

# **ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**Fakulta stavební**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**

## **DIPLOMOVÁ PRÁCE**

**Návrh nosné konstrukce administrativní budovy  
TESCAN, Brno**

**Statický výpočet**

Wypracoval: Bc. René Hartman

Vedoucí práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Akademický rok: 2018/2019



## Prohlášení

Prohlašuji, že diplomovou práci na téma návrh nosné konstrukce administrativní budovy TESCO, Brno, jsem vypracoval samostatně. Veškeré použité informační zdroje jsem uvedl v seznamu použitých zdrojů.

V Trnové dne 5. ledna 2019

.....

podpis studenta



## Poděkování

Především bych chtěl poděkovat vedoucí této diplomové práce Ing. Haně Hanzlové, CSc. za odborné vedení a pomoc při zpracování a odborným konzultantům Ing. Lence Hanzalové, Ph.D. a Danielu Jiráskovi, Ph.D. A dále bych chtěl poděkovat své rodině za projevenou podporu po celou dobu mého studia.



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

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: HARTMAN	Jméno: René	Osobní číslo: 424314
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 administrativní budovy TESCOAN, Brno	
Název diplomové práce anglicky: Structural Design of Administrative Building TESCOAN, Brno	
Pokyny pro vypracování: Předběžný návrh vodorovných a svislých nosných prvků celého objektu. Schématické výkresy tvaru všech podlaží. Podrobný návrh desky nad 1.NP, podrobný návrh vybraných sloupů pod deskou. Výkres tvaru desky nad 1.NP - úroveň SP, výkres výztuže desky nad 1.NP, výkres výztuže vybraných sloupů. Stručná průvodní zpráva projektu.	
Seznam doporučené literatury: dostupné studijní materiály příslušné normy	
Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.	
Datum zadání diplomové práce: 1.10.2018	Termín odevzdání diplomové práce: 6.1.2019 <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>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“.</i>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)





## SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Reač HARTMAN  
 Název diplomové práce: Návrh nosné konstrukce adu. betonu  
TESCAN, Brno

Základní část: STATICKÁ - BETON podíl: 75 %

Formulace úkolů: Přidat návrh útoků a příslušný návrh celého objektu. Podrobný návrh sloupů pro dle 1.NP. Schematické výkresy tvrných jednodílných prvků, podrobný výkres dvou dle 1.NP. Výkres výsluní dle 1.NP. výhled výsluní vybraných sloupů. Stručná TZ ke statické č.  
 Podpis vedoucího DP: ..... Datum: 1.10.2018

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

2. Část: STAVEBNÍ podíl: 15 %

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

Formulace úkolů: Vypracovat následující: technickou specifikaci, podrobný výkres podlaží 1:100, příčný řez schodištěm 1:100, návrh schodišťové a/ nebo křeh. porušen a vybrané detaily.

Podpis konzultanta: ..... Datum: 4.10.2018

3. Část: ZAKLADÁNÍ podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Daniel JIRÁSKO, Ph.D.

Formulace úkolů: - ZAJIŠTĚNÍ INŽ. - GEOLOGICKÝCH PODKLADŮ PRO LOKALITU - NÁVRH A POSOUZENÍ ZAKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ PRO VIBRAČNĚ NOSNÉ KONSTRUKCE

Podpis konzultanta: ..... Datum: 4.10.2018

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)



## Anotace

Tato diplomová práce se zabývá administrativně výrobním objektem firmy TESCANA Brno s.r.o. v Brně. Náplní této práce byl předběžný návrh vodorovných a svislých nosných konstrukcí a dále podrobný návrh vybrané stropní desky a sloupů. Na základě předběžného návrhu byl vytvořen 3D model objektu v programu SCIA Engineer. Výstupy z tohoto modelu byly dále využity pro podrobné dimenzování vybraných konstrukčních prvků. Pro návrh stropní desky byl navíc vytvořen 2D model desky. Tento statický výpočet je doplněn o technickou zprávu, výkresy tvaru a výkresy výztuže stropní desky a sloupů.

## Klíčová slova

Beton, železobeton, stropní deska, deska lokálně podepřená, sloup, 3D model, 2D model, MSÚ, MSP



## Annotation

This diploma thesis deals with administrative and production object of TESCOAN Brno s.r.o. in Brno. The contents of this thesis were preliminary design of horizontal and vertical bearing structures and detailed design of selected slabs and columns. Based on the preliminary design, a 3D model was created in SCIA Engineer. Outputs from this model were further used for detailed design of selected constructional elements. In addition to the slab design, 2D model was created. This static calculation is complemented by a technical report, shape drawings and drawing of the slab a column reinforcement.

## Keywords

Concrete, reinforced concrete, slab, local supported slab, column, 3D model, 2D model, strength limit states, serviceability states



# Obsah

<b>1</b>	<b>ÚVOD</b> .....	<b>11</b>
1.1	PODKLADY .....	12
1.2	POPIS OBJEKTU .....	14
1.3	POPIS KONSTRUKČNÍHO SYSTÉMU .....	14
1.4	POPIS VYUŽITÍ JEDNOTLIVÝCH PODLAŽÍ .....	15
<b>2</b>	<b>PŘEDBĚŽNÝ STATICKÝ VÝPOČET</b> .....	<b>16</b>
2.1	POUŽITÉ MATERIÁLY .....	17
2.2	ROZBOR ZATÍŽENÍ .....	18
2.2.1	<i>Zatížení stálé</i> .....	18
2.2.1.1	Podlahy .....	18
2.2.1.2	Příčky .....	20
2.2.2	<i>Zatížení proměnné</i> .....	20
2.2.2.1	Užitné .....	20
2.2.2.2	Zatížení sněhem .....	20
2.2.2.3	Zatížení větrem .....	20
2.3	NÁVRH TLOUŠTKY DESKY – DESKA LOKÁLNĚ PODEPŘENÁ .....	24
2.4	NÁVRH A OVĚŘENÍ ROZMĚRŮ SLOUPŮ .....	25
2.4.1	<i>Sloup typu S1</i> .....	25
2.4.2	<i>Sloupy typu S2</i> .....	28
2.4.3	<i>Sloup typu S3</i> .....	31
2.4.4	<i>Sloup typu S4</i> .....	34
2.4.5	<i>Sloupy typu S5</i> .....	37
2.4.6	<i>Sloup typu S6</i> .....	38
2.4.7	<i>Sloupy typu S7</i> .....	40
2.4.8	<i>Sloup typu S8</i> .....	43
2.5	NÁVRH A OVĚŘENÍ ROZMĚRŮ PRŮVLAKŮ .....	46
2.5.1	<i>Průvlak PR 1</i> .....	46
2.5.2	<i>Průvlak PR 2</i> .....	50
2.6	NÁVRH A OVĚŘENÍ ROZMĚRŮ SCHODIŠŤOVÝCH RAMEN A MEZIPODEST .....	53
2.6.1	<i>Hlavní schodiště</i> .....	53
2.6.2	<i>Vyrovnávací schodiště v rámci 1. NP</i> .....	60
2.6.3	<i>Vedlejší schodiště</i> .....	63
2.7	ŽELEZOBETONOVÉ STĚNY .....	69



2.7.1	<i>Suterénní stěna</i> .....	69
2.7.2	<i>Prostorová tuhost objektu</i> .....	71
2.7.2.1	Ztužující stěna ST1 .....	74
2.7.2.2	Ztužující stěna ST2 .....	76
2.7.2.3	Ztužující stěna ST3 .....	78
2.7.2.4	Ztužující stěna ST4 .....	80
2.8	ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE .....	82
2.9	REKAPITULACE NAVRŽENÝCH PRVKŮ .....	83
<b>3</b>	<b>3D MODEL OBJEKTU</b> .....	<b>84</b>
3.1	OVĚŘENÍ SPRÁVNOSTI 3D MODELU .....	85
3.1.1	<i>Celková hmotnost konstrukce včetně zatížení</i> .....	85
3.1.2	<i>Ověření metodou náhradních rámců</i> .....	89
3.1.3	<i>Porovnání reakcí ve sloupech S4 až S8</i> .....	96
3.2	KONTROLA TAHOVÝCH NAMÁHÁNÍ NA ÚČINKY ZATÍŽENÍ VĚTREM .....	98
<b>4</b>	<b>PODROBNÝ NÁVRH VYBRANÝCH PRVKŮ</b> .....	<b>101</b>
4.1	DESKA NAD 1. NP.....	101
4.1.1	<i>2D model desky</i> .....	101
4.1.2	<i>Návrh výztuže na MSÚ</i> .....	112
4.1.3	<i>Posouzení navržené výztuže na MSP</i> .....	114
4.1.3.1	Průhyb .....	114
4.1.3.1.1	Krátkodobé působení zatížení (st – short time) .....	115
4.1.3.1.2	Průřez bez trhlin (index I) .....	116
4.1.3.1.3	Průřez s trhlínami (index II) .....	118
4.1.3.1.4	Dlouhodobé působení zatížení (lt – long time) .....	119
4.1.3.1.5	Ideální průřez bez trhlin (index I) .....	121
4.1.3.1.6	Průřez s trhlínami (index II) .....	122
4.1.3.1.7	Stanovení průhybu od smršťování .....	124
4.1.3.1.8	Charakteristiky průřezu bez trhliny .....	125
4.1.3.1.9	Charakteristiky průřezu s trhlínou .....	125
4.1.3.1.10	Upravovaný průhyb.....	126
4.1.3.2	Omezení šířky trhlin.....	132
4.1.3.2.1	Omezení napětí .....	134
4.1.4	<i>Návrh výztuže průvlaků</i> .....	135
4.1.4.1	Průvlak PR1.....	135
4.1.4.2	Průvlak PR2.....	141
4.1.5	<i>Posouzení protlačení</i> .....	144
4.1.5.1	Výpočet smyku při protlačení.....	145

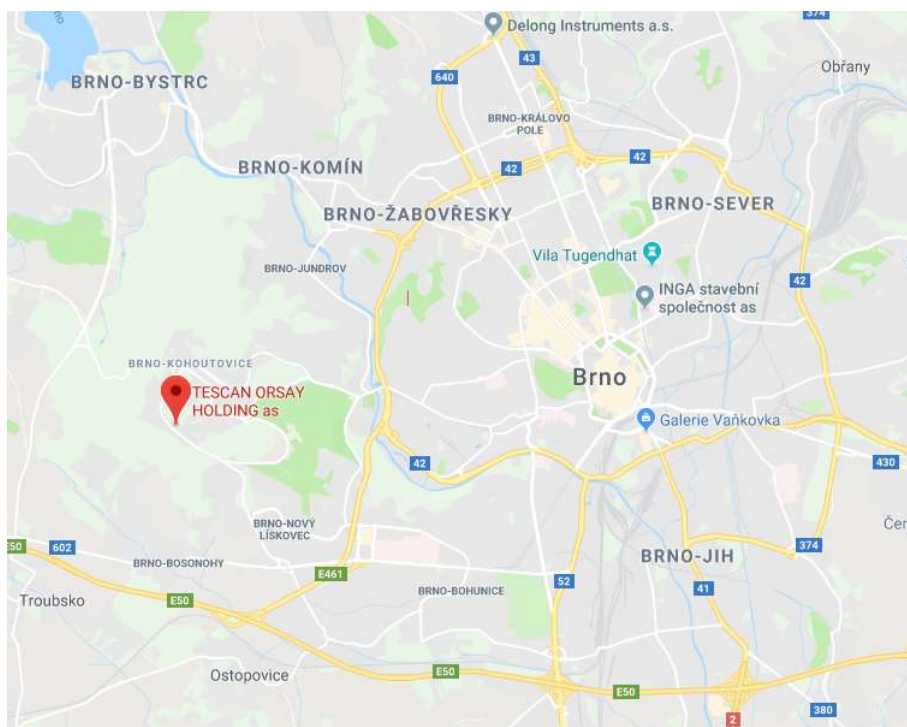


4.1.5.2	Únosnost ve smyku desky při protlačení bez výztuže na protlačení.....	146
4.1.5.2.1	Sloup S7 11/A3.....	149
4.1.5.2.2	Sloup S7 11/B1.....	150
4.1.5.2.3	Sloup S8.....	151
4.2	SLOUPY POD DESKOU NAD 1. NP.....	152
4.2.1	Sloup S6.....	153
4.3	POSOUZENÍ PROTLAČENÍ SLOUPŮ S7 A SLOUPU S8.....	159
4.3.1	Sloup S7 11/A3.....	159
4.3.2	Sloup S7 11/B1.....	160
4.3.3	Sloup S8.....	161
4.4	OPRAVA PRŮVLAKU PR1.....	162
<b>5</b>	<b>ZÁVĚR.....</b>	<b>163</b>
<b>6</b>	<b>SEZNAM OBRÁZKŮ.....</b>	<b>164</b>
<b>7</b>	<b>SEZNAM TABULEK.....</b>	<b>168</b>
<b>8</b>	<b>SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY.....</b>	<b>169</b>
<b>9</b>	<b>SEZNAM PŘÍLOH.....</b>	<b>171</b>



# 1 Úvod

Předmětem této diplomové práce je administrativně výrobní objekt firmy TESCOAN, s.r.o. Objekt se nachází v Brně – Kohoutovicích. Autorem návrhu je S.I.S. Projekt (Jan Tesař, Jiří Dostál). Realizace projektu probíhala v letech 2008 až 2009. V tomto objektu kromě administrativních prací probíhá také montáž a finalizace elektronových mikroskopů.



Obrázek 1 – Lokalita (Mapy Google, 2018)

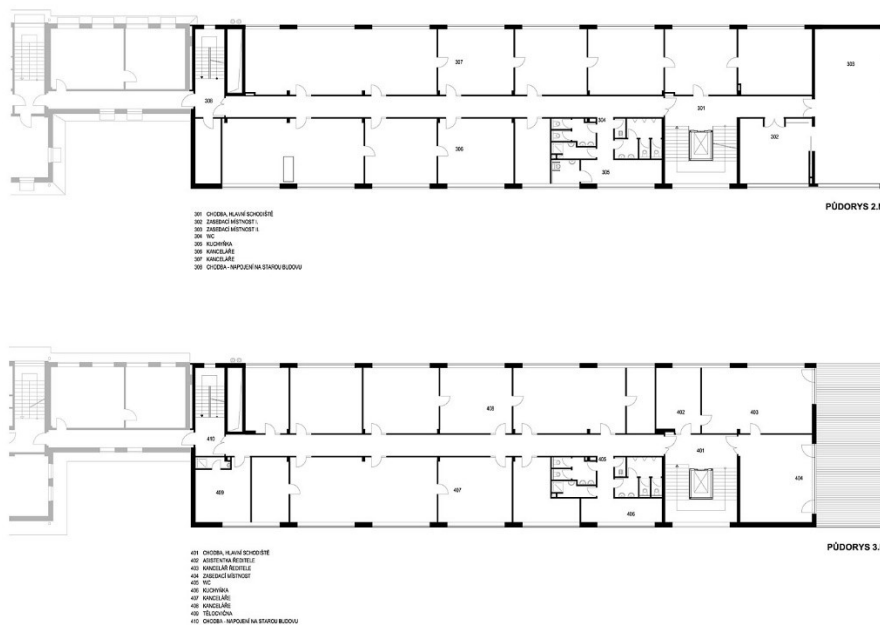


## 1.1 Podklady

Jako podklady pro získání základních rozměrů budovy byly použity následující zjednodušené půdorysy jednotlivých podlaží, pohledy a řezy.



Obrázek 2 - půdorys 1. PP a 1. NP (archiweb, 2018)



Obrázek 3 - půdorys 2. NP a 3. NP (archiweb, 2018)





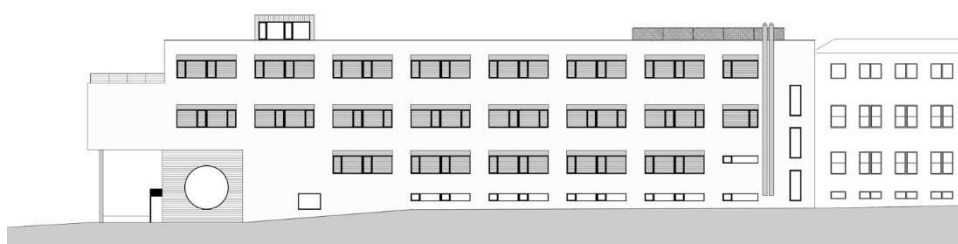
Obrázek 4 - podélný řez objektem (archiweb, 2018)



Obrázek 5 - příčné řezy objektem (archiweb, 2018)



POHLED ZÁPADNÍ



POHLED VÝCHODNÍ

Obrázek 6 – pohledy (archiweb, 2018)



Obrázek 7 - pohled z ulice (archiweb, 2018)

## 1.2 Popis objektu

Jedná se o čtyř podlažní objekt s plochou střechou. V budově se nachází 1 podzemní podlaží a celkem 3 podlaží nadzemní. Vstup do objektu je v rámci 1. PP.

## 1.3 Popis konstrukčního systému

Celá nosná konstrukce objektu je řešena jako monolitická železobetonová. Vodorovné nosné konstrukce tvoří desky lokálně podepřené. Zastřešení objektu je provedeno shodnou deskou jako v běžných podlažích, tedy vodorovnou – spád střechy řešen skladbou střechy. Svislými nosnými konstrukcemi jsou pak monolitické stěny a sloupy.

Schodiště jsou řešena jako monolitická desková, uložená do stropních desek a monolitických stěn.

Veškeré rozměry, rozpory, průřezy a rozmístění nosných konstrukcí byly převzaty z podkladů, které byly zmíněny již výše. V případě potřeby byly některé rozměry v průběhu výpočtu upravovány.



## **1.4 Popis využití jednotlivých podlaží**

**1.PP** – jak již bylo zmíněno, v tomto podlaží se nachází vstup do objektu. Dále je zde vstupní hala, recepce, sociální zařízení, předváděcí místnost mikroskopů, montážní místnosti mikroskopů a strojovna VZT

**1.NP až 3. NP** – v těchto zbylých podlažích se nacházejí kanceláře, velkoprostorové kanceláře, zasedací místnosti, chodby a sociální zařízení



## 2 Předběžný statický výpočet

### Použité normy:

- ČSN EN 1992-1-1
- ČSN EN 1991-1-1
- ČSN EN 1991-1-3
- ČSN EN 1991-1-4

### Stupně vlivu prostředí pro jednotlivé konstrukční prvky

- stropní konstrukce: XC1
- schodiště: XC1
- svislé nosné konstrukce: XC1
- venkovní sloupy: XC3
- základové konstrukce: XC2, XA1, XF1

### Indikativní pevnostní třídy dle stupně vlivu prostředí

Dle tab. E.1N – Indikativní pevnostní třídy, přílohy E, normy ČSN EN 1992-1-1

- pro XC1: C20/25
- pro XC2: C25/30
- pro XA1: C30/37

Pro všechny betonové prvky bude použita jednotná pevnostní třída C30/37.

### Třída konstrukce

S4 – návrhová životnost konstrukce 50 let

- pro XC1 a pevnostní třídu C30/37 snižují třídu konstrukce o 1 na S3
- pro XC2 a XC3 třídu konstrukce dále nijak neupravují

*Pozn. Úprava třídy konstrukce byla provedena dle tab. 4.3N – Doporučená úprava klasifikace konstrukcí, normy ČSN EN 1992-1-1.*



### Výpočet krycí vrstvy

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

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

$$c_{min,b} = \emptyset \text{ prutu} = 14 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = 10 \text{ mm} - \text{pro XC1 a třídu konstrukce S3}$$

$$c_{min,dur} = 25 \text{ mm} - \text{pro XC2 a třídu konstrukce S4}$$

$$c_{min,dur} = 25 \text{ mm} - \text{pro XC3 a třídu konstrukce S4}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max\{14; 10 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 14 \text{ mm pro XC1}$$

$$c_{min} = \max\{14; 25 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 25 \text{ mm pro XC2 a XC3}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 14 + 10 = 24 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{25 \text{ mm pro XC1}}$$

$$c_{nom} = 25 + 10 = \mathbf{35 \text{ mm pro XC2 a XC3}}$$

**V případě použití větších profilů výztuže musí být krycí vrstva ověřena!**

## **2.1 Použité materiály**

### Beton

- *pevnostní třída: C30/37*
- *charakteristická pevnost v tlaku:  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$*
- *návrhová pevnost v tlaku:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$*
- *pevnost v tahu:  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$*
- *modul pružnosti:  $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$*



## Ocel

- *betonářská ocel B500B*
- *charakteristická mez kluzu:  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$*
- *návrhová mez kluzu:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$*

## 2.2 Rozbor zatížení

Veškeré skladby konstrukcí jsou popsány ve stavební části. Z těchto skladeb budou v následující části vypsány pouze ty, které zatěžují stropní desky.

### 2.2.1 Zatížení stálé

#### 2.2.1.1 Podlahy

SKLADBA S4 - BĚŽNÉ PATRO					
Vrstva	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_g$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Keramická dlažba	8,00	18,00	0,14	1,35	0,19
Cementové lepidlo	2,00	23,00	0,05	1,35	0,06
Betonová mazanina	60,00	23,00	1,38	1,35	1,86
Kročejová izolace	50,00	0,18	0,01	1,35	0,01
ŽB deska	250,00	25,00	6,25	1,35	8,44
SDK podhled			0,09	1,35	0,12
CELKEM			7,92		10,69

SKLADBA S5 - BĚŽNÉ PATRO					
Vrstva	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_g$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Zátěžový koberec	7,40	0,24	0,002	1,35	0,002
Betonová mazanina	60,00	23,00	1,38	1,35	1,86
Kročejová izolace	50,00	0,18	0,01	1,35	0,01
ŽB deska	250,00	25,00	6,25	1,35	8,44
SDK podhled			0,09	1,35	0,12
CELKEM			7,73		10,44



SKLADBA S7 - STŘECHA					
Vrstva	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_g$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
2 x asfaltový pás	8,00	5,00	0,040	1,35	0,05
*Tepelná izolace EPS	300,00	0,18	0,05	1,35	0,07
Asfaltový pás	4,00	0,04	0,00	1,35	0,00
ŽB deska	250,00	25,00	6,25	1,35	8,44
SDK podhled			0,09	1,35	0,12
CELKEM			6,44		8,69

\* u tepelné izolace zadána průměrná tloušťka

SKLADBA S8 – TERASA					
Vrstva	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_g$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Bet. dlažba BEST	40	24,00	0,96	1,35	1,30
Tepelná izolace PIR	60,00	0,30	0,018	1,35	0,02
*Tepelná izolace EPS	100,00	0,18	0,02	1,35	0,02
Asfaltový pás	4,00	0,04	0,00	1,35	0,00
ŽB deska	250,00	25,00	6,25	1,35	8,44
SDK podhled			0,09	1,35	0,12
CELKEM			7,34		9,91

\* u tepelné izolace zadána průměrná tloušťka

SKLADBA S14 – BĚŽNÉ PATRO – NAD VENKOVNÍM PROSTOREM					
Vrstva	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_g$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Zátěžový koberec	7,40	0,24	0,002	1,35	0,002
Betonová mazanina	60,00	23,00	1,38	1,35	1,86
Kročejová izolace	50,00	0,18	0,01	1,35	0,01
ŽB deska	250,00	25,00	6,25	1,35	8,44
Tepelná izolace	160,00	0,50	0,08	1,35	0,11
CELKEM			7,72		10,42

Vzhledem k minimálním rozdílům zatížení podlah bude dále ve výpočtu uvažováno pouze zatížení skladbou S4. Střecha a terasa budou zatíženy příslušnými skladbami.



## 2.2.1.2 Příčky

Zatížení příčkami je zjednodušeně uvažováno charakteristickou hodnotou 0,85 kN/m<sup>2</sup>.

## 2.2.2 Zatížení proměnné

### 2.2.2.1 Užité

Užitné zatížení klasifikováno jako kategorie B (kancelářské plochy) a uvažováno charakteristickou hodnotou **3,0 kN/m<sup>2</sup>** – tímto zatížením budou zatíženy stropní desky a terasa ve 3. NP. Dále je uvažováno užité zatížení střechy charakteristickou hodnotou **0,75 kN/m<sup>2</sup>**, pro kategorii H (střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav).

### 2.2.2.2 Zatížení sněhem

Objekt se nachází v Brně – Kohoutovicích. Dle mapy sněhových oblastí na území ČR se jedná o sněhovou oblast II, pro kterou odpovídá charakteristická hodnota  **$s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$** .

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

$\mu_i$  – tvarový součinitel zatížení sněhem – uvažován hodnotou 0,8 – plochá střecha

$C_e$  – součinitel expozice – uvažován hodnotou 0,8 – otevřený typ krajiny

$C_t$  – tepelný součinitel – uvažován hodnotou 1,0

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

### 2.2.2.3 Zatížení větrem

Objekt se nachází v Brně – Kohoutovicích. Dle mapy větrných oblastí na území ČR se jedná o větrnou oblast II, pro kterou odpovídá výchozí základní rychlost větru  **$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$** .

#### Základní rychlost větru

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

$c_{dir}$  – součinitel směru větru – uvažován hodnotou 1,0

$c_{season}$  – součinitel ročního období – uvažován hodnotou 1,0

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ m/s}$$





### **Charakteristická střední rychlost větru $v_{m(z)}$ ve výšce $z$ ( $z=18,5\text{m}$ ) nad terénem**

$$v_{m(z)} = c_{r(z)} \cdot c_{0(z)} \cdot v_b$$

$c_{r(z)}$  – součinitel drnosti terénu – pro výšku  $z = 18,5\text{ m}$  se vypočte vztahem:

$$c_{r(z)} = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$k_r \text{ – součinitel terénu; } k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

$z_0$  – parametr drsnosti terénu – uvažován hodnotou  $1,0\text{ m}$ , pro kat. terénu IV

$z_{0,II}$  – parametr drsnosti terénu pro kat. terénu II – uvyžován hodnotou  $0,05\text{ m}$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{1,0}{0,05}\right)^{0,07} = 0,234$$

$$c_{r(z)} = 0,234 \cdot \ln\left(\frac{18,5}{1,0}\right) = 0,683$$

$c_{0(z)}$  – součinitel orografie – uvažován hodnotou  $1,0$

$$v_{m(z)} = 0,683 \cdot 1,0 \cdot 25 = 17,075\text{ m/s}$$

### **Maximální dynamický tlak $q_{p(z)}$**

$$q_{p(z)} = [1 + 7 \cdot l_{v(z)}] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{m(z)}^2$$

$[1 + 7 \cdot l_{v(z)}]$  – je vliv turbulencí

$$l_{v(z)} = \frac{\sigma_v}{v_{m(z)}} = \frac{k_1}{c_{0(z)} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$k_1$  – součinitel turbulence – uvažován hodnotou  $1,0$

$$l_{v(z)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{18,5}{1}\right)} = 0,343$$

$\rho$  – měrná hmotnost vzduchu – uvažována hodnotou  $1,25\text{ kg/m}^3$

$$q_{p(z)} = [1 + 7 \cdot 0,343] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 17,075^2 = 619,738\text{ N/m}^2 = 0,62\text{ kN/m}^2$$



## Tlak větru

$$w_e = q_{p(z)} \cdot c_{pe}$$

$c_{pe}$  – součinitel vnějšího tlaku – bude uvažován součinitel  $c_{pe,10}$

## Vítr příčný

### **PROTOKOL ZATÍŽENÍ: ZATÍŽENÍ VĚTREM**

Zatížení podle ČSN EN 1991-1-4

Větrná oblast:		II
Rychlost větru	$v_{b0}$	= 25,00 m/s
Kategorie terénu:		IV
Referenční výška budovy	$z_e$	= 18,50 m
Součinitel směru větru	$c_{dir}$	= 1,00
Součinitel ročního období	$c_{season}$	= 1,00
Měrná hmotnost vzduchu	$\rho$	= 1,250 kg/m <sup>3</sup>
Součinitel orografie	$c_o$	= 1,00
Maximální dynamický tlak	$q_p$	= 0,62 kN/m <sup>2</sup>
Součinitel zatížení	$\gamma_f$	= 1,50
Plocha pro stanovení $c_{pe}$	A	= 10,00 m <sup>2</sup>

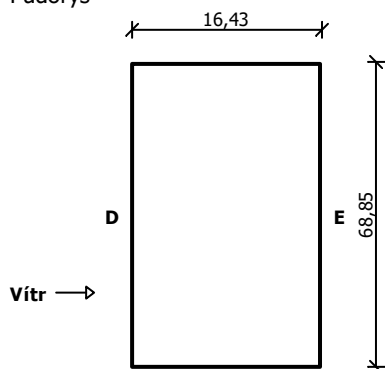
### **Svislé stěny pozemních staveb s pravouhlým půdorysem**

Výška objektu  $h = 18,50$  m

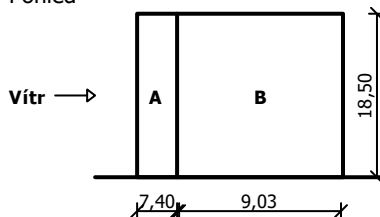
Délka objektu  $d = 16,43$  m

Šířka objektu  $b = 68,85$  m

Půdorys



Pohled



### **Charakteristické hodnoty zatížení (v závorce návrhové hodnoty)**

Výška nad terénem [m]	Tlak větru v oblastech [kN/m <sup>2</sup> ]			
	A	B	D	E
18,50	-0,74 (-1,12)	-0,50 (-0,74)	0,50 (0,74)	-0,31 (-0,47)



### Vítr podélný

#### PROTOKOL ZATÍŽENÍ: ZATÍŽENÍ VĚTREM

Zatížení podle ČSN EN 1991-1-4

Větrná oblast:		II
Rychlost větru	$v_{b0}$	= 25,00 m/s
Kategorie terénu:		IV
Referenční výška budovy	$z_e$	= 18,50 m
Součinitel směru větru	$c_{dir}$	= 1,00
Součinitel ročního období	$c_{season}$	= 1,00
Měrná hmotnost vzduchu	$\rho$	= 1,250 kg/m <sup>3</sup>
Součinitel orografie	$c_o$	= 1,00
Maximální dynamický tlak	$q_p$	= 0,62 kN/m <sup>2</sup>
Součinitel zatížení	$\gamma_f$	= 1,50
Plocha pro stanovení $c_{pe}$	$A$	= 10,00 m <sup>2</sup>

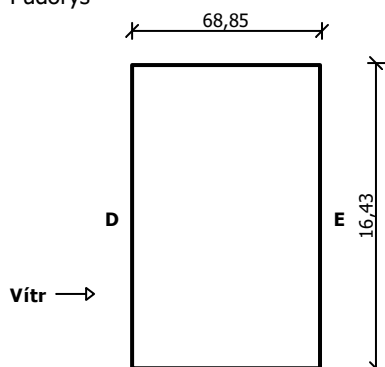
#### Svislé stěny pozemních staveb s pravoúhlým půdorysem

Výška objektu  $h = 18,50$  m

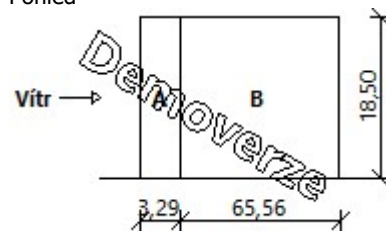
Délka objektu  $d = 68,85$  m

Šířka objektu  $b = 16,43$  m

Půdorys



Pohled

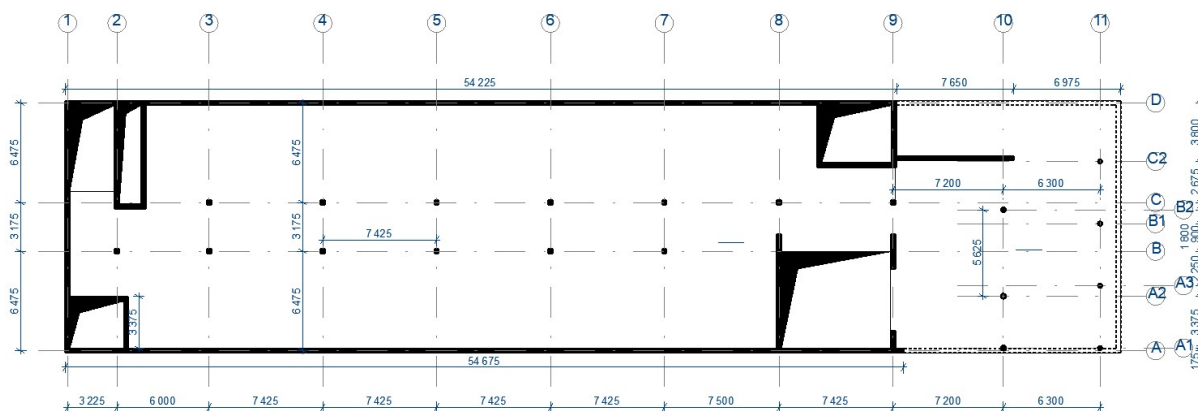


#### Charakteristické hodnoty zatížení (v závorce návrhové hodnoty)

Výška nad terénem [m]	Tlak větru v oblastech [kN/m <sup>2</sup> ]			
	A	B	D	E
18,50	-0,74 (-1,12)	-0,50 (-0,74)	0,44 (0,65)	-0,19 (-0,28)



## 2.3 Návrh tloušťky desky – deska lokálně podepřená



Obrázek 8 - schéma nosných konstrukcí podírajících desku nad 1. NP

### Návrh dle empirického vztahu

- maximální rozpon: 7 425 mm

$$h_{d1} = \frac{L}{33} \cdot 1,1 = \frac{7\,425}{33} \cdot 1,1 = 247,5 \text{ mm} \rightarrow 250 \text{ mm}$$

### Návrh dle ohybové štíhlosti

- beton C30/37
- betonářská výztuž  $\varnothing 14$  mm – odhad
- krytí výztuže 25 mm

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

$$d \geq \frac{7\,425}{1,0 \cdot \frac{7}{7,425} \cdot 1,15 \cdot 24,6} = 278,4 \text{ mm}$$

$$h_{d2} = d + \frac{\varnothing}{2} + c = 278,4 + \frac{14}{2} + 25 = 310,4 \text{ mm}$$

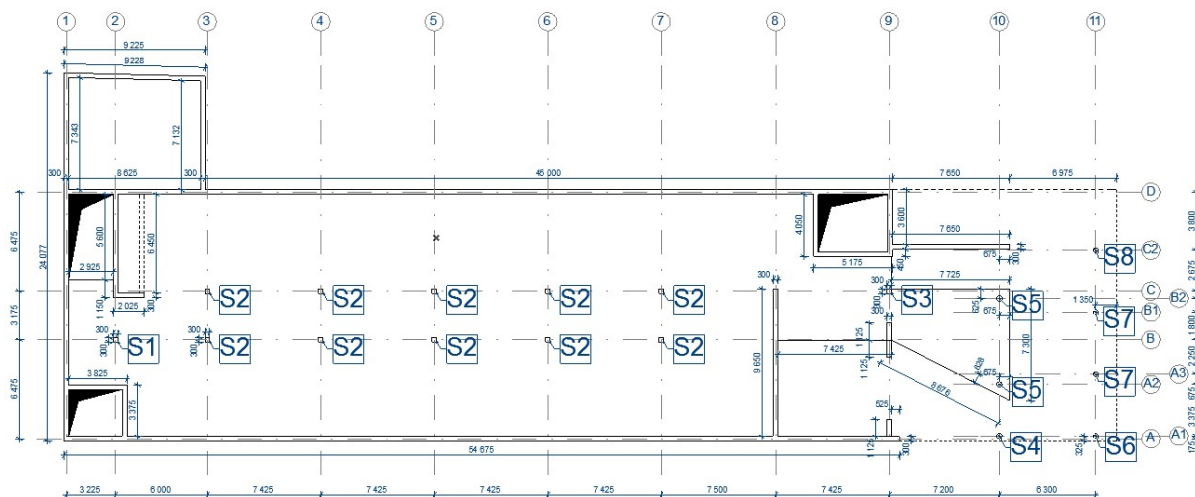
### Navrhuj tloušťku desky tl. 250 mm

Pozn. Dle ohybové štíhlosti by měla být tloušťka desky větší, proto bude průhyb desky ověřen v podrobném výpočtu.



## 2.4 Návrh a ověření rozměrů sloupů

Umístění a označení jednotlivých druhů sloupů je patrné z následujícího obrázku.

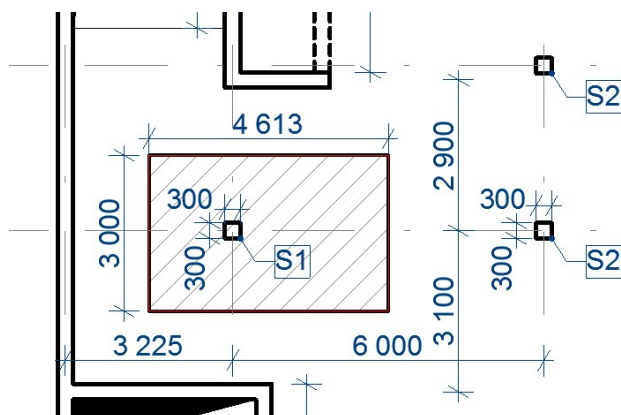


Obrázek 9 - schéma rozmístění a označení sloupů

### 2.4.1 Sloup typu S1

Tento sloup se nachází ve vodorovné ose B, svislé 2.

- rozměry sloupu: 300 x 300 mm
- zatěžovací plocha sloupu:  $4\,613 \times 3\,000 \times 10^{-6} = 13,84 \text{ m}^2$



Obrázek 10 - Zatěžovací plocha sloupu S1



### Stanovení síly v patě sloupu

SLOUP S1					
Název	$g_k/q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zat. plocha [m <sup>2</sup> ]	$N_k$ [kN]	$V_g/V_q$ [-]	$N_d$ [kN]
<b>STÁLÉ</b>					
S7 - střecha	6,44	13,84	89,130	1,35	120,32
S4 - 1. NP	7,92	13,84	109,61	1,35	147,98
S4 - 2. NP	7,92	13,84	109,61	1,35	147,98
S4 - 1. NP	7,92	13,84	109,61	1,35	147,98
Sloup 1. PP	25*0,3*0,3*5,05		11,36	1,35	15,34
Sloupy 1. - 3. NP	3*(25*0,3*0,3*4,35)		29,36	1,35	39,64
CELKEM - STÁLÉ			458,69		619,24
<b>PROMĚNNÉ</b>					
Užitné - střecha	0,75	13,84	10,38	1,50	15,57
Užitné - 3. NP	3,00	13,84	41,52	1,50	62,28
Užitné - 2. NP	3,00	13,84	41,52	1,50	62,28
Užitné - 1. NP	3,00	13,84	41,52	1,50	62,28
Sníh	0,56	13,84	7,75	1,50	11,63
CELKEM - PROMĚNNÉ			142,69		214,04
CELKEM			<b>601,38</b>		<b>833,27</b>

### Výpočet štíhlosti

Vzpěrná délka  $l_0$  je odhadnuta jako 0,7 násobek skutečné délky sloupu.

$$l = 5\,050 \text{ mm}$$

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 5\,050 = 3\,535 \text{ mm}$$

$$A = 300 \cdot 300 = 90\,000 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 300^4 = 6,75 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{6,75 \cdot 10^8}{9 \cdot 10^4}} = 86,6 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3\,535}{86,6} = 40,82$$

Pozn. Pro výpočet limitní štíhlosti  $\lambda_{lim}$  jsou koeficienty zjednodušeně uvažována jako:  $A=0,7$ ;  $B=1,1$ ;  $C=0,7$ .

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{833,27 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot 20}}} = 15,84$$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

40,82 > 15,84 – sloup štíhlý – nutno uvažovat účinky 2. řádu



### Výpočet stupně vyztužení

$$Působící síla = 0,8 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + \rho \cdot b \cdot h \cdot f_y$$

$$833,27 = 0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 20 \cdot 10^3 + \rho \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 400 \cdot 10^3 \rightarrow \rho = -0,017$$

Pro tento sloup bude postačovat pouze konstrukční výztuž.

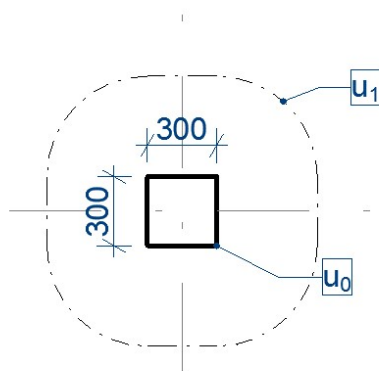
### Posouzení protlačení

$$V_{Ed} = \text{zatížení z podlaží nad sloupem} \cdot \text{zatěžovací plocha}$$

$$V_{Ed} = (7,92 \cdot 1,35 + 3,0 \cdot 1,5) \cdot 13,84 = 210,26 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd}$$

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



Obrázek 11 - sloup S1 – kontrolované obvody

$$u_0 = 4 \cdot 300 = 1\,200 \text{ mm}$$

$$d = 250 - 25 - \frac{14}{2} = 218 \text{ mm}$$

$$v_{Ed,0} = \frac{1,15 \cdot 210,26}{1,2 \cdot 0,218} = 924,31 \text{ kPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 10^3 = 4\,224 \text{ kPa}$$

**924,31 ≤ 4 224 [kPa] – VYHOVUJE**

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



$$u_1 = u_0 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 1\,200 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 218 = 3\,939,47 \text{ mm}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{218}} = 1,96$$

$$\rho_1 = 0,005$$

$$v_{Ed,1} = \frac{1,15 \cdot 210,26}{3,94 \cdot 0,218} = 281,52 \text{ kPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,96 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 30 \cdot 10^3} = 580,05 \text{ kPa}$$

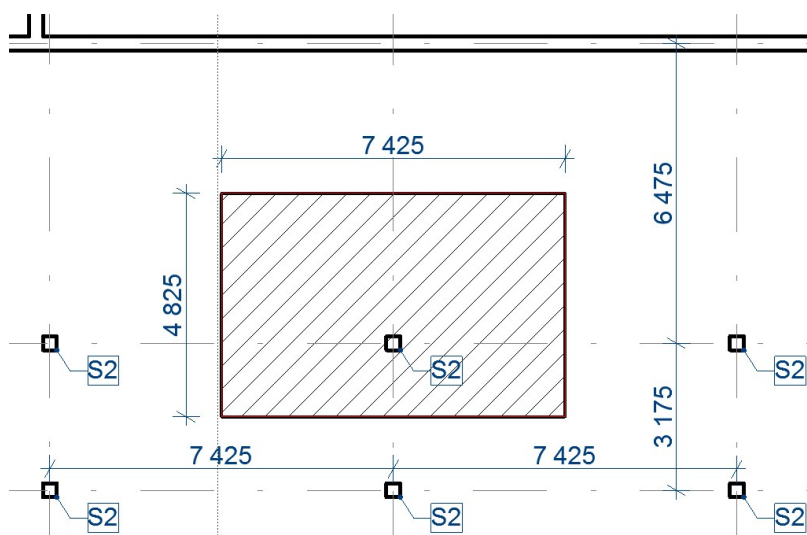
**281,52 < 580,05 [kPa] – VYHOVUJE**

– *tloušťka desky je vyhovující, není třeba navrhovat výztuž na protlačení*

## 2.4.2 Sloupy typu S2

Tyto sloupy se nacházejí ve vodorovných osách B a C a svislých 3 až 7

- rozměry sloupu: 300 x 300 mm
- zatěžovací plocha sloupu:  $7\,425 \times 4\,825 \times 10^{-6} = 35,83 \text{ m}^2$



Obrázek 12 - zatěžovací plocha sloupu S2





### Stanovení síly v patě sloupu

SLOUP S2					
Název	$\bar{g}_k/q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zat. plocha [m <sup>2</sup> ]	$N_k$ [kN]	$V_g/V_q$ [-]	$N_d$ [kN]
<b>STÁLÉ</b>					
S7 - střecha	6,44	35,83	230,745	1,35	311,51
S4 - 1. NP	7,92	35,83	283,77	1,35	383,09
S4 - 2. NP	7,92	35,83	283,77	1,35	383,09
S4 - 1. NP	7,92	35,83	283,77	1,35	383,09
Sloup 1. PP	25*0,3*0,3*5,05		11,36	1,35	15,34
Sloupy 1. - 3. NP	3*(25*0,3*0,3*4,35)		29,36	1,35	39,64
CELKEM - STÁLÉ			1122,79		1515,77
<b>PROMĚNNÉ</b>					
Užitné - střecha	0,75	35,83	26,8725	1,50	40,3088
Užitné - 3. NP	3,00	35,83	107,49	1,50	161,235
Užitné - 2. NP	3,00	35,83	107,49	1,50	161,235
Užitné - 1. NP	3,00	35,83	107,49	1,50	161,235
Sníh	0,56	35,83	20,06	1,50	30,10
CELKEM - PROMĚNNÉ			369,407		554,11
CELKEM			1492,20		2069,88

### Výpočet štíhlosti

Vzpěrná délka  $l_0$  je odhadnuta jako 0,7 násobek skutečné délky sloupu.

$$l = 5\,050 \text{ mm}$$

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 5\,050 = 3\,535 \text{ mm}$$

$$A = 300 \cdot 300 = 90\,000 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 300^4 = 6,75 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{6,75 \cdot 10^8}{9 \cdot 10^4}} = 86,6 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3\,535}{86,6} = 40,82$$

Pozn. Pro výpočet limitní štíhlosti  $\lambda_{lim}$  jsou koeficienty zjednodušeně uvažovány jako:  $A=0,7$ ;  $B=1,1$ ;  $C=0,7$ .

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{2\,069,88 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot 20}}} = 10,05$$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

40,82 > 10,05 – sloup štíhlý – nutno uvažovat účinky 2. řádu



### Výpočet stupně vyztužení

$$Působící síla = 0,8 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + \rho \cdot b \cdot h \cdot f_y$$

$$2\,069,88 = 0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 20 \cdot 10^3 + \rho \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 400 \cdot 10^3 \rightarrow \rho = 0,017$$

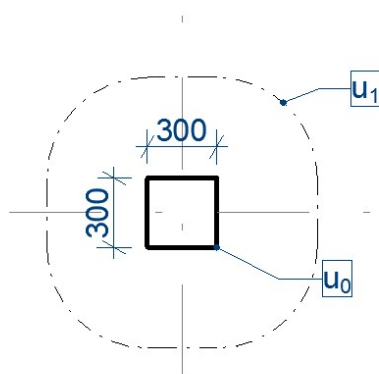
### Posouzení protlačení

$V_{Ed}$  = zatížení z podlaží nad sloupem · zatěžovací plocha

$$V_{Ed} = (7,92 \cdot 1,35 + 3,0 \cdot 1,5) \cdot 35,83 = 544,33 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd}$$

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



Obrázek 13 - sloup S2 – kontrolované obvody

$$u_0 = 4 \cdot 300 = 1\,200 \text{ mm}$$

$$d = 250 - 25 - \frac{14}{2} = 218 \text{ mm}$$

$$v_{Ed,0} = \frac{1,15 \cdot 544,33}{1,2 \cdot 0,218} = 2\,392,89 \text{ kPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 10^3 = 4\,224 \text{ kPa}$$

**2 392,89 ≤ 4 224 [kPa] – VYHOVUJE**

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

$$u_1 = u_0 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 1\,200 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 218 = 3\,939,47 \text{ mm}$$



$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{218}} = 1,96$$

$$\rho_1 = 0,005$$

$$v_{Ed,1} = \frac{1,15 \cdot 544,33}{3,94 \cdot 0,218} = 728,80 \text{ kPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,96 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 30} \cdot 10^3 = 580,05 \text{ kPa}$$

**728,80 > 580,05 [kPa] – NEVYHOVUJE**

– **nutno navrhnout výztuž na protlačení**

$$v_{Ed,1} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c}$$

$k_{max} = 1,475$  – pro běžnou betonářskou výztuž na protlačení

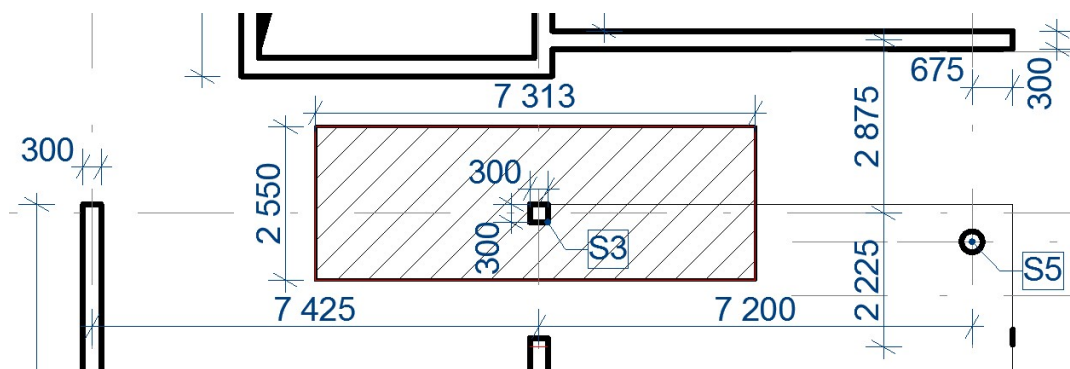
$$728,80 \leq 1,475 \cdot 580,05 = 855,57 \text{ [kPa]} – \text{VYHOVUJE}$$

- desku lze vyztužit běžnou výztuží na protlačení

### 2.4.3 Sloup typu S3

Tento sloup se nachází ve vodorovné ose C, svislé 9.

- rozměry sloupu: 300 x 300 mm
- zatěžovací plocha sloupu:  $7\,313 \times 2\,550 \times 10^{-6} = 18,65 \text{ m}^2$



Obrázek 14 - zatěžovací plocha sloupu S3



### Stanovení síly v patě sloupu

SLOUP S3					
Název	$\bar{g}_k/q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zat. plocha [m <sup>2</sup> ]	$N_k$ [kN]	$V_g/V_q$ [-]	$N_d$ [kN]
<b>STÁLÉ</b>					
S7 - střecha	6,44	18,65	120,106	1,35	162,14
S4 - 1. NP	7,92	18,65	147,71	1,35	199,41
S4 - 2. NP	7,92	18,65	147,71	1,35	199,41
S4 - 1. NP	7,92	18,65	147,71	1,35	199,41
Sloup 1. PP	25*0,3*0,3*3,55		7,99	1,35	10,78
Sloupy 1. - 3. NP	3*(25*0,3*0,3*4,35)		29,36	1,35	39,64
CELKEM - STÁLÉ			600,58		810,78
<b>PROMĚNNÉ</b>					
Užitné - střecha	0,75	18,65	13,9875	1,50	20,9813
Užitné - 3. NP	3,00	18,65	55,95	1,50	83,925
Užitné - 2. NP	3,00	18,65	55,95	1,50	83,925
Užitné - 1. NP	3,00	18,65	55,95	1,50	83,925
Sníh	0,56	18,65	10,44	1,50	15,67
CELKEM - PROMĚNNÉ			192,282		288,42
CELKEM			<b>792,86</b>		<b>1099,21</b>

### Výpočet štíhlosti

Vzpěrná délka  $l_0$  je odhadnuta jako 0,7 násobek skutečné délky sloupu.

$$l = 3\,550 \text{ mm}$$

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 3\,550 = 2\,485 \text{ mm}$$

$$A = 300 \cdot 300 = 90\,000 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 300^4 = 6,75 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{6,75 \cdot 10^8}{9 \cdot 10^4}} = 86,6 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2\,485}{86,6} = 28,70$$

Pozn. Pro výpočet limitní štíhlosti  $\lambda_{lim}$  jsou koeficienty zjednodušeně uvažována jako:  $A=0,7$ ;  $B=1,1$ ;  $C=0,7$ .

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{1\,099,21 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot 20}}} = 13,79$$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

$28,70 > 13,79$  – sloup štíhlý – nutno uvažovat účinky 2. řádu



### Výpočet stupně vyztužení

$$Působící síla = 0,8 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + \rho \cdot b \cdot h \cdot f_y$$

$$1\,099,21 = 0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 20 \cdot 10^3 + \rho \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 400 \cdot 10^3 \rightarrow \rho = -0,009$$

Pro tento sloup bude postačovat pouze konstrukční výztuž.

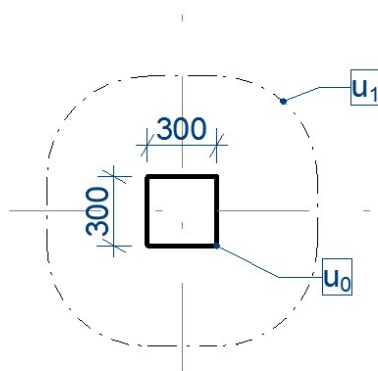
### Posouzení protlačení

$V_{Ed}$  = zatížení z podlaží nad sloupem · zatěžovací plocha

$$V_{Ed} = (7,92 \cdot 1,35 + 3,0 \cdot 1,5) \cdot 18,65 = 283,33 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd}$$

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



Obrázek 15 - sloup S3 – kontrolované obvody

$$u_0 = 4 \cdot 300 = 1\,200 \text{ mm}$$

$$d = 250 - 25 - \frac{14}{2} = 218 \text{ mm}$$

$$v_{Ed,0} = \frac{1,15 \cdot 283,33}{1,2 \cdot 0,218} = 1\,245,53 \text{ kPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 10^3 = 4\,224 \text{ kPa}$$

**1 245,53 ≤ 4 224 [kPa] – VYHOVUJE**

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



$$u_1 = u_0 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 1\,200 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 218 = 3\,939,47 \text{ mm}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{218}} = 1,96$$

$$\rho_1 = 0,005$$

$$v_{Ed,1} = \frac{1,15 \cdot 283,33}{3,94 \cdot 0,218} = 379,35 \text{ kPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,96 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 30 \cdot 10^3} = 580,05 \text{ kPa}$$

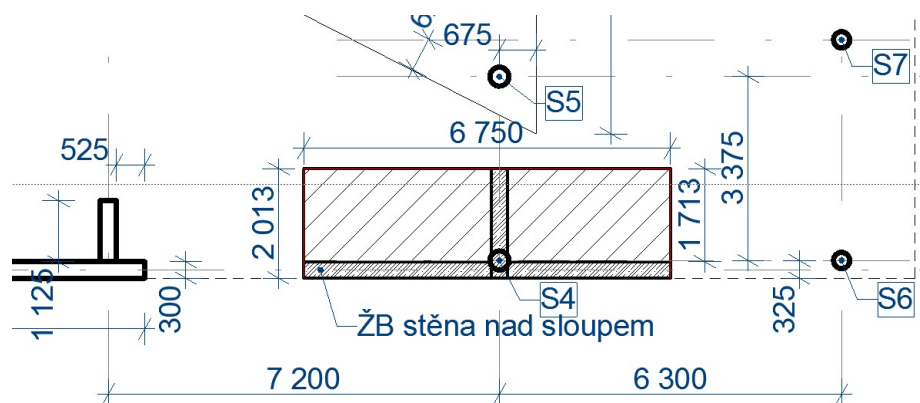
**379,35 < 580,05 [kPa] – VYHOVUJE**

– *tloušťka desky je vyhovující, není třeba navrhovat výztuž na protlačení*

## 2.4.4 Sloup typu S4

Tento sloup se nachází ve vodorovné ose A, svislé 10.

