navržená tloušťka plné stropní desky je 300 mm a vylehčené stropní desky 400 mm.



Obr. 50 3D přemístění stropní desky 1. NP

Maximální hodnota pružného průhybu – v poli

Z obrázku byla odečtena maximální hodnota průhybu v poli je 4,7 mm. Jelikož dochází k poklesu podpor, tedy nosníku (3,0 mm) a sloupu (1,3 mm), pružný průhyb samotné desky je 2,55 mm.



$y_{pruž} = 4,7 – (3,0 + 1,3)/2 = 2,55$ mm

Celkový průhyb včetně dotvarování a trhlin (odhad):

$y_{celk} = K_{trh} * K_{dotv} * y_{pruž} = 3 * 3 * 2,55 \cong 22,95$ mm

Limitní hodnota průhybu pro kvazistálou kombinaci zatížení:

$$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{7200}{250} = 28,8 \text{ mm}$$

$y_{celk} = 22,95$ mm ≤ $y_{lim} = 28,8$ mm → VYHOVUJE

Maximální hodnota pružného průhybu – vykonzolovaná část:

$y_{pruž} = 2,5$ mm

Celkový průhyb včetně dotvarování a trhlin (odhad):

$y_{celk} = K_{trh} * K_{dotv} * y_{pruž} = 3 * 3 * 2,2 \cong 19,8\ mm$

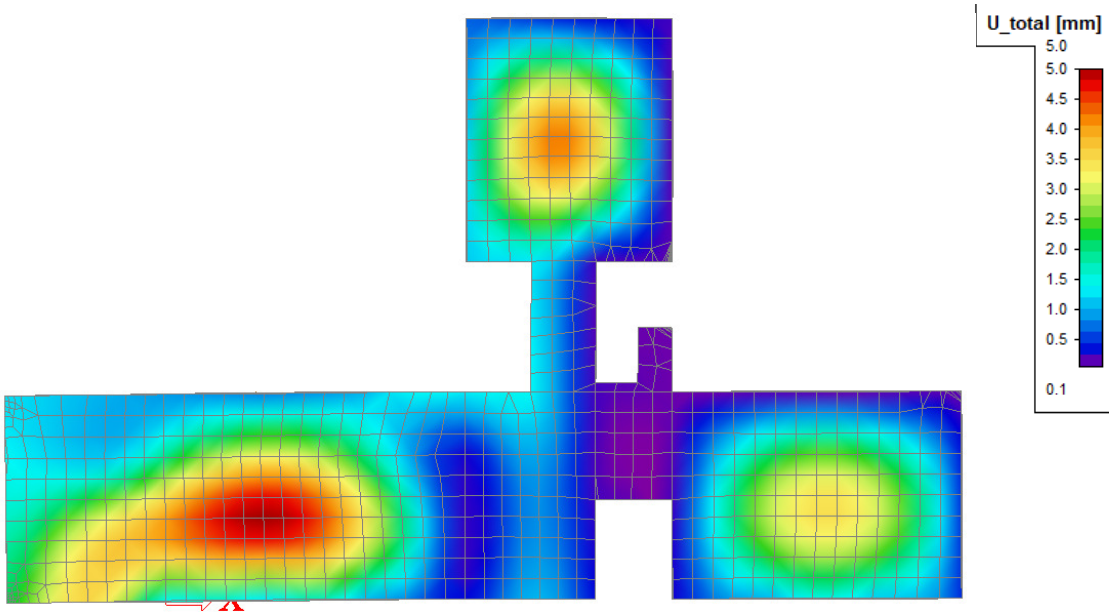
Limitní hodnota průhybu pro kvazistálou kombinaci zatížení:

$y_{lim} = \frac{L_{max}}{125} = \frac{3250}{125} = 26\ mm$

y_{celk} = 19,8 mm ≤ y_{lim} = 26 mm → VYHOVUJE

➢ *Stropní deska 2NP*

Navržená tloušťka plné stropní desky je 300 mm a vylehčené stropní desky 400 mm.



Obr. 51 3D přemístění stropní desky 2. NP

Maximální hodnota pružného průhybu v poli na obrázku dole vpravo:

$y_{pruž} = 3,5\ mm$

Celkový průhyb včetně dotvarování a trhlin (odhad):

$y_{celk} = K_{trh} * K_{dotv} * y_{pruž} = 3 \cdot 3 \cdot 3,5 \cong 31,5\ mm$

Limitní hodnota průhybu pro kvazistálou kombinaci zatížení:

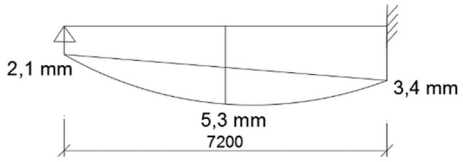
$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{10350}{250} = 41,4\ mm$

y_{celk} = 31,5 mm ≤ y_{lim} = 41,4 mm → VYHOVUJE

Maximální hodnota pružného průhybu v poli na obrázku dole vlevo:

Z obrázku byla odečtena maximální hodnota průhybu v poli je 5,3 mm. Jelikož dochází k poklesu podpor, tedy nosníku (3,4 mm) a sloupu (2,1 mm), pružný průhyb samotné desky je 2,55 mm.

$y_{pruž} = 5,3 – (3,4 + 2,1)/2 = 2,55\ mm$



Celkový průhyb včetně dotvarování a trhlin (odhad):

$y_{celk} = K_{trh} * K_{dotv} * y_{pruž} = 3 \cdot 3 \cdot 2,55 \cong 22,95\ mm$

Limitní hodnota průhybu pro kvazistálou kombinaci zatížení:

$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{7200}{250} = 28{,}8\ mm$

$y_{celk} = 22,95\ mm \leq y_{lim} = 28,8\ mm \rightarrow$ VYHOVUJE

Maximální hodnota pružného průhybu v poli na obrázku nahoře:

$y_{pruž} = 1,9\ mm$

Celkový průhyb včetně dotvarování a trhlin (odhad):

$y_{celk} = K_{trh} * K_{dotv} * y_{pruž} = 3 \cdot 3 \cdot 1,9 \cong 17,1\ mm$

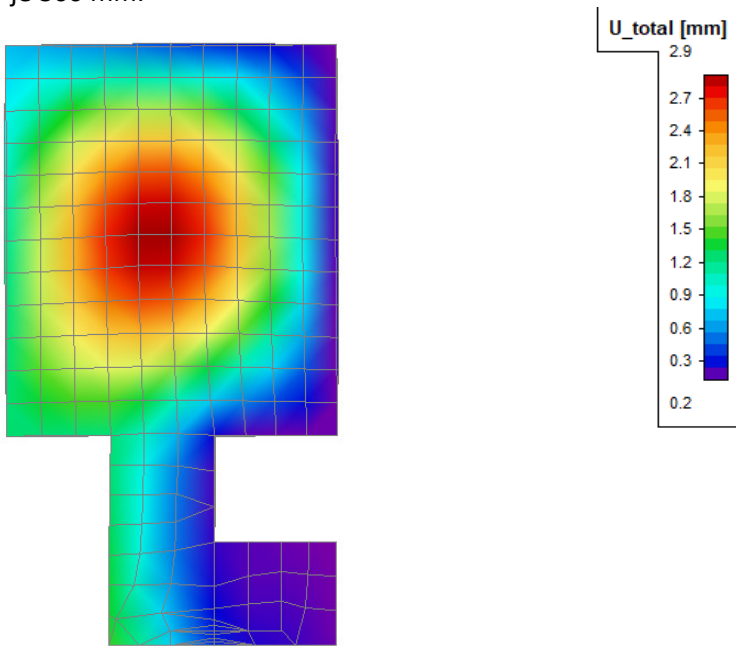
Limitní hodnota průhybu pro kvazistálou kombinaci zatížení:

$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{6500}{250} = 26\ mm$

$y_{celk} = 17,1\ mm \leq y_{lim} = 26\ mm \rightarrow$ VYHOVUJE

- Stropní deska 3NP

Navržená tloušťka stropní desky je 300 mm.



Obr. 52 3D přemístění stropní desky 2. NP

Maximální hodnota pružného průhybu:

$y_{pruž}$ *= 3,0 mm*

Celkový průhyb včetně dotvarování a trhlin (odhad):

$y_{celk} = K_{trh} * K_{dotv} * y_{pruž} = 3 \cdot 3 \cdot 3{,}0 \cong 27{,}0$ *mm*

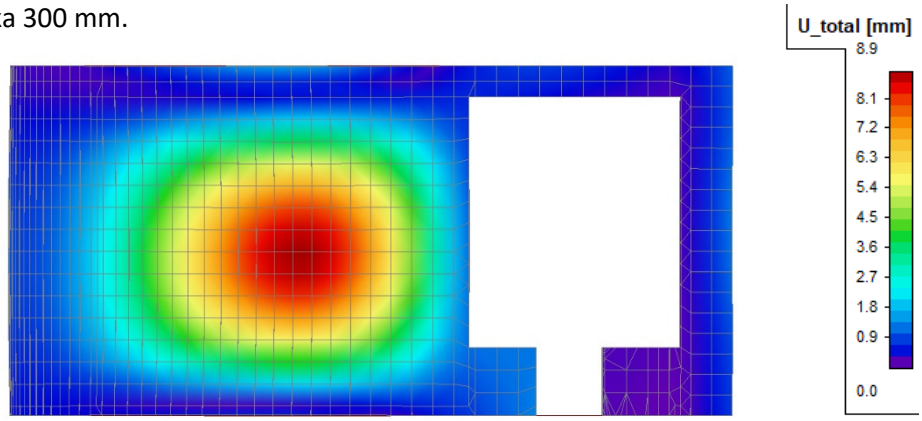
Limitní hodnota průhybu pro kvazistálou kombinaci zatížení:

$$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{10300}{250} = 41{,}2\ mm$$

y_{celk} = 27,0 mm ≤ y_{lim} = 41,2 mm → VYHOVUJE

➢ Skořepina nad přednáškovým sálem

Navržená tloušťka 300 mm.



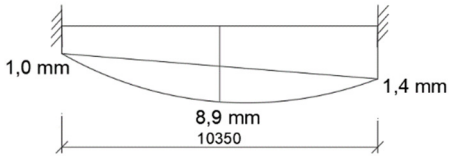
Obr. 53 3D přemístění skořepiny nad přednáškovým sálem

Maximální hodnota pružného průhybu:

Z obrázku byla odečtena maximální hodnota průhybu 8,9 mm. Jelikož dochází k poklesu podpor, tedy ŽB stěn (1,4 a 1,0 mm), pružný průhyb samotné desky je 1,75 mm.

$y_{pruž} = 8,9 – (1,4 + 1,0)/2 = 7,7\ mm$

Celkový průhyb včetně dotvarování a trhlin (odhad):



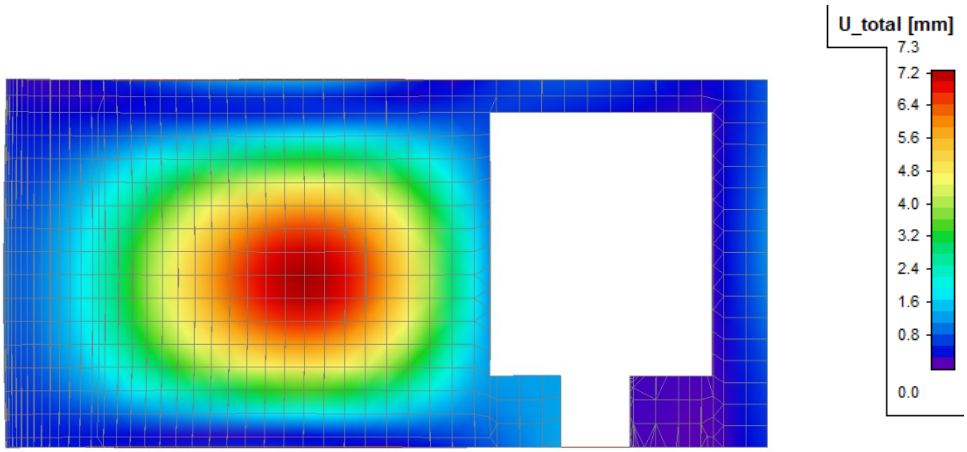
$y_{celk} = K_{trh} * K_{dotv} * y_{pruž} = 3 \cdot 3 \cdot 7,7 \cong 69,3\ mm$

Limitní hodnota průhybu pro kvazistálou kombinaci zatížení:

$$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{15000}{250} = 60,0\ mm$$

y_{celk} = 69,3 mm ≥ y_{lim} = 60 mm → NEVYHOVUJE

Navrhuji tedy tloušťku skořepiny 400 mm.



Obr. 54 3D přemístění skořepiny nad přednáškovým sálem

Maximální hodnota pružného průhybu:

$y_{pruž} = 7,3 – (1,4 + 1,0)/2 = 6,1$ *mm*

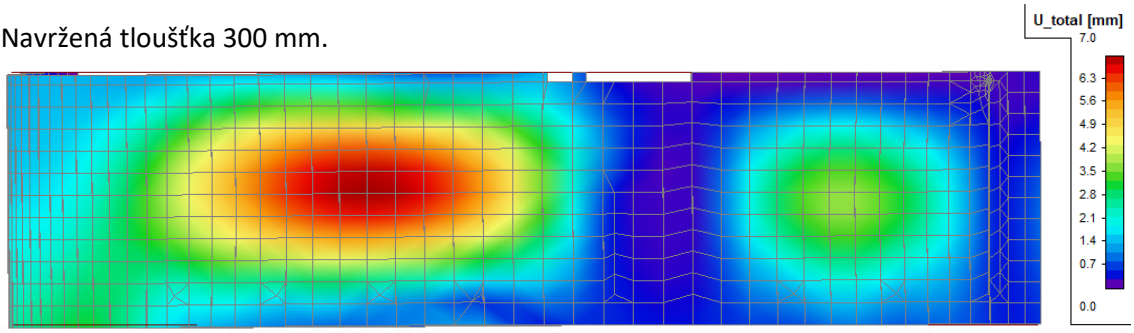
Celkový průhyb včetně dotvarování a trhlin (odhad):

$y_{celk} = K_{trh} * K_{dotv} * y_{pruž} = 3 \cdot 3 \cdot 6,1 \cong 54,9$ *mm*

$y_{celk} = 54,9$ mm ≤ $y_{lim} = 60$ mm → VYHOVUJE

- Skořepina nad učebnami

Navržená tloušťka 300 mm.



Obr. 55 3D přemístění skořepiny nad učebnami

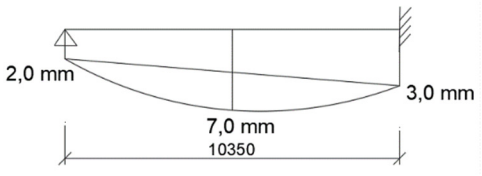
Maximální hodnota pružného průhybu:

Z obrázku byla odečtena maximální hodnota průhybu v poli je 7,0 mm. Jelikož dochází k poklesu podpor, tedy ŽB stěny (3,0 mm) a sloupu (2,0 mm), pružný průhyb samotné desky je 1,75 mm.

$y_{pruž} = 7,0 – (3,0 + 2,0)/2 = 4,5$ *mm*

Celkový průhyb včetně dotvarování a trhlin (odhad):

$y_{celk} = K_{trh} * K_{dotv} * y_{pruž} = 3 \cdot 3 \cdot 4,5 \cong 40,5$ *mm*



Limitní hodnota průhybu pro kvazistálou kombinaci zatížení:

$$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{10350}{250} = 41,4\ mm$$

$y_{celk} = 40,5$ mm ≤ $y_{lim} = 41,4$ mm → VYHOVUJE

Závěr: Celkový průhyb na stropních deskách a skořepinách je vyhovující. Navržené tloušťky jsou dostačující.

4. ZALOŽENÍ OBJEKTU

4.1. GEOLOGICKÝ PROFIL

Česká geologická služba
databáze geologicky dokumentovaných objektů

gd3v

STRATIGRAFICKY VYMEZENÝ VÝPIS GEOLOGICKÉ DOKUMENTACE ARCHIVNÍHO VRTU
S-4 [Hradec Králové]

Klíč báze GDO	:	243114	Číslo posudku : V057595	Mapy 1:25.000	13-242	M-33-68-B-c
Souřadnice - X	:	1043530.00	Y : 641520.00 [odečteno z mapy]			
Nadmořská výška	:	228.80	[Jadran-Lišov]	Rok ukončení	:	1967
Hloubka / délka	:	13.00	[vrt svislý]	Datum výpisu	:	14.12.2017
Účel objektu	:	inženýrsko-geologický				
Realizace	:	Stavoprojekt Hradec Králové				
Komentář	:					

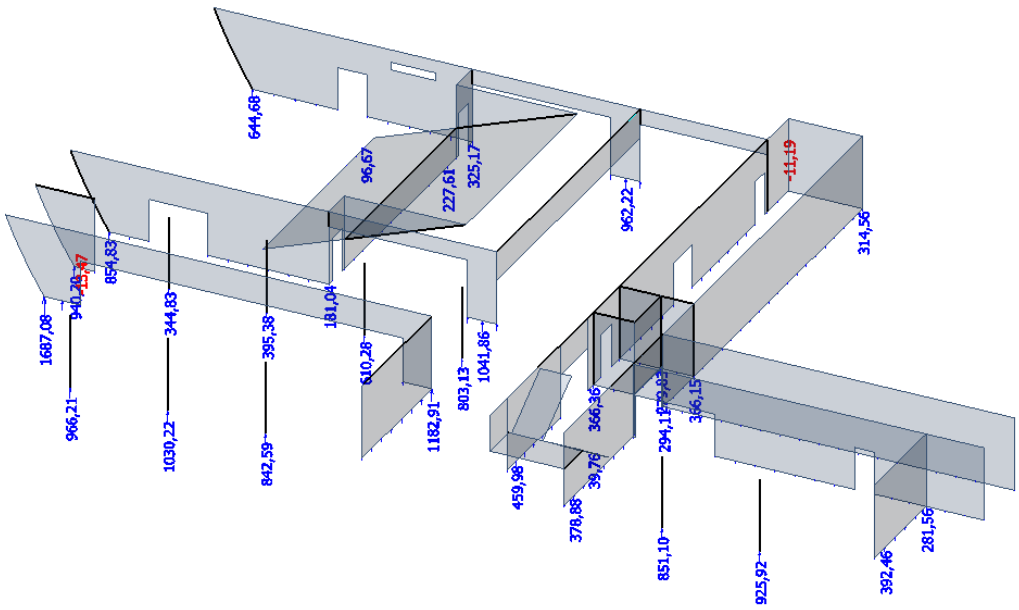
hloubkový interval [m]		stratigrafie základní popis polohy rozšíření popisu polohy komentář k poloze
		Kvartér
0.00 - 0.40	:	**hlína** humózní, slabě jílovitá, tmavě hnědá; geneze fluviální
0.40 - 1.60	:	**hlína** slabě jílovitá, tuhá, červenohnědá; geneze fluviální
		přechod : hlína jemně písčitá červenohnědá
1.60 - 2.70	:	**písek** jemnozrnný, velmi slabě hlinitý, hnědý; geneze fluviální
2.70 - 3.10	:	**písek** jemnozrnný, šedohnědý; geneze fluviální
		přítomnost : dřevo rozložené
3.10 - 5.00	:	**písek** jemnozrnný, šedohnědý; geneze fluviální
		přítomnost : dřevo v ostrohranných úlomcích, rozložené černé
5.00 - 8.60	:	**písek** střednozrnný až hrubozrnný, štěrkovitý, šedohnědý; geneze fluviální
		přítomnost : štěrk zastoupení horniny - 40 %, max.velikost částic 9 cm
8.60 - 11.80	:	**štěrk** zastoupení horniny - 60 %, max.velikost částic 2 dm, písčitý, pestrý; geneze fluviální
		přítomnost : písek střednozrnný
		Křída - coniak až křída - turon svrchní
11.80 - 12.30	:	**slín** tuhý, šedý
		přítomnost : slínovec ve střípkách, v ostrohranných úlomcích
12.30 - 13.00	:	**slínovec** zvětralý, pevný, šedý

Hladina podzemní vody - hloubka [m] : 2.80 **druh hladiny :** (ověřováno)

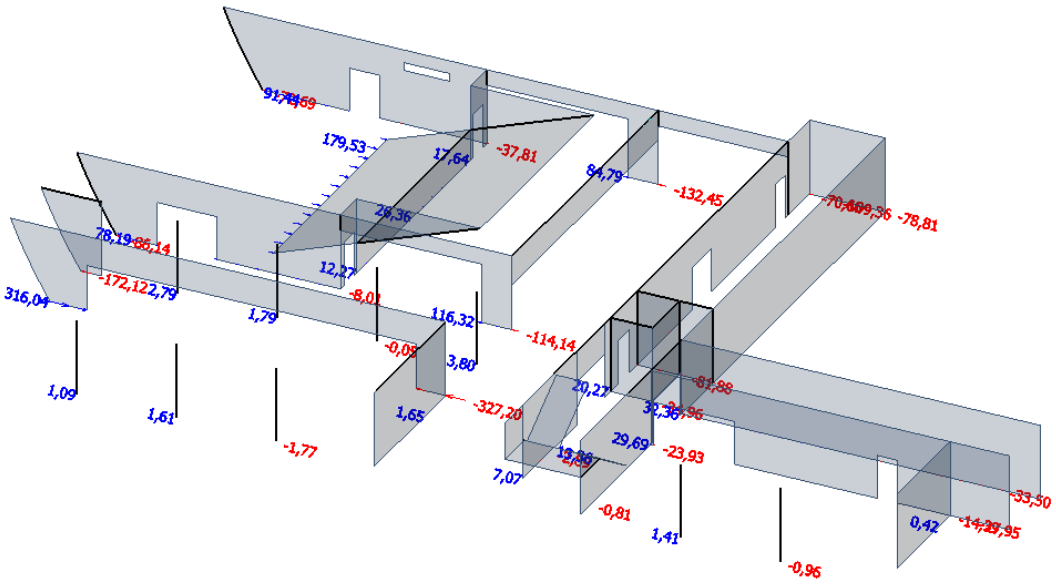
Provedené zkoušky
chemické rozbory vody

Geologický profil byl zjištěn pro vrt, který se nachází v blízkosti lékařské fakulty v Hradci Králové. Vrt byl pro účely diplomové práce poskytnut Českou geologickou službou zdarma.

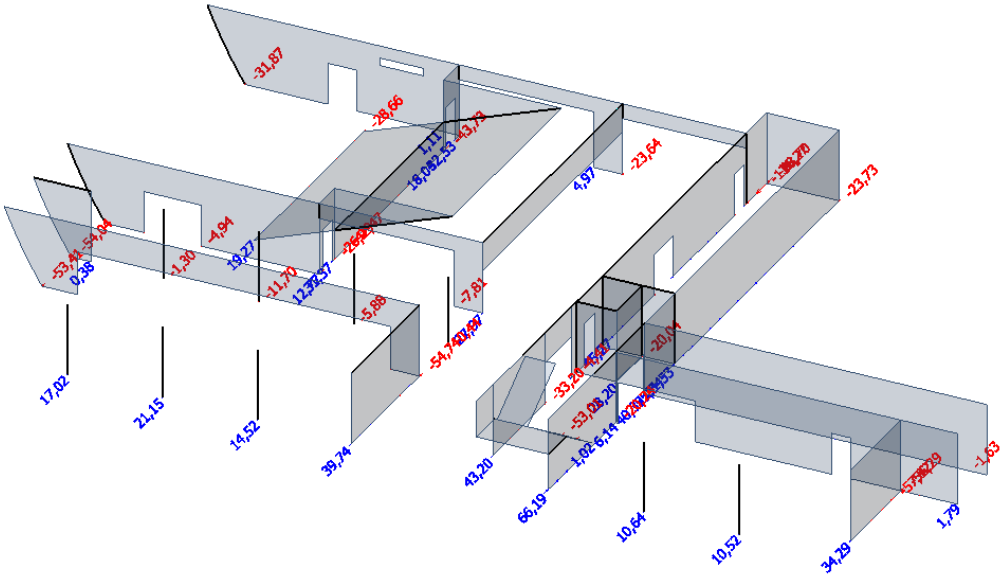
4.2. REAKCE PŮSOBÍCÍ NA ZÁKLADY



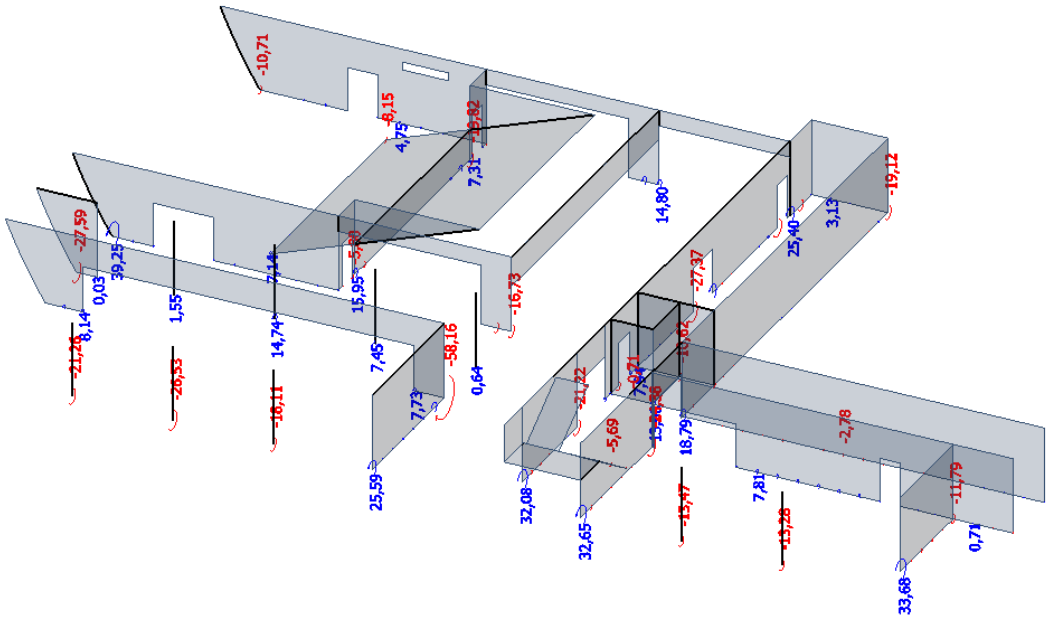
Obr. 56 Svislé reakce Rz v podporách stěn a sloupů



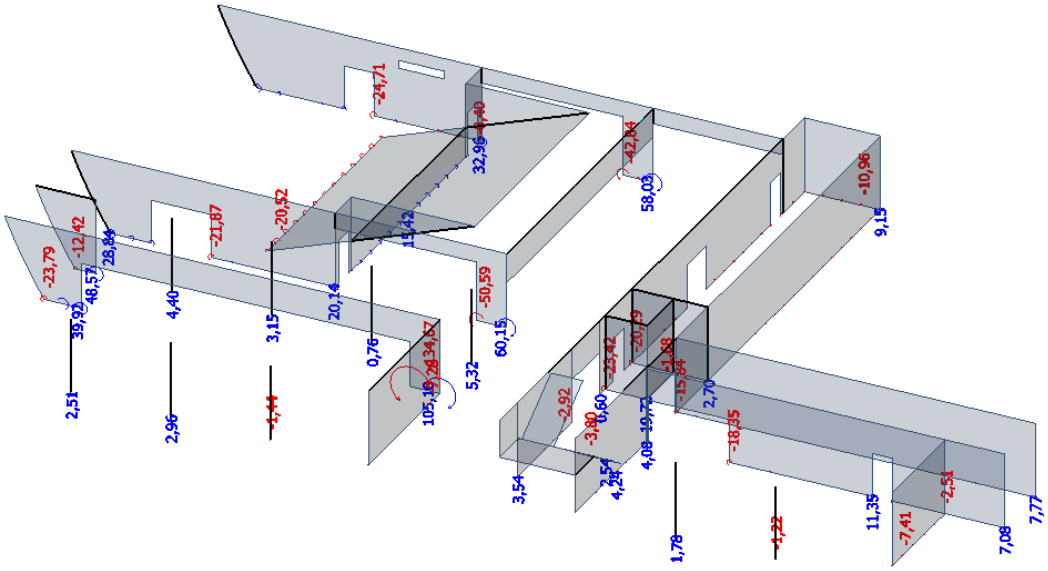
Obr. 57 Vodorovné reakce Rx v podporách stěn a sloupů



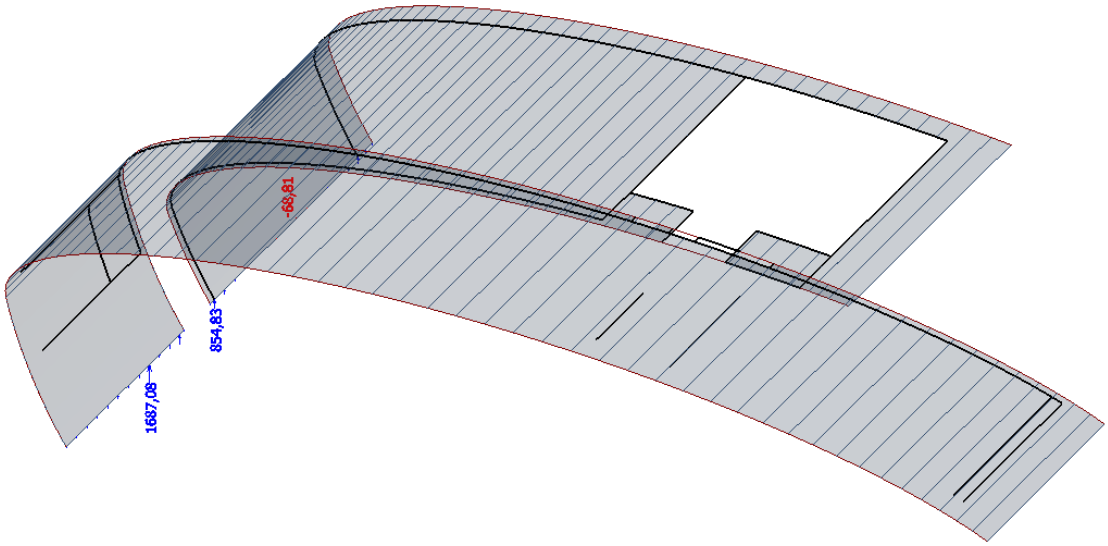
Obr. 58 Vodorovné reakce Ry v podporách stěn a sloupů



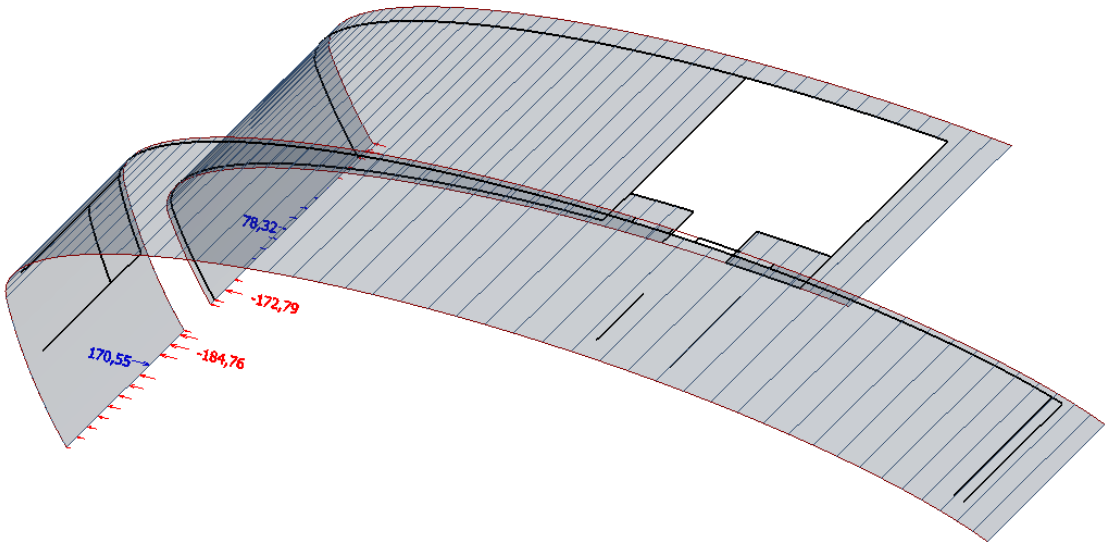
Obr. 59 Momenty Mx v podporách stěn a sloupů



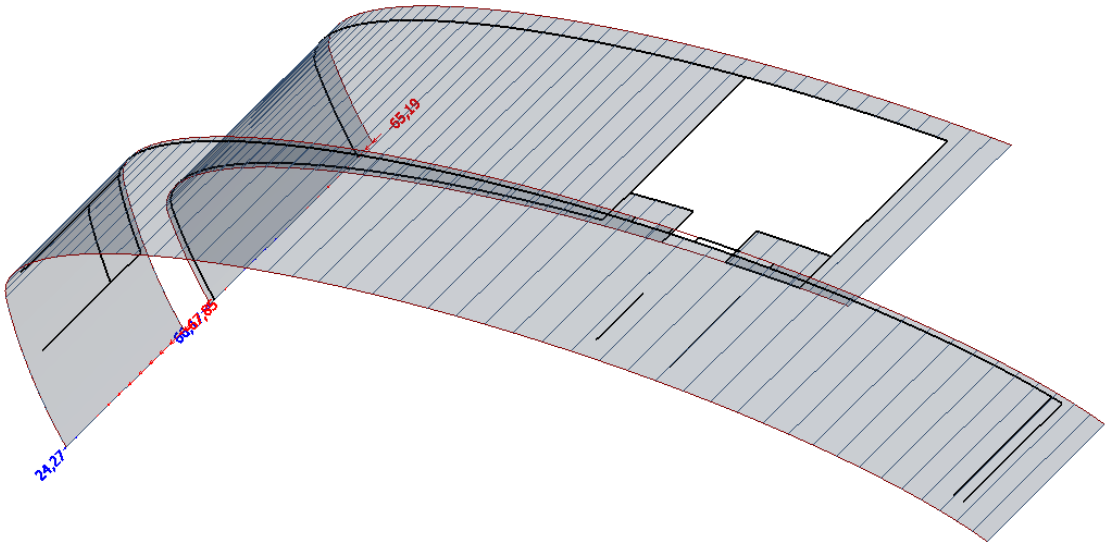
Obr. 60 Momenty My v podporách stěn a sloupů



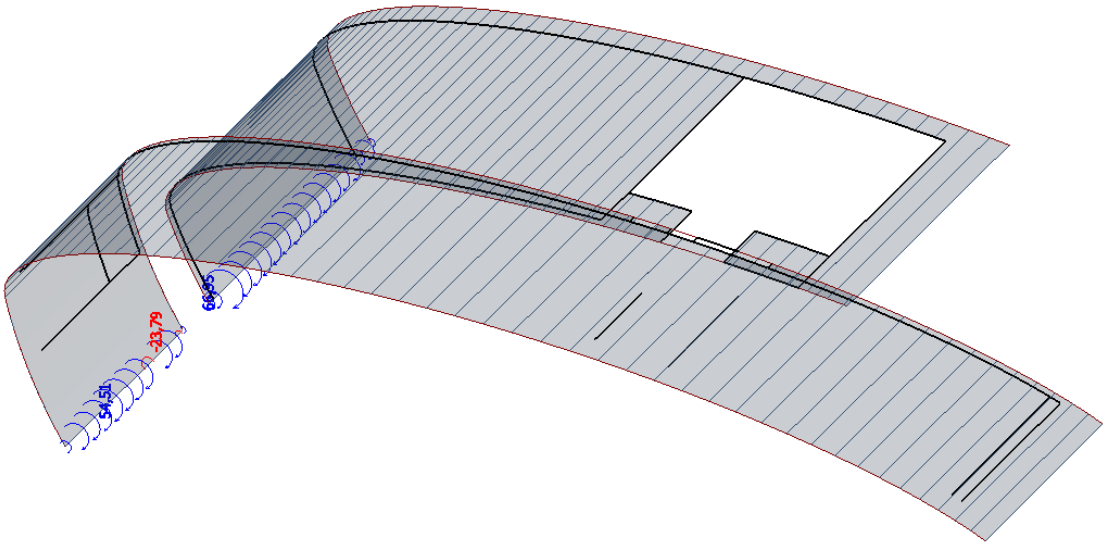
Obr. 61 Svislé reakce Rz v podporách skořepin



Obr. 62 Svislé reakce Rx v podporách skořepin



Obr. 63 Svislé reakce Ry v podporách skořepin



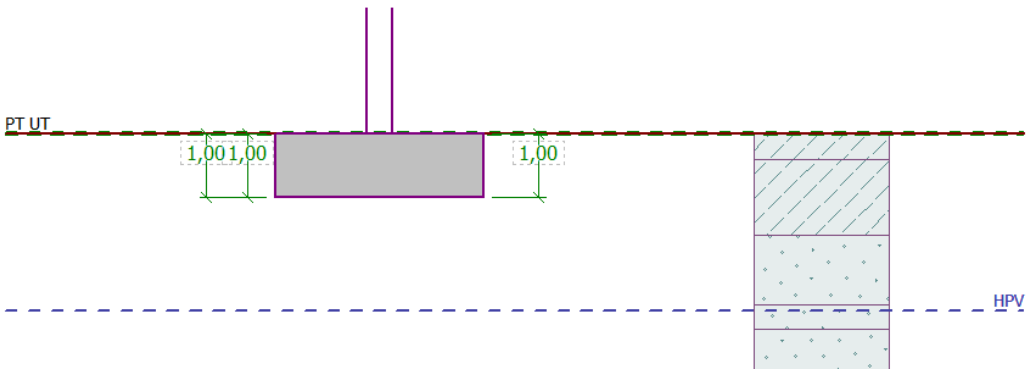
Obr. 64 Momenty My v podporách skořepin

Nejzatíženější průřezy základů

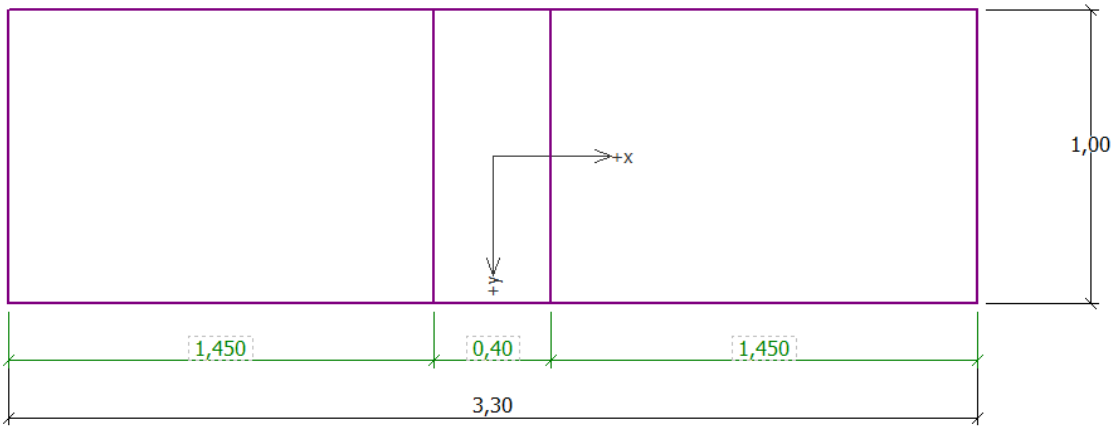
- *skořepina:* V_z = 1687,1 kN/m´
  H_x = 170,6 kN/m´
  H_y = 57,9 kN/m´
  M_y =23,8 kNm/m´
- *stěny:* V_z = 314,56 kN/m´
  H_x = 78,81 kN/m´
  H_y = 23,73 kN/m´
  M_y =9,18 kNm/m´
- *krajní sloup L - 1:* V_z = 1030,2 kN
  H_x = 1,61 kN
  H_y = 21,15 kN
  M_x =26,33 kNm
  M_y =2,96 kNm
- *vnitřní sloup I - 3:* V_z = 803,13 kN
  H_x = 3,8 kN
  H_y = 27,07 kN
  M_x = 0,64 kNm
  M_y = 5,32 kNm

4.2.1. Návrh založení skořepin

Základové pasy byly navrženy a posouzeny pomocí programu GEO5.



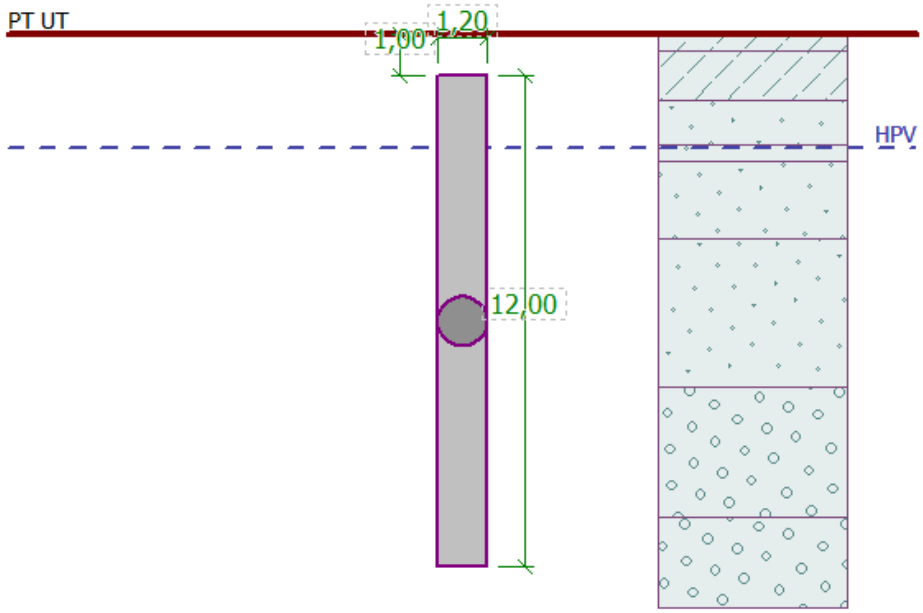
Obr. 65 Návrh základového pasu - řez



Obr. 66 Návrh základového pasu - půdorys

Jelikož zatížení z horní stavby je veliké, vycházejí základové pasy masivní - šířky 3,3 m. Proto budou základové pasy pod skořepinami a některými stěnami opřeny do pilot.

Základové pasy budou založeny do nezámrzné hloubky 1 m a šířka pasů bude 0,8 m. Piloty jsou navrženy od sebe ve vzdálenosti 3 m. Zatížení tedy bude přenásobeno zatěžovací šířkou 3 m.

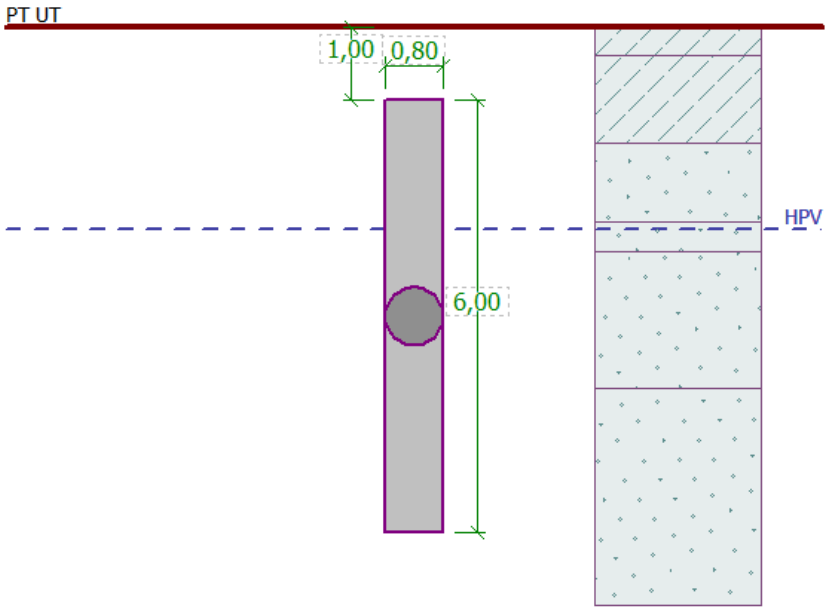


Obr. 67 Návrh piloty – skořepiny, stěny

Základové pasy jsou navrženy o rozměrech 0,8 x 1 m a piloty o průměru 1,2 m a délce 12 m.

4.2.2. Návrh založení stěn

Zatížení od stěn na základové konstrukce je nemalé. Především horizontální zatížení vzhledem k návrhu základového pasu je významné. Proto pod stěny budou navrženy základové pasy stejné jako u skořepin a budou také opřeny do pilot. S tím rozdílem, že piloty jsou navrženy u stěn po 5 m.

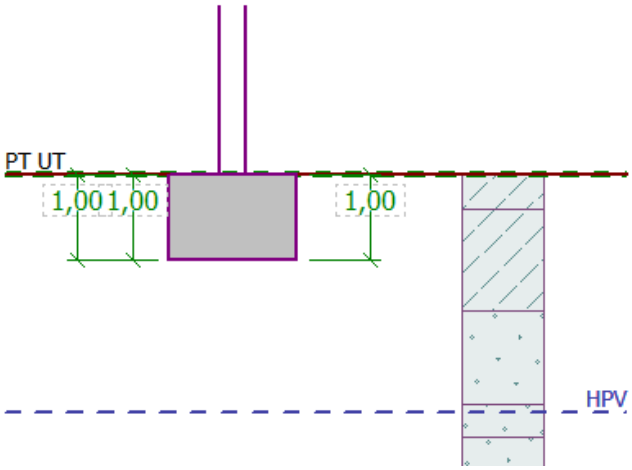


Obr. 68 Návrh piloty – stěny

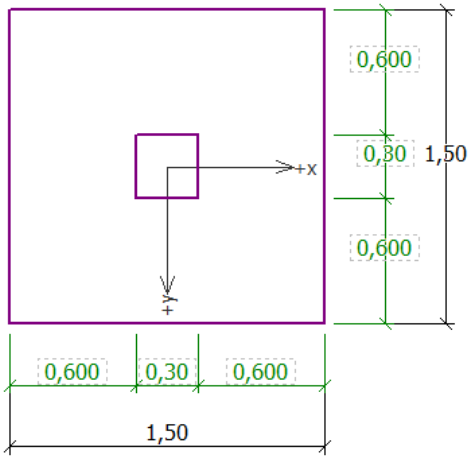
Základové pasy jsou navrženy o rozměrech 0,8 x 1,4 m a piloty o průměru 0,8 m a délce 6 m.

4.2.3. Návrh založení sloupů

- Vnitřní sloup I - 3



Obr. 68 Návrh základové patky - řez



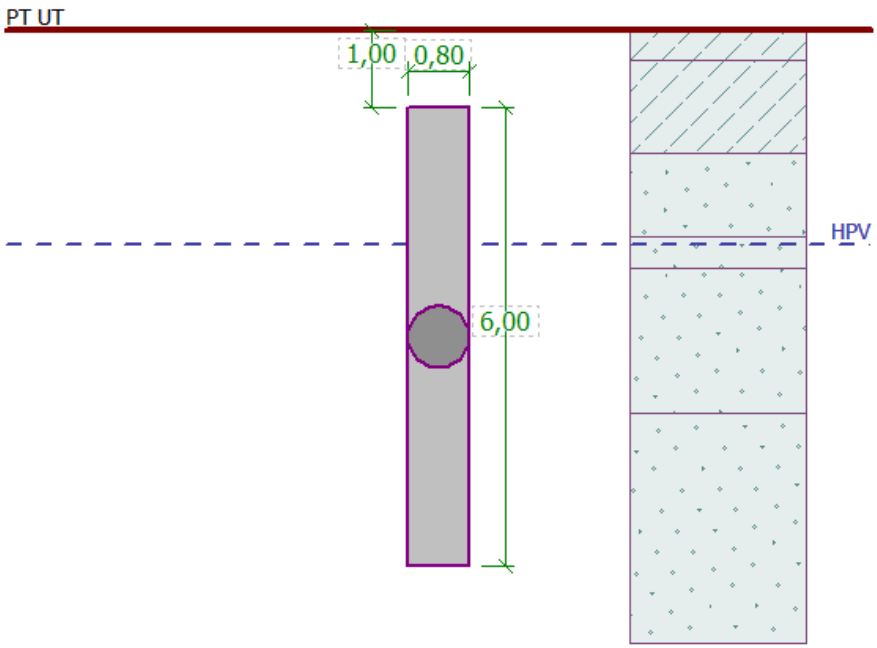
Obr. 69 Návrh základové patky - půdorys

Jelikož zatížení z horní stavby je veliké, vycházejí základové patky masivní.

Základové patky jsou navrženy o rozměrech 1,5 x 1,5 založené do hloubky 1,4 m.

➢ Krajní sloup L - 1

Zatížení na základovou patku od krajního sloupu je větší než na vnitřní sloup. Základová patka při takovém to zatížení by byla velkých rozměrů, což není vhodné hlavně z hlediska řešení zateplení soklu. Proto budou pod krajními sloupy navrženy základové pasy opřené do pilot. Základové pasy budou stejných rozměrů jako u skořepin a stěn, tedy 0,8 x 1 m. Piloty budou menšího průměru a délky, jelikož zatížení od sloupů je menší a pouze bodové nikoli liniové.



Obr. 70 Návrh piloty - sloupy

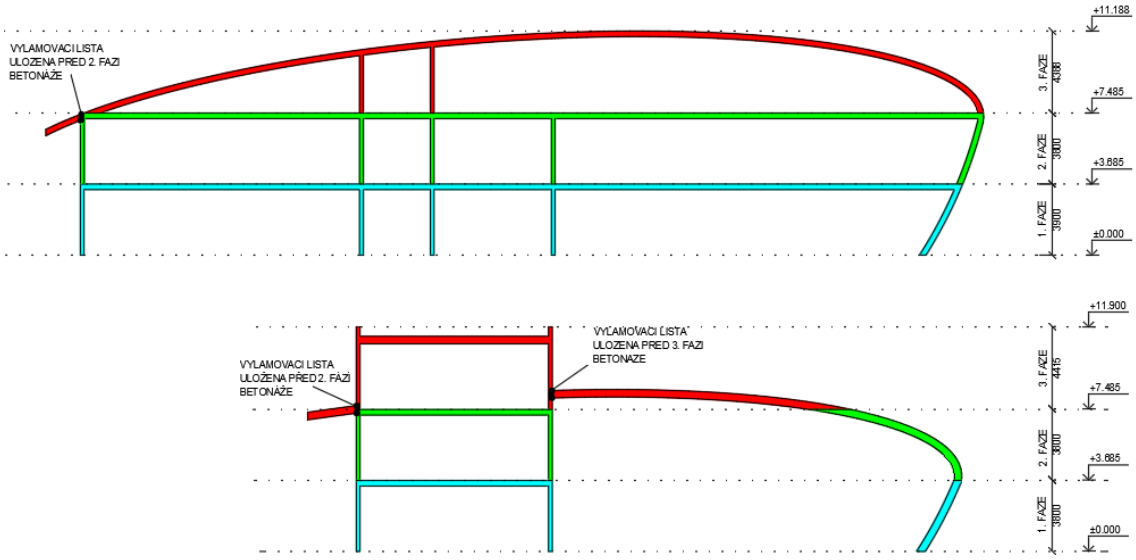
Základové pasy jsou navrženy o rozměrech 0,8 x 1,4 m a piloty o průměru 0,8 m a délce 6 m.

Výstupy – posouzení základových pasů, patek a pilot - z programu GEO5 jsou přiloženy k diplomové práci.

5. DIMENZOVÁNÍ VÝZTUŽE SKOŘEPINY

Pro získání vnitřních sil a deformací skořepin byl vytvořen 3D model v programu Scia Engineer, který byl poté ověřen zjednodušenými výpočty a 2D modelem.

Jelikož jsou skořepiny složitějšího tvaru je jejich betonáž rozdělena celkem do třech fází. V první fázi se dolní část skořepin bude betonovat současně se svislými konstrukcemi prvního nadzemního podlaží a poté se vybetonuje stropní konstrukce. V druhé fázi se betonuje střední část skořepin se svislými a poté vodorovnými konstrukcemi vyššího podlaží. V této fázi se do bednění před betonáží budou upevněny vylamovací lišty, na které bude v další fázi napojena armovací výztuž skořepin. Ve třetí fázi se u větší skořepiny vybetonují nejprve svislé konstrukce a poté se vybetonuje vrchní část skořepiny (střecha). U menší skořepiny se nejprve vybetonují svislé konstrukce vyčnívající nad skořepinu s předem připravenými vylamovacími lištami a poté se zároveň vybetonuje zbylá horní část skořepiny a stropní deska třetího podlaží. V rámci diplomové práce bude navržena a posouzena výztuž pouze menší skořepiny. Při dimenzování druhé (větší) skořepiny by se postupovalo analogicky.



1. FÁZE
   - A) Betonáž svislých konstrukcí 1.NP a ⅓ (dolní část) skořepin
   - B) Betonáž stropních desek nad 1.NP
   - C) Betonáž vnitřního schodiště a rampy se stupni v přednáškové místnosti

2. FÁZE
   - A) Betonáž svislých konstrukcí 2.NP a ⅔ (střední část) skořepin
   - B) Betonáž stropních desek nad 2.NP (uložení vylamovacích lišt před betonáží)
   - C) Betonáž vnitřního schodiště

3. FÁZE
   - A) Betonáž svislých konstrukcí 3.NP (uložení vylamovacích lišt před betonáží)
   - B) Betonáž stropních desek nad 3.NP a ⅔ (horní část) skořepin

Obr. 71 Schéma jednotlivých fází betonáže

5.1. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

MSÚ – základní kombinace:

1. $E_d = 1{,}35.g_k + 1{,}5.q_k + 1{,}5.0{,}5.s_k + 1{,}5.0{,}6\ q_t$
2. $E_d = 1{,}35.g_k + 1{,}5.s_k + 1{,}5.0{,}6\ q_t$
3. $E_d = 1{,}35.g_k + 1{,}5.0{,}5.s_k + 1{,}5.q_t$
4. $E_d = 1{,}35.g_k + 1{,}5.q_k + 1{,}5.0{,}5.s_k$
5. $E_d = 1{,}35.g_k + 1{,}5.q_k + 1{,}5.0{,}6\ q_t$

MSP – charakteristická kombinace:

6. $E_k = g_k + q_k + 0{,}5.s_k + 0{,}6.q_t$
7. $E_k = g_k + s_k + 0{,}6.q_t$

8. $E_k = g_k + 0{,}5.s_k + q_t$
9. $E_k = g_k + q_k + 0{,}5.s_k$
10. $E_k = g_k + q_k + 0{,}6\ q_t$

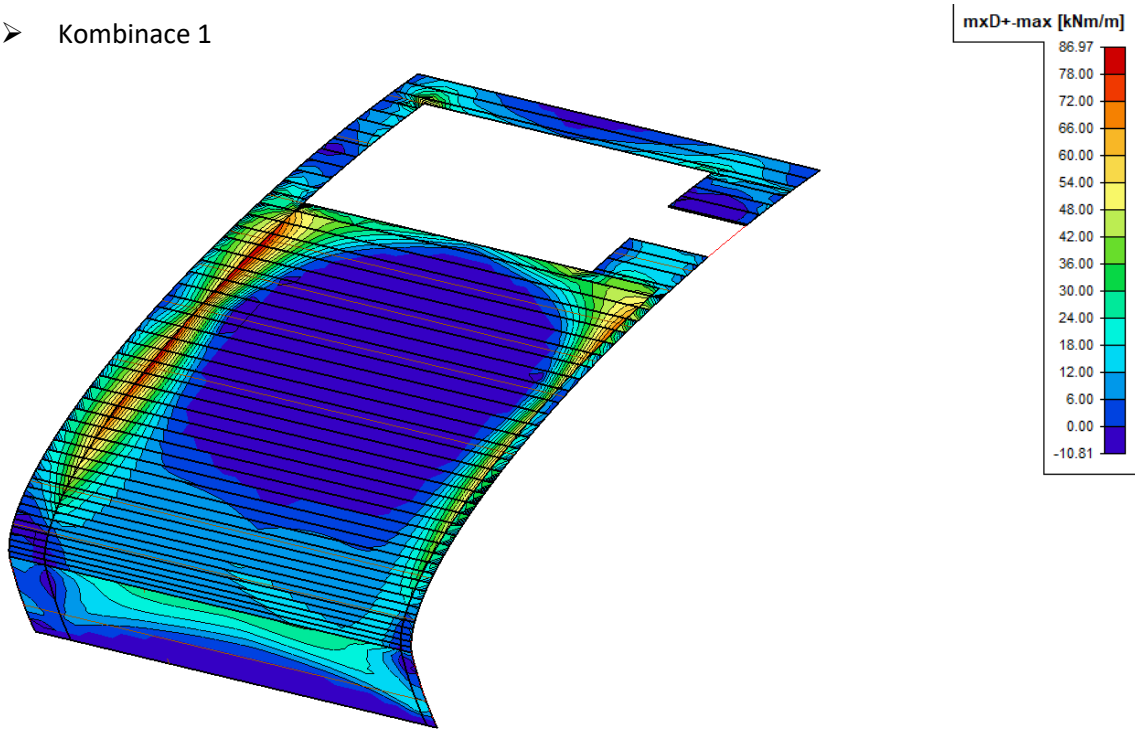
MSP – kvazistálá kombinace:

11. $E_{kv} = g_k + q_k$
12. $E_{kv} = g_k + s_k$
13. $E_{kv} = g_k + q_t$

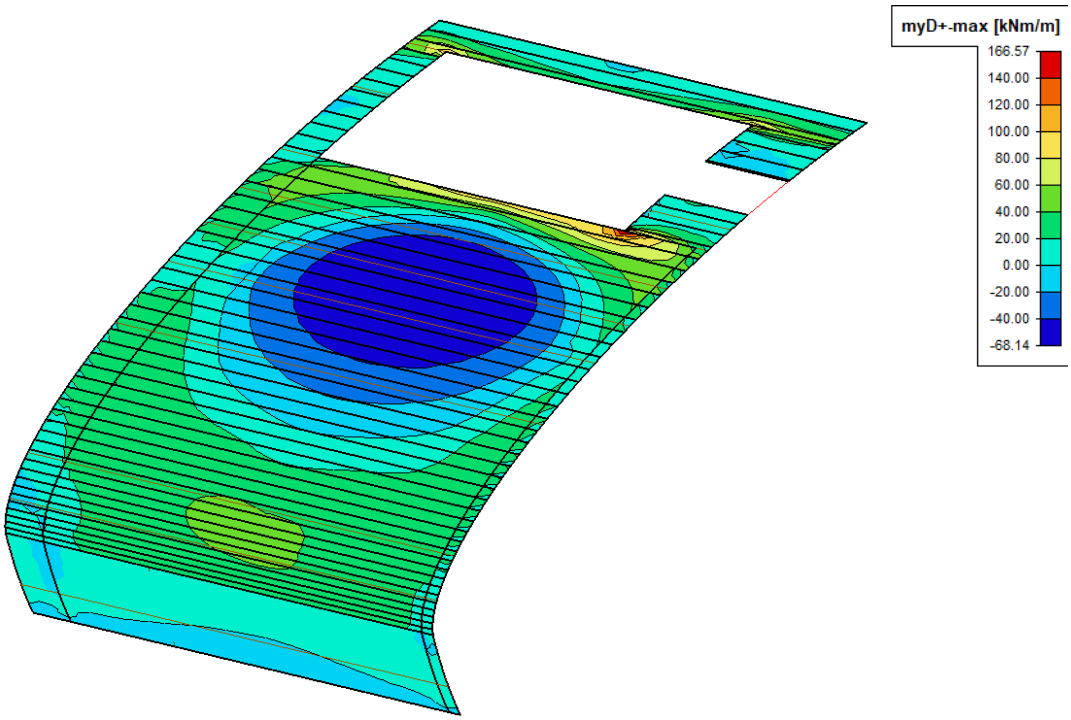
5.2. VNITŘNÍ SÍLY

Největší normálové síly a momenty vyvolají návrhové kombinace zatížení číslo 1. a 3.

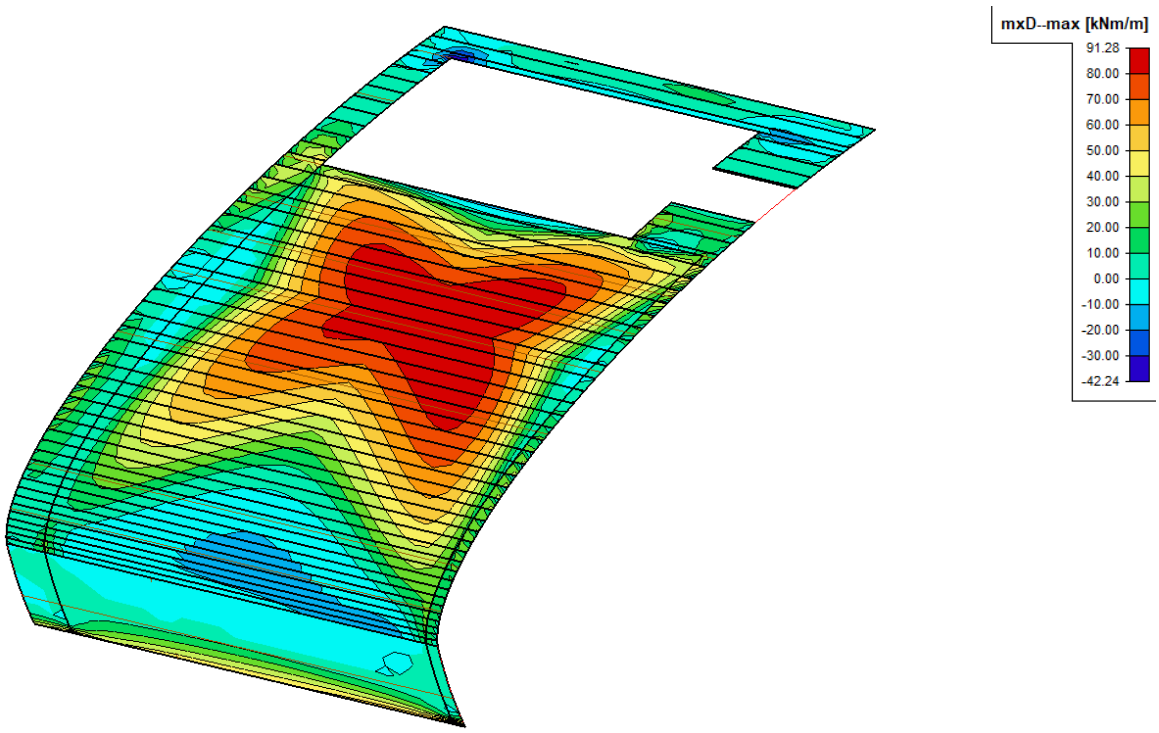
- Kombinace 1



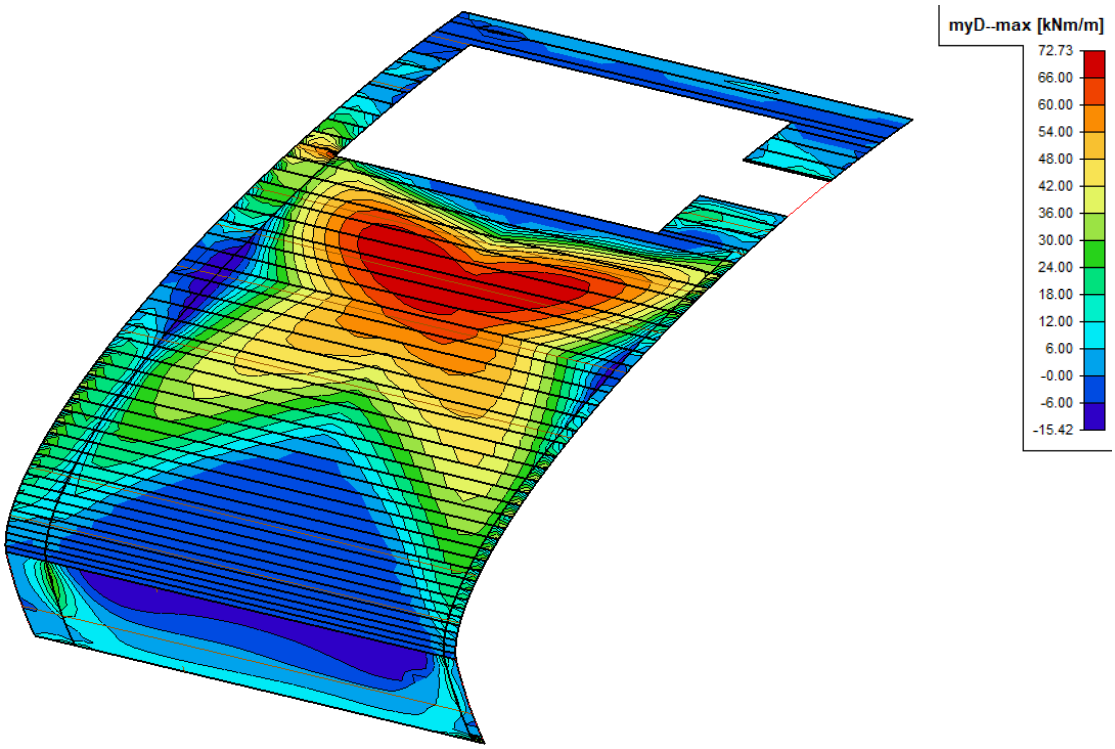
Obr. 72 Momenty při horním povrchu ve směru x



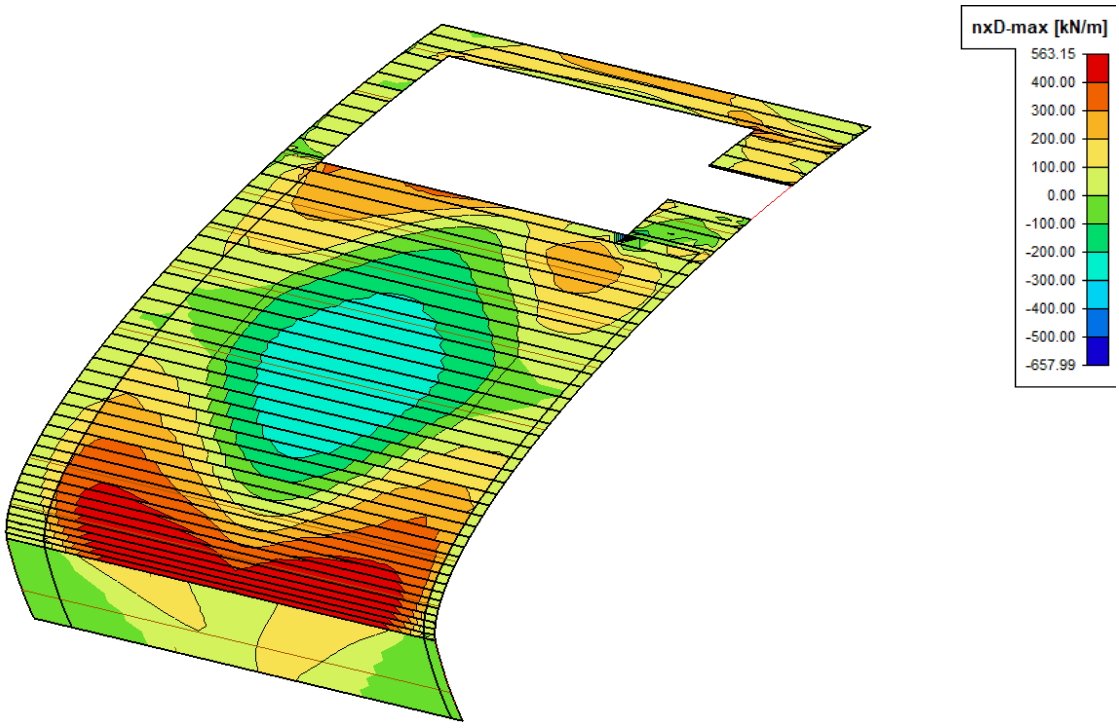
Obr. 73 Momenty při horním povrchu ve směru y



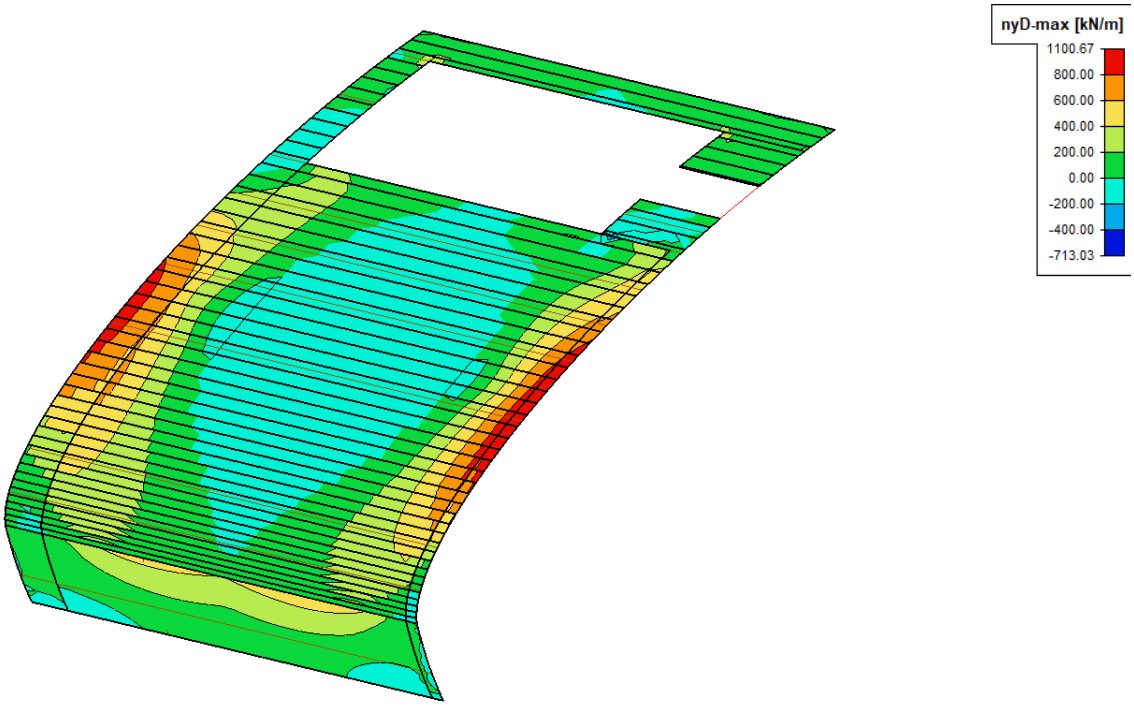
Obr. 74 Momenty při dolním povrchu ve směru x



Obr. 75 Momenty při dolním povrchu ve směru y

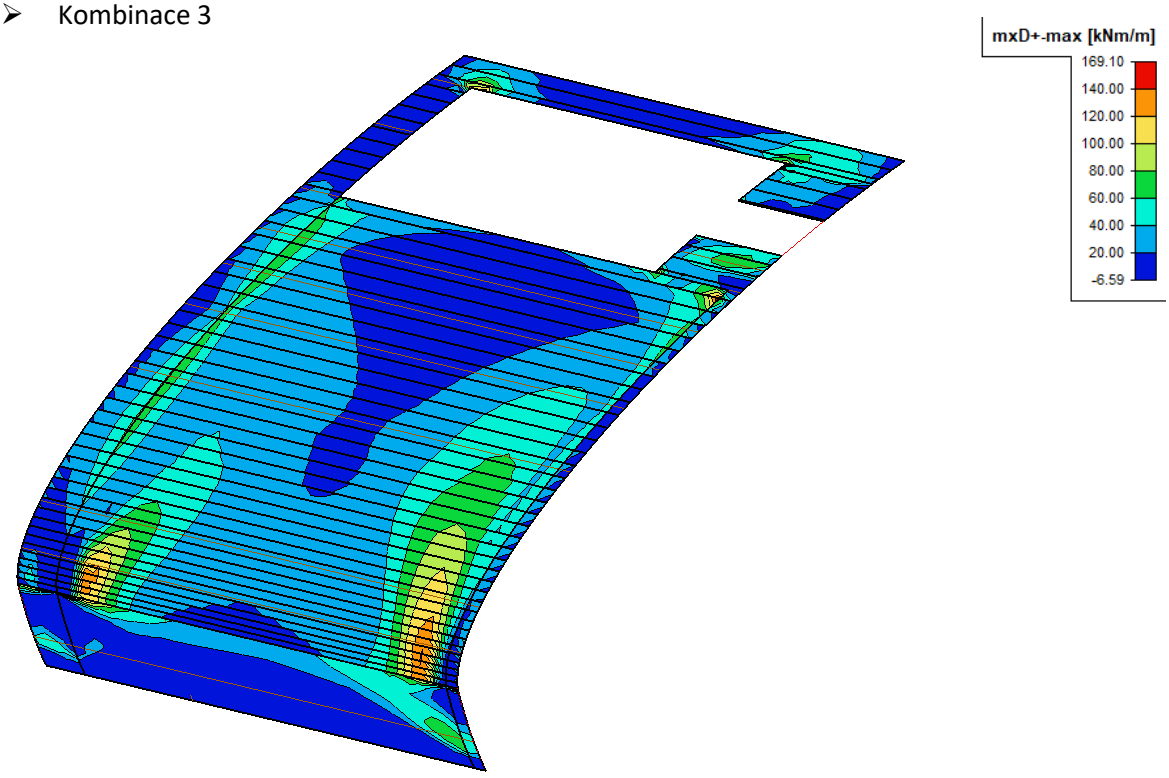


Obr. 76 Normálové síly ve směru x

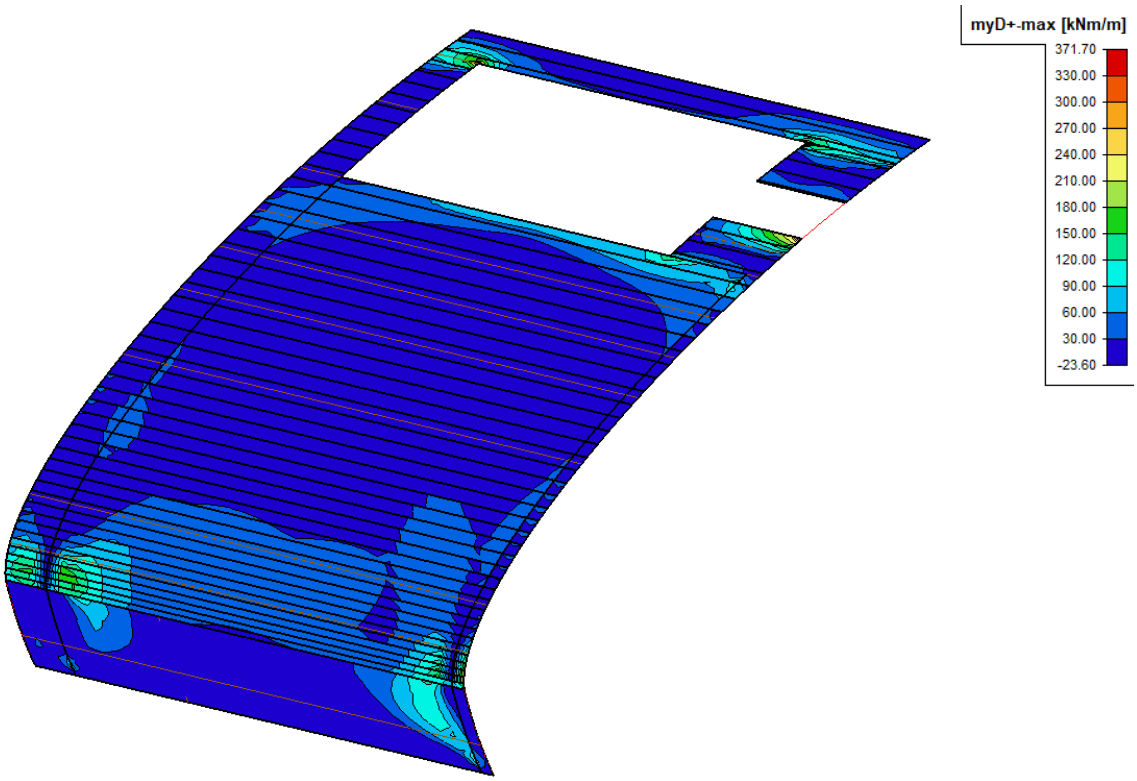


Obr. 77 Normálové síly ve směru y

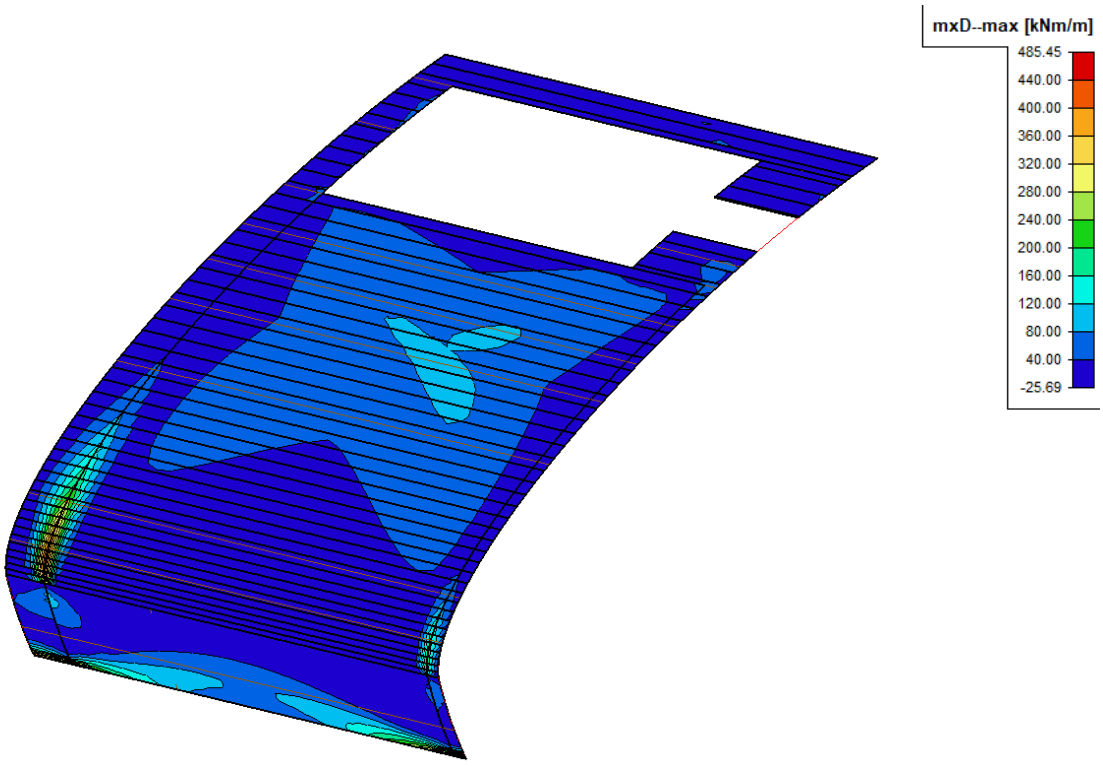
- Kombinace 3



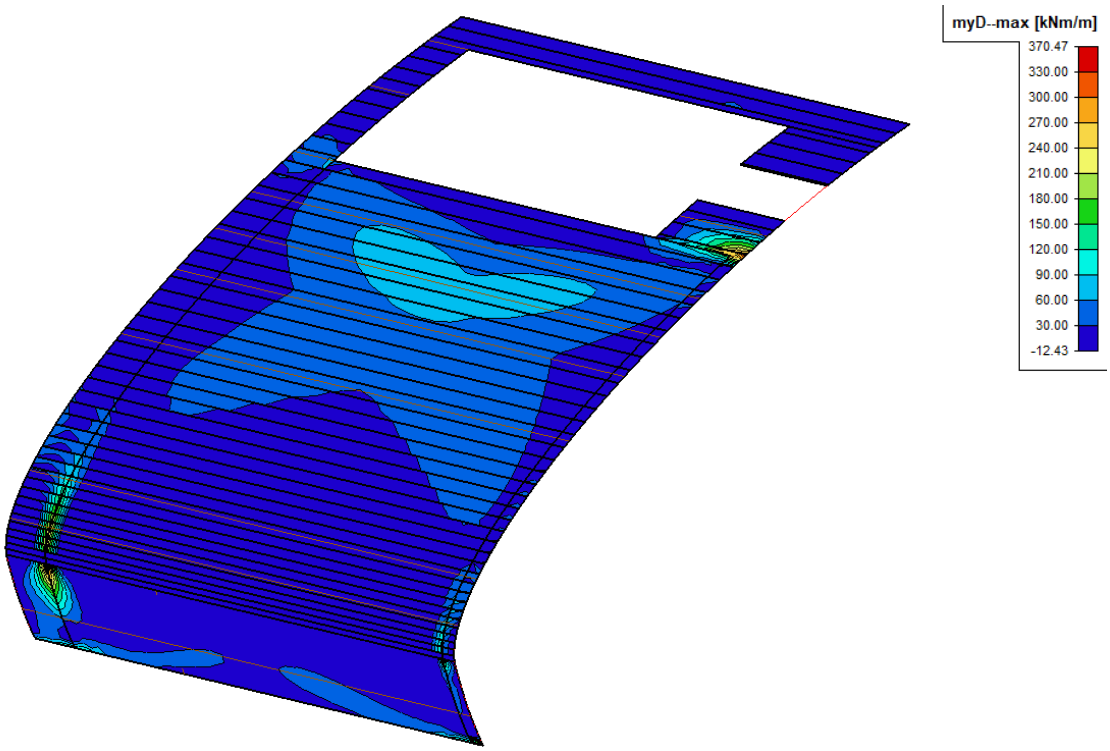
Obr. 78 Momenty při horním povrchu ve směru x



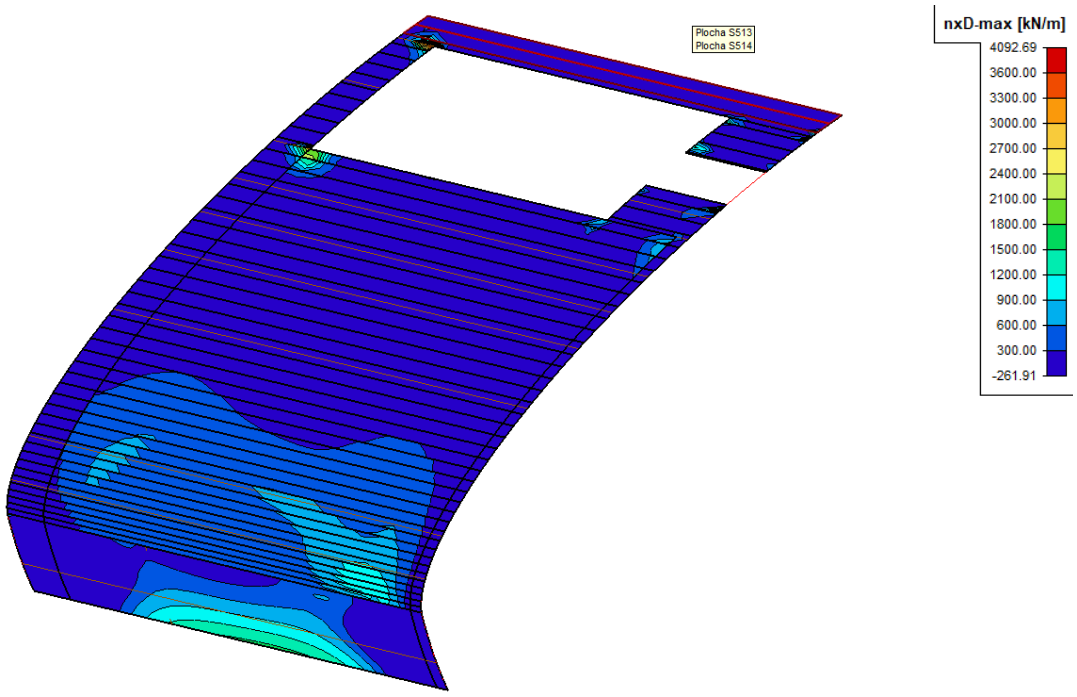
Obr. 79 Momenty při horním povrchu ve směru y



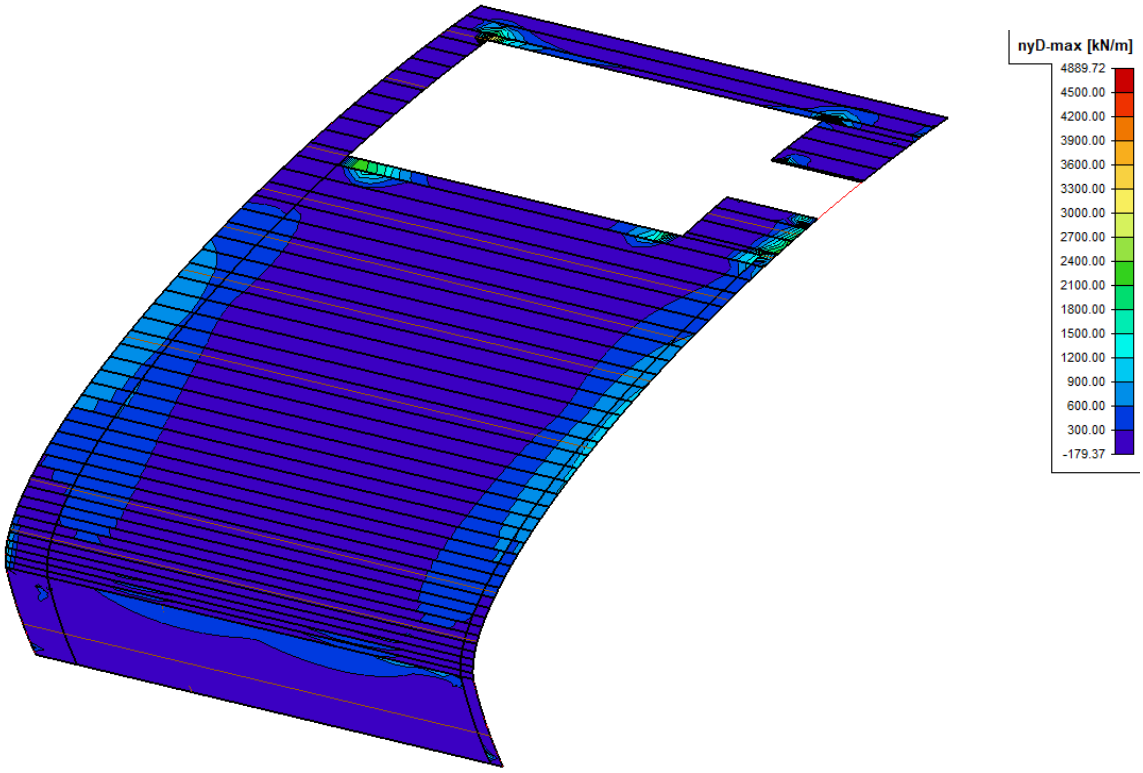
Obr. 80 Momenty při dolním povrchu ve směru x



Obr. 81 Momenty při dolním povrchu ve směru y



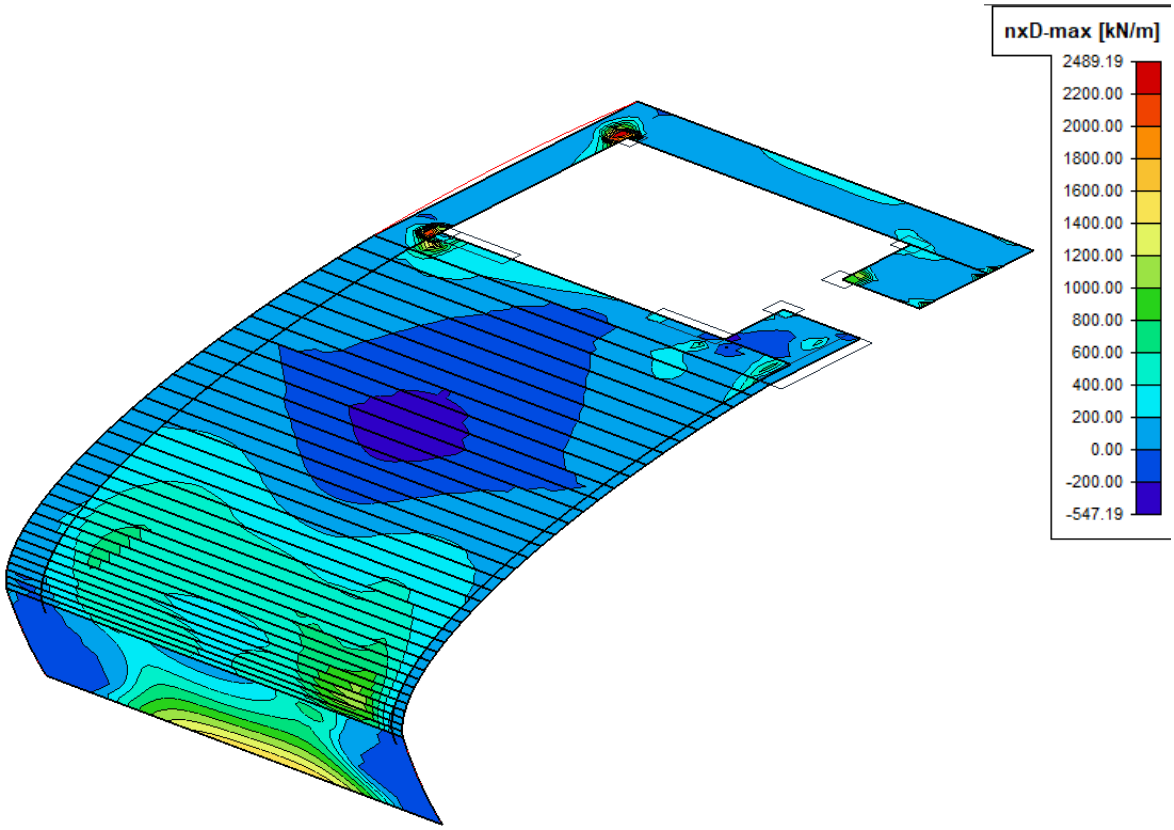
Obr. 82 Normálové síly ve směru x



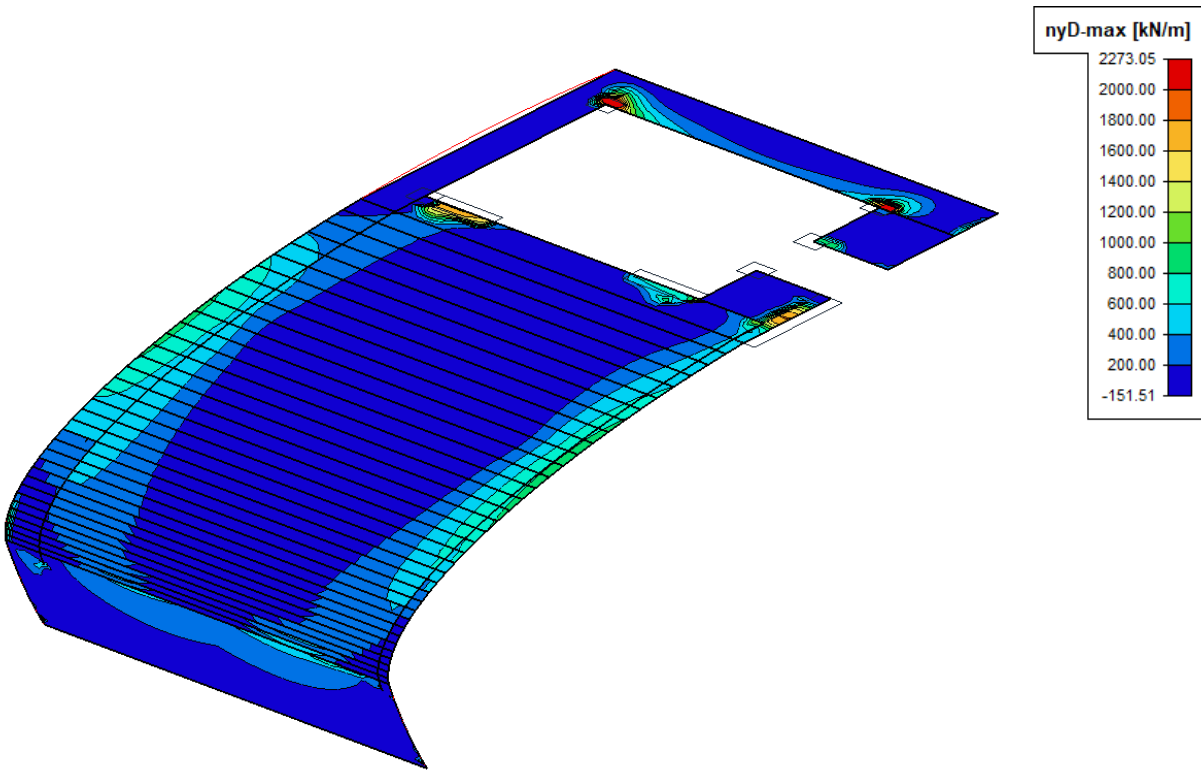
Obr. 83 Normálové síly ve směru y

Z vykreslení vnitřních sil kombinace 3 je patrné, že u okraje otvoru ve skořepině vznikají singulární body, tedy místa, kde hodnoty normálových sil a momentů nejsou reálná. Proto je třeba hodnoty vnitřních sil v těchto místech zprůměrovat. Jelikož program Scia Engineer neumožňuje umístění průměrovacích pásů na skořepině, byla skořepina v této oblasti nahrazena deskou a v singulárních bodech byli umístěny průměrovací pásy.

Největší pokles vnitřních sil nastal u normálových sil. Maximální hodnota normálové síly ve směru y před zprůměrováním byla 4800 kN, nyní je tato hodnota rovna cca 2500 kN. Hodnoty teda byla zmenšena přibližně na polovinu.

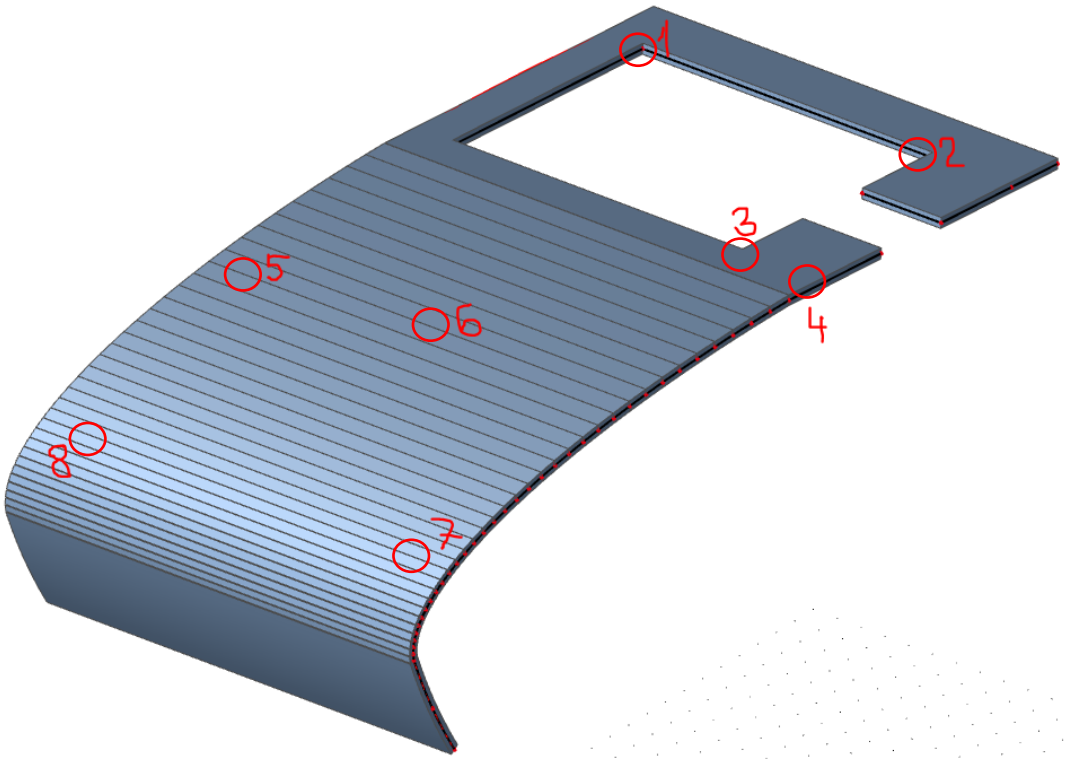


Obr. 84 Normálové síly ve směru x



Obr. 85 Normálové síly ve směru y

Tvar skořepiny je atypický, proto budou vybrány nejzatíženější průřezy skořepiny a budou posouzeny na kombinaci M+N na mezní stav únosnosti pomocí interakčních diagramů a na mezní stav použitelnosti – omezení napětí, šířky trhliny a průhybu.



Obr. 86 Schéma vybraných nejzatíženějších průřezu

	Průřez	M	N
Směr x	1	141,28	2487,6
	2	85,55	272,1
	3	50,41	18,93
	4	47,65	614,1
	5	83,96	149,55
	6	84,35	-248,8
	7	139,02	1178,2
	8	126,9	574,5
Směr y	1	201,63	1929,05
	2	262,11	2269,7
	3	85,32	1097,04
	4	250,91	1181,7
	5	20,86	537,44
	6	65,72	0

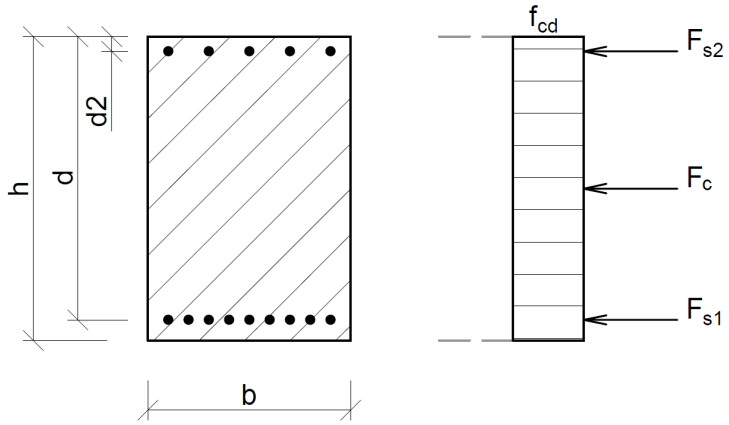
Tab. 15. Hodnoty vnitřních sil ve vybraných průřezech

5.3. ŽELEZOBETONOVÁ SKOŘEPINA

5.3.1. Použité vzorce při posouzení

- MSÚ

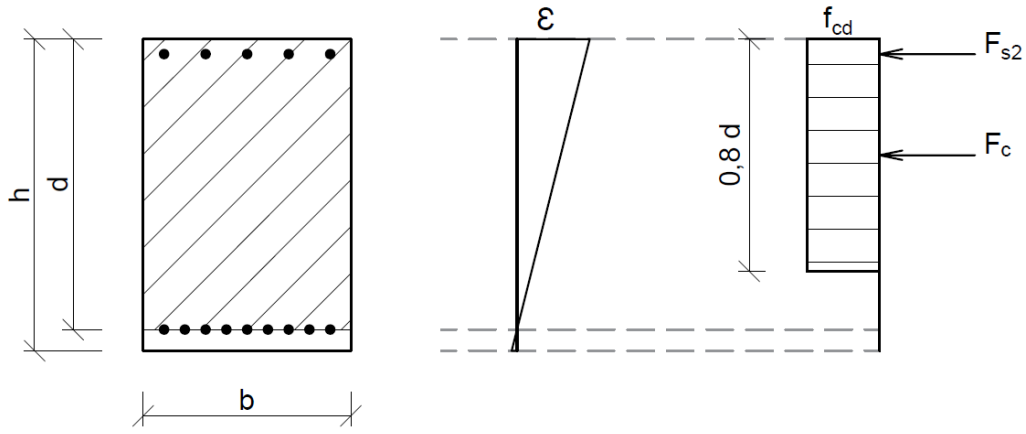
Bod 0



Obr. 87 Schéma působících sil v bodě 0

$$N_{Rd,0} = b * h * f_{cd} + A_{s1} * \sigma_s + A_{s2} * \sigma_s$$
$$M_{Rd,0} = A_{s1} * z_{s1} + A_{s2} * z_{s2}$$

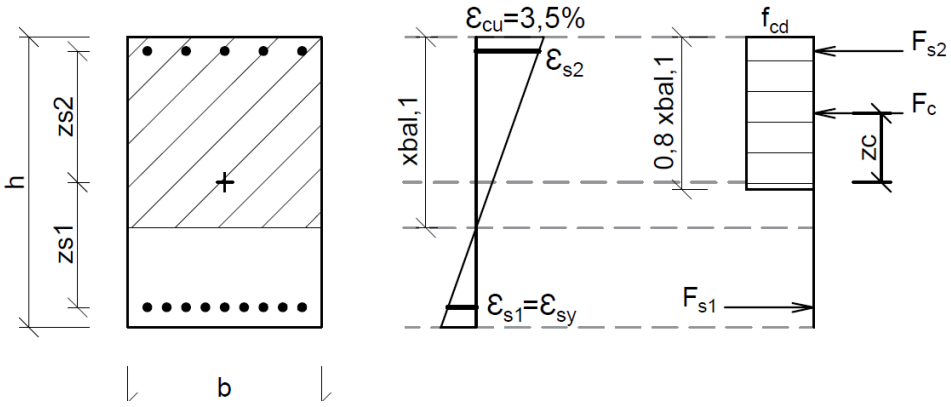
Bod 1



Obr. 88 Schéma působících sil a přetvoření v bodě 1

$$N_{Rd,1} = 0{,}8 * b * d * f_{cd} + A_{s2} * f_{yd}$$
$$M_{Rd,1} = 0{,}8 * b * d * f_{cd} \left(\frac{h}{2} - 0{,}4d\right) + A_{s2} * f_{yd} * z_{s2}$$

Bod 2



Obr. 89 Schéma působících sil a přetvoření v bodě 2

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

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} * d$$

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

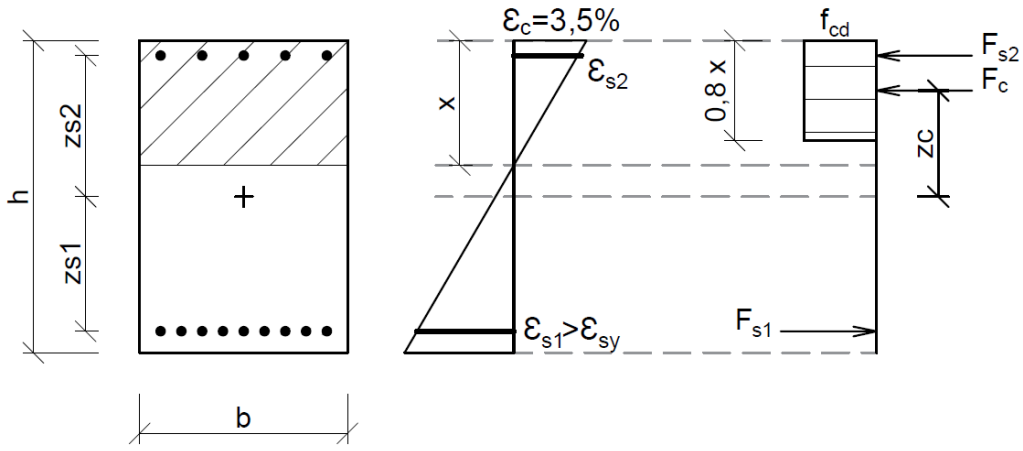
$$\varepsilon_{s2} \leq \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \rightarrow \quad \sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} * E_s$$

$$\varepsilon_{s2} \geq \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \rightarrow \quad \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$$N_{Rd,2} = 0{,}8 * b * x_{bal,1} * f_{cd}$$

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

Bod 3



Obr. 90 Schéma působících sil a přetvoření v bodě 3

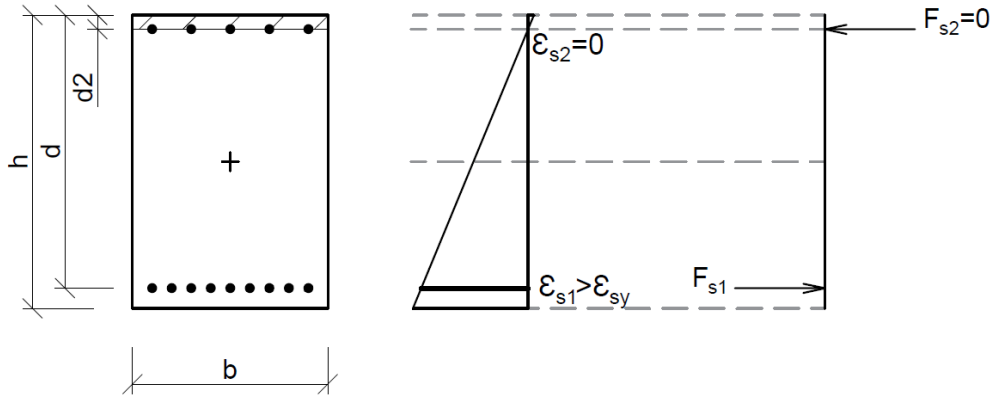
$$\sigma_{s2}{}^2 * A_{s2} - \sigma_{s2}\left(A_{s1} * f_{yd} + A_{s2} * \varepsilon_{cd} * E_s\right) + \varepsilon_{cd} * E_s(A_{s1} * f_{yd} - 0{,}8 * b * d_2 * f_{cd})$$

$$x = \frac{A_{s1} * f_{yd} - A_{s2} * \sigma_{s2}}{0{,}8 * b * f_{cd}}$$

$$N_{Rd,3} = 0$$

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

Bod 4

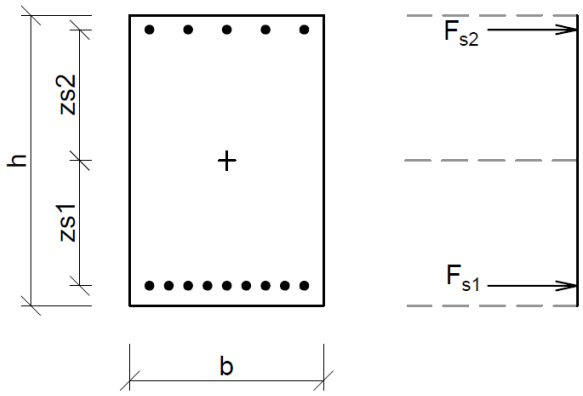


Obr. 91 Schéma působících sil a přetvoření v bodě 4

$$N_{Rd,4} = A_{s1} * f_{yd}$$

$$M_{Rd,4} = A_{s1} * f_{yd} * z_{s1}$$

Bod 5



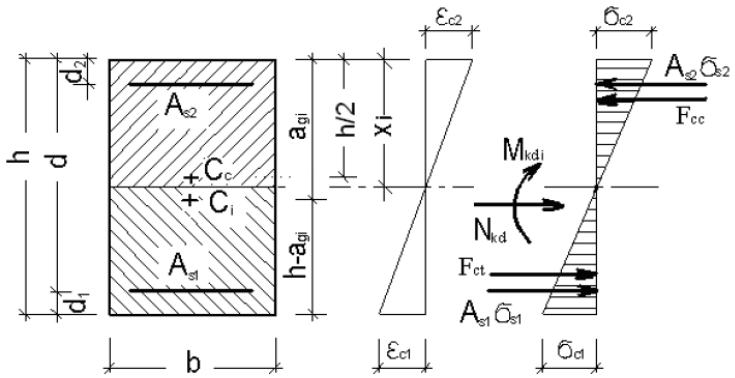
Obr. 92 Schéma působících sil v bodě 5

$$N_{Rd,5} = (A_{s1} + A_{s2}) * f_{yd}$$

$$M_{Rd,5} = A_{s1} * f_{yd} * z_{s1} - A_{s2} * f_{yd} * z_{s2}$$

- MSP

Ideální průřez před vznikem trhlin



Obr. 93 Schéma působících sil a přetvoření v ideálním průřezu

Plocha

$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1) * (A_{s1} + A_{s2}) \qquad \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

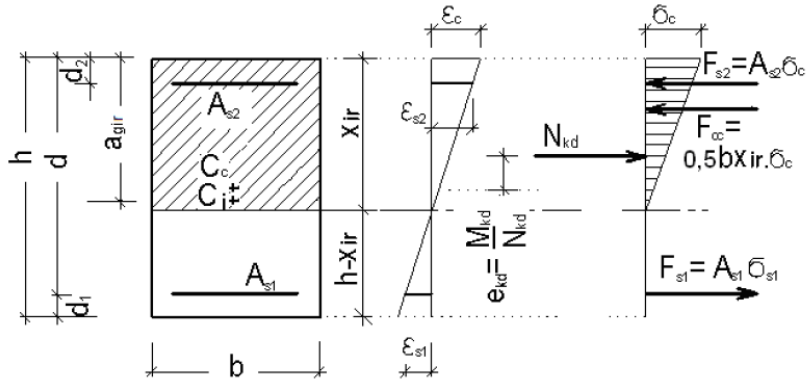
Moment setrvačnosti

$$I_i = I_c + A_c(a_{gi} - a_c)^2 + (\alpha_e - 1) * (A_{s1}\left(d - a_{gi}\right)^2 + A_{s2}\left(a_{gi} - d\right)^2)$$

Napětí v krajních vláknech

- *Horní vlákna* $\sigma_{c2} = \frac{N_{kd}}{A_i} - \frac{M_{kd} * a_{gi}}{I_i}$
- *Dolní vlákna* $\sigma_{c1} = \frac{N_{kd}}{A_i} + \frac{M_{kd} * (h - a_{gi})}{I_i}$

Průřez s trhlinou



Obr. 94 Schéma působících sil a přetvoření v průřezu s trhlinou

1. *Podmínka – napětí v tlačené části průřezu a ve výztuži je úměrné přetvoření průřezu*

$$\frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_c} = \frac{d - x_{ir}}{x_{ir}}$$

2. *Podmínka – momentová podmínka k hornímu okraji průřezu*

$$N_{kd} * e + F_{s1} * d = F_{s2} * d_2 + F_{cc} * \frac{x_{ir}}{3}$$

- $e = \frac{M_{kd}}{N_{kd}} + 0{,}5 * h$
- $F_{cc} = 0{,}5 * x_{ir} * b * \varepsilon_c * E_{cm}$
- $F_{s1} = A_{s1} * \varepsilon_{s1} * E_s$
- $F_{s2} = A_{s2} * \varepsilon_{s2} * E_s$

$\rightarrow dostaneme\ kubickou\ rovnici$

$$x_{ir}^3 - 3 * e * x_{ir}^2 - \frac{6 * \alpha_e}{b}\big(A_{s1}(e - d) + A_{s2}(e - d_2)\big)x_{ir} - \frac{6 * \alpha_e}{b}\big(A_{s1} * d(d - e) + A_{s2} * d_2(d_2 - e)\big) = 0$$

Vzdálenost těžiště průřezu od horního okraje

$$a_{gir} = \frac{A_{cc} * a_{cr} + (\alpha_e - 1)(A_{s1} * d + A_{s2} * d_2)}{A_{ir}}$$

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

Moment setrvačnosti

$$I_{ir} = I_{cc} + A_{cc}\left(a_{gir} - a_{cr}\right)^2 + (\alpha_e - 1)\left(A_{s1}\left(d - a_{gir}\right)^2 + A_{s2}\left(a_{gir} - d_2\right)^2\right)$$

- $I_{cc} = \frac{1}{3} * b * x_{ir}^3 + b * x_{ir}\left(a_{gir} - x_{ir}\right)^2$

Napětí v krajních tlačených vláknech betonu

$$\sigma_c = \frac{N_{kd}}{a_{gir}} + N_{kd}\left(a_{gir} - e\right)\frac{x_{ir}}{I_{ir}}$$

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{s1} = \left(\frac{N_{kd}}{A_{ir}} + N_{kd}\left(a_{gir} - e\right)\frac{a_{gir} - d}{I_{ir}}\right)\alpha_e$$

$$\sigma_{s2} = \left(\frac{N_{kd}}{A_{ir}} + N_{kd}\left(a_{gir} - e\right)\frac{a_{gir} - d_2}{I_{ir}}\right)\alpha_e$$

3. *Podmínka – omezení napětí v betonu a ve výztuži*

$|\sigma_c| \leq 0{,}45 f_{ck}$ *… pro beton (uvažujeme lineární dotvarování betonu)*

$|\sigma_s| \leq 0{,}8 f_{ck}$ *… pro výztuž*

4. *Podmínka – omezení šířky trhliny*

$w_k \leq w_{max} = 0{,}0004\ \mathrm{m}$

$w_k = \square_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$

Maximální vzdálenost trhlin

$$\square_{r,max} = k_3 * c + \frac{k_1 * k_2 * k_4 * \emptyset}{\rho_{p,eff}}$$

- $k_1 = 0{,}8$ *součinitel zohledňující vlastnosti soudržnosti výztuže*
- $k_2 = 0{,}75$ *součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření (M+N)*
- $k_3 = 3{,}4 * \left(\frac{25}{c}\right)^{2/3}$
- $k_4 = 0{,}425$

Rozdíl přetvoření

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}\left(1 + \alpha_e * \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \geq 0{,}6\frac{\sigma_s}{E_s}$$

- $\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$
- $A_{c,eff} = b * h_{c,eff}$
- $h_{c,eff} = \mathrm{mi}\square\left\{2{,}5(h - d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2}\right\}$
- $k_t = 0{,}4$ *součinitel závisející na době trvání zatížení (dlouhodobé)*

5.3.2. Návrh základního rastu

Nejdříve bude navržen základní rastr výztuže, který bude zvolen s ohledem na minimální nosnou výztuž v mezním stavu únosnosti a na požadovanou výztuž na nesilové účinky v raném stáří:

$$As = max(As, min(MSÚ); As, reg(EAC))$$

EAC … Early – Age Cracking

Výpočet minimální plochy výztuže na nesilové účinky v raném stáří je proveden v programu excel pro tloušťku krycí vrstvy:

a) c = 40 mm (horní výztuž – exteriér)

	1	2	3	4	5	6	7
h	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
b	1	1	1	1	1	1	1
hcr	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
c	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
Ø	**0,010**	**0,012**	**0,014**	**0,016**	**0,018**	**0,020**	**0,022**
$f_{ct,eff}$	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
α_e	6,06	6,06	6,06	6,06	6,06	6,06	6,06
k	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
k_c	1	1	1	1	1	1	1
k_1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
k_2	1	1	1	1	1	1	1
k_3	2,485	2,485	2,485	2,485	2,485	2,485	2,485
k_4	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425
k_t	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
A_{ct}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
d	0,355	0,354	0,353	0,352	0,351	0,35	0,349
s	**0,060**	**0,080**	**0,100**	**0,120**	**0,145**	**0,170**	**0,200**
A_s	0,001309	0,0014137	0,0015394	0,0016755	0,001755	0,001848	0,001900662
x	0	0	0	0	0	0	0
$h_{c,ef}$	0,1125	0,115	0,1175	0,12	0,1225	0,125	0,1275
$A_{c,eff}$	0,1125	0,115	0,1175	0,12	0,1225	0,125	0,1275
ρ	0,011635519	0,012293178	0,013101099	0,01396262	0,014326181	0,014783953	0,014907153
σ_s	206,0	190,8	175,2	161,0	153,7	145,9	141,9
$s_{r,max}$	0,391625357	0,431308023	0,46274494	0,48902826	0,526606546	0,559374808	0,601189188
Δε	0,000763368	0,000700392	0,000637073	0,00057956	0,000548394	0,000515977	0,000497378
omezení	0,000763368	0,000700392	0,000637073	0,00057956	0,000548394	0,000515977	0,000497378
w	**0,00029895**	**0,0003021**	**0,0002948**	**0,0002834**	**0,0002888**	**0,0002886**	**0,000299018**

Tab. 16 Výpočet minimální plochy výztuže na nesilové účinky v raném stáří pro c = 40 mm

b) c = 30 mm (dolní výztuž – interiér)

	1	2	3	4	5	6	7
h	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
b	1	1	1	1	1	1	1
hcr	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
c	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
Ø	**0,010**	**0,012**	**0,014**	**0,016**	**0,018**	**0,020**	**0,022**
$f_{ct,eff}$	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
α_e	6,06	6,06	6,06	6,06	6,06	6,06	6,06
k	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
k_c	1	1	1	1	1	1	1
k_1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
k_2	1	1	1	1	1	1	1
k_3	3,011	3,011	3,011	3,011	3,011	3,011	3,011
k_4	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425
k_t	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
A_{ct}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
d	0,365	0,364	0,363	0,362	0,361	0,36	0,359
s	**0,065**	**0,085**	**0,105**	**0,130**	**0,155**	**0,185**	**0,215**
A_s	0,0012083	0,001330556	0,00146608	0,00154663	0,0016417	0,0016982	0,0017681
x	0	0	0	0	0	0	0
$h_{c,ef}$	0,0875	0,09	0,0925	0,095	0,0975	0,1	0,1025
$A_{c,eff}$	0,0875	0,09	0,0925	0,095	0,0975	0,1	0,1025
ρ	0,013809187	0,014783953	0,015849463	0,016280304	0,016838299	0,016981568	0,017249343
σ_s	223,2	202,7	184,0	174,4	164,3	158,8	152,5
$s_{r,max}$	0,336538894	0,366300894	0,390651621	0,424472075	0,453783135	0,490760164	0,523965701
Δε	0,000888448	0,000799754	0,000719257	0,000676193	0,000631587	0,000605749	0,000577005
omezení	0,000888448	0,000799754	0,000719257	0,000676193	0,000631587	0,000605749	0,000577005
w	**0,000299**	**0,00029295**	**0,00028098**	**0,00028703**	**0,0002866**	**0,0002973**	**0,0003023**

Tab. 17 Výpočet minimální plochy výztuže na nesilové účinky v raném stáří pro c = 30 mm

Porovnání minimální plochy výztuže v mezním stavu únosnosti $A_{s,min}$(MSÚ) a minimální plochy výztuže na nesilové účinky v raném stáří $A_{s,reg}$(EAC) je znázorněno v tab. 18.

Profil			**10**	**12**	**14**	**16**	**18**	**20**	**22**
horní	**$A_{s,min}$ (MSÚ)**	[mm²/m]	535,3	533,8	532,3	530,8	529,3	527,8	526,3
	s		147	212	289	379	481	595	722
	$A_{s,reg}$ (EAC)	[mm²/m]	1309,0	1413,7	1539,4	1675,5	1755,0	1848,0	1900,7
	s		60	80	100	120	145	170	200
dolní	**$A_{s,min}$ (MSÚ)**	[mm²/m]	550,4	548,9	547,4	545,9	544,4	542,9	541,4
	s		143	206	281	368	467	578	702
	$A_{s,reg}$ (EAC)	[mm²/m]	1208,3	1330,6	1466,1	1546,6	1641,7	1698,2	1768,1
	s		65	85	105	130	155	185	215
	s,min	[mm]	20	20	20	20	22	24	26
	s,max	[mm]	300	300	300	300	300	300	300
			Ø10 á 60	Ø12 á 80	Ø14 á 100	Ø16 á 120	Ø18 á 145	Ø20 á 170	Ø22 á 200

Tab. 18 Porovnání minimálních ploch vyztužení

Základní rastr výztuže je navržen s ohledem na minimální plochu výztuže a minimální a maximální rozteče výztuže:

<u>NÁVRH: Ø 14 po 100 mm</u>

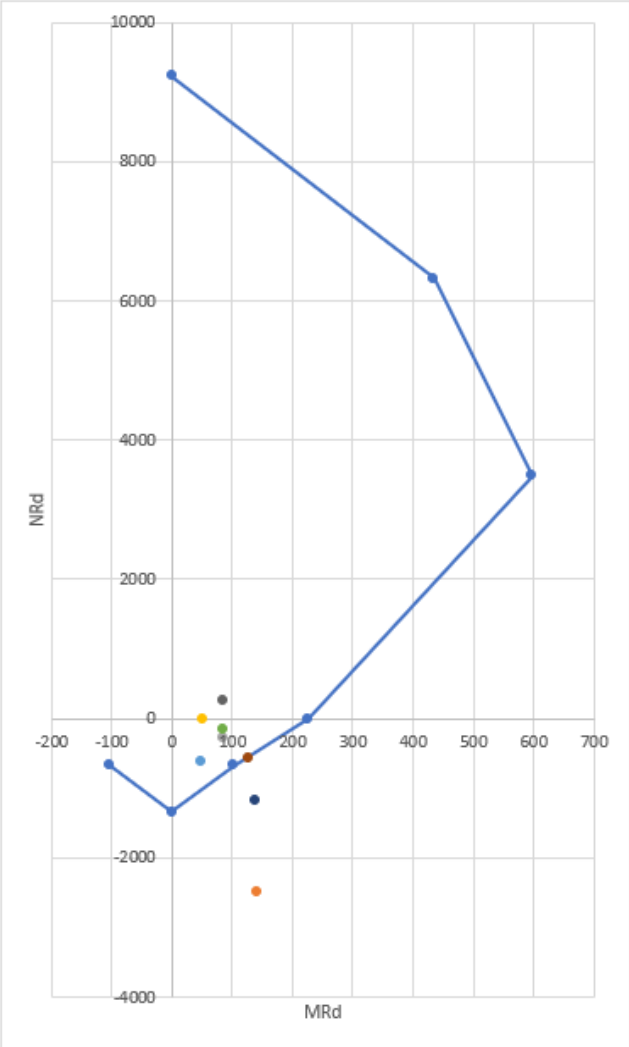
5.3.3. Posouzení na MSÚ

➢ Směr X

Nejdříve byl sestaven v programu excel interakční diagram při vyztužení Ø14 po 100, A_s = 1538,6 při obou površích a byli posouzeny všechny průřezy.

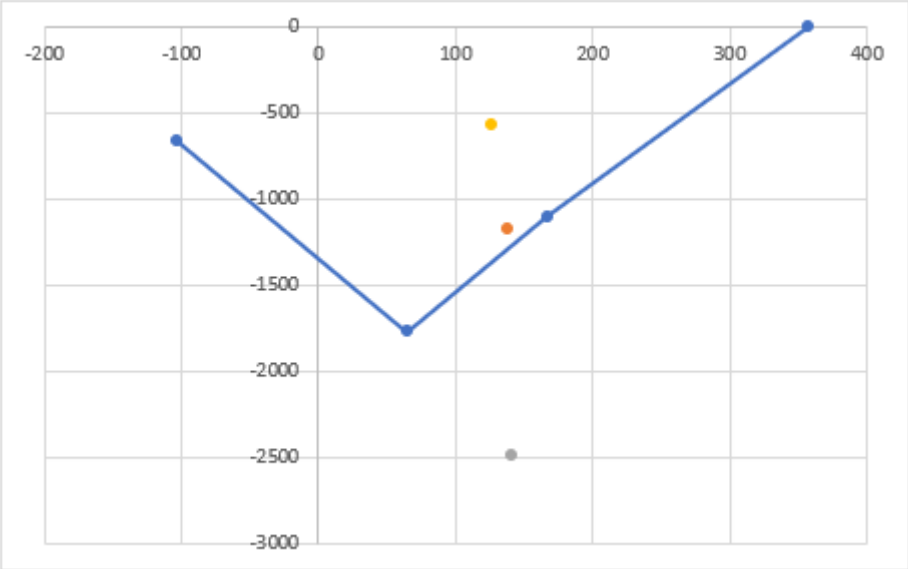
	NRd	MRd
bod 0	9230,88	0
bod 1	6317,291	434,503923
bod 2	3483,348	598,129814
bod 3	0	225,670829
bod 4	-669,291	102,401523
bod 5	-1338,58	0
bod 4´	-669,291	-102,401523

Tab. 19 Body interakčního diagramu



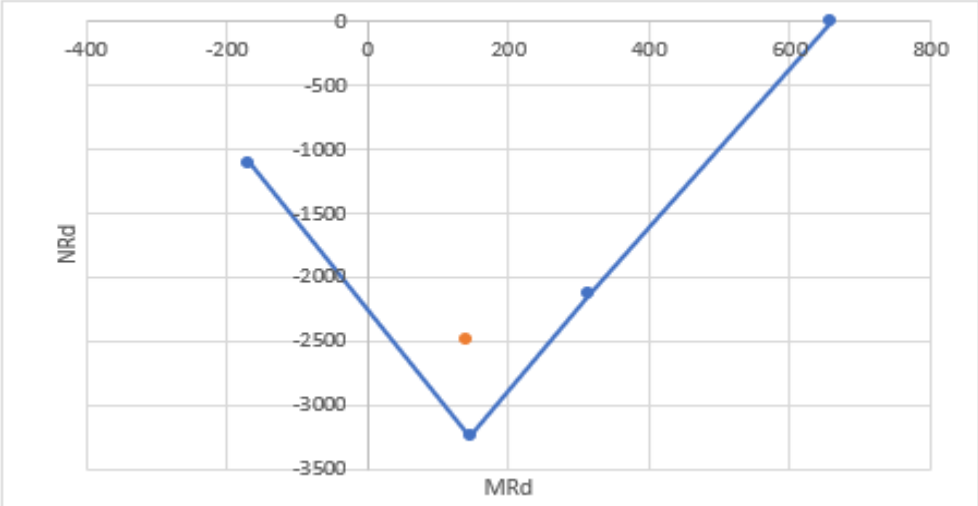
Obr. 95 Body interakčního diagramu

Průřezy 2, 3, 4, 5 a 6 vyhověly a budou vyztuženy Ø14 po 100 mm, As = 1538,6 mm^2 při obou površích. Průřezy 1, 7 a 8 nevyhověly, a proto bude hlavní vyztužení v těchto průřezech Ø18 po 100 mm, As = 2543,3 mm^2 a Ø14 po 100 mm, As = 1538,6 mm^2 při druhém povrchu. Jelikož posuzované body (1, 7, 8) jsou namáhány ohybem a tahovou silou, budou další grafy zobrazovat pouze spodní část pod vodorovnou osou.



Obr. 96 Interakční diagram

Průřez 1 stále nevyhověl, a proto bude hlavní vyztužení Ø25 po 100 mm, As = 4906,3 mm^2 a Ø18 po 100 mm, As = 2543,3 mm^2 při druhém povrchu.



Obr. 97 Interakční diagram

Nyní všechny posuzované průřezy vyhovují. Navržená výztuž je v tabulce.

směr x	M	N	Dolní výztuž	Horní výztuž
1	141,28	2487,6	Ø18 po 100	Ø25 po 100
2	85,55	272,1	Ø14 po 100	Ø14 po 100
3	50,41	18,93	Ø14 po 100	Ø14 po 100
4	47,65	614,1	Ø14 po 100	Ø14 po 100
5	83,96	149,55	Ø14 po 100	Ø14 po 100
6	84,35	-248,8	Ø14 po 100	Ø14 po 100
7	139,02	1178,2	Ø14 po 100	Ø18 po 100
8	126,9	574,5	Ø14 po 100	Ø18 po 100

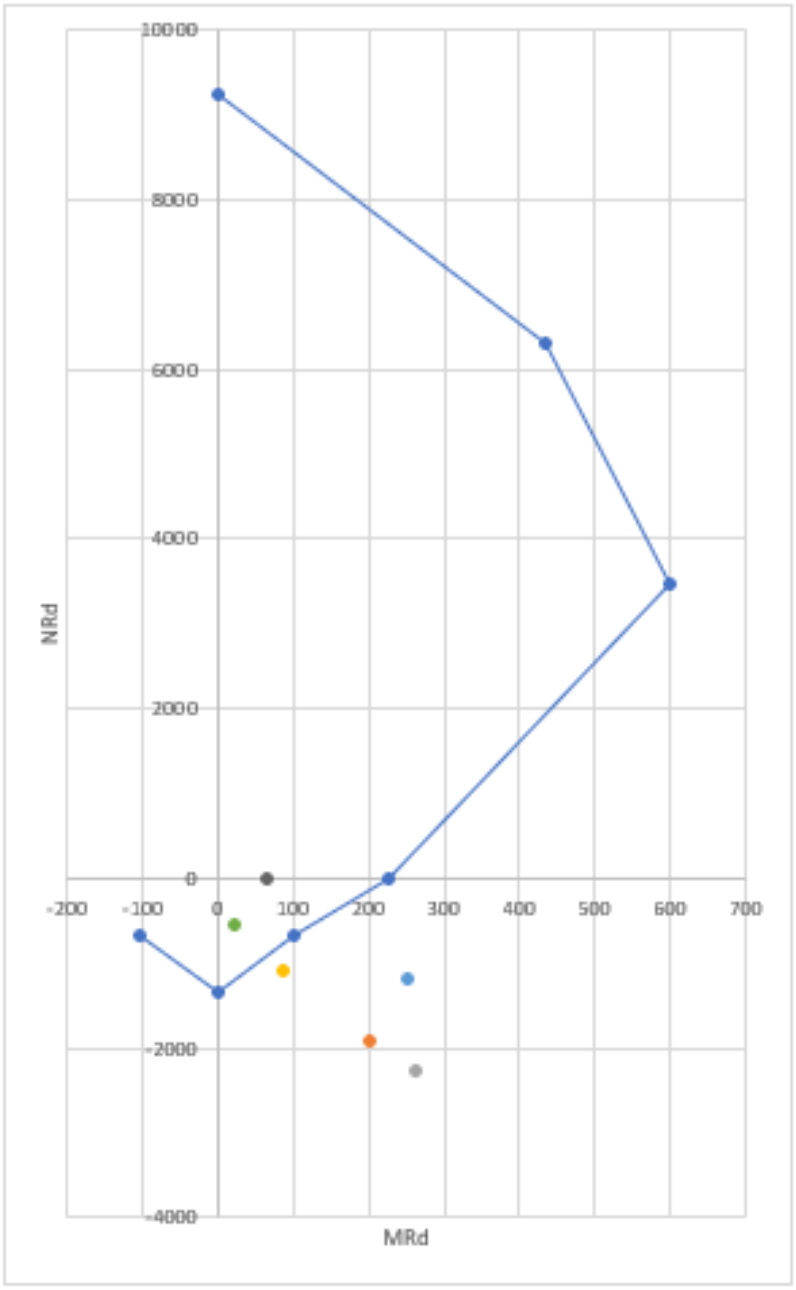
Tab. 20 Navržená výztuž v jednotlivých průřezech ve směru x

- Směr Y

Nejdříve byl sestaven interakční diagram při vyztužení Ø14 po 100, A_s = 1538,6 mm^2 při obou površích a byli posouzeny všechny průřezy.

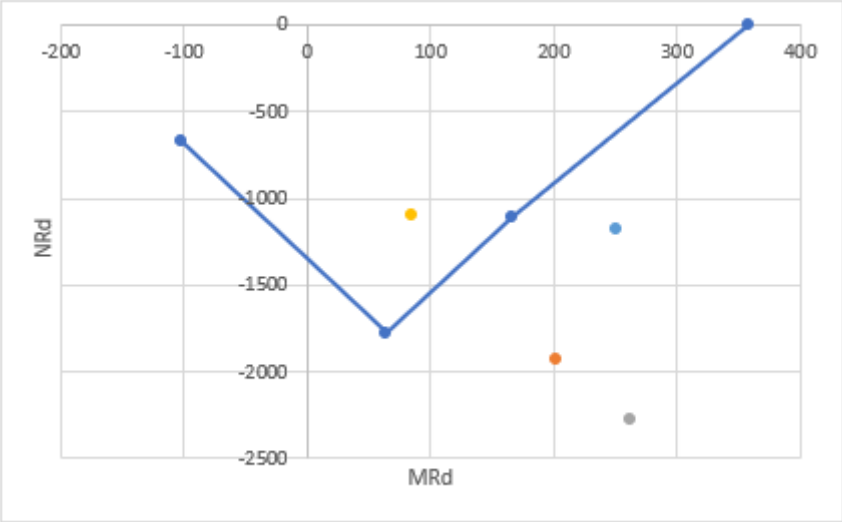
	NRd	MRd
bod 0	9230,88	0
bod 1	6317,291	434,503923
bod 2	3483,348	598,129814
bod 3	0	225,670829
bod 4	-669,291	102,401523
bod 5	-1338,58	0
bod 4´	-669,291	-102,401523

Tab. 21 Body interakčního diagramu



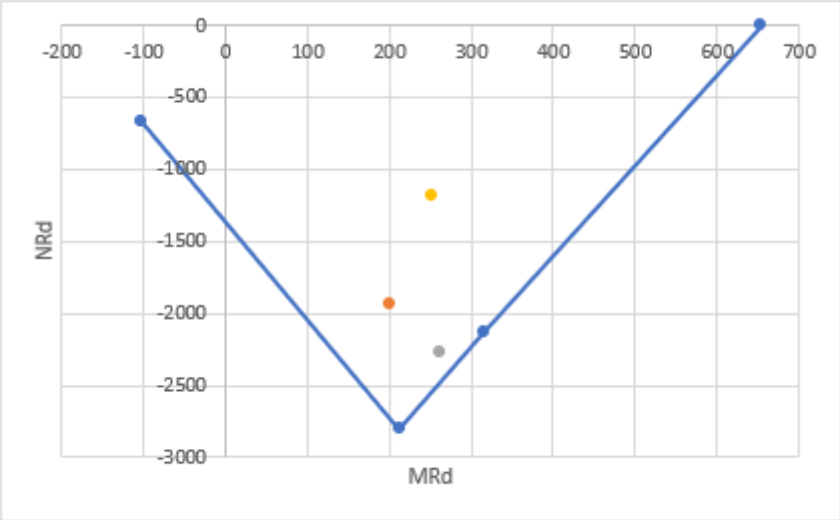
Obr. 98 Body interakčního diagramu

Průřezy 5 a 6 vyhověly a budou vyztuženy Ø14 po 100 mm, As = 1538,6 mm^2 při obou površích. Průřezy 1, 2, 3 a 4 nevyhověly, a proto bude hlavní vyztužení v těchto průřezech Ø18 po 100 mm, As = 3077,2 mm^2 a Ø14 po 100 mm, As = 1538,6 mm^2 při druhém povrchu. Jelikož posuzované body (1, 2, 3, 4) jsou namáhány ohybem a tahovou silou, budou další grafy zobrazovat pouze spodní část pod vodorovnou osou.



Obr. 99 Interakční diagram

Průřezy 1, 2 a 4 stále nevyhověly, a proto bude hlavní vyztužení v těchto průřezech Ø25 po 100 mm, As = 4906,25 mm^2 a Ø14 po 100 mm, As = 1538,6 mm^2 při druhém povrchu.



Obr. 100 Interakční diagram

Nyní všechny posuzované průřezy vyhovují na MSÚ. Navržená výztuž je v tabulce.

směr y	M	N	Dolní výztuž	Horní výztuž
1	201,63	1929,05	Ø14 po 100	Ø25 po 100
2	262,11	2269,7	Ø14 po 100	Ø25 po 100
3	85,32	1097,04	Ø14 po 100	Ø18 po 100
4	250,91	1181,7	Ø25 po 100	Ø14 po 100
5	20,86	537,44	Ø14 po 100	Ø14 po 100
6	65,72	0	Ø14 po 100	Ø14 po 100

Tab. 22 Navržená výztuž v jednotlivých průřezech ve směru y

5.3.4. Posouzení na MSP

5.3.4.1. Omezení napětí

- Krátkodobé zatížení – charakteristické kombinace

Nejprve budou porovnány napětí v ideálních průřezech při charakteristické kombinaci zatížení s průměrnou tahovou pevností betonu. Pokud bude tahová pevnost překročena bude se ve výpočtu uvažovat s průřezy s trhlinou. Posouzení bylo provedeno v programu excel.

	Průřez	Mkd (kNm)	Nkd (kN)	As1 (mm2)	As2 (mm2)	α (-)	Ai (m2)	agi (m)	Ii*10^4 (m4)
Směr X	1	97,28	1658	4906,25	2543,4	6,25	0,439	0,204	61,909453
	4	31,37	12,21	1538,6	1538,6	6,25	0,416	0,200	57,115128
	6	57,72	-170	1538,6	1538,6	6,25	0,416	0,200	57,115128
	7	92,95	781,82	2543,4	1538,6	6,25	0,421	0,202	58,254362
Směr Y	2	58,19	1476,4	4906,25	1538,6	6,25	0,434	0,205	58,664072
	3	63,35	711,85	2543,4	1538,6	6,25	0,421	0,202	57,245879
	5	17,95	417,92	1538,6	1538,6	6,25	0,416	0,200	56,454699
	6	44,06	0	1538,6	1538,6	6,25	0,416	0,200	56,454699

Tab. 23 Výpočet charakteristik ideálního průřezu

σc2 (MPa)	≤ ≤	fctm (MPa)	σc1 (MPa)	≤ ≤	fctm) (MPa)
0,57	OK	2,9	6,85	KO	2,9
-1,07	OK	2,9	1,13	OK	2,9
-2,43	OK	2,9	1,61	OK	2,9
-1,37	OK	2,9	5,02	KO	2,9
1,37	OK	2,9	5,34	KO	2,9
-0,54	OK	2,9	3,89	KO	2,9
0,37	OK	2,9	1,64	OK	2,9
-1,56	OK	2,9	1,56	OK	2,9

Tab. 24 Posouzení napětí v betonu

OK … trhliny nevzniknou *KO … trhliny vniknou*

Ve čtyřech sledovaných průřezech vychází velké napětí při spodních vláknech, dojde k překročení průměrné tahové pevnosti betonu. Bude tedy uvažováno s průřezy s trhlinou.

	Průřez	α (-)	e (m)	xir (m)	Air (m2)	acr (m)	agir (m)	Icc (m4)	Iir (m4)
x	1	6,25	0,259	0	0,0466	0	0,206	0,0000000	0,0008440
	7	6,25	0,319	0	0,0255	0	0,199	0,0000000	0,0004958
y	2	6,25	0,239	0	0,0403	0	0,218	0,0000000	0,0004791
	3	6,25	0,289	0	0,0255	0	0,197	0,0000000	0,0004191

Tab. 25 Výpočet charakteristik průřezu s trhlinou

Jelikož excentricita zatížení je malá, tlačená oblast je nulová, tedy celý průřez působí v tahu. Proto bude posouzena výztuž při dolním i horním okraji.

σs1 (MPa)	≤	0,8*fyk	σs2 (MPa)	≤	0,8*fyk
313,37	OK	400	121,39	OK	400
372,23	OK	400	11,80	OK	400
271,07	OK	400	165,54	OK	400
313,72	OK	400	41,44	OK	400

Tab. 26 Posouzení napětí ve výztuži

Ve všech průřezech je napětí při obou površích menší než omezující napětí. Průřezy vyhoví.

- Dlouhodobé zatížení – kvazistálá kombinace

Určení součinitele dotvarování

Stáří betonu $t_0 = 28 dní$

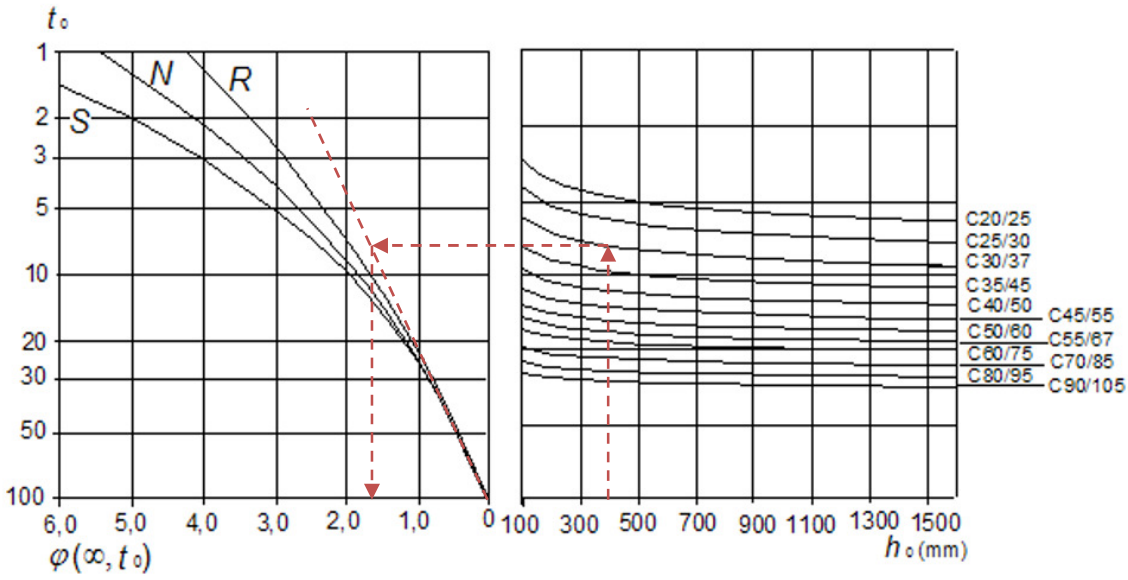
Relativní vlhkost - venkovní prostředí $RH = 80\%$

Náhradní rozměr prvku $h_0 = \frac{2*A_c}{u}$

Plocha průřezu $A_c = 0{,}4 * 1 = 0{,}4\ m^2$

Obvod průřezu vystavený působení prostředí $u = 2 * 1 = 2\ m$

$$h_0 = \frac{2 * 0{,}4}{2} = 0{,}4\ m$$



Obr. 101 Schéma odečtení součinitele dotvarování

→ $\varphi(\infty; t_0) = 1{,}65$

	Průřez	Mkd (kNm)	Nkd (kN)	As1 (mm2)	As2 (mm2)	α (-)	Ai (m2)	agi (m)	Ii*10^4 (m4)
Směr X	1	96,39	1657,73	4906,3	2543	16,6	0,516	0,210	78,428575
	4	31,27	12,01	1538,6	1539	16,6	0,448	0,200	64,543652
	6	84,35	-248,8	1538,6	1539	16,6	0,448	0,200	64,543652
	7	92,85	782,1	2543,4	1539	16,6	0,464	0,205	67,848056
Směr Y	2	179,05	1473,4	4906,3	1539	16,6	0,500	0,212	68,691856
	3	61,17	713,23	2543,4	1539	16,6	0,464	0,204	64,880376
	5	17,48	408,3	1538,6	1539	16,6	0,448	0,200	62,585953
	6	65,72	0	1538,6	1539	16,6	0,448	0,200	62,585953

Tab. 27 Výpočet charakteristik ideálního průřezu

σc2 (MPa)	≤	fctm (MPa)	σc1 (MPa)	≤	fctm) (MPa)
0,63	OK	2,9	5,55	KO	2,9
-0,94	OK	2,9	1,00	OK	2,9
-3,17	OK	2,9	2,06	OK	2,9
-1,12	OK	2,9	4,36	KO	2,9
-2,58	OK	2,9	7,84	KO	2,9
-0,39	OK	2,9	3,38	KO	2,9
0,35	OK	2,9	1,47	OK	2,9
-2,10	OK	2,9	2,10	OK	2,9

Tab. 28 Posouzení napětí v betonu

Ve čtyřech sledovaných průřezech vychází velké napětí při spodních vláknech, dojde k překročení průměrné tahové pevnosti betonu. Bude tedy uvažováno s průřezy s trhlinou.

	Průřez	α (-)	e (m)	xir (m)	Air (m2)	acr (m)	agir (m)	Icc (m4)	Iir (m4)
x	1	16,56	0,258	0	0,1159	0	0,246	0,0000	0,002323
	7	16,56	0,319	0	0,0635	0	0,248	0,0000	0,001387
y	2	16,56	0,322	0	0,1003	0	0,270	0,0000	0,001256
	3	16,56	0,286	0	0,0635	0	0,245	0,0000	0,001118

Tab. 29 Výpočet charakteristik průřezu s trhlinou

Jelikož excentricita zatížení je malá, tlačená oblast je nulová, tedy celý průřez působí v tahu. Proto bude posouzena výztuž při dolním i horním okraji.

σs1 (MPa)	≤	0,8*fyk	σs2 (MPa)	≤	0,8*fyk
252,77	OK	400	207,64	OK	400
273,27	OK	400	71,16	OK	400
327,52	OK	400	32,74	OK	400
231,70	OK	400	107,46	OK	400

Tab. 30 Posouzení napětí ve výztuži

Ve všech průřezech je napětí při obou površích menší než omezující napětí. Průřezy vyhoví.

5.3.4.2. Omezení šířky trhliny

Pro kontrolu šířky trhliny byl použit program vytvořený v programu MS Excel.

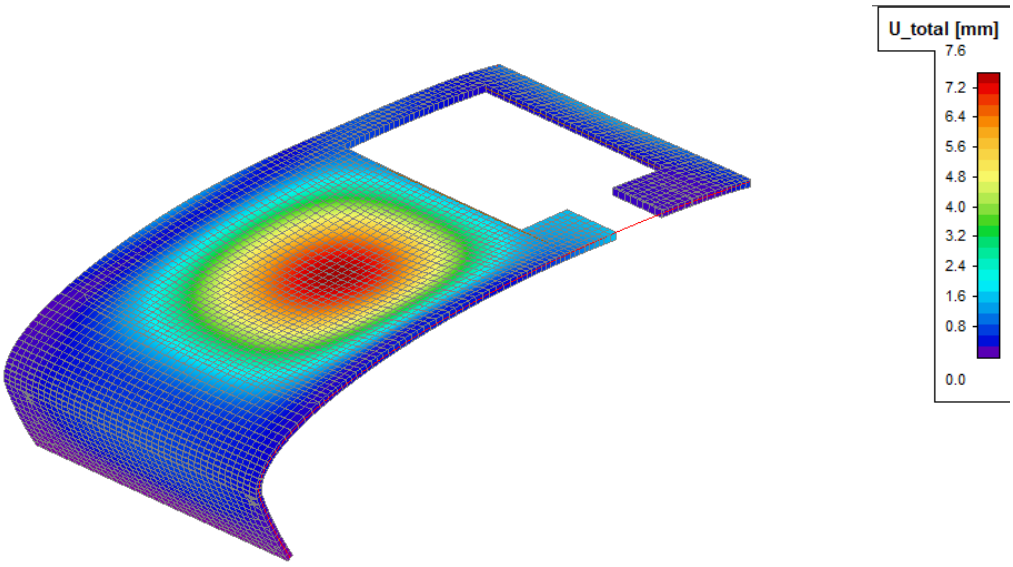
Průřez	1	7	2	3
h	0,4	0,4	0,4	0,4
b	1	1	1	1
hcr	0,2	0,2	0,2	0,2
c	0,04	0,04	0,04	0,04
Ø	**0,025**	**0,018**	**0,025**	**0,018**
$f_{ct,eff}$	2,9	2,9	2,9	2,9
α_e	6,25	6,25	6,25	6,25
k	0,93	0,93	0,93	0,93
k_c	1	1	1	1
k_1	0,8	0,8	0,8	0,8
k_2	0,75	0,75	0,75	0,75
k_3	2,485	2,485	2,485	2,485
k_4	0,425	0,425	0,425	0,425
kt	0,4	0,4	0,4	0,4
Act	0,2	0,2	0,2	0,2
d	0,3475	0,351	0,3475	0,351
s	**0,100**	**0,100**	**0,100**	**0,100**
As	0,004908734	0,0025447	0,0049087	0,0025447
x	0	0	0	0
$h_{c,ef}$	0,13125	0,1225	0,13125	0,1225
$A_{c,eff}$	0,13125	0,1225	0,13125	0,1225
ρ	0,037399881	0,02077296	0,03739988	0,02077296
σ_s	252,8	273,3	327,5	231,7
$s_{r,max}$	0,269871722	0,32037693	0,26987172	0,32037693
ΔE	0,001072519	0,00092589	0,00109627	0,00084304
omezení	0,001072519	0,00092589	0,00109627	0,00084304
w	**0,000289443**	**0,0002966**	**0,0002959**	**0,0002701**

Tab. 31 Posouzení šířky trhliny

$w_k \leq w_{max} = 0{,}0003\ \mathrm{m}$

Ve všech posuzovaných průřezech je šířka trhliny při dlouhodobém zatížení menší než limitní – $w_{max} = 0{,}0003\ \mathrm{m}$. Průřezy vyhoví.

5.3.4.3. Kontrola průhybu



Obr. 102 Průhyb na skořepině

Maximální hodnota pružného průhybu:

$y_{pruž}$ = *7,6 mm*

Největší průhyb vzniká v průřezu 6. V tomto průřezu vychází malé napětí a nedojde tedy k překročení tahové pevnosti betonu (tabulka č. 28). Pokles tuhosti v průřezech, v kterých trhlina vznikne, by mohli ovlivnit tuhost celé skořepiny. Proto bude ověřeno, o kolik tuhost průřezu poklesne. Průřez 6 bude pravděpodobně nejvíce ovlivněn průřezem 7, ve kterém trhlina vznikne. Průřezy 1, 2 a 3 nebudou při výpočtu vlivu tuhosti uvažovány, jelikož se jedná o singulární body.

- Vliv tuhosti

Napětí v průřezu 6 bereme z tabulky č. 28, kde je užíván pracovní součinitel $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$, který má podstatně menší hodnou a dává větší napětí v krajních vláknech. Momenty setrvačnosti ideálního průřezu (6) a průřezu s trhlinou (7) získáme z tabulky č. 30, kde se ve výpočtech užívá efektivní pracovní součinitel $\alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$, který zohledňuje dlouhodobě působící zatížení.

$$\zeta = 1 - \beta\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right) = 1 - 0{,}5\left(\frac{2{,}9}{2{,}36}\right) = 0{,}62$$

$$I_{výsl} = \frac{I_i * I_{ir}}{I_i * \zeta + (1-\zeta) * I_{ir}} = \frac{0{,}006454 * 0{,}001387}{0{,}006454 * 0{,}62 + (1-0{,}62) * 0{,}001387} = 0{,}00197709$$

$$K_{trh} = \frac{\frac{1}{12} * b * h^3}{I_{výsl}} = \frac{\frac{1}{12} * 1 * 0{,}4^3}{0{,}00197709} = 2{,}69$$

➢ Vliv dotvarování a smršťování

Stáří betonu $t_0 = 28 dní$

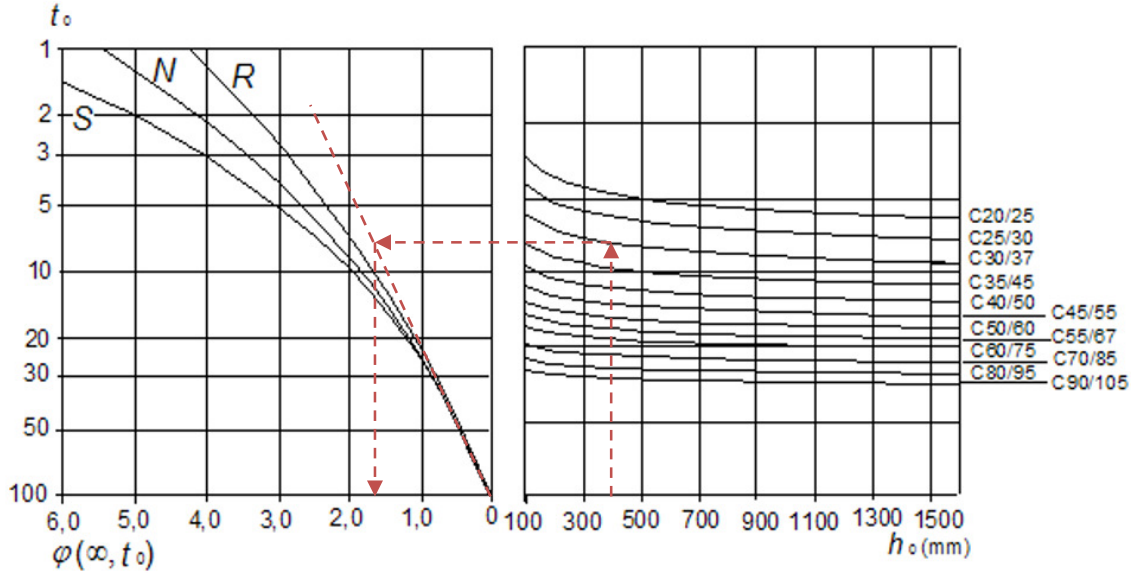
Relativní vlhkost - venkovní prostředí $RH = 80\%$

Náhradní rozměr prvku $h_0 = \frac{2*A_c}{u}$

Plocha průřezu $A_c = 0{,}4 * 1 = 0{,}4\ m^2$

Obvod průřezu vystavený působení prostředí $u = 2 * 1 = 2\ m$

$$h_0 = \frac{2 * 0{,}4}{2} = 0{,}4\ m$$



Obr. 103 Schéma odečtení součinitele dotvarování

→ $\varphi(\infty; t_0) = 1{,}65$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty; t_0)} = \frac{32}{1 + 1{,}65} = 12{,}076$$

$$K_{dotv} = \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} = \frac{32}{12{,}076} = 2{,}65$$

Celkový průhyb včetně dotvarování a trhlin:

$y_{celk} = K_{trh} * K_{dotv} * y_{pruž} = 2{,}69 * 2{,}65 * 7{,}6 = 54{,}2\ mm$

Limitní hodnota průhybu pro kvazistálou kombinaci zatížení:

$$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{15000}{250} = 60\ mm$$

$y_{celk} = 54{,}2\ mm \leq y_{lim} = 60\ mm$ → VYHOVUJE

VÝZTUŽ VE VŠECH POSUZOVANÝCH PRŮŘEZECH VYHOVÍ NA MSÚ I NA MSP.

5.4. SKOŘEPINA Z DRÁTKOBETONU S BETONÁŘSKOU VÝZTUŽÍ

5.4.1. Materiálové charakteristiky

Specifikace DB: C33/37-FRC 3,2/2,8/0,8 XC4;XF1-Cl0,4-Dmax16-S4

Pevnost v tlaku: $f_{FRC,d} = \frac{f_{FRC,k}}{\gamma_m} = \frac{33}{1,5} = 22\ \text{MPa}$

Pevnost v dostředném tahu -vznik makrotrhliny:

$$f_{FRCt,d} = \frac{f_{FRCt,k}}{\gamma_m} = \frac{3,2}{1,5} = 2,13\ \text{MPa}$$

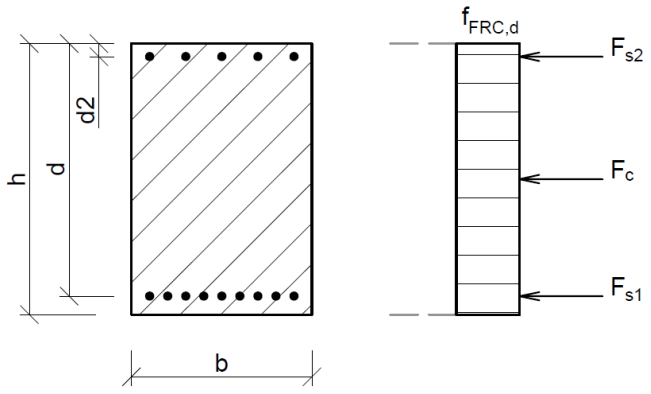
Pevnost v dostředném tahu – při dohodnuté deformaci 3,5 mm

$$f_{FRCt,d} = \frac{f_{FRCt,k}}{\gamma_m} = \frac{0,8}{1,35} = 0,59\ \text{MPa}\ *$$

** … Součinitel spolehlivosti pro napětí DB v tahu může být 1,35 (menší než u pevnosti v tlaku a pevnosti v dostředném tahu při vzniku makrotrhliny), protože v tomto případě rozhodují pouze drátky, nikoliv beton.*

5.4.2. Použité vzorce při posouzení

Bod 0

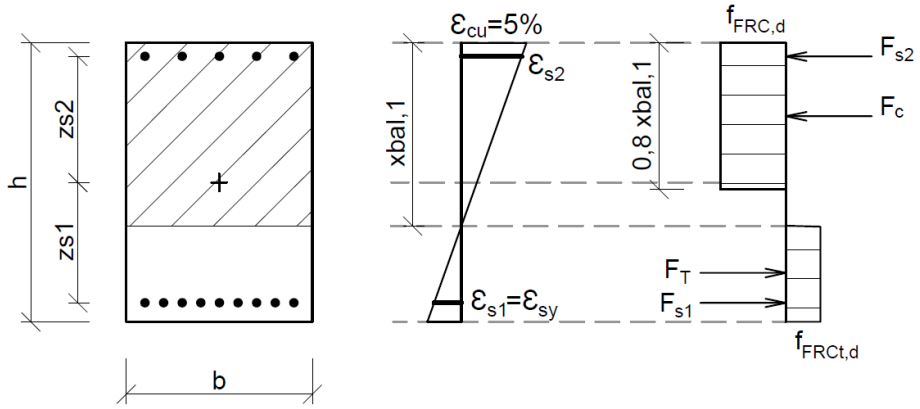


Obr. 104 Schéma působících sil v bodě 0

$$N_{Rd,0} = b * h * f_{FCR,d} + A_{s1} * f_{yd,1} + A_{s2} * f_{yd,2}$$

$$M_{Rd,0} = -A_{s1} * \left(d - \frac{h}{2}\right) + A_{s2} * \left(\frac{h}{2} - d_2\right)$$

Bod 2



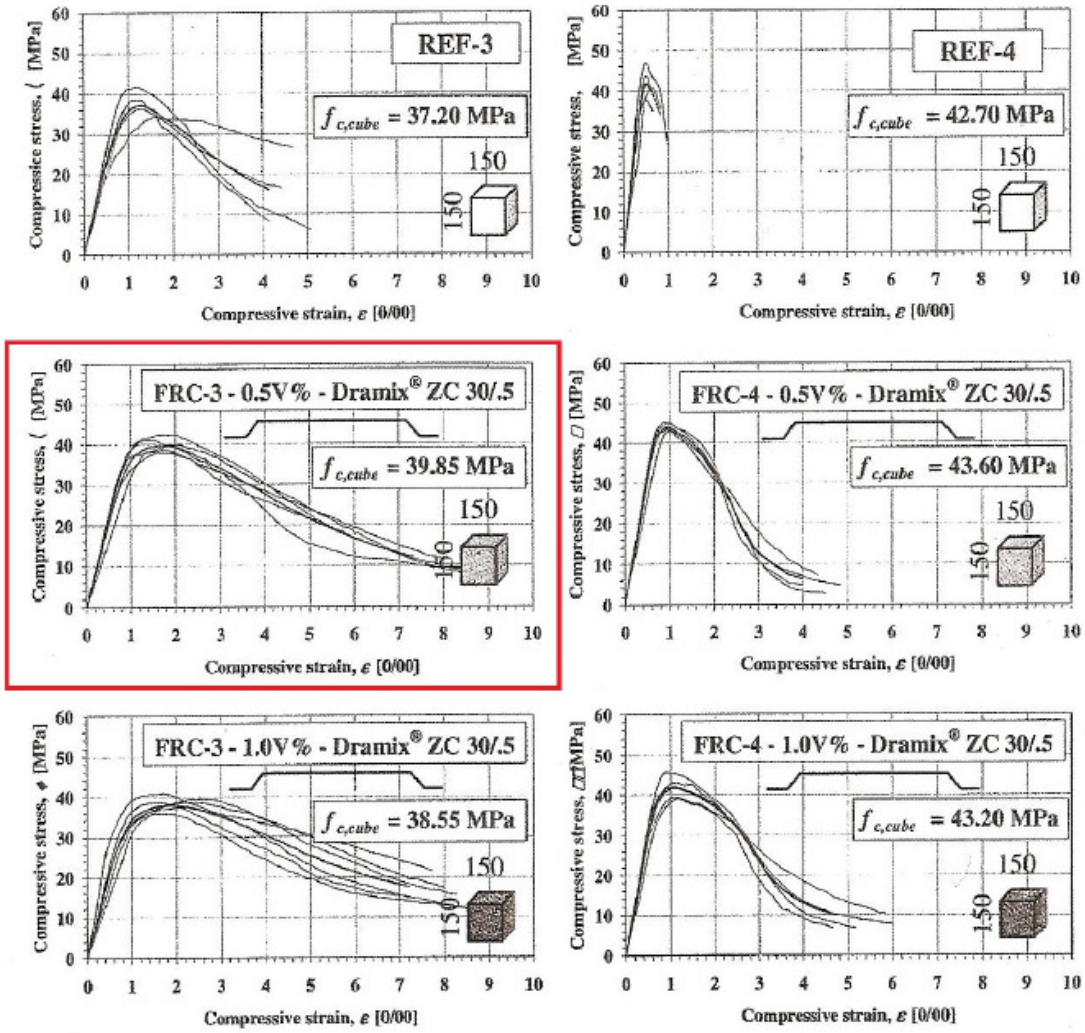
Obr. 105 Schéma působících sil a přetvoření v bodě 2

$$x_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu} * d}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_{cu}}$$

Maximální poměrné přetvoření betonu je uvažováno bezpečnou hodnotou $\varepsilon_{cu} = 0{,}005(-)$ podle [23]. Hodnota byla zvolena pomocí pracovního diagramu na obr. 106, který je v červeném rámečku.

$$N_{Rd,2} = 0{,}8 * x_{bal,1} * b * f_{FRC,d} - \left(h - x_{bal,1}\right) * b * f_{FRCt,d} - A_{s1} * f_{yd,1} + A_{s2} * f_{yd,2}$$

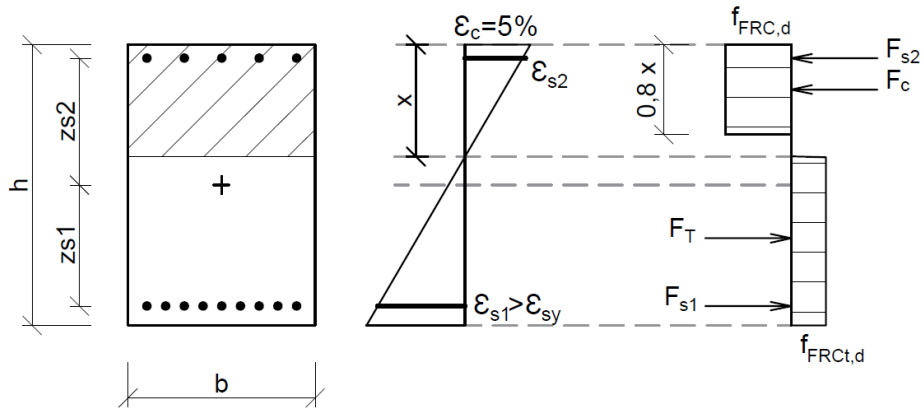
$$M_{Rd,2} = 0{,}8 * x_{bal,1} * b * f_{FRC,d}\left(\frac{h}{2} - 0{,}4 * x_{bal,1}\right) + \left(h - x_{bal,1}\right) * b * f_{FRCt,d} * \frac{x_{bal,1}}{2} + A_{s2} * f_{yd} * \left(\frac{h}{2} - d_2\right) + A_{s1} * f_{yd} * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$



Obr.4.1 Pracovní diagramy (napětí σ [MPa] – poměrné přetvoření ε [‰]) ze zkoušek tlakem na krychlích 150/150/150mm pro referenční betony bez vláken REF-3, REF4 a odpovídající drátkobetony FRC-3 a FRC-4 s drátky Dramix 0,5% a 1% objemu – převzato bez úpravy z [59]

Obr. 106 Pracovní diagramy ze zkoušek tlakem [23]

Bod 3



Obr. 107 Schéma působících sil a přetvoření v bodě 3

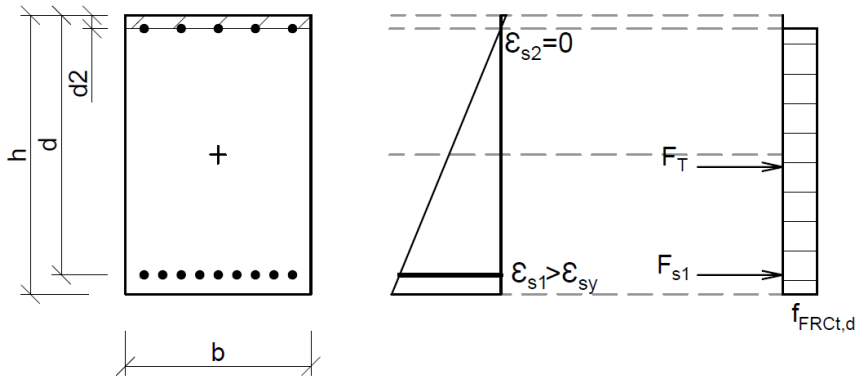
$$x = \frac{A_{s1} * f_{yd} - A_{s2} * f_{yd} + h * b * f_{FRCt,d}}{0{,}8 * b * f_{cd} + b * f_{FRCt,d}}$$

$$N_{Rd,3} = 0{,}8 * b * x * f_{FRC,d} - (h - x) * b * f_{FRCt,d} + A_{s2} * f_{yd} - A_{s1} * f_{yd}$$

$$M_{Rd,3} = 0{,}8 * b * x * f_{FRC,d}\left(\frac{h}{2} - 0{,}4x\right) + (h - x) * b * f_{FRCt,d} * \frac{x}{2} + A_{s2} * f_{yd} * \left(\frac{h}{2} - d_2\right) + A_{s1} * f_{yd} * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} * E_s \geq f_{yd} \qquad \sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} * E_s \geq f_{yd}$$

Bod 4

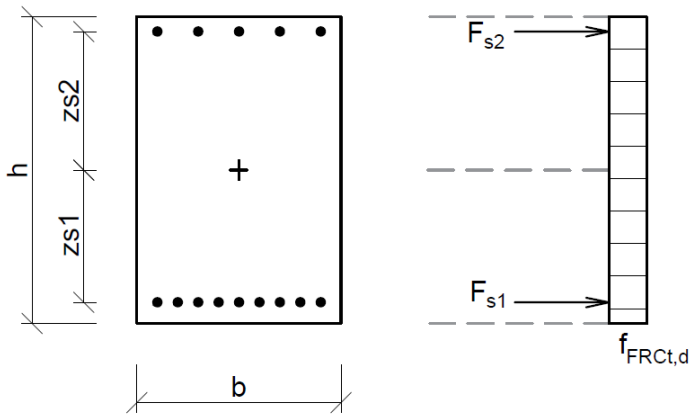


Obr. 108 Schéma působících sil a přetvoření v bodě 4

$$N_{Rd,4} = b * d * f_{FCRt,d} + A_{s1} * f_{yd}$$

$$M_{Rd,4} = b * d * f_{FCRt,d} * \frac{d_2}{2} + A_{s1} * f_{yd} * (d - \frac{h}{2})$$

Bod 5



Obr. 109 Schéma působících sil v bodě 5

$$N_{Rd,5} = (A_{s1} + A_{s2}) * f_{yd} + b * h * f_{FCRt,d}$$

$$M_{Rd,5} = A_{s1} * f_{yd} * \left(d - \frac{h}{2}\right) - A_{s2} * f_{yd} * \left(\frac{h}{2} - d_2\right)$$

5.4.3. Návrh základního rastu

U železobetonové skořepiny byla stanovena minimální plocha výztuže s ohledem na nosnou výztuž v mezním stavu únosnosti a na požadovanou výztuž na nesilové účinky v raném stáří.
Nyní je třeba zohlednit příznivý vliv drátků. Příznivý vliv vláken se projeví zmenšením hodnot poměrného přetvoření vláknobetonu od smrštění, a lze ho stanovit podle vztahu:

$$\varepsilon_{fc,sh} = \varepsilon_{c,sh} * \left(\frac{f_{ct,spl,exp}}{f_{fct,spl,exp}}\right) \quad [27]$$

Tento vztah vyjadřuje možnou redukci hodnoty poměrného smrštění vláknobetonu v závislosti na poměru pevností v příčném tahu betonu a vláknobetonu, zjištěných na krychlích o hraně 150 mm. V čitateli je experimentálně zjištěná hodnota pevnosti betonu v příčném tahu a ve jmenovateli je experimentálně zjištěná hodnota pevnosti vláknobetonu v příčném tahu. Na základě dlouholetých experimentů lze poměr stanovit následovně:

$$\frac{f_{ct,spl,exp}}{f_{fct,spl,exp}} = 0{,}8$$

Plocha betonářské výztuže v drátkobetonu bude brána tedy jako 80% plochy výztuže v železobetonové skořepině:

$$A_{s,drát} = 0{,}8 * A_{s,žb}$$

NÁVRH ZÁKLADNÍHO RASTRU: Ø 14 po 125 mm, A_S = 1230,88 mm²

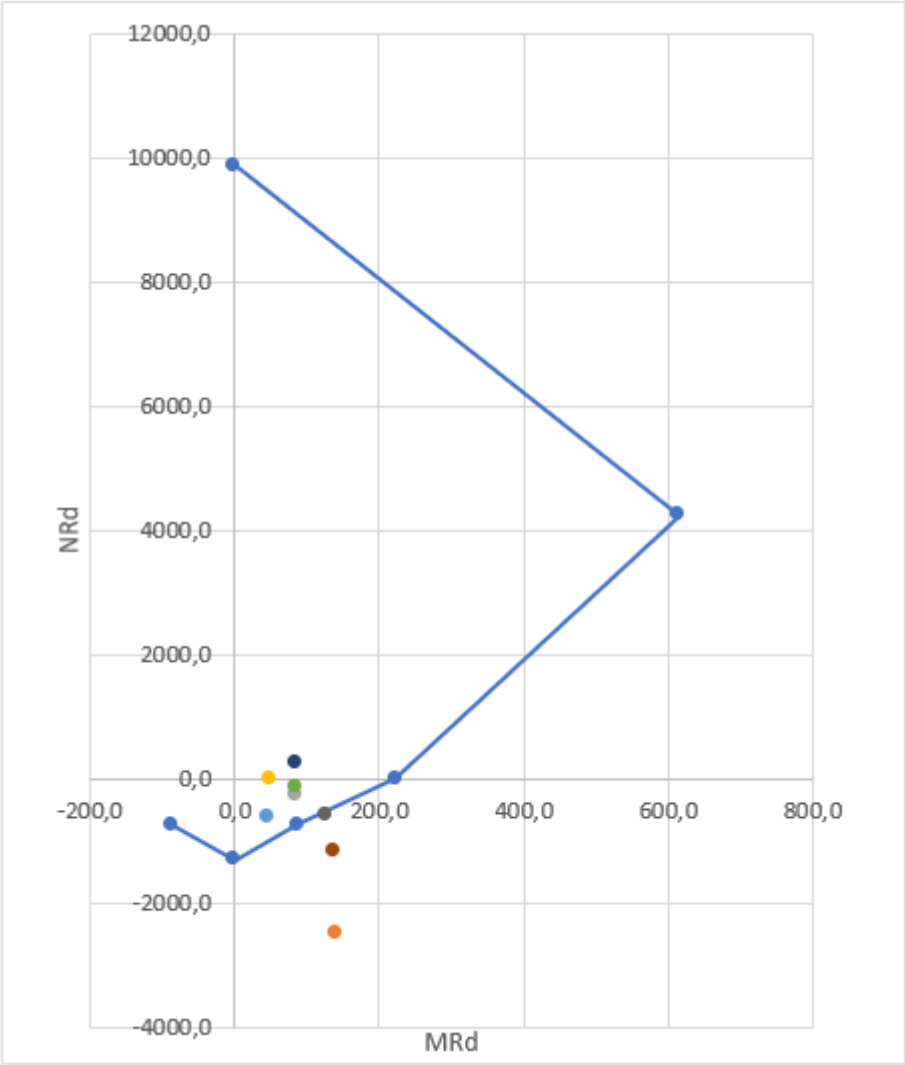
5.4.4. Posouzení na MSÚ

- Směr x

Nejdříve byl sestaven interakční diagram při vyztužení Ø14 po 125, a_s = 1230,88 při obou površích a byli posouzeny všechny průřezy.

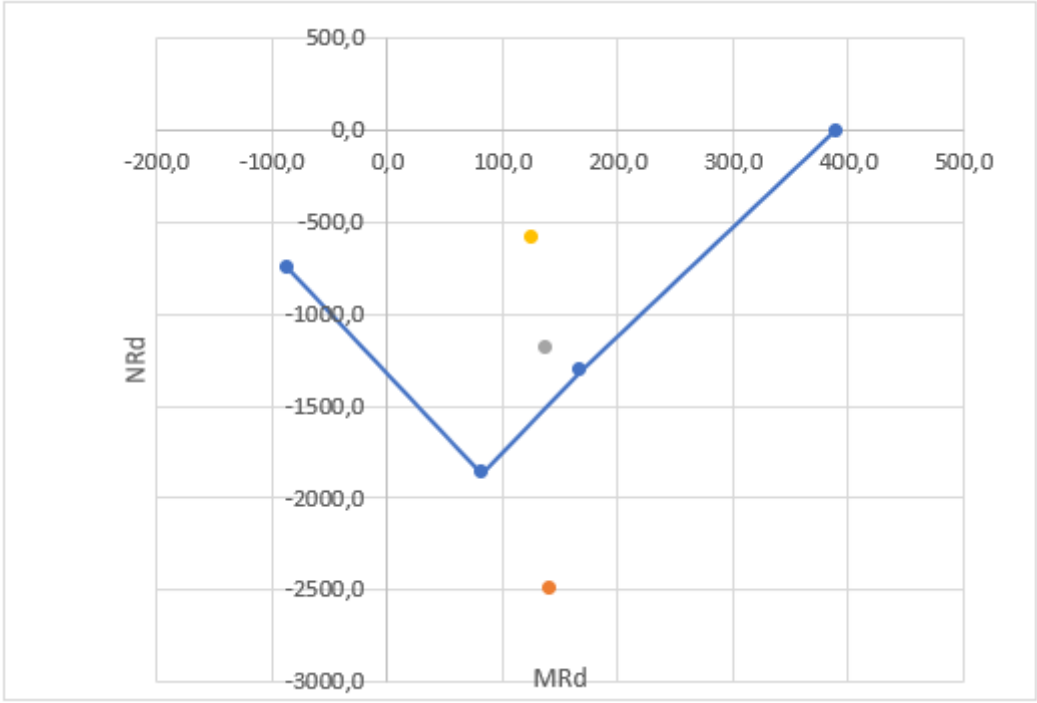
	Mrd	Nrd
Bod 0	0,0	9870,9
Bod 2	614,9	4238,6
Bod 3	223,0	0,0
Bod 4	86,8	-743,7
Bod 5	0,0	-1306,9
Bod 4´	-86,8	-743,7

Tab. 32 Body interakčního diagramu



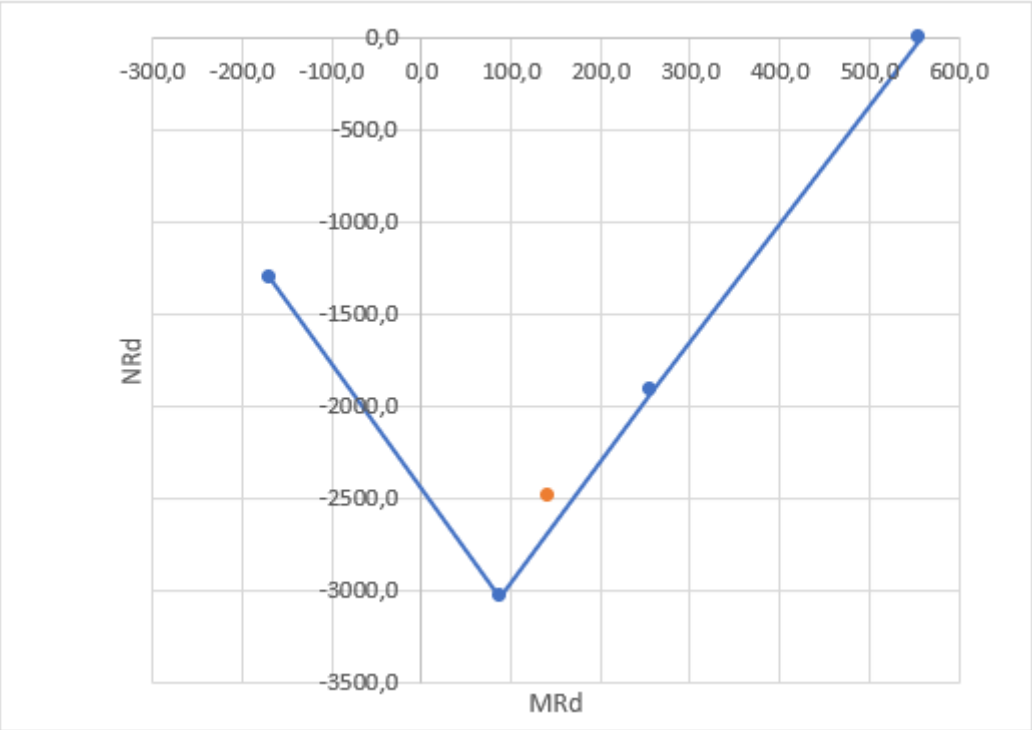
Obr. 110 Body interakčního diagramu

Průřezy 2, 3, 4, 5 a 6 vyhověly a budou vyztuženy Ø14 po 125 mm, As = 1230,88 mm^2 při obou površích. Průřezy 1, 7 a 8 nevyhověly, a proto bude hlavní vyztužení v těchto průřezech Ø20 po 125 mm, As = 2512mm^2 a Ø14 po 125 mm, As = 1230,88 mm^2 při druhém povrchu. Jelikož posuzované body (1, 7, 8) jsou namáhány ohybem a tahovou silou, budou další grafy zobrazovat pouze spodní část pod vodorovnou osou.



Obr. 111 Interakční diagram

Průřez 1 stále nevyhověl, a proto bude hlavní vyztužení Ø25 po 125 mm, As = 3925 mm^2 a Ø20 po 125 mm, As = 2512mm^2 při druhém povrchu.



Obr. 112 Interakční diagram

Nyní všechny posuzované průřezy vyhovují. Navržená výztuž je v tabulce.

směr x	M	N	Dolní výztuž	Horní výztuž
1	141,28	2487,6	Ø20 po 125	Ø25 po 125
2	85,55	272,1	Ø14 po 125	Ø14 po 125
3	50,41	18,93	Ø14 po 125	Ø14 po 125
4	47,65	614,1	Ø14 po 125	Ø14 po 125
5	83,96	149,55	Ø14 po 125	Ø14 po 125
6	84,35	-248,8	Ø14 po 125	Ø14 po 125
7	139,02	1178,2	Ø14 po 125	Ø20 po 125
8	126,9	574,5	Ø14 po 125	Ø20 po 125

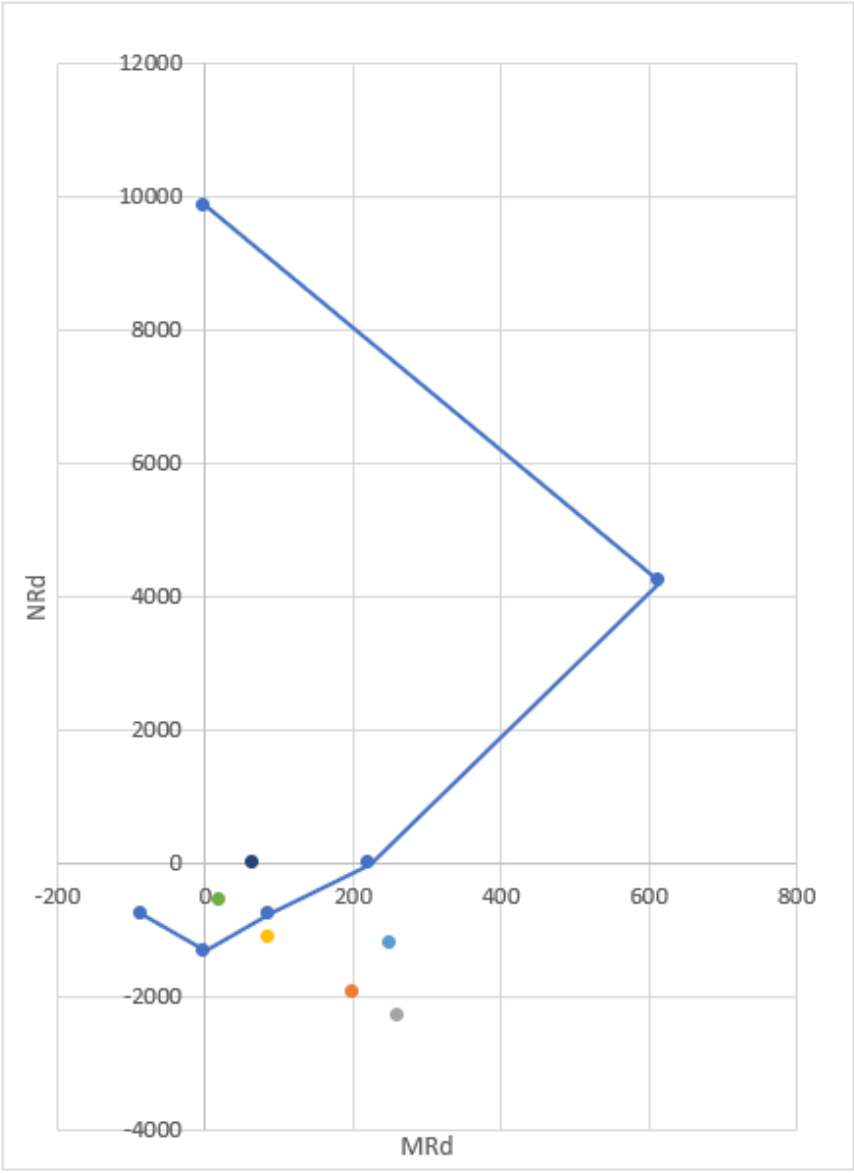
Tab. 33 Navržená výztuž ve směru x

➢ Směr y

Nejdříve byl sestaven interakční diagram při vyztužení Ø14 po 125, a_s = 1230,88 při obou površích a byli posouzeny všechny průřezy.

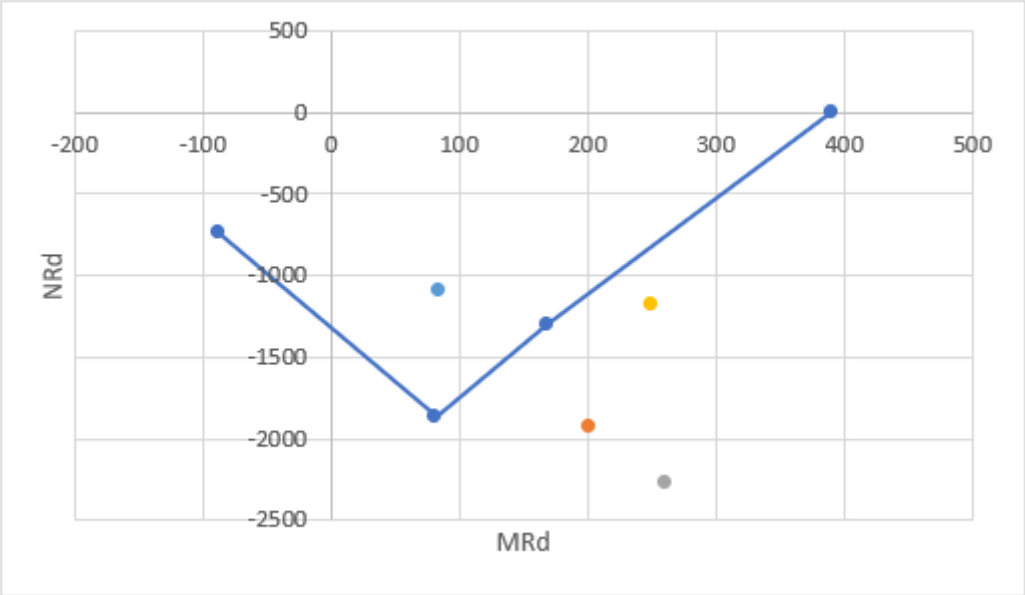
	Mrd	Nrd
Bod 0	0,0	9870,9
Bod 2	614,9	4238,6
Bod 3	223,0	0,0
Bod 4	86,8	-743,7
Bod 5	0,0	-1306,9
Bod 4´	-86,8	-743,7

Tab. 34 Body interakčního diagramu



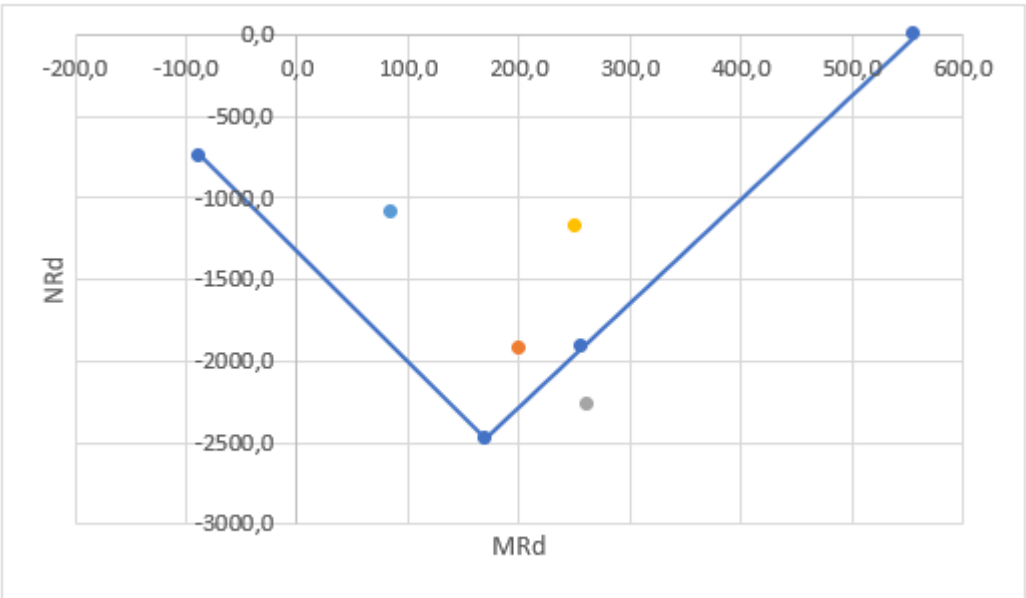
Obr. 113 Body interakčního diagramu

Průřezy 5 a 6 vyhověly a budou vyztuženy Ø14 po 125 mm, As = 1230,88 mm^2 při obou površích. Průřezy 1, 2, 3 a 4 nevyhověly, a proto bude hlavní vyztužení v těchto průřezech Ø20 po 125 mm, As = 2512mm^2 a Ø14 po 125 mm, As = 1230,88 mm^2 při druhém povrchu. Jelikož posuzované body (1, 2, 3, 4) jsou namáhány ohybem a tahovou silou, budou další grafy zobrazovat pouze spodní část pod vodorovnou osou.



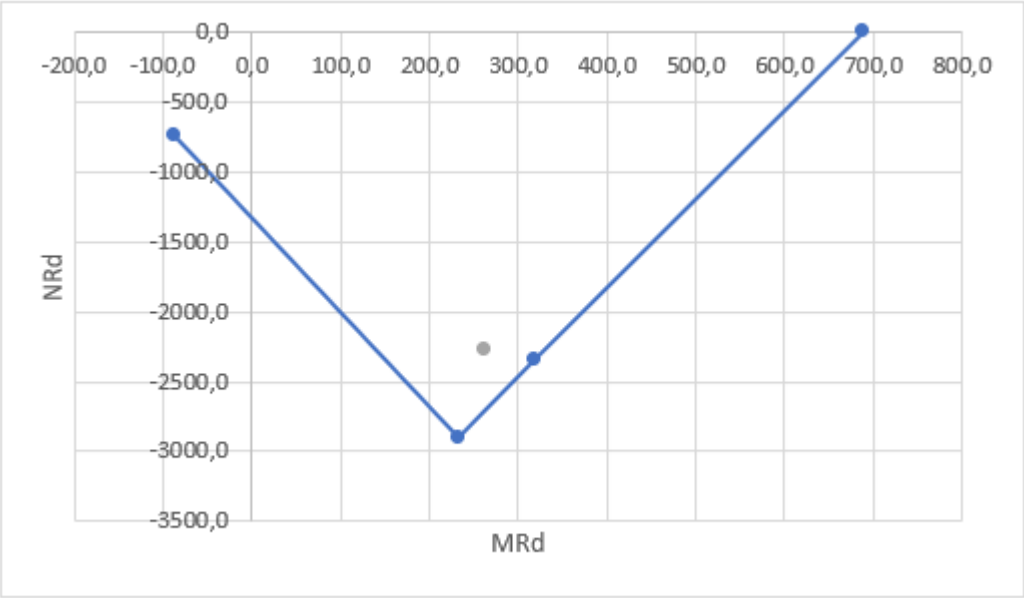
Obr. 114 Interakční diagram

Průřez 1, 2 a 4 nevyhověly, a proto bude hlavní vyztužení Ø25 po 125 mm, As = 3925 mm^2 a Ø14 po 125 mm, As = 1230,88 mm^2 při druhém povrchu.



Obr. 115 Interakční diagram

Průřez 2 stále nevyhověl, a proto bude hlavní vyztužení Ø25 po 100 mm, As = 4906,25 mm^2 a Ø14 po 125 mm, As = 1230,88 mm^2 při druhém povrchu.



Obr. 116 Interakční diagram

Nyní všechny posuzované průřezy vyhovují. Navržená výztuž je v tabulce.

směr y	M	N	Dolní výztuž	Horní výztuž
1	201,63	1929,05	Ø14 po 125	Ø25 po 125
2	262,11	2269,7	Ø14 po 125	Ø25 po 100
3	85,32	1097,04	Ø14 po 125	Ø20 po 125
4	250,91	1181,7	Ø25 po 125	Ø14 po 125
5	20,86	537,44	Ø14 po 125	Ø14 po 125
6	65,72	0	Ø14 po 125	Ø14 po 125

Tab. 35 Navržená výztuž ve směru y

5.4.5. Posouzení na MSP

5.4.5.1. Omezení napětí

- Krátkodobé zatížení – charakteristické kombinace

Postup je stejný jako u železobetonové skořepiny. Nejprve budou porovnány napětí v ideálních průřezech při charakteristické kombinaci zatížení s průměrnou tahovou pevností drátkobetonu. Pokud bude tahová pevnost překročena bude se ve výpočtu uvažovat s průřezy s trhlinou. Posouzení bylo provedeno v programu excel.

	Průřez	Mkd (kNm)	Nkd (kN)	As1 (mm2)	As2 (mm2)	α (-)	Ai (m2)	agi (m)	Ii*10^4 (m4)
Směr X	1	97,28	1657,95	3925	2512	6,25	0,434	0,202	60,757819
	6	57,72	-169,96	1230,8	1230,8	6,25	0,413	0,200	56,358572
	7	92,95	781,82	2512	1230,8	6,25	0,420	0,202	57,789918
	8	84,86	412,04	2512	1230,8	6,25	0,420	0,202	57,789918
Směr Y	1	135,1	1025,4	3925	1230,8	6,25	0,427	0,204	57,612109
	2	58,19	1476,41	4906,25	1230,8	6,25	0,432	0,205	58,329206
	3	63,35	711,85	2512	1230,8	6,25	0,420	0,202	56,794693
	6	44,06	0	1230,8	1230,8	6,25	0,413	0,200	55,830263

Tab. 36 Výpočet charakteristik ideálního průřezu

σc2 (MPa)	≤	fctm (MPa)	σc1 (MPa)	≤	fctm) (MPa)
0,58	OK	3,2	6,99	KO	3,2
-2,46	OK	3,2	1,64	OK	3,2
-1,39	OK	3,2	5,04	KO	3,2
-1,99	OK	3,2	3,88	KO	3,2
-2,38	OK	3,2	7,00	KO	3,2
1,37	OK	3,2	5,36	KO	3,2
-0,56	OK	3,2	3,91	KO	3,2
-1,58	OK	3,2	1,58	OK	3,2

Tab. 37 Posouzení napětí v betonu

OK … trhliny nevzniknou
KO … trhliny vniknou

V šesti sledovaných průřezech vychází velké napětí při spodních vláknech, dojde k překročení průměrné tahové pevnosti betonu. Bude tedy uvažováno s průřezy s trhlinou.

	Průřez	α (-)	e (m)	xir (m)	Air (m2)	acr (m)	agir (m)	Icc (m4)	Iir (m4)
x	1	6,25	0,259	0	0,0466	0	0,207	0,0000000	0,0008389
	7	6,25	0,319	0	0,0234	0	0,212	0,0000000	0,0004381
	8	6,25	0,406	0	0,0234	0	0,210	0,0000000	0,0004297
y	1	6,25	0,332	0	0,0322	0	0,218	0,0000000	0,0003833
	2	6,25	0,239	0	0,0384	0	0,227	0,0000000	0,0004134
	3	6,25	0,289	0	0,0234	0	0,203	0,0000000	0,0003432

Tab. 38 Výpočet charakteristik průřezu s trhlinou

Jelikož excentricita zatížení je malá, tlačená oblast je nulová, tedy celý průřez působí v tahu. Proto bude posouzena výztuž při dolním i horním okraji.

σs1 (MPa)	≤	0,8*fyk	σs2 (MPa)	≤	0,8*fyk
313,23	OK	400	121,80	OK	400
377,00	OK	400	12,18	OK	400
273,90	OK	400	81,40	OK	400
395,98	OK	400	99,42	OK	400
267,40	OK	400	194,05	OK	400
332,08	OK	400	31,80	OK	400

Tab. 39 Posouzení napětí ve výztuži

Ve všech průřezech je napětí při obou površích menší než omezující napětí. Průřezy vyhoví.

- Dlouhodobé zatížení – kvazistálá kombinace

Určení součinitele dotvarování

Stáří betonu $t_0 = 28 dní$

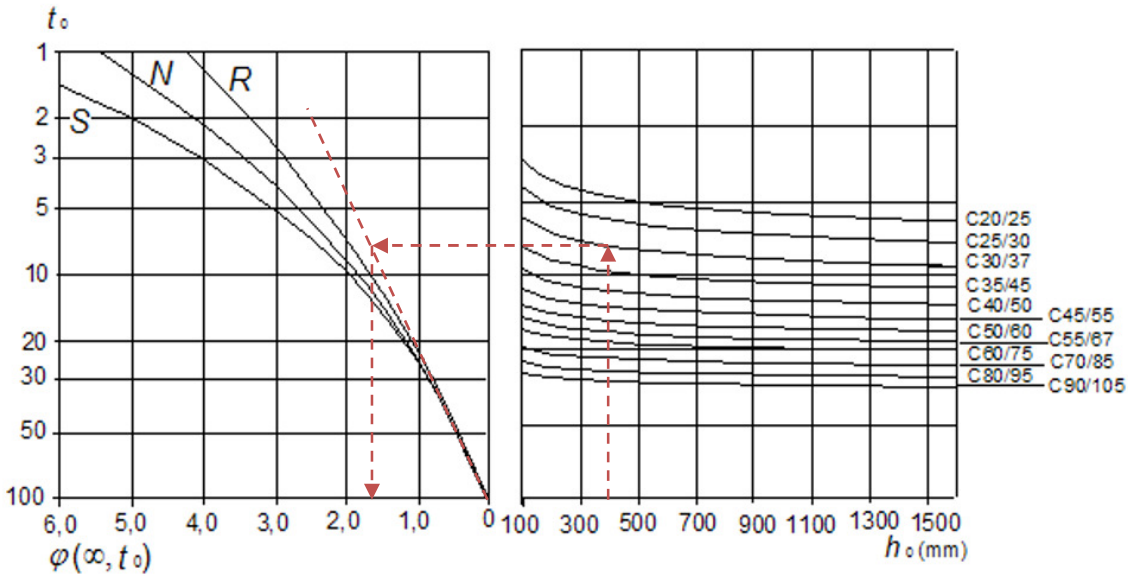
Relativní vlhkost - venkovní prostředí $RH = 80\%$

Náhradní rozměr prvku $h_0 = \frac{2*A_c}{u}$

Plocha průřezu $A_c = 0{,}4 * 1 = 0{,}4\ m^2$

Obvod průřezu vystavený působení prostředí $u = 2 * 1 = 2\ m$

$$h_0 = \frac{2 * 0{,}4}{2} = 0{,}4\ m$$



Obr. 117 Stanovení součinitele dotvarování

→ $\varphi(\infty; t_0) = 1{,}65$

	Průřez	Mkd (kNm)	Nkd (kN)	As1 (mm2)	As2 (mm2)	α (-)	Ai (m2)	agi (m)	Ii*10^4 (m4)
Směr X	1	96,39	1657,73	3925	2512	16,5625	0,500	0,206	75,220741
	6	56,19	-164,74	1230,8	1230,8	16,5625	0,438	0,200	62,301005
	7	92,85	782,1	2512	1230,8	16,5625	0,458	0,206	66,425325
	8	84,74	261,33	2512	1230,8	16,5625	0,458	0,206	66,425325
Směr Y	1	130,9	1243,23	3925	1230,8	16,5625	0,480	0,210	65,716572
	2	179,05	1473,4	4906,25	1230,8	16,5625	0,496	0,214	67,588472
	3	61,17	713,23	2512	1230,8	16,5625	0,458	0,205	63,513096
	6	65,72	0	1230,8	1230,8	16,5625	0,438	0,200	60,734948

Tab. 40 Výpočet charakteristik ideálního průřezu

σc2 (MPa)	≤	fctm (MPa)	σc1 (MPa)	≤	fctm) (MPa)
0,67	OK	3,2	5,80	KO	3,2
-2,18	OK	3,2	1,43	OK	3,2
-1,18	OK	3,2	4,41	KO	3,2
-2,06	OK	3,2	3,04	OK	3,2
-1,59	OK	3,2	6,37	KO	3,2
-2,68	OK	3,2	7,91	KO	3,2
-0,42	OK	3,2	3,43	KO	3,2
-2,16	OK	3,2	2,16	OK	3,2

Tab. 41 Posouzení napětí v betonu

V pěti sledovaných průřezech vychází velké napětí při spodních vláknech, dojde k překročení průměrné tahové pevnosti betonu. Bude tedy uvažováno s průřezy s trhlinou.

	Průřez	α (-)	e (m)	xir (m)	Air (m2)	acr (m)	agir (m)	Icc (m4)	Iir (m4)
X	1	16,563	0,258	0	0,1159	0	0,246	0,0000	0,002307
	7	16,563	0,319	0	0,0635	0	0,247	0,0000	0,001378
Y	1	16,563	0,305	0	0,0802	0	0,276	0,0000	0,001016
	2	16,563	0,322	0	0,0955	0	0,283	0,0000	0,001063
	3	16,563	0,286	0	0,0582	0	0,258	0,0000	0,000906

Tab. 42 Výpočet charakteristik průřezu s trhlinou

Jelikož excentricita zatížení je malá, tlačená oblast je nulová, tedy celý průřez působí v tahu. Proto bude posouzena výztuž při dolním i horním okraji.

σs1 (MPa)	≤	0,8*fyk	σs2 (MPa)	≤	0,8*fyk
252,39	OK	400	208,34	OK	400
252,66	OK	400	69,53	OK	400
281,07	OK	400	127,57	OK	400
295,04	OK	400	59,69	OK	400
237,37	OK	400	131,25	OK	400

Tab. 43 Posouzení napětí ve výztuži

Ve všech průřezech je napětí při obou površích menší než omezující napětí. Průřezy vyhoví.

5.4.5.2. Kontrola šířky trhliny

Pro kontrolu šířky trhliny byl použit program vytvořený v programu MS Excel.

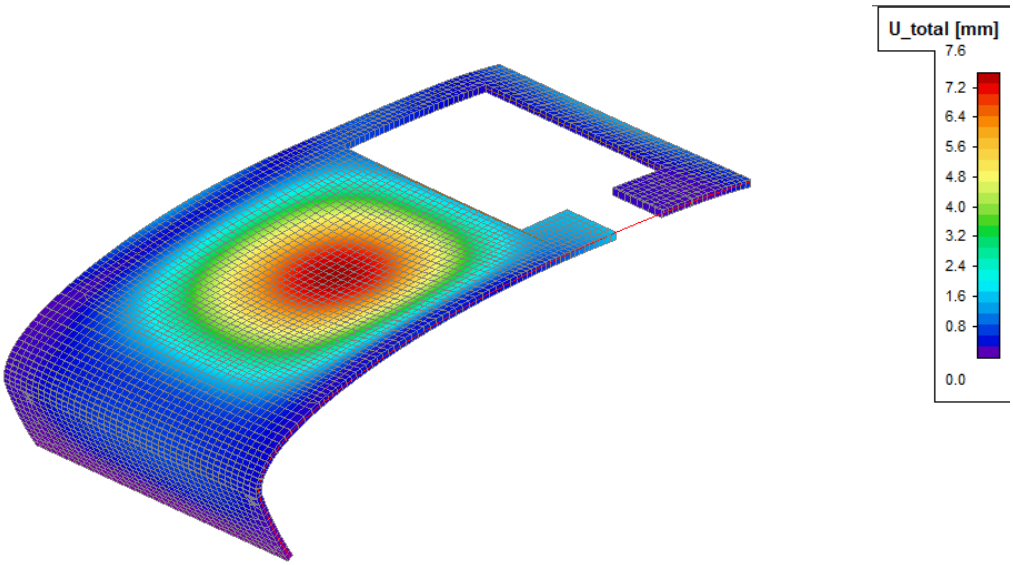
Průřez	1	7	1	2	3
h	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
b	1	1	1	1	1
hcr	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
c	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
Ø	**0,025**	**0,020**	**0,025**	**0,025**	**0,020**
$f_{ct,eff}$	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2
α_e	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25
k	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
k_c	1	1	1	1	1
k_1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
k_2	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
k_3	2,485	2,485	2,485	2,485	2,485
k_4	0,425	0,425	0,425	0,425	0,425
k_t	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
A_{ct}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
d	0,3475	0,35	0,3475	0,3475	0,35
s	**0,125**	**0,125**	**0,125**	**0,100**	**0,125**
A_s	0,00392699	0,002513272	0,003927	0,0049087	0,00251327
x	0	0	0	0	0
$h_{c,ef}$	0,13125	0,125	0,13125	0,13125	0,125
$A_{c,eff}$	0,13125	0,125	0,13125	0,13125	0,125
ρ	0,029919905	0,020106176	0,0299199	0,03739988	0,020106176
σ_s	252,4	252,7	281,1	295,0	237,4
$s_{r,max}$	0,312485494	0,353070039	0,31248549	0,26987172	0,353070039
Δε	0,000958046	0,00082999	0,00095145	0,00106408	0,00082854
omezení	0,000958046	0,00082999	0,00095145	0,00106408	0,00082854
w	**0,00029938**	**0,000293045**	**0,0002973**	**0,0002872**	**0,00029253**

Tab. 44 Posouzení šířky trhliny

$$w_k \leq w_{max} = 0{,}0003 \text{ m}$$

Ve všech posuzovaných průřezech je šířka trhliny při dlouhodobém zatížení menší než limitní – $w_{max} = 0{,}0003$ m. Průřezy vyhoví.

5.4.5.3. Kontrola průhybu



Obr. 118 Průhyb na skořepině

Maximální hodnota pružného průhybu:

$y_{pruž}$ = *7,6 mm*

Největší průhyb vzniká v průřezu 6. V tomto průřezu vychází malé napětí a nedojde tedy k překročení tahové pevnosti betonu (tabulka č. 41). Pokles tuhosti v průřezech, v kterých trhlina vznikne, by mohli ovlivnit tuhost celé skořepiny. Proto bude ověřeno, o kolik tuhost průřezu poklesne. Průřez 6 bude pravděpodobně nejvíce ovlivněn průřezem 7, ve kterém trhlina vznikne. Průřezy 1, 2 a 3 nebudou při výpočtu vlivu tuhosti uvažovány, jelikož se jedná o singulární body.

- Vliv tuhosti

Průřez je vyztužen jak betonářskou výztuží, tak i ocelovými drátky. Výpočet hodnoty zohledňující pokles tuhosti bude stejný jako u železobetonových variant, tudíž nebude zohledněno působení drátků. Hodnota bude tedy vycházet o něco větší, než by ve skutečnosti měla být.

Napětí v průřezu 6 bereme z tabulky č. 41, kde je užíván pracovní součinitel $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$, který má podstatně menší hodnou a dává větší napětí v krajních vláknech. Momenty setrvačnosti ideálního průřezu (6) a průřezu s trhlinou (7) získáme z tabulky č. 43, kde se ve výpočtech užívá efektivní pracovní součinitel $\alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$, který zohledňuje dlouhodobě působící zatížení.

$$\zeta = 1 - \beta\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right) = 1 - 0{,}5\left(\frac{3{,}2}{2{,}16}\right) = 0{,}26$$

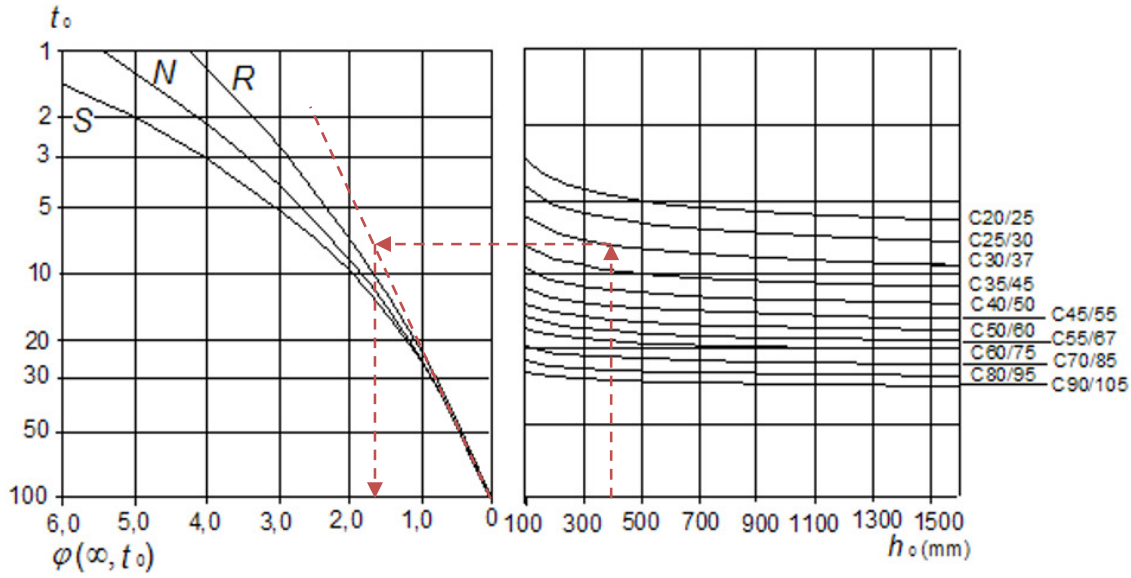
$$I_{výsl} = \frac{I_i * I_{ir}}{I_i * \zeta + (1-\zeta) * I_{ir}} = \frac{0{,}006230 * 0{,}001387}{0{,}006230 * 0{,}26 + (1 - 0{,}26) * 0{,}001387} = 0{,}00325$$

$$K_{trh} = \frac{\frac{1}{12} * b * h^3}{I_{výsl}} = \frac{\frac{1}{12} * 1 * 0{,}4^3}{0{,}00325} = 1{,}64$$

- Vliv dotvarování a smršťování

Stáří betonu	$t_0 = 28 dní$
Relativní vlhkost - venkovní prostředí	$RH = 80\%$
Náhradní rozměr prvku	$h_0 = \frac{2*A_c}{u}$
Plocha průřezu	$A_c = 0{,}4 * 1 = 0{,}4\ m^2$
Obvod průřezu vystavený působení prostředí	$u = 2 * 1 = 2\ m$

$$h_0 = \frac{2 * 0{,}4}{2} = 0{,}4\ m$$



Obr. 119 Stanovení součinitele dotvarování

$\rightarrow \varphi(\infty; t_0) = 1{,}65$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty; t_0)} = \frac{32}{1 + 1{,}65} = 12{,}076$$

$$K_{dotv} = \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} = \frac{32}{12{,}076} = 2{,}65$$

Celkový průhyb včetně dotvarování a trhlin:

$y_{celk} = K_{trh} * K_{dotv} * y_{pruž} = 1{,}64 * 2{,}65 * 7{,}6 = 33{,}0\ mm$

Limitní hodnota průhybu pro kvazistálou kombinaci zatížení:

$y_{lim} = \frac{L_{max}}{250} = \frac{15000}{250} = 60\ mm$

y_{celk} = 33,0 mm ≤ y_{lim} = 60 mm → VYHOVUJE

VÝZTUŽ VE VŠECH POSUZOVANÝCH PRŮŘEZECH VYHOVÍ NA MSÚ I NA MSP.

Schémata horní a dolní výztuže jsou přiloženy k diplomové práci. Výztuž je v nich zakreslena po jednotlivých fází betonáže.

Na skořepině se kvůli zaoblení vyskytují místa, kde vznikají velká tahová namáhaní. Tyto tahy je třeba zachytit sponami. Skořepina bude po celé délce opatřena sponami. Spony nebudou podrobně navrhovány.

5.5. KOTEVNÍ A PŘESAHOVÉ DÉLKY

- Výpočet kotevních délek

Prut profilu ϕ 14 mm

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

- $\alpha_1 = 1{,}0$
- $\alpha_2 = 1 - 0{,}15 * \frac{c_d - \phi}{\phi} = 1 - 0{,}15 * \frac{40-14}{14} = 0{,}72$
- $c_d = \text{mi}\left(\frac{a}{2}, c\right) = \text{mi}\left(\frac{86}{2}, 40\right) = \text{mi}(43{,}40) = 40\ mm$
- $\alpha_3 = 1{,}0$ *zanedbání příčné výztuže*
- $\alpha_4 = 1{,}0$ *zanedbání příčné výztuže*
- $\alpha_5 = 1{,}0$

$l_{b,rgd} = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$

- $f_{bd} = 2{,}25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2{,}25 * 1{,}0 * 1{,}0 * 1{,}2 = 2{,}7\ MPa$
- $f_{ctd} = \frac{1{,}8}{1{,}5} = 1{,}2\ MPa$
- $\eta_1 = 1{,}0$ *pro dobré podmínky*
- $\eta_2 = 1{,}0$ *pro Φ ≤ 32 mm*

$l_{b,rgd} = \frac{14}{4} * \frac{435}{2{,}7} = 563{,}9\ mm$

$l_{b,min} \geq \max(0{,}6 * l_{b,rgd}, 10\phi, 100\ mm) = \max(338{,}3, 140{,}100) = 338{,}3\ mm$ *v tlaku*

$l_{b,min} \geq \max(0{,}3 * l_{b,rgd}, 10\phi, 100\ mm) = \max(169{,}1, 140{,}100) = 169{,}1\ mm$ *v tahu*

$\boldsymbol{l_b = 1{,}0 * 0{,}72 * 1{,}0 * 1{,}0 * 1{,}0 * 563{,}9 = 406{,}0 \geq l_{b,min} = 338{,}3\ mm}$ → **VYHOVUJE**

$\geq \boldsymbol{l_{b,min} = 169,1\ mm}$ → **VYHOVUJE**

NÁVRH: Kotevní délka l_b = 410 mm pro Φ 14 mm

Prut profilu ϕ 18 mm

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

- $\alpha_1 = 1{,}0$
- $\alpha_2 = 1 - 0{,}15 * \frac{c_d - \phi}{\phi} = 1 - 0{,}15 * \frac{40-18}{18} = 0{,}82$
- $\alpha_3 = 1{,}0$ *zanedbání příčné výztuže*
- $\alpha_4 = 1{,}0$ *zanedbání příčné výztuže*
- $\alpha_5 = 1{,}0$

$l_{b,rgd} = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$

- $f_{bd} = 2{,}25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2{,}25 * 1{,}0 * 1{,}0 * 1{,}2 = 2{,}7\ MPa$
- $f_{ctd} = \frac{1{,}8}{1{,}5} = 1{,}2\ MPa$
- $\eta_1 = 1{,}0$ *pro dobré podmínky*
- $\eta_2 = 1{,}0$ *pro Φ ≤ 32 mm*

$l_{b,rgd} = \frac{18}{4} * \frac{435}{2{,}7} = 725\ mm$

$l_{b,min} \geq \max(0{,}6 * l_{b,rgd}, 10\phi, 100\ mm) = \max(435, 180, 100) = 435\ mm$ *v tlaku*

$l_{b,min} \geq \max(0{,}3 * l_{b,rgd}, 10\phi, 100\ mm) = \max(218, 180, 100) = 218\ mm$ *v tahu*

$\boldsymbol{l_b = 1{,}0 * 0{,}82 * 1{,}0 * 1{,}0 * 1{,}0 * 725 = 595 \geq l_{b,min} = 435\ mm}$ → **VYHOVUJE**

$\boldsymbol{\geq l_{b,min} = 218\ mm}$ → **VYHOVUJE**

NÁVRH: Kotevní délka l_b = 595 mm pro Φ 18 mm

Prut profilu ϕ 25 mm

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

- $\alpha_1 = 1{,}0$
- $\alpha_2 = 1 - 0{,}15 * \frac{c_d - \phi}{\phi} = 1 - 0{,}15 * \frac{38-25}{25} = 0{,}92$
- $c_d = \min\left(\frac{a}{2}, c\right) = \min\left(\frac{75}{2}, 40\right) = \min(38{,}40) = 38\ mm$
- $\alpha_3 = 1{,}0$ *zanedbání příčné výztuže*
- $\alpha_4 = 1{,}0$ *zanedbání příčné výztuže*
- $\alpha_5 = 1{,}0$

$$l_{b,rgd} = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

- $f_{bd} = 2{,}25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{\ ctd} = 2{,}25 * 1{,}0 * 1{,}0 * 1{,}2 = 2{,}7\ MPa$
- $f_{\ ctd} = \frac{1{,}8}{1{,}5} = 1{,}2\ MPa$
- $\eta_1 = 1{,}0$ *pro dobré podmínky*
- $\eta_2 = 1{,}0$ *pro Φ ≤ 32 mm*

$$l_{b,rgd} = \frac{25}{4} * \frac{435}{2{,}7} = 1007\ mm$$

$$l_{b,min} \geq \max(0{,}6 * l_{b,rgd}, 10\phi, 100\ mm) = \max(604, 250, 100) = 604\ mm \quad \textit{v tlaku}$$

$$l_{b,min} \geq \max(0{,}3 * l_{b,rgd}, 10\phi, 100\ mm) = \max(302, 250, 100) = 302\ mm \quad \textit{v tahu}$$

$$\boldsymbol{l_b = 1{,}0 * 0{,}92 * 1{,}0 * 1{,}0 * 1{,}0 * 1007 = 926 \geq l_{b,min} = 604\ mm} \quad \rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

$$\boldsymbol{\geq l_{b,min} = 302 mm} \quad \rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

NÁVRH: Kotevní délka l_b = 930 mm pro Φ 25 mm

- Výpočet přesahových délek

Prut profilu ϕ 14 mm

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

- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$ *stejné jako u kotevních délek pro profil 14*
- $\alpha_6 = 1{,}5$ *procento smykové výztuže 50%*

$$l_{b,rgd} = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

$$l_{b,rgd} = \frac{14}{4} * \frac{435}{2{,}7} = 563{,}9\ mm$$

$$l_{b,min} \geq \max(0{,}3 * \alpha_6 * l_{b,rgd}, 10\phi, 100\ mm) = \max(254, 140, 100) = 254\ mm$$

$$\boldsymbol{l_0 = 1{,}0 * 0{,}72 * 1{,}0 * 1{,}0 * 1{,}5 * 564 = 609 \geq l_{b,min} = 254\ mm} \quad \rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

NÁVRH: Přesahová délka l_0 = 610 mm pro Φ 14 mm

Prut profilu ϕ 18 mm

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

- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$ *stejné jako v předchozím případě*
- $\alpha_6 = 1{,}5$ *procento smykové výztuže 50%*

$$l_{b,rgd} = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

$$l_{b,rgd} = \frac{18}{4} * \frac{435}{2{,}7} = 725\ mm$$

$$l_{b,min} \geq \max\left(0{,}3 * \alpha_6 * l_{b,rgd}, 10\phi, 100\ mm\right) = \max(326, 180, 100) = 326\ mm$$

$$\boldsymbol{l_0 = 1{,}0 * 0{,}82 * 1{,}0 * 1{,}0 * 1{,}5 * 725 = 892 \geq l_{b,min} = 326\ mm} \quad \rightarrow \textbf{ VYHOVUJE}$$

NÁVRH: Přesahová délka l_0 =895 mm pro Φ 18 mm

Prut profilu ϕ 25 mm

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

- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$ *stejné jako v předchozím případě*
- $\alpha_6 = 1{,}5$ *procento smykové výztuže 50%*

$$l_{b,rgd} = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

$$l_{b,rgd} = \frac{25}{4} * \frac{435}{2{,}7} = 1007\ mm$$

$$l_{b,min} \geq \max\left(0{,}3 * \alpha_6 * l_{b,rgd}, 10\phi, 100\ mm\right) = \max(453, 250, 100) = 453\ mm$$

$$\boldsymbol{l_0 = 1{,}0 * 0{,}92 * 1{,}0 * 1{,}0 * 1{,}5 * 1007 = 1390 \geq l_{b,min} = 453\ mm} \quad \rightarrow \textbf{ VYHOVUJE}$$

NÁVRH: Přesahová délka l_0 =1390 mm pro Φ 25 mm

6. ZÁVĚR

Diplomová práce se nejdříve zabývala koncepcí nosného systému celého objektu a předběžným návrhem vodorovných a svislých prvků. Na základě výsledků byl vytvořen 3D model v programu Scia Engineer, který byl poté ověřen zjednodušenými výpočty nebo 2D modely.

Stěžejní částí diplomové práce byl návrh vyztužení zastřešení přednáškového sálu – skořepiny. Skořepina byla navržena ve dvou variantách – železobetonová skořepina a drátkobetonová skořepina v kombinaci s betonářskou výztuží. Problémem při vykreslení vnitřních sil na skořepině v programu Scia byly singulární body(nereálně veliké hodnoty vnitřních sil), které bylo nutné zohlednit při vyztužování, ale bohužel zmíněný program neumožňoval umístění průměrovacích pásů na skořepině. Proto byla skořepina v místě singulárních bodů zjednodušeně nahrazena rovnou deskou. Výztuž skořepiny byla poté posouzeny na MSÚ pomocí interakčních diagramů vytvořených v Excelu a na MSP – omezení napětí, šířky trhliny a průhybu, pomocí programů vytvořených v Excelu.

TYP SKOŘEPINY		ŽELEZOBETONOVÁ		DRÁTKOBETONOVÁ	
		Dolní výztuž	Horní výztuž	Dolní výztuž	Horní výztuž
směr x	1	Ø18 po 100	Ø25 po 100	Ø20 po 125	Ø25 po 125
	2	Ø14 po 100	Ø14 po 100	Ø14 po 125	Ø14 po 125
	3	Ø14 po 100	Ø14 po 100	Ø14 po 125	Ø14 po 125
	4	Ø14 po 100	Ø14 po 100	Ø14 po 125	Ø14 po 125
	5	Ø14 po 100	Ø14 po 100	Ø14 po 125	Ø14 po 125
	6	Ø14 po 100	Ø14 po 100	Ø14 po 125	Ø14 po 125
	7	Ø14 po 100	Ø18 po 100	Ø14 po 125	Ø20 po 125
	8	Ø14 po 100	Ø18 po 100	Ø14 po 125	Ø20 po 125
směr y	1	Ø14 po 100	Ø25 po 100	Ø14 po 125	Ø25 po 125
	2	Ø14 po 100	Ø25 po 100	Ø14 po 125	Ø25 po 100
	3	Ø14 po 100	Ø18 po 100	Ø14 po 125	Ø20 po 125
	4	Ø25 po 100	Ø14 po 100	Ø25 po 125	Ø14 po 125
	5	Ø14 po 100	Ø14 po 100	Ø14 po 125	Ø14 po 125
	6	Ø14 po 100	Ø14 po 100	Ø14 po 125	Ø14 po 125

Tab. 45 Porovnání spotřeby oceli

V případě drátkobetonové skořepiny s betonářskou výztuží je menší spotřeba betonářské výztuže než u železobetonové skořepiny stejné tloušťky. Díky příznivému vlivu drátků v betonu je snížena spotřeba oceli při vyztužení skořepiny cca o 15 %.

SEZNAM PŘÍLOH

Statická část

Příloha č. 1 – Výkres fází

Přílohy č. 2 – Výkres tvaru 1. fáze

Příloha č. 3 – Výkres tvaru 2. fáze

Příloha č. 4 – Výkres tvaru 3. fáze

Příloha č. 5 – Výkres tvaru schodiště

Příloha č. 6 – Schéma dolní výztuže skořepiny

Příloha č. 7 – Schéma horní výztuže skořepiny

Příloha č. 8 – Technická zpráva

Část geotechnika

Příloha č. 9 – Posouzení základového pasu

Příloha č. 10 – Posouzení piloty pod skořepinami

Příloha č. 11 – Posouzení piloty pod skořepinami

Příloha č. 12 – Posouzení vnitřní patky

Příloha č. 13 – Posouzení piloty pod sloupy

Přílohy č. 14 – Schéma základů - pasy

Přílohy č. 15 – Schéma základů - piloty

Stavební část

Přílohy č. 16 – Půdorys 1.NP

Přílohy č. 17 – Řez A - A´, B – B´

Přílohy č. 18 – Řez C - C´

Příloha č. 19 – Technická zpráva

ZDROJE

Použité normy

[1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

[2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

[3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí ‑ Část 1-3: Obecná zatížení ‑ Zatížení sněhem

[4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí ‑ Část 1-3: Obecná zatížení ‑ Zatížení větrem

[5] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

[6] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla

[7] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb

[8] ČSN 73 1204 Navrhování betonových deskových konstrukcí působících ve dvou směrech

[9] ČSN EN 206 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

[10] ČSN EN 10080 Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně

[11] ČSN 42 0139 Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel žebírková a hladká

[12] ČSN EN 13670 Provádění betonových konstrukcí

[13] ČSN P 73 2450 Vláknobeton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

[14] ČSN P 73 2452 Vláknobeton – Zkoušení ztvrdlého betonu

Odkazy

[15] HANZLOVÁ, Hana, *Stěnové nosníky: Sylabus k podkladům k předmětu PJ1C* [online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/PJ1C/1_stenove_nosniky.pdf

[16] TIPKA, Martin, Základní typy betonových konstrukcí pozemních staveb se vzorovými příklady*: Grant – Příkladová část* [online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/FRVS_2012/prikladova_cast.pdf

[17] BÍLÝ, Petr, Deska po obvodě nepoddajně podepřená*: Sylabus k podkladům k předmětu BK01 – Úloha 2* [online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~bilypet1/133BK01.htm

[18] BÍLÝ, Petr, Interakční diagram*: Sylabus k podkladům k předmětu NNK –Úloha 3* [online]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~bilypet1/vyuka/NNK/DCV3_interakcni_diagram.pdf

[19] SCHÖCK-WITTEK S.R.O*. Technické informace Schöck Tronsole*, 2016 [online]. Dostupné z: http: //www.schoeck-wittek.cz/cs/download-cz/eyJjYXRlZ29yeSI6eyI3Ijo3fX0

[20] ARCHIWEB, S.R.O. Výukové centrum Lékařské fakulty v Hradci Králové UK v Praze [online]. Dostupné z: http://www.archiweb.cz/buildings.php?&action=show&id=587

[21] ZETR SK, S.R.O. *Železobetonové odľahčené dosky obojsmerné, katalog ZETR, 2011*

[22] Tabulka doporučených hodnot součinitelů ψ pro pozemní stavby [online]. Dostupné z: http://www.fce.vutbr.cz/bzk/simunek.p/prvky/01_cv1_zatizeni_teorie_tabulky.pdf)

Literatura

[23] VAŠKOVÁ, Jitka.: Konstrukční prvky z vyztuženého betonu – experiment a analýza; Habilitační práce obor: Teorie stavebních konstrukcí a materiálů; Praha; 2010; strana 35; obr 4.1.

[24] WOJNAR, Richard.: Kombinovaná řešení drátkobetonových konstrukcí ve světě; In: BETON – technologie, konstrukce, sanace. 2010, roč. 10, č. 2, s. 26-27. ISSN 1213-3116

[25] VINKLER, Marek; PROCHÁZKA, Jaroslav.: Návrh výztuže bílé vany s ohledem na šířku trhliny; In: BETON - technologie, konstrukce, sanace. 2017, roč. 17, č. 5, s. 61-67.

[26] KRÁTKÝ, Jiří; HANZALOVÁ, Hana; KOHOTKOVÁ, Alena; VAŠKOVÁ, Jitka; VODIČKA, Jan.: Experimenty a analýza chování konstrukčního vláknobetonu; Praha 2011; Nakladatelství ČVUT; ISBN 978-80-01-04990-7

[27] VODIČKA, Jan; SPŮRA, Dušan: Dotvarování a smršťování konstrukčních vláknobetonů; In: BETON - technologie, konstrukce, sanace. 2010, roč. 17, č. 2, s. 96-99. ISSN 1213-3116

Programy

AutoCAD 2017

Scia Engineer 17.01

Microsoft Word 2016

Microsoft Excel 2016

GEO5 – program patka a pilota