

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ**

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## **BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**

Konstrukční řešení objektu rodinného domu v Ostravě, Stará Bělá

Structural design of family house Ostrava, Stará Bělá

**David Beneš 2023**

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.



## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>BENEŠ</u>	Jméno: <u>David</u>	Osobní číslo: <u>486110</u>
Zadávající katedra: <u>betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor/specializace: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Konstrukční řešení objektu rodinného domu v Ostravě, Stará Bělá</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Structural design of family house, Ostrava, Stará Bělá</u>	
Pokyny pro vypracování: Předběžný návrh nosných prvků objektu v návaznosti na projekt 133P02C. Výkresy tvaru jednotlivých podlaží. Podrobný návrh přístřešku nad příchodovou cestou. Studie vlivu volby pevnostní třídy betonu na spotřebu oceli. Podrobný návrh prefabrikovaného schodišťového ramene, včetně úchytů pro manipulaci s dílcem. Výkres tvaru pefabrikovaného schodišťového ramene. Výkresy výtzuže vybraných podrobně řešených prvků. Stručná technická zpráva ke statické části.	
Seznam doporučené literatury: doporučená literatura pro studium předmětů bakalářského studia příslušné normy dostupné podklady z odborných publikací a časopisů se vztahem k řešené problematice	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Ing. Hana Hanzlová, CSc.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>22.2.2023</u>	Termín odevzdání BP v IS KOS: <u>22.5.2023</u> <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 bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dočržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.</i>	
<u>22.2.2023</u>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

**Prohlášení:**

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na zadané téma vypracoval samostatně s výjimkou poskytnutých konzultací Ing. Hanou Hanzlovou, CSc. A že jsem uvedl veškeré použité zdroje v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne 22.5.2023

.....

David Beneš



**Poděkování:**

Rád bych poděkoval vedoucí bakalářské práce Ing. Haně Hanzlové, CSc. za odborné rady a připomínky při konzultacích. Dále bych chtěl poděkovat své rodině, přítelkyni a přátelům za podporu při studiu.

**Abstrakt:**

Bakalářská práce se zabývá předběžným návrhem nosných konstrukcí rodinného domu v Ostravě – Staré Bělé v návaznosti na Projekt 2. Hlavním tématem bakalářské práce je podrobný návrh betonového přístřešku nad příchodovou cestou včetně studie vlivu volby pevnostní třídy betonu na spotřebu oceli. Dále bude podrobně navrženo prefabrikované schodišťové rameno.

Součástí bakalářské práce je technická zpráva ke statické části, výkresy tvaru a výkresy výztuže řešených prvků.

**Klíčová slova:**

Železobeton, deska, konzola, sloup, průhyb, dotvarování betonu, smršťování betonu, rané trhliny

**Abstract:**

This bachelor thesis focused on preliminary design of load-bearing structures for family house in Ostrava – Stará Bělá as follow up to Project 2. The main objectives include a detailed analysis of a concrete shelter, investigating the impact of different concrete strength classes on steel consumption, as well as designing prefabricated staircase.

A part of this thesis is also technical report on the static aspects and reinforcement drawings of the designed elements.

**Key words:**

Reinforced concrete, slab, cantilever, column, deflection, creep of concrete, concrete shrinkage, early cracks

# Obsah

1.	Charakteristika objektu .....	7
1.1	Použité materiály.....	12
1.1.1	Rodinný dům .....	12
1.1.2	Přístřešek nad příchodovou cestou .....	12
1.1.3	Prefabrikované ŽB schodiště .....	14
1.2	Použitý software .....	14
1.3	Geologický profil.....	15
2.	Rodinný dům .....	16
2.1	Zatížení .....	16
2.1.1	Stálé .....	16
2.1.2	Proměnné .....	17
2.2	Předběžný statický výpočet.....	17
2.2.1	Stropní konstrukce .....	17
2.2.2	Průvlaky .....	18
2.2.3	Svislé nosné konstrukce .....	18
2.2.4	Překlady .....	18
2.2.5	Základy.....	18
3.	Přístřešek.....	19
3.1	Popis konstrukce .....	19
3.2	Schéma konstrukce .....	19
3.3	Zatížení .....	20
3.3.1	Stálé .....	20
3.3.2	Proměnné .....	20
3.4	Kombinace .....	24
3.5	Optimalizace průřezu .....	26
3.6	Navržené průřezy .....	30
3.7	MS EQU.....	31
3.8	Založení.....	35
3.8.1	Vstupní údaje.....	36
3.8.2	Varianta založení tvar L (původní záměr).....	38
3.8.3	Varianta založení tvar T (použitá varianta).....	41
3.9	MSÚ .....	44
3.9.1	Horní deska.....	44
3.9.2	Sloupy .....	47
3.9.3	Spodní deska.....	56

3.10	MSP.....	58
3.10.1	Průhyby horní desky.....	58
3.10.2	Posouzení šířky raných trhlin.....	70
3.11	Porovnání výsledků – vliv pevnostní třídy betonu .....	72
4	Prefabrikované schodiště .....	76
4.1	Popis konstrukce .....	76
4.2	Schéma konstrukce .....	76
4.3	Návrh .....	77
4.4	Zatížení .....	78
4.4.1	Stálé .....	78
4.4.2	Proměnné .....	78
4.5	Kombinace .....	79
4.6	MSÚ .....	80
4.6.1	Reakce .....	80
4.6.2	Vnitřní síly.....	80
4.6.3	Návrh výztuže .....	80
4.6.3.1	Ohyb .....	80
4.6.3.2	Smyk .....	82
4.7	MSP.....	83
4.7.1	Průhyb .....	83
4.7.2	Mezní stav omezení napětí.....	88
4.7.3	Mezní stav šířky trhlin .....	88
4.8	Montážní úchyty.....	90
5.	Závěr .....	92
6.	Literatura .....	93
7.	Seznam příloh .....	94

# 1. Charakteristika objektu

Pro účely bakalářské práce jsem si vybral rodinný dům stojící poblíž Ostravy. Podkladem mi byl článek v časopise MŮJ DŮM [1] kde mě rodinný dům a přilehlý přístřešek zaujal. V článku byl popsán konstrukční systém a dispozice, obsahoval fotky dokončeného rodinného domu a slepé půdorysy viz následující obrázky.



Obrázek 1 (pohled na dům z jihu) [2]



Obrázek 2 (pohled na dům od západu) [2]



Obrázek 3 (vizualizace, pohled z východní strany) [2]

Objekt je založen na základové desce. Sloupy pod terasou jsou založeny na základových patkách. Přístřešek je založen na základových deskách. Nosný systém budovy je kombinovaný železobetonový skelet a příčné zděné stěny v modulu 5,5m. Stropní konstrukci tvoří monolitické železobetonové desky. Konstrukční výška v suterénu je 3 m a v nadzemních podlažích 3,3 m. Ztužení objektu je zajištěno příčnými, schodišťovými a obvodovými stěnami.



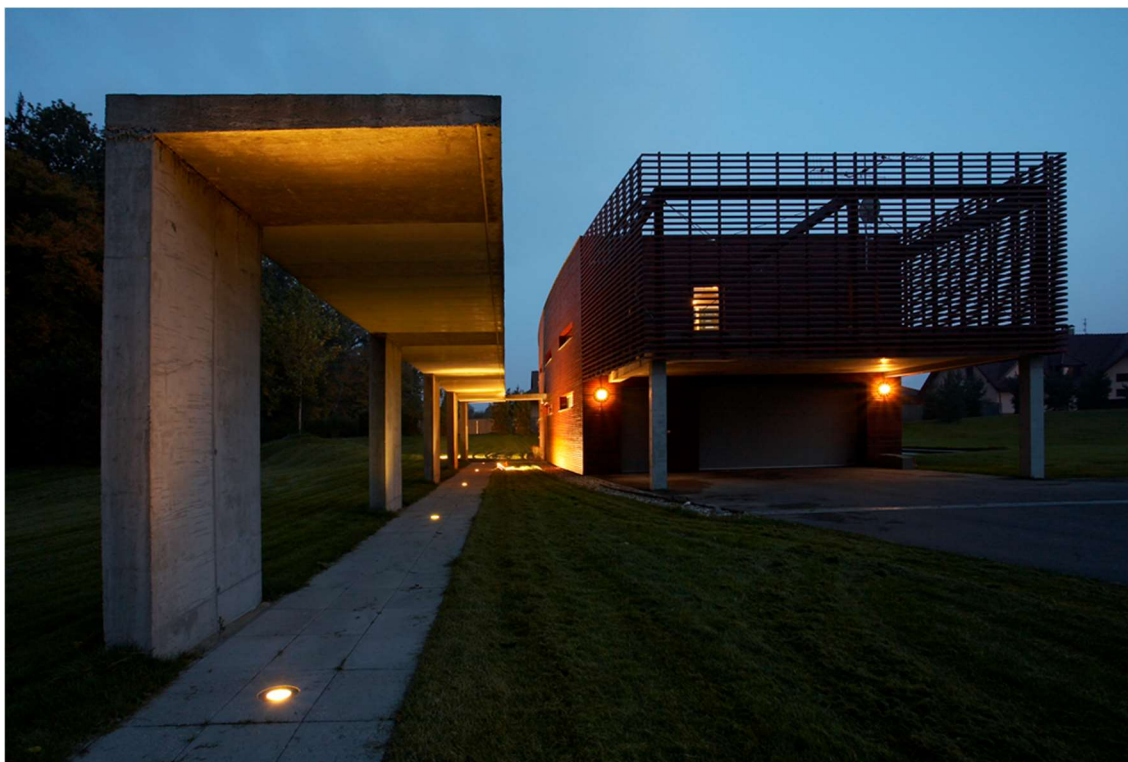
Obrázek 4 (vizualizace, pohled ze severní strany) [2]

Od hlavního vchodu do objektu až do půlky cesty ke vstupu na pozemek zakrývá chodník betonový přístřešek ve tvaru konzoly, který jedním z podrobně řešených prvků v bakalářské práci (obrázek 4). Přístřešek má výšku 3,3m nad terénem. Vodorovná horní deska se šířkou 1,5m, rozšířená na 3 m nad vchodem do objektu je ve stejné výšce jako stropní deska domu. Deska je podepřena pěti sloupy po jedné straně s osovou vzdáleností 6 m.