- kruhový sloup o průměru 350 mm
- zatěžovací plocha:  $2\,013 \times 6\,750 \times 10^{-6} = 13,59 \text{ m}^2$
- výška sloupu: 8 150 mm (na výšku dvou podlaží)



Obrázek 16 - zatěžovací plocha sloupu S4



### Síla v patě sloupu

SLOUP S4					
Název	$g_k/q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zat. plocha [m <sup>2</sup> ]	$N_k$ [kN]	$V_g/V_q$ [-]	$N_d$ [kN]
<b>STÁLÉ</b>					
S7 - střecha	6,44	7,25	46,669	1,35	63,00
S8 - terasa	7,34	6,34	46,54	1,35	62,83
S4 - 3. NP	7,92	7,25	57,39	1,35	77,48
S4 - 2. NP	7,92	13,59	107,63	1,35	145,30
ŽB stěna - podélná - 2. NP	25*0,3*6,75*4,35		220,22	1,35	297,30
ŽB stěna - podélná - 3. NP	25*0,3*3,6*4,35		117,45	1,35	158,56
ŽB stěna - příčná - 2. NP	25*0,3*1,713*4,35		55,89	1,35	75,45
ŽB stěna - příčná - 3. NP	25*0,3*1,713*4,35		55,89	1,35	75,45
ŽB atika - podélná	25*0,3*6,75*1,0		50,63	1,35	68,34
ŽB atika - příčná	25*0,3*1,713*1,0		12,85	1,35	17,34
Sloup	25*π*0,175 <sup>2</sup> *8,15		19,60	1,35	26,46
CELKEM - STÁLÉ			790,76		1067,52
<b>PROMĚNNÉ</b>					
Užitné - střecha	0,75	7,25	5,4351	1,50	8,15265
Užitné - terasa	3,00	6,34	19,0229	1,50	28,5343
Užitné - 3. NP	3,00	7,25	21,7404	1,50	32,6106
Užitné - 2. NP	3,00	13,59	40,77	1,50	61,155
Sníh	0,56	13,59	7,61	1,50	11,42
CELKEM - PROMĚNNÉ			94,58		141,87
CELKEM			<b>885,34</b>		<b>1209,39</b>

### Štíhlost sloupu

$$l = 8\,150\text{ mm}$$

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 8\,150 = 5\,705\text{ mm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 175^4}{\pi \cdot 175^2}} = 87,5\text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{5\,705}{87,5} = 65,2$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{1209,39 \cdot 10^3}{\pi \cdot 175^2 \cdot 20}}} = 13,60$$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

65,2 > 13,60 – sloup štíhlý – nutno uvažovat účinky 2. řádu



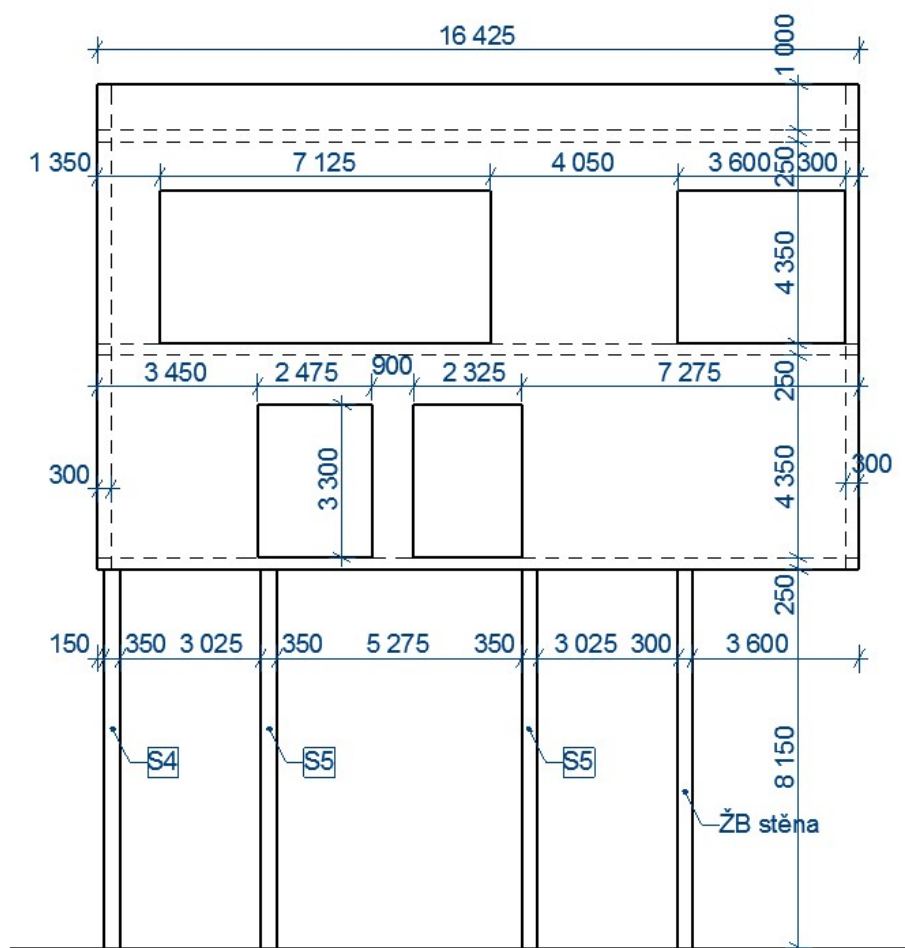
### Výpočet stupně vyztužení

$$Působící síla = 0,8 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + \rho \cdot b \cdot h \cdot f_y$$

$$1\,209,39 = 0,8 \cdot \pi \cdot 0,175^2 \cdot 20 \cdot 10^3 + \rho \cdot \pi \cdot 0,175^2 \cdot 400 \cdot 10^3 \rightarrow \rho = -0,009$$

- pro tento sloup bude postačovat pouze konstrukční výztuž

*Pozn. Nad tímto sloupem se nachází železobetonová stěna – dále tedy nebude posuzováno protlačení. Nabízí se posoudit tuto stěnu jako stěnový nosník, ale vzhledem k umístění otvorů ve 3. NP (viz. obrázek 17) bude nad tímto sloupem navržen železobetonový průvlak, který dále pokračuje nad sloupy S5 (všechny tyto sloupy leží ve svislé ose 10).*



Obrázek 17 - schéma stěny nad sloupy v ose 10

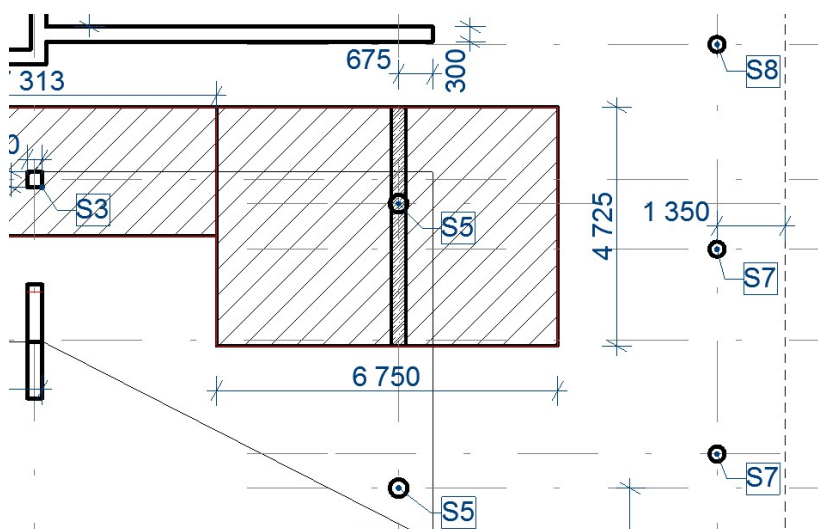




## 2.4.5 Sloupy typu S5

Tyto sloupy se nacházejí ve vodorovných osách A.1 a B.2 a svislé ose 10.

- kruhové sloupy o průměru 350 mm
- zatěžovací plocha:  $6\,750 \times 4\,725 \times 10^{-6} = 31,89 \text{ m}^2$
- výška sloupu: 3 550 mm



Obrázek 18 - zatěžovací plocha sloupy S5

### Síla v patě sloupu

SLOUP S5					
Název	$E_k/q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zat. plocha [m <sup>2</sup> ]	$N_k$ [kN]	$\gamma_g/\gamma_q$ [-]	$N_d$ [kN]
<b>STÁLÉ</b>					
S7 - střecha	6,44	17,01	109,544	1,35	147,88
S8 - terasa	7,34	14,88	109,25	1,35	147,48
S4 - 3. NP	7,92	17,01	134,72	1,35	181,87
S4 - 2. NP	7,92	31,89	252,57	1,35	340,97
S4 - 1. NP	7,92	17,01	134,72	1,35	181,87
ŽB stěna - příčná - 2. NP	$25 \cdot 0,3 \cdot 4,725 \cdot 4,35$		154,15	1,35	208,11
ŽB stěna - příčná - 3. NP	$25 \cdot 0,3 \cdot 4,725 \cdot 4,35$		154,15	1,35	208,11
ŽB atika - příčná	$25 \cdot 0,3 \cdot 4,725 \cdot 1,0$		35,44	1,35	47,84
Sloup	$25 \cdot \pi \cdot 0,175^2 \cdot 8,15$		19,60	1,35	26,46
CELKEM - STÁLÉ			1104,15		1490,60
<b>PROMĚNNÉ</b>					
Užitné - střecha	0,75	17,01	12,7575	1,50	19,1363
Užitné - terasa	3,00	14,88	44,6513	1,50	66,9769
Užitné - 3. NP	3,00	17,01	51,03	1,50	76,545
Užitné - 2. NP	3,00	31,89	95,67	1,50	143,505
Užitné - 1. NP	3,00	17,01	51,03	1,50	76,545
Sníh	0,56	31,89	17,86	1,50	26,79
CELKEM - PROMĚNNÉ			273,00		409,50
CELKEM			<b>1377,14</b>		<b>1900,09</b>



### Výpočet štíhlosti

$$l = 3\,550 \text{ mm}$$

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 3\,550 = 2\,485 \text{ mm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 175^4}{\pi \cdot 175^2}} = 87,5 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2\,485}{87,5} = 28,4$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{1\,900,09 \cdot 10^3}{\pi \cdot 175^2 \cdot 20}}} = 10,85$$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

28,4 > 10,85 – sloup štíhlý – nutno uvažovat účinky 2. řádu

### Výpočet stupně vyztužení

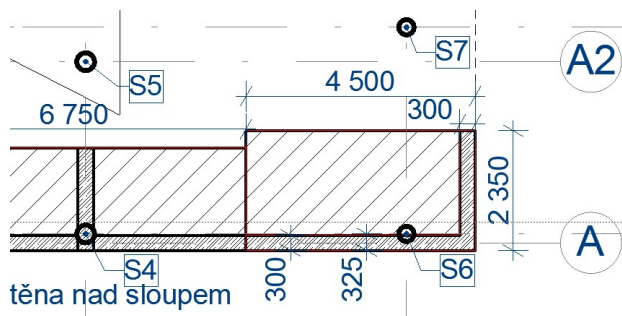
$$P_{\text{ůsobící síla}} = 0,8 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + \rho \cdot b \cdot h \cdot f_y$$

$$1\,900,09 = 0,8 \cdot \pi \cdot 0,175^2 \cdot 20 \cdot 10^3 + \rho \cdot \pi \cdot 0,175^2 \cdot 400 \cdot 10^3 \rightarrow \rho = 0,009$$

## 2.4.6 Sloup typu S6

Tento sloup se nachází ve vodorovné ose A a svislé 11.

- vnější kruhový sloup o průměru 300 mm
- výška sloupu: 8 150 mm
- zatěžovací plocha:  $4\,500 \times 2\,350 \times 10^{-6} = 10,58 \text{ m}^2$



Obrázek 19 - zatěžovací plocha sloupu S6



### Síla v patě sloupu

SLOUP S6					
Název	$B_k/q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zat. plocha [m <sup>2</sup> ]	$N_k$ [kN]	$V_g/V_q$ [-]	$N_d$ [kN]
<b>STÁLÉ</b>					
S8 - terasa	7,34	10,58	77,66	1,35	104,84
S4 - 2. NP	7,92	10,58	83,79	1,35	113,12
ŽB stěna - podélná - 2. NP	25*0,3*4,5*4,35		146,81	1,35	198,20
ŽB stěna - příčná - 2. NP	25*0,3*2,05*4,35		66,88	1,35	90,29
ŽB atika - podélná	25*0,3*4,5*1,0		33,75	1,35	45,56
ŽB atika - příčná	25*0,3*2,05*1,0		15,38	1,35	20,76
Sloup	25*π*0,15 <sup>2</sup> *8,15		14,40	1,35	19,44
CELKEM - STÁLÉ			438,67		592,21
<b>PROMĚNNÉ</b>					
Užitné - terasa	3,00	10,58	31,74	1,50	47,61
Užitné - 2. NP	3,00	10,58	31,74	1,50	47,61
Sníh	0,56	10,58	5,92	1,50	8,89
CELKEM - PROMĚNNÉ			69,40		104,11
CELKEM			<b>508,08</b>		<b>696,31</b>

### Výpočet štíhlosti

$$l = 8\,150\text{ mm}$$

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 8\,150 = 5\,705\text{ mm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 150^4}{\pi \cdot 150^2}} = 75\text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{5\,705}{75} = 76,07$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{696,31 \cdot 10^3}{\pi \cdot 150^2 \cdot 20}}} = 15,36$$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

76,07 > 15,36 – sloup štíhlý – nutno uvažovat účinky 2. řádu

### Výpočet stupně vyztužení

$$Působící síla = 0,8 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + \rho \cdot b \cdot h \cdot f_y$$

$$696,31 = 0,8 \cdot \pi \cdot 0,150^2 \cdot 20 \cdot 10^3 + \rho \cdot \pi \cdot 0,150^2 \cdot 400 \cdot 10^3 \rightarrow \rho = -0,015$$

Pro tento sloup bude postačovat pouze konstrukční výztuž.



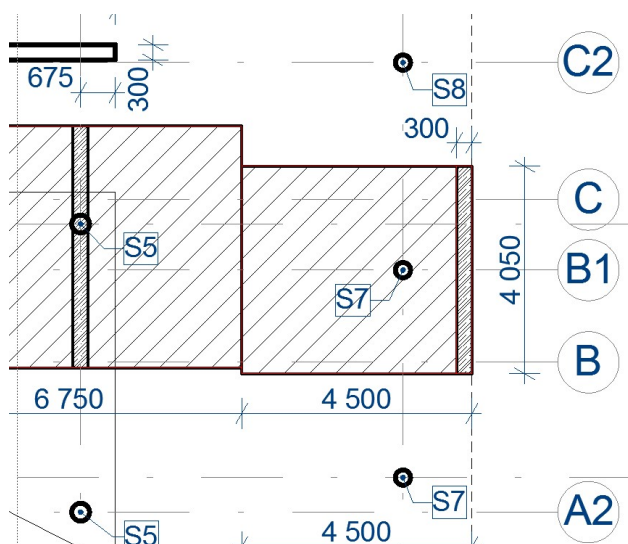
## Posouzení protlačení

Jak je patrné z obrázku 19, tento sloup se nachází částečně pod železobetonovou stěnou – protlačení dále nebude posuzováno.

## 2.4.7 Sloupy typu S7

Tyto sloupy se nacházejí ve vodorovných osách A.2 a B.1 a svislé ose 11.

- vnější kruhové sloupy o průměru 300 mm
- výška sloupů: 8 150 mm
- zatěžovací plocha:  $4\,500 \times 4\,050 \times 10^{-6} = 18,23 \text{ m}^2$



Obrázek 20 - zatěžovací plocha sloupu S7

## Síly v patách sloupů

SLOUP S7					
Název	$G_k/Q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zat. plocha [m <sup>2</sup> ]	$N_k$ [kN]	$\gamma_g/\gamma_q$ [-]	$N_d$ [kN]
<b>STÁLÉ</b>					
S8 - terasa	7,34	18,23	133,81	1,35	180,64
S4 - 2. NP	7,92	18,23	144,38	1,35	194,92
ŽB stěna - příčná - 2. NP	$25 \cdot 0,3 \cdot 4,05 \cdot 4,35$		132,13	1,35	178,38
ŽB atika - příčná	$25 \cdot 0,3 \cdot 4,05 \cdot 1,0$		30,38	1,35	41,01
Sloup	$25 \cdot \pi \cdot 0,15^2 \cdot 8,15$		14,40	1,35	19,44
CELKEM - STÁLÉ			455,10		614,38
<b>PROMĚNNÉ</b>					
Užitné - terasa	3,00	18,23	54,69	1,50	82,035
Užitné - 2. NP	3,00	18,23	54,69	1,50	82,035
Sníh	0,56	18,23	10,21	1,50	15,31
CELKEM - PROMĚNNÉ			119,59		179,38
CELKEM			<b>574,69</b>		<b>793,77</b>



### Výpočet štíhlosti

$$l = 8\,150 \text{ mm}$$

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 8\,150 = 5\,705 \text{ mm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 150^4}{\pi \cdot 150^2}} = 75 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{5\,705}{75} = 76,07$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{793,77 \cdot 10^3}{\pi \cdot 150^2 \cdot 20}}} = 14,39$$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

76,07 > 14,96 – sloup štíhlý – nutno uvažovat účinky 2. řádu

### Výpočet stupně vyztužení

$$Působící síla = 0,8 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + \rho \cdot b \cdot h \cdot f_y$$

$$793,77 = 0,8 \cdot \pi \cdot 0,150^2 \cdot 20 \cdot 10^3 + \rho \cdot \pi \cdot 0,150^2 \cdot 400 \cdot 10^3 \rightarrow \rho = -0,012$$

Pro tento sloup bude postačovat pouze konstrukční výztuž.

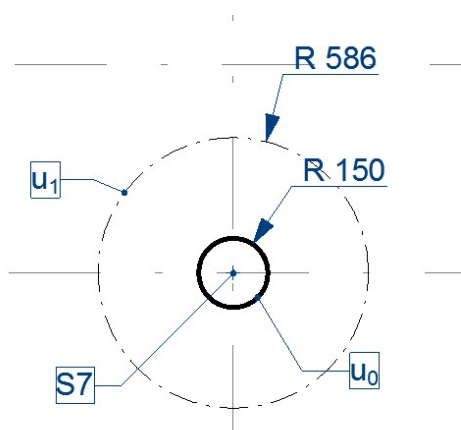
### Posouzení protlačení

$V_{Ed}$  = síla v patě sloupu – vlastní tíha sloupu

$$V_{Ed} = 793,77 - 19,44 = 774,33 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd}$$

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



Obrázek 21 - sloup S7 – kontrolované obvody

$$u_0 = 2 \cdot \pi \cdot 150 = 942,48 \text{ mm}$$

$$d = 250 - 25 - \frac{14}{2} = 218 \text{ mm}$$

$$v_{Ed,0} = \frac{1,4 \cdot 774,33}{0,943 \cdot 0,218} = 5\,324,16 \text{ kPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 10^3 = 4\,224 \text{ kPa}$$

**5 324, 16 > 4 224 [kPa] – NEVYHOVUJE**

- navrhuji zesílení desky o 100 mm – navrženo podél celé osy 11 – šířka bude upřesněna později

$$d = 350 - 25 - \frac{14}{2} = 318 \text{ mm}$$

$$v_{Ed,0} = \frac{1,4 \cdot 774,33}{0,943 \cdot 0,318} = 3\,615,06 \text{ kPa}$$

**3 615, 06 < 4 224 [kPa] – VYHOVUJE**

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

$$u_1 = 2 \cdot \pi \cdot 786 = 4\,938,6 \text{ mm}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$



$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{318}} = 1,79$$

$$\rho_1 = 0,005$$

$$v_{Ed,1} = \frac{1,4 \cdot 774,33}{4,94 \cdot 0,318} = 690,08 \text{ kPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,79 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 30 \cdot 10^3} = 529,74 \text{ kPa}$$

**690,08 > 529,74 [kPa] – NEVYHOVUJE**

– *nutno navrhnout výztuž na protlačení*

$$v_{Ed,1} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c}$$

$k_{max} = 1,9$  – pro smykové trny na protlačení

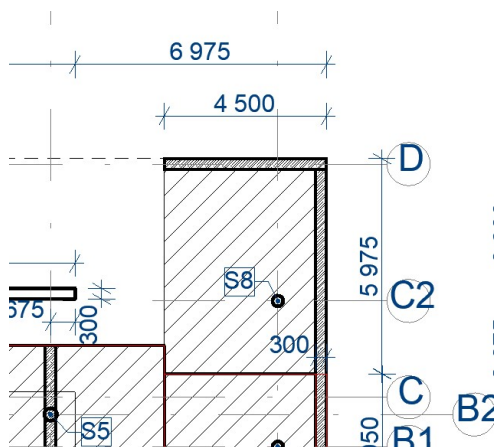
**690,08 < 1,9 \cdot 529,74 = 1 006,51 [kPa] – VYHOVUJE**

- desku lze vyztužit smykovými trny na protlačení

## 2.4.8 Sloup typu S8

Tento sloup se nachází ve vodorovné ose C.1 a svislé 11.

- vnější kruhový sloup o průměru 300 mm
- výška sloupu: 8 150 mm
- zatěžovací plocha:  $5\,975 \times 4\,500 \times 10^{-6} = 26,89 \text{ m}^2$



Obrázek 22 - zatěžovací plocha sloupu S8



### Síla v patě sloupu

SLOUP S8					
Název	$g_k/q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zat. plocha [m <sup>2</sup> ]	$N_k$ [kN]	$V_g/V_q$ [-]	$N_d$ [kN]
<b>STÁLÉ</b>					
S8 - terasa	7,34	26,89	197,37	1,35	266,45
S4 - 2. NP	7,92	26,89	212,97	1,35	287,51
ŽB stěna - podélná - 2. NP	25*0,3*4,5*4,35		146,81	1,35	198,20
ŽB stěna - příčná - 2. NP	25*0,3*5,675*4,35		185,28	1,35	250,12
ŽB atika - podélná	25*0,3*4,5*1,0		33,75	1,35	45,56
ŽB atika - příčná	25*0,3*5,675*1,0		42,56	1,35	57,46
Sloup	25*π*0,15 <sup>2</sup> *8,15		14,40	1,35	19,44
CELKEM - STÁLÉ			833,15		1124,75
<b>PROMĚNNÉ</b>					
Užitné - terasa	3,00	26,89	80,67	1,50	121,005
Užitné - 2. NP	3,00	26,89	80,67	1,50	121,005
Sníh	0,56	26,89	15,06	1,50	22,59
CELKEM - PROMĚNNÉ			176,40		264,60
CELKEM			<b>1009,54</b>		<b>1389,34</b>

### Výpočet štíhlosti

$$l = 8\,150\text{ mm}$$

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 8\,150 = 5\,705\text{ mm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 150^4}{\pi \cdot 150^2}} = 75\text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{5\,705}{75} = 76,07$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{1\,389,34 \cdot 10^3}{\pi \cdot 150^2 \cdot 20}}} = 10,87$$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

76,07 > 10,87 – sloup štíhlý – nutno uvažovat účinky 2. řádu

### Výpočet stupně vyztužení

$$P_{\text{ůsobící síla}} = 0,8 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + \rho \cdot b \cdot h \cdot f_y$$

$$1\,389,34 = 0,8 \cdot \pi \cdot 0,150^2 \cdot 20 \cdot 10^3 + \rho \cdot \pi \cdot 0,150^2 \cdot 400 \cdot 10^3 \rightarrow \rho = 0,009$$

### Posouzení protlačení

$V_{Ed}$  = síla v patě sloupu – vlastní tíha sloupu

$$V_{Ed} = 1\,389,34 - 19,44 = 1\,369,9\text{ kN}$$





$$v_{Ed} \leq v_{Rd}$$

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

$$u_0 = 2 \cdot \pi \cdot 150 = 942,48 \text{ mm}$$

$$d = 350 - 25 - \frac{14}{2} = 318 \text{ mm}$$

$$v_{Ed,0} = \frac{1,4 \cdot 1\,369,9}{0,943 \cdot 0,318} = 6\,395,55 \text{ kPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 10^3 = 4\,224 \text{ kPa}$$

**6 395,55 > 4 224 [kPa] – NEVYHOVUJE**

- navrhuji nad tímto sloupem skrytou svařovanou hlavici – průměr 550 mm

$$u_0 = 2 \cdot \pi \cdot 275 = 1\,727,88 \text{ mm}$$

$$v_{Ed,0} = \frac{1,4 \cdot 1\,369,9}{1,728 \cdot 0,318} = 3\,490,17 \text{ kPa}$$

**3 490,17 < 4 224 [kPa] – VYHOVUJE**

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

$$u_1 = 2 \cdot \pi \cdot 911 = 5\,723,98 \text{ mm}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{318}} = 1,79$$

$$\rho_1 = 0,005$$

$$v_{Ed,1} = \frac{1,4 \cdot 1\,369,9}{5,72 \cdot 0,318} = 1\,054,37 \text{ kPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,79 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 30 \cdot 10^3} = 529,74 \text{ kPa}$$

**1 054,37 < 529,74 [kPa] – NEVYHOVUJE**

– *nutno navrhnout výztuž na protlačení*



$$v_{Ed,1} \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c}$$

$$k_{max} = 1,9 - \text{pro smykové trny na protlačení}$$

$$1\ 054,37 < 1,9 \cdot 529,74 = 1\ 006,51 \text{ [kPa]} - \text{NEVYHOVUJE}$$

- stropní deska na tímto sloupem nevyhovuje – oba tyto prvky (deska i sloup) jsou předmětem řešení podrobného návrhu – další opatření proti protlačení bude navrženo v podrobném návrhu později

## 2.5 Návrh a ověření rozměrů průvlaků

Pod stropní deskou nad 1. NP budou navrženy dva průvlaků. Průvlak PR 1 bude navržen z důvodu protlačení desky sloupy, které tuto desku podporují. Průvlak PR 2 bude navržen z důvodu umístění otvorů ve stěně nad tímto průvlakem (viz. obrázek 17). Po vytvoření 3D modelu objektu, resp. 2D modelu desky nad 1.NP budou průřezy průvlaků ověřeny a případně změněny.

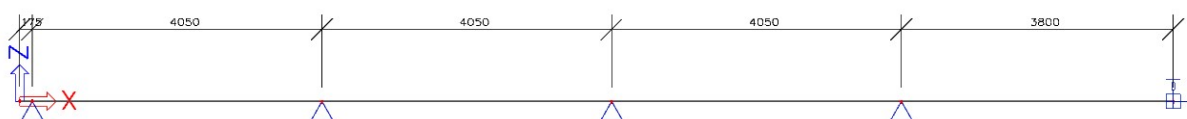
### 2.5.1 Průvlak PR 1

Tento průvlak se nachází ve svislé ose 11 a prochází nad sloupy S6, S7, S8. Byl navržen jako zesílení stropní desky.

Zatěžovací šířka: 3 675 mm

#### Statické schéma

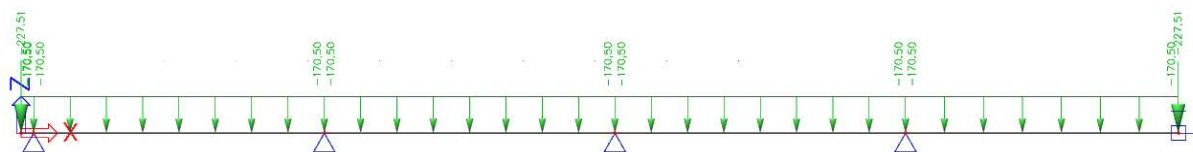
Jedná se o spojitý nosník s převislým koncem – tento převislý konec je ale částečně podporován tuhostí železobetonové stěny a stropní desky na ní uložené. Tato tuhost je odhadnuta hodnotou 30 MN/m ve svislém směru (osa z). Tato tuhost je modelována pružnou podporou. Správnost odhadu tuhostí bude později ověřena pomocí vnitřních sil z 3D modelu budovy. V případě potřeby bude průvlak rozměrově upraven.







### Schéma zatížení



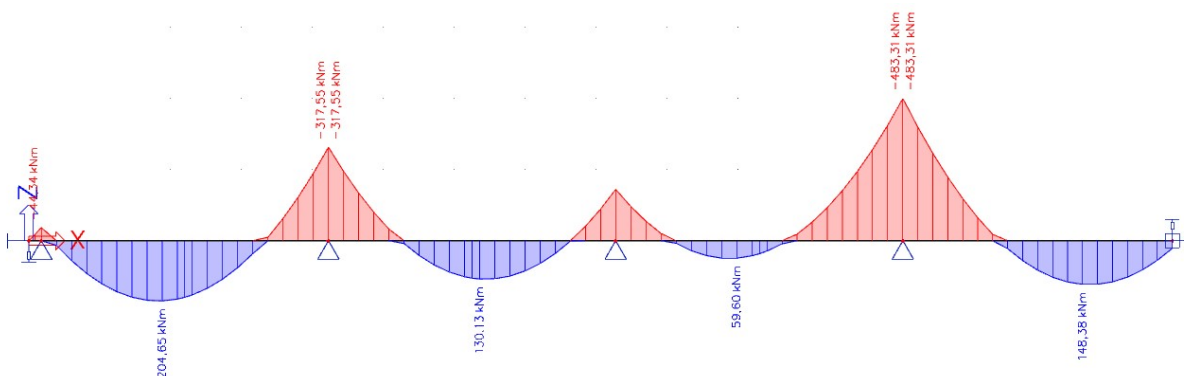
### Návrh rozměrů průvlaku

Rozměry tohoto průvlaku nenavrhuji dle empirických vztahů – průvlak bude navržen s větší šířkou oproti výšce (dle empirie bych nejdříve na základě rozponu stanovil příslušnou výšku a od té by se dále odvíjela šířka průvlaku). Jak již bylo zmíněno výše – rozměry toho průvlaku se mohou při podrobném návrhu změnit.

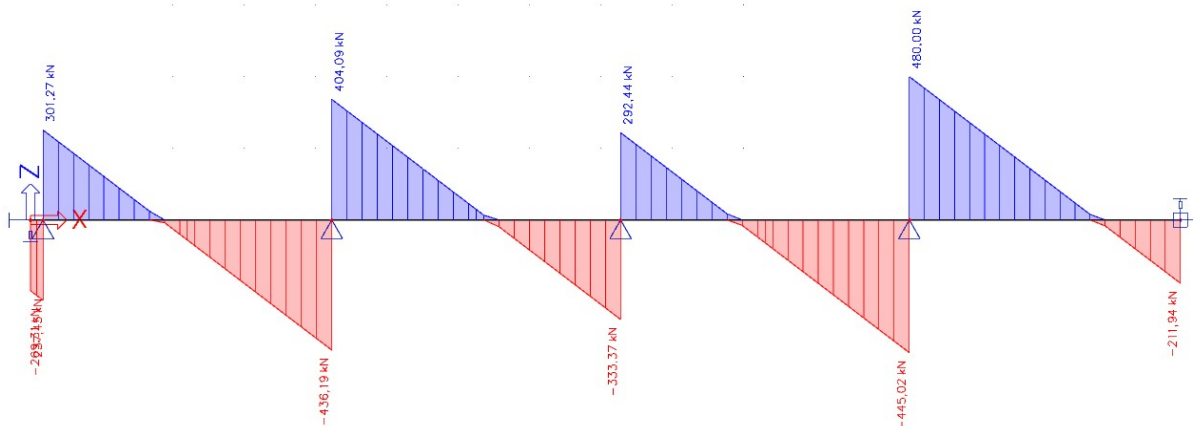
Volím tedy:  $h = 350 \text{ mm}$ ;  $b = 1\,000 \text{ mm}$

### Vnitřní síly

$M_y$  [kNm]



$V_z$  [kN]





### Ověření navržených rozměrů

$$M_{Ed,max} = 483,31 \text{ kNm}$$

Krytí: 25 mm; podélná výztuž: 16 mm; třmínky: 12 mm

$$d_t = 350 - 25 - 12 - \frac{16}{2} = 305 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b_t \cdot d_t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{483,31 \cdot 10^6}{1000 \cdot 305^2 \cdot 20} = 0,259 \rightarrow \xi = 0,384; \zeta = 0,846$$

### Ověření stupně vyztužení

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d_t \cdot f_{yd}}}{b_t \cdot d_t} \leq \rho_{s,max} = 0,04$$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{483,31 \cdot 10^6}{1000 \cdot 305} = 0,014 < 0,04 - \text{VYHOVUJE}$$

### Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Ed,max} = 480,00 \text{ kN}$$

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

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

$$V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 0,867 \cdot 305 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} \cdot 10^{-3} = 1\,288,82 \text{ kN}$$

$$1\,288,82 > 480,00 \text{ [kN]} - \text{VYHOVUJE}$$

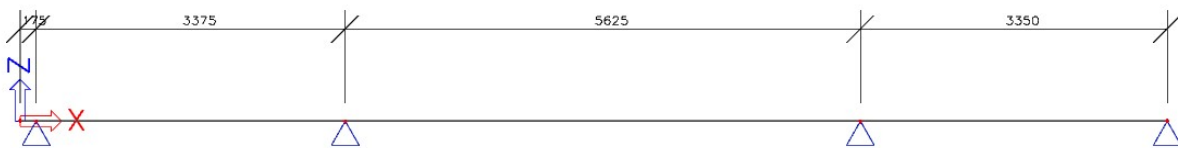


## 2.5.2 Průvlak PR 2

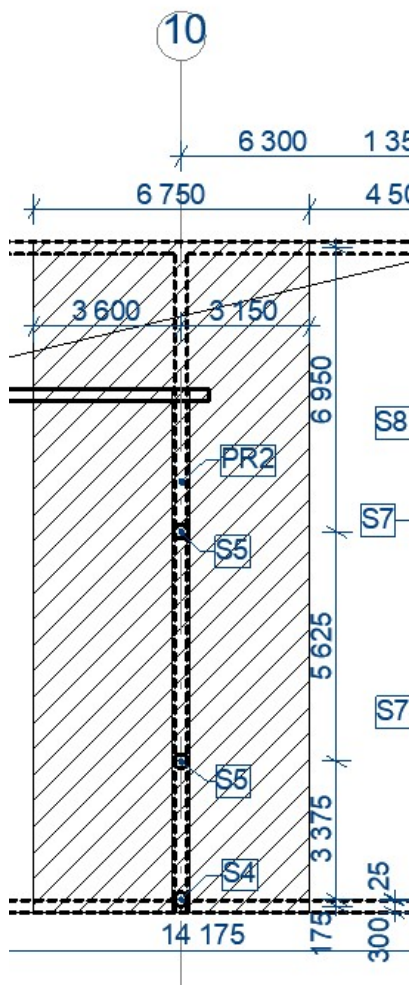
Tento průvlak se nachází ve svislé ose 10 nad sloupy S4 a S5.

Zatěžovací šířka: 7 350 mm

### Statické schéma



### Zatížení na průvlak



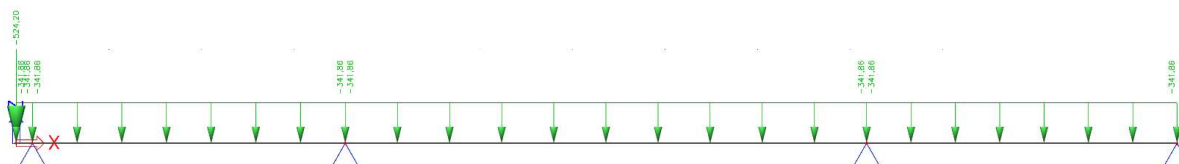
Obrázek 24 - schéma pro výpočet zatížení na průvlak PR2



PRŮVLAK PR2					
Název	$g_k/q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zat. šířka [m]	$g_k/q_k$ [kN/m]	$\gamma_g/\gamma_q$ [-]	$g_d/q_d$ [kN/m]
<b>STÁLÉ</b>					
S7 - střecha	6,44	3,6	23,184	1,35	31,30
S8 - terasa	7,34	3,15	23,12	1,35	31,21
S4 - 3. NP	7,92	3,6	28,51	1,35	38,49
S4 - 2. NP	7,92	6,75	53,46	1,35	72,17
ŽB stěna	25*0,3*4,35*2		65,25	1,35	88,09
ŽB atika	25*0,3*1,0		7,50	1,35	10,13
CELKEM - STÁLÉ			201,03		271,39
<b>PROMĚNNÉ</b>					
Užitné - střecha	0,75	3,6	2,7	1,50	4,05
Užitné - terasa	3,00	3,15	9,45	1,50	14,18
Užitné - 3. NP	3,00	3,6	10,8	1,50	16,2
Užitné - 2. NP	3,00	6,75	20,25	1,50	30,38
Sníh	0,56	6,75	3,78	1,50	5,67
CELKEM - PROMĚNNÉ			46,98		70,47
CELKEM			<b>248,01</b>		<b>341,86</b>

PRŮVLAK PR1 - BODOVÉ ZATÍŽENÍ				
Název	Výpočet	$N_k$ [kN]	$\gamma_g/\gamma_q$ [-]	$N_d$ [kN]
ŽB stěna - 3. NP	25*0,3*3,6*4,35	117,45	1,35	158,56
ŽB stěna - 2. NP	25*0,3*6,75*4,35	220,22	1,35	297,30
ŽB atika	25*0,3*6,75*1,0	50,625	1,35	68,34
CELKEM		<b>388,29</b>		<b>524,20</b>

### Schéma zatížení



### Návrh rozměrů průvlaku

$$h = \frac{L}{12} \sim \frac{L}{8} = \frac{5\,625}{12} \sim \frac{5\,625}{8} = 470 \sim 705 \text{ mm}$$

$$b = (0,4 \sim 0,5) \cdot h$$

pozn. Vzhledem k rozměrům sloupů pod tímto průvlakem (průměr 350 mm) volím šířku průvlaku 450 mm a výšku 700 mm.

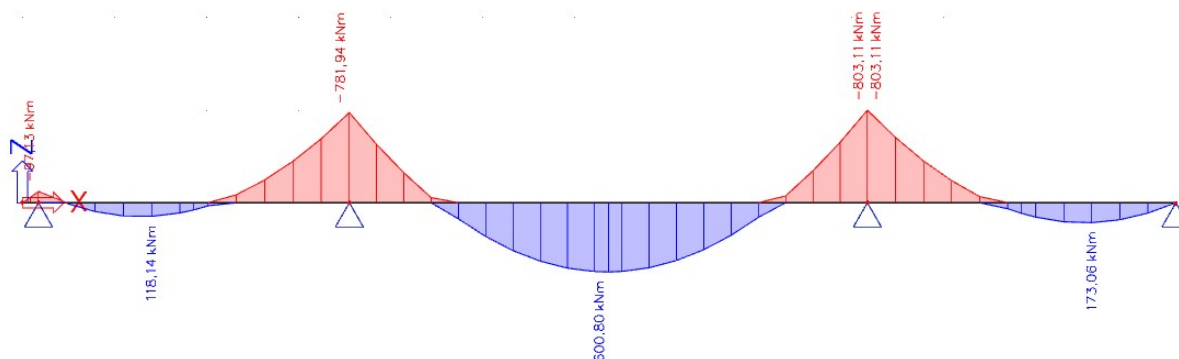
$$h = 700 \text{ mm}$$

$$b = 450 \text{ mm}$$

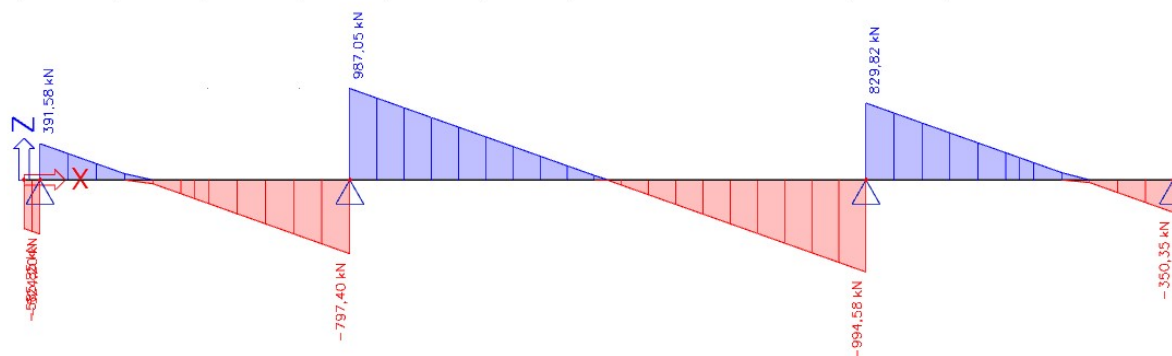


## Vnitřní síly

$M_y$  [kNm]



$V_z$  [kN]



## Ověření navržených rozměrů

$$M_{Ed,max} = 803,11 \text{ kNm}$$

Krytí: 25 mm; podélná výztuž: 16 mm; třmínky: 12 mm

$$d_t = 700 - 25 - 12 - \frac{16}{2} = 655 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b_t \cdot d_t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{803,11 \cdot 10^6}{450 \cdot 655^2 \cdot 20} = 0,208 \rightarrow \xi = 0,298; \zeta = 0881$$

## Ověření stupně vyztužení

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d_t \cdot f_{yd}}}{b_t \cdot d_t} \leq \rho_{s,max} = 0,04$$





$$\rho_{s,rqd} = \frac{803,11 \cdot 10^6}{450 \cdot 655} = 0,011 < 0,04 - \text{VYHOVUJE}$$

### Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Ed,max} = 994,58 \text{ kN}$$

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

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

$$V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 450 \cdot 0,874 \cdot 655 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} \cdot 10^{-3} = 1\,255,56 \text{ kN}$$

$$1\,255,56 > 994,58 \text{ [kN]} - \text{VYHOVUJE}$$

## 2.6 Návrh a ověření rozměrů schodišťových ramen a mezipodest

### 2.6.1 Hlavní schodiště

Jedná se o dvouramenné deskové schodiště. Ramena jsou řešena jako jednou zalomená deska. Konstrukční výška schodiště je 4 600 mm. V každém rameni se nachází 15 schodišťových stupňů o rozměrech 153,33 x 325 mm. Sklon schodišťových ramen je 25,26°.

#### Výpočet schodiště

$$4\,600/150 = 30,6$$

$$h = \frac{4\,600}{30} = 153,33 \text{ mm}$$

$$b = 630 - 2 \cdot 153,33 = 323,33 \text{ mm} \rightarrow 325 \text{ mm}$$

$$\alpha = \arctg \frac{153,33}{325} = 25,26^\circ$$

$$\text{podchodná výška: } H_1 = 1\,500 + \frac{750}{\cos\alpha} = 1\,500 + \frac{750}{\cos 25,26^\circ} = 2\,329,3 \text{ mm}$$

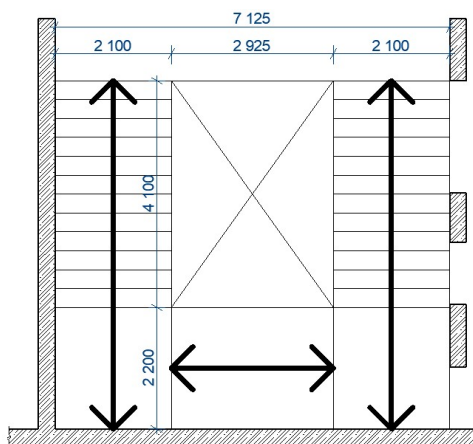
$$2\,329,3 > 2\,100 \text{ [mm]} \text{ SPLNĚNO}$$



průchodná výška:  $H_2 = 750 + 1500 \cdot \cos \alpha = 750 + 1500 \cdot \cos 25,26^\circ = 2106,6 \text{ mm}$

$2106,6 > 1900 \text{ [mm]}$  *SPLNĚNO*

### Schéma pnutí desek

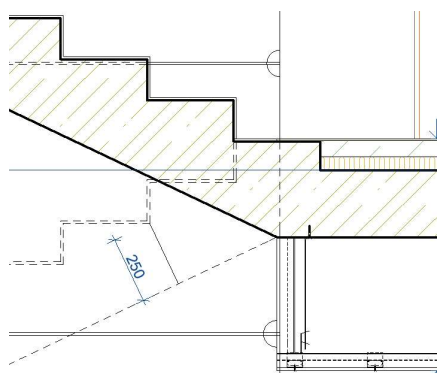


Obrázek 25 - schéma pnutí desek hlavního schodiště

### Návrh tloušťky desky

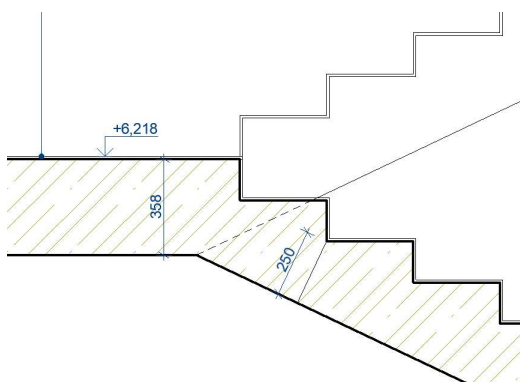
$$h = \frac{L}{25} = \frac{6300}{25} = 252 \text{ mm}$$

→ výsledná tloušťka desky bude vycházet z detailu napojení na stropní desku



Obrázek 26 - napojení ramen hlavního schodiště na stropní desku

→ z detailu vychází výsledná tloušťka desky 250 mm



Obrázek 27 - napojení ramen hlavního schodiště na mezipodestu

→ dále pak z detailu vychází tloušťka mezi podesty 358 mm

### Zatížení schodišťových ramen

Zatížení stálé								
Název	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_g$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Zat. š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$g_d$ [kN/m]
Dlažba	8,00	22,00	0,18	1,35	0,24	2,10	0,37	0,50
Lepidlo	2,00	20,00	0,04	1,35	0,05	2,10	0,08	0,11
Stupně	72,00	25,00	1,80	1,35	2,43	2,10	3,78	5,10
<b>CELKEM</b>			<b>2,02</b>		<b>2,72</b>		<b>4,23</b>	<b>5,72</b>

Zatížení proměnné							
Název	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_q$ [-]	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Zat. š. [m]	$q_k$ [kN/m]	$q_d$ [kN/m]	
Užitné	3,00	1,50	4,50	2,10	6,30	9,45	
<b>CELKEM</b>	<b>3,00</b>		<b>4,50</b>		<b>6,30</b>	<b>9,45</b>	
<b>CELKEM STÁLÉ + PROMĚNNÉ</b>	<b>5,02</b>		<b>7,22</b>		<b>10,53</b>	<b>15,17</b>	

### Zatížení mezipodesty (zatěžovací šířka 2,1 m)

Zatížení stálé								
Název	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_g$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Zat. š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$g_d$ [kN/m]
Dlažba	8,00	22,00	0,18	1,35	0,24	2,10	0,37	0,50
Lepidlo	2,00	20,00	0,04	1,35	0,05	2,10	0,08	0,11
Mezipodesta	180,00	25,00	4,50	1,35	6,08	1,46	6,58	8,88
<b>CELKEM</b>			<b>4,72</b>		<b>6,37</b>		<b>7,03</b>	<b>9,50</b>



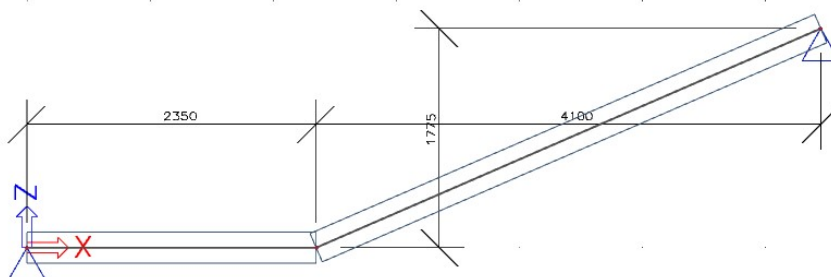
Zatížení proměnné						
Název	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_q$ [-]	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Zat. š. [m]	$q_k$ [kN/m]	$q_d$ [kN/m]
Užitné	3,00	1,50	4,50	2,10	6,30	9,45
<b>CELKEM</b>	<b>3,00</b>		<b>4,50</b>		<b>6,30</b>	<b>9,45</b>
<b>CELKEM STÁLÉ + PROMĚNNÉ</b>	<b>7,72</b>		<b>10,87</b>		<b>13,33</b>	<b>18,95</b>

### Zatížení mezipodesty (zatěžovací šířka 2,2 m)

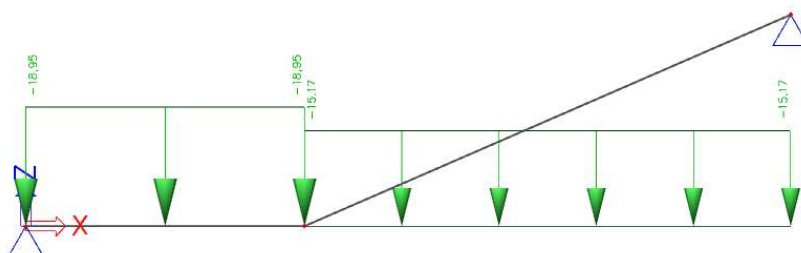
Zatížení stálé								
Název	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_g$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Zat. š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$g_d$ [kN/m]
Dlažba	8,00	22,00	0,18	1,35	0,24	2,20	0,39	0,52
Lepidlo	2,00	20,00	0,04	1,35	0,05	2,20	0,09	0,12
<b>CELKEM</b>			<b>0,22</b>		<b>0,29</b>		<b>0,48</b>	<b>0,64</b>

Zatížení proměnné						
Název	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_q$ [-]	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Zat. š. [m]	$q_k$ [kN/m]	$q_d$ [kN/m]
Užitné	3,00	1,50	4,50	2,20	6,60	9,90
<b>CELKEM</b>	<b>3,00</b>		<b>4,50</b>		<b>6,60</b>	<b>9,90</b>
<b>CELKEM STÁLÉ + PROMĚNNÉ</b>	<b>3,22</b>		<b>4,79</b>		<b>7,08</b>	<b>10,54</b>

### Statické schéma – schodišťové rameno



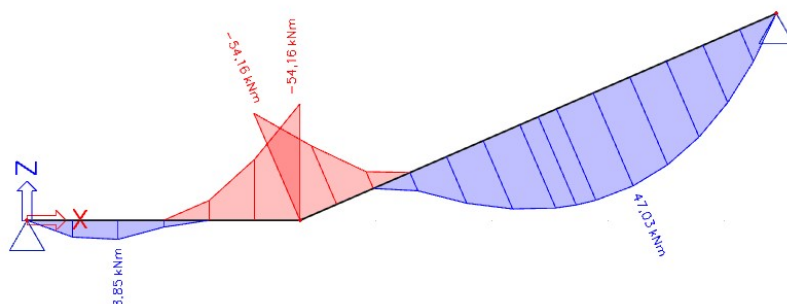
### Schéma zatížení – schodišťové rameno



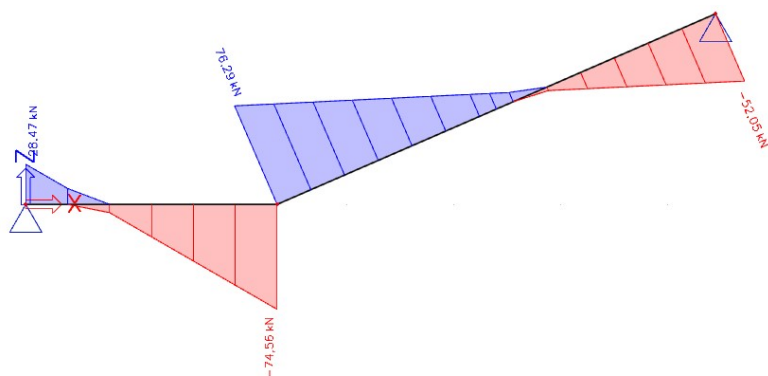


### Vnitřní síly – schodišťové rameno

$M_y$  [kNm]



$V_z$  [kN]



### Ověření navržených rozměrů

$$M_{Ed,max} = 54,16 \text{ kNm}$$

Krytí: 25 mm; podélná výztuž: 16 mm; třmínky: 12 mm

$$d_t = 250 - 25 - 12 - \frac{16}{2} = 205 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b_t \cdot d_t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{54,16 \cdot 10^6}{2 \cdot 100 \cdot 205^2 \cdot 20} = 0,03 \rightarrow \xi = 0,038 \quad \zeta = 0,985$$

### Ověření stupně vyztužení

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d_t \cdot f_{yd}}}{b_t \cdot d_t} \leq \rho_{s,max} = 0,04$$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{54,16 \cdot 10^6}{0,964 \cdot 205 \cdot 435} = 0,001 < 0,04 - \text{VYHOVUJE}$$



### Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Ed,max} = 76,29 \text{ kN}$$

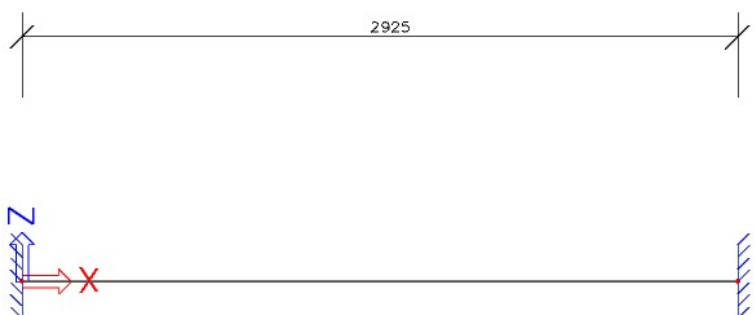
$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot \zeta \cdot d_t \cdot \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \geq V_{Ed,max}$$

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

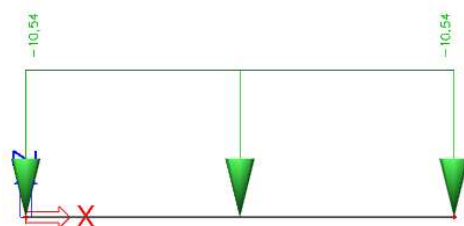
$$V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 2100 \cdot 0,985 \cdot 205 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} \cdot 10^{-3} = 2066,72 \text{ kN}$$

2066,72 > 76,29 [kN] – VYHOVUJE

### Statické schéma – mezipodesta

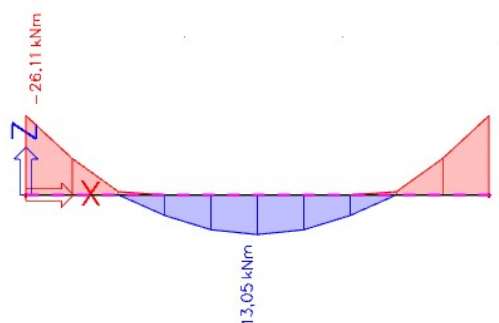


### Schéma zatížení – mezipodesta



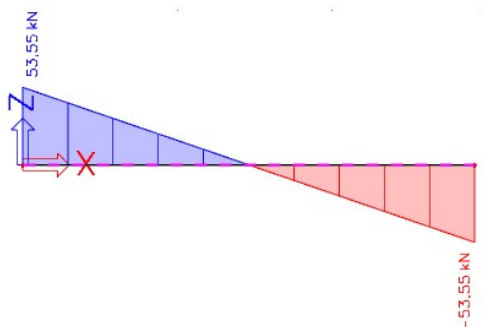
### Vnitřní síly – mezipodesta

$M_y$  [kNm]





$V_z$  [kNm]



### Ověření navržených rozměrů

$$M_{Ed,max} = 26,11 \text{ kNm}$$

Krytí: 25 mm; podélná výztuž: 16 mm; třmínky: 12 mm

$$d_t = 358 - 25 - 12 - \frac{16}{2} = 313 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b_t \cdot d_t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{26,11 \cdot 10^6}{2 \cdot 200 \cdot 313^2 \cdot 20} = 0,01 \rightarrow \xi = 0,013; \zeta = 0,995$$

### Ověření stupně vyztužení

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d_t \cdot f_{yd}}}{b_t \cdot d_t} \leq \rho_{s,max} = 0,04$$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{\frac{26,11 \cdot 10^6}{0,995 \cdot 313 \cdot 435}}{2 \cdot 200 \cdot 313} = 0,0003 < 0,04 - \text{VYHOVUJE}$$

### Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Ed,max} = 53,55 \text{ kN}$$

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

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

$$V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 2 \cdot 200 \cdot 0,995 \cdot 313 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} \cdot 10^{-3} = 3 \, 339,4 \text{ kN}$$

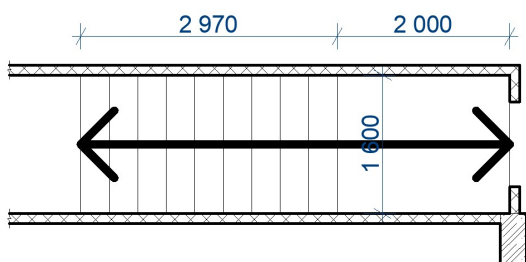
3 339,4 > 53,55 [kN] – VYHOVUJE



## 2.6.2 Vyrovnávací schodiště v rámci 1. NP

Jedná se o jednoramenné deskové schodiště, řešené jako jednou zalomená deska. Konstrukční výška schodiště je 1 500 mm. V rameni se nachází 10 schodišťových stupňů o rozměrech 150 x 330 mm. Sklon ramene je 24,44°.

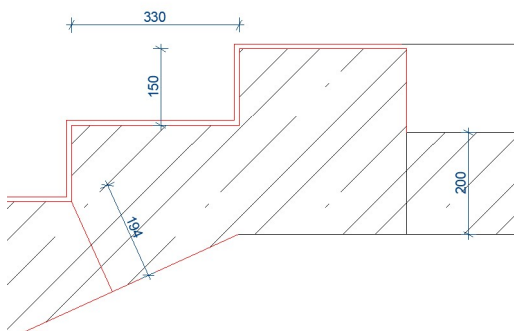
### Schéma pnutí desek



Obrázek 28 - statické schéma vyrovnávacího schodiště

### Návrh tloušťky desky

$$h = \frac{L}{25} = \frac{4\,970}{25} = 199\text{ mm} \rightarrow \text{tloušťka desky bude navržena z detailu}$$



Obrázek 29 - detail napojení vyrovnávacího schodiště na desku

- na základě obrázku 29 navrhuj deskou tl. 194 mm

### Zatížení

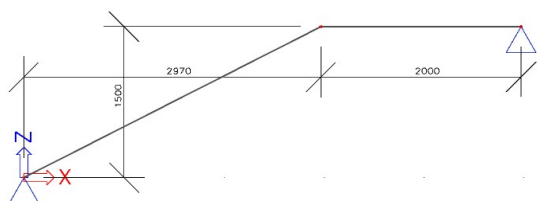
Zatížení stálé								
Název	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>g</sub> [-]	g <sub>d</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Zat. š. [m]	g <sub>k</sub> [kN/m]	g <sub>d</sub> [kN/m]
Dlažba	8,00	22,00	0,18	1,35	0,24	1,60	0,28	0,38
Lepidlo	2,00	20,00	0,04	1,35	0,05	1,60	0,06	0,09
Stupně	75,00	25,00	1,88	1,35	2,53	1,60	3,00	4,05
<b>CELKEM</b>			<b>2,09</b>		<b>2,82</b>		<b>3,35</b>	<b>4,52</b>



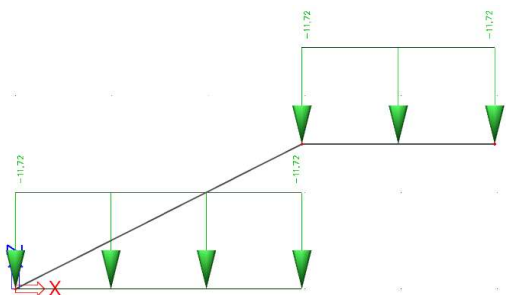


Zatížení proměnné							
Název		$Q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_q$ [-]	$Q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Zat. š. [m]	$Q_k$ [kN/m]	$Q_d$ [kN/m]
Užitné		3,00	1,50	4,50	1,60	4,80	7,20
<b>CELKEM</b>		<b>3,00</b>		<b>4,50</b>		<b>4,80</b>	<b>7,20</b>
<b>CELKEM STÁLÉ + PROMĚNNÉ</b>		<b>5,09</b>		<b>7,32</b>		<b>8,15</b>	<b>11,72</b>

**Statické schéma**

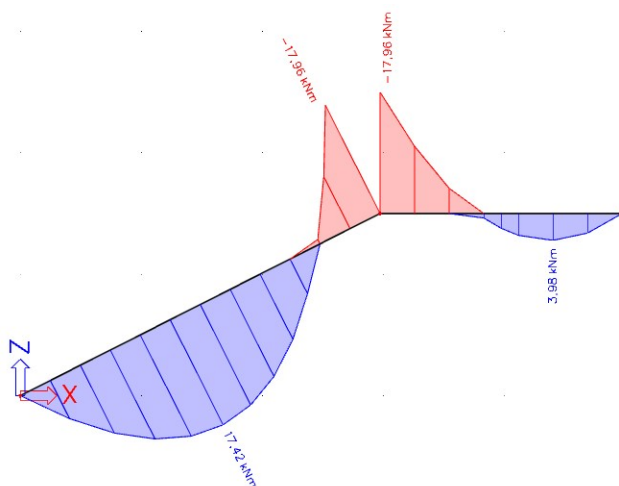


**Schéma zatížení**



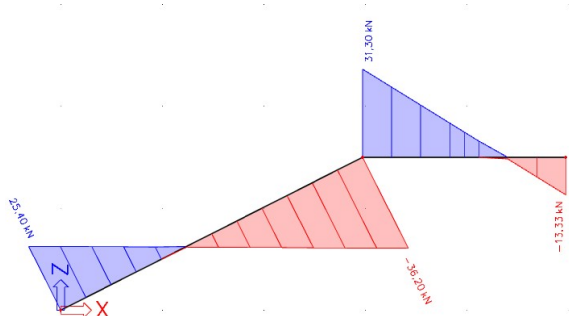
**Vnitřní síly**

$M_y$  [kNm]





$V_z$  [kN]



### Ověření navržených rozměrů

$$M_{Ed,max} = 17,93 \text{ kNm}$$

Krytí: 25 mm; podélná výztuž: 16 mm; třmínky: 12 mm

$$d_t = 194 - 25 - 12 - \frac{16}{2} = 149 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b_t \cdot d_t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{17,93 \cdot 10^6}{1\,600 \cdot 149^2 \cdot 20} = 0,025 \rightarrow \xi = 0,038; \zeta = 0,985$$

### Ověření stupně vyztužení

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d_t \cdot f_{yd}}}{b_t \cdot d_t} \leq \rho_{s,max} = 0,04$$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{\frac{17,93 \cdot 10^6}{0,985 \cdot 149 \cdot 435}}{1\,600 \cdot 149} = 0,001 < 0,04 - \text{VYHOVUJE}$$

### Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Ed,max} = 36,20 \text{ kN}$$

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

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

$$V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 1\,600 \cdot 0,985 \cdot 149 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} \cdot 10^{-3} = 1\,144,50 \text{ kN}$$

1 144,50 > 36,20 [kN] – VYHOVUJE





- na základě obrázku 31 navrhuji desku schodišťového ramene tloušťky **200 mm** a dále pak tloušťku mezipodesty **323 mm**

### Zatížení schodišťového ramene

Zatížení stálé								
Název	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_g$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Zat. š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$g_d$ [kN/m]
Dlažba	8,00	22,00	0,18	1,35	0,24	1,35	0,24	0,32
Lepidlo	2,00	20,00	0,04	1,35	0,05	1,35	0,05	0,07
Stupně	72,00	25,00	1,80	1,35	2,43	1,35	2,43	3,28
<b>CELKEM</b>			<b>2,02</b>		<b>2,72</b>		<b>2,72</b>	<b>3,67</b>

Zatížení proměnné								
Název			$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_q$ [-]	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Zat. š. [m]	$q_k$ [kN/m]	$q_d$ [kN/m]
Užitné			3,00	1,50	4,50	1,35	4,05	6,08
<b>CELKEM</b>			<b>3,00</b>		<b>4,50</b>		<b>4,05</b>	<b>6,08</b>
<b>CELKEM STÁLÉ + PROMĚNNÉ</b>			<b>5,02</b>		<b>7,22</b>		<b>6,77</b>	<b>9,75</b>

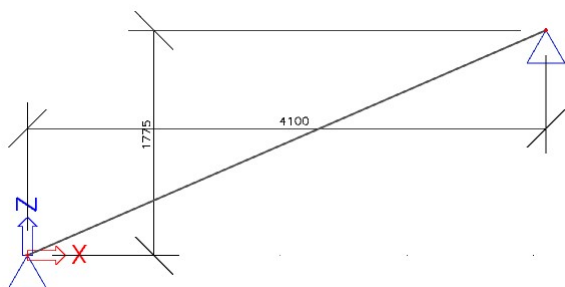
### Zatížení mezipodesty

Zatížení stálé									
Název	Tloušťka [mm]	Obj. tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_g$ [-]	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Zat. š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$g_d$ [kN/m]	
Dlažba	8,00	22,00	0,18	1,35	0,24	1,50	0,26	0,36	
Lepidlo	2,00	20,00	0,04	1,35	0,05	1,50	0,06	0,08	
Ramena	Vypočteno z reakce v rameni: $28,67/1,35=21,24$ kN/m (28,67)							21,24	28,67
<b>CELKEM</b>			<b>0,22</b>		<b>0,29</b>		<b>21,56</b>	<b>29,11</b>	

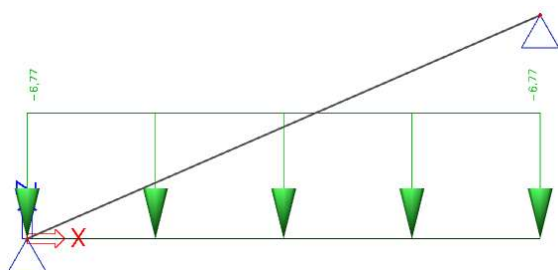
Zatížení proměnné								
Název			$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_q$ [-]	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Zat. š. [m]	$q_k$ [kN/m]	$q_d$ [kN/m]
Užitné			3,00	1,50	4,50	1,50	4,50	6,75
<b>CELKEM</b>			<b>3,00</b>		<b>4,50</b>		<b>4,50</b>	<b>6,75</b>
<b>CELKEM STÁLÉ + PROMĚNNÉ</b>			<b>3,22</b>		<b>4,79</b>		<b>26,06</b>	<b>35,86</b>



### Statické schéma – rameno

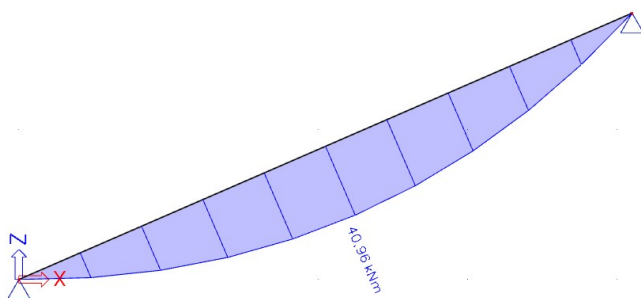


### Zatížení – rameno

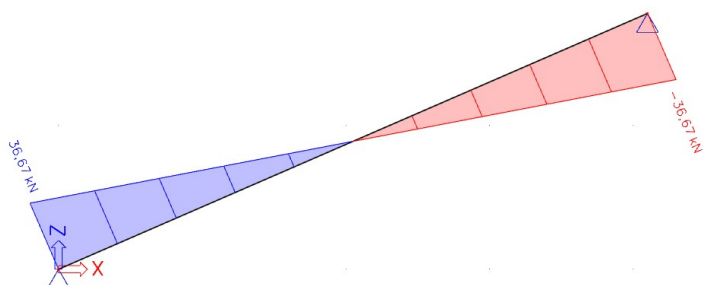


### Vnitřní síly – rameno

$M_{y,d}$  [kNm]

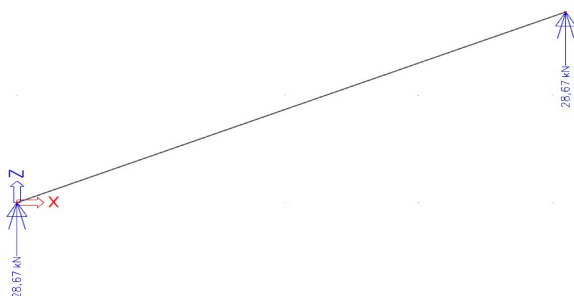


$V_{z,d}$  [kN]





Reakce  $R_{z,k}$  [kN]



### Ověření navržených rozměrů

$$M_{Ed,max} = 40,96 \text{ kNm}$$

Krytí: 25 mm; podélná výztuž: 16 mm; třmínky: 12 mm

$$d_t = 200 - 25 - 12 - \frac{16}{2} = 155 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b_t \cdot d_t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{40,96 \cdot 10^6}{1\,350 \cdot 155^2 \cdot 20} = 0,06 \rightarrow \xi = 0,077; \zeta = 0,969$$

### Ověření stupně vyztužení

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d_t \cdot f_{yd}}}{b_t \cdot d_t} \leq \rho_{s,max} = 0,04$$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{40,96 \cdot 10^6}{1\,350 \cdot 155 \cdot 0,969 \cdot 155 \cdot 435} = 0,003 < 0,04 - \text{VYHOVUJE}$$

### Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Ed,max} = 36,67 \text{ kN}$$

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

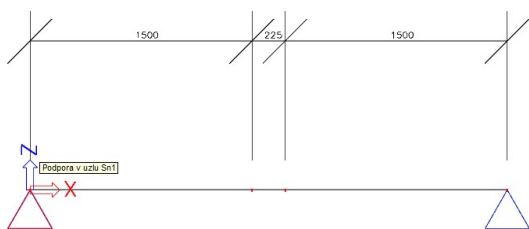
$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 1\,350 \cdot 0,969 \cdot 155 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} \cdot 10^{-3} = 988,24 \text{ kN}$$

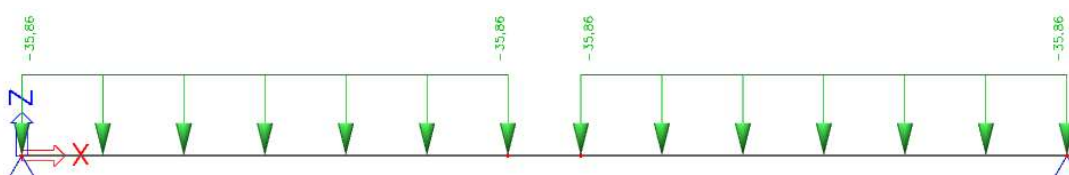
$$988,24 > 36,67 \text{ [kN]} - \text{VYHOVUJE}$$



### Statické schéma – mezipodesta

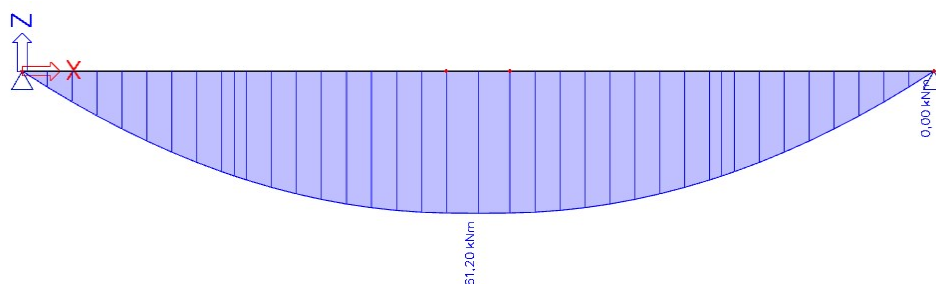


### Schéma zatížení – mezipodesta

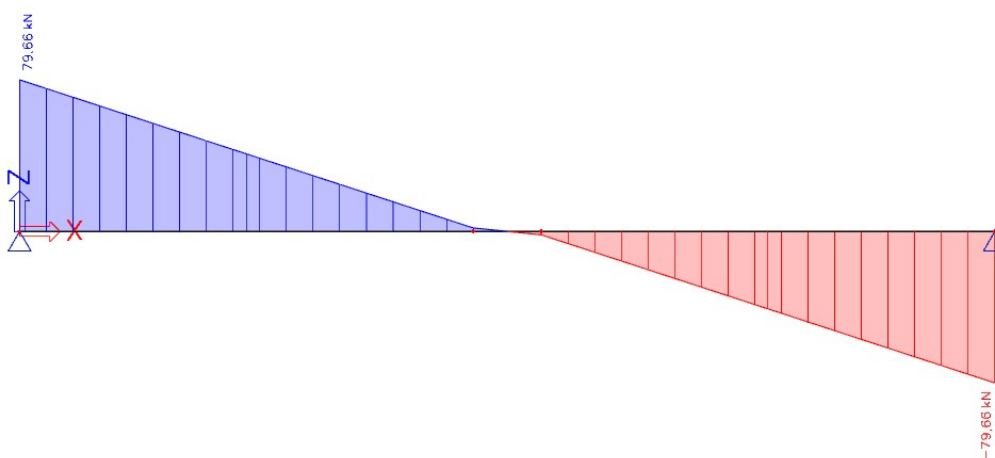


### Vnitřní síly – mezipodesta

$M_{yd}$  [kNm]



$V_{zd}$  [kN]





### Ověření navržených rozměrů

$$M_{Ed,max} = 61,20 \text{ kNm}$$

Krytí: 25 mm; podélná výztuž: 16 mm; třmínky: 12 mm

$$d_t = 323 - 25 - 12 - \frac{16}{2} = 278 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b_t \cdot d_t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{61,20 \cdot 10^6}{1\,500 \cdot 278^2 \cdot 20} = 0,03 \rightarrow \xi = 0,038; \zeta = 0,985$$

### Ověření stupně vyztužení

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d_t \cdot f_{yd}}}{b_t \cdot d_t} \leq \rho_{s,max} = 0,04$$

$$\rho_{s,rqd} = \frac{\frac{61,20 \cdot 10^6}{0,985 \cdot 278 \cdot 435}}{1\,500 \cdot 278} = 0,001 < 0,04 - \text{VYHOVUJE}$$

### Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Ed,max} = 79,66 \text{ kN}$$

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

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

$$V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 1\,500 \cdot 0,985 \cdot 278 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} \cdot 10^{-3} = 2\,001,9 \text{ kN}$$

$$2\,001,9 > 79,66 \text{ [kN]} - \text{VYHOVUJE}$$



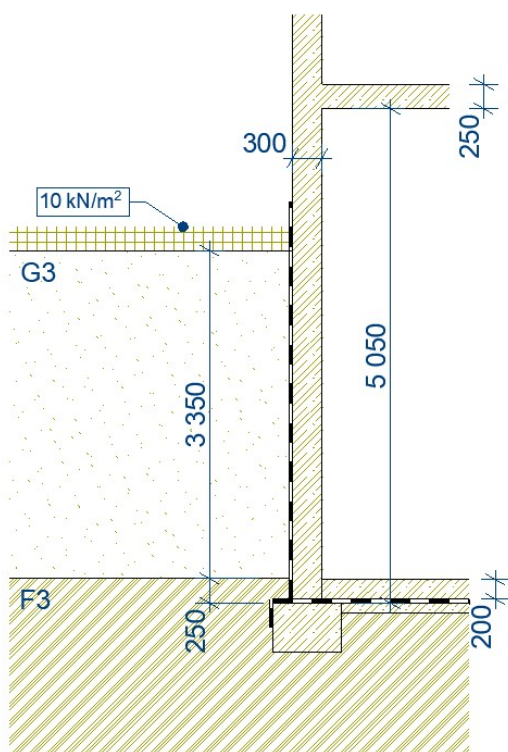


## 2.7 Železobetonové stěny

Veškeré železobetonové stěny jsou navrženy ve shodné tloušťce 300 mm. Tato tloušťka byla převzata z podkladů, resp. ze slepých půdorysů. V následující kapitole bude ověřeno, zda je tato tloušťka vhodná pro suterénní stěnu.

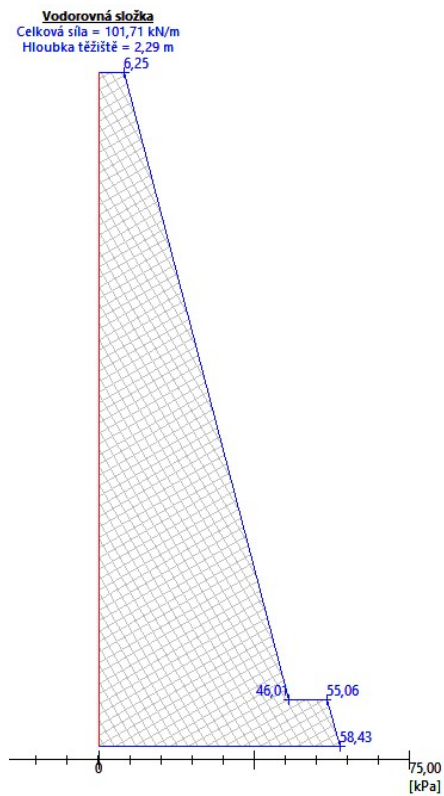
### 2.7.1 Suterénní stěna

Pro posouzení suterénní stěny byla vybrána ta část stěny, která je obklopena nejvyšší výškou zeminy. Zatížení působící na stěnu od zeminy je patrné z následujícího obrázku 32. Dále bude uvažováno přitížení v úrovni terénu a to hodnotou  $10 \text{ kN/m}^2$ .

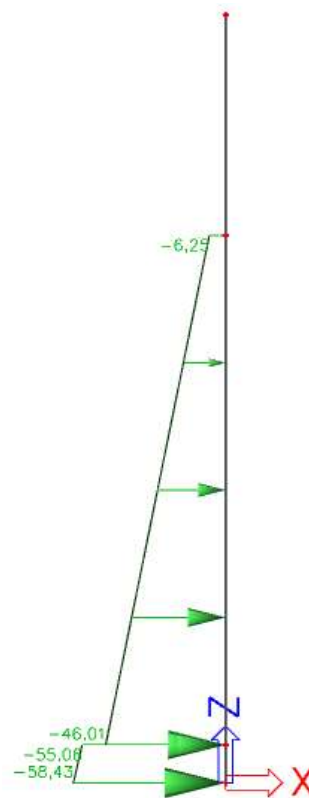


Obrázek 32 - schéma suterénní stěny

Je uvažováno zatížení suterénní stěny zemním tlakem v klidu. Pro výpočet zatížení byl použit software GEO5. Výsledné působící zatížení zeminou je zobrazené na obrázku 33.

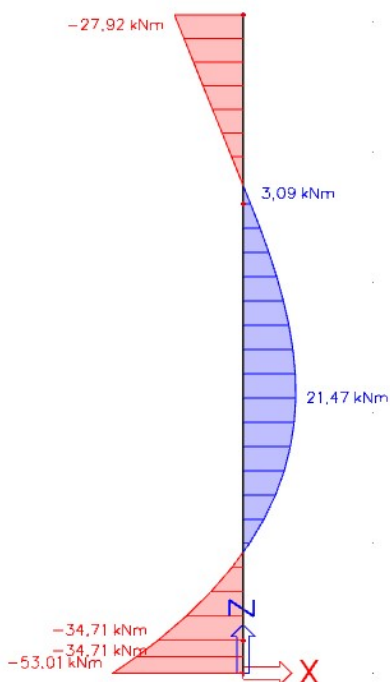


Obrázek 33 - zatížení zemním tlakem v klidu na suterénní stěnu



Obrázek 34 - zatížení zadané do SCIA Engineer

$M_y$  [kNm]





### Ověření tloušťky suterénní stěny

- krycí vrstva byla stanovena v úvodu práce a je uvažována hodnotou 35 mm

$$d = h - c - \frac{\varnothing}{2} = 300 - 35 - \frac{10}{2} = 260 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{m_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{53,01 \cdot 10^6}{1000 \cdot 260^2 \cdot 20} = 0,039 \rightarrow \xi = 0,051; \zeta = 0,980$$

### Ověření stupně vyztužení

$$\rho_{s,rqd} = \frac{A_{s,rqd}}{A_c} = \frac{\frac{M_{Ed,max}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}}}{b \cdot d} \leq \rho_{s,max} = 0,04$$

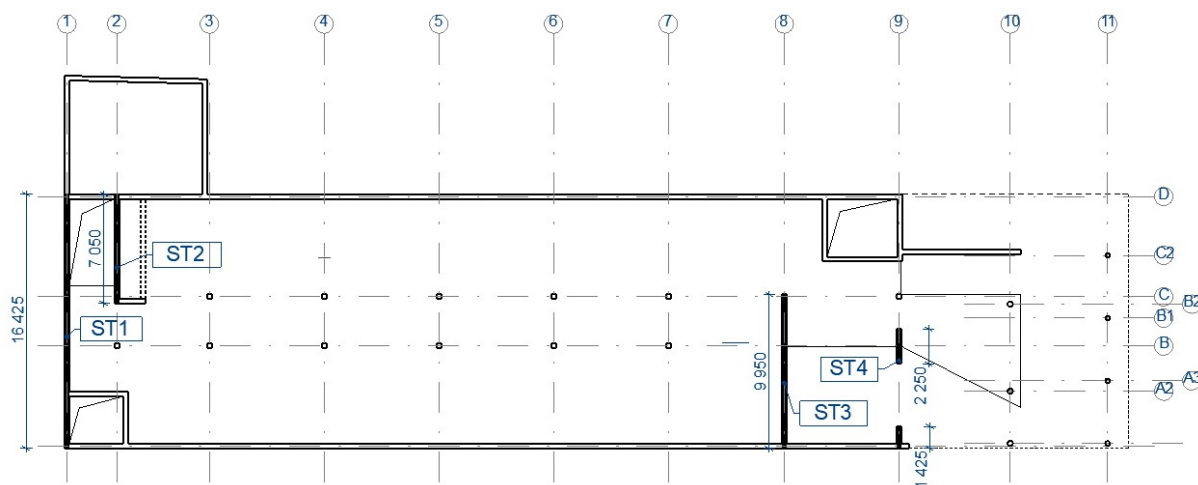
$$\rho_{s,rqd} = \frac{\frac{53,01 \cdot 10^6}{0,980 \cdot 260 \cdot 435}}{1000 \cdot 260} = 0,001 < 0,04 - \text{VYHOVUJE}$$

- navržená tloušťka stěny je pro dané zatížení vyhovující

## 2.7.2 Prostorová tuhost objektu

V této kapitole bude ověřeno napětí pod ztužujícími stěnami na účinky zatížení větrem. Pod těmito stěnami by nemělo vznikat tahové napětí, resp. tahové napětí v takové míře, jež by nebylo možné bezpečně přenést do základů tahovou výztuží. Z hlediska tvaru objektu a uspořádání železobetonových nosných stěn, bude dále posuzován pouze vítr příčný (předpokládám, že v podélném směru je konstrukce dostatečně tuhá).

Stěny, které budou uvažovány jako ztužující, se zatíží příslušnou hodnotou zatížením větrem. Celkové zatížení větrem (tlak + sání, oblast D+E) přenásobené celkovou šířkou budovy se prerozdělí na jednotlivé ztužující stěny v poměru jejich ohybových tuhostí.



Obrázek 35 - schéma umístění uvažovaných ztužujících stěn

Příslušné liniové zatížení na jednotlivé stěny se tedy stanoví na základě následujícího vztahu:

$$q_i = \frac{q_w}{(l_1^3 + l_2^3 + l_3^3 + l_4^3)} \cdot l_i^3$$

kde

- $q_i$  je příslušné liniové zatížení
- $q_w$  je celkové liniové zatížení působící po výšce budovy (součet oblastí D a E)
- $l_i$  jsou příslušné půdorysné délky jednotlivých stěn

Stěny jsou modelovány jako konzoly vetknuté do základů. Ohybový moment se tedy stanoví:

$$M_i = \frac{1}{2} \cdot q_i \cdot h_i^2$$

kde

- $M_i$  je ohybový moment působící na uvažované stěně
- $h_i$  je výška uvažované stěny

Následně je stanoveno ohybové napětí  $\sigma_i$  a normálové napětí  $\sigma_{Ni}$  dle následujících vztahů:

$$\sigma_i = \frac{M_i}{W_i}$$



kde

- $W_i$  je průřezový modul příslušné stěny

$$\sigma_{Ni} = \frac{N_i}{A_i}$$

kde

- $N_i$  je příslušná normálová síla působící v dané stěně
- $A_i$  je příslušná půdorysná plocha dané stěny

Tato napětí budou následně sečtena a bude ověřeno jestli, případně v jaké míře, pod stěnou vzniká tahové napětí.

Ověřovány budou následující kombinace:

- kombinace CO1: charakteristický vítr + minimální svislé
- kombinace CO2: návrhový vítr + 0,9\*minimální svislé

*pozn. Minimálním svislým zatížením se rozumí pouze charakteristická vlastní tíha nosných konstrukcí.*

### **Stanovení celkového liniového zatížení větrem**

Zatížení větrem bylo již stanoveno v kapitole 2.2.2.3 Zatížení větrem. Jak již bylo zmíněno výše, pro posouzení prostorové tuhosti bude uvažován pouze vítr příčný. Potřebné hodnoty zatížení větrem jsou vypsány níže.

$$w_{D,k} = 0,50 \text{ kN/m}^2; w_{E,k} = -0,31 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{D,d} = 0,74 \text{ kN/m}^2; w_{E,d} = -0,47 \text{ kN/m}^2$$

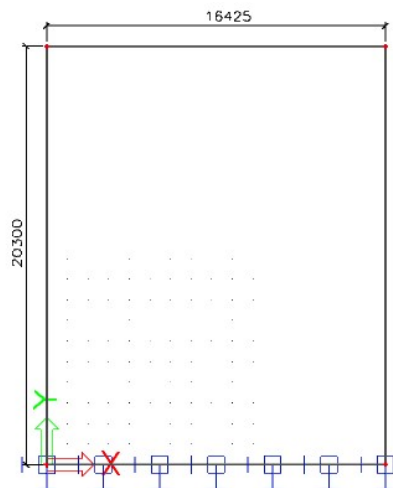
Šířka budovy: 68,885 m

$$q_{w,k} = (0,50 + 0,31) \cdot 68,885 = 55,80 \text{ kN/m}$$

$$q_{w,d} = (0,74 + 0,47) \cdot 68,885 = 83,35 \text{ kN/m}$$



### 2.7.2.1 Ztužující stěna ST1



Obrázek 36 - schéma ztužující stěny ST1

#### Posouzení kombinace CO1

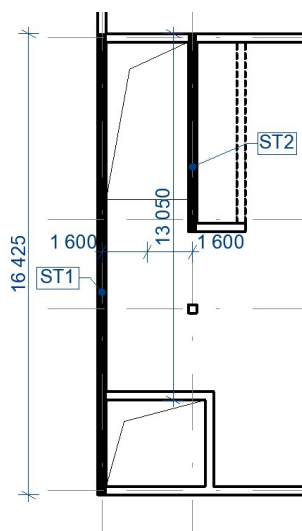
$$q_1 = \frac{55,80}{(16,425^3 + 7,05^3 + 9,95^3 + 3,3^3)} \cdot 16,425^3 = 42,59 \text{ kN/m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot 42,59 \cdot 20,30^2 = 8\,775,46 \text{ kNm}$$

$$\sigma_1 = \frac{8\,775,46}{\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 16,425^2} = 650,56 \text{ kPa}$$

#### - Stanovení normálové síly

$$\text{vlastní tíha stěny: } 25 \cdot 0,3 \cdot 16,425 \cdot 20,3 = 2\,500,71 \text{ kN}$$



Obrázek 37 - schéma pro stanovení přetížení stropními deskami

přetížení stropními deskami (4 ks):  $4 \cdot (25 \cdot 0,25 \cdot 13,05 \cdot 1,6) = 522 \text{ kN}$

pozn. při výpočtu přetížení stropními deskami není odečítán schodišťový prostor. Ve stropní desce je sice otvor, ale budou se zde nacházet schodišťová ramena a mezipodesta – tyto prvky budou stěnu ST1 přetěžovat.

$$N_1 = 2\,500,71 + 522 = 3\,022,71 \text{ kN}$$

- **Normálové napětí**

$$\sigma_{N1} = \frac{3\,022,71}{0,3 \cdot 16,425} = 613,44 \text{ kPa}$$

- **Podmínka**

když  $\sigma_1 > \sigma_{N1}$ , pod stěnou vzniká tah

$650,56 > 613,44$  – pod stěnou vzniká tahové napětí o velikosti 37,12 kPa

Tato kombinace bude ověřena pomocí 3D modelu.



### Posouzení kombinace CO2

$$q'_1 = \frac{83,35}{(16,425^3 + 7,05^3 + 9,95^3 + 3,3^3)} \cdot 16,425^3 = 63,62 \text{ kN/m}$$

$$M'_1 = \frac{1}{2} \cdot 63,62 \cdot 20,30^2 = 13\,108,58 \text{ kNm}$$

$$\sigma'_1 = \frac{13\,108,58}{\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 16,425^2} = 971,79 \text{ kPa}$$

#### - Normálové napětí

$$\sigma'_{N1} = \frac{0,9 \cdot 3\,022,71}{0,3 \cdot 16,425} = 552,09 \text{ kPa}$$

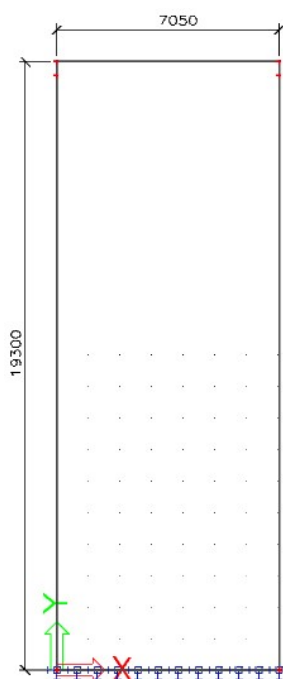
#### - Podmínka

když  $\sigma'_1 > \sigma'_{N1}$ , pod stěnou vzniká tah

$971,79 > 552,09$  – pod stěnou vzniká tahové napětí o velikosti 419,7 kPa

Tato kombinace bude ověřena pomocí 3D modelu.

### 2.7.2.2 Ztužující stěna ST2



Obrázek 38 - schéma ztužující stěny ST2





### Posouzení kombinace CO1

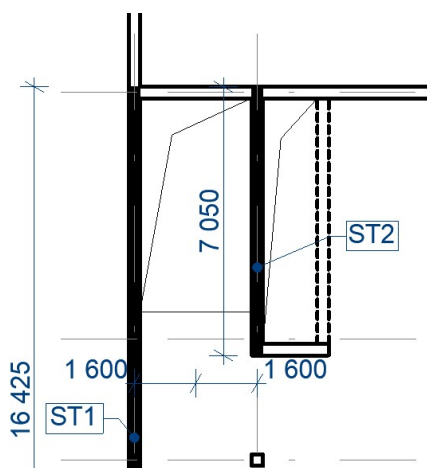
$$q_2 = \frac{55,80}{(16,425^3 + 7,05^3 + 9,95^3 + 3,3^3)} \cdot 7,05^3 = 3,37 \text{ kN/m}$$

$$M_2 = \frac{1}{2} \cdot 3,37 \cdot 19,3^2 = 627,65 \text{ kNm}$$

$$\sigma_2 = \frac{627,65}{\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 7,05^2} = 252,56 \text{ kPa}$$

#### - Stanovení normálové síly

vlastní tíha stěny:  $25 \cdot 0,3 \cdot 7,05 \cdot 19,3 = 1\,020,49 \text{ kN}$



Obrázek 39 - schéma pro stanovení přitížení stropními deskami

přítížení stropními deskami (4 ks):  $4 \cdot (25 \cdot 0,25 \cdot 7,05 \cdot 1,6) = 338,4 \text{ kN}$

pozn. Při výpočtu přitížení stropními deskami není odečítán schodišťový prostor. Ve stropní desce je sice otvor, ale budou se zde nacházet schodišťová ramena a mezipodesta – tyto prvky budou stěnu ST2 přitěžovat.

$$N_2 = 1\,020,49 + 338,4 = 1\,358,89 \text{ kN}$$

#### - Normálové napětí

$$\sigma_{N2} = \frac{1\,358,89}{0,3 \cdot 7,05} = 642,50 \text{ kPa}$$

#### - Podmínka

když  $\sigma_2 > \sigma_{N2}$ , pod stěnou vzniká tah



252,56 < 642,50 – pod stěnou nevzniká tahové napětí

### **Posouzení kombinace CO2**

$$q'_2 = \frac{83,35}{(16,425^3 + 7,05^3 + 9,95^3 + 3,3^3)} \cdot 7,05^3 = 5,03 \text{ kN/m}$$

$$M'_2 = \frac{1}{2} \cdot 5,03 \cdot 19,3^2 = 936,81 \text{ kNm}$$

$$\sigma'_2 = \frac{936,81}{\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 7,05^2} = 376,97 \text{ kPa}$$

- **Normálové napětí**

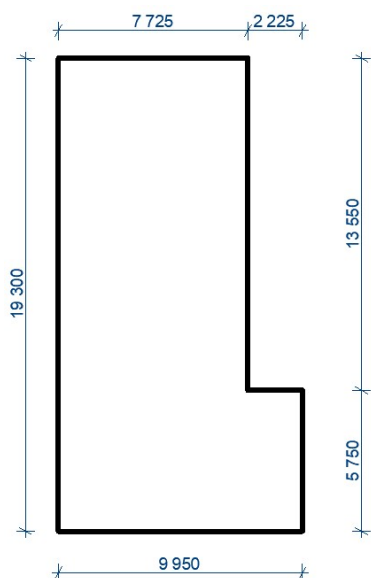
$$\sigma'_{N2} = \frac{0,9 \cdot 1\,358,89}{0,3 \cdot 7,05} = 578,25 \text{ kPa}$$

- **Podmínka**

když  $\sigma'_2 > \sigma'_{N2}$ , pod stěnou vzniká tah

376,97 < 578,25 – pod stěnou nevzniká tahové napětí

### **2.7.2.3 Ztužující stěna ST3**



Obrázek 40 - schéma ztužující stěny ST3



### Posouzení kombinace CO1

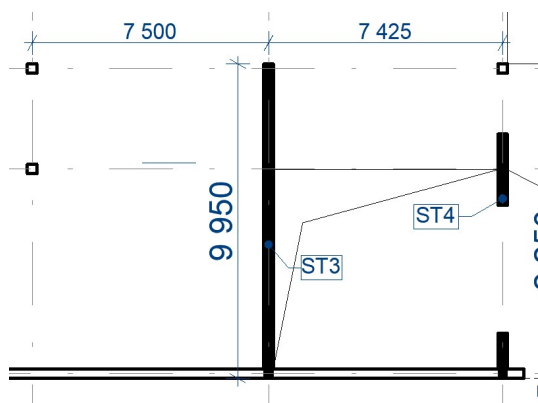
$$q_3 = \frac{55,80}{(16,425^3 + 7,05^3 + 9,95^3 + 3,3^3)} \cdot 9,95^3 = 9,47 \text{ kN/m}$$

$$M_3 = \frac{1}{2} \cdot 9,47 \cdot 19,3^2 = 1\,763,74 \text{ kNm}$$

$$\sigma_3 = \frac{1\,763,74}{\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 9,95^2} = 356,30 \text{ kPa}$$

#### - Stanovení normálové síly

$$\text{vlastní tíha stěny: } 25 \cdot 0,3 \cdot 7,725 \cdot 19,3 + 25 \cdot 0,3 \cdot 2,225 \cdot 5,75 = 1\,214,15 \text{ kN}$$



Obrázek 41 - schéma pro stanovení přitížení stropními deskami

$$\text{přítížení stropními deskami (4 ks): } 4 \cdot (25 \cdot 0,25 \cdot 9,95 \cdot 3,25) = 808,44 \text{ kN}$$

pozn. při výpočtu přitížení stropními deskami je uvažováno pouze s přitížením z levé strany (obrázek 41, rozpon 7,5 m), pravá část vzhledem k pnutí schodišťových ramen není uvažována.

$$N_3 = 1\,214,15 + 808,44 = 2\,022,59 \text{ kN}$$

#### - Normálové napětí

$$\sigma_{N3} = \frac{2\,022,59}{0,3 \cdot 9,95} = 677,59 \text{ kPa}$$

#### - Podmínka

když  $\sigma_3 > \sigma_{N3}$ , pod stěnou vzniká tah

$356,30 < 677,59$  – pod stěnou nevzniká tahové napětí



### Posouzení kombinace CO2

$$q'_3 = \frac{83,35}{(16,425^3 + 7,05^3 + 9,95^3 + 3,3^3)} \cdot 9,95^3 = 14,14 \text{ kN/m}$$

$$M'_3 = \frac{1}{2} \cdot 14,14 \cdot 19,3^2 = 2\,633,50 \text{ kNm}$$

$$\sigma'_3 = \frac{2\,633,50}{\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 9,95^2} = 532,01 \text{ kPa}$$

- Normálové napětí

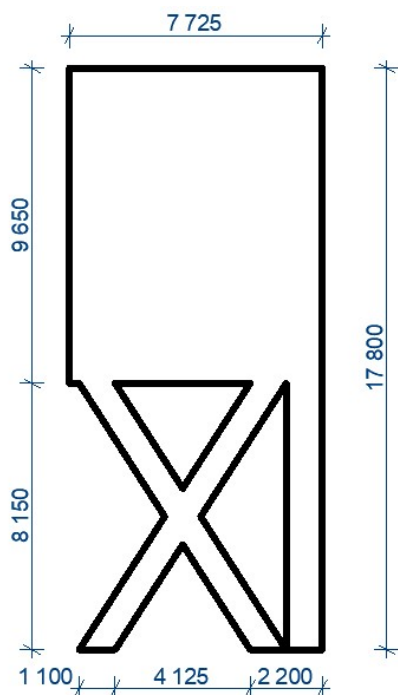
$$\sigma'_{N3} = \frac{0,9 \cdot 2\,022,59}{0,3 \cdot 9,95} = 609,83 \text{ kPa}$$

- Podmínka

když  $\sigma'_3 > \sigma'_{N3}$ , pod stěnou vzniká tah

$532,01 < 609,83$  – pod stěnou nevzniká tahové napětí

### 2.7.2.4 Ztužující stěna ST4



Obrázek 42 - schéma ztužující stěny ST4



### Posouzení kombinace CO1

$$q_4 = \frac{55,80}{(16,425^3 + 7,05^3 + 9,95^3 + 3,3^3)} \cdot 3,3^3 = 0,35 \text{ kN/m}$$

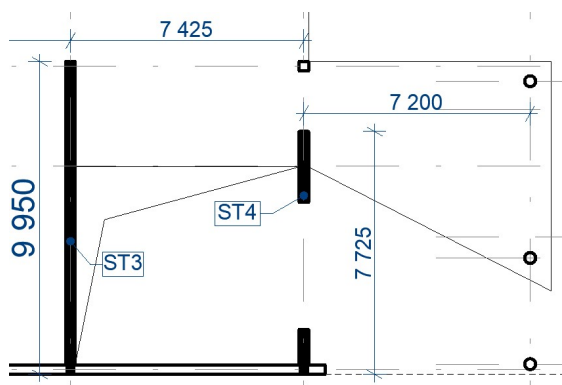
$$M_4 = \frac{1}{2} \cdot 0,35 \cdot 17,8^2 = 55,45 \text{ kNm}$$

$$\sigma_4 = \frac{55,45}{\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 3,3} = 336,06 \text{ kPa}$$

#### - Stanovení normálové síly

vlastní tíha stěny:  $25 \cdot 0,3 \cdot 7,725 \cdot 9,65 = 559,1 \text{ kN}$

pozn. Jedná se pouze o část vlastní tíhy nad ztužujícím „X“.



Obrázek 43 - schéma pro stanovení přitížení stropními deskami

přítížení stropními deskami (3 ks):  $3 \cdot (25 \cdot 0,25 \cdot 7,725 \cdot 3,6) = 521,44 \text{ kN}$

pozn. při výpočtu přitížení stropními deskami je uvažováno pouze s přitížením z pravé strany (obrázek 43, rozpon 7,2 m), levá část vzhledem k pnutí schodišťových ramen není uvažována.

$$N_4 = 559,1 + 521,44 = 1\,080,54 \text{ kN}$$

#### - Normálové napětí

$$\sigma_{N4} = \frac{1\,080,54}{0,3 \cdot 3,3} = 1\,091,46 \text{ kPa}$$

#### - Podmínka

když  $\sigma_4 > \sigma_{N4}$ , pod stěnou vzniká tah

$336,06 < 1\,091,46$  – pod stěnou nevzniká tahové napětí



### **Posouzení kombinace CO2**

$$q'_4 = \frac{83,35}{(16,425^3 + 7,05^3 + 9,95^3 + 3,375^3)} \cdot 3,3^3 = 0,52 \text{ kN/m}$$

$$M'_4 = \frac{1}{2} \cdot 0,52 \cdot 17,8^2 = 82,38 \text{ kNm}$$

$$\sigma'_4 = \frac{82,32}{\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 3,3^2} = 151,18 \text{ kPa}$$

- **Normálové napětí**

$$\sigma'_{N4} = \frac{0,9 \cdot 1\,080,54}{0,3 \cdot 3,3} = 982,31 \text{ kPa}$$

- **Podmínka**

*když  $\sigma'_4 > \sigma'_{N4}$ , pod stěnou vzniká tah*

*151,18 < 982,31 – pod stěnou nevzniká tahové napětí*

## **2.8 Základové konstrukce**

- Základové konstrukce budou řešeny podrobně později na základě reakcí z 3D modelu v samostatné části - geotechnika. Předpokládám založení objektu na základových patkách, případně sdružených základových patkách a základových pasech.



## 2.9 Rekapitulace navržených prvků

Rozměry navržených prvků jsou uvedeny v následující tabulce.

REKAPITULACE NAVRŽENÝCH PRVKŮ				
NÁZEV	OZNAČENÍ	ŠÍŘKA [mm]	VÝŠKA [mm]	DÉLKA [mm]
Stropní desky			250	
Sloup	S1	300	300	5050
Sloup	S2	300	300	5050
Sloup	S3	300	300	4350
Sloup	S4	Ø 350		8150
Sloup	S5	Ø 350		8150
Sloup	S6	Ø 300		8150
Sloup	S7	Ø 300		8150
Sloup	S8	Ø 300		8150
Průvlak	PR1	1000	350	
Průvlak	PR2	450	700	
Schodišťová ramena - hlavní			250	
Mezipodesty - hlavní			358	
Schod. rameno - vyrovnávací			194	
Schod. ramena - vedlejší			200	
Mezipodesty - vedlejší			323	
ŽB stěny		300		

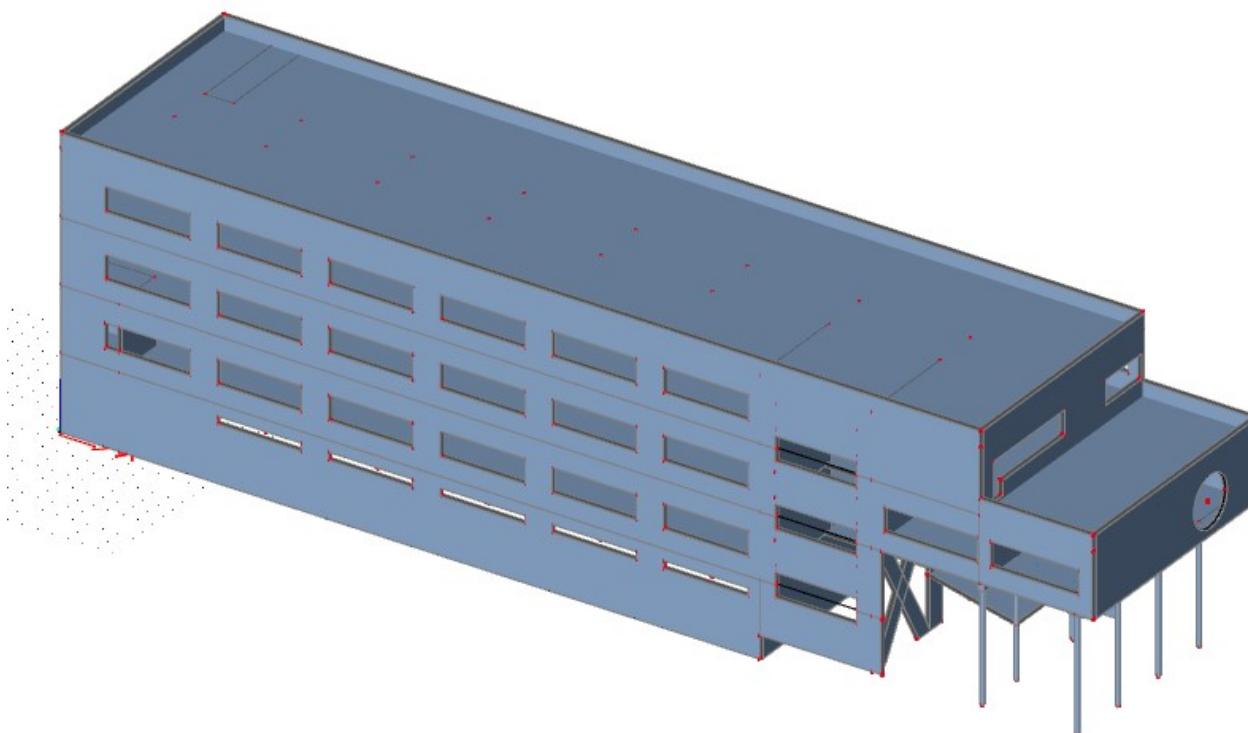


### 3 3D model objektu

Na základě předběžného návrhu jednotlivých prvků byl vytvořen 3D model celého objektu. V následující kapitole bude nejprve ověřena správnost tohoto modelu a to pomocí celkové hmotnosti konstrukce, včetně uvážení veškerého zatížení (vyjma zatížení větrem) – pro ověření správnosti zadané orientace zatížení, případně zadání zdvojeného zatížení. Další metodou bude metoda náhradního rámu pro ověření momentů na stropní desce. Dále budou porovnány reakce v patách sloupů – tyto reakce ze 3D modelu by měly více odpovídat realitě, protože prostorový model zohlední tuhosti nosných stěn – může tedy dojít k přerozdělení přenosu zatížení.

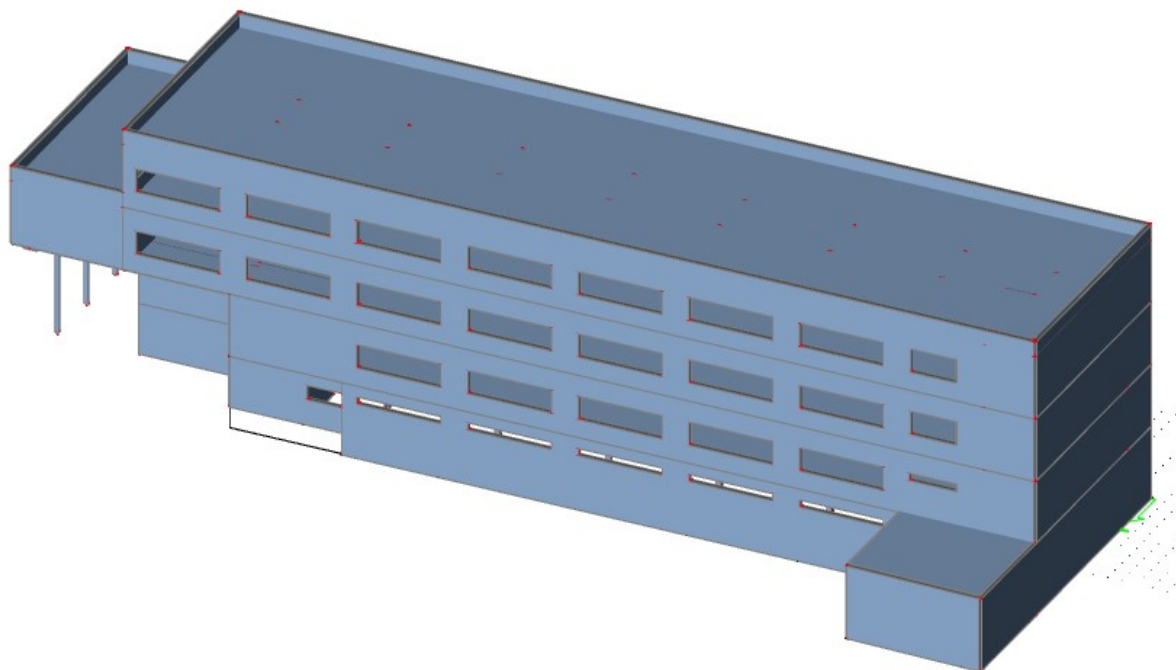
Pro podrobný návrh stropní desky bude následně vytvořen 2D model dané desky, avšak ze 3D modelu využijí vnitřní síly v místech sloupů pro posouzení protlačení a případný návrh výztuže na protlačení.

Na základě tohoto 3D modelu budou také navrženy vybrané sloupy.



Obrázek 44 - 3D model objektu





Obrázek 45 - 3D model objektu

### 3.1 Ověření správnosti 3D modelu

#### 3.1.1 Celková hmotnost konstrukce včetně zatížení

##### Deska nad 1. PP

- Plocha desky: **792,92 m<sup>2</sup>** (změřeno v Archicadu)
- Zatížení:
  - vlastní tíha: 6,25 kN/m<sup>2</sup>
  - ost. stálé: 1,67 kN/m<sup>2</sup>
  - užité: 3,00 kN/m<sup>2</sup>
  - příčky: 0,85 kN/m<sup>2</sup>
- **Výsledná síla:  $(6,25 + 1,67 + 3,00 + 0,85) \cdot 792,92 = 9\,332,67\text{ kN}$**



### Deska nad 1. NP

- Plocha desky: **983,02 m<sup>2</sup>** (změřeno v Archicadu)
- Zatížení: - stejné jako pro desku nad 1. PP
- **Výsledná síla:  $(6,25 + 1,67 + 3,00 + 0,85) \cdot 983,02 = 11\,570,15\text{ kN}$**

### Deska nad 2. NP

- Plocha desky: **1000,79 m<sup>2</sup>** (změřeno v Archicadu) – z toho **113,94 m<sup>2</sup>** terasa
- Zatížení: - stejné jako pro desku nad 1. PP + terasa
  - vlastní tíha: 6,25 kN/m<sup>2</sup>
  - ost. stálé: 1,09 kN/m<sup>2</sup>
  - užité: 3,00 kN/m<sup>2</sup>
  - sníh: 0,56 kN/m<sup>2</sup>
- **Výsledná síla:  $(6,25 + 1,67 + 3,00 + 0,85) \cdot 886,85 + (6,25 + 1,09 + 3,00 + 0,56) \cdot 113,94 = 11\,680,17\text{ kN}$**

### Deska nad 3. NP

- Plocha desky: **882,46 m<sup>2</sup>** (změřeno v Archicadu)
- Zatížení: - skladba střechy
  - vlastní tíha: 6,25 kN/m<sup>2</sup>
  - ost. stálé: 0,19 kN/m<sup>2</sup>
  - užité: 0,75 kN/m<sup>2</sup>
  - sníh: 0,56 kN/m<sup>2</sup>
- **Výsledná síla:  $(6,25 + 0,19 + 0,75 + 0,56) \cdot 882,46 = 6\,839,07\text{ kN}$**



## Stěny

- Délky jednotlivých stěn byly změřeny v programu Archicad

### **Obvodová stěna na celou výšku budovy**

- Délka: 54,225 m
- Výška: 20,3 m
- Tloušťka: 0,3 m
- **Výsledná síla:  $(54,225 \cdot 20,3 \cdot 0,3) \cdot 25 = 8\,255,76\text{ kN}$**

### **„Zbytek“ obvodových stěn**

$$(6,75 \cdot 10,45 \cdot 0,3) \cdot 25 \cdot 2 = 1\,060\text{ kN}$$

$$(31,5 \cdot 5,85 \cdot 0,3) \cdot 25 = 1\,382\text{ kN}$$

$$(15,8 \cdot 5,6 \cdot 0,3) \cdot 25 = 664\text{ kN}$$

$$(11,55 \cdot 7,99 \cdot 0,3) \cdot 25 = 692\text{ kN}$$

### **Vnitřní stěny**

- šachta osa 1–2

$$6,9 \cdot 9,65 \cdot 0,3 \cdot 25 = 500\text{ kN}$$

- šachta osa 2-1.PP

$$8,175 \cdot 5,05 \cdot 0,3 \cdot 25 = 310\text{ kN}$$

- šachta osa 2-1.-3. NP

$$14,925 \cdot 13,55 \cdot 0,3 \cdot 25 = 1\,517\text{ kN}$$

- stěny – hlavní schodiště

$$7,425 \cdot 17,35 \cdot 0,3 \cdot 25 = 966,2\text{ kN}$$

$$7,425 \cdot 8,95 \cdot 0,3 \cdot 25 = 498\text{ kN}$$

- šachta – osy 8–9

$$8,925 \cdot 8,15 \cdot 0,3 \cdot 25 = 546\text{ kN}$$



- stěna příčná

$$15,8 \cdot 4,35 \cdot 0,3 \cdot 25 = 516 \text{ kN}$$

### Sloupy

Vnitřní 300 x 300 mm

$$12 \cdot (25 \cdot 5,05 \cdot 0,3 \cdot 0,3) = 136,35 \text{ kN}$$

$$39 \cdot (25 \cdot 4,35 \cdot 0,3 \cdot 0,3) = 381,8 \text{ kN}$$

Vnitřní  $\varnothing$  350 mm

$$3 \cdot (25 \cdot 8,15 \cdot \pi \cdot 0,175^2) = 58,81 \text{ kN}$$

Vnější  $\varnothing$  300 mm

$$4 \cdot (25 \cdot 8,15 \cdot \pi \cdot 0,150^2) = 57,6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{SUMA CELKEM: } & 9\,332,67 + 11\,570,15 + 11\,680,17 + 6\,839,07 + 8\,255,76 + \\ & 1\,060 + 1\,382 + 664 + 692 + 500 + 310 + 1\,517 + 966,2 + 494 + 546 + 516 + \\ & 136,35 + 381,8 + 58,81 + 57,6 = 56\,963,58 \text{ kN} \end{aligned}$$

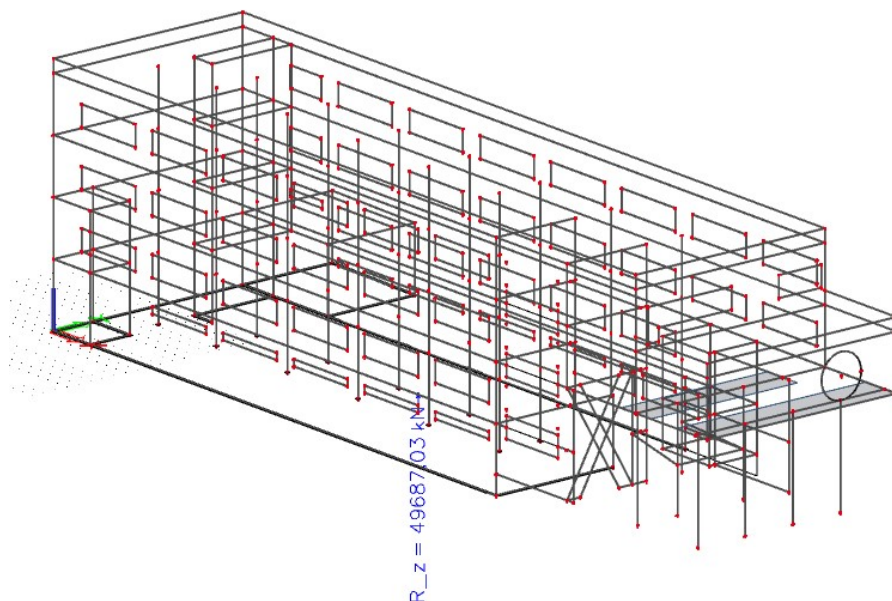
### Otvory

Ve stěnách se nacházejí otvory, které je potřeba od celkové síly odečíst. Zjednodušeně budu uvažovat pouze otvory o velikosti 5,625 x 1,5 m – těchto otvorů se v modelu vyskytuje celkem 42. Dále se zde nachází několik dalších otvorů, a to jak menších, tak větších. Celkový počet uvažovaných otvorů proto zvýšuji na 50 – přesto očekávám o něco vyšší výslednou sílu, než bude celková reakce v 3D modelu.

$$50 \cdot (25 \cdot 5,625 \cdot 1,5 \cdot 0,3) = 3\,164,1 \text{ kN}$$

### CELKOVÁ VÝSLEDNÁ SÍLA PO ODEČTENÍ OTVORŮ

$$56\,963,58 - 3\,164,1 = 53\,799,5 \text{ kN}$$

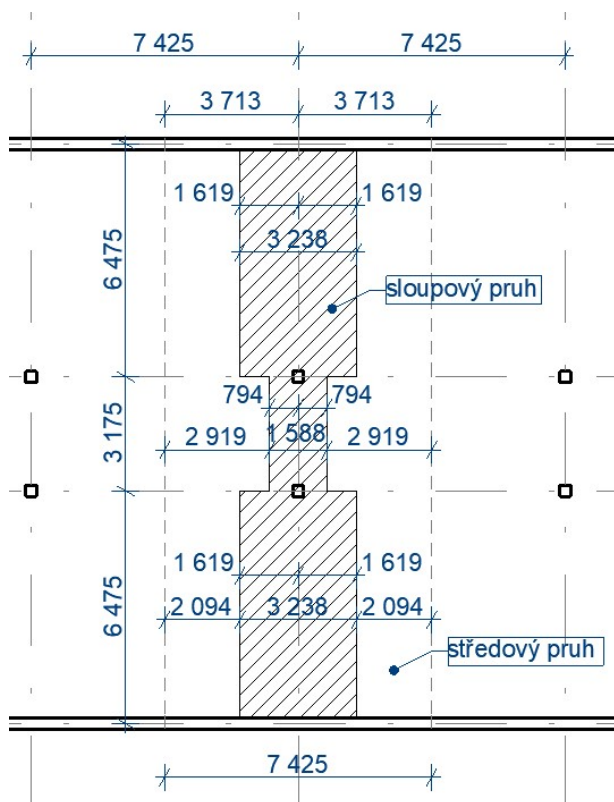


Obrázek 46 - výsledná reakce ve 3D modelu

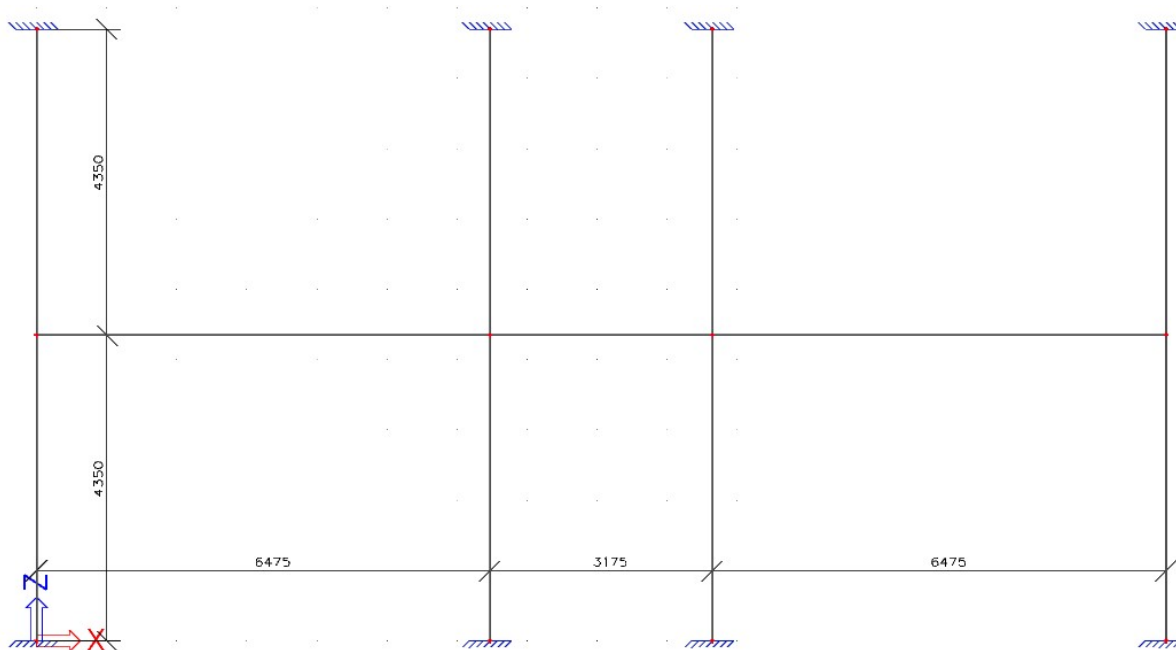
- **výsledná reakce z modelu je: 49 687,03 kN**
- ručním výpočtem vyšla síla o 8 % vyšší – vzhledem k neodečtení všech otvorů a zjednodušenému výpočtu hmotností jednotlivých prvků (zvláště pak hmotnosti stěn) považuji tento výsledek za vyhovující.

### 3.1.2 Ověření metodou náhradních rámců

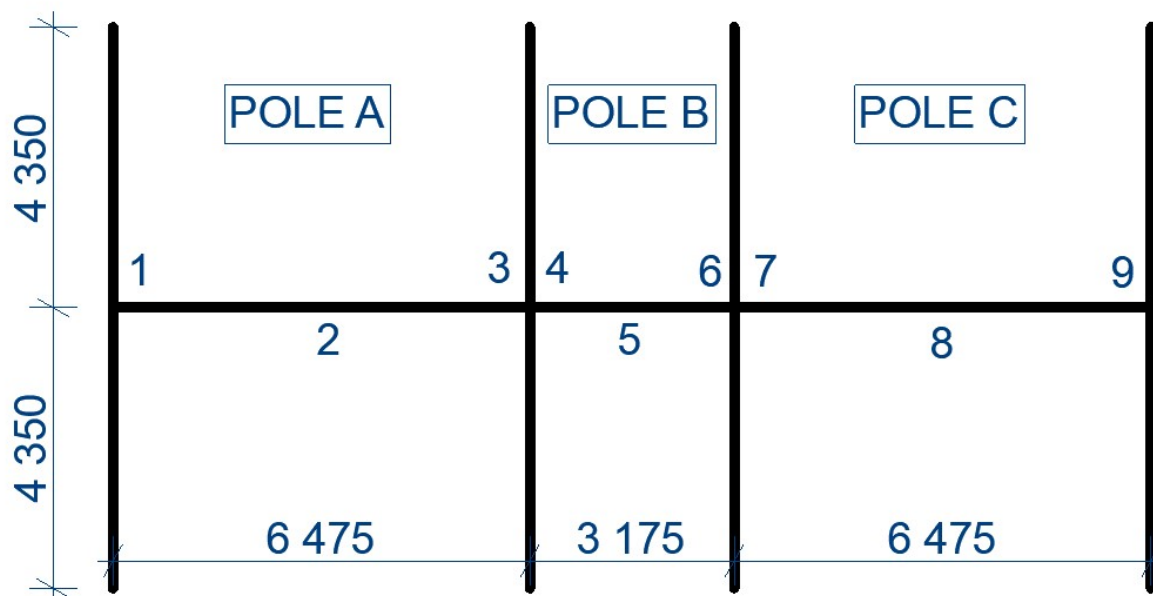
Pro ověření momentů na stropní desce byla zvolena metoda náhradních rámců. Rám bude zatížen příslušnými zatěžovacími stavy. Pomocí software SCIA Engineer proběhne výpočet vnitřních sil a výsledné momenty budou následně rozděleny do sloupového a středového pruhu pomocí součinitele  $\omega$ . Tyto momenty budou následně porovnány s momenty na desce ve 3D modelu.



Obrázek 47 - náhradní rám - půdorysné schéma



Obrázek 48 - náhradní rám - statické schéma



Obrázek 49 - náhradní rám - označení polí a bodů

### Zatížení působící na rám

#### Stálé – charakteristické

- skladba podlahy S4      **7,90 kN/m<sup>2</sup>**

#### Proměnné – charakteristické

- užitné                      3,00 kN/m<sup>2</sup>
- příčky                     0,85 kN/m<sup>2</sup>
- suma proměnné         **3,85 kN/m<sup>2</sup>**

**Zatěžovací šířka rámu: 7,425 m**

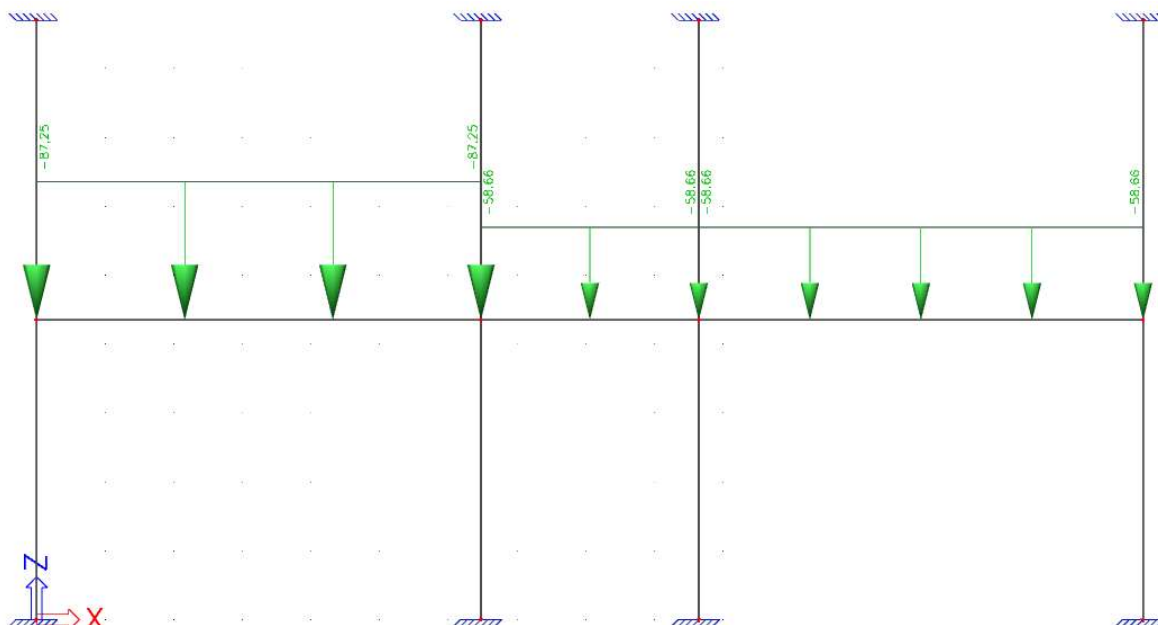
#### Přepočet zatížení na liniové

- stálé:                      7,90\*7,425=58,66 kN/m
- proměnné                 3,85\*7,425=28,59 kN/m

Těmito liniovými zatíženími bude rám zatížen. Je uvažováno celkem 5 zatěžovacích stavů, které se liší umístěním proměnného zatížení. Jednotlivé zatěžovací stavy jsou patrné z následujících schémat.

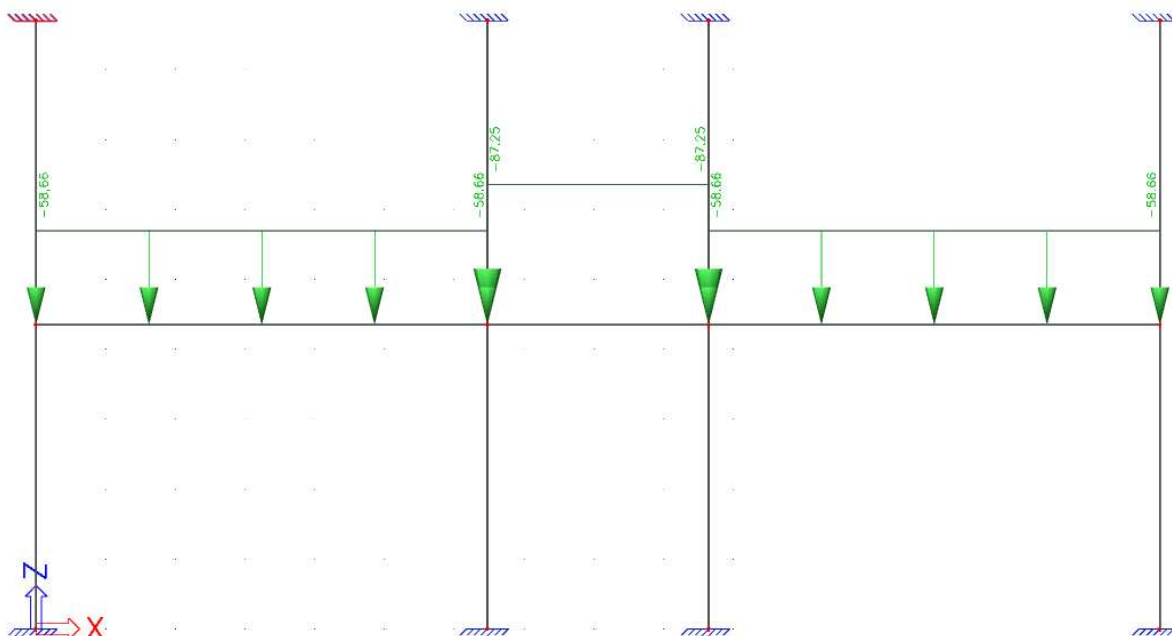


### Zatěžovací stav 1



Obrázek 50 - rám - ZS1

### Zatěžovací stav 2

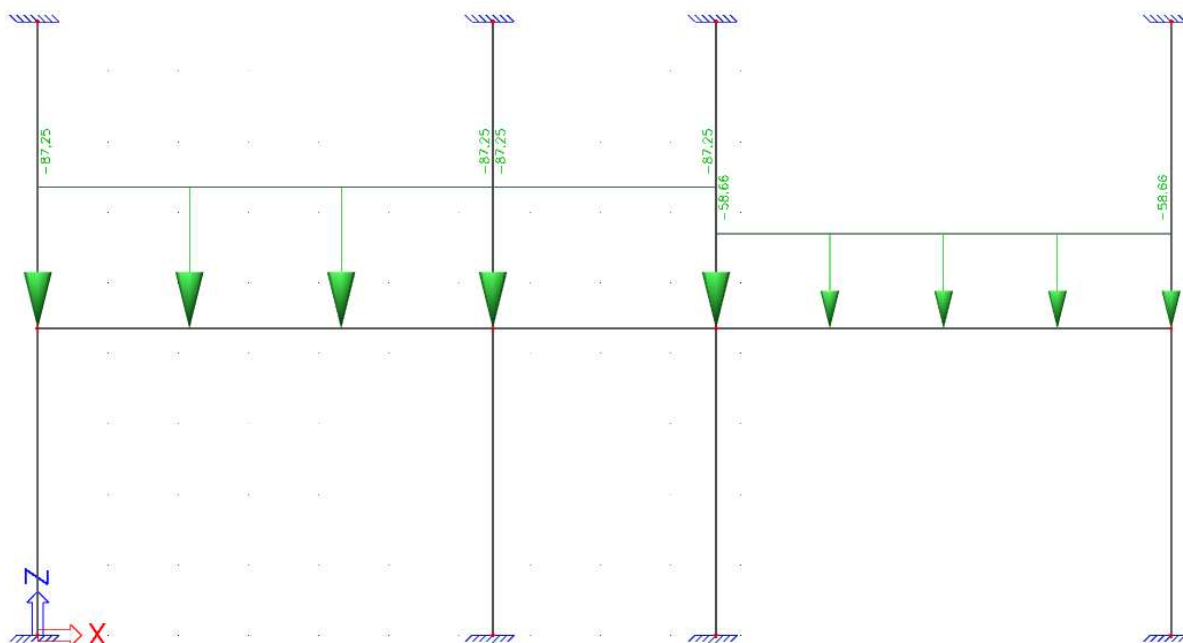


Obrázek 51 - rám - ZS2



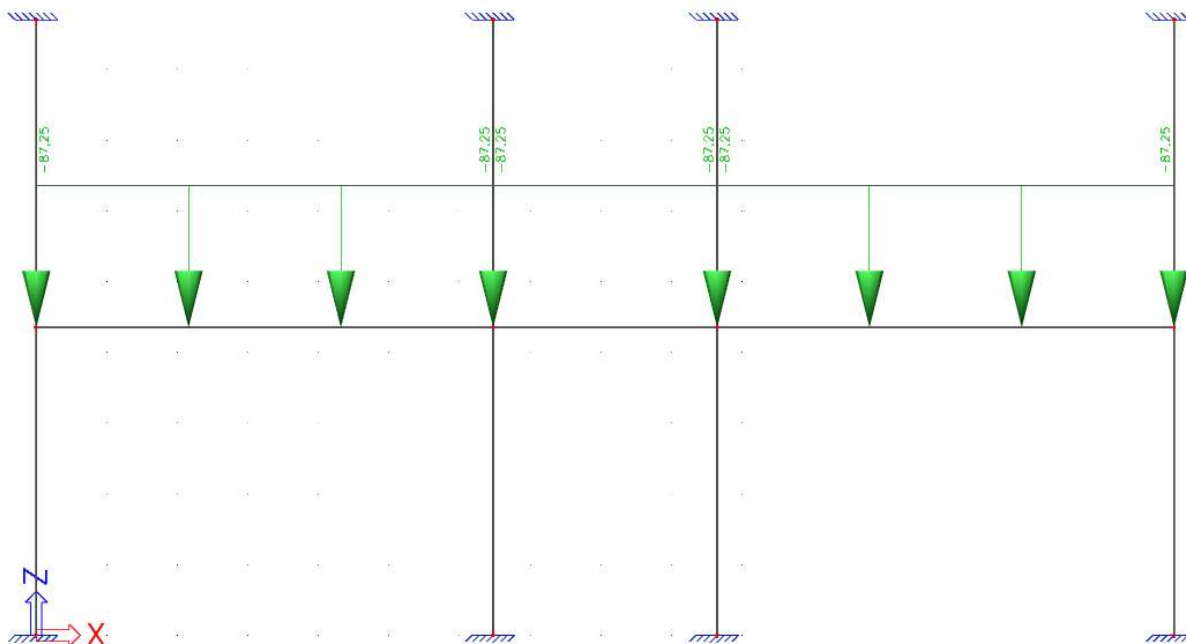


### Zatěžovací stav 3



Obrázek 52 - rám - ZS3

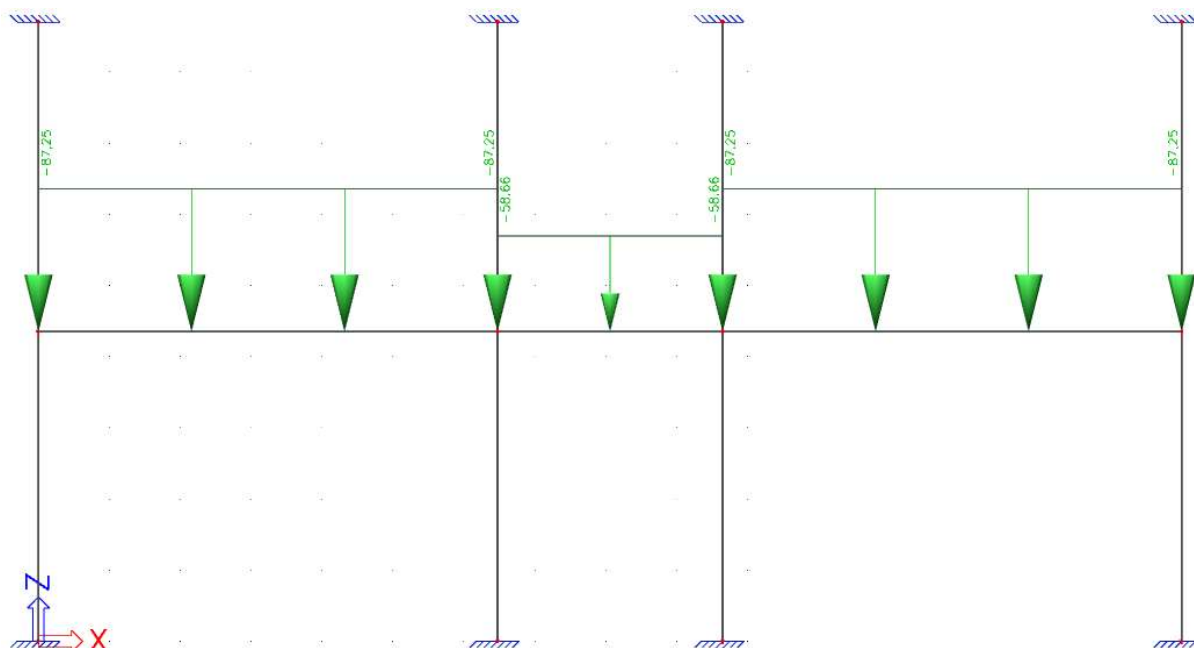
### Zatěžovací stav 4



Obrázek 53 - rám - ZS4

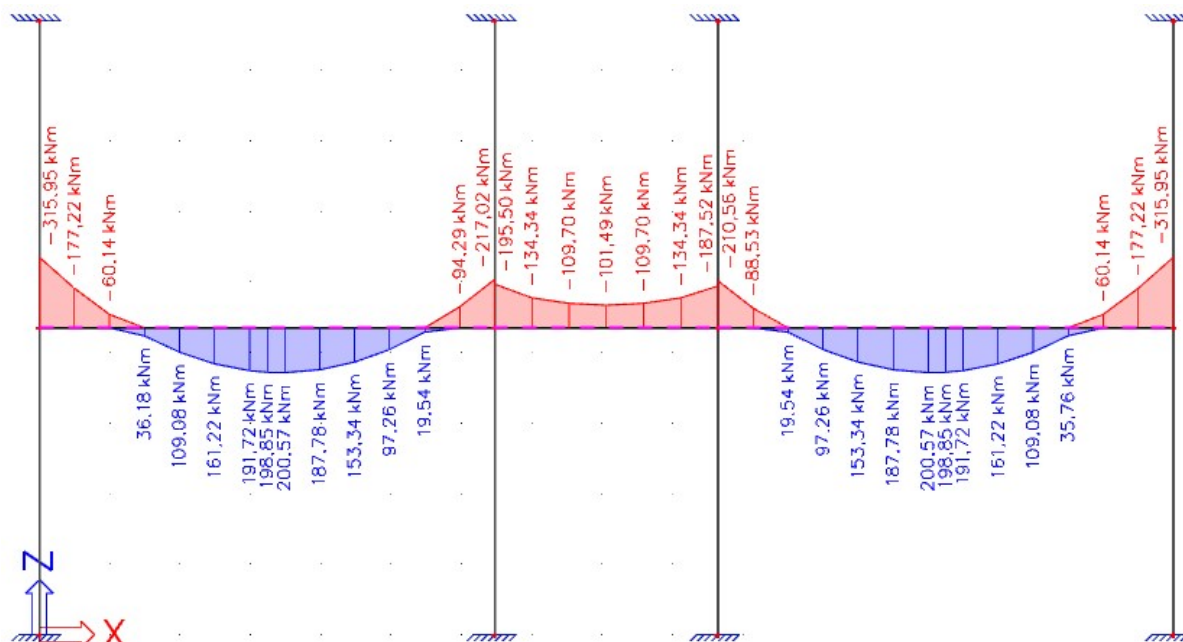


### Zatěžovací stav 5



Obrázek 54 - rám - ZS5

Z těchto zatěžovacích stavů byla vytvořena obálka. Výpočet vnitřních sil byl proveden ve SCIA Engineer. Výsledná momentová obálka je na následujícím obrázku.



Obrázek 55 - náhradní rám - momentová obálka

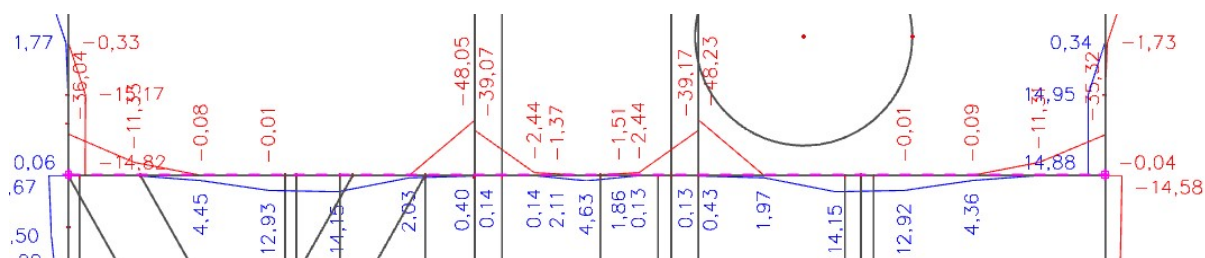


Jak již bylo zmíněno v úvodu této kapitoly – momenty z obálky je potřeba rozdělit do sloupového a středového pruhu. Rozdělení bylo provedeno pomocí součinitele  $\omega$  a výsledné momenty jsou uvedeny v následující tabulce. Momenty v krajních stěnách (průřez 1 a 9) nejsou rozděleny do sloupového a středového pruhu, protože je uvažováno rovnoměrné rozdělení po celé délce zatěžovací šířky rámu (7,425 m).

Pole	Průřez	Moment	omega	(1-omega)/2	sloupový pruh	středový pruh	šířka sloupového pruhu	šířka středového pruhu	M ve sloupovém pruhu	M ve středovém pruhu
A	1	-315,95	rovnoměrně		-315,95		7,425		-42,55	
	2	200,57	0,60	0,2	120,34	40,11	3,238	4,187	37,17	9,58
	3	-217,02	0,75	0,125	-162,77	-27,13	3,238	4,187	-50,27	-6,48
B	4	-195,50	0,60	0,2	-117,30	-39,10	1,588	5,837	-73,87	-6,70
	5	-101,49	0,75	0,125	-76,12	-12,69	1,588	5,837	-47,93	-2,17
	6	-187,52	0,60	0,2	-112,51	-37,50	1,588	5,837	-70,85	-6,43
C	7	-210,56	0,75	0,125	-157,92	-26,32	3,238	4,187	-48,77	-6,29
	8	200,57	0,60	0,2	120,34	40,11	3,238	4,187	37,17	9,58
	9	-315,95	rovnoměrně		-315,95		7,425		-42,55	

Tabulka 1 - rozdělení momentů do pruhů

Na následujícím obrázku je zobrazen řez sloupovým pruhem ve 3D modelu. Tyto hodnoty budou následně porovnány s výsledky metody náhradních rámu v tabulce 2.



Obrázek 56 - Momenty na desce ve 3D modelu

Pole	Průřez	M ve sloupovém pruhu - rám	M ve sloupovém pruhu - 3D
A	1	-42,55	-36,04
	2	37,17	14,15
	3	-50,27	-48,05
B	4	-73,87	-39,07
	5	-47,93	4,63
	6	-70,85	-39,17
C	7	-48,77	-48,23
	8	37,17	14,15
	9	-42,55	-35,32

Tabulka 2 - porovnání momentů na desce



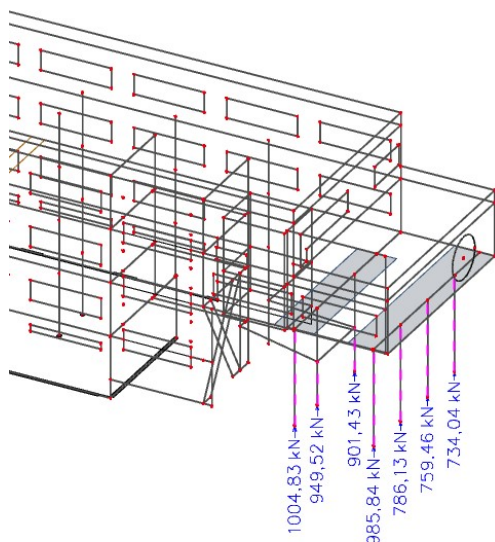
Z tabulky 2 je patrné, že momenty v podporových řezech si víceméně odpovídají. Momenty v polích se už liší – to bude nejspíše způsobeno tuhostí obvodových stěn. Dále lze očekávat, že výsledky z 2D modelu (náhradní rám) a 3D modelu se nemohou úplně shodovat, jelikož ve 2D modelu není možné dokonale vystihnout chování konstrukce ve 3D modelu. Na základě hodnot vypsanych v tabulce 2 a výše zmíněných úvah považuji výsledky ze 3D modelu za věrohodné.

### 3.1.3 Porovnání reakcí ve sloupech S4 až S8

V této kapitole budou porovnány reakce v patách sloupů ze 3D modelu se silami v patách z předběžného návrhu. Tyto sloupy jsou vybrány záměrně z toho důvodu, že se jich bude týkat podrobný návrh (ten se bude týkat i dalších sloupů v 1. NP).

V předběžném návrhu byly jednotlivé síly stanoveny na základě zatěžovacích ploch, které byly zjednodušeně určeny jako poloviny příslušných rozponů. Ve 3D modelu se projeví již zmíněná tuhost stěn, která v předběžném návrhu není nijak zohledněna.

Síly v těchto sloupech jsou vypsány v tabulce 3.



Obrázek 57 - pohled na reakce ve 3D modelu

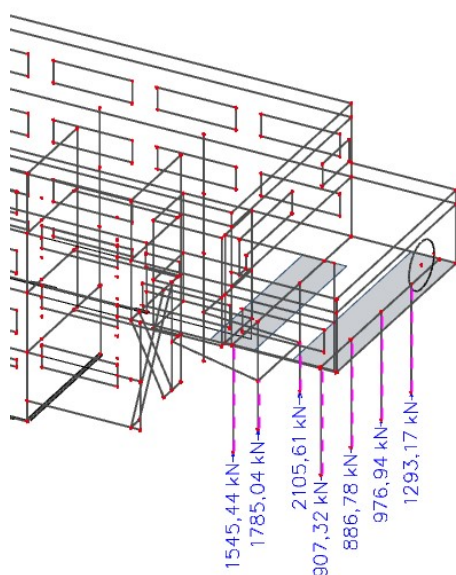


Označení	Pozn.	Předb. návrh [kN]	SCIA [kN]
S4		1209,39	1004,83
S5	osa A2	1900,09	949,52
S5	osa B2	1900,09	901,43
S6		696,31	985,84
S7	osa A3	793,77	786,13
S7	osa B1	793,77	759,46
S8		1389,34	734,04

Tabulka 3 - porovnání reakcí

pozn. Sloupy S5 a S7 se v tabulce 3 vyskytují dvakrát z toho důvodu, že v předběžném návrhu byly počítány se stejnou zatěžovací plochou.

Dle tabulky 3 je patrné, že si reakce příliš neodpovídají. V předběžném návrhu vyšly větší reakce, než jsou reakce ze 3D modelu (kromě sloupu S6). U krajní řady sloupů (sloupy S6 až S8) se dle předběžného návrhu očekávala největší síla ve sloupu S8 a nejmenší ve sloupu S6 (z důvodu největší, resp. nejmenší zatěžovací plochy) – dle 3D modelu je tomu přesně naopak. Tento výsledek má na svědomí pravděpodobně již několikrát zmíněná tuhost stěn – z tohoto důvodu bude zkušebně ve 3D snížen modul pružnosti všem stěnám (na 5 MPa) a znovu proveden výpočet. Pokud se vnitřní síly přiblíží k hodnotám očekávaným v předběžném návrhu lze toto zdůvodnění považovat za správné.



Obrázek 58 - reakce ve sloupech po snížení modulu pružnosti všem stěnám



Označení	Pozn.	Předb. návrh [kN]	SCIA [kN]	SCIA (5 MPa) [kN]
S4		1209,39	1004,83	1545,44
S5	osa A2	1900,09	949,52	1785,04
S5	osa B2	1900,09	901,43	2105,61
S6		696,31	985,84	907,32
S7	osa A3	793,77	786,13	886,78
S7	osa B1	793,77	759,46	976,94
S8		1389,34	734,04	1293,17

Tabulka 4 - porovnání reakcí po snížení modulu pružnosti stěnám ve 3D modelu

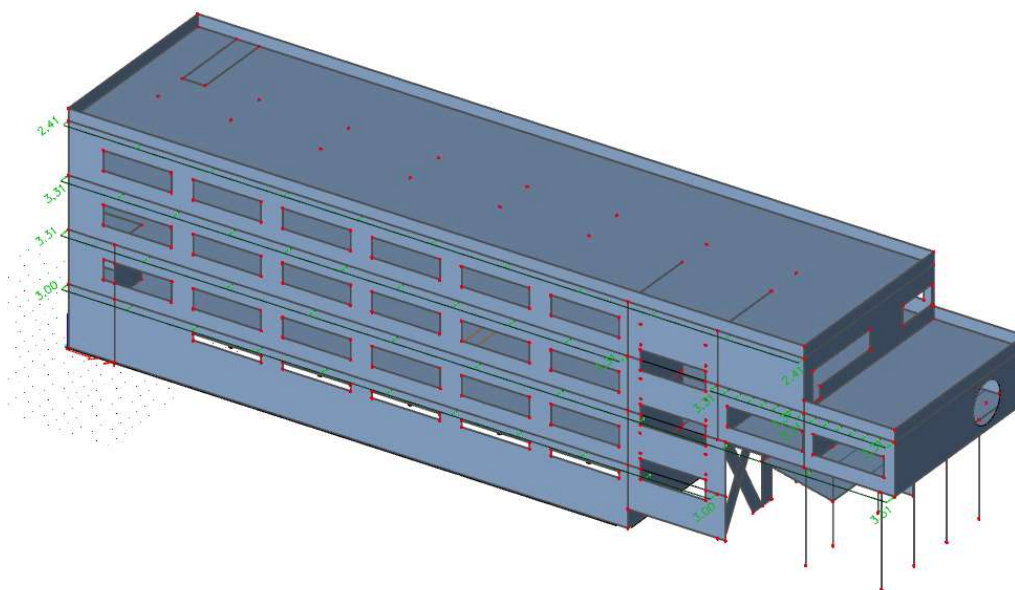
Porovnáním hodnot posledního sloupce tabulky 4 s hodnotami z předběžného návrhu lze považovat předpoklad vlivu tuhosti stěn na vnitřní síly za správný. Přesto budou tyto sloupce navrženy s určitou rezervou.

### 3.2 Kontrola tahových namáhání na účinky zatížení větrem

V kapitole 2.7.2 byla předběžně ověřována prostorová tuhost objektu na účinky zatížení větrem. Pod stěnou ST1 vznikalo tahové napětí jak pro kombinace CO1 (charakteristický vítr, charakteristická vlastní tíha objektu), tak pro CO2 (návrhový vítr, charakteristická vlastní tíha objektu\*0,9). Zde bude provedeno celkové ověření.

Prostorový model byl zatížen větrem v příčném směru (předpokládám, že vzhledem k umístění obvodových železobetonových stěn, je objekt v podélném směru dostatečně tuhý). Model byl zatížen liniovým zatížením v úrovni stropních desek – plošné zatížení větrem (součet oblastí D a E) bylo vždy přenásobeno příslušnou zatěžovací šířkou. Schéma zatížení je na následujícím obrázku.

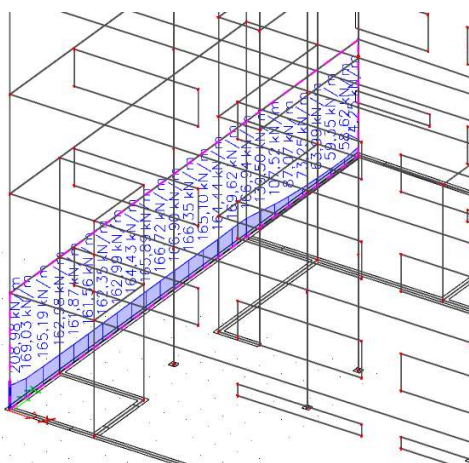




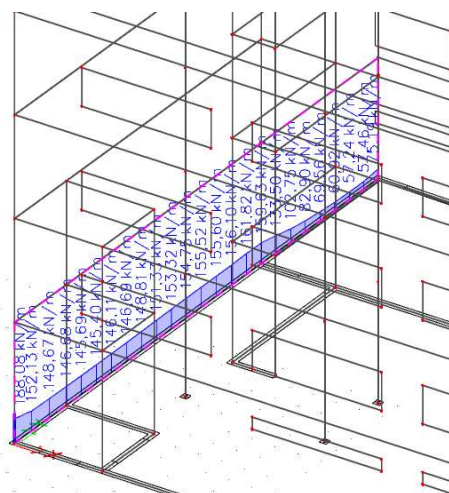
Obrázek 59 - schéma zatížení větrem

pozn. Deska nad 1. NP a 2. NP v úrovni terasy je zatížena stejným liniovým zatížením jako tyto desky po celé své délce, tzn. že objekt je v těchto místech zatížen větší hodnotou zatížení, než by tomu bylo ve skutečnosti – je zde tedy určitá rezerva.

### Stěna ST1



Obrázek 60 - Stěna ST1 - CO2



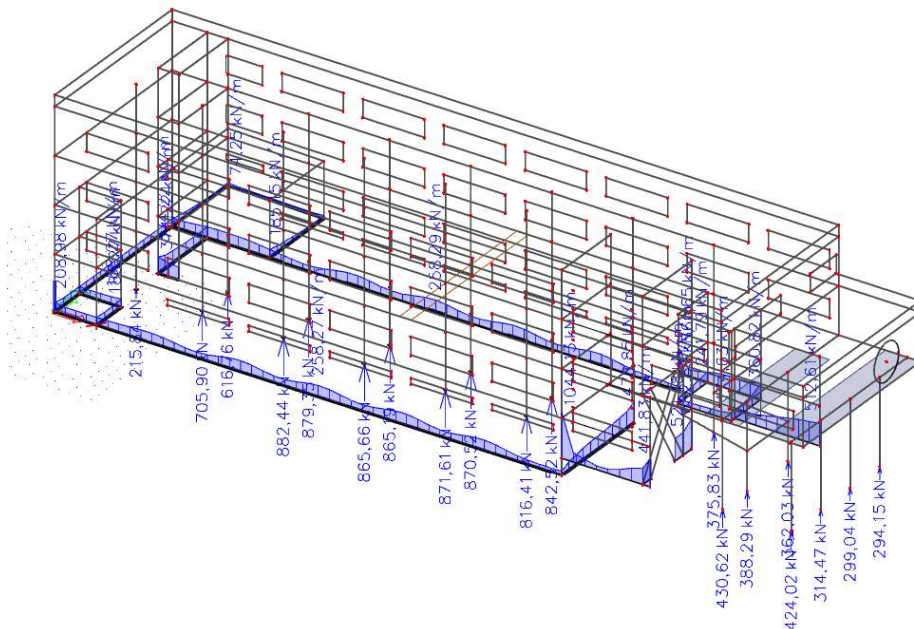
Obrázek 61 - Stěna ST1 - CO1

Z obrázků 60 a 61 je zřejmé, že pod stěnou ST 1 nevzniká tah jak pro kombinaci CO1, tak pro extrémní kombinaci CO2.



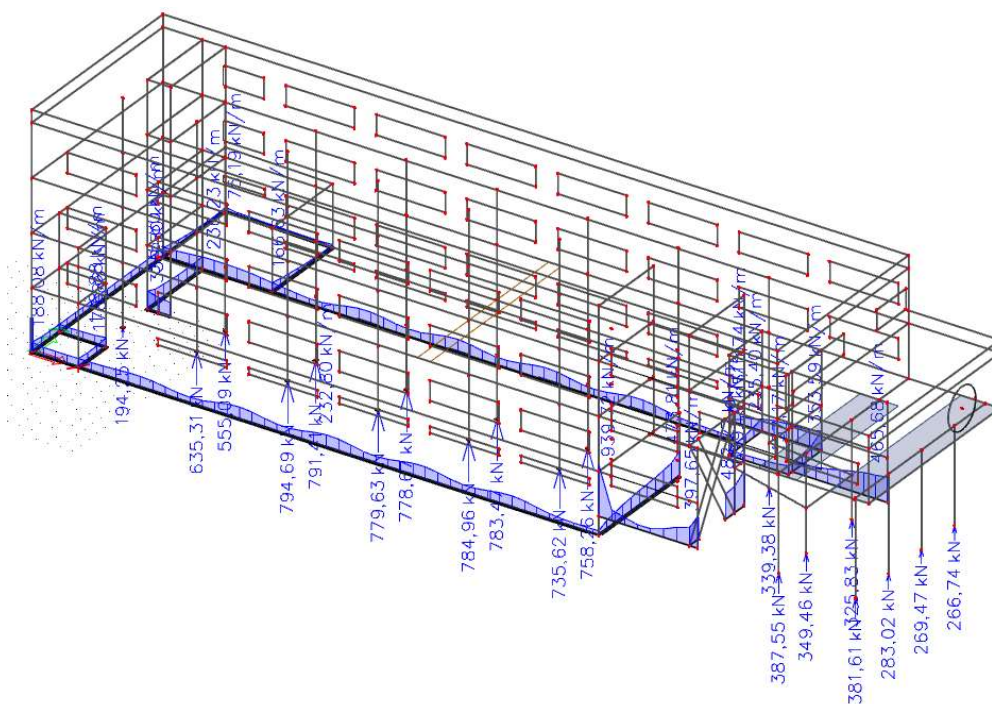
## Objekt jako celek

### Kombinace CO1



Obrázek 62 - reakce pro kombinaci CO1

### Kombinace CO2



Obrázek 63 - reakce pro kombinaci CO2

Při zatížení objektu větrem a uvažování kombinací CO1 a CO2 nevzniká v podporách tahové napětí. Objekt je tedy dostatečně tuhý.





## 4 Podrobný návrh vybraných prvků

V této kapitole budou navrženy a posouzeny vybrané konstrukční prvky. Konkrétně se bude jednat o desku nad 1. NP a kruhové sloupy S4 až S8.

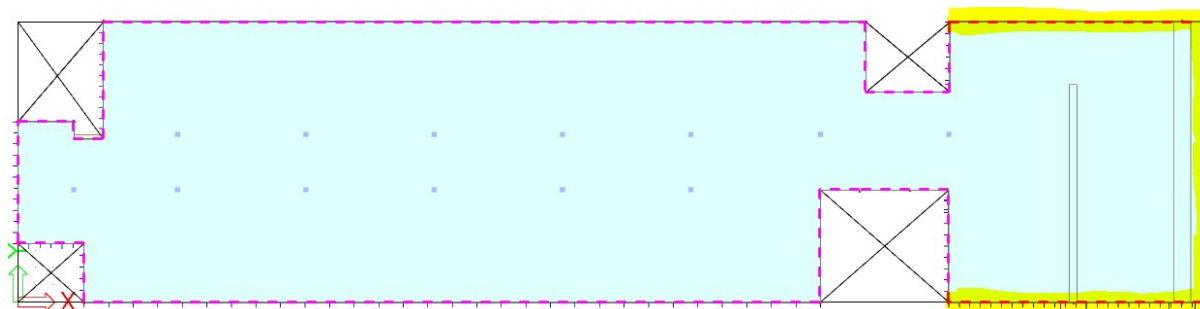
### 4.1 Deska nad 1. NP

Pro návrh výztuže desky bude vytvořen 2D model této desky. K posouzení protlačení budou využity vnitřní síly ze 3D modelu. K posouzení desky na MSP bude využit mnou vytvořený Excel, jež byl vytvořen pro účely mé bakalářské práce.

#### 4.1.1 2D model desky

Tento model desky bude využit pro návrh výztuže.

Schéma desky je patrné z následujícího obrázku.



Obrázek 64 - schéma 2D modelu desky nad 1.NP

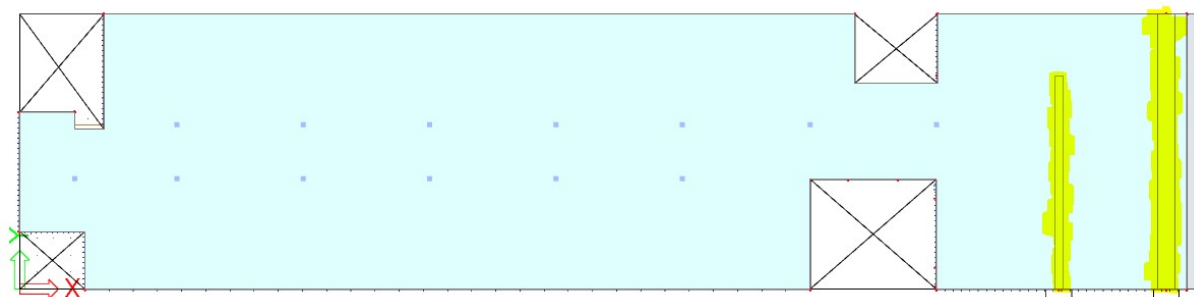
#### Podpory

V místech železobetonových stěn jsou modelována vetknutí. Žluté zvýraznění na obrázku 64 značí, že se v těchto místech nachází vetknutí s tuhostí  $30 \text{ MN/m}^2$  ve směru osy Z – tato tuhost nahrazuje působení železobetonových stěn uložených této desce. Tyto stěny sice desku zatěžují, ale zároveň společně s deskou nad 2. NP desce pomáhají (částečně desku nad 1. NP vynášejí).



### **Průvlaky**

Průvlaky navržené v předběžném návrhu jsou zvýrazněny žlutě na obrázku 65. Efektivní šířku průvleků dopočítává SCIA Engineer automaticky na základě zadaných rozměrů prvků.



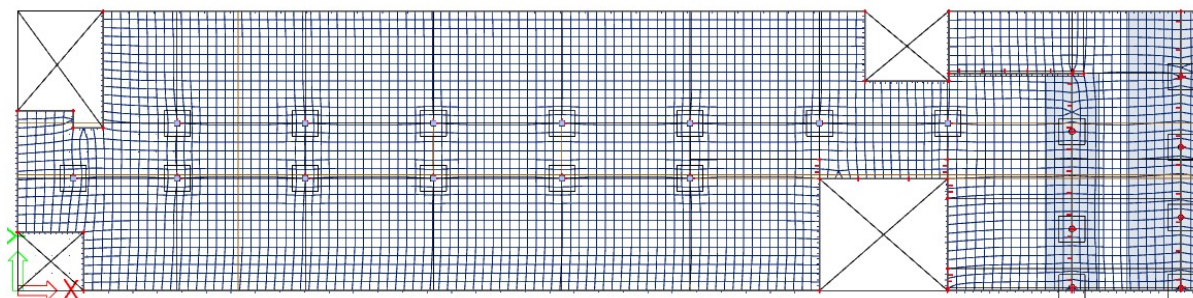
Obrázek 65 - 2D deska - žluté zvýraznění značí umístění průvleků

### **Průměrovací pásy**

Nad veškerými sloupy jsou umístěny průměrovací pásy o rozměrech 1,5 x 1,5 m.

### **Sít konečných prvků**

Sít byla tvořena automaticky. Jako průměrná velikost plošného prvku byla nastavena hodnota 0,5 m.



Obrázek 66 - 2D deska - sít konečných prvků

### **Zatížení**

Jednotlivé zatěžovací stavy jsou zobrazeny na následujících obrázcích.

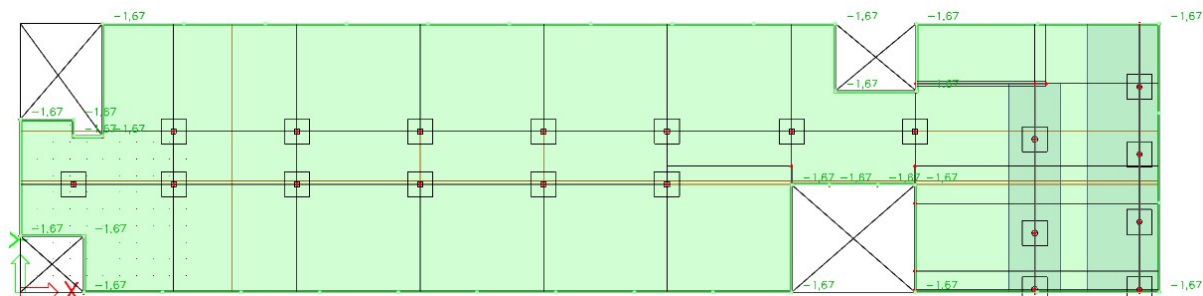
#### **Vlastní tíha**

Toto zatížení nebylo zadáváno ručně – SCIA dopočítává sama.



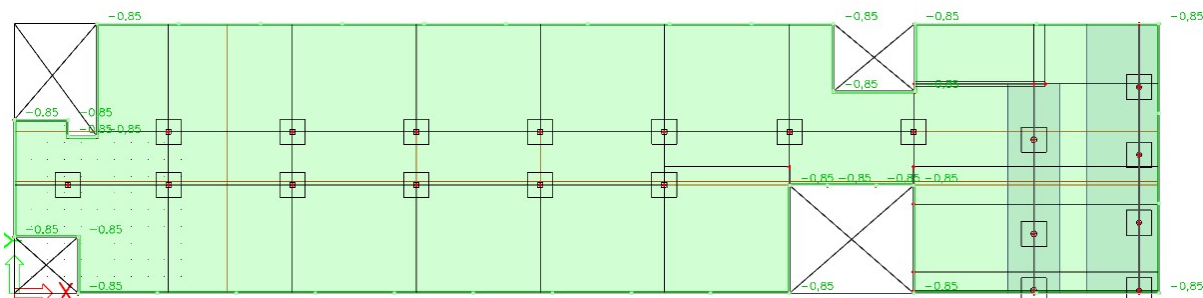
## Skladba podlahy S4

Zadáno hodnotou bez vlastní tíhy desky



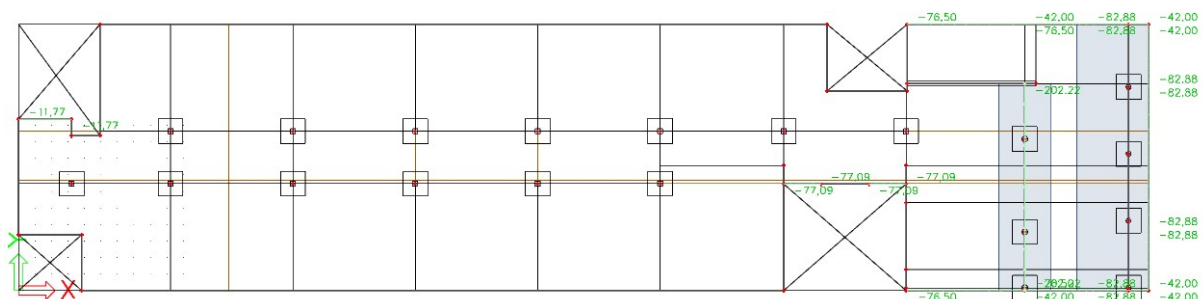
Obrázek 67 - zatížení desky skladbou podlahy

### Příčky



### Schodišťová ramena a průvlaky

Deska byla v místech schodišťových ramen zatížena příslušným liniovým zatížením. Toto zatížení bylo dopočítáno z reakcí. Průvlek PR2 byl zatížen liniovým zatížením, které bylo stanoveno v předběžném výpočtu. Průvlek PR1 přímo zatěžován nebyl, namísto něj byl zatížen okraj desky, resp. ten okraj desky, který je pružně podepřen.



Obrázek 68 - zatížení od ramen a zatížení průvlaků

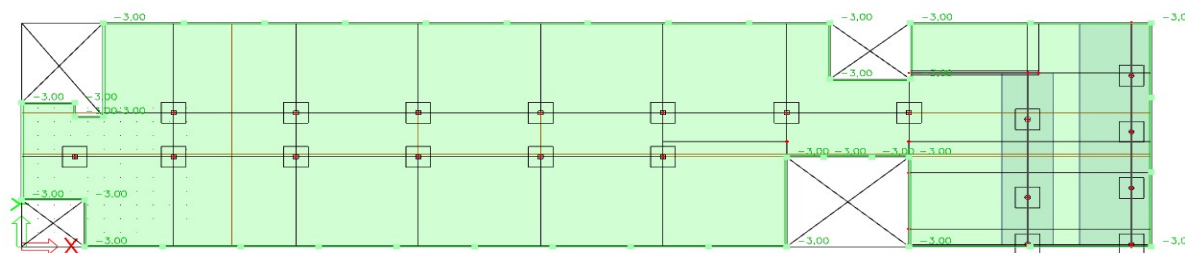




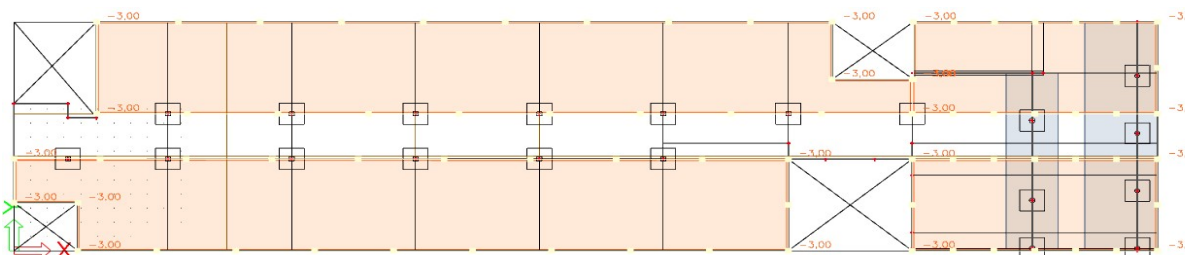
pozn. Hodnota 10,9 je charakteristická plošné zatížení působící na terasu (skladba terasy 7,34 + užité zatížení 3,00 + sníh 0,56)

### Užitné zatížení

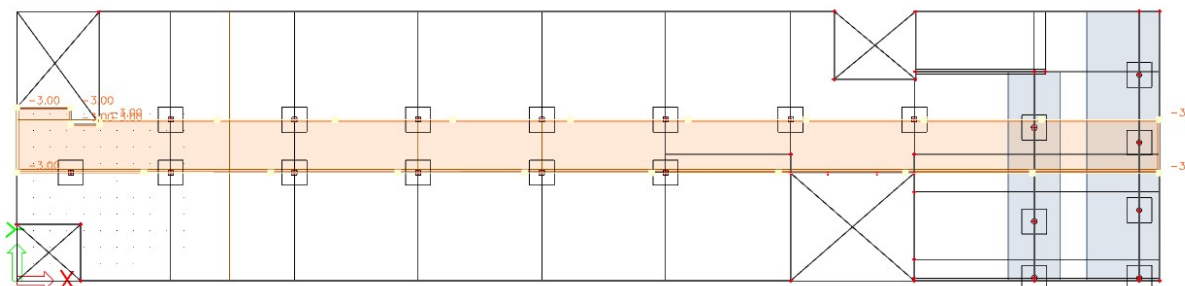
Užitné zatížení bylo zadáno charakteristickou hodnotou 3,00 kN/m<sup>2</sup> a bylo zadáno v 11 následujících variantách.



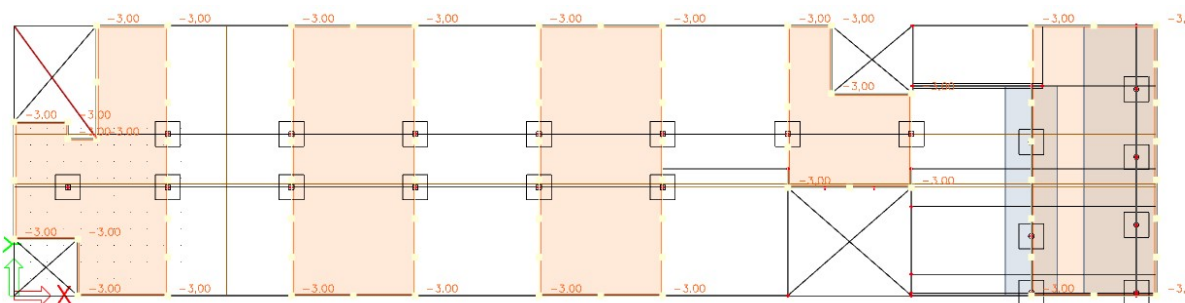
Obrázek 71 - užité zatížení 1



Obrázek 72 - užité zatížení 2

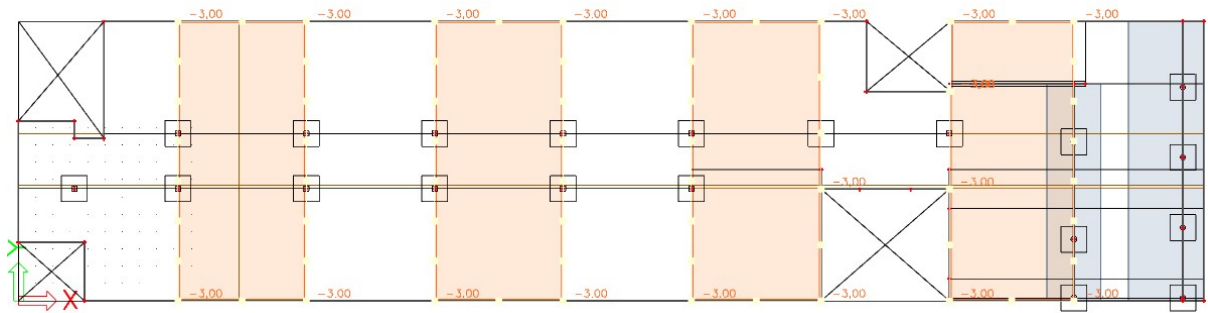


Obrázek 73 - užité zatížení 3

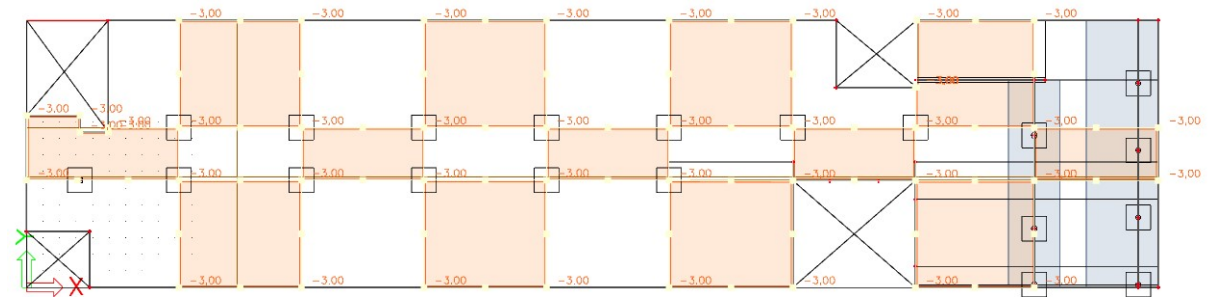


Obrázek 74 - užité zatížení 4

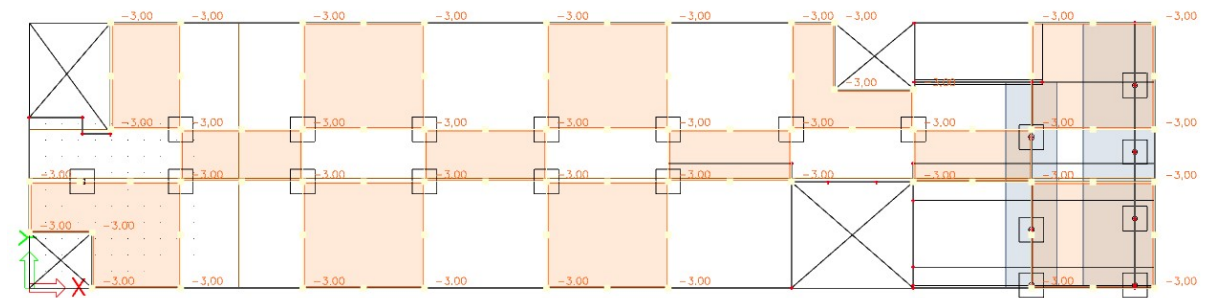




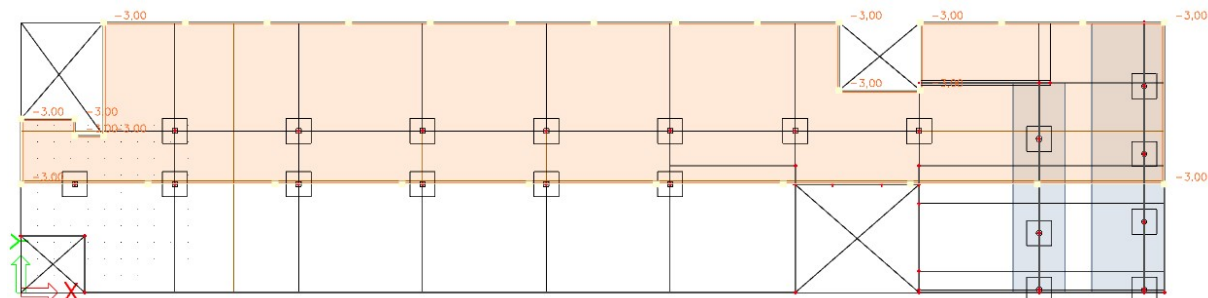
Obrázek 75 - užité zatížení 5



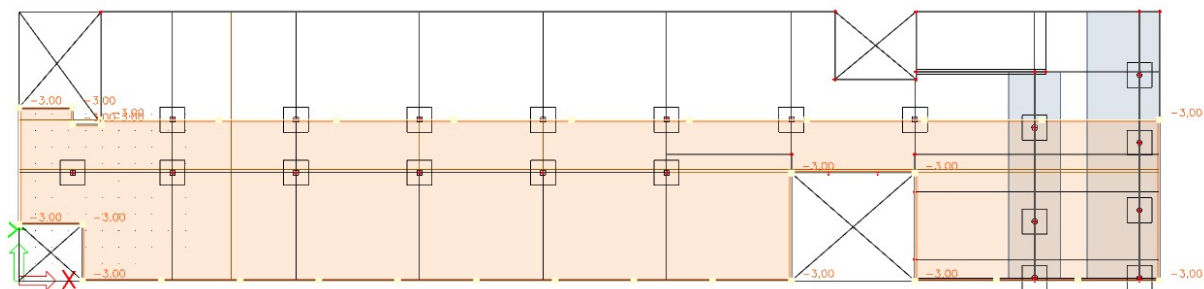
Obrázek 76 - užité zatížení 6



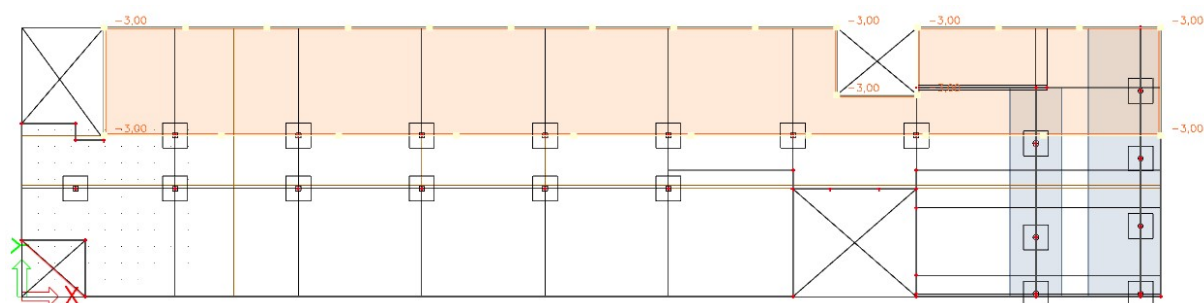
Obrázek 77 - užité zatížení 7



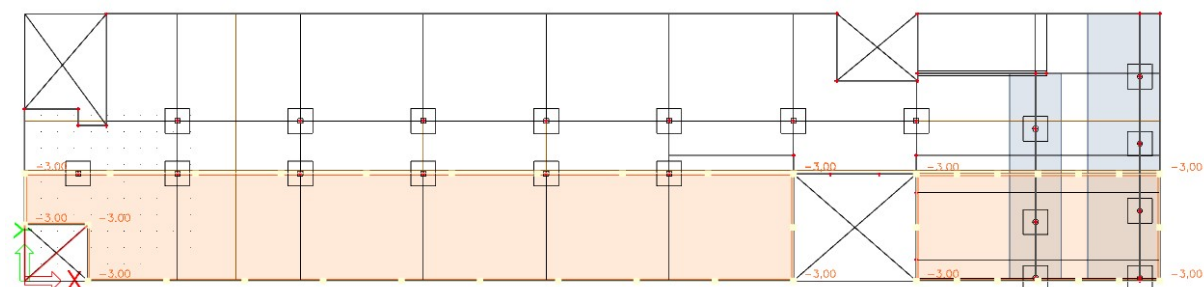
Obrázek 78 - užité zatížení 8



Obrázek 79 - užité zatížení 9



Obrázek 80 - užité zatížení 10



Obrázek 81 - užité zatížení 11

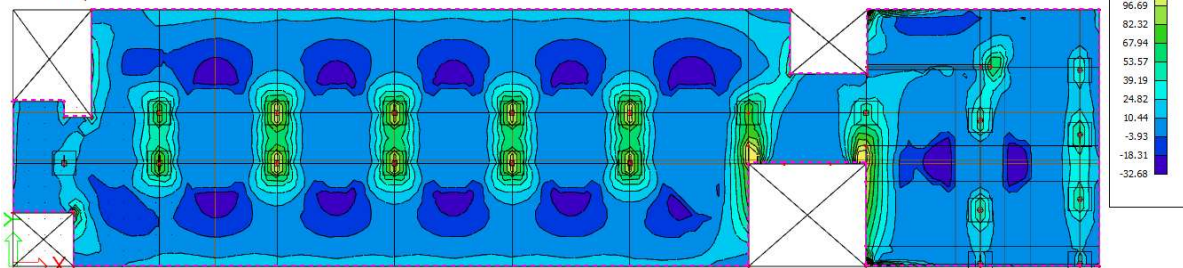
Ze všech těchto 11 zatěžovacích stavů bylo vytvořeno celkem 11 kombinací pro MSÚ a 22 pro MSP (11 charakteristických a 11 kvazistálých kombinací). Všechny tyto kombinace se liší umístěním užitého zatížení. Pro kvazistálou kombinaci byl uvažován součinitel  $\psi_2$  hodnotou 0,3 – touto hodnotou bylo přenásobeno užité zatížení.



## Výsledky

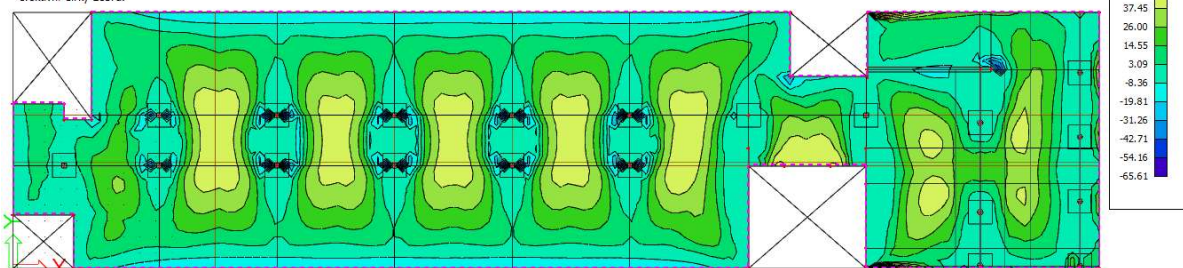
### 2D vnitřní síly

Hodnoty:  $m \cdot g$   
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSÚ  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličny  
 Extrém: S1'  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



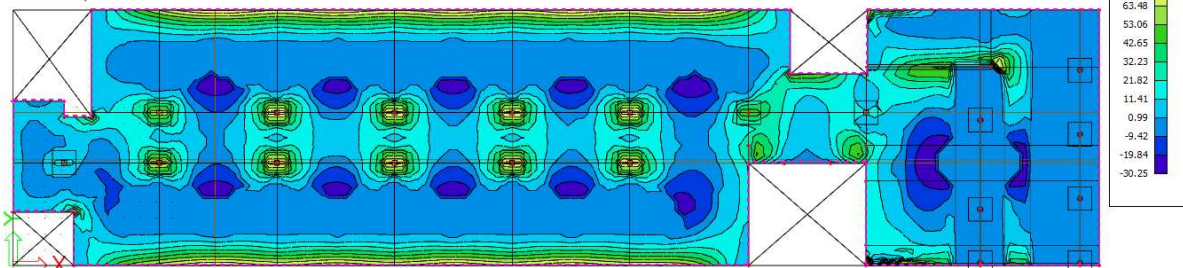
### 2D vnitřní síly

Hodnoty:  $m \cdot d$   
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSÚ  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličny  
 Extrém: S1'  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



### 2D vnitřní síly

Hodnoty:  $m \cdot y_d$   
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSÚ  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličny  
 Extrém: S1'  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.

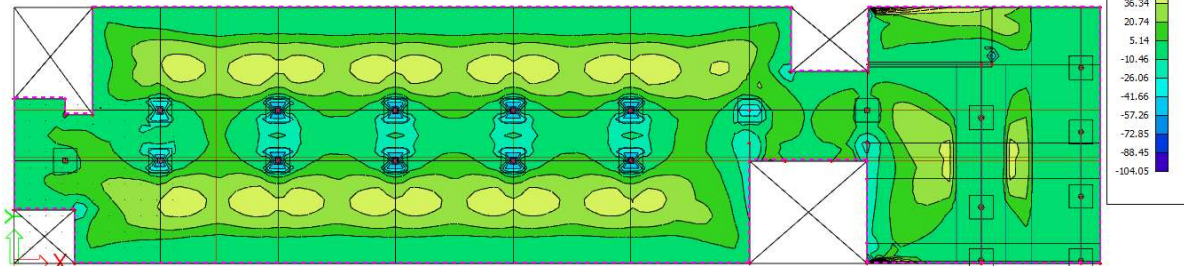






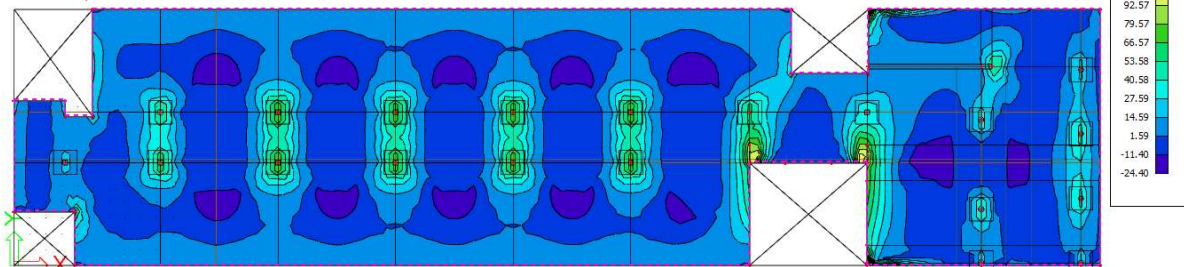
**2D vnitřní síly**

Hodnoty: **m<sub>xy</sub>**  
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSÚ  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličiny  
 Extrém: Síť  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



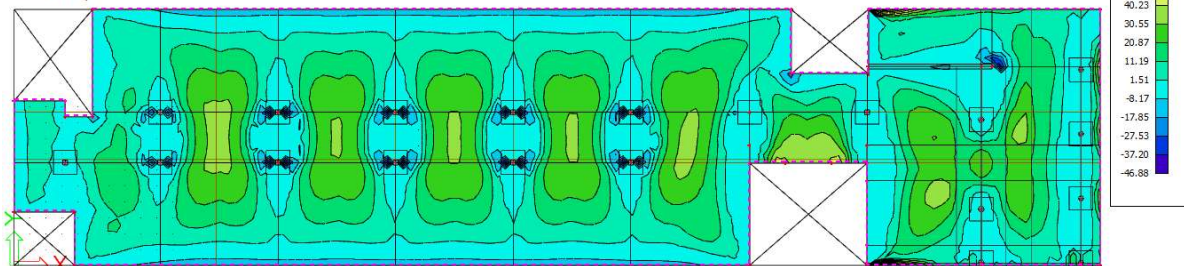
**2D vnitřní síly**

Hodnoty: **m<sub>xy</sub>**  
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSP - charakteristická  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličiny  
 Extrém: Síť  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



**2D vnitřní síly**

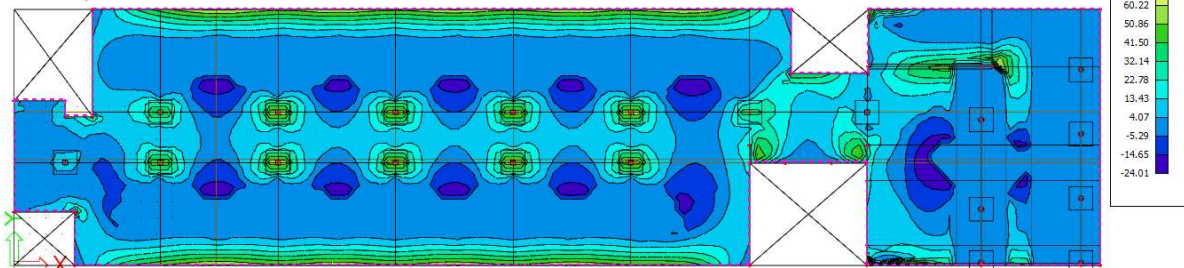
Hodnoty: **m<sub>xy</sub>**  
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSP - charakteristická  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličiny  
 Extrém: Síť  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.





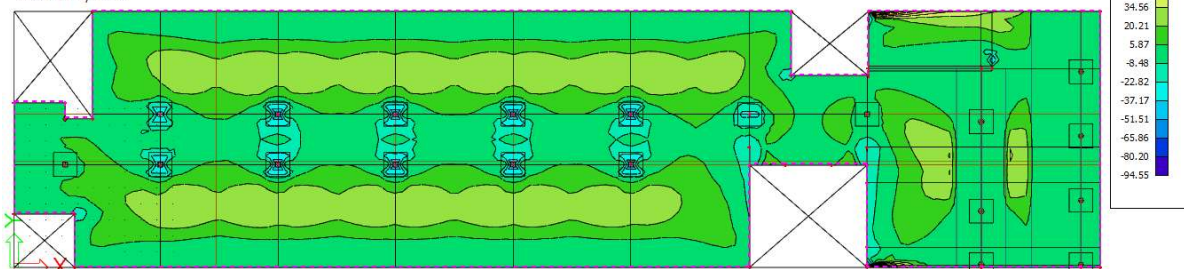
**2D vnitřní síly**

Hodnoty: **m<sub>yo</sub>**  
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSP - charakteristická  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličiny  
 Extrém: Síť  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



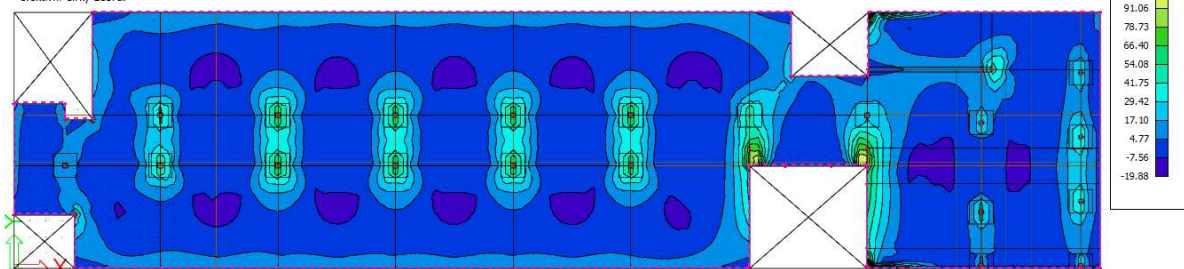
**2D vnitřní síly**

Hodnoty: **m<sub>yo</sub>**  
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSP - charakteristická  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličiny  
 Extrém: Síť  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



**2D vnitřní síly**

Hodnoty: **m<sub>xo</sub>**  
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSP - kvazistálá  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličiny  
 Extrém: Síť  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.

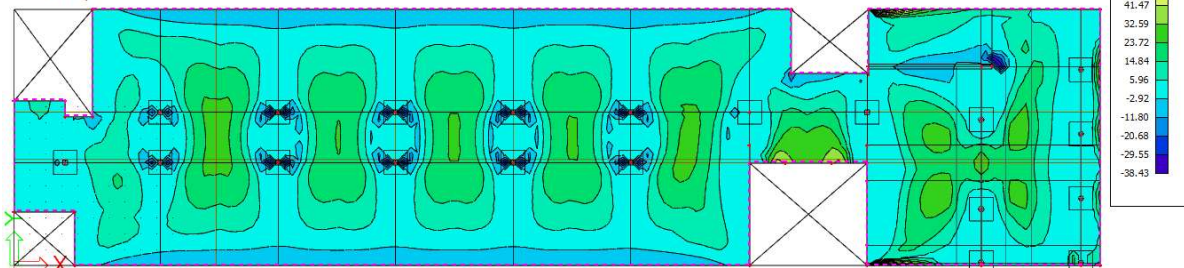






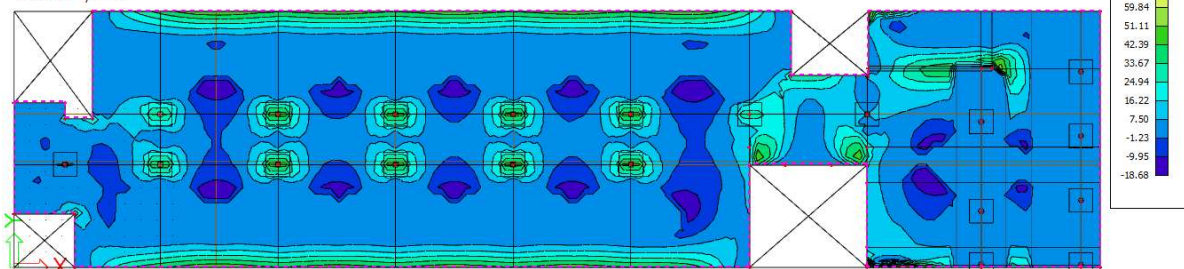
**2D vnitřní síly**

Hodnoty: **m<sub>x0</sub>**  
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSP - kvazistálá  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličiny  
 Extrém: Síť  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



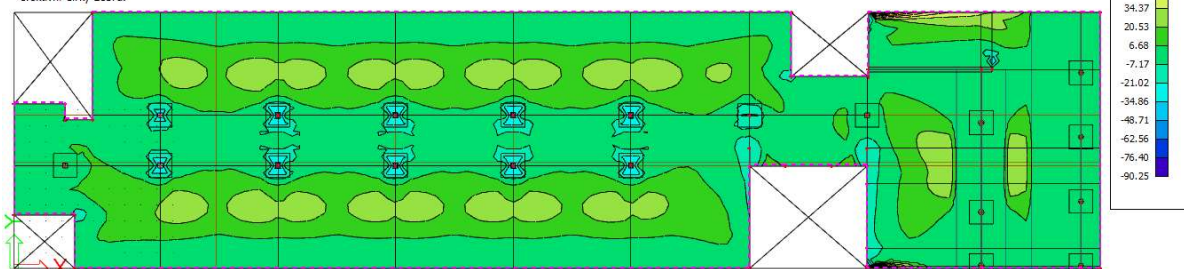
**2D vnitřní síly**

Hodnoty: **m<sub>yo</sub>**  
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSP - kvazistálá  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličiny  
 Extrém: Síť  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



**2D vnitřní síly**

Hodnoty: **m<sub>yo</sub>**  
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSP - kvazistálá  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličiny  
 Extrém: Síť  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.





## 4.1.2 Návrh výztuže na MSÚ

Základní rastr bude navržen dle následujícího vztahu:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \cdot 1,0 \cdot \frac{250}{2} \cdot 1000 \cdot 2,9}{220} = 659,1 \text{ mm}^2$$

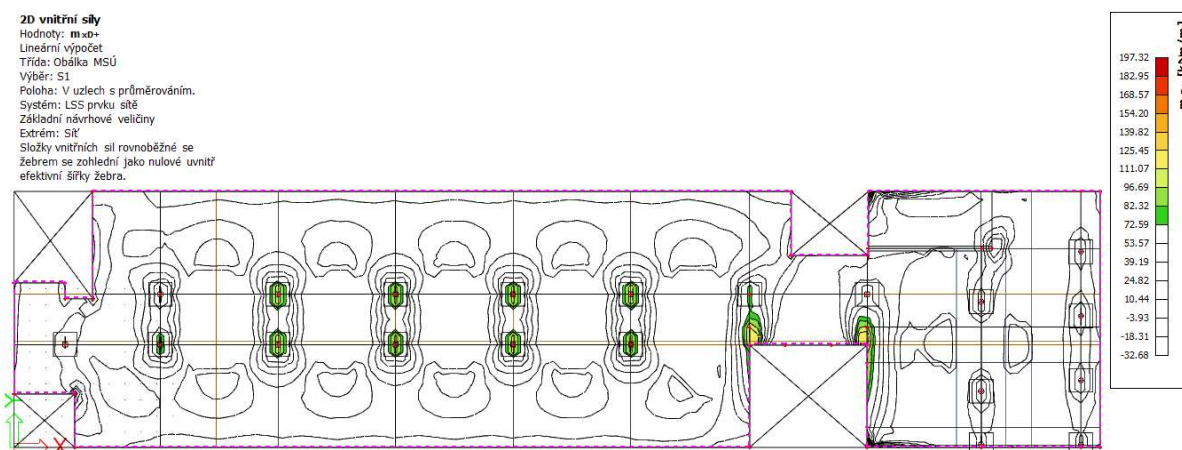
- navrhuji základní rastr  $\emptyset 12 \text{ mm} \text{ á } 150 \text{ mm}$  ( $A_{s,prov}=754 \text{ mm}^2$ ) v obou směrech, při obou površích
- hlavním směrem je směr x–v tomto směru bude výztuž umístěna blíže k povrchům
- momenty únosnosti budou spočítány v programu FIN EC 2019 – Beton
- pro směr x je při uvážení oboustranně vyztuženého průřezu moment únosnosti:

$$m_{Rd,x} = 72,59 \text{ kNm/m}$$

- pro směr y pak:

$$m_{Rd,y} = 70,66 \text{ kNm/m}$$

- na tyto hodnoty bude upravena barevná stupnice v programu SCIA – hodnoty překračující tyto momenty budou zobrazeny barevně a v těchto místech bude potřeba navrhnout novou výztuž



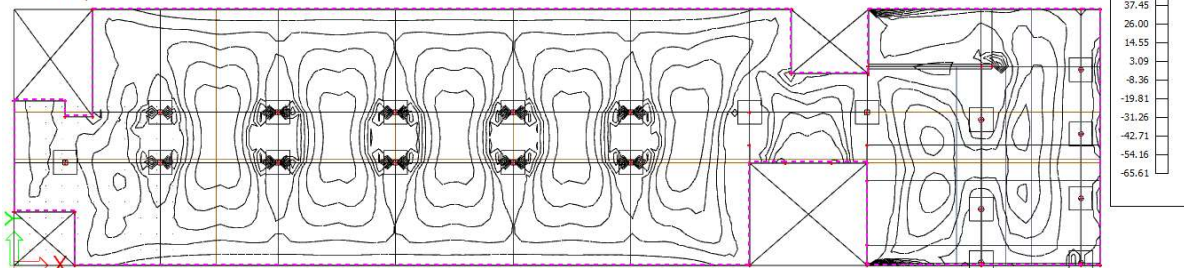
- maximální moment je **197,32 kNm/m**
- ve všech místech přesahující moment únosnosti základního rastru navrhuji následující výztuž:  $\emptyset 20 \text{ mm} \text{ á } 125 \text{ mm}$  ( $A_{s,prov}=2 \text{ 513,3 mm}^2$ )

$$m_{Rd,x} = 211,10 \text{ kNm/m}$$



**2D vnitřní síly**

Hodnoty:  $m_{x0}$   
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSÚ  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličiny  
 Extrém: Síť  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.

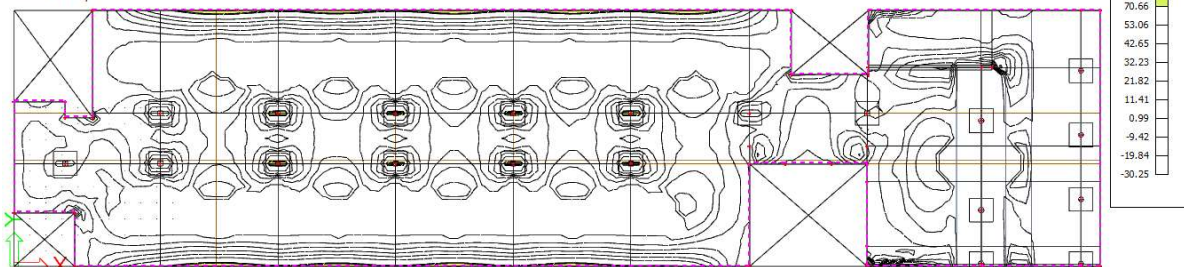


- maximální moment je 117,61 kNm/m
- ve všech místech přesahující moment únosnosti základního rastru navrhuji následující výztuž:  $\varnothing 20$  mm á 200 mm ( $A_{s,prov}=1\,570,8$  mm<sup>2</sup>)

$$m_{Rd,x} = 138,03 \text{ kNm/m}$$

**2D vnitřní síly**

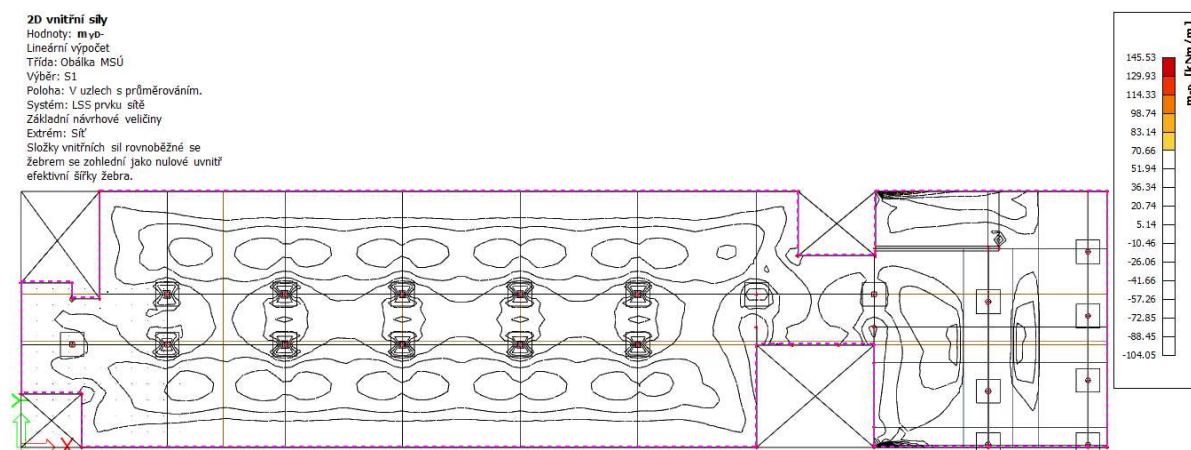
Hodnoty:  $m_{y0}$   
 Lineární výpočet  
 Třída: Obálka MSÚ  
 Výběr: S1  
 Poloha: V uzlech s průměrováním.  
 Systém: LSS prvku síť  
 Základní návrhové veličiny  
 Extrém: Síť  
 Složky vnitřních sil rovnoběžné se žebrem se zohlední jako nulové uvnitř efektivní šířky žebra.



- maximální moment je 136,37 kNm/m
- ve všech místech přesahující moment únosnosti základního rastru navrhuji následující výztuž:  $\varnothing 20$  mm á 150 mm ( $A_{s,prov}=2\,094,4$  mm<sup>2</sup>)

$$m_{Rd,y} = 165,59 \text{ kNm/m}$$





- maximální moment je 145,53 kNm/m
- ve všech místech přesahující moment únosnosti základního rastru navrhuji následující výztuž:  $\varnothing 20$  mm á 150 mm ( $A_{s,prov}=2\,094,4$  mm<sup>2</sup>)

$$m_{Rd,y} = 165,59 \text{ kNm/m}$$

### 4.1.3 Posouzení navržené výztuže na MSP

V této kapitole bude posouzena deska s navrženou výztuží na mezní stav použitelnosti. Posouzen bude průhyb, maximální šířka trhliny a mezní stav omezení napětí.

#### 4.1.3.1 Průhyb

Tato kapitola je převzata z mé bakalářské práce.

Pro výpočet pružného průhybu byl použit program SCIA Engineer. V tomto programu byly vymodelovány 2D modely desek – jeden model pro každou variantu. Každá varianta je podrobně popsána v následujícím textu. Výstupem z těchto modelů byl pružný průhyb a ohybové momenty od charakteristické a kvazistálé kombinace zatížení. Pružný průhyb byl dále upravován v programu MS Excel, který byl vytvořen pro bakalářskou práci. Excel zohlednil navrženou výztuž pomocí stanovení průřezových charakteristik ideálních průřezů, případný vznik trhlin, a tudíž oslabení ohybové tuhosti průřezu, vypočetl průhyb od smršťování a dotvarování betonu. Byly uvažovány jak krátkodobé, tak dlouhodobé charakteristiky průřezu.



Průhyb byl počítán dle vztahu:

$$y = y_{\text{SCIA}} \cdot K_{\text{creep}} \cdot K_{\text{crack}}$$

kde

- $y$  je celkový průhyb
- $y_{\text{SCIA}}$  je pružný průhyb získaný ze SCIA Engineer
- $K_{\text{creep}}$  je poměr průměrné hodnoty modulu pružnosti betonu a efektivního modulu pružnosti
- $K_{\text{crack}}$  je poměr momentu setrvačnosti betonového průřezu a momentu setrvačnosti ideálního průřezu, který zohledňuje oslabení průřezu trhlinami i zpevnění taženého betonu mezi trhlinami

V programu byly použity následující vztahy:

#### 4.1.3.1.1 Krátkodobé působení zatížení (st – short time)

$$E_{\text{c,eff,st}} = \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \varphi}$$

kde

- $E_{\text{c,eff,st}}$  je efektivní modul pružnosti betonu pro krátkodobé působení zatížení
- $E_{\text{cm}}$  je střední hodnota modulu pružnosti betonu
- $\varphi$  je součinitel dotvarování – pro krátkodobé působení zatížení je roven 0

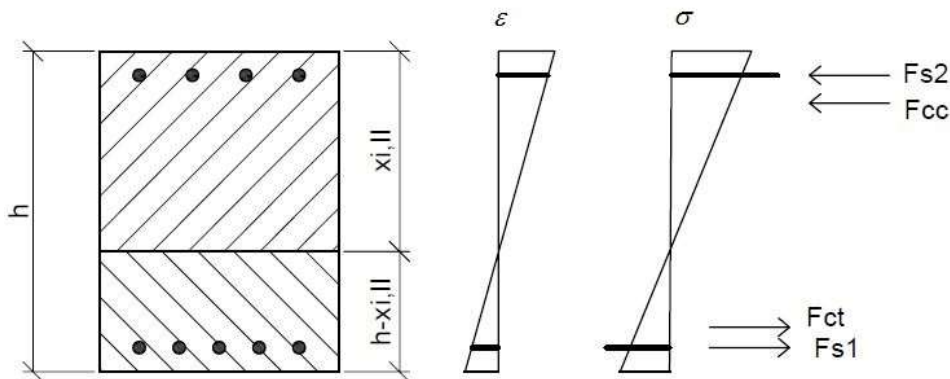
$$\alpha_{\text{e,st}} = \frac{E_{\text{s}}}{E_{\text{c,eff,st}}}$$

kde

- $\alpha_{\text{e,st}}$  je pracovní součinitel pro krátkodobé působení zatížení
- $E_{\text{s}}$  je modul pružnosti oceli



### 4.1.3.1.2 Průřez bez trhlin (index I)



Výpočet výšky tlačené oblasti vychází z rovnováhy sil  $F_{ct} + F_{s1} = F_{cc} + F_{s2}$

kde

- $F_{ct}$  je síla v taženém betonu
- $F_{cc}$  je síla v tlačeném betonu
- $F_{s1}$  je síla v dolní výztuži
- $F_{s2}$  je síla v horní výztuži

$$x_{i,I,St} = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h^2 + A_{s1} \cdot (\alpha_{e,st} - 1) \cdot d - A_{s2} \cdot (\alpha_{e,st} - 1) \cdot d}{A_{s1} \cdot (\alpha_{e,st} - 1) - A_{s2} \cdot (\alpha_{e,st} - 1) + b \cdot h}$$

kde

- $x_{i,I,St}$  je výška tlačené oblasti průřezu bez trhlin pro krátkodobé působení zatížení
- $b$  je šířka průřezu
- $h$  je výška průřezu
- $A_{s1}$  je plocha dolní výztuže
- $A_{s2}$  je plocha horní výztuže

$$a_{i,I,St} = x_{i,I,St} - \frac{h}{2}$$

kde

- $a_{i,I,St}$  je vzdálenost těžiště ideálního průřezu od těžiště betonu

$$I_{y,I,St} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + b \cdot h \cdot a_{i,I,St}^2 + \alpha_{e,st} \cdot A_{s1} \cdot (d - x_{i,I,St})^2 + \alpha_{e,st} \cdot A_{s2} \cdot (x_{i,I,St} - d)^2$$

kde

- $I_{y,I,St}$  je moment setrvačnosti ideálního průřezu bez trhlin pro krátkodobé působení zatížení
- $d$  je vzdálenost těžiště dolní výztuže od horního okraje průřezu





- $d_2$  je vzdálenost těžiště horní výztuže od horního okraje průřezu

$$C_{I,st} = \frac{1}{E_{c,eff,st} \cdot I_{y,I,st}}$$

kde

- $C_{I,st}$  je ohybová poddajnost průřezu bez trhlin pro krátkodobé působení zatížení

$$M_{cr,st} = f_{ctm} \cdot \frac{I_{y,I,st}}{h - x_{i,I,st}}$$

kde

- $M_{cr,st}$  je ohybový moment na mezi vzniku trhlin pro krátkodobé působení zatížení

Pokud je tento ohybový moment na mezi vzniku trhlin větší než ohybový moment na desce (moment převzatý ze SCIA Engineer) trhliny nebudou vznikat a průhyb bude dopočítán dle následujícího vztahu.

$$y_{I,st} = y_{SCIA} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff,st}} \cdot \frac{I_C}{I_{y,I,st}}$$

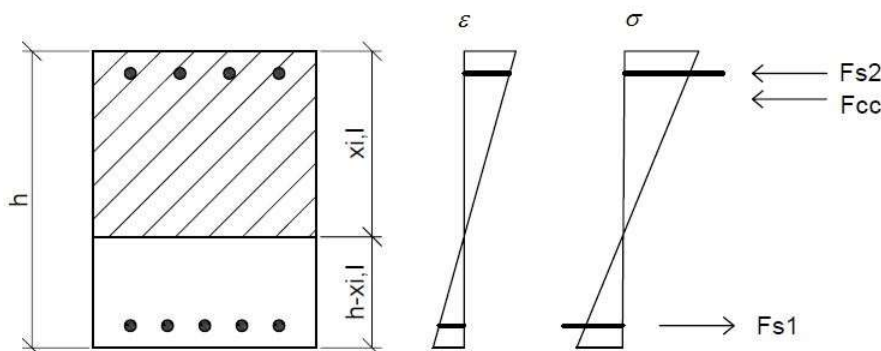
kde

- $y_{I,st}$  je výsledný krátkodobý průhyb průřezu bez trhlin pro krátkodobé působení zatížení
- $y_{SCIA}$  je pružný průhyb získaný z programu SCIA Engineer
- $I_C$  je moment setrvačnosti betonového průřezu ( $I_C = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$ )

V případě, že by ohybový moment na mezi vzniku trhlin byl menší než ohybový moment na desce, znamenalo by to, že na průřezu budou vznikat trhliny. Dojde k oslabení průřezu, které je nutno zohlednit.



#### 4.1.3.1.3 Průřez s trhlinami (index II)



Výška tlačené oblasti znovu vychází z rovnováhy sil, jen oproti kapitole 2.1.1.1 zde nepůsobí složka síly betonu v tahu.

$$x_{i,II,st} = \frac{\alpha_{e,st}}{b} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b}{\alpha_{e,st}} \cdot \frac{A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2}{(A_{s1} + A_{s2})^2}} \right]$$

kde

- $x_{i,II,st}$  je výška tlačené oblasti průřezu s trhlinami pro krátkodobé působení zatížení

$$I_{y,II,lt} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{i,II,st}^3 + (\alpha_{e,st} - 1) \cdot [A_{s1} \cdot (d - x_{i,II,st})^2 + A_{s2} \cdot (x_{i,II,st} - d_2)^2]$$

kde

- $I_{y,II,lt}$  je moment setrvačnosti průřezu s trhlinami pro krátkodobé působení zatížení

$$C_{II,st} = \frac{1}{E_{c,eff} \cdot I_{y,II,st}}$$

kde

- $C_{II,st}$  je ohybová poddajnost průřezu s trhlinami pro krátkodobé působení zatížení

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

kde

- $\zeta$  je součinitel vyjadřující tahové zpevnění betonu
- $\beta=1$  pro krátkodobý stav
- $M_{qp}$  je ohybový moment od kvazistálé kombinace

$$I_{st} = \frac{I_{y,I,st} \cdot I_{y,II,st}}{\zeta \cdot I_{y,I,st} + (1 - \zeta) \cdot I_{y,II,st}}$$



kde

- $I_{st}$  je moment setrvačnosti oslabeného průřezu pro krátkodobé působení zatížení

$$y_{II,st} = y_{SCIA} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff,st}} \cdot \frac{I_C}{I_{st}}$$

kde

- $y_{II,st}$  je celkový průhyb průřezu s trhlinami pro krátkodobé působení zatížení

#### 4.1.3.1.4 Dlouhodobé působení zatížení (lt – long time)

Výpočet byl obdobný jako pro krátkodobé působení zatížení, jen zde se projevila součinitel dotvarování  $\varphi_{(t,t_0)}$ . Tento součinitel byl pro krátkodobé působení zatížení roven 0. Pro dlouhodobé byl dopočítán dle následujících vztahů (dle přílohy B normy ČSN EN 1992-1-1). Dále zde byl dopočítán průhyb od smršťování.

$$\varphi_{(t,t_0)} = \varphi_0 \cdot \beta_{c(t,t_0)}$$

kde

- $\varphi_{(t,t_0)}$  je součinitel dotvarování
- $\varphi_0$  je základní součinitel dotvarování
- $\beta_{c(t,t_0)}$  je součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení
- $t$  je stáří betonu ve dnech v uvažovaném okamžiku
- $t_0$  je stáří betonu ve dnech v okamžiku vnesení zatížení

$$\varphi_{(0)} = \varphi_{RH} \cdot \beta_{(f_{cm})} \cdot \beta_{(t_0)}$$

kde

- $\varphi_{RH}$  je součinitel, vystihující vliv relativní vlhkosti na základní součinitel dotvarování
- $\beta_{(f_{cm})}$  je součinitel, vystihující vliv pevnosti betonu na základní součinitel dotvarování
- $\beta_{(t_0)}$  je součinitel, vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení na základní součinitel dotvarování

$$\varphi_{(RH)} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{pro } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{(RH)} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{pro } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

kde

- $RH$  je relativní vlhkost okolního prostředí v %
- $h_0$  je náhradní rozměr prvku v mm
- $f_{cm}$  je průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku v MPa ve stáří 28 dní
- $\alpha_{1,2}$  jsou součinitele vlivu pevnosti betonu



$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

$$\beta_{(f_{cm})} = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

kde

- $A_c$  je plocha průřezu
- $u$  je obvod prvku vystavený okolnímu prostředí

$$\beta_{(t_0)} = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}$$

$$\beta_{c(t,t_0)} = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$$

kde

- $\beta_H$  je součinitel závislý na relativní vlhkosti a na náhradním rozměru prvku

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[ 1 + (0,012 RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{pro } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[ 1 + (0,012 RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{pro } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

Po dopočítání součinitele dotvarování  $\varphi$  postupujeme obdobným způsobem, jako pro krátkodobé působení zatížení.

$$E_{c,eff,lt} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$$

kde

- $E_{c,eff,lt}$  je efektivní modul pružnosti betonu pro dlouhodobé působení zatížení

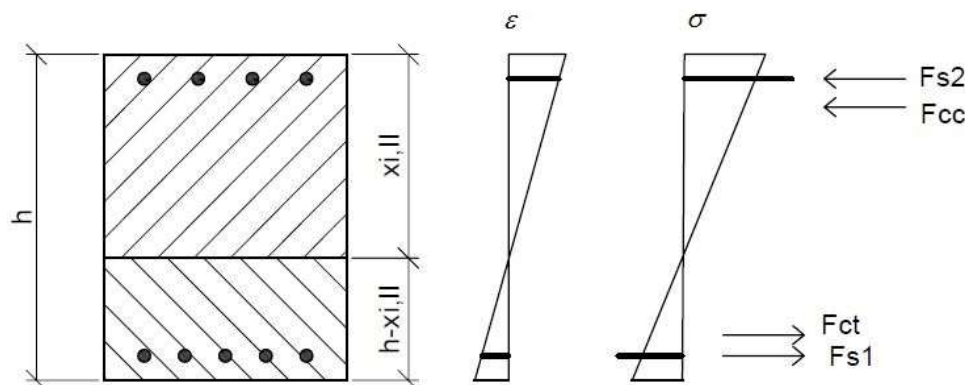
$$\alpha_{e,lt} = \frac{E_s}{E_{c,eff,lt}}$$

kde

- $\alpha_{e,lt}$  je pracovní součinitel pro dlouhodobé působení zatížení
- $E_s$  je modul pružnosti oceli



#### 4.1.3.1.5 Ideální průřez bez trhlin (index I)



$$x_{i,lt} = \frac{\frac{1}{2} \cdot b \cdot h^2 + A_{s1} \cdot (\alpha_{e,lt} - 1) \cdot d - A_{s2} \cdot (\alpha_{e,lt} - 1) \cdot d}{A_{s1} \cdot (\alpha_{e,lt} - 1) - A_{s2} \cdot (\alpha_{e,lt} - 1) + b \cdot h}$$

kde

- $x_{i,lt}$  je výška tlačené oblasti průřezu bez trhlin pro dlouhodobé působení zatížení
- $b$  je šířka průřezu
- $h$  je výška průřezu
- $A_{s1}$  je plocha dolní výztuže
- $A_{s2}$  je plocha horní výztuže

$$a_{i,lt} = x_{i,lt} - \frac{h}{2}$$

kde

- $a_{i,lt}$  je vzdálenost těžiště ideálního průřezu od těžiště betonu

$$I_{y,lt} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + b \cdot h \cdot a_{i,lt}^2 + \alpha_{e,lt} \cdot A_{s1} \cdot (d - x_{i,lt})^2 + \alpha_{e,lt} \cdot A_{s2} \cdot (x_{i,lt} - d_2)^2$$

kde

- $I_{y,lt}$  je moment setrvačnosti ideálního průřezu bez trhlin pro dlouhodobé působení zatížení
- $d$  je vzdálenost těžiště dolní výztuže od horního okraje průřezu
- $d_2$  je vzdálenost těžiště horní výztuže od horního okraje průřezu

$$C_{i,lt} = \frac{1}{E_{c,eff,lt} \cdot I_{y,lt}}$$

kde

- $C_{i,lt}$  je ohybová poddajnost průřezu bez trhlin pro dlouhodobé působení zatížení



$$M_{cr,lt} = f_{ctm} \cdot \frac{I_{y,I,lt}}{h - x_{i,I,lt}}$$

kde

- $M_{cr,lt}$  je ohybový moment na mezi vzniku trhlin pro dlouhodobé působení zatížení

Pokud je tento ohybový moment na mezi vzniku trhlin větší než ohybový moment na desce (moment převzatý ze SCIA Engineer) trhliny nebudou vznikat a průhyb se dopočítá dle následujícího vztahu.

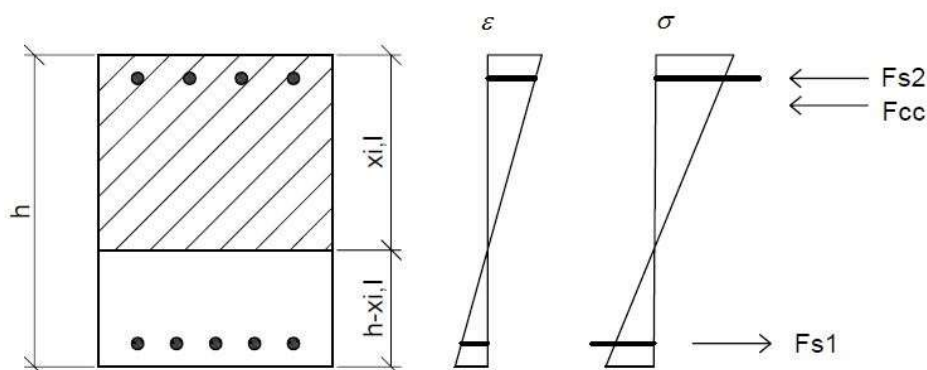
$$y_{I,lt} = y_{SCIA} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff,lt}} \cdot \frac{I_C}{I_{y,I,lt}}$$

kde

- $y_{I,lt}$  je celkový průhyb průřezu bez trhlin pro dlouhodobé působení zatížení
- $y_{SCIA}$  je pružný průhyb získaný z programu SCIA Engineer
- $I_C$  je moment setrvačnosti betonového průřezu ( $I_C = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$ )

V případě, že by ohybový moment na mezi vzniku trhlin byl menší než ohybový moment na desce, znamenalo by to, že na průřezu budou vznikat trhliny. Dojde k oslabení průřezu, které je nutno zohlednit. Primárně byla posuzována kvazistálá kombinace zatížení, pokud ale trhliny pro tuto kombinaci nevznikly, byla posouzena charakteristická kombinace zatížení. Pokud při charakteristické kombinaci trhliny vznikly, bylo uvažováno oslabení průřezu trhlínami.

#### 4.1.3.1.6 Průřez s trhlínami (index II)



Obrázek 82-Průřez s trhlínami



$$x_{i,II,lt} = \frac{\alpha_{e,lt}}{b} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2}{\alpha_{e,lt} \cdot (A_{s1} + A_{s2})^2}} \right]$$

kde

- $x_{i,II,lt}$  je výška tlačené oblasti průřezu s trhlinami pro dlouhodobé působení zatížení

$$I_{y,II,lt} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{i,II,lt}^3 + (\alpha_{e,lt} - 1) \cdot [A_{s1} \cdot (d - x_{i,II,lt})^2 + A_{s2} \cdot (x_{i,II,lt} - d_2)^2]$$

kde

- $I_{y,II,lt}$  je moment setrvačnosti průřezu s trhlinami pro dlouhodobé působení zatížení

$$C_{II,lt} = \frac{1}{E_{c,eff,lt} \cdot I_{y,II,lt}}$$

kde

- $C_{II,lt}$  je ohybová poddajnost průřezu s trhlinami pro dlouhodobé působení zatížení

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

kde

- $\zeta$  je součinitel vyjadřující tahové zpevnění betonu
- $\beta = 0,5$  pro dlouhodobý stav
- $M_{qp}$  je ohybový moment od kvazistálé kombinace

$$I_{lt} = \frac{I_{y,I,lt} \cdot I_{y,II,lt}}{\zeta \cdot I_{y,I,lt} + (1 - \zeta) \cdot I_{y,II,lt}}$$

kde

- $I_{lt}$  je moment setrvačnosti oslabeného průřezu pro dlouhodobé působení zatížení

$$y_{II,lt} = y_{SCIA} \cdot \frac{E_{cm}}{E_{c,eff,lt}} \cdot \frac{I_C}{I_{lt}}$$

kde

- $y_{II,lt}$  je celkový průhyb průřezu s trhlinami pro dlouhodobé působení zatížení



### 4.1.3.1.7 Stanovení průhybu od smršťování

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

kde

- $\varepsilon_{cs}$  je celkové poměrné smršťování
- $\varepsilon_{cd}$  je poměrné smršťování vysycháním
- $\varepsilon_{ca}$  je poměrné autogenní smršťování

$$\varepsilon_{cd(t)} = \beta_{ds(t,t_s)} \cdot \varepsilon_{cd,\infty}$$

$$\beta_{ds(t,t_s)} = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}}$$

kde

- $t$  je čas na konci životnosti konstrukce ve dnech
- $t_s$  je čas, kdy začíná působit zatížení smršťováním ve dnech
- $h_0$  dle vztahu (27)

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

kde

- součinitel  $k_h$  získáme interpolací pro příslušné  $h_0$  dle tabulky 1

$h_0$ [mm]	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

kde

- $\alpha_{ds1} = 6$  pro cement R
- $\alpha_{ds2} = 0,11$  pro cement R
- $f_{cm0} = 10$  MPa

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right]$$

$$\varepsilon_{ca(t)} = \beta_{as(t)} \cdot \varepsilon_{ca(\infty)}$$

$$\varepsilon_{ca(\infty)} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as(t)} = 1 - \exp(-0,2t^{0,5})$$





$$E_{c,ef,sh} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{c,sh}}$$

kde

- $\varphi_{c,sh}$  je součinitel dotvarování pro časový interval smršťování stanovený dle vztahu (21)

$$\alpha_{e,sh} = \frac{E_s}{E_{c,ef,sh}}$$

#### 4.1.3.1.8 Charakteristiky průřezu bez trhliny

$$A_{I,ef,sh} = A_c + \alpha_{e,sh} \cdot (A_{s1} + A_{s2})$$

$$a_{I,ef,sh} = [A_c \cdot a_c + \alpha_{e,sh} \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2)] / A_{I,ef,sh}$$

kde

- $a_c$  je vzdálenost těžiště betonového průřezu od horního okraje
- $a_{I,ef,sh}$  je vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje

$$I_{I,ef,sh} = I_c + A_c \cdot (a_{I,ef,sh} - a_c)^2 + \alpha_{e,sh} \cdot [A_{s1} \cdot (d - a_{I,ef,sh})^2 + A_{s2} \cdot (a_{I,ef,sh} - d_2)^2]$$

$$S_{I,ef,sh} = A_s \cdot (d - a_{I,ef,sh})$$

kde

- $S_{I,ef,sh}$  je statický moment průřezové plochy k těžišti výztuže

#### 4.1.3.1.9 Charakteristiky průřezu s trhlinou

$$x_{cr,ef,sh} = \frac{\alpha_{e,sh}}{b} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2}{\alpha_{e,sh} \cdot (A_{s1} + A_{s2})^2}} \right]$$

$$I_{II,ef,sh} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{cr,ef,sh}^3 + \alpha_{e,sh} \cdot [A_{s1} \cdot (d - x_{cr,ef,sh})^2 + A_{s2} \cdot (x_{cr,ef,sh} - d_2)^2]$$

$$S_{II,ef,sh} = A_s \cdot (d - a_{I,ef,sh})$$

$$\left( \frac{1}{r} \right)_{cs} = \varepsilon_{cs\infty} \cdot \alpha_{e,sh} \cdot \left[ (1 - \zeta) \cdot \frac{S_{I,ef,sh}}{I_{I,ef,sh}} + \zeta \cdot \frac{S_{II,ef,sh}}{I_{II,ef,sh}} \right]$$

kde

- $\left( \frac{1}{r} \right)_{cs}$  je výsledná křivost od smršťování

$$y_{sh} = \omega_{sh} \cdot l^2 \cdot \left( \frac{1}{r} \right)_{cs}$$

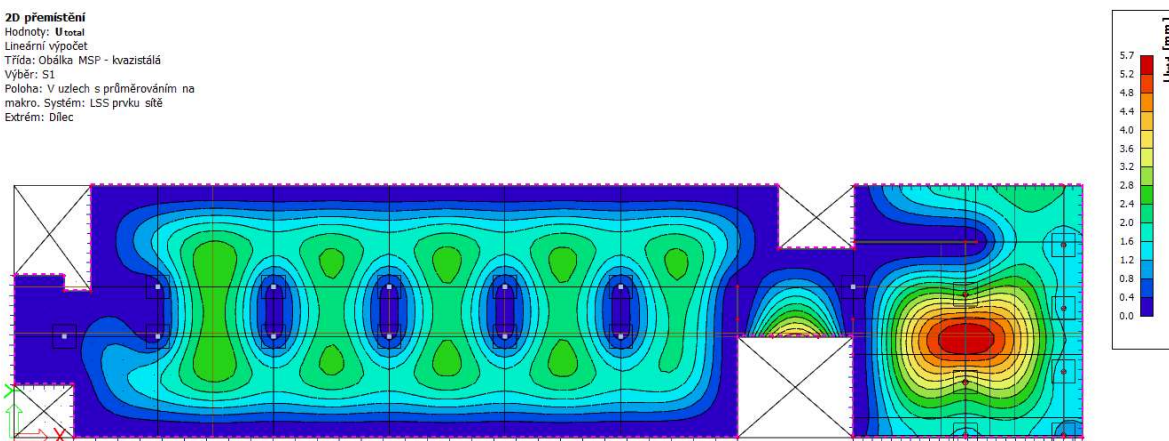


kde

- $y_{sh}$  je průhyb od smršťování
- $\omega_{sh}$  je součinitel pro přibližný výpočet průhybu od smršťování
- $l$  je rozpon desky

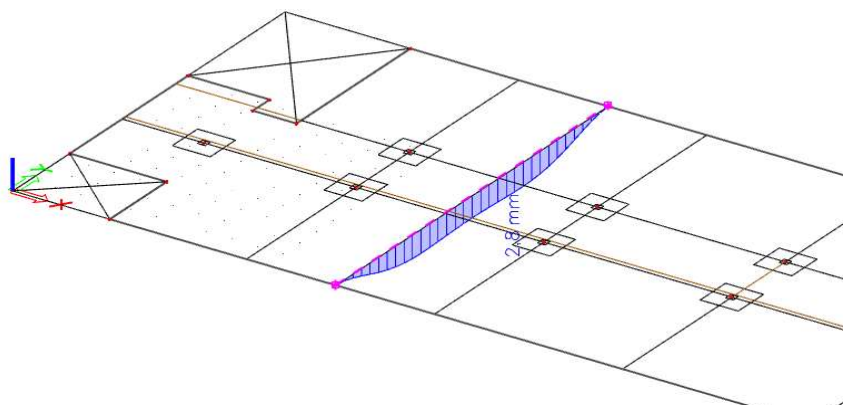
#### 4.1.3.1.10 Upravovaný průhyb

2D přemístění  
Hodnoty:  $U_{total}$   
Lineární výpočet  
Třída: Obálka MSP - kvazistálá  
Výběr: S1  
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť  
Extrém: Dilatace



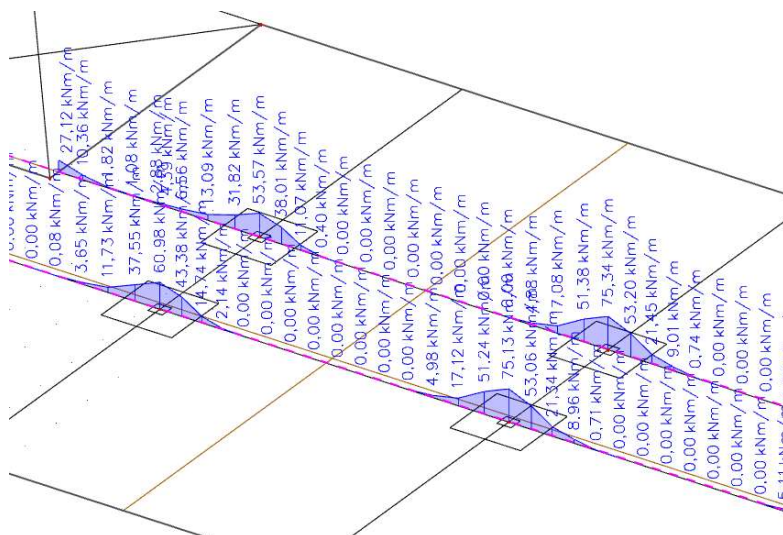
Z tohoto obrázku vyplývá, že největší průhyb je v místě průvlaku PR2 – to je způsobeno tím, že je tento průvlak zatížen stěnou nad ním a příslušným zatížením, které tato stěna přenáší. V reálné konstrukci se ale tento průvlak neprohne, neboť se stěnou nad ním spolupůsobí.

Dalším místem v pořadí s největším průhybem je část desky u hlavního schodiště – zde se ve skutečnosti nacházejí schodišťová ramena, která sice tuto desku zatěžují, zároveň ale brání desce v takovémto průhybu. Posouzeno tedy bude místo, které je zobrazeno na následujícím obrázku

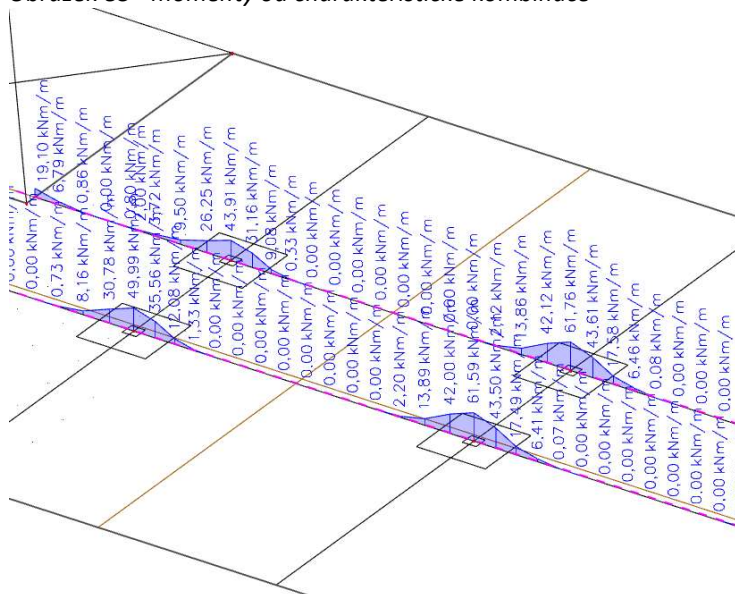




- maximální pružný průhyb je tedy 2,8 mm (průhyb od kvazistálé kombinace)
- dále je potřeba získat neblížeší maximální hodnoty momentů – v tomto případě se jedná o momenty nad sloupy, a to pro horní povrch, směr x



Obrázek 83 - momenty od charakteristické kombinace



Obrázek 84 - momenty od kvazistálé kombinace

- dále tedy budou posouzeny momenty uvedené v následující tabulce

Charakteristická [kNm/m]	Kvazistálá [kNm/m]
60,98	49,99
53,57	43,91
75,34	61,76
75,13	61,59

Tabulka 5 - momenty posuzované při určování průhybu



Do vytvořeného excelu byly postupně zadány a ověřeny momenty uvedené v tabulce 5. Pro názornost je zde ukázán výpočet v excelu pro největší hodnoty momentů. Zbylé hodnoty budou uvedeny v tabulce 6.

Průřez				
b	1000 mm			
h	250 mm			
l	7425 mm			
c	25 mm			
d	215 mm			
d1	35 mm			
d2	31 mm			
Beton		C 30/37	Ocel	B500B
fck	30 MPa		fyk	500 Mpa
Ecm	33000 MPa		Es	200 Gpa
fctm	2,9 MPa			
fcm	38 MPa			
Cement	R			
SVP	XC1		Stupeň vlivu prostředí	
fcm0	10 MPa			
Dolní tlačená			Horní tažená	
Profil	12 mm	Profil	20 mm	
počet	7 ks	počet	8 ks	
As2	754 mm <sup>2</sup>	As1	1696,5 mm <sup>2</sup>	
Kontrola konstrukčních zásad		asmax	300	VYHOVUJE
		asmin	24	VYHOVUJE
		as	125 mm	
Momenty SCIA				
Mek	75,34 kNm	Moment od charakteristické kombinace		
MeFR	0 kNm	Moment od časté kombinace		
Meqp	61,76 kNm	Moment od kvazistálé kombinace		
Průhyb SCIA	2,8 mm			



Krátkodobé působení			
I - bez trhlin			
fi	0		Součinitel dotvarování
Ec,eff,st	33000	Mpa	Efektivní modul pružnosti betonu
alfae,st	6,060606061		Pracovní součinitel
xi,I,st	126,5777497	mm	Výška tlačené oblasti průřezu bez trhlin
ai,I,st	1,577749693	mm	
Iy,I,st	1424838661	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti
CI,st	2,12677E-14		Ohybová poddajnost průřezu
Mcr,st	33,47882661	kNm	Ohybový moment na mezi vzniku trhlin
	<b>TRHLINY</b>		Trhliny budou vznikat
y	2,558769236	mm	
II - s trhlinami			
xi,II,st	51,48987001	mm	Výška tlačené oblasti průřezu s trhlinami
Iir, st	276638703,7	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti průřezu s trhlinami
CII,st	1,0954E-13		Ohybová poddajnost průřezu s trhlinami
Beta	1		
ksí	0,706149874		Součinitel vyjadřující tahové zpevnění
Ist	362471065,3	mm <sup>4</sup>	moment setrvačnosti oslabeného průřezu
Ic	1302083333	mm <sup>4</sup>	
yscia	2,8	mm	průhyb odečtený ze SCIA
ycelk.	10,05827411	mm	Výsledný celkový průhyb

Dlouhodobé působení			
I - bez trhlin			
alfa1	0,944058949		
alfa2	0,983686904		
alfa3	0,95971487		
firh	1,720763584		
RH	50		
h0	250		
betafcm	2,725319875		
t0	28		
t	18250		
betat0	0,488449545		
BetaH	1439,572305		
betactt0	0,977447273		
alfa	1		
t0	32,45826411		
f0	2,290648226		
fi	2,238987861		
fi	2,238987861		h0 250 mm
Ec,eff,lt	10188,36791	Mpa	cement R t0 28 dní
alfae,lt	19,63022946		
xi,I,lt	130,1550923	mm	Výška tlačené oblasti průřezu bez trhlin
ai,I,lt	5,155092277	mm	
Iy,I,lt	1555874850	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti průřezu bez trhlin
CI,lt	6,30842E-14		Ohybová poddajnost průřezu bez trhlin
Mcr,st	37,64896775	kNm	Ohybový moment na mezi vzniku trhlin
y	7,589819906	mm	Průhyb průřezu bez trhlin
ysh	6,353244073	mm	Průhyb od smršťování průřezu bez trhlin
ycelkový	13,94306398	mm	Celkový průhyb průřezu bez trhlin





II - s trhlinami			
xi,II,It	82,97716366	mm	Výška tlačené oblasti průřezu s trhlinami
Iir, It	779285364,4	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti průřezu s trhlinami
CII,It	1,2595E-13		Ohybová poddajnost průřezu s trhlinami
Beta	0,5		
ksi	0,814193212		Součinitel vyjadřující tahové zpevnění
IIIt	858946104,5	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti oslabeného průřezu
Ic	1302083333	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti betonového průřezu
yscia	2,8	mm	průhyb odečtený ze SCIA
Průhyb od smršťování			
t0sh	7	dny	konec ošetřování v čase t0sh
RH	80	%	vlhkost okolního prostředí
RH0	100	%	
h0	250	mm	
t	18250	dni	životnost 50
kh	0,8		viz tab list2
BETAds	0,991407374		
ALFAds1	6		pro CEM R
ALFAds2	0,11		pro CEM R
BETARH	0,7564		
epsiloncd0	0,000372493		
epsiloncd	0,000295434		poměrné smršťování vysycháním
BETAas	1		
epsilonca==	0,00005		
epsilonca	5E-05		poměrné autogenní smršťování
epsiloncs	0,000345434		celkové poměrné smršťování

Výpočet průhybu od smršťování			
alfa1	0,944058949		
alfa2	0,983686904		
alfa3	0,95971487		
fírh	1,720763584		
RH	80		
h0	250		
betafcm	2,725319875		
t0	7		
t	18250		
betat0	0,634609108		
BetaH	1439,572305		
betactt0	0,977471989		
alfa	1		
t0	7,151022298		
f0	2,976082669		
fí	2,909037445		
fí,sh	2,909037445	h0	250 mm
Ec,ef,sh	8441,975925	Mpa	cement R
alfae,ef,sh	23,69113603	t0sh	7 dní



Průřez bez trhliny			
Ai,ef,sh	308055,1288		
ac	125	mm	
al,ef,sh	30,66022399		vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje
II,ef,sh	4892854649	mm <sup>4</sup>	moment setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžišti
SI,ef,sh	312988,6211	mm <sup>3</sup>	Statický moment průřezové plochy k těžišti výztuže
(1/r)	1,64628E-06		Křivost od smršťování průřezu bez trhliny
ylsh	6,353244073	mm	Průhyb od smršťování průřezu bez trhliny
Průřez s trhlinou			
xcr,ef,sh	89,45919755	mm	Výška tlačené oblasti
III,ef,sh	933138504,7	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti
SII,ef,sh	168901,7364	mm <sup>3</sup>	Statický moment plochy k těžišti výztuže
(1/r)cs	1,30332E-06	m <sup>-1</sup>	Výsledná křivost od smršťování
k	0,07		
ysh	5,02970814	mm	Průhyb od smršťování
ycelk	18,78	mm	Celkový průhyb

- limitní průhyb je stanoven jako 1/250 maximálního rozponu
- v tomto případě tedy  $\frac{7\,425}{25} = 29,7 \text{ mm}$
- průhyb VYHOVUJE

Charakteristická	Kvazistálá	Celkový průhyb	Limitní průhyb	Posouzení
[kNm/m]	[kNm/m]	[mm]	[mm]	
60,98	49,99	<b>17,68</b>	29,7	VYHOVUJE
53,57	43,91	<b>16,73</b>	29,7	VYHOVUJE
75,34	61,76	<b>18,78</b>	29,7	VYHOVUJE
75,13	61,59	<b>18,77</b>	29,7	VYHOVUJE

Tabulka 6 - posouzení průhybů



### 4.1.3.2 Omezení šířky trhlin

Tato kapitola je převzata z mé bakalářské práce. Výše zmíněný excel, kromě posouzení průhybů dopočítá a posoudí šířku trhliny. K výpočtu šířky trhliny používá následující vztahy:

Šířka trhliny bude vypočítána dle následujícího vztahu:

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

kde

- $w_k$  je šířka trhliny
- $s_{r,\max}$  je maximální vzdálenost trhlin
- $\varepsilon_{sm}$  je průměrné poměrné přetvoření výztuže
- $\varepsilon_{cm}$  je průměrné poměrné přetvoření betonu mezi trhlinami

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{\text{eff}}}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} \cdot \left[ \sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,\text{eff}}}{\rho_{\text{eff}}} (1 + \alpha_{e,\text{lt}} \cdot \rho_{\text{eff}}) \right] \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

kde

- $k_1$  je součinitel vlivu povrchu výztuže
- $k_2$  je součinitel vlivu rozdělení poměrných přetvoření po výšce průřezu
- $k_3$  je součinitel krycí vrstvy
- $k_4$  je součinitel vlivu soudržnosti betonu a výztuže
- $c$  je tloušťka krycí vrstvy
- $\phi$  je průměr tažené výztuže
- $\rho_{\text{eff}}$  je účinný stupeň vyztužení pro železobeton
- $E_s$  je modul pružnosti oceli
- $\sigma_s$  je tahové napětí výztuže při vzniku primární trhliny
- $k_t$  je součinitel závisící na době trvání zatížení
- $f_{ct,\text{eff}}$  je efektivní tahová pevnost betonu
- $k_1 = 0,8$  (0,8 pro žebříkovou výztuž; 1,6 pro hladkou výztuž)
- $k_2 = 0,5$  (0,5 pro namáhání ohybem; 1 pro namáhání centrickým tahem)
- $k_3 = 3,4 \cdot \left( \frac{25}{c} \right)^{2/3} \leq 3,4$  (pro hodnoty betonového krytí  $c \leq 25$  [mm] je  $k_3 = 3,4$ )
- $k_4 = 0,425$
- $k_t = 0,4$  (0,4 pro dlouhodobé namáhání; 0,6 pro krátkodobé namáhání)





$$\rho_{\text{eff}} = \frac{A_s}{A_{c,\text{eff}}}$$

kde

- $A_s$  je plocha tažené výztuže
- $A_{c,\text{eff}}$  je efektivní plocha betonu obklopující taženou výztuž

$$A_{c,\text{eff}} = b \cdot h_{c,\text{eff}}$$

kde

- $h_{c,\text{eff}}$  je efektivní výška průřezu

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

$$\sigma_s = \alpha_{c,\text{lt}} \cdot \frac{M_{\text{Eqp}}}{I_{\text{lt}}} \cdot (d - x_{i,\text{II,lt}})$$

$f_{ct,\text{eff}} = 0,5 \cdot f_{ctm}$  ( $0,5 f_{ctm}$  pro betony s normálním nárůstem pevnosti;  $f_{ctm}$  pro betony s pomalým nárůstem pevnosti)

- pro názornost bude výpočet v excelu proveden pro největší hodnoty momentů, jak tomu bylo v případě posouzení průhybu – ostatní posouzené momenty budou uvedeny v tabulce 7

Výpočet šířky trhliny		
k3	3,4	
c	25 mm	
k1	0,8	
k2	0,5	
k4	0,425	
profil	20 mm	
hc,eff	53,51360082 mm	
Ac,eff	53513,60082 mm <sup>2</sup>	
róp,eff	0,031702221	
sigmaS	186,3441692 MPa	
Es	200000 MPa	
kt	0,4	
fct,eff	1,45 Mpa	
wk	0,15059112 mm	
wmax	0,4 mm	VYHOVUJE



Charakteristická [kNm/m]	Kvazistálá [kNm/m]	Trhlina [mm]	Limitní trhlina [mm]	Posouzení
60,98	49,99	<b>0,109</b>	0,4	VYHOVUJE
53,57	43,91	<b>0,086</b>	0,4	VYHOVUJE
75,34	61,76	<b>0,151</b>	0,4	VYHOVUJE
75,13	61,59	<b>0,15</b>	0,4	VYHOVUJE

Tabulka 7 - posouzení šířky trhliny

#### 4.1.3.2.1 Omezení napětí

Tato kapitola je převzata z mé bakalářské práce. Výše zmíněný excel, kromě posouzení průhybů a trhlin posoudí mezní stav omezení napětí. K posouzení používá následující vztahy:

Z důvodu zabránění vzniku podélných trhlin nebo velkému dotvarování je tlakové napětí betonu omezeno dle následujících vztahů:

$$\sigma_{CC,k} = \frac{M_{Ek}}{I_{st/l}} \cdot x_{i,II,st/l} \leq 0,6 \cdot f_{ck}$$

kde

- $\sigma_{CC,k}$  je tahové napětí v betonu od charakteristické kombinace
- $f_{ck}$  je charakteristická pevnost betonu v tlaku
- dolní indexy st/lt znamenají příslušnou veličinu pro dané působení zatížení (krátkodobé/dlouhodobé)

$$\sigma_{CC,qp} = \frac{M_{Eqp}}{I_{st/l}} \cdot x_{i,II,st/l} \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

kde

- $\sigma_{CC,qp}$  je tahové napětí v betonu od kvazistálé kombinace

Dále bude kontrolováno napětí ve výztuži (jak v horní, tak dolní) a to z důvodu zabránění vzniku nepružných poměrných přetvoření, nepříjemných trhlin a deformací. Napětí ve výztuži bude omezeno dle následujících vztahů:

$$\sigma_{s1} = (\alpha_{e,st/l} - 1) \cdot \frac{M_{Ek}}{I_{st/l}} \cdot (d - x_{i,II,st/l}) \leq 0,8 \cdot f_{yk}$$

kde

- $\sigma_{s1}$  je napětí v dolní výztuži od charakteristické kombinace
- $f_{yk}$  je charakteristická pevnost oceli v tahu



$$\sigma_{s2} = (\alpha_{e, st/lt} - 1) \frac{M_{Ek}}{I_{st/lt}} \cdot (x_{i, II, st/lt} - d_2) \leq 0,8 \cdot f_{yk}$$

kde

- $\sigma_{s2}$  je napětí v horní výztuži od charakteristické kombinace

Výpočet je proveden pro největší hodnoty ohybových momentů.

Mezní stav omezení napětí				
sigma CC	7,689032482	Mpa	od Mek	VYHOVUJE
sigma CC	6,303307741	Mpa	od Mqp	VYHOVUJE
sigmaS1	161,7135212	Mpa	od Mek	VYHOVUJE
sigmaS2	76,32829616	MPa	od Mek	VYHOVUJE
0,6*fck	18	Mpa		
0,45*fck	13,5	MPa		
0,8*fyk	400	Mpa		

Deska s navrženou výztuží vyhovuje na oba mezní stavy.

#### 4.1.4 Návrh výztuže průvlaků

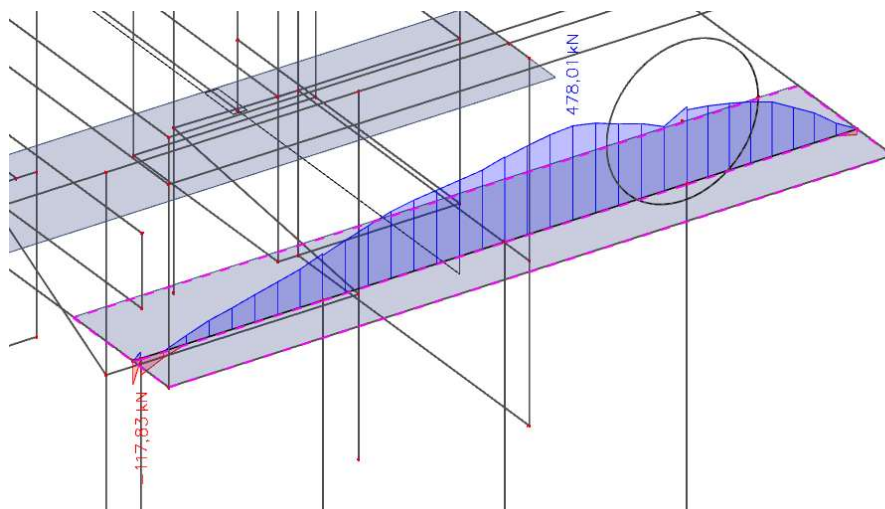
Výztuž průvlaků bude zjednodušeně navržena na extrémní hodnoty vnitřních sil ze 3D modelu. Tato výztuž bude navržena pomocí programu FIN EC 2019 – Beton.

##### 4.1.4.1 Průvlak PR1

- výztuž tohoto průvlaku bude navržena i na účinky kroutícího momentu

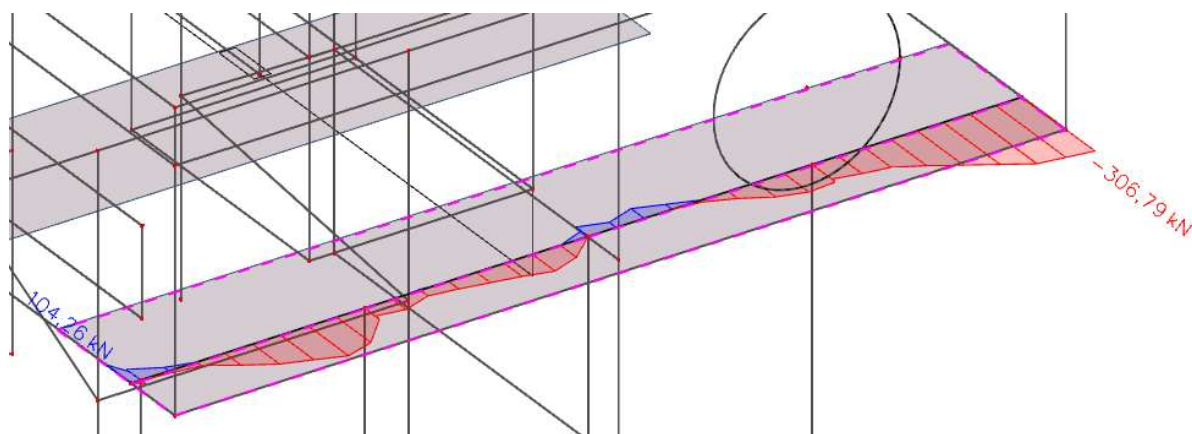
##### Vnitřní síly

N [kN]

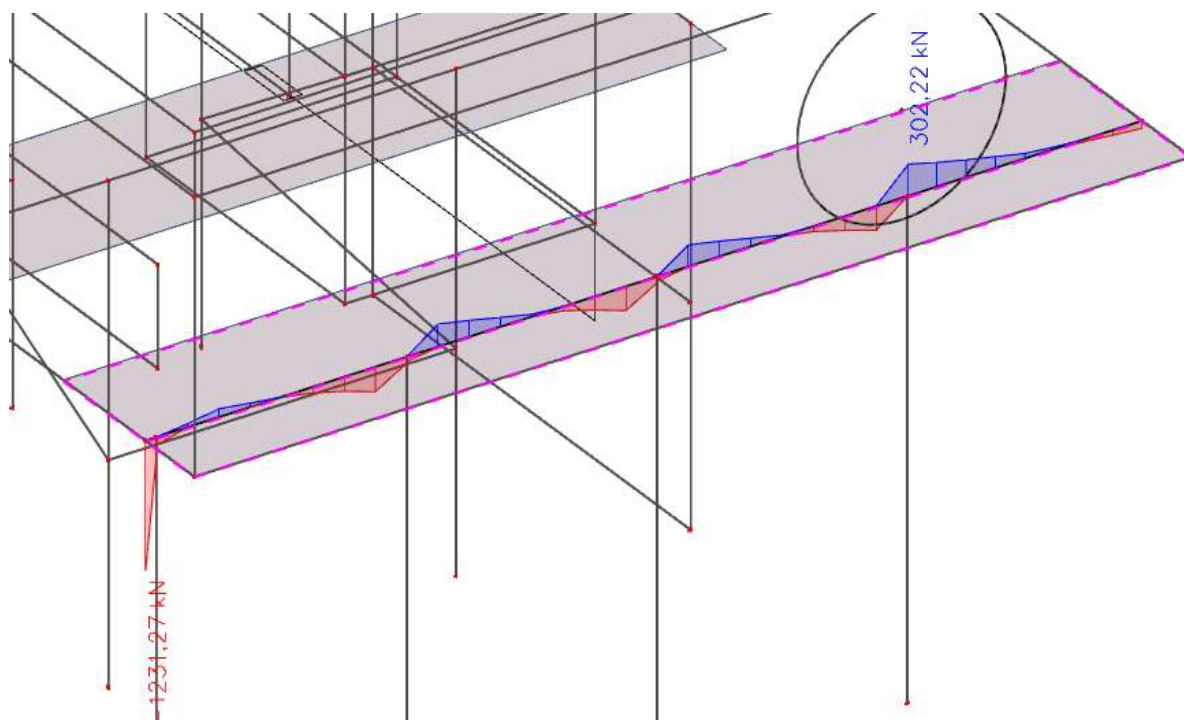




$V_y$  [kN]

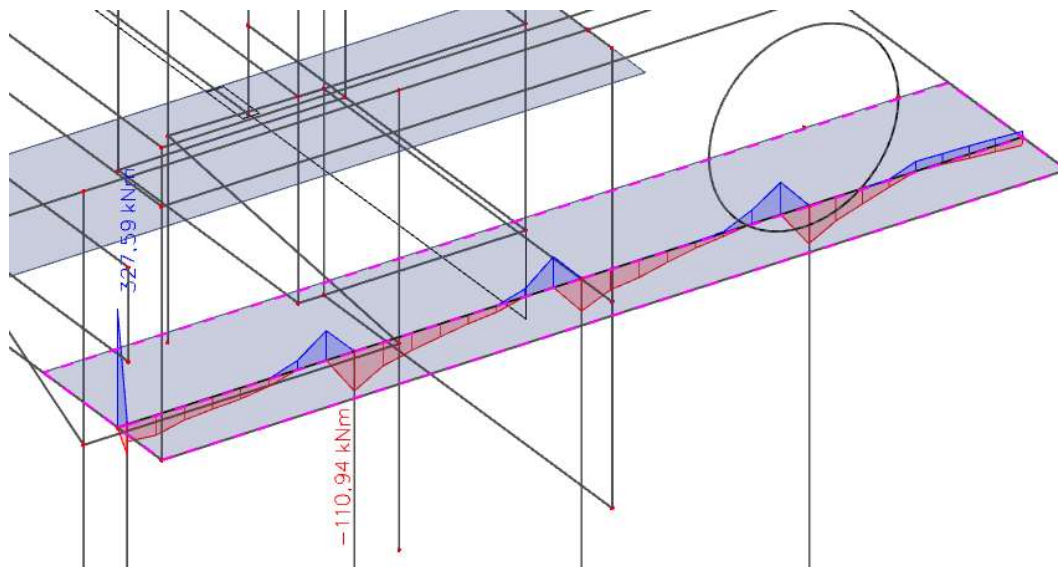


$V_z$  [kN]

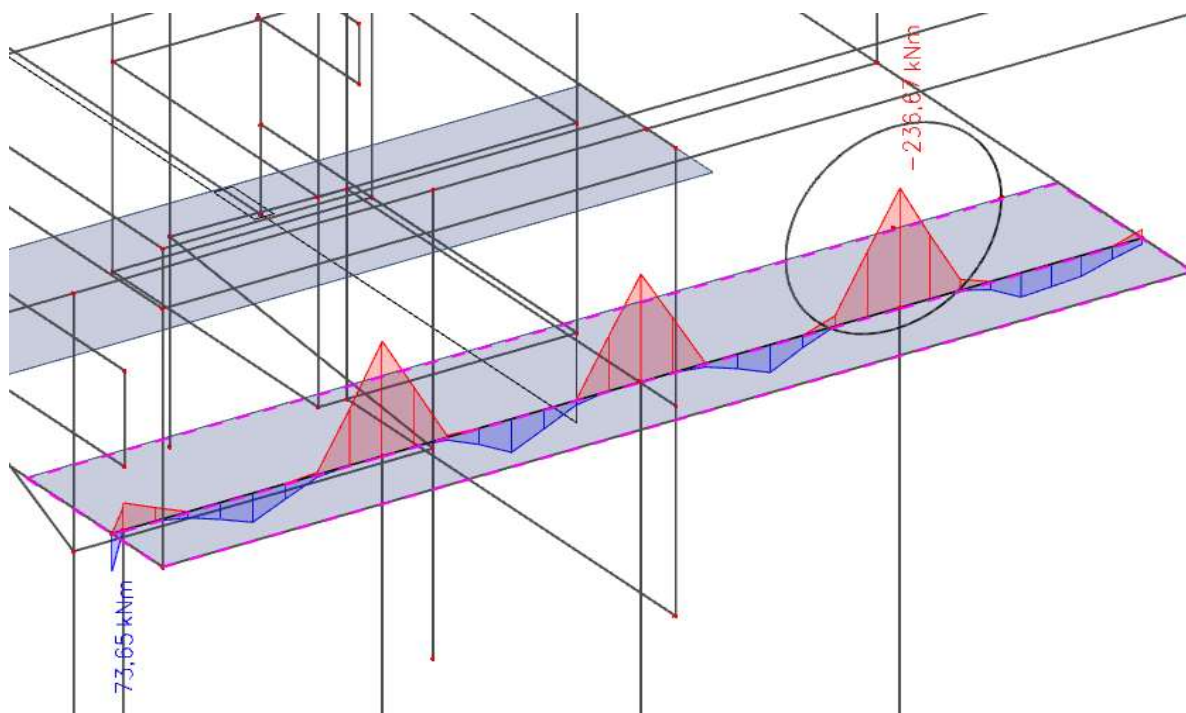




$M_x$  [kNm]

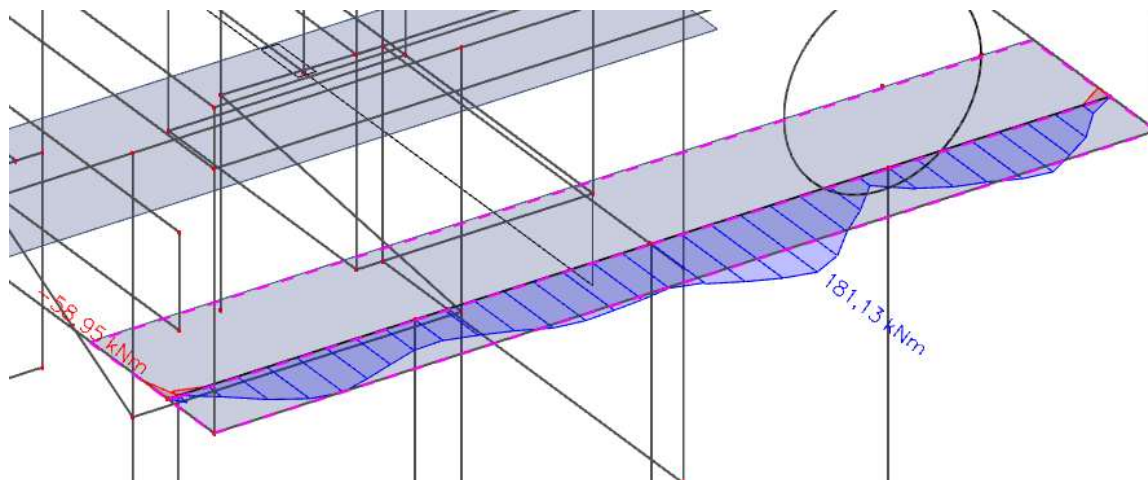


$M_y$  [kNm]





$M_z$  [kNm]



## FIN

### Zadané vnitřní síly

N	$M_y$	$M_z$	$V_z$	$V_y$	T
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
478,01	-236,67	181,13	302,22	306,79	110,94
478,01	73,65	181,13	302,22	306,79	110,94

Tabulka 8 - zadané vnitřní síly pro průvlak PR1

### Návrh výztuže

- jako podélná výztuž byly zadány  $\varnothing 20$  mm á 100 mm při horním povrchu průvlaku a  $\varnothing 12$  mm á 100 mm při spodním povrchu
- jako smyková výztuž byly zadány 6 střižné třmínky  $\varnothing 10$  mm á 75 mm – tyto třmínky zároveň slouží pro přenos kroutícího momentu





## Posouzení

1: **Zat. případ 1** - základní návrhová

$N=478,01\text{kN}$ ;  $M_y=-236,67\text{kNm}$ ;  $M_z=181,13\text{kNm}$ ;  $V_z=302,22\text{kN}$ ;  $V_y=306,79\text{kN}$ ;  $T=110,94\text{kNm}$

**Podrobné posouzení TAH A OHYB: Zat. případ 1**

**Posouzení min. a max. stupně vyztužení**

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{st} = A_{st} / (b_s \times d) = 3/142 / (353,8 \times 566,8) = 0,0157$$

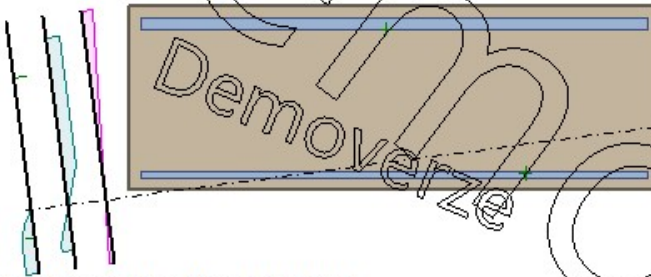
$$\rho_s = A_s / A_c = 4/273 / 350,103 = 0,0122$$

$$\rho_{s,min} = \max(0,26 \times f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) = \max(0,26 \times 2,9 / 500; 0,0013) = \max(0,00151; 0,0013) = 0,00151$$

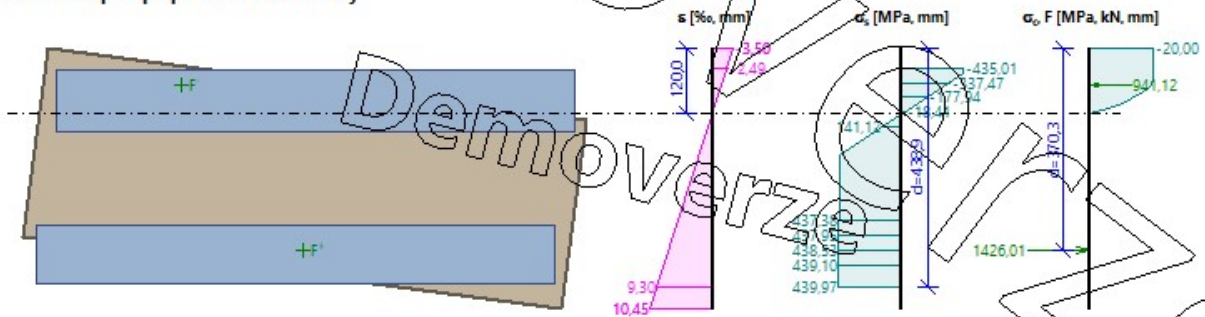
$$\rho_{st} = 0,0157 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0122 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

**Orientace neutrální osy**



**Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly**



**Deformace v krajních vláknech průřezu**

Nejmenší deformace v betonu:  $-3,50 \text{ ‰}$   
 Největší deformace v betonu:  $10,45 \text{ ‰}$   
 Nejmenší deformace ve výztuži:  $-2,49 \text{ ‰}$   
 Největší deformace ve výztuži:  $9,30 \text{ ‰}$   
 Směr neutrální osy:  $187,54^\circ$   
 Výška tlačené části průřezu:  $x = 120,0 \text{ mm}$   
 Efektivní výška průřezu:  $d = 438,9 \text{ mm}$   
 $\xi = 0,27 \leq \xi_{\max} = 0,58 \Rightarrow$  **Vyhovuje**  
 $N_{Ed} = 478,01 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 1990,71 \text{ kN}$   
 $M_{Edy} = -236,67 \leq M_{Rdy} = -319,78 \text{ kNm}$   
 $M_{Edz} = 181,13 \leq M_{Rdz} = 254,34 \text{ kNm}$   
**Posouzení průřezu na tah a ohyb Vyhovuje**  
 Využití: 71,2 %

**Podrobné posouzení SMYK: Zat. případ 1****Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení svisle**

$$\rho_w = A_{sw} / b_w / s + A_{sw} / b_w / s = 314,2 / 1000 / 75 + 157,1 / 1000 / 75 = 0,00628$$

$$\rho_{w,\min} = 80 \times \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 80 \times \sqrt{30} / 500 = 0,000876$$

$$\rho_w = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00628 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost tříminků } s_{l,\max} = 239,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví tříminků } s_{t,\max} = 239,2 \text{ mm}$$

**Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení vodorovně**

$$\rho_w = A_{sw} / b_w / s = 157,1 / 350 / 75 = 0,00598$$

$$\rho_{w,\min} = 80 \times \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 80 \times \sqrt{30} / 500 = 0,000876$$

$$\rho_w = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00598 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost tříminků } s_{l,\max} = 400,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví tříminků } s_{t,\max} = 600,0 \text{ mm}$$

Použití model náhradní příhradoviny

Sklon tlačené diagonály:  $\theta = 45^\circ$

Plocha obvodových tříminků pro výpočet smykové únosnosti:  $A_{sw} = 49,26 \text{ mm}^2$

Únosnost betonu

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

$$k = \min(1 + \sqrt{200/d}; 2) = \min(1 + \sqrt{200/584,1}; 2) = \min(1,585; 2) = 1,585$$

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(3115 / (381,1 \times 584,1); 0,02) = \min(0,014; 0,02) = 0,014$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,585^{1,5} \times \sqrt{30} = 0,383 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \min(-N_{Ed} / A_c; 0,2 \times f_{cd}) = \min(-478 / 350,103; 0,2 \times 20) = \min(-1,366; 4) = -1,366 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} = (\max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt{100 \times \rho_l \times f_{ck}}; v_{\min}) + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = (\max(0,12 \times 1,585 \times \sqrt{100 \times 0,014 \times 30}; 0,383) + 0,15 \times (-1,366)) \times 381,1 \times 584,1 = 101,6 \text{ kN}$$

Únosnost smykové výztuže

$$V_{Rds} = A_{sw} / s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta + A_{sw} / s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta = 154,7 / 75 \times 393,6 \times 434,8 \times 1 + 49,26 / 75 \times 393,6 \times 434,8 \times 1 = 465,4 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 30 / 250) = 0,528$$

$$V_{Rd\max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 381,1 \times 393,6 \times 0,528 \times 20 / (1 + 1) = 792 \text{ kN}$$

Výsledná únosnost

$$V_{Rd} = \max(V_{Rdc}; \min(V_{Rd\max}; V_{Rds})) = \max(101,6; \min(792; 465,4)) = \max(101,6; 465,4) = 465,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 430,6 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 465,4 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

**Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje**

Využití: 92,5 %

**Podrobné posouzení KROUCENÍ: Zat. případ 1**

Maximální vzdálenost tříminků  $s_{l,\max} = 337,5 \text{ mm} \Rightarrow$  **Vyhovuje**

$$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 30 / 250) = 0,528$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 1 \times 30 / 1,5 = 20 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd\max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 381,1 \times 393,6 \times 0,528 \times 20 / (1 + 1) = 792 \text{ kN}$$

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

$$t_{ef} = \max(0,062; A / u) = \max(0,062; 0,35 / 2,7) = \max(0,062; 0,13) = 0,13 \text{ m}$$

$$T_{Rd\max} = 2 \times v \times \alpha_{cw} \times f_{cd} \times A_k \times t_{ef} \times \sin \theta \times \cos \theta = 2 \times 0,528 \times 1 \times 20 \times 0,192 \times 0,13 \times 0,707 \times 0,707 = 262,6 \text{ kNm}$$

$$V_{Edt} = T_{Ed} / (2 \times A_k) = 110,9 / (2 \times 0,192) = 289,2 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdt} = A_{sw} \times f_{yd} \times \cot \theta / s = 53,91 \times 434,8 \times 1 / 0,075 = 312,5 \text{ kN}$$

$$\max(V_{Ed} / V_{Rd\max} + T_{Ed} / T_{Rd\max}; V_{Edt} / V_{Rdt}) < 1$$

$$\max(430,6 / 792 + 110,9 / 262,6; 289,2 / 312,5) < 1$$

$$0,966 < 1$$

Požadovaná plocha podélné výztuže pro přenesení kroutícího momentu:  $A_{sl\text{sum}} = 1451 \text{ mm}^2$

$$A_{sl\text{sum}} = T_{Ed} \times \cot(\theta) \times u_k / (2 \times A_k \times f_{yd}) = 110,9 \times \cot(45) \times 2,181 / (2 \times 0,192 \times 434,8) = 1451 \text{ mm}^2$$

Plocha podélné výztuže uvažovaná pro přenesení kroutícího momentu:  $A_{sl} = 1870 \text{ mm}^2$

**Únosnost průřezu v kroucení Vyhovuje**

Využití: 96,6 %





2: **Zat. případ 2** - základní návrhová  
 $N=478,01\text{kN}$ ;  $M_y=73,65\text{kNm}$ ;  $M_z=181,13\text{kNm}$ ;  $V_z=302,22\text{kN}$ ;  $V_y=306,79\text{kN}$ ;  $T=110,94\text{kNm}$

**Podrobné posouzení TAH A OHYB: Zat. případ 2**  
**Posouzení min. a max. stupně vyztužení**

Nosník (tažená výtzuž - minimum, celková výtzuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = A_{s,t} / (b_t \times d) = 1131 / (316,4 \times 592,5) = 0,00603$$

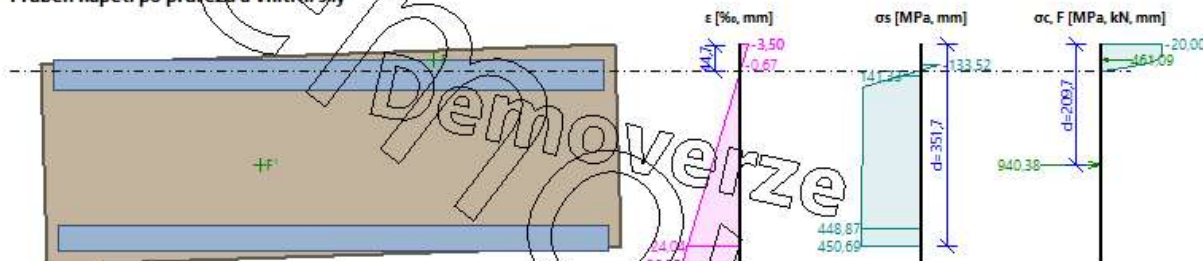
$$\rho_s = A_s / A_c = 4273 / 350,103 = 0,0122$$

$$\rho_{s,min} = \max(0,26 \times f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) = \max(0,26 \times 2,9 / 500; 0,0013) = \max(0,00151; 0,0013) = 0,00151$$

$$\rho_{s,t} = 0,00603 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0122 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

**Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly**



**Deformace v krajních vláknech průřezu**

- Nejmenší deformace v betonu: -3,50 ‰
- Největší deformace v betonu: 26,55 ‰
- Nejmenší deformace ve výtzuži: -0,67 ‰
- Největší deformace ve výtzuži: 24,04 ‰
- Směr neutrálné osy: 358,05 °
- Výška tlačené části průřezu:  $x = 44,7 \text{ mm}$
- Efektivní výška průřezu:  $d = 351,7 \text{ mm}$

$$\xi = 0,13 \leq \xi_{max} = 0,58 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$N_{Ed} = 478,01 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 1990,71 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = 73,65 \leq M_{Rdy} = 86,08 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = 181,13 \leq M_{Rdz} = 202,65 \text{ kNm}$$

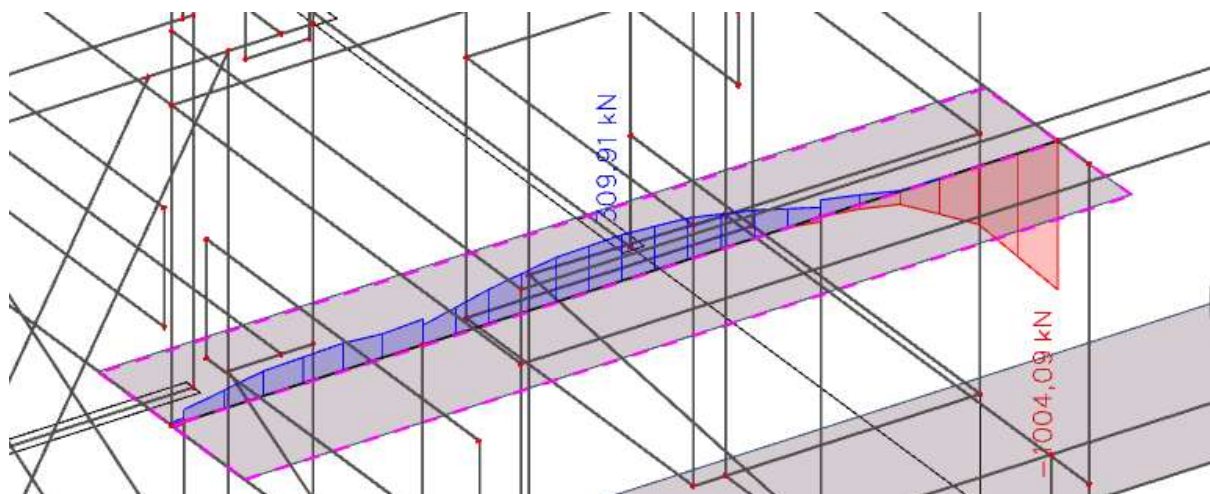
Posouzení průřezu na tah a ohyb Vyhovuje

Využití: 89,4 %

## 4.1.4.2 Průvlak PR2

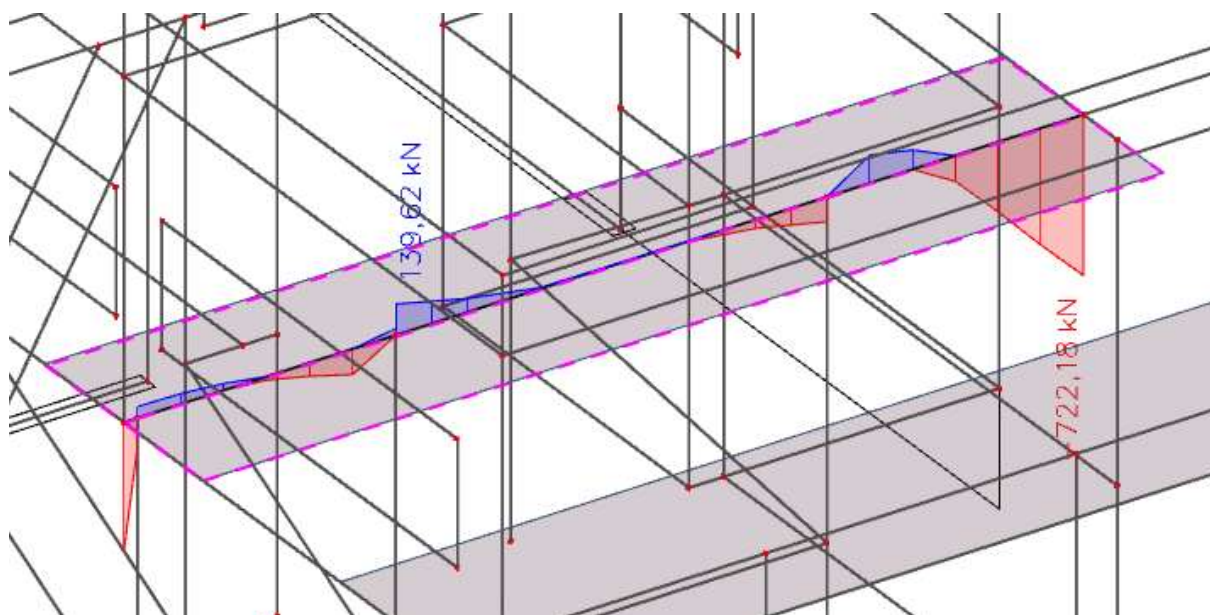
### Vnitřní síly

N [kN]

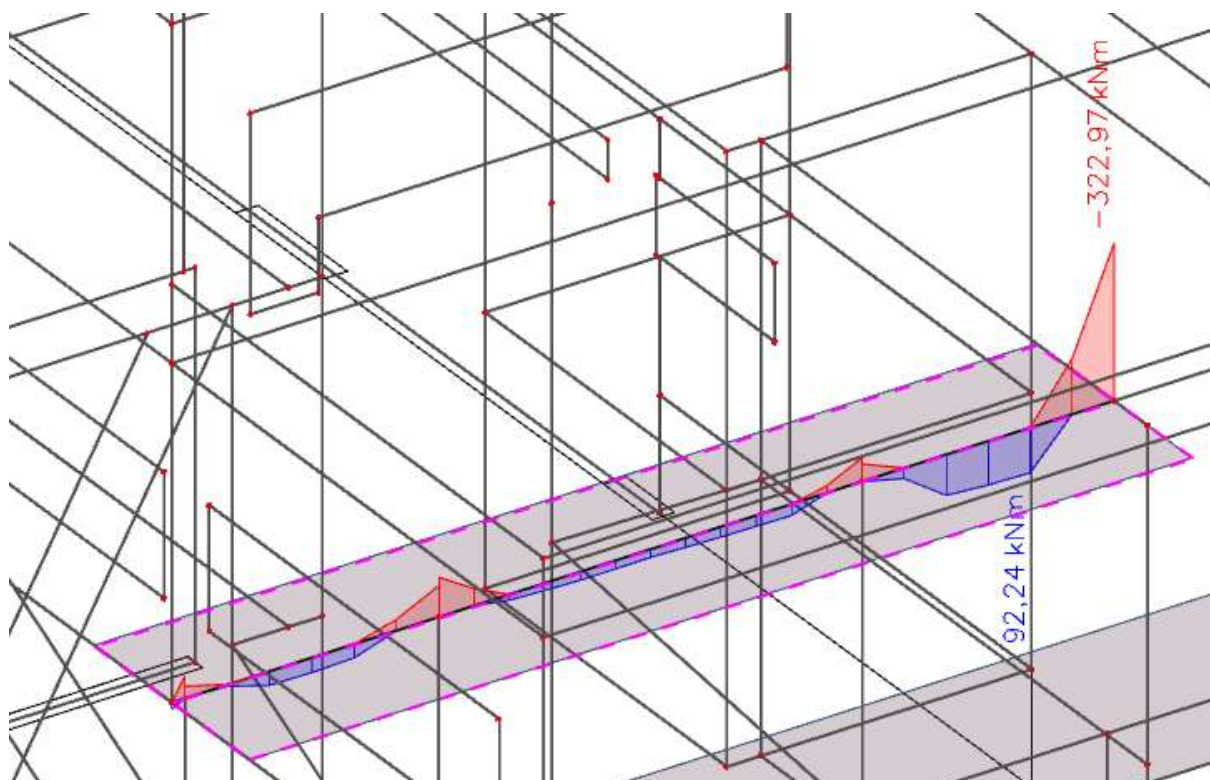




$V_z$  [kN]



$M_y$  [kNm]





## FIN

### Zadané vnitřní síly

N	My	Vz
[kN]	[kNm]	[kN]
309,91	-322,97	722,18
309,91	92,24	722,18

Tabulka 9 - zadané vnitřní síly na průvlak PR2

### Návrh výztuže

- jako podélná výztuž bylo zadáno 6 ks  $\varnothing 20$  mm při horním povrchu průvlaku a 4 ks  $\varnothing 20$  mm při spodním povrchu
- jako smyková výztuž byly zadány 4 střižné třmínky  $\varnothing 10$  mm á 100 mm

### Posouzení

1: **Zat. případ 1** - základní návrhová  
N=309,91kN; My=-322,97kNm; Vz=722,18kN

**Podrobné posouzení TAH A OHYB: Zat. případ 1**

**Posouzení min. a max. stupně vyztužení**

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = A_{st} / (b_t \times d) = 1\,885 / (450 \times 665) = 0,0063$$

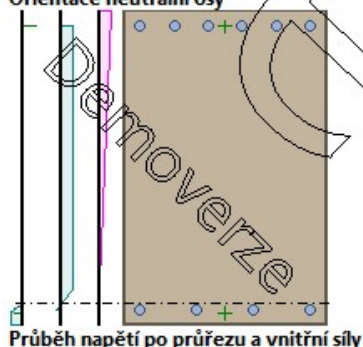
$$\rho_s = A_s / A_c = 3\,142 / 315\,103 = 0,00997$$

$$\rho_{s,min} = \max(0,26 \times f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) = \max(0,26 \times 2,9 / 500; 0,0013) = \max(0,00151; 0,0013) = 0,00151$$

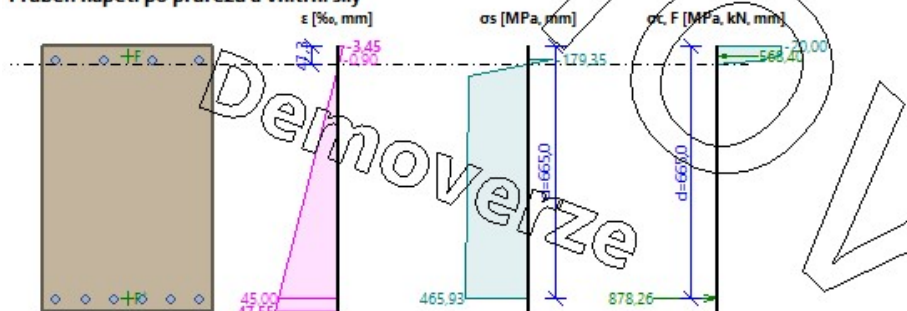
$$\rho_{s,t} = 0,0063 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00997 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

**Orientace neutrální osy**



Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly





**Deformace v krajních vlákných průřezu**

Nejmenší deformace v betonu: -3,45 ‰  
 Největší deformace v betonu: 47,55 ‰  
 Nejmenší deformace ve výztuži: -0,90 ‰  
 Největší deformace ve výztuži: 45,00 ‰  
 Směr neutrálné osy: 180,00 °  
 Výška tláčené části průřezu:  $x = 47,3$  mm  
 Efektivní výška průřezu:  $d = 665,0$  mm

$\xi = 0,07 \leq \xi_{\max} = 0,58 \Rightarrow$  **Vyhovuje**

$N_{Ed} = 309,91$  kN  $\leq N_{Rd} = 1463,76$  kN

$M_{Edy} = -322,97 \leq M_{Rdy} = -460,94$  kNm

**Posouzení průřezu na tah a ohyb Vyhovuje**

Využití: 68,7 %

**Podrobné posouzení SMYK: Zat. případ 1****Stupeň vyztužení smykovou výztuží**

$\rho_w = A_{sw} / b_w / s + A_{sw} / b_w / s = 157,1 / 450 / 100 + 157,1 / 450 / 100 = 0,00698$

$\rho_{w,\min} = 80 \times \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 80 \times \sqrt{30} / 500 = 0,000876$

$\rho_{w,\min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00698 \Rightarrow$  **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmíneků  $s_{t,\max} = 400,0$  mm  $\Rightarrow$  **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmíneků  $s_{t,\max} = 498,7$  mm

Použití model náhradní příhradoviny

Sklon tláčené diagonály:  $\theta = 45^\circ$

Únosnost betonu

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

$k = \min(1 + \sqrt{200 / d}; 2) = \min(1 + \sqrt{200 / 665}; 2) = \min(1,548; 2) = 1,548$

$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(1 885 / (450 \times 665); 0,02) = \min(0,0063; 0,02) = 0,0063$

$v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,548^{1,5} \times \sqrt{30} = 0,369$  MPa

$\sigma_{cp} = \min(-N_{Ed} / A_c; 0,2 \times f_{cd}) = \min(-309,9 / 315,103; 0,2 \times 20) = \min(-0,984; 4) = -0,984$  MPa

$V_{Rdc} = (\max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt{100 \times \rho_l \times f_{ck}}; v_{\min}) + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = (\max(0,12 \times 1,548 \times \sqrt{100 \times 0,0063 \times 30}; 0,369) + 0,15 \times (-0,984)) \times 450 \times 665 = 103,9$  kN

Únosnost smykové výztuže

$V_{Rds} = A_{sw} / s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta + A_{sw} / s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta = 157,1 / 100 \times 639,3 \times 434,8 \times 1 + 157,1 / 100 \times 639,3 \times 434,8 \times 1 = 873,2$  kN

Únosnost tlakové diagonály

$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 30 / 250) = 0,528$

$V_{Rdmax} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 450 \times 639,3 \times 0,528 \times 20 / (1 + 1) = 1 519$  kN

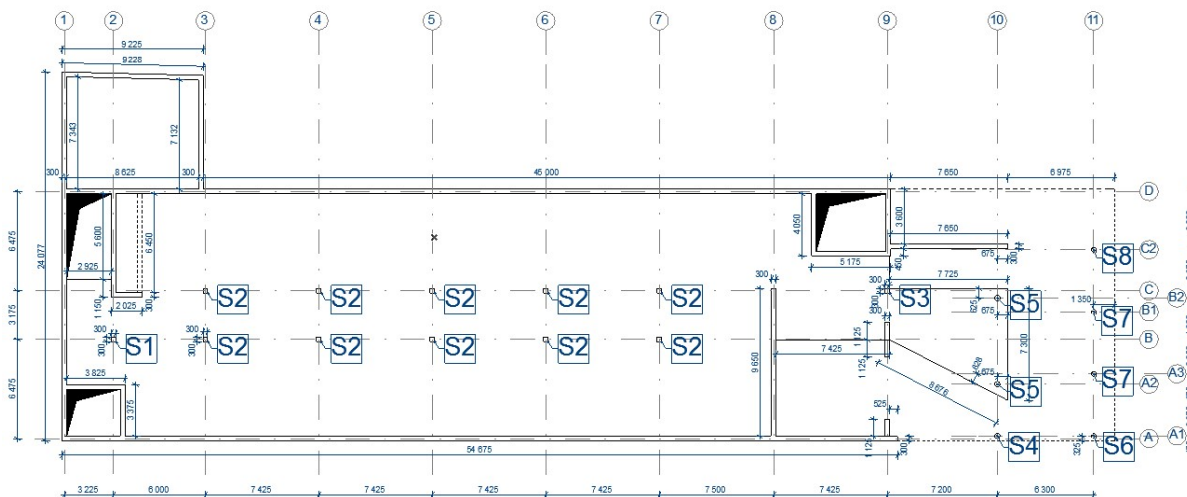
Výsledná únosnost

$V_{Rd} = \max(V_{Rdc}; \min(V_{Rdmax}; V_{Rds})) = \max(103,9; \min(1 519; 873,2)) = \max(103,9; 873,2) = 873,2$  kN

$V_{Ed} = 722,2$  kN  $\leq V_{Rd} = 873,2$  kN  $\Rightarrow$  **Vyhovuje**

**Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje**

Využití: 82,7 %

**4.1.5 Posouzení protlačení**

Obrázek 85 - schéma sloupů podporujících desku nad 1. NP

Desku nad 1. NP je ještě potřeba posoudit na protlačení v místech sloupů, které jsou zobrazeny na obrázku 85.



Sloupy nacházející se v ose 10 nebudou na protlačení posuzovány, neboť se nad nimi nachází železobetonová monolitická stěna. Nad sloupy v ose 11 je navržen průvlak PR1 v těchto místech bude deska posouzena jako zesílená (o 100 mm).

Dále nebude posuzováno protlačení u sloupu S6, jelikož se nachází částečně pod stěnou.

U jednotlivých sloupů bude ověřeno, zda je nutná výztuž na protlačení – pokud ano, bude navržena.

#### 4.1.5.1 Výpočet smyku při protlačení

- smykové napětí bude stanoveno dle následujícího vztahu:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d}$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2}$$

- pro čtvercové sloupy 300 x 300 mm bude součinitel  $\beta$  stanoven pomocí následujících vztahů:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$$

- pro sloup 300/300 platí:  $c_1 = c_2 = 0,3 \text{ m} \rightarrow k = 0,6$
- pro kruhové sloupy bude součinitel  $\beta$  stanoven dle vztahů:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d}$$

$$e = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}$$

*D je průměr kruhového sloupu*



- při dalším výpočtu bude součinitel  $\beta$  uvažován minimální hodnotou 1,15
- pokud je splněna podmínka  $v_{Ed} < v_{Rd,c}$  pak není smyková výztuž na protlačení nutná
- $v_{Rd,c}$  je návrhová hodnota únosnosti ve smyku při protlačení desky bez výztuže na protlačení

#### 4.1.5.2 Únosnost ve smyku desky při protlačení bez výztuže na protlačení

- únosnost bude stanovena pomocí následujících vztahů

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_k \cdot f_{ck}}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12; \text{pokud } \frac{u_0}{d} \geq 4$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \left( 0,1 \cdot \frac{u_0}{d_m} + 0,6 \right) \geq \frac{0,15}{\gamma_c}; \text{pokud } \frac{u_0}{d} < 4$$

$$\rho_k = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$$

$$\rho_x = \frac{A_{s,x}}{b \cdot d_x} - \text{počítáno na šířku } 1\,500 \text{ mm}$$

$$\rho_y = \frac{A_{s,y}}{b \cdot d_y} - \text{počítáno na šířku } 1\,500 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

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

- veškeré vzorce uvedené výše budou zadány do tabulky v excelu a budou ověřeny následující podmínky:

$$v_{Ed,0} < v_{Rd,max}$$

$$v_{Ed,1} < v_{Rd,c}$$



- pokud budou obě podmínky splněny, je tloušťka desky vyhovující
- pokud nevyhoví první podmínka, bude potřeba upravit tloušťku desky, případně rozměr sloupu
- pokud nevyhoví druhá podmínka, bude potřeba navrhnout výztuž na protlačení – použity budou smykové lišty HALFEN HDB – pro posouzení bude hodnota  $v_{Rd,c}$  vynásobena součinitelem  $k_{max}$ , který bude uvažován hodnotou 1,96 pro tyto smykové lišty – v případě, že by pak podmínka  $v_{Ed,1} < v_{Rd,c} * k_{max}$  nebyla splněna, desku nelze vyztužit na protlačení a musela by být dále upravována, např. zesílením.
- posouzení je provedeno v následující tabulce 8



Sloup	Osy	N [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]	d <sub>x</sub> [m]	d <sub>y</sub> [m]	d [m]	P <sub>x</sub> [-]	P <sub>y</sub> [-]	P <sub>z</sub> [-]	u <sub>0</sub> [m]	u <sub>1</sub> [m]	c <sub>1</sub> =c <sub>2</sub> [m]	W <sub>1</sub>	k [-]	C <sub>dec</sub> [-]	V <sub>dec</sub> [kPa]	β	β	V <sub>Ed,0</sub> [kPa]	V <sub>Ed,1</sub> [kPa]	V <sub>Ed,max</sub> [kPa]	posouzení	posouzení	k <sub>fin</sub> [-]	V <sub>dec</sub> *k <sub>fin</sub> [kPa]	posouzení
S1	2/B	35,98	10,94	1,48	0,219	0,207	0,213	0,0034	0,0036	0,0035	1,20	5,91	0,3	1,52	1,97	0,12	519,42	1,71	1,71	240,79	48,87	4224	V <sub>Ed,0</sub> < V <sub>Ed,max</sub>	V <sub>Ed,1</sub> < V <sub>dec</sub>	1,00	519,42	VYHOVUJE
S2	3/B	512,5	31,61	13,38	0,215	0,199	0,207	0,0117	0,0038	0,0067	1,20	5,91	0,3	1,46	1,98	0,12	645,53	1,15	1,15	2372,69	481,57	4224	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1,00	645,53	VYHOVUJE
S2	3/C	475,07	40,39	5,25	0,215	0,199	0,207	0,0117	0,0038	0,0067	1,20	5,91	0,3	1,46	1,98	0,12	645,53	1,21	1,21	2307,82	468,40	4224	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1,00	645,53	VYHOVUJE
S2	4/B	658,42	3,32	11,63	0,215	0,195	0,205	0,0117	0,0107	0,0112	1,20	5,91	0,3	1,44	1,99	0,12	769,81	1,01	1,15	3077,98	624,72	4224	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1,00	769,81	VYHOVUJE
S2	4/C	658,57	2,96	11,05	0,215	0,195	0,205	0,0117	0,0107	0,0112	1,20	5,91	0,3	1,44	1,99	0,12	769,81	1,01	1,15	3078,68	624,86	4224	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1,00	769,81	VYHOVUJE
S2	5/B	644,79	0,68	11,90	0,215	0,195	0,205	0,0117	0,0107	0,0112	1,20	5,91	0,3	1,44	1,99	0,12	769,81	1,00	1,15	3014,26	611,79	4224	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1,00	769,81	VYHOVUJE
S2	5/C	645,07	0,58	11,39	0,215	0,195	0,205	0,0117	0,0107	0,0112	1,20	5,91	0,3	1,44	1,99	0,12	769,81	1,00	1,15	3015,57	612,05	4224	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1,00	769,81	VYHOVUJE
S2	6/B	647,52	0,38	11,94	0,215	0,195	0,205	0,0117	0,0107	0,0112	1,20	5,91	0,3	1,44	1,99	0,12	769,81	1,00	1,15	3027,02	614,38	4224	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1,00	769,81	VYHOVUJE
S2	6/C	646,67	0,40	11,14	0,215	0,195	0,205	0,0117	0,0107	0,0112	1,20	5,91	0,3	1,44	1,99	0,12	769,81	1,00	1,15	3023,05	613,57	4224	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1,00	769,81	VYHOVUJE
S2	7/B	622,35	9,04	10,47	0,215	0,195	0,205	0,0117	0,0107	0,0112	1,20	5,91	0,3	1,44	1,99	0,12	769,81	1,04	1,15	2909,36	590,49	4224	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1,00	769,81	VYHOVUJE
S2	7/C	642,77	5,02	12,41	0,215	0,199	0,207	0,0117	0,0105	0,0111	1,20	5,91	0,3	1,46	1,98	0,12	765,36	1,02	1,15	2975,79	603,98	4224	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1,00	765,36	VYHOVUJE
S3	9/C	85,94	8,67	22,17	0,219	0,207	0,213	0,0034	0,0036	0,0035	1,20	5,91	0,3	1,52	1,97	0,12	519,42	1,24	1,24	415,50	84,33	4224	VYHOVUJE	VYHOVUJE	1,00	519,42	VYHOVUJE
S4	10/A1	PROTLAČENÍ NEPOSUZOVÁNO																									
S5	10/A2	PROTLAČENÍ NEPOSUZOVÁNO																									
S5	10/B2	PROTLAČENÍ NEPOSUZOVÁNO																									
S6	11/A1	PROTLAČENÍ NEPOSUZOVÁNO																									
S7	11/A3	761,49	5,84	0,84	0,319	0,307	0,313	0,0024	0,0093	0,0047	0,94	4,71			1,80	0,108	469,49	1,01	1,40	3613,91	722,78	4224	VYHOVUJE	NEVYHOVUJE	1,96	920,20	VYHOVUJE
S7	11/B1	735,25	6,83	0,84	0,319	0,307	0,313	0,0024	0,0093	0,0047	0,94	4,71			1,80	0,108	469,49	1,01	1,40	3489,37	697,87	4224	VYHOVUJE	NEVYHOVUJE	1,96	920,20	VYHOVUJE
S8	11/C2	711,16	5,82	0,76	0,319	0,307	0,313	0,0024	0,0093	0,0047	0,94	4,71			1,80	0,108	469,49	1,01	1,50	3616,12	723,22	4224	VYHOVUJE	NEVYHOVUJE	1,96	920,20	VYHOVUJE

Tabulka 10 - posouzení protlačení



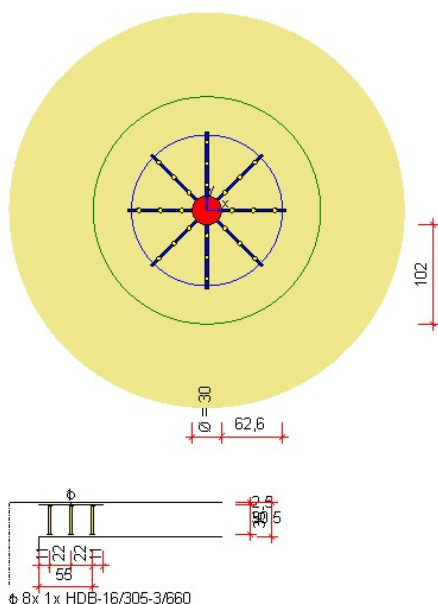


Z tabulky 8 je patrné, že 1. podmínka je splněna ve všech případech. 2. podmínka není splněna u sloupů S7 a sloupu S8, avšak po přenásobení hodnoty  $v_{Rd,c}$  součinitelem  $k_{max}=1,96$  je již splněna – desku lze tedy vyztužit smykovými lištami HALFEN HDB.

Návrh smykových lišt nad těmito sloupy bude proveden pomocí programu HALFEN HDB 13.10

#### 4.1.5.2.1 Sloup S7 11/A3

- do programu byly zadány následující údaje:
  - o tloušťka desky: 350 mm (zesílená tloušťka desky)
  - o průměr sloupu: 300 mm
  - o stupeň vyztužení desky 0,47 %
  - o součinitel  $\beta=1,4$
  - o síla na protlačení 761,49 kN
- na základě těchto údajů program navrhl vhodné smykové lišty



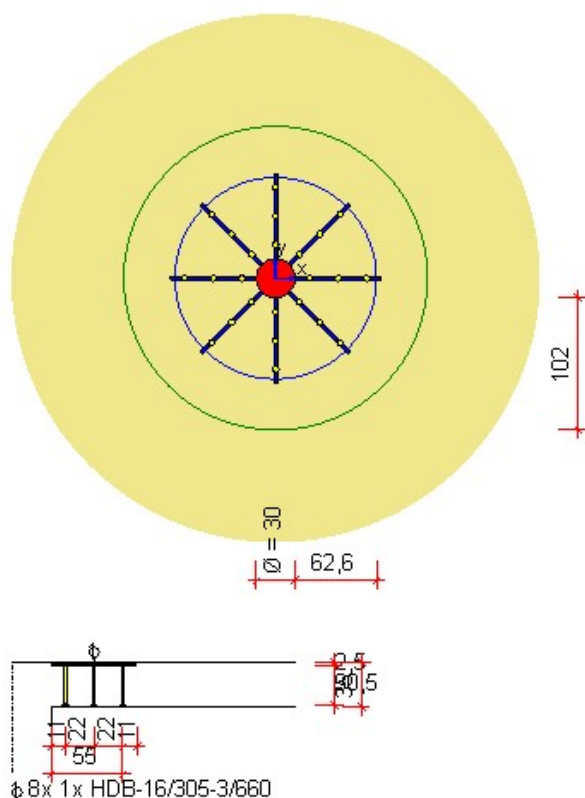
Obrázek 86 - smykové lišty pro sloup S7/A3

- protokol z programu HALFEN HDB je na následujících stranách



#### 4.1.5.2.2 Sloup S7 11/B1

- do programu byly zadány následující údaje:
  - o tloušťka desky: 350 mm (zesílená tloušťka desky)
  - o průměr sloupu: 300 mm
  - o stupeň vyztužení desky 0,47 %
  - o součinitel  $\beta=1,4$
  - o síla na protlačení 735,25 kN
- na základě těchto údajů program navrhl vhodné smykové lišty



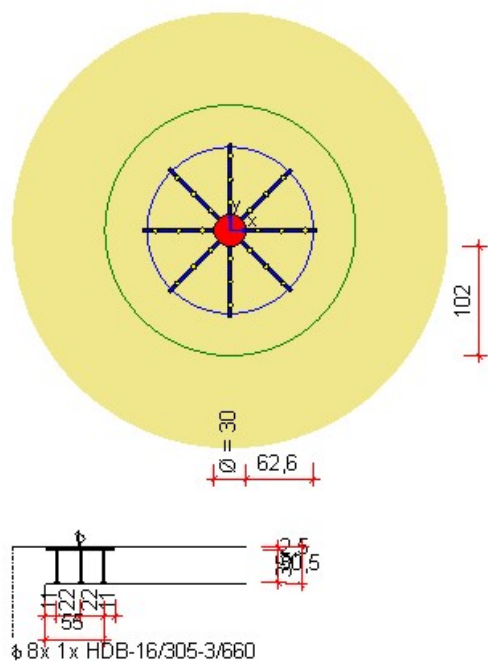
Obrázek 87 - smykové lišty pro sloup S7/B1

- protokol z programu HALFEN HDB je na následujících stranách



### 4.1.5.2.3 Sloup S8

- do programu byly zadány následující údaje:
  - o tloušťka desky: 350 mm (zesílená tloušťka desky)
  - o průměr sloupu: 300 mm
  - o stupeň vyztužení desky 0,47 %
  - o součinitel  $\beta=1,5$
  - o síla na protlačení 711,16 kN
- na základě těchto údajů program navrhl vhodné smykové lišty



Obrázek 88 - smykové lišty pro sloup S8

- protokol z programu HALFEN HDB je na následujících stranách

HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)  
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.10

Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

Posouzení na protlačení pro kruhové podpěry ve vnitřní oblasti (**deska - monolit**)

zatížení na protlačení	$V_{Ed}$	=	761,5 kN
zvýšení zatížení	$\beta$	=	1,40
tloušťka desky	$h$	=	35 cm
statická účinná výška	$d$	=	31,3 cm
průměr sloupu	$\emptyset$	=	30 cm
akční rádius sloupu	$h_a$	=	0 cm
krytí betonu top / bottom	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	2,5 cm / 2,5 cm
beton / betonářská ocel / HDB		=	C30/37 / $f_{yk}=500$ N/mm <sup>2</sup> / B500
stupeň vyztužení	$\rho_l (< 2,0 \%)$	=	0,47 % ( $a_{sx} = a_{sy} = 14,71$ cm <sup>2</sup> /m

v kritickém kruhovém řezu  $u_1$

specific column perimeter	$u_0 / d$	=	3
$u_1$		=	487,6 cm
$k = \min \{ 1 + \sqrt{200/d[\text{mm}]} ; 2 \}$		=	1,80
Pre-factor for $V_{Rd,c,1}$	$C_{Rd,c}$	=	0,108
$V_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	470,06 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,2} = v_{min} = 0,0525 \gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	462,71 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c} = \max \{ V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2} \} \cdot u_1 \cdot d = 717,4$ kN < 1066,1 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			
$V_{Rd,max} = 1,96 \cdot V_{Rd,c} = 1406,0$ kN > 1066,1 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			

ve vnějším kruhovém řezu  $u_{out}$

$u_{out, req} = 652,9$ cm < 734,8 cm = $u_{out, prov}$			
$l_{s, req} = 42$ cm < 55 cm = $l_{s, prov}$			
Pre-factor for $V_{Rd,c,out,1}$	$C_{Rd,c,out}$	=	0,12
$V_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	521,64 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0,0525 \gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	462,71 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,out} = \max \{ V_{Rd,c,out,1}; V_{Rd,c,out,2} \} \cdot u_{out, prov} \cdot d = 1199,8$ kN > 1066,1 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			

průměr kotev $d_A$ :	10 mm	12 mm	14 mm	16 mm	18 mm	20 mm	25 mm
oblast C :	35	25	18	14	--	9	6

zvoleno:                      vnitřní :            HDB-16/305-3/660  
    vně :                      --

počet kombinací na podpěru  $m_C = 8$                       počet podpěr = 1

$$V_{Rd,sy} = m_C \cdot \eta_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd} / \eta = 1256,7 \text{ kN} > 1066,1 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta \quad (\eta = 1,11)$$

rozestup prvků vnitřní / vnější                      = 35,4 cm / 53,6 cm

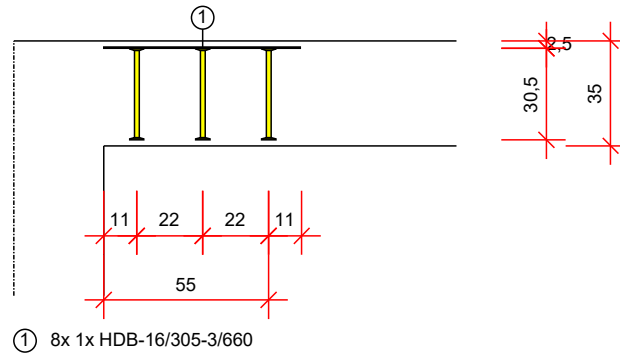
HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)  
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.10

Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

prostor pro instalaci

řez

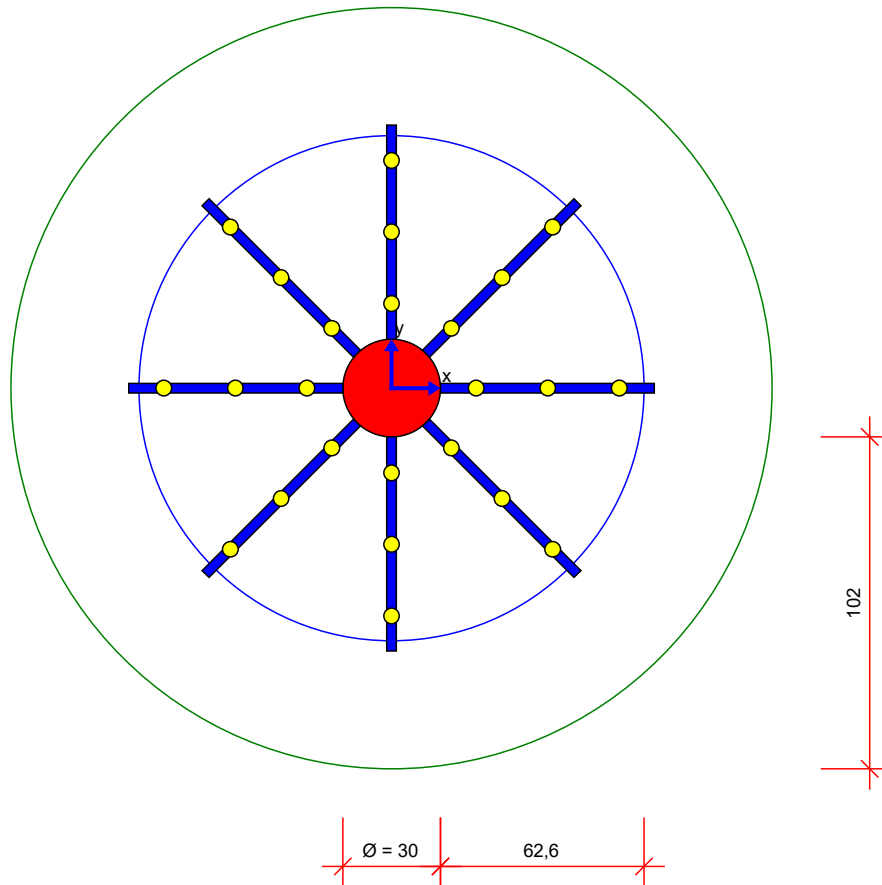
Scale 1:24



[cm]

půdorys

Scale 1:23



Minimum bar length:  $l_{bar,min,x} = 233,9 \text{ cm} + 2 \cdot l_{bd}$ ;  $l_{bar,min,y} = 233,9 \text{ cm} + 2 \cdot l_{bd}$ ;  $l_{bd}$  is the anchorage length  
Note: Due to other verifications, different minimum bar length can be decisive.



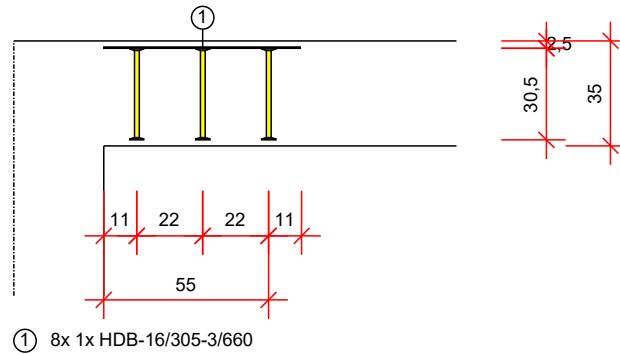
HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)  
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.10

Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

prostor pro instalaci

řez

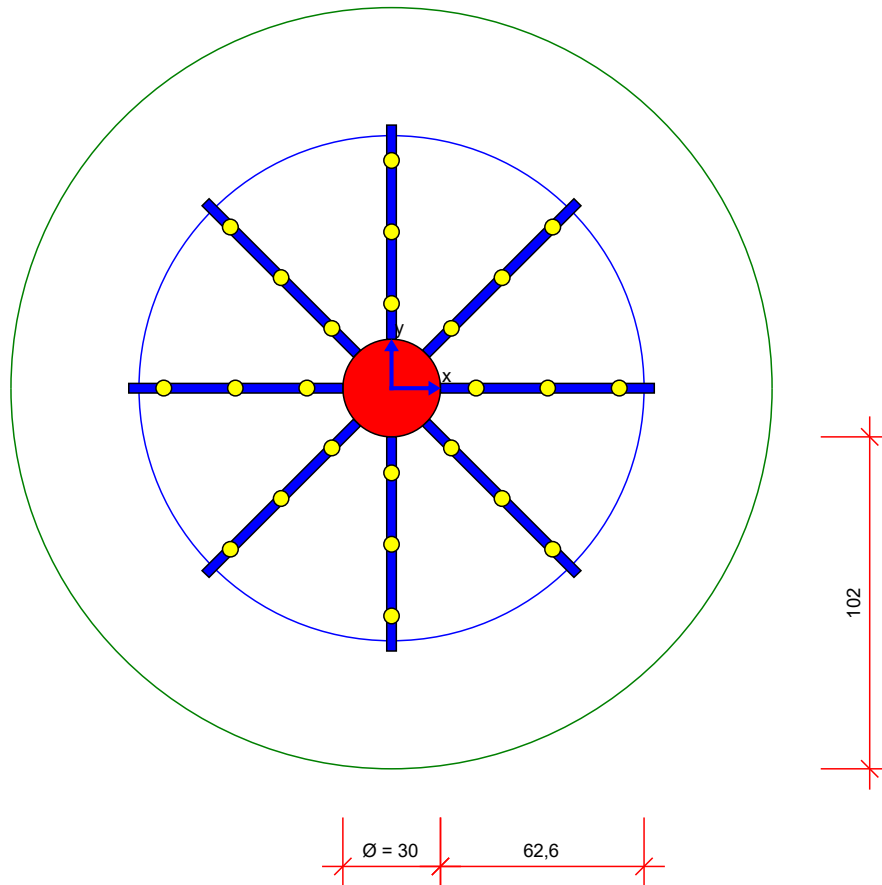
Scale 1:24



[cm]

půdorys

Scale 1:23



Minimum bar length:  $l_{bar,min,x} = 233,9 \text{ cm} + 2 \cdot l_{bd}$ ;  $l_{bar,min,y} = 233,9 \text{ cm} + 2 \cdot l_{bd}$ ;  $l_{bd}$  is the anchorage length  
Note: Due to other verifications, different minimum bar length can be decisive.

HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)  
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.10

Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

Posouzení na protlačení pro kruhové podpěry ve vnitřní oblasti (**deska - monolit**)

zatížení na protlačení	$V_{Ed}$	=	711,2 kN
zvýšení zatížení	$\beta$	=	1,50
tloušťka desky	$h$	=	35 cm
statická účinná výška	$d$	=	31,3 cm
průměr sloupu	$\emptyset$	=	30 cm
akční rádius sloupu	$h_a$	=	0 cm
krytí betonu top / bottom	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	2,5 cm / 2,5 cm
beton / betonářská ocel / HDB		=	C30/37 / $f_{yk}=500$ N/mm <sup>2</sup> / B500
stupeň vyztužení	$\rho_l (< 2,0 \%)$	=	0,47 % ( $a_{sx} = a_{sy} = 14,71$ cm <sup>2</sup> /m

v kritickém kruhovém řezu  $u_1$

specific column perimeter	$u_0 / d$	=	3
$u_1$		=	487,6 cm
$k = \min \{ 1 + \sqrt{200/d[\text{mm}]} ; 2 \}$		=	1,80
Pre-factor for $V_{Rd,c,1}$	$C_{Rd,c}$	=	0,108
$V_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	470,06 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,2} = v_{min} = 0,0525 \gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	462,71 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c} = \max \{ V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2} \} \cdot u_1 \cdot d = 717,4$ kN < 1066,7 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			
$V_{Rd,max} = 1,96 \cdot V_{Rd,c} = 1406,0$ kN > 1066,7 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			

ve vnějším kruhovém řezu  $u_{out}$

$u_{out, req} = 653,3$ cm < 734,8 cm = $u_{out, prov}$			
$l_{s, req} = 42$ cm < 55 cm = $l_{s, prov}$			
Pre-factor for $V_{Rd,c,out,1}$	$C_{Rd,c,out}$	=	0,12
$V_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	521,64 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0,0525 \gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	462,71 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,out} = \max \{ V_{Rd,c,out,1}; V_{Rd,c,out,2} \} \cdot u_{out, prov} \cdot d = 1199,8$ kN > 1066,7 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			

průměr kotev $d_A$ :	10 mm	12 mm	14 mm	16 mm	18 mm	20 mm	25 mm
oblast C :	35	25	18	14	--	9	6

zvoleno:                      vnitřní :            HDB-16/305-3/660  
    vně :                      --

počet kombinací na podpěru  $m_C = 8$                       počet podpěr = 1

$$V_{Rd,sy} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd} / \eta = 1256,7 \text{ kN} > 1066,7 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta \quad (\eta = 1,11)$$

rozestup prvků vnitřní / vnější                      = 35,4 cm / 53,6 cm



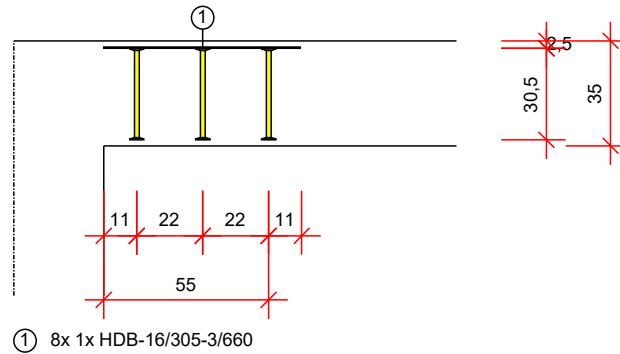
HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)  
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.10

Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

prostor pro instalaci

řez

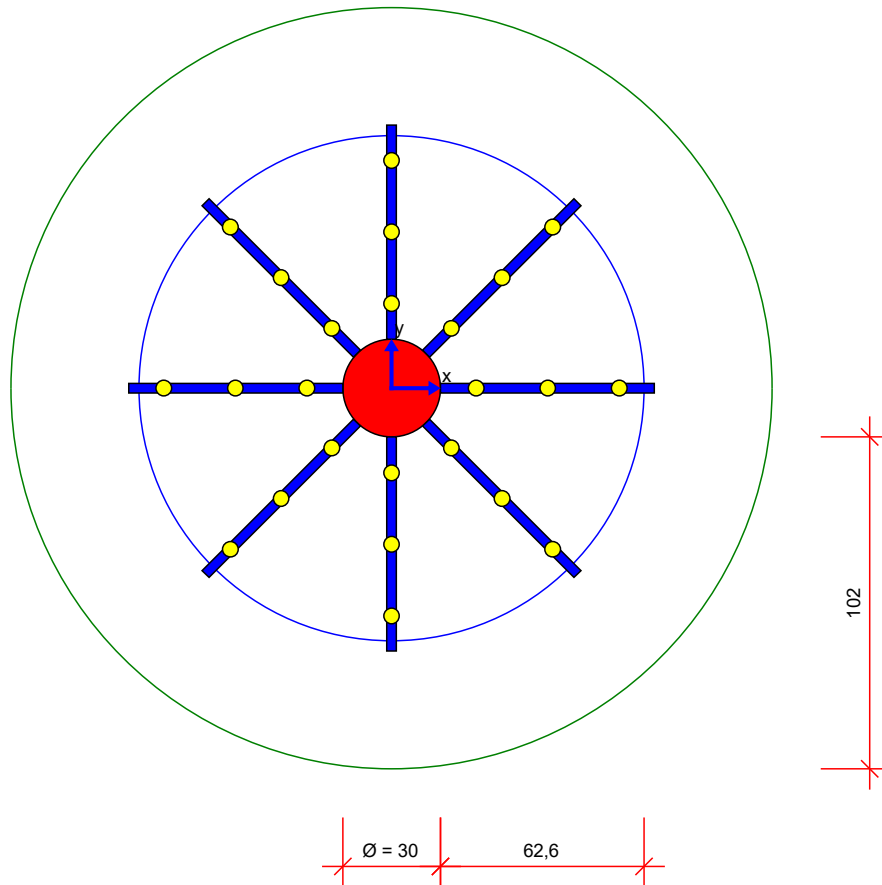
Scale 1:24



[cm]

půdorys

Scale 1:23



Minimum bar length:  $l_{bar,min,x} = 233,9 \text{ cm} + 2 \cdot l_{bd}$ ;  $l_{bar,min,y} = 233,9 \text{ cm} + 2 \cdot l_{bd}$ ;  $l_{bd}$  is the anchorage length  
Note: Due to other verifications, different minimum bar length can be decisive.



## 4.2 Sloupy pod deskou nad 1. NP

V této kapitole bude navržena a posouzena výztuž všech sloupů, podporujících stropní desku nad 1. NP. Tyto sloupy jsou zobrazeny na obrázku 85.

Maximální vodorovná deformace ze všech těchto sloupů je 0,4 mm (působení větru příčného). Na základě velikosti této deformace lze říci, že konstrukce je ztužená – z tohoto důvodu budou všechny posuzované sloupy uvažovány jako vetknutí – posuvné vetknutí. Vzpěrná délka těchto sloupů se tedy bude rovnat jejich skutečné délce ( $l_0 = 1,0 \cdot l$ ).

Sloupy budou navrženy a posouzeny na účinky vnitřních sil získaných ze 3D modelu. Jako nejnepriznivější kombinace je stanovena kombinace s plným užitným zatížením.

V následující tabulce jsou vypsány potřebné vnitřní síly pro jednotlivé sloupy.

Kombinace		Návrhová						Charakteristická						Kvazistálá					
Sloup	Osy	$M_y$		$M_z$		N	$M_y$		$M_z$		N	$M_y$		$M_z$		N			
		Horní	Dolní	Horní	Dolní		Horní	Dolní	Horní	Dolní		Horní	Dolní	Horní	Dolní				
		[kNm]		[kNm]		[kN]	[kNm]		[kNm]		[kN]	[kNm]		[kNm]		[kN]			
S1	2/B	-10,94	10,05	1,48	-1,13	-453,55	-6,24	5,73	0,83	-0,63	-258,24	-4,89	4,47	0,76	-0,59	-214,99			
S2	3/B	-31,61	30,08	-13,38	15,22	-1461,64	-18,01	17,12	-7,42	8,47	-836,03	-14,03	13,30	-5,39	6,23	-679,31			
S2	3/C	-40,39	38,00	5,25	-7,70	-1246,88	-22,97	21,58	2,83	-4,26	-713,06	-17,82	16,68	1,90	-3,07	-580,04			
S2	4/B	3,32	-3,53	-11,63	14,97	-1851,19	1,89	-2,01	-6,35	8,26	-1059,49	1,47	-1,56	-4,43	5,95	-858,10			
S2	4/C	2,96	-3,14	11,05	-14,30	-1847,10	1,68	-1,78	6,11	-7,99	-1057,09	1,30	-1,39	4,42	-5,91	-856,46			
S2	5/B	0,68	-0,70	-11,90	15,19	-1818,02	0,38	-0,39	-6,50	8,39	-1040,48	0,33	-0,34	-4,54	6,04	-842,77			
S2	5/C	0,58	-0,60	11,39	-14,68	-1817,41	0,33	-0,33	6,32	-8,21	-1040,04	0,29	-0,30	4,59	-6,09	-842,86			
S2	6/B	-0,38	0,39	-11,94	15,29	-1830,88	-0,20	0,20	-6,52	8,44	-1047,86	-0,11	0,11	-4,55	6,07	-848,69			
S2	6/C	-0,40	0,43	11,14	-14,48	-1829,61	-0,21	0,22	6,17	-8,08	-1047,03	-0,13	0,14	4,46	-5,99	-848,52			
S2	7/B	9,04	-8,48	-10,47	13,71	-1696,33	5,18	-4,86	-5,68	7,55	-970,90	4,17	-3,91	-3,91	5,39	-786,16			
S2	7/C	5,02	-4,94	12,41	-15,36	-1758,05	2,86	-2,82	6,91	-8,60	-1006,04	2,35	-2,31	5,07	-6,40	-815,47			
S3	9/C	-8,67	11,47	-22,17	20,54	-872,71	-4,98	6,57	-12,63	11,64	-497,78	-3,97	5,20	-9,88	8,98	-410,18			
S4	10/A1	-1,23	0,64	-0,49	0,72	-1004,83	-0,69	0,36	-0,23	0,36	-565,87	-0,63	0,32	-0,10	0,19	-497,14			
S5	10/A2	11,47	-22,01	8,45	-17,95	-791,48	6,47	-12,45	4,76	-10,15	-446,03	4,94	-9,52	3,60	-7,76	-390,32			
S5	10/B2	12,75	-26,16	-11,26	19,55	-702,70	7,21	-14,82	-6,37	11,05	-396,15	5,55	-11,39	-4,88	8,46	-345,83			
S6	11/A1	-2,22	1,20	-1,02	0,67	-985,84	-1,26	0,68	-0,56	0,35	-554,80	-1,07	0,57	-0,40	0,24	-487,42			
S7	11/A3	-5,84	2,90	-0,84	0,58	-786,13	-3,32	1,65	-0,46	0,31	-445,36	-2,75	1,35	-0,34	0,21	-379,60			
S7	11/B1	-6,83	3,33	-0,84	0,66	-759,89	-3,88	1,89	-0,46	0,35	-431,20	-3,20	1,56	-0,33	0,22	-364,72			
S8	11/C2	-5,82	2,84	0,76	-0,28	-735,80	-3,30	1,61	0,43	-0,16	-417,40	-2,76	1,34	0,35	-0,12	-353,17			

Tabulka 11 - vnitřní síly ve sloupech

V následujících řádcích bude podrobně navrženo a posouzeno sloup S6. Zbylé sloupy budou navrženy a posouzeny obdobně – výsledky budou vypsány v tabulce 13.



Sloup	Osy	Výška [m]	Tvar	Hrana/průměr [mm]
S1	2/B	4,35	čtverec	300
S2	3/B	4,35	čtverec	300
S2	3/C	4,35	čtverec	300
S2	4/B	4,35	čtverec	300
S2	4/C	4,35	čtverec	300
S2	5/B	4,35	čtverec	300
S2	5/C	4,35	čtverec	300
S2	6/B	4,35	čtverec	300
S2	6/C	4,35	čtverec	300
S2	7/B	4,35	čtverec	300
S2	7/C	4,35	čtverec	300
S3	9/C	4,35	čtverec	300
S4	10/A1	8,15	kruh	350
S5	10/A2	4,35	kruh	350
S5	10/B2	4,35	kruh	350
S6	11/A1	8,15	kruh	300
S7	11/A3	8,15	kruh	300
S7	11/B1	8,15	kruh	300
S8	11/C2	8,15	kruh	300

Tabulka 12 - výšky a rozměry jednotlivých posuzovaných sloupů

### 4.2.1 Sloup S6

- návrh výztuže: dle předběžného návrhu by postačovala konstrukční výztuž, ale vzhledem k rozměrům sloupu (výška a průřez) sehraje velkou roli vliv vzpěru – z tohoto důvodu předběžně navrhuji 8 ks  $\varnothing 20$  mm ( $A_s=2513,3$  mm<sup>2</sup>)

#### Kontrola stupně vyztužení

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{2513,3}{70328} = 0,0357$$

$$\rho_{s,min} = \max\left(0,1 \cdot \frac{|N_{Ed}|}{f_{yd} \cdot A_c}; 0,002\right) = \max\left(0,1 \cdot \frac{985,84}{435 \cdot 70328}; 0,002\right)$$

$$= \max(0,00322; 0,002) = 0,00322$$

$$\rho_s = 0,0357 \geq \rho_{s,min} = 0,00322 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\rho_s = 0,0357 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



- poloměr setrvačnosti:  $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,000394}{0,0703}} = 0,0748 \text{ m}$
- štíhlost:  $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{8,15}{0,0748} = 108,9$
- poměrná normálová síla:  $n = \frac{|N_{Ed}|}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{985,84}{0,0703 \cdot 20} = 0,701$
- součinitel dotvarování:  $\varphi = 1,759$
- účinný součinitel dotvarování:  $\varphi_{ef} = \varphi \cdot \frac{1,07}{2,22} = 0,844$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2\varphi_{ef})} = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot 0,844} = 0,856$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{0,00251 \cdot 435}{0,0703 \cdot 20} = 0,777$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,777} = 1,598$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - (-0,541) = 2,241$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,856 \cdot 1,598 \cdot 2,241}{\sqrt{0,701}} = 73,19$$

$\lambda > \lambda_{lim} \rightarrow$  sloup štíhlý  $\rightarrow$  nutno uvažovat účinky 2. řádu

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{8,15}{400} = 0,0204 \text{ m}$$

$$M_{0Edy} = M_y + e_i \cdot |N_{Ed}| \cdot 0,707 = 2,22 + 0,0204 \cdot 985,84 \cdot 0,707 = 16,42 \text{ kNm}$$

$$M_{0Edz} = M_z + e_i \cdot |N_{Ed}| = -1,02 + 0,0204 \cdot 985,84 \cdot (-0,707) = -15,22 \text{ kNm}$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + 0,777 = 1,777$$

$$K_r = \min\left(\frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}; 1\right) = \min\left(\frac{1,777 - 0,701}{1,777 - 0,4}; 1\right) = \min(0,781; 1) = 0,781$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30}{300} - \frac{108,9}{150} = -0,226$$

$$K_\varphi = \max(1; 1 + \beta \cdot \varphi_{ef}) = \max(1; 1 + (-0,226) \cdot 0,844) = \max(1; 0,809) = 1$$

$$d = \frac{h}{2} + i_s = \frac{0,3}{2} + 0,0742 = 0,224 \text{ m}$$



$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} = \frac{0,00217}{0,45 \cdot 0,224} = 0,0215 \text{ m}^{-1}$$

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = 0,781 \cdot 1 \cdot 0,0215 = 0,0168 \text{ m}^{-1}$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} = 0,0168 \cdot \frac{8,15^2}{10} = 0,112$$

$$M_2 = -N_{Ed} \cdot e_2 = -(-985,84) \cdot 0,112 = 110,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Edy} = M_{0Edy} + M_2 = 16,42 + 110,2 = 126,62 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = M_{0Edz} - M_2 = -15,22 - 110,2 = -125,42 \text{ kNm}$$

- tedy vlivem vzpěru došlo k následujícímu zvětšení ohybových momentů:

$$M_{Edy} = 2,22 \rightarrow 126,62 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = 1,02 \rightarrow 125,42 \text{ kNm}$$

- momenty únosnosti a maximální tlaková síla pro tento sloup byly stanoveny pomocí programu FIN EC 2019 – Beton

$$M_{Rdy} = M_{Rdz} = M_{Rd} = 65,27 \text{ kNm}$$

$$N_{Rd} = -2411,86 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} > M_{Rd} - \text{NEVYHOVUJE}$$

$$M_{Edz} > M_{Rd} - \text{NEVYHOVUJE}$$

$$N_{Ed} < N_{Rd} - \text{VYHOVUJE}$$

- navržená výztuž nevyhoví na ohyb – bude přidána výztuž a ověřen maximální stupeň vyztužení

- navrhuji 9Ø20 mm ( $A_s=2\,827,4 \text{ mm}^2$ )

$$\rho_s = \frac{2\,827,4}{70\,328} 0,0402 > 0,04 - \text{NEVYHOVUJE}$$

- tento průřez sloupu není možné vyztužit s ohledem na maximální stupeň vyztužení – je třeba přistoupit ke zvětšení průřezu sloupu



### Nový návrh

- sloup o průměru 400 mm (měním všechny sloupy v řadě 11)
- navržená výztuž: 8 ks  $\varnothing 25$  mm ( $A_s = 3\,927$  mm<sup>2</sup>)
- po přepočítání 3D modelu byly získány nové vnitřní síly, které jsou uvedeny v tabulce 13

Kombinace		Návrhová				
Sloup	Osy	$M_y$		$M_z$		N
		Horní	Dolní	Horní	Dolní	
		[kNm]		[kNm]		[kN]
S6	11/A1	-6,03	3,14	-3,65	2,53	-1205,81
S7	11/A3	-17,72	8,69	-2,65	2,14	-853,63
S7	11/B1	-21,45	10,39	-2,65	2,27	-834,15
S8	11/C2	-19,37	9,39	3,89	-1,62	-853,81

Tabulka 13 - nové vnitřní síly ve sloupech

pozn. Správně by měly být změněny i vnitřní síly v ostatních sloupech – z důvodu minimálních změn ve velikostech vnitřních sil jsou však ponechány původní hodnoty.

### Kontrola stupně vyztužení

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{3\,927}{125\,000} = 0,0314$$

$$\rho_{s,min} = \max\left(0,1 \cdot \frac{|N_{Ed}|}{f_{yd} \cdot A_c}; 0,002\right) = \max\left(0,1 \cdot \frac{1\,205,81}{435 \cdot 125\,000}; 0,002\right)$$

$$= \max(0,00222; 0,002) = 0,00222$$

$$\rho_s = 0,0314 \geq \rho_{s,min} = 0,00222 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\rho_s = 0,0314 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- poloměr setrvačnosti:  $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,00124}{0,125}} = 0,0997$  m
- štíhlost:  $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{8,15}{0,0997} = 81,71$
- poměrná normálová síla:  $n = \frac{|N_{Ed}|}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1\,205,81}{0,125 \cdot 20} = 0,482$
- součinitel dotvarování:  $\varphi = 1,714$
- účinný součinitel dotvarování:  $\varphi_{ef} = \varphi \cdot \frac{2,87}{19,37} = 0,254$

$$A = \frac{1}{(1 + 0,2\varphi_{ef})} = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot 0,254} = 0,952$$



$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{0,00393 \cdot 435}{0,125 \cdot 20} = 0,683$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,683} = 1,538$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - (-0,521) = 2,221$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,952 \cdot 1,538 \cdot 2,221}{\sqrt{0,482}} = 93,63 \rightarrow \text{uvažují max hodnotu } 75$$

$\lambda > \lambda_{lim} \rightarrow$  sloup štíhlý  $\rightarrow$  nutno uvažovat účinky 2. řádu

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{8,15}{400} = 0,0204 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{0Edy} &= M_y + e_i \cdot |N_{Ed}| \cdot (-0,707) = -6,03 + 0,0204 \cdot 1\,205,81 \cdot (-0,707) \\ &= -23,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{0Ed} = M_z + e_i \cdot |N_{Ed}| \cdot 0,707 = 3,65 + 0,0204 \cdot 1\,205,81 \cdot 0,707 = 21,02 \text{ kNm}$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + 0,683 = 1,683$$

$$K_r = \min\left(\frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}; 1\right) = \min\left(\frac{1,683 - 0,482}{1,683 - 0,4}; 1\right) = \min(0,936; 1) = 0,936$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30}{300} - \frac{81,71}{150} = -0,0447$$

$$K_\varphi = \max(1; 1 + \beta \cdot \varphi_{ef}) = \max(1; 1 + (-0,0447) \cdot 0,254) = \max(1; 0,989) = 1$$

$$d = \frac{h}{2} + i_s = \frac{0,4}{2} + 0,108 = 0,308 \text{ m}$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} = \frac{0,00217}{0,45 \cdot 0,308} = 0,0157 \text{ m}^{-1}$$

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = 0,936 \cdot 1 \cdot 0,0157 = 0,0147 \text{ m}^{-1}$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} = 0,0147 \cdot \frac{8,15^2}{10} = 0,0976$$

$$M_2 = -N_{Ed} \cdot e_2 = -(-1\,205,81) \cdot 0,0973 = 117,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Edy} = M_{0Edy} + M_2 = -23,4 - 117,6 = -141 \text{ kNm}$$



$$M_{Edz} = M_{0Edz} - M_2 = 21,02 + 117,6 = 138,7 \text{ kNm}$$

- tedy vlivem vzpěru došlo k následujícímu zvětšení ohybových momentů:

$$M_{Edy} = -6,03 \rightarrow -141 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = -3,65 \rightarrow -138,7 \text{ kNm}$$

- momenty únosnosti a maximální tlaková síla pro tento sloup byly stanoveny pomocí programu FIN EC 2019 – Beton

$$M_{Rdy} = M_{Rdz} = M_{Rd} = -167,84 \text{ kNm}$$

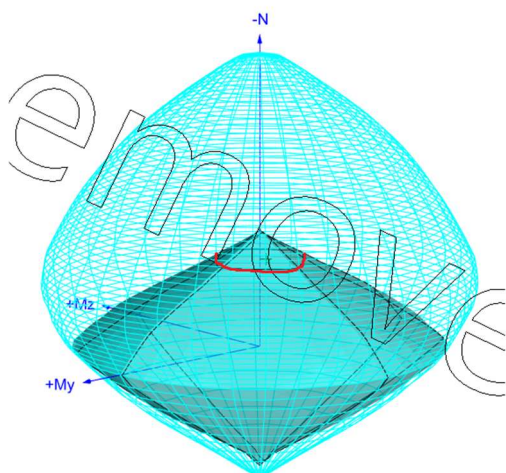
$$N_{Rd} = -4071,33 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} < M_{Rd} - \text{VYHOVUJE}$$

$$M_{Edz} < M_{Rd} - \text{VYHOVUJE}$$

$$N_{Ed} < N_{Rd} - \text{VYHOVUJE}$$

- navržená výztuž vyhoví na ohyb
- posouzení vnitřních sil pomocí interakčního diagramu je provedeno v programu FIN EC 2019 – Beton



Obrázek 89 - 3D interakční diagram – červená čára zobrazuje řez v úrovni normálové síly

- výsledný bod se nachází uvnitř interakčního diagramu – navržený sloup VYHOVUJE
- ostatní sloupy byly navrženy obdobně – navržená výztuž je uvedena v tabulce 14





Sloup	Osy	Hrana/průměr [mm]	Výška [m]	Výztuž	NEd [kN]	MEdy [kNm]	MEdz [kNm]	MEdy' [kNm]	MEdz' [kNm]	NRd [kN]	MRd [kNm]	Využití [%]	Posouzení
S1	2/B	300	4,35	4x14	-453,55	-10,94	1,48	15,83	2,14	-2046,30	-79,79	22,20	VYHOVUJE
S2	3/B	300	4,35	8x20	-1461,64	-31,61	-13,38	-82,85	-64,62	-2805,31	-87,48	94,70	VYHOVUJE
S2	3/C	300	4,35	8x20	-1246,88	-40,39	5,25	-89,22	54,08	-2805,31	-102,57	87,00	VYHOVUJE
S2	4/B	300	4,35	8x20	-1851,19	3,32	-11,63	54,43	-62,74	-2805,31	-70,30	89,20	VYHOVUJE
S2	4/C	300	4,35	8x20	-1847,10	2,96	11,05	54,10	62,19	-2805,31	70,39	88,30	VYHOVUJE
S2	5/B	300	4,35	8x20	-1818,02	0,68	-11,90	52,02	-63,24	-2805,31	-73,37	86,20	VYHOVUJE
S2	5/C	300	4,35	8x20	-1817,41	0,58	11,39	51,93	62,74	-2805,31	73,20	85,70	VYHOVUJE
S2	6/B	300	4,35	8x20	-1830,88	-0,38	-11,94	-51,64	-63,20	-2805,31	73,03	86,50	VYHOVUJE
S2	6/C	300	4,35	8x20	-1829,61	-0,40	11,14	-51,67	62,41	-2805,31	72,68	85,90	VYHOVUJE
S2	7/B	300	4,35	8x20	-1696,33	9,04	-10,47	60,89	-62,32	-2805,31	-72,00	86,60	VYHOVUJE
S2	7/C	300	4,35	8x20	-1758,05	5,02	12,41	56,69	64,08	-2805,31	73,29	87,40	VYHOVUJE
S3	9/C	300	4,35	8x20	-872,71	-8,67	-22,17	-49,09	-62,59	-2805,31	-100,39	62,40	VYHOVUJE
S4	10/A1	400	8,15	6x25	-1126,53	-0,94	-0,63	-129,26	-128,95	-3678,63	-144,79	89,10	VYHOVUJE
S5	10/A2	350	4,35	6x14	-791,48	11,47	8,45	47,59	44,57	-2283,92	65,31	68,20	VYHOVUJE
S5	10/B2	350	4,35	6x14	-702,70	12,75	-11,26	18,48	16,32	-2283,92	62,69	30,80	VYHOVUJE
S6	11/A1	400	8,15	8x25	-1205,81	-6,03	-3,65	-141,00	-138,70	-4071,33	-167,84	82,60	VYHOVUJE
S7	11/A3	400	8,15	8x25	-853,63	-17,72	-2,65	-119,00	-103,93	-4071,33	-160,18	64,90	VYHOVUJE
S7	11/B1	400	8,15	8x25	-834,15	-21,45	-2,65	-120,42	-101,62	-4071,33	-156,81	64,80	VYHOVUJE
S8	11/C2	400	8,15	8x25	-853,81	-19,37	3,89	-120,67	105,19	-4071,33	160,01	65,70	VYHOVUJE

Tabulka 14 - navržená výztuž sloupů

- jediná změna (vyjma již změněných sloupů S6 až S8) proběhla u sloupu S4 – původní průměr 350 mm byl pro dané zatížení nevyztužitelný, z tohoto důvodu byl zvětšen jeho průměr na 400 mm. Zbylé sloupy v ose 10 byly ponechány beze změny.
- vzhledem ke změně průřezu sloupů S6 až S8 bude znovu ověřeno protlačení desky

### 4.3 Posouzení protlačení sloupů S7 a sloupu S8

V kapitolách 4.1.5.2.1 až 4.1.5.2.3 byly navrženy smykové lišty na třech sloupech. Původní rozměr těchto kruhových sloupů byl 300 mm. Při podrobném návrhu těchto sloupů však bylo zjištěno, že tento průměr sloupů je pro dané namáhání nevyztužitelný (bylo by překročeno maximální procento vyztužení), proto se průměr zvětšil na 400 mm.

V této kapitole bude ověřeno, zda je výztuž na protlačení nutná, případně zda již navržená výztuž není zbytečně předimenzována.

#### 4.3.1 Sloup S7 11/A3

- v následujících řádcích budou vypsány hodnoty, které se změnily a znovu budou ověřeny potřebné podmínky

$$u_0 = 1,26 \text{ m}$$

$$u_1 = 5,19 \text{ m}$$

$$v_{Ed,0} = 2710,43 \text{ kPa}$$

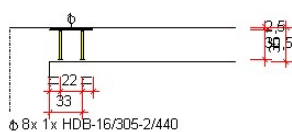
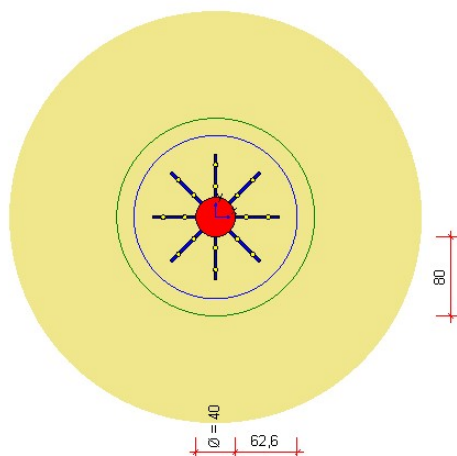


$$v_{Ed,1} = 656,28 \text{ kPa}$$

$v_{Ed,0} < v_{Rd,max} = 4224 \text{ kPa}$  – únosnost tlačené diagonály je vyhovující

$v_{Ed,1} > v_{Rdc} = 521,01 \text{ kPa}$  – je třeba navrhnout výztuž na protlačení

$v_{Ed,1} < 1,96 \cdot v_{Rdc} = 1021,18 \text{ kPa}$  – deska je vyztužitelná na protlačení



Obrázek 90 - smykové lišty pro sloup S7 11/A3

- protokol ke smykovým lištám bude následovat po skončení kapitoly 4.3

### 4.3.2 Sloup S7 11/B1

- v následujících řádcích budou vypsány hodnoty, které se změnily a znovu budou ověřeny potřebné podmínky

$$u_0 = 1,26 \text{ m}$$

$$u_1 = 5,19 \text{ m}$$

$$v_{Ed,0} = 2617,03 \text{ kPa}$$

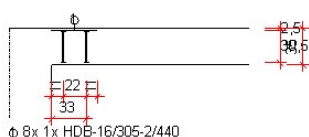
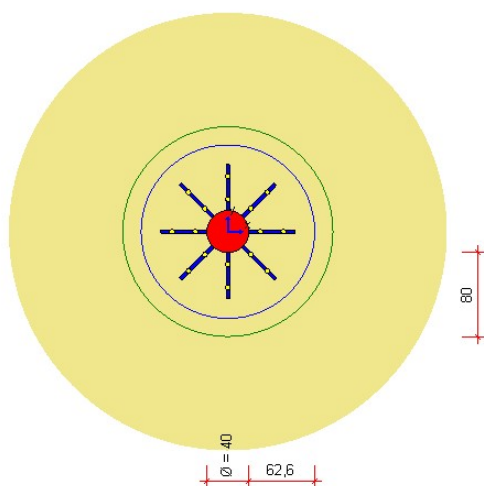
$$v_{Ed,1} = 633,66 \text{ kPa}$$

$v_{Ed,0} < v_{Rd,max} = 4224 \text{ kPa}$  – únosnost tlačené diagonály je vyhovující

$v_{Ed,1} > v_{Rdc} = 521,01 \text{ kPa}$  – je třeba navrhnout výztuž na protlačení



$$v_{Ed,1} < 1,96 \cdot v_{Rdc} = 1021,18 \text{ kPa} - \text{deska je vyztužitelná na protlačení}$$



Obrázek 91 - smykové lišty pro sloup S7 11/B1

- protokol ke smykovým lištám bude následovat po skončení kapitoly 4.3

### 4.3.3 Sloup S8

- v následujících řádcích budou vypsány hodnoty, které se změnily a znovu budou ověřeny potřebné podmínky

$$u_0 = 1,26 \text{ m}$$

$$u_1 = 5,19 \text{ m}$$

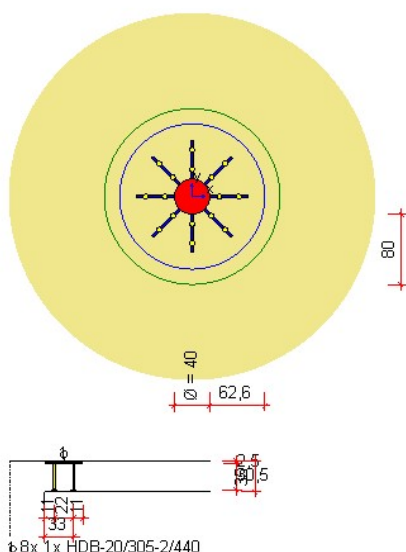
$$v_{Ed,0} = 2712,09 \text{ kPa}$$

$$v_{Ed,1} = 656,68 \text{ kPa}$$

$$v_{Ed,0} < v_{Rd,max} = 4224 \text{ kPa} - \text{únosnost tlačené diagonály je vyhovující}$$

$$v_{Ed,1} > v_{Rdc} = 521,01 \text{ kPa} - \text{je třeba navrhnout výztuž na protlačení}$$

$$v_{Ed,1} < 1,96 \cdot v_{Rdc} = 1021,18 \text{ kPa} - \text{deska je vyztužitelná na protlačení}$$



Obrázek 92 - smykové lišty pro sloup S8

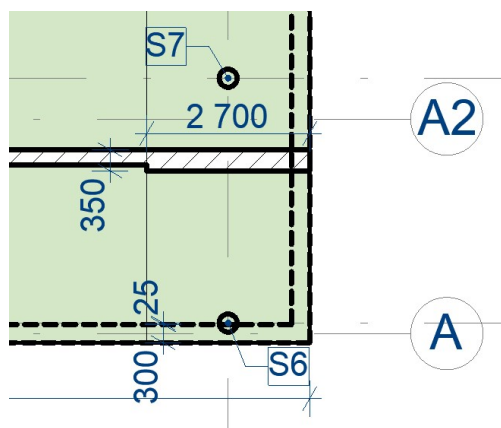
- protokol ke smykovým lištám bude následovat po skončení kapitoly 4.3

V důsledku zvětšení průměru těchto sloupů došlo ke zmenšení smykových lišt.

Vzhledem k rozměrům smykových lišt a kontrolovanému obvodu v němž není nutná výztuž na protlačení je nutné upravit rozměry průvlaku PR1 – tento průvlak bude rozšířen na každou stranu o 850 mm – tedy z jedné strany bude zarovnan s hranou desky.

#### 4.4 Oprava průvlaku PR1

Vzhledem k umístění smykových lišt je nutné změnit rozměry tohoto průvlaku z původních 1000/350 na nových 2700/350 – tento rozměr je zvolen z důvodu zarovnání s hranou desky.



Obrázek 93 - schéma změněného průvlaku PR1 (jedná se o půdorys – vyšrafován je sklopený řez)



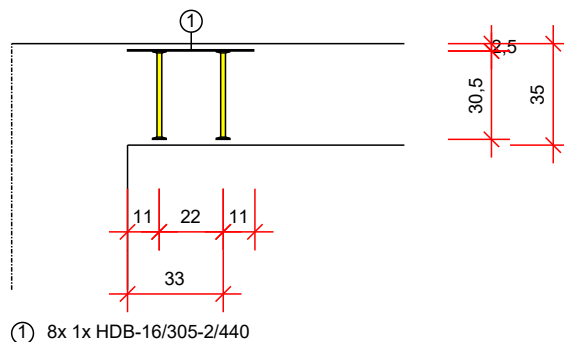
HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)  
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.10

Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

prostor pro instalaci

řez

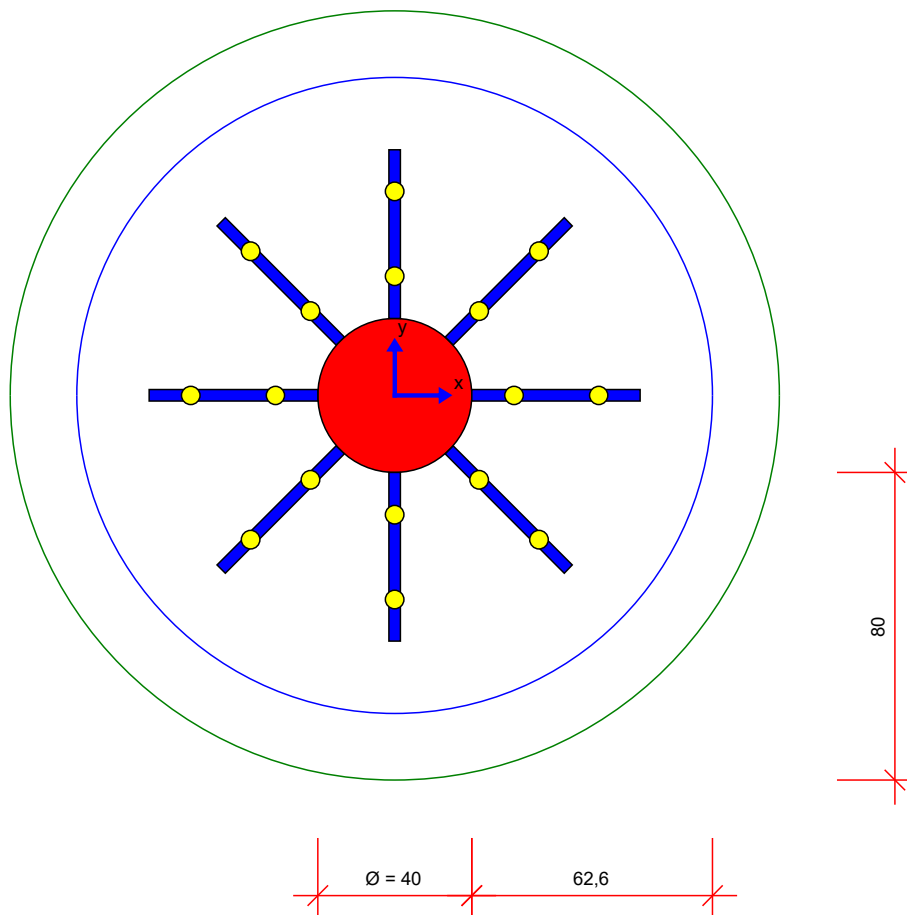
Scale 1:25



[cm]

půdorys

Scale 1:19



Minimum bar length:  $l_{\text{bar,min,x}} = 227,8 \text{ cm} + 2 \cdot l_{\text{bd}}$ ;  $l_{\text{bar,min,y}} = 227,8 \text{ cm} + 2 \cdot l_{\text{bd}}$ ;  $l_{\text{bd}}$  is the anchorage length  
Note: Due to other verifications, different minimum bar length can be decisive.

HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)  
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.10

Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

Posouzení na protlačení pro kruhové podpěry ve vnitřní oblasti (**deska - monolit**)

zatížení na protlačení	$V_{Ed}$	=	834,2 kN
zvýšení zatížení	$\beta$	=	1,40
tloušťka desky	$h$	=	35 cm
statická účinná výška	$d$	=	31,3 cm
průměr sloupu	$\emptyset$	=	40 cm
akční rádius sloupu	$h_a$	=	0 cm
krytí betonu top / bottom	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	2,5 cm / 2,5 cm
beton / betonářská ocel / HDB		=	C30/37 / $f_{yk}=500$ N/mm <sup>2</sup> / B500
stupeň vyztužení	$\rho_l$ (< 2,0 %)	=	1,0 % ( $a_{sx} = a_{sy} = 31,3$ cm <sup>2</sup> /m)

v kritickém kruhovém řezu  $u_1$

specific column perimeter	$u_0 / d$	=	4
$u_1$		=	519 cm
$k = \min \{ 1 + \sqrt{200/d[\text{mm}]} ; 2 \}$		=	1,80
Pre-factor for $V_{Rd,c,1}$	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$V_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	670,92 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,2} = v_{min} = 0,0525 \gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	462,71 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c} = \max \{ V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2} \} \cdot u_1 \cdot d = 1089,9$ kN < 1167,8 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			
$V_{Rd,max} = 1,96 \cdot V_{Rd,c} = 2136,2$ kN > 1167,8 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			

ve vnějším kruhovém řezu  $u_{out}$

$u_{out, req} = 556,1$ cm < 628 cm = $u_{out, prov}$			
$l_{s, req} = 21,6$ cm < 33 cm = $l_{s, prov}$			
Pre-factor for $V_{Rd,c,out,1}$	$C_{Rd,c,out}$	=	0,12
$V_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	670,92 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0,0525 \gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	462,71 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,out} = \max \{ V_{Rd,c,out,1}; V_{Rd,c,out,2} \} \cdot u_{out, prov} \cdot d = 1318,8$ kN > 1167,8 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			

průměr kotev $d_A$ :	10 mm	12 mm	14 mm	16 mm	18 mm	20 mm	25 mm
oblast C :	39	27	20	15	--	10	7

zvoleno:                      vnitřní :            HDB-16/305-2/440  
    vně :                      --

počet kombinací na podpěru  $m_C = 8$                       počet podpěr = 1

$$V_{Rd,sy} = m_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd} / \eta = 1256,7 \text{ kN} > 1167,8 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta \quad (\eta = 1,11)$$

rozestup prvků vnitřní / vnější                      = 39,3 cm / 40,6 cm

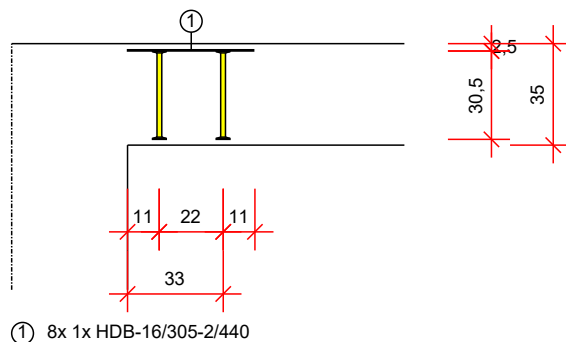
HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)  
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.10

Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

prostor pro instalaci

řez

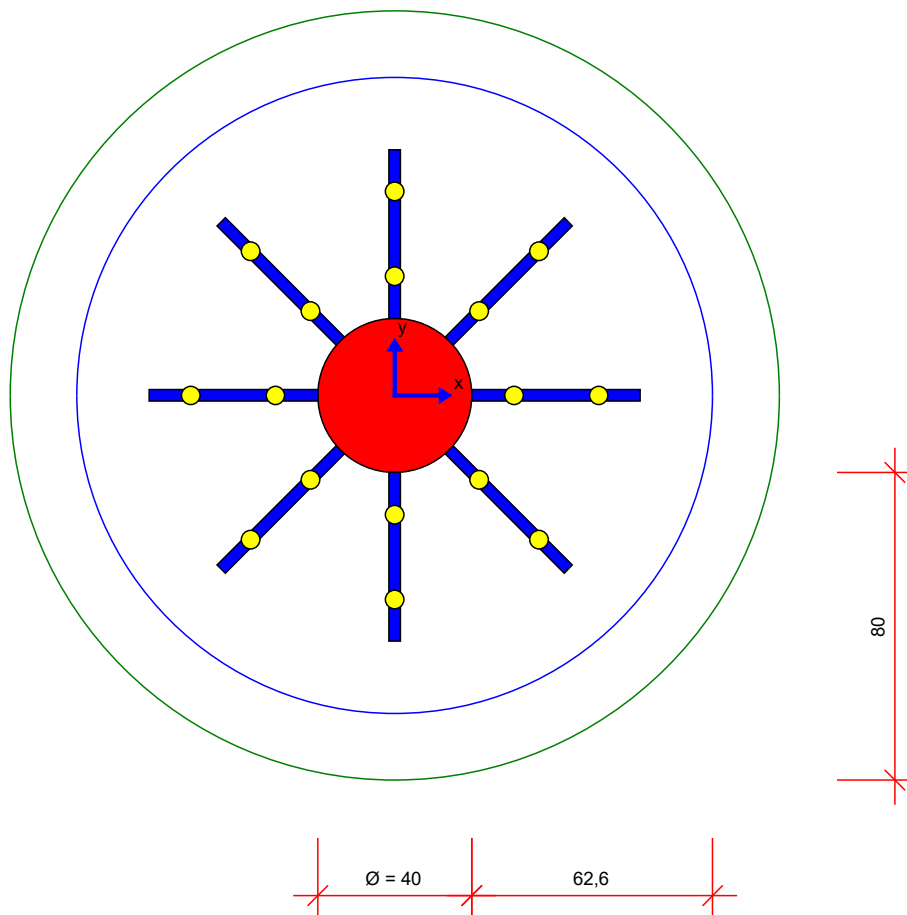
Scale 1:25



[cm]

půdorys

Scale 1:19



Minimum bar length:  $l_{\text{bar,min,x}} = 227,8 \text{ cm} + 2 \cdot l_{\text{bd}}$ ;  $l_{\text{bar,min,y}} = 227,8 \text{ cm} + 2 \cdot l_{\text{bd}}$ ;  $l_{\text{bd}}$  is the anchorage length  
Note: Due to other verifications, different minimum bar length can be decisive.



HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)  
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.10

Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

Posouzení na protlačení pro kruhové podpěry ve vnitřní oblasti (**deska - monolit**)

zatížení na protlačení	$V_{Ed}$	=	853,8 kN
zvýšení zatížení	$\beta$	=	1,50
tloušťka desky	$h$	=	35 cm
statická účinná výška	$d$	=	31,3 cm
průměr sloupu	$\emptyset$	=	40 cm
akční rádius sloupu	$h_a$	=	0 cm
krytí betonu top / bottom	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	2,5 cm / 2,5 cm
beton / betonářská ocel / HDB		=	C30/37 / $f_{yk}=500$ N/mm <sup>2</sup> / B500
stupeň vyztužení	$\rho_l (< 2,0 \%)$	=	1,0 % ( $a_{sx} = a_{sy} = 31,3$ cm <sup>2</sup> /m)

v kritickém kruhovém řezu  $u_1$

specific column perimeter	$u_0 / d$	=	4
$u_1$		=	519 cm
$k = \min \{ 1 + \sqrt{200/d[\text{mm}]} ; 2 \}$		=	1,80
Pre-factor for $V_{Rd,c,1}$	$C_{Rd,c}$	=	0,12
$V_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	670,92 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,2} = v_{min} = 0,0525 \gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	462,71 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c} = \max \{ V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2} \} \cdot u_1 \cdot d = 1089,9$ kN < 1280,7 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			
$V_{Rd,max} = 1,96 \cdot V_{Rd,c} = 2136,2$ kN > 1280,7 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			

ve vnějším kruhovém řezu  $u_{out}$

$u_{out, req} = 609,9$ cm < 628 cm = $u_{out, prov}$			
$l_{s, req} = 30,1$ cm < 33 cm = $l_{s, prov}$			
Pre-factor for $V_{Rd,c,out,1}$	$C_{Rd,c,out}$	=	0,12
$V_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	670,92 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0,0525 \gamma_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	462,71 kN/m <sup>2</sup>
$V_{Rd,c,out} = \max \{ V_{Rd,c,out,1}; V_{Rd,c,out,2} \} \cdot u_{out, prov} \cdot d = 1318,8$ kN > 1280,7 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$			

průměr kotev $d_A$ :	10 mm	12 mm	14 mm	16 mm	18 mm	20 mm	25 mm
oblast C :	42	29	22	17	--	11	7

zvoleno:                      vnitřní :            HDB-20/305-2/440  
    vně :                      --

počet kombinací na podpěru  $m_C = 8$                       počet podpěr = 1

$$V_{Rd,sy} = m_C \cdot \eta_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd} / \eta = 1963,6 \text{ kN} > 1280,7 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta \quad (\eta = 1,11)$$

rozestup prvků vnitřní / vnější                      = 39,3 cm / 40,6 cm

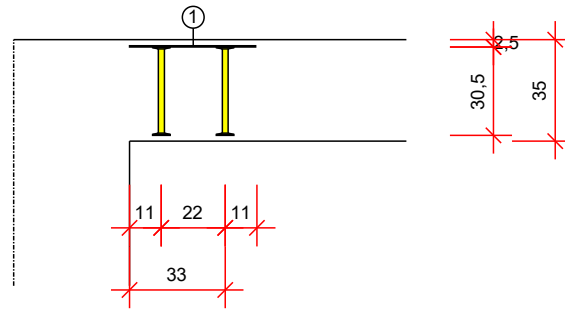
HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)  
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.10

Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

prostor pro instalaci

řez

Scale 1:25

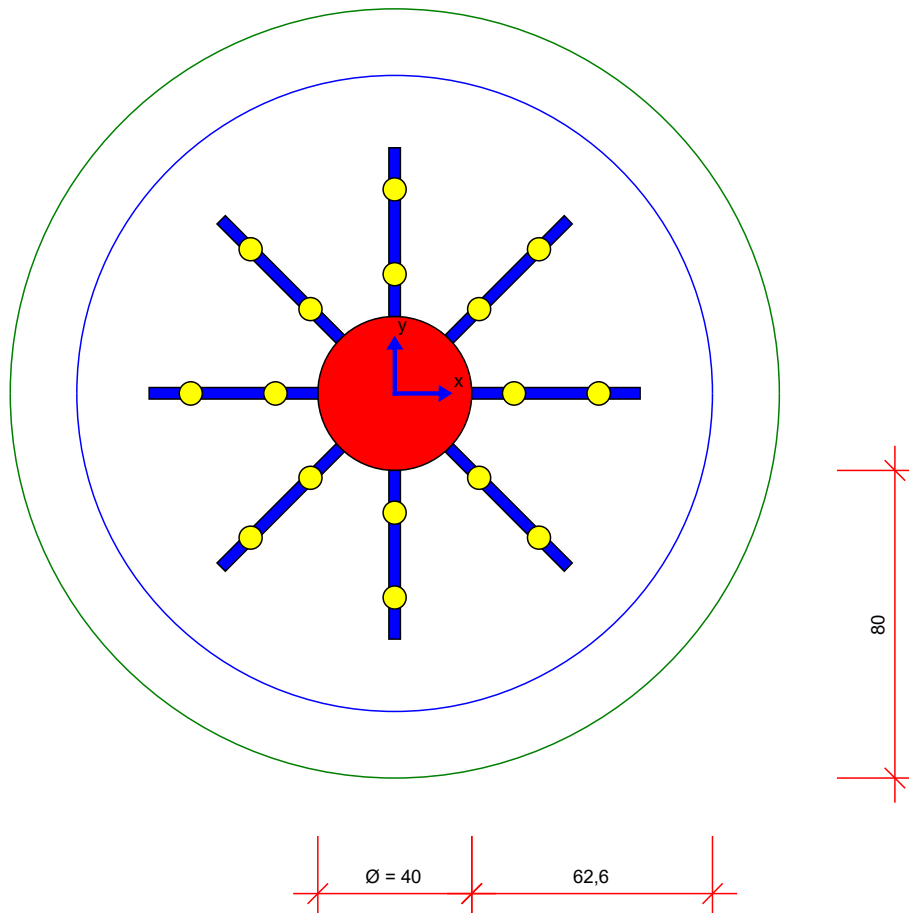


① 8 x 1 x HDB-20/305-2/440

[cm]

půdorys

Scale 1:19



Minimum bar length:  $l_{\text{bar,min,x}} = 227,8 \text{ cm} + 2 \cdot l_{\text{bd}}$ ;  $l_{\text{bar,min,y}} = 227,8 \text{ cm} + 2 \cdot l_{\text{bd}}$ ;  $l_{\text{bd}}$  is the anchorage length  
Note: Due to other verifications, different minimum bar length can be decisive.



## 5 Závěr

Cílem této diplomové práce bylo předběžně navrhnout veškeré svislé a vodorovné konstrukce. Poté byly vybrané prvky posouzeny podrobněji. Konkrétně se jednalo o stropní desku nad 1. NP a sloupy, které tuto desku podporují. Při podrobném návrhu sloupů muselo u některých dojít ke zvětšení průřezu oproti předběžnému návrhu.

Součástí statické části je stručná technická zpráva a výkresová složka k vybraným prvkům.



## 6 Seznam obrázků

Obrázek 1 – Lokalita (maps.google.com, 2018) .....	11
Obrázek 2 - půdorys 1. PP a 1. NP (archiweb, 2018).....	12
Obrázek 3 - půdorys 2. NP a 3. NP (archiweb, 2018) .....	12
Obrázek 4 - podélný řez objektem (archiweb, 2018).....	13
Obrázek 5 - příčné řezy objektem (archiweb, 2018).....	13
Obrázek 6 – pohledy (archiweb, 2018) .....	13
Obrázek 7 - pohled z ulice (archiweb, 2018).....	14
Obrázek 8 - schéma nosných konstrukcí podpírajících desku nad 1. NP .....	24
Obrázek 9 - schéma rozmístění a označení sloupů .....	25
Obrázek 10 - Zatěžovací plocha sloupu S1 .....	25
Obrázek 11 - sloup S1 – kontrolované obvody .....	27
Obrázek 12 - zatěžovací plocha sloupu S2 .....	28
Obrázek 13 - sloup S2 – kontrolované obvody .....	30
Obrázek 14 - zatěžovací plocha sloupu S3 .....	31
Obrázek 15 - sloup S3 – kontrolované obvody .....	33
Obrázek 16 - zatěžovací plocha sloupu S4 .....	34
Obrázek 17 - schéma stěny nad sloupy v ose 10 .....	36
Obrázek 18 - zatěžovací plocha sloupu S5 .....	37
Obrázek 19 - zatěžovací plocha sloupu S6 .....	38
Obrázek 20 - zatěžovací plocha sloupu S7 .....	40
Obrázek 21 - sloup S7 – kontrolované obvody .....	42
Obrázek 22 - zatěžovací plocha sloupu S8 .....	43



Obrázek 23 - schéma pro výpočet zatížení na průvlak PR1 .....	47
Obrázek 24 - schéma pro výpočet zatížení na průvlak PR2 .....	50
Obrázek 25 - schéma pnutí desek hlavního schodiště .....	54
Obrázek 26 - napojení ramen hlavního schodiště na stropní desku .....	54
Obrázek 27 - napojení ramen hlavního schodiště na mezipodestu .....	55
Obrázek 28 - statické schéma vyrovnávacího schodiště .....	60
Obrázek 29 - detail napojení vyrovnávacího schodiště na desku .....	60
Obrázek 30 - statické schéma vedlejšího schodiště .....	63
Obrázek 31 - detail napojení vedlejšího schodiště na stropní desku .....	63
Obrázek 32 - schéma suterénní stěny .....	69
Obrázek 33 - zatížení zemním tlakem v klidu na suterénní stěnu .....	70
Obrázek 34 - zatížení zadané do SCIA Engineer .....	70
Obrázek 35 - schéma umístění uvažovaných ztužujících stěn .....	72
Obrázek 36 - schéma ztužující stěny ST1 .....	74
Obrázek 37 - schéma pro stanovení přitížení stropními deskami .....	75
Obrázek 38 - schéma ztužující stěny ST2 .....	76
Obrázek 39 - schéma pro stanovení přitížení stropními deskami .....	77
Obrázek 40 - schéma ztužující stěny ST3 .....	78
Obrázek 41 - schéma pro stanovení přitížení stropními deskami .....	79
Obrázek 42 - schéma ztužující stěny ST4 .....	80
Obrázek 43 - schéma pro stanovení přitížení stropními deskami .....	81
Obrázek 44 - 3D model objektu .....	84
Obrázek 45 - 3D model objektu .....	85
Obrázek 46 - výsledná reakce ve 3D modelu .....	89



Obrázek 47 - náhradní rám - půdorysné schéma .....	90
Obrázek 48 - náhradní rám - statické schéma.....	90
Obrázek 49 - náhradní rám - označení polí a bodů .....	91
Obrázek 50 - rám - ZS1 .....	92
Obrázek 51 - rám - ZS2 .....	92
Obrázek 52 - rám - ZS3 .....	93
Obrázek 53 - rám - ZS4 .....	93
Obrázek 54 - rám - ZS5 .....	94
Obrázek 55 - náhradní rám - momentová obálka .....	94
Obrázek 56 - Momenty na desce ve 3D modelu .....	95
Obrázek 57 - pohled na reakce ve 3D modelu .....	96
Obrázek 58 - reakce ve sloupech po snížení modulu pružnosti všem stěnám .....	97
Obrázek 59 - schéma zatížení větrem .....	99
Obrázek 60 - Stěna ST1 - CO2.....	99
Obrázek 61 -Stěna ST1 - CO1.....	99
Obrázek 62 - reakce pro kombinaci CO1.....	100
Obrázek 63 - reakce pro kombinaci CO2.....	100
Obrázek 64 - schéma 2D modelu desky nad 1.NP .....	101
Obrázek 65 - 2D deska - žluté zvýraznění značí umístění průvlaků .....	102
Obrázek 66 - 2D deska - síť konečných prvků .....	102
Obrázek 67 - zatížení desky skladbou podlahy .....	103
Obrázek 68 - zatížení od ramen a zatížení průvlaků .....	103
Obrázek 69 - zatížení pružného okraje desky .....	104
Obrázek 70 - schéma roznosu zatížení z terasy do stěn .....	104



Obrázek 71 - užiténé zatížení 1 .....	105
Obrázek 72 - užiténé zatížení 2 .....	105
Obrázek 73 - užiténé zatížení 3 .....	105
Obrázek 74 - užiténé zatížení 4 .....	105
Obrázek 75 - užiténé zatížení 5 .....	106
Obrázek 76 - užiténé zatížení 6 .....	106
Obrázek 77 - užiténé zatížení 7 .....	106
Obrázek 78 - užiténé zatížení 8 .....	106
Obrázek 79 - užiténé zatížení 9 .....	107
Obrázek 80 - užiténé zatížení 10 .....	107
Obrázek 81 - užiténé zatížení 11 .....	107
Obrázek 82-Průřez s trhlinami.....	122
Obrázek 83 - momenty od charakteristické kombinace .....	127
Obrázek 84 - momenty od kvazistálé kombinace .....	127
Obrázek 85 - schéma sloupů podporujících desku nad 1. NP .....	144
Obrázek 86 - smykové lišty pro sloup S7/A3.....	149
Obrázek 87 - smykové lišty pro sloup S7/B1.....	150
Obrázek 88 - smykové lišty pro sloup S8.....	151
Obrázek 89 - 3D interakční diagram – červená čára zobrazuje řez v úrovni normálové síly .	158
Obrázek 90 - smykové lišty pro sloup S7 11/A3.....	160
Obrázek 91 - smykové lišty pro sloup S7 11/B1 .....	161
Obrázek 92 - smykové lišty pro sloup S8.....	162
Obrázek 93 - schéma změněného průvzlaku PR1 (jedná se o půdorys – vyšrafován je sklopený řez).....	162



## 7 Seznam tabulek

Tabulka 1 - rozdělení momentů do pruhů .....	95
Tabulka 2 - porovnání momentů na desce.....	95
Tabulka 3 - porovnání reakcí .....	97
Tabulka 4 - porovnání reakcí po snížení modulu pružnosti stěnám ve 3D modelu.....	98
Tabulka 5 - momenty posuzované při určování průhybu .....	127
Tabulka 6 - posouzení průhybů .....	131
Tabulka 7 - posouzení šířky trhliny.....	134
Tabulka 8 - zadané vnitřní síly pro průvlak PR1 .....	138
Tabulka 9 - zadané vnitřní síly na průvlak PR2 .....	143
Tabulka 10 - posouzení protlačení .....	148
Tabulka 11 - vnitřní síly ve sloupech .....	152
Tabulka 12 - výšky a rozměry jednotlivých posuzovaných sloupů.....	153
Tabulka 13 - nové vnitřní síly ve sloupech .....	156
Tabulka 14 - navržená výztuž sloupů .....	159





## 8 Seznam použité literatury

Archiweb. Administrativně výrobní objekt firmy Tescan. [online] 2018 [cit. 15.10.2018].  
Dostupné z: <https://www.archiweb.cz/b/administrativne-vyrobní-objekt-firmy-tescan>

ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2005.

ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: Český normalizační institut, 2006.

ČSN EN 1991-1-4. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. Praha: Český normalizační institut, 2007.

DRBOHLAVOVÁ, Lucie a Hana HANZLOVÁ. *Betonové a zděné konstrukce v architektuře 1: komentované případy*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2011. ISBN 9788001048887.

FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 9788001049433.

HARTMAN, René. *Analýza vlivu statického působení desky na její tloušťku*. Praha, 2017. 66 s. Bakalářská práce. České vysoké učení technické v Praze. Fakulta stavební.

KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.

Mapy Google. [online] 2018 [cit. 06.11.2018]. Dostupné z: <https://www.google.com/maps/@49.188957,16.532909,15z?hl=cs-CZ>

ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. *VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLIN* [online]. Praha: Beton TKS, s. r. o. červen 2014 [26. 5. 2017]. Dostupné z: [http://www.betontks.cz/sites/default/files/2014-6-68\\_0.pdf](http://www.betontks.cz/sites/default/files/2014-6-68_0.pdf)



ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. *VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLIN – 2. ČÁST* [online]. Praha: Beton TKS, s. r. o. leden 2015 [26. 5. 2017]. Dostupné z: [http://www.betontks.cz/sites/default/files/2015-1-72\\_0.pdf](http://www.betontks.cz/sites/default/files/2015-1-72_0.pdf)

ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. *VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLIN – 3. ČÁST* [online]. Praha: Beton TKS, s. r. o. březen 2015 [26. 5. 2017]. Dostupné z: [http://www.betontks.cz/sites/default/files/2015-3-36\\_0.pdf](http://www.betontks.cz/sites/default/files/2015-3-36_0.pdf)

VINKLER, Marek a Jaroslav PROCHÁZKA. *POROVNÁNÍ VÝPOČTŮ ŠÍŘKY TRHLINY DLE RŮZNÝCH PŘÍSTUPŮ* [online]. Praha: Beton TKS, s. r. o. únor 2014 [26. 5. 2017]. Dostupné z: [http://www.betontks.cz/sites/default/files/2014-2-72\\_0.pdf](http://www.betontks.cz/sites/default/files/2014-2-72_0.pdf)



## 9 Seznam příloh

Příloha 1: Technická zpráva ke statické části

Příloha 2: Výkresová složka ke statické části

Příloha 3: Část stavební

Příloha 4: Část geotechnika