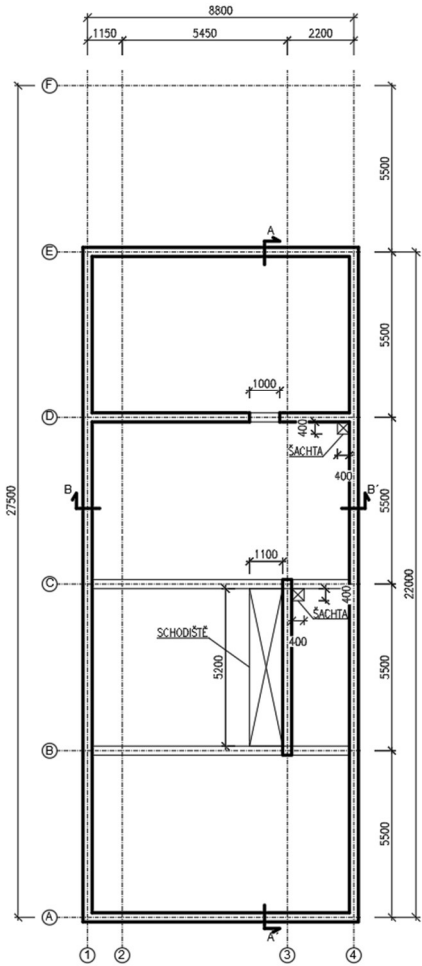




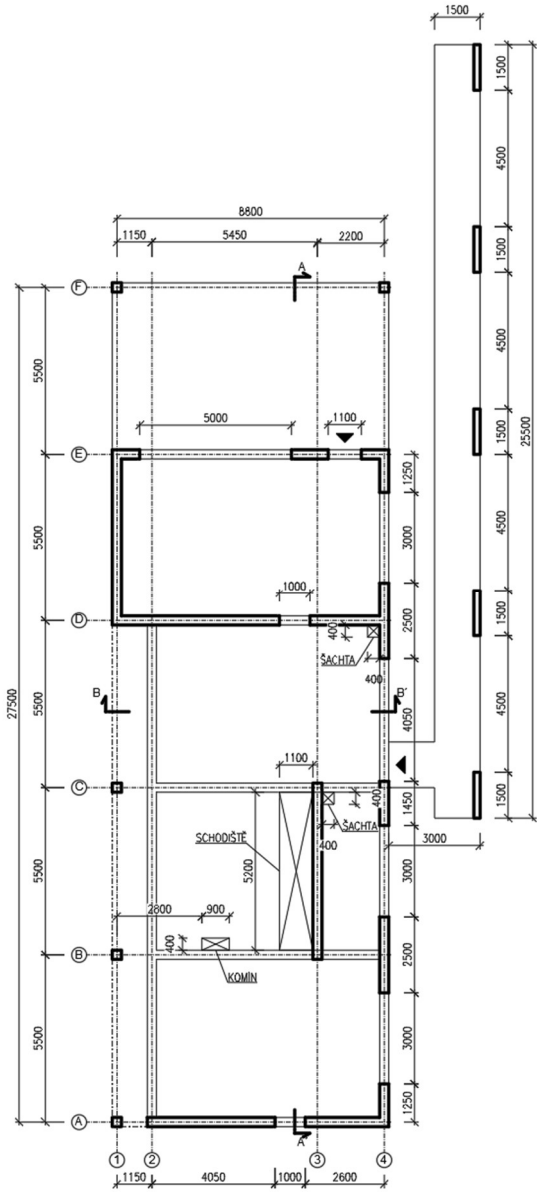
Obrázek 5 (půdorys, dispozice rodinného domu) [1]



Obrázek 6 (pohled na betonový přístřešek a terasu) [2]

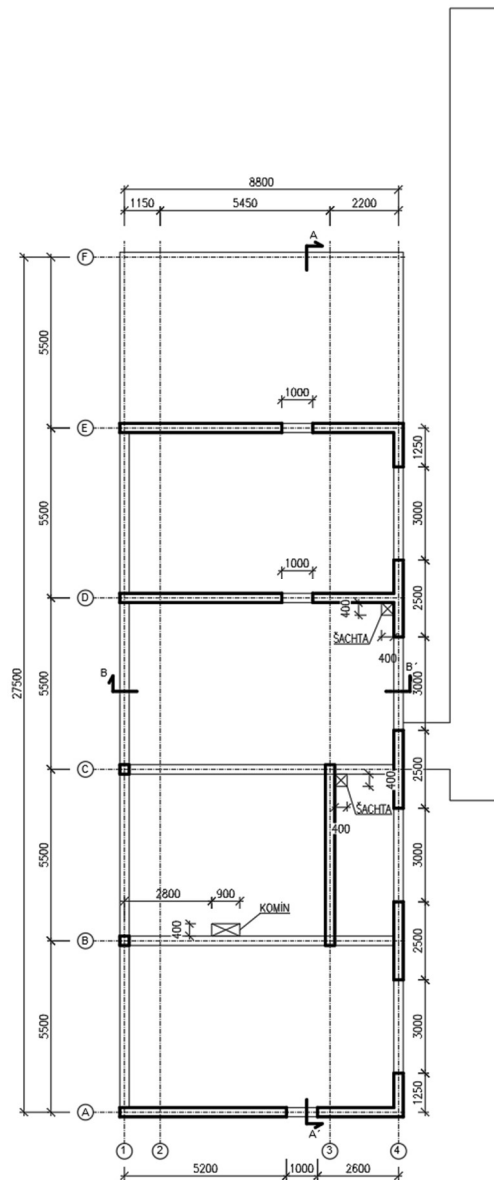


Obrázek 7 (půdorys, konstrukční schéma 1.PP)

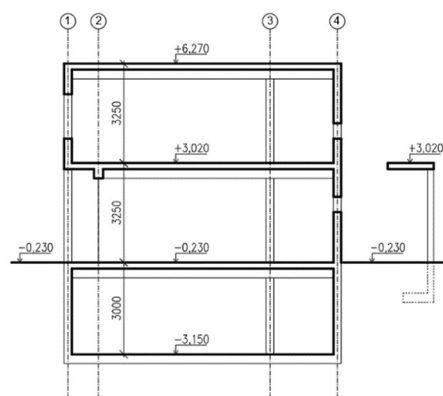


(půdorys, konstrukční schéma 1.NP)

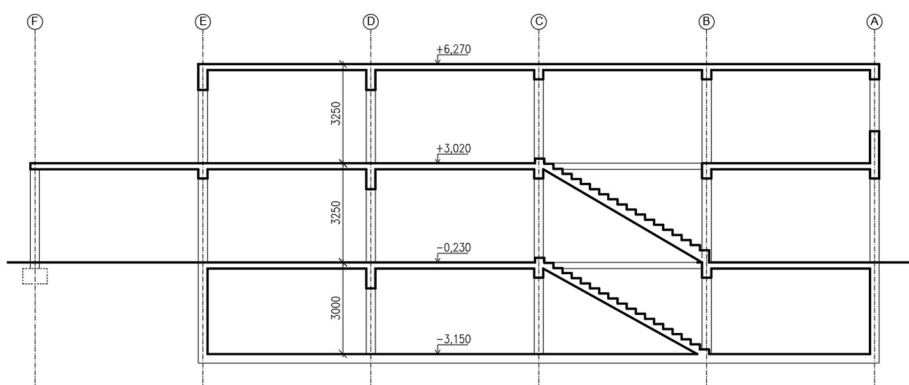




Obrázek 8 (půdorys, konstrukční schéma 2.NP)



Obrázek 9 (řez B-B')



Obrázek 10 (řez A-A')

## 1.1 Použité materiály

### 1.1.1 Rodinný dům

- Beton pro suterénní stěny a základové konstrukce:  
C25/30 XC2– CI 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4
- Beton pro nadzemní vnitřní nosné konstrukce:  
C30/37 XC1– CI 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4
- Beton pro nadzemní vnější (odkryté) sloupy  
C30/37 XC4, XF1– CI 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4
- Betonářská ocel B 500 B
- Ocel S 235
- Nosné zdivo:  
Vylehčené keramické bloky Porotherm 24 Profi P15  
Malta pro tenké spáry M10 (T)

### 1.1.2 Přístřešek nad příchodovou cestou

- Varianta beton nižší třídy pevnosti C25/30

Beton C25/30 XC4, XF3 – CI 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4 (horní deska)

Beton C25/30 XC4, XF1 – CI 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4 (sloupy)

Beton C25/30 XC2 – CI 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4 (spodní deska)

Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1,5 = 16,67 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu za ohybu	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_{cm} = 31 \text{ GPa}$

- Varianta beton vyšší třídy pevnosti C30/37

Beton C30/37 XC4, XF3 – Cl 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4 (deska)

Beton C30/37 XC4, XF1 – Cl 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4 (sloupy)

Beton C30/37 XC2 – Cl 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4 (spodní deska)

Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu za ohybu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

- Ocel B 500 B

Charakteristická mez kluzu  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost výztuže  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$

Modul pružnosti  $E_s = 200 \text{ GPa}$

- Krycí vrstva přístřešku

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max ( c_{min,b} , c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} , 10 \text{ mm} ) = 30 \text{ mm}$$

$\Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}$  zohlednění ochrany výztuže (dop. hodnota 0 mm)

$c_{min,b}$  průměr prutu 10 mm

$c_{min,dur}$  krycí vrstva z hlediska třídy prostředí 30 mm (obr. 11)

$\Delta c_{dev}$  návrhová odchylka 10 mm (doporučená)

Tabulka 4.4N – Minimální hodnoty krycí vrstvy  $c_{min,dur}$  požadované z hlediska trvanlivosti pro betonářskou výztuž podle EN 10080

Třída konstrukce	Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (mm)						
	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Obrázek 11 (tabulka, minimální hodnoty krycí vrstvy) [3]

### 1.1.3 Prefabrikované ŽB schodiště

- Beton C30/37 XC1 – Cl 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4

Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu za ohybu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

- Ocel B 500 B

Charakteristická mez kluzu	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost výztuže	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_s = 200 \text{ GPa}$

- Krycí vrstva schodišťového prefabrikátu

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 5 = \mathbf{20 \text{ mm}}$$

$$c_{min} = \max ( c_{min,b} , c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} , 10 \text{ mm} ) = 15 \text{ mm}$$

$\Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}$	zohlednění ochrany výztuže (dop. hodnota 0 mm)
$c_{min,b}$	průměr prutu 12 mm
$c_{min,dur}$	krycí vrstva z hlediska třídy prostředí viz tabulka 15 mm
$\Delta c_{dev}$	návrhová odchylka 5 mm (sníženo – kontrola kvality)

## 1.2 Použitý software

V rámci bakalářské práce byl vytvořen výpočetní program v MS Excel na návrh výztuže v MSÚ a pro posuzování průhybů v MSP pro železobeton dále na na výpočet interakčního diagramu železobetonového sloupu a na výpočet vlivu II. řádu.

Výkazy výztuže jsou vypracovány též v MS Excel

Pro výpočty vnitřních sil přístřešku, lineárně pružné průhyby a pro předběžné výpočty různých variant přístřešku byl použit výpočetní software Advance Design 2023.

Pro výpočet založení přístřešku a návrh výztuže základové desky byl použit software GEO5 2017.

Pro výkresy a schématické obrázky byl použit AutoCAD 2023.

Vykreslení matematických funkcí bylo provedeno v kalkulačce Geogebra.

### 1.3 Geologický profil

V rámci Projektu 2 byl zadán následující geologický profil se kterým se uvažuje i nadále.

0-1,30 m Navážka (převážně písčité hlína a hlinitý písek) F3-S4

- $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$
- modul deformace  $E_{\text{def}} = 1 \text{ MPa}$
- úhel vnitřního tření  $\phi = 23^\circ$
- efektivní soudržnost  $c_{\text{ef}} = 1 \text{ kPa}$

1,30-3,88 m hlinitý písek S4

- $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$
- modul deformace  $E_{\text{def}} = 16 \text{ MPa}$
- úhel vnitřního tření  $\phi = 29^\circ$
- efektivní soudržnost  $c_{\text{ef}} = 1 \text{ kPa}$

3,88-7,00 m hlinitý štěrkopísek G3-S3

- $\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$
- modul deformace  $E_{\text{def}} = 80 \text{ MPa}$
- úhel vnitřního tření  $\phi = 31,5^\circ$
- efektivní soudržnost  $c_{\text{ef}} = 1 \text{ kPa}$

7,00-10,80 m Silně zvětralá a zvětralá jílovitá břidlice R5

- $\gamma = 2300 \text{ kg/m}^3$
- modul deformace  $E_{\text{def}} = 55 \text{ MPa}$
- úhel pevnosti  $\phi = 29^\circ$
- soudržnost  $c' = 30 \text{ kPa}$

10,80-12,50 m\* Slabě zvětralá až navětralá jílovitá břidlice R4

- $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$
- modul deformace  $E_{\text{def}} = 100 \text{ MPa}$
- úhel pevnosti  $\phi = 31^\circ$
- soudržnost  $c' = 40 \text{ kPa}$

Ustálená hladina spodní vody se nachází pod základovou spárou - 3,88 m pod terénem.

\*12,5 m je konec sondy

## 2. Rodinný dům

Jedná se o rodinný dům s obdélníkovým půdorysem se zastavěnou plochou 252,98 m<sup>2</sup>. Objekt má dvě nadzemní a jedno podzemní podlaží. Střecha je plochá zelená. Celkové půdorysné rozměry nosné konstrukce jsou 9 x 27,75 m. Konstrukční výška v podzemním podlaží je 3,0 m a v nadzemních podlažích 3,3 m. V 1.PP se nachází technické zázemí objektu, skladovací prostory, kinosál a posilovna. V 1.NP se nachází garáž a obytné prostory, ve 2.NP jsou obytné prostory a terasa.

V rámci projektu 2 byl k domu přidán suterén a byly navrženy skladby stěn a podlah. Byl proveden předběžný návrh většiny nosných konstrukcí rodinného domu. Podrobně byla řešena stropní deska 1.NP s terasou.

V této kapitole jsou uvedeny a shrnuty výsledky předběžného statického výpočtu z Projektu 2.

### 2.1 Zatížení

#### 2.1.1 Stálé

- Vlastní tíha železobetonu je uvažována 25 kN/m<sup>3</sup>
- Vlastní tíha zdiva z keramických bloků Porotherm 24 Profi s maltou pro tenké spáry bez omítek a povrchových úprav je 1,95 kN/m<sup>2</sup>
- Vlastní tíha zeminy použité pro zásyp je uvažováno 19 kN/m<sup>2</sup>
- Skladby konstrukcí:
  - Podlaha 1.PP (A) 1,32 kN/m<sup>2</sup>
  - Podlaha v obytných prostorech (B) 2,26 kN/m<sup>2</sup>
  - Podlaha na chodbách a v koupelnách (C) 2,57 kN/m<sup>2</sup>
  - Podlaha na terase (D) 1,94 kN/m<sup>2</sup>
  - Podlaha na schodišti (E) 0,335 kN/m<sup>2</sup>
  
  - Zelená střecha 4,67 kN/m<sup>2</sup>
  - Obvodový plášť 1,55 kN/m<sup>2</sup>
  - Zatížení od přiček 1,2 kN/m<sup>2</sup>

Pro řešení stropní desky 1.NP byla zjednodušeně uvažována nejtěžší skladba (C) 2,57 kN/m<sup>2</sup> po celé desce uvnitř objektu a skladba (D) 1,94 kN/m<sup>2</sup> na terase.

## 2.1.2 Proměnné

- Užité v obytné části objektu – kategorie A
  - Stropní konstrukce 2,0 kN/m<sup>2</sup>
  - Schodiště 3,0 kN/m<sup>2</sup>
  - Balkony, terasy 3,0 kN/m<sup>2</sup>
- Parkovací plochy pro lehká vozidla – kategorie F 2,5 kN/m<sup>2</sup>
- Nepřístupná střecha s výjimkou běžné údržby – kategorie H 0,75 kN/m<sup>2</sup>
- Zatížení větrem
  - Větrová oblast II. (Ostrava)
  - Základní rychlost větru:  $v_b = 25$  m/s
  - Maximální dynamický tlak větru:  $q_p = 507,8$  Pa
  - Kategorie terénu III. (plocha rovnoměrně pokryta vegetací, budovami a překážkami)
  - Výška atiky nad terénem: 7 m
  
- Zatížení sněhem
  - plochá střecha:  $\alpha < 30^\circ$
  - tvarový součinitel:  $\mu_1 = 0,8$
  - součinitel expozice:  $C_e = 1$
  - součinitel tepla:  $C_t = 1$
  - sněhová oblast II. (Ostrava)
  - charakteristické zatížení sněhem:  $s_k = 1,0$  kN/m<sup>2</sup>

## 2.2 Předběžný statický výpočet

### 2.2.1 Stropní konstrukce

Stropní desky byly navrženy z betonu C30/37 XC1–Cl 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4 v jednotné tloušťce 200 mm. Desky jsou pnuty obousměrně a jsou podporovány zděnými stěnami, schodišťovou železobetonovou stěnou a železobetonovými průvlaky.

Ve stropních deskách se nachází dvě instalační šachty průběžné přes všechny podlaží, otvor pro schodiště ve stropní desce 1.PP a stropní desce 1.NP a otvor pro komín procházející stropní deskou 1.NP a stropní deskou 2.NP.

### 2.2.2 Průvlaky

S ohledem na umístění průvlaků a zatížení byly navrženy 3 druhy průvlaků.

Průvlaky P1 jsou všechny průvlaky uvnitř objektu, navržené podle toho nejzatíženějšího, který se nachází pod stropní deskou 1.PP v oblasti pod prosklenou stěnou. Má 2 pole s rozpětím 6,6 a 2,2 m, je uložen na suterénní stěny a schodišťovou stěnu a je přitížen ocelovým sloupkem z 1.NP podporující průvlak nad prosklenou stěnou (Obrázek 1). Průvlak tvoří žebro stropní desce a byl navržen z betonu C30/37 XC1– CI 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4 s rozměry 250x550 mm.

Průvlaky P2 se nachází pod terasou v 2.NP. Mají jedno pole s rozpětím 5,5 m a jsou uloženy do stěny na jedné straně a na ŽB sloup na druhé straně. Průvlak byl navržen z betonu C30/37 XC4 XF1– CI 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4 s rozměry 250x450 mm.

Průvlak P3 se nachází pod terasou v 2.NP. Má jedno pole s rozpětím 8,8 m a je uložen na ŽB sloupy. Průvlak byl navržen z betonu C30/37 XC4 XF1– CI 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4 s rozměry 250x750 mm.

### 2.2.3 Svislé nosné konstrukce

Svislé nosné konstrukce tvoří zdivo z keramických bloků Porotherm 24 Profi, ŽB schodišťová stěna tl. 250 mm, suterénní ŽB stěny tl. 250 mm, ŽB sloupy pod terasou v exteriéru před prosklenou stěnou 250x250 mm a ocelové sloupky HTR 100/6 pod průvlakem v místě prosklené stěny (Obrázek 1)

### 2.2.4 Překlady

Nad dveřními otvory byly navrženy systémové překlady Porotherm. Nad okny z důvodů velkého rozpětí byly navrženy železobetonové monolitické překlady. Nad vjezdem do garáže, nad prosklenou stěnou v 1.NP a mezi sloupy v 2.NP jsou místo překladů průvlaky tvořící žebro stropní desce.

### 2.2.5 Základy

Rodinný dům je založen na základové desce tl. 300 mm, hloubka základové spáry je 3,5 m. Sloupy pod terasou jsou založeny na základové patce 0,8x0,8 m s výškou 0,5m se základovou spárou v hloubce 1,3 m. Základové konstrukce jsou navrženy z betonu C25/30 XC2– CI 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4.



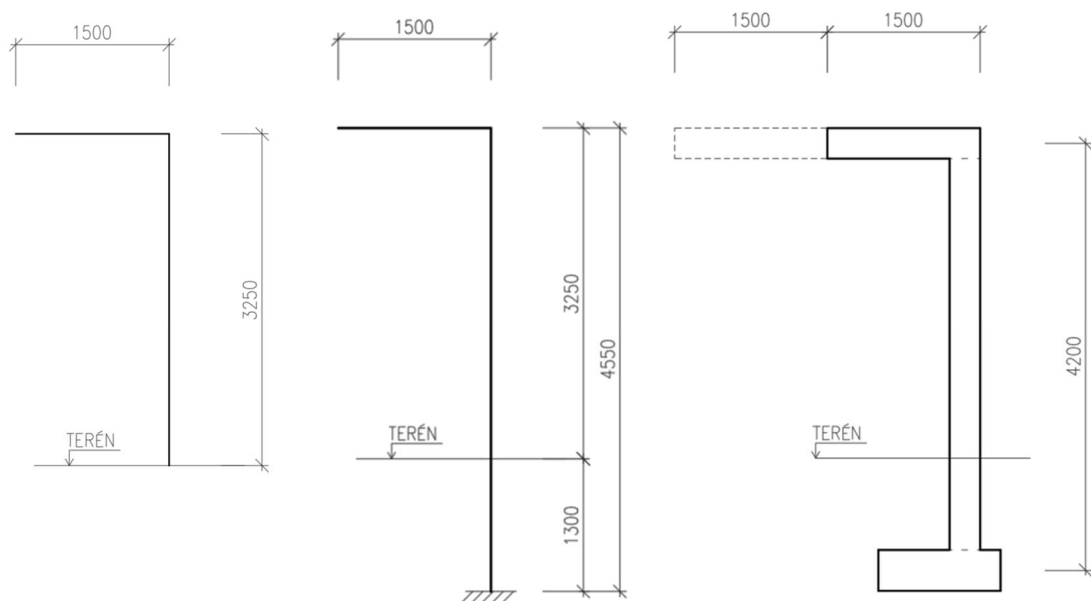
### 3. Přístřešek

#### 3.1 Popis konstrukce

Jedná se o monolitický železobetonový přístřešek zastřešující 25,5 m příchodové cesty od hlavních vstupních dveří přibližně do poloviny cesty vstupu na pozemek. Tento konstrukční prvek byl vybrán v rámci bakalářské práce k podrobnému návrhu. Konstrukce působí jako konzola a má tvar obráceného L. Horní deska není podepřena po celé délce, ale jen pěti sloupy 0,3x1,5 m s osovou vzdáleností 6 m. Povrchová úprava je pohledový beton.

Eurokód ČSN EN 1992-1-1 doporučuje minimální pevnostní třídu betonu vzhledem stupni vlivu prostředí XC4 C 30/37, zatím co ČSN 206+A2 dovoluje pro stejný stupeň vlivu prostředí pevnostní třídu betonu C 25/30. V rámci bakalářské práce se budou porovnávat výsledky dvou variant použitých betonů na sloupy a horní desku přístřešku a jejich vliv na spotřebu výztuže.

#### 3.2 Schéma konstrukce



Obrázek 12 (schéma konstrukce)

Přesné rozměry budou dále optimalizovány pomocí srovnání různých modelů.

### 3.3 Zatížení

#### 3.3.1 Stálé

Vlastní tíhu generuje výpočetní software.

Objemová tíha železobetonu betonu je uvažována 25 kN/m<sup>3</sup>

Objemová tíha zeminy pro zásyp je uvažována 19 kN/m<sup>3</sup>

#### 3.3.2 Proměnné

##### 3.3.2.1 Užitné

Užitné zatížení na povrchu je uvažováno 5 kN/m<sup>2</sup>.

##### 3.3.2.2 Sníh

- plochá střecha:  $\alpha < 30^\circ$
- tvarový součinitel:  $\mu_1 = 0,8$
- součinitel expozice:  $C_e = 1$
- součinitel tepla:  $C_t = 1$
- sněhová oblast II. (Ostrava)
- charakteristické zatížení sněhem:  $s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Průměrné zatížení sněhem:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,0 = \mathbf{0,8 \text{ kN/m}^2}$$

##### 3.3.2.3 Vítr

- Větrová oblast II. (Ostrava)
- Základní rychlost větru:  $v_b = 25 \text{ m/s}$
- Kategorie terénu III. (plocha rovnoměrně pokryta vegetací, budovami a překážkami)
- Výška přístřešku nad terénem: 3,3 m

Základní rychlost větru:

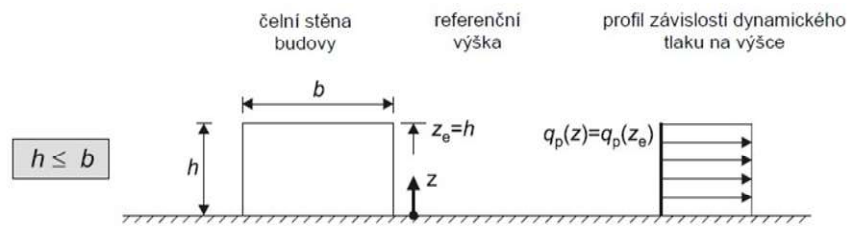
$$v_0 = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 25 = 25 \text{ m/s}$$

$$v_b = 25 \text{ m/s}$$

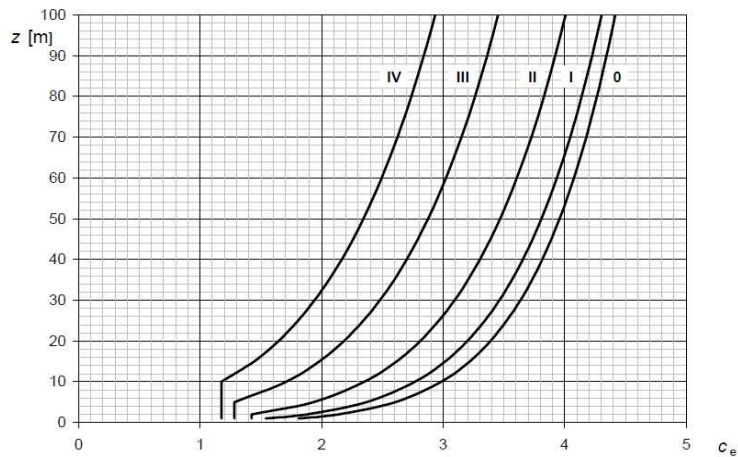
Základní dynamický tlak větru:

$$q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390,6 \text{ Pa}$$

výška nad terénem  $h = 3,3 \text{ m} < b = 25,5 \text{ m} \rightarrow z = h = 3,3 \text{ m}$



Obrázek 13 (uvažovaná referenční výška) [4]

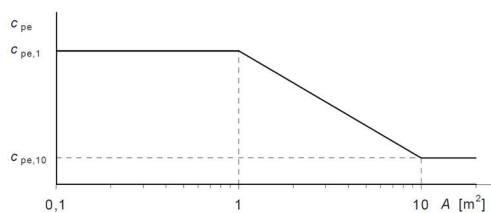


Obrázek 14 (tabulka pro součinitel expozice) [4]

Součinitel expozice  $c_e(z) = 1,3$

Maximální dynamický tlak větru:

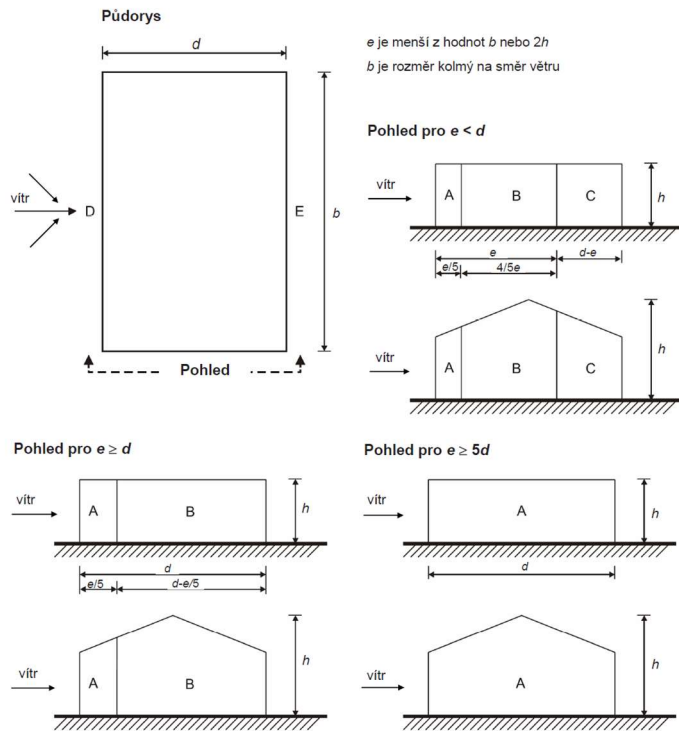
$$q_p = c_e(z) \cdot q_b = 1,3 \cdot 390,6 = 507,8 \text{ Pa}$$



Obrázek 15 (doporučený postup stanovení součinitele vnějšího tlaku  $c_{pe}$  pro pozemní stavby se zatěžovací plochou mezi 1 – 10  $\text{m}^2$ ) [4]

Plocha stěn:  $5 \times 4,9 \text{ m}^2$  ( $0,8 C_{pe,10}$ )

Plocha desky:  $40,5 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

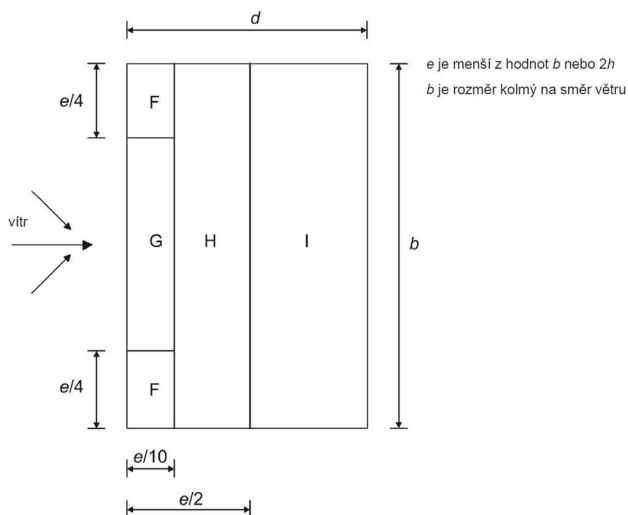


Obrázek 16 (legenda pro svislé stěny) [4]

Tabulka 7.1 – Doporučené hodnoty součinitelů vnějšího tlaku pro svislé stěny pozemních staveb s pravouhlým půdorysem

Oblast	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-1,4	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Obrázek 17 (tabulka, součinitele vnějšího tlaku) [4]



Obrázek 18 (legenda pro ploché střechy) [4]

Tabulka 7.2 – Součinitele vnějšího tlaku pro ploché střechy

Typ střechy	Oblasti							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Ostré hrany	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+ 0,2	- 0,2

Obrázek 19 (součinitele vnějšího tlaku pro ploché střechy) [4]

$$b = 25,5 \text{ m} > 2h = 6,5 \text{ m} \rightarrow e = 6,5 \text{ m}$$

Z hlediska tvaru konstrukce bude pro stěny rozhodující příčný vítr, tlak na návětrné straně (oblast D) a současně sání větru na závětrné straně (oblast E).

Pro horní desku je uvažováno sání zjednodušeně – celoplošné zatížení  $-0,5 \text{ kN/m}^2$

Tlak větru na povrchy:

$$D: w_e = q_p(z) \cdot c_{pe} = 0,51 \cdot 0,96 = 0,49$$

$$E: w_e = q_p(z) \cdot c_{pe} = 0,51 \cdot 0,7 = 0,357$$

$$G: w_e = q_p(z) \cdot c_{pe} = 0,51 \cdot (-1,2) = -0,612$$

$$H: w_e = q_p(z) \cdot c_{pe} = 0,51 \cdot (-0,7) = -0,357$$

### 3.4 Kombinace

Tabulka A1.1 – Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi$  pro pozemní stavby

Zatížení	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Kategorie užitných zatížení pro pozemní stavby (viz EN 1991-1-1)			
Kategorie A: obytné plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: kancelářské plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: shromažďovací plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: obchodní plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: skladovací plochy	1,0	0,9	0,8
Kategorie F: dopravní plochy tíha vozidla $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: dopravní plochy 30 kN < tíha vozidla $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Kategorie H: střechy	0	0	0
Zatížení sněhem (viz EN 1991-1-3) <sup>*)</sup>			
Finsko, Island, Norsko, Švédsko	0,7	0,5	0,2
Ostatní členové CEN, pro stavby umístěné ve výšce $H > 1\ 000$ m n.m.	0,7	0,5	0,2
Ostatní členové CEN, pro stavby umístěné ve výšce $H \leq 1\ 000$ m n.m.	0,5	0,2	0
Zatížení větrem (viz EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Teplota (ne od požáru) pro pozemní stavby (viz EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
POZNÁMKA Hodnoty $\psi$ mohou být stanoveny v národní příloze.			
*) Pro země, které zde nejsou uvedené, se součinitele $\psi$ stanoví podle místních podmínek.			

Obrázek 20 (doporučené hodnoty součinitelů  $\psi$ ) [5]

Tabulka A1.2(A) – Návrhové hodnoty zatížení (EQU) (soubor A)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení	
	nepříznivá	příznivá		nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	ostatní
(Výraz 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,int} G_{k,j,int}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvažována v tabulce A1.1.					
POZNÁMKA 1 Hodnoty $\gamma$ mohou být stanoveny v národní příloze. Doporučený soubor hodnot součinitelů $\gamma$ :					
$\gamma_{G,sup} = 1,10$					
$\gamma_{G,int} = 0,90$					
$\gamma_{Q,1} = 1,50$ pro nepříznivé (0 pro příznivé)					
$\gamma_{Q,i} = 1,50$ pro nepříznivé (0 pro příznivé)					
POZNÁMKA 2 V případech, kdy ověření statické rovnováhy zahrnuje také únosnost nosných prvků, lze použít jako alternativu ke dvěma odděleným postupům vycházejícím z tabulek A1.2(A) a A1.2(B) také postup kombinovaný, jež vychází z tabulky A.1.2(A) a z následujících doporučených hodnot, pokud to dovoluje národní příloha. Doporučené hodnoty mohou být v národní příloze změněny.					
$\gamma_{G,sup} = 1,35$					
$\gamma_{G,int} = 1,15$					
$\gamma_{Q,1} = 1,50$ pro nepříznivé (0 pro příznivé)					
$\gamma_{Q,i} = 1,50$ pro nepříznivé (0 pro příznivé)					
za předpokladu, že použitím $\gamma_{G,int} = 1,00$ pro příznivou i nepříznivou část stálých zatížení nevznikne účinek nepříznivější.					

Obrázek 21 (návrhové hodnoty zatížení pro EQU) [5]

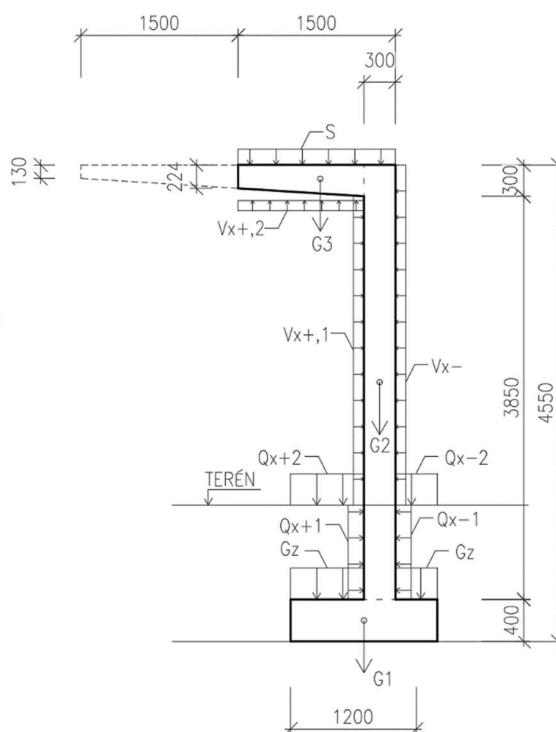
Součinitele spolehlivosti byly stanoveny podle výše uvedených tabulek (viz. obrázek 20 a 21) z ČSN EN 1990 - dočasné a trvalé návrhové situace podle výrazu 6.10:

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

Je uvažováno 8 typů zatížení zadaných do výpočetního programu a vzájemně zkombinováno podle možných variant působení.

Označení zatěžovacích stavů:

- 1 G Vlastní tíha
- 2 Gz Zemina
- 3 Q<sub>x-</sub> užiténé ze jedné strany
- 4 Q<sub>x+</sub> užiténé z druhé strany
- 5 Q užiténé jen na povrchu z obou sti
- 6 S Sníh
- 7 V<sub>x-</sub> Vítr směř x-
- 8 V<sub>x+</sub> Vítr směř x+



Obrázek 22 (schéma uvažovaného zatížení)

Popis kombinací z výpočetního programu:

Popis kombinací			
Č.	Název	Detaily	Kód
101	1.35x[1 G]+1.5x[8 Vx+]	1.35*1 + 1.50*8	ECELUSTR
102	1.35x[1 G]+1.5x[6 Sníh]+0.6x[7 Vx-]	1.35*1 + 1.50*6 + 0.60*7	ECELUSTR
103	1.35x[1 G]+1.35x[2 GZ]+1.5x[8 Vx+]+0.7x[4 Qx+ v levo]	1.35*1 + 1.35*2 + 1.50*8 + 0.70*4	ECELUSTR
104	1.35x[1 G]+1.35x[2 GZ]+0.5x[6 Sníh]+1.5x[7 Vx-]+0.7x[3 Qx- v pravo]	1.35*1 + 1.35*2 + 0.50*6 + 1.50*7 + 0.70*3	ECELUSTR
105	1x[1 G]	1.00*1	ECELSQP
106	1x[1 G]+1x[2 GZ]+1x[3 Qx- v pravo]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3	ECELSQP
107	1x[1 G]+1x[2 GZ]+1x[4 Qx+ v levo]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4	ECELSQP
108	1.35x[1 G]+1.5x[7 Vx-]+0.7x[3 Qx- v pravo]	1.35*1 + 1.50*7 + 0.70*3	ECELUSTR

Tabulka 1 (popis kombinací)

- ECELUSTR..... návrhové kombinace
- ECELSCQ ..... charakteristické kombinace
- ECELSQP ..... kvazistálé kombinace

### 3.5 Optimalizace průřezu

Pro účel optimalizace byly vytvořeny modely ve výpočetním programu Advance Design s různými tloušťkami a tvary pro ideální návrh průřezů této netypické konstrukce. Dimenze průřezů byly stanoveny na základě průhybů.

Všechny modely mají stejné zatížení a kombinace (viz. kapitola 3.4 Kombinace), liší se založením, tloušťkou sloupů a tvarem horní desky.

Modely jsou modelovány z betonu C 25/30, XC4, krytí 40 mm a oceli B 500 B.

Pružné podepření svislé je modelováno výpočetním programem podle zadaného geologického profilu. Vodorovná tuhost je odhadnuta a zadána ručně.

První vrstvu podloží 1,3 m tvoří navážka, kterou je nutno odtěžit. Základová spára se nachází 1,3 m pod terémem na druhé vrstvě podloží, kterou tvoří hlinitý písek. Vrstvy podloží byly zadány do výpočetního programu v souladu s kapitolou 1.3 Geologický profil.

Zadané hodnoty:

	Obj. hm.	Úhel vnitřního tření	soudržnost	modul pružnosti
Hlinitý písek	1.80 T/m <sup>3</sup>	29.00	0.00 MPa	15.00 MPa
Hlinitý štěrkopísek	1.90 T/m <sup>3</sup>	31.00	0.00 MPa	80.00 MPa

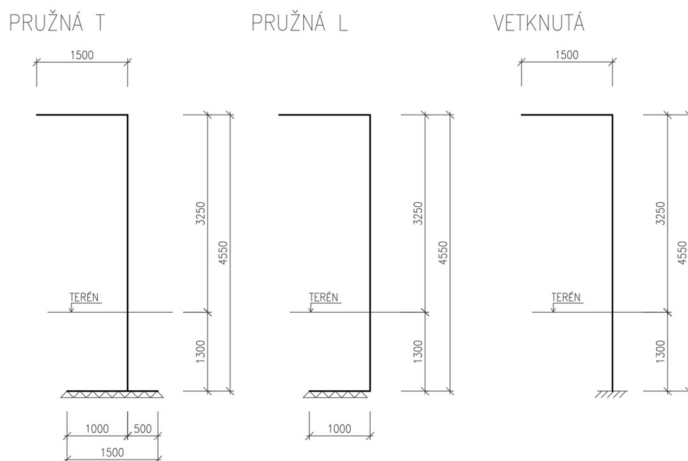
Obrázek 23 (zadané hodnoty do programu Advance Design))

Tuhosti plošné podpory z výpočetního programu podle výše uvedených zadaných hodnot (vodorovné X a Y zadány ručně):

Tuhosti a útlum	
Tuhosti	
KTX	5000.00 kN/m/m <sup>2</sup>
KTY	5000.00 kN/m/m <sup>2</sup>
KTZ	12101.00 kN/m/m <sup>2</sup>
KRX	0.00 kN*m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
KRY	0.00 kN*m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
KRZ	0.00 kN*m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>

Obrázek 24 (tuhosti plošných podpor z programu Advance Design))

Uvažované varianty založení:



Obrázek 25 (schéma uvažovaných variant založení)



Ke stanovení vnitřních sil, návrhu a posouzení výztuže pro všechna kritéria MSÚ (návrh a posouzení výztuže – ohyb, talk s ohybem) a MSP (průhyby včetně dotvarování a smršťování, šířky trhlin, omezení napětí) byl použit software Advance Design.

Předpoklady pro výpočet vnitřních sil a dimenzování výztuže, které používá Advance Design jsou uvedeny v následujících bodech:

- Návrh byl proveden podle EN1992-1-1 NA Česká republika, podle pracovního diagramu oceli s vodorovnou větví
- Součinitele spolehlivosti MSÚ:  $\gamma_c = 1.5$   $\gamma_s = 1,15$
- Výpočet požadovaných průřezových ploch výztuže byl proveden pomocí vyhlazených výsledků výpočtu vnitřních sil (pro plošné prvky).
- Předpoklady pro stanovení součinitele dotvarování:

Výpočet  $\Phi(\infty, t_0)$

RH= 80%

$t_0 = 28$  dnů

$t_s = 2$  dnů

Třída tuhnutí cementu: Třída N

Pomocí softwaru byla stanovena hodnota celkového svislého průhybu na konci vykonzolované desky, včetně vlivu dotvarování, smršťování a oslabení průřezu trhlinami. Výsledky jsou uvedeny v následující tabulce (tabulka 2). Byly zkoumány různé varianty založení, tloušťek a okrajových podmínek jednotlivých prvků.

Uvažované kombinace viz kapitola 3.4 Kombinace.

Svislé průhyby desky na konci konzoly od obálky kvazistálých kombinací:

varianta podpory	varianta desky	tl. stěny	tl. desky	pružný průhyb	celkový průhyb
vetknutá	deska	200	150	17,08	46,20
vetknutá	deska	250	150	10,96	27,55
vetknutá	deska	250	200	11,13	20,29
vetknutá	deska	300	200	7,57	14,96
vetknutá	žebro	200	130 (200)	15,87	32,21
vetknutá	žebro	250	130 (200)	9,61	19,05
vetknutá	žebro	300	130 (200)	6,78	14,15
vetknutá	náběh	200	130-220	16,92	38,45
vetknutá	náběh	250	130-220	9,86	18,76
vetknutá	náběh	250	130-280	10,33	17,95
vetknutá	náběh	300	130-280	6,63	11,38
pružná L	deska	200	150	15,08	45,41
pružná L	deska	250	150	7,42*	19,06*
pružná L	deska	250	200	8,91	22,87
pružná L	deska	300	200	3,95*	5,34*
pružná L	žebro	200	130 (200)	14,06	39,45
pružná L	žebro	250	130 (200)	6,25*	22,40
pružná L	žebro	300	130 (200)	3,01*	13,23*
pružná L	náběh	200	130-220	15,34	47,80
pružná L	náběh	250	130-220	6,77*	22*
pružná L	náběh	250	130-280	7,87	23,22
pružná L	náběh	300	130-280	2,34*	5*
pružná T	deska	200	150	18,84	46,85
pružná T	deska	250	150	12,51	34,91
pružná T	deska	250	200	13,53	27,92
pružná T	deska	300	200	9,73	21,43
pružná T	žebro	200	130 (200)	17,75	39,61
pružná T	žebro	250	130 (200)	11,27	26,54
pružná T	žebro	300	130 (200)	8,19	21,32
pružná T	náběh	200	130-220	19,14	44,53
pružná T	náběh	250	130-220	11,87	26,05
pružná T	náběh	250	130-280	12,88	26,15
pružná T	náběh	300	130-280	8,94	19,66

Tabulka 2 (výsledky zkoušených variant)

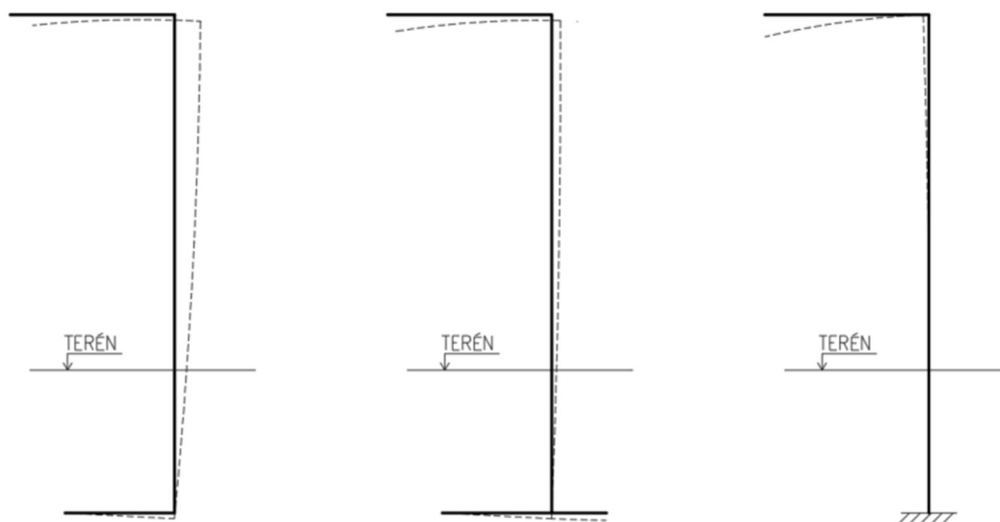
\*Vlivem pružné L podpory a svislé síly v patě sloupu dochází k největšímu sednutí na straně pod sloupem. To způsobuje pootočení v patě sloupu, které je v tomto případě dokonce větší než v hlavě sloupu na druhou stranu vlivem vykonzolované horní desky a tím pádem průhyby jsou mnohem menší (viz. obrázek 26)

Pružný průhyb: lineárně pružný maximální průhyb od kvazistálých kombinací

Celkový průhyb: Průhyb včetně dotvarování a smršťování

Pokud se jedná o zesílení desky žebrem, je žebro uvažováno v místě sloupů po celé délce vyložení konzoly se šířkou jako sloup (1,5m). U varianty s žebrem je tloušťka desky před závorkou a tloušťka desky s žebrem v závorce. Při variantě s náběhem je v tabulce u tloušťky desky rozmezí hodnot, první rozměr je tloušťka na konci konzoly a druhý rozměr tloušťka na začátku.

Směrodatná hodnota pro svislý průhyb od dlouhodobého zatížení je  $L/125 = 24 \text{ mm}$ .



Obrázek 26 (posuny podle variant založení)

Celkově obě varianty pružné podpory mají poměrně velké sedání přímo pod sloupy, což může zlepšovat celkový svislý průhyb, který je tímto pootočením v patě sloupu vyrovnáván. Na pružné podpory nebude tímto brán zřetel, jelikož mají poměrně velké sedání, které je ověřeno dále v programu GEO5 a vychází menší než z programu Advance Design. Úvaha bude vycházet z variant, kdy byl sloup vetknutý v úrovni spodní desky.

Lepší hodnoty průhybů vychází u silnějších stěn, nejlépe u nejsilnější varianty 300 mm se kterou bude dále uvažováno. Při geometrické úpravě horní desky žebrem nad podporou nebo náběhem vychází celkové průhyby na konci desky lépe než u desky s konstantní tloušťkou. O něco lépe vychází náběh, který bude dále použit o rozměrech 130-300, jelikož větší tloušťka měla příznivější vliv na průhyb.

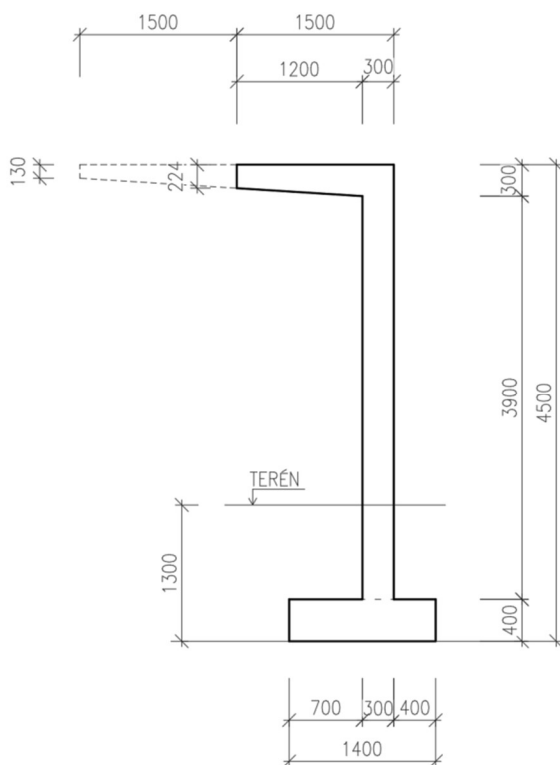
### 3.6 Navržené průřezy

Po vyhodnocení všech rozměrových variant byla vybrána výsledná tloušťka sloupu (stěny) pro podrobné dimenzování 300 mm. Podle tabulky výše mají širší stěny příznivý vliv na celkovou tuhost a tím pádem na konečné průhyby.

Založení bude ve varianty T. Varianta L je také dostačující pro únosnost zeminy a na sedání, ale v jednom ze zatěžovacích stavů, kdy není konstrukce zasypána zeminou není splněna podmínka rovnováhy. Rozměry základové desky jsou specifikovány ve výpočtu dále. Spodní deska postačí pouze pod sloupy (nemusí být jako horní deska po celé délce) a bude mít tloušťku 400 mm.

Horní deska bude navržena s náběhem po celé délce šířky 130 – 300 mm. Náběh vycházel nejlépe ze zkoušených variant, lépe vychází širší náběh na začátku konzoly (ze 2 zkoušených náběhů), takže v napojení na sloup bude tloušťka stejná jako sloup – 300 mm. Na nejdálčenějším konci je 130 mm minimální tloušťka s ohledem na krytí výztuže a tvarování prutů. Na bližším konci je tloušťka 224 mm.

Pracovní spára bude pouze při napojení spodní desky a sloupu. Sloup a horní deska se budou betonovat najednou.



Obrázek 27 (výsledná varianta konstrukce)

### 3.7 MS EQU

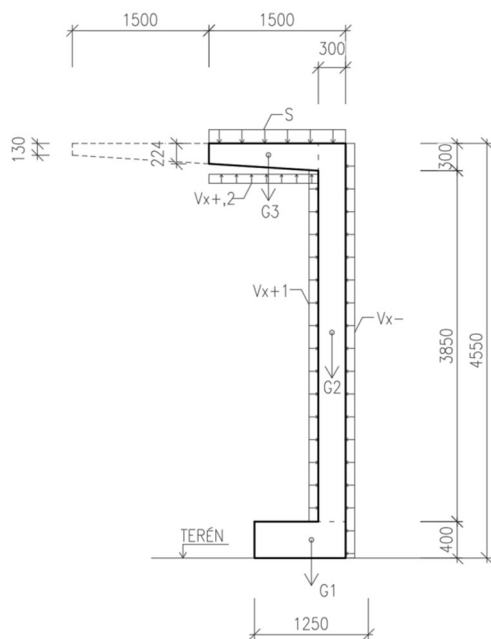
Jako první mi přišlo vhodné ověřit stabilitu. Původní záměr byl založení L, ale při jedné z kombinací zatížení při fázi výstavby (nezasypané a vybetonované jen základy a stěna) docházelo k překlopení. Vzhledem k tomu bude použito založení T. Změna založení by šla nahradit dočasným podepřením při montáži, ale změna založení je spolehlivější a nebude překážet při výstavbě.

Místo nad vchodem do objektu bude mít delší konzolu (3 m). V tomto místě bude mezi koncem konzolové desky a stropní deskou domu pěnové sklo. Nebude bráněno svislému posunu a konstrukce na sebe vzájemně nebudou mít žádný vliv. Teoreticky se horní deska může opřít v tomto místě ve vodorovném směru do stropní desky, ale ve výpočtu to není uvažováno.

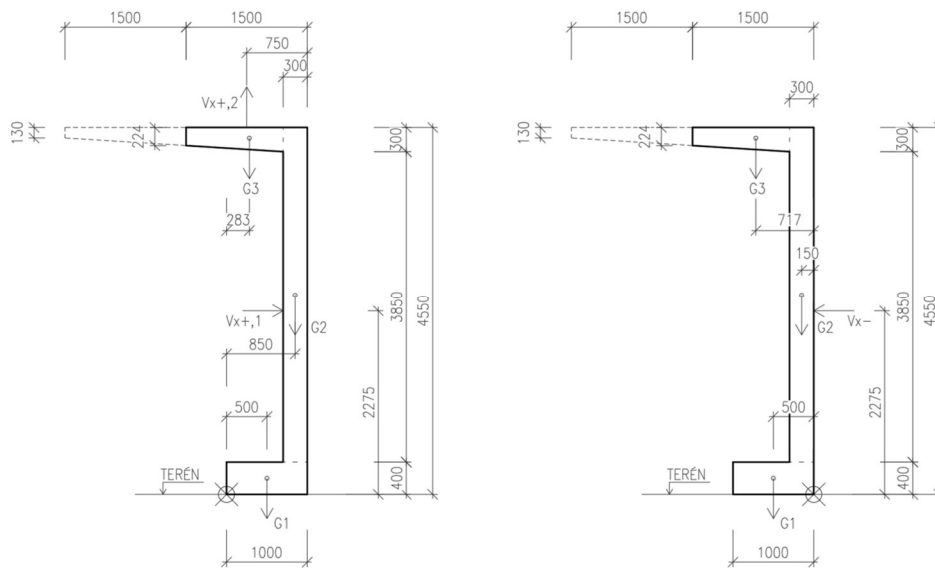
Počítáno jako:

zatížení  $\times$  koeficient  $\gamma$   $\times$  rameno síly

- Montážní stav (nezasypaný):
  - S deskou nahoře



Obrázek 43 (zatížení, nezasypaný s horní deskou)



Obrázek 44 (výslednice zatížení, směr  $x+$  a  $x-$ , nezasypaný stav s horní deskou)

$$G_1 = 0,4 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 25 = 15 \text{ kN}$$

$$G_2 = 0,3 \cdot 4,15 \cdot 1,5 \cdot 25 = 46,69 \text{ kN}$$

$$G_3 = (0,224 \cdot 1,3 \cdot 6 + 0,076 \cdot 1,3 \cdot 6 / 2) \cdot 25 = 51,09 \text{ kN}$$

$$V_x = V_{x+,1} = (0,49 + 0,357) \cdot 1,5 \cdot 4,55 = 5,78 \text{ kN}$$

$$V_{x+,2} = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 6 = 4,5 \text{ kN}$$

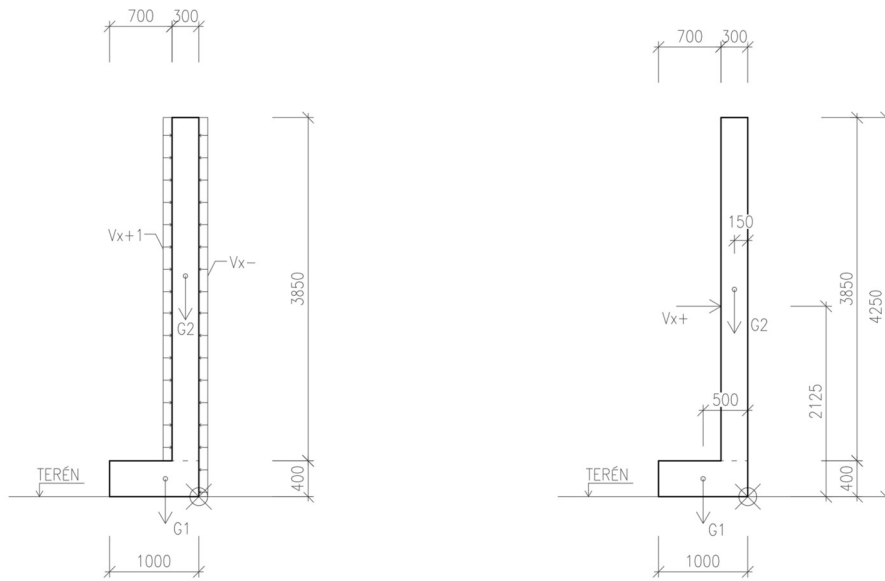
(Sníh a užité se zde nebere, stabilizuje ve všech případech)

$$G_1 \cdot 0,9 \cdot 0,5 + G_2 \cdot 0,9 \cdot 0,85 + G_3 \cdot 0,9 \cdot 0,283 - V_x \cdot 1,5 \cdot 2,275 =$$

$$= 6,75 + 35,72 + 13,01 - 19,72 = 35,76 \text{ kNm} > 0 \rightarrow \text{nepřeklopí se v } x-$$

$$G_1 \cdot 0,9 \cdot 0,5 + G_2 \cdot 0,9 \cdot 0,15 + G_3 \cdot 0,9 \cdot 0,717 - V_{x+,1} \cdot 1,5 \cdot 2,275 - V_{x+,2} \cdot 1,5 \cdot 0,75 = 6,75 + 6,3 + 32,97 - 19,72 - 5,06 = 21,24 \text{ kNm} > 0 \rightarrow \text{nepřeklopí se v } x+$$

○ Bez desky nahoře



Obrázek 45 (zatížení a výslednice ve směru x+, nezasypaný stav bez horní desky)

$$G_1 = 0,4 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 25 = 15 \text{ kN}$$

$$G_2 = 0,3 \cdot 4,15 \cdot 1,5 \cdot 25 = 46,69 \text{ kN}$$

$$V_x = V_{x+1} = (0,49 + 0,357) \cdot 1,5 \cdot 4,55 = 5,78 \text{ kN}$$

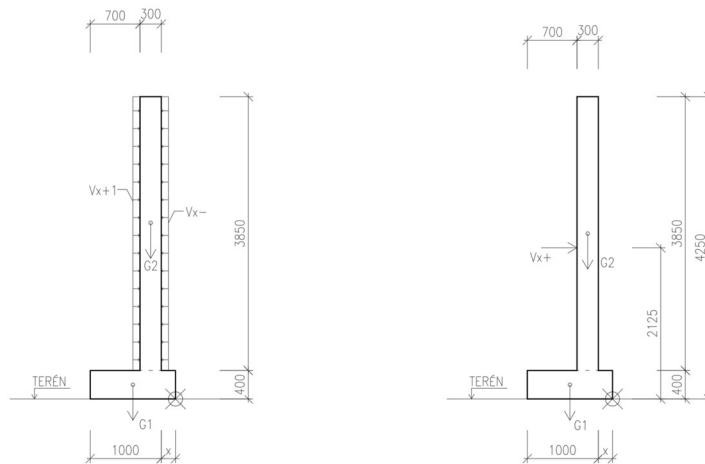
$$G_1 \cdot 0,9 \cdot 0,5 + G_2 \cdot 0,9 \cdot 0,15 - V_{x+1} \cdot 1,5 \cdot 2,275 =$$

$$= 6,75 + 6,3 - 19,72 = -6,67 \text{ kNm} \rightarrow \text{NESTABILITA}$$

Konstrukce je v tomto stádiu nestabilní, je nutné navrhnout opatření. Nabízí se dočasné podepření při výstavbě, nebo konzola na základech (založení T), přičemž konzola je spolehlivější a nebude případně překážet při výstavbě.

Z podmínky rovnováhy pro překlopení stanovím minimální délku konzoly. Pokud budou sloupy a horní deska betonovány zároveň, není teoreticky opatření nutné, ale konzola má další výhodu v lepším roznesení zatížení přímo pod sloupem a tím pádem nižší napětí v základové spáře.

○ S konzolou



Obrázek 46 (zatížení a výslednice ve směru  $x+$ , nezasypaný stav bez horní desky, s konzolou)

$$G_1 = 0,4 \cdot x \cdot 1,5 \cdot 25 = 15x$$

$$G_2 = 0,3 \cdot 4,15 \cdot 1,5 \cdot 25 = 46,69 \text{ kN}$$

$$V_x = V_{x+1} = (0,49 + 0,357) \cdot 1,5 \cdot 4,55 = 5,78 \text{ kN}$$

Jak velká je nutná konzola?

$$G_1 \cdot 0,9 \cdot 0,5x + G_2 \cdot 0,9 \cdot (x - 0,85) - V_{x+1} \cdot 1,5 \cdot 2,275 = 0$$

$$= 6,75x^2 + 42,02x - 35,72 - 19,72 = 0$$

$$= 6,75x^2 + 42,02x - 55,44 = 0 \rightarrow x_1 = 1,118 \text{ m}, x_2 = -7,34 \text{ m}$$

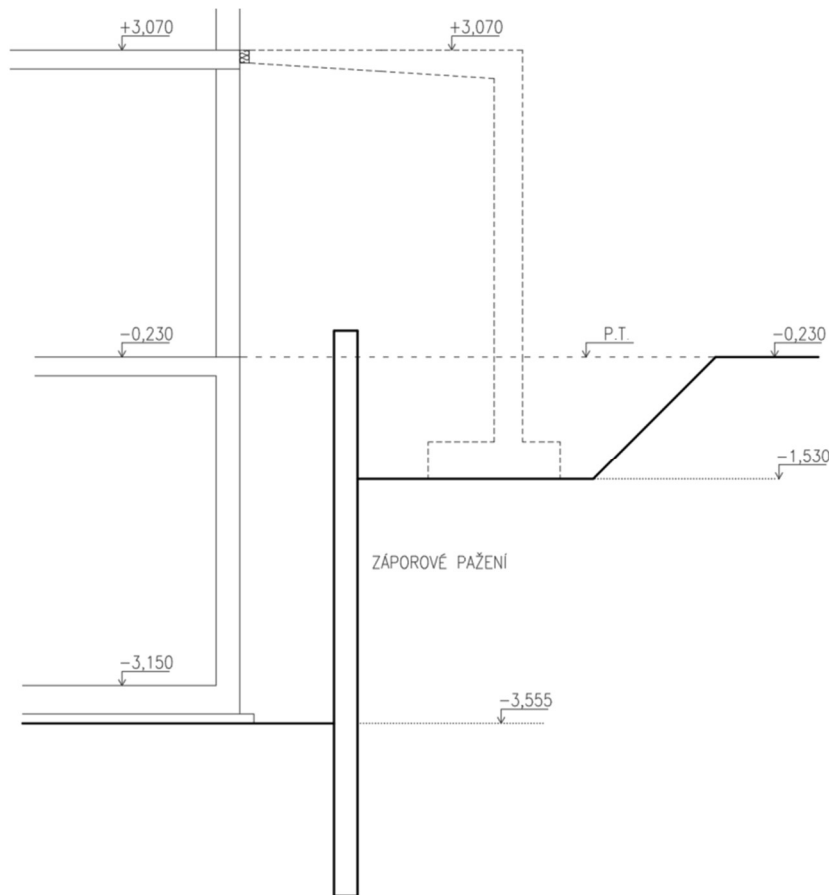
Nutná konzola minimálně 0,118 m  $\rightarrow$  návrh konzoly 0,4 m podle roznášecího úhlu 45°.

Základová deska s konzolou 0,4 m vyhovuje na překlopení.



### 3.8 Založení

Založení bude provedeno do nezámrazné hloubky a zároveň pod úroveň svrchní vrstvy zeminy – navážky do hloubky 1,3 m pod terén. Vzhledem k blízkosti suterénu rodinného domu k přístřešku nelze použít svahovanou jámu. Pro zhotovení suterénu objektu bude u části stavební jámy podél přístřešku použito záporové pažení.



Obrázek 28 (schéma záporového pažení)

Základová deska přístřešku bude mít tloušťku 400 mm, půdorysné rozměry budou dále upřesněny výpočtem.

Zemní tlak v klidu pro nesoudržné zeminy

$$K_r = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 29 = 0,52$$

Pro ruční výpočet dále bude použit zemní tlak v klidu.

$$Q_x = 5 \cdot 0,52 = 2,6 \text{ kN/m}^2$$

### 3.8.1 Vstupní údaje

Pro výpočet byl použit výpočetní software GEO5 2017.

- Zadané zeminy:

#### Hlinitý písek

Objemová tíha :	$\gamma$ = 18,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$ = 29,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$ = 1,00 kPa
Edometrický modul :	$E_{oed}$ = 16,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$ = 22,00 kN/m <sup>3</sup>

#### Hlinitý štěrkopísek

Objemová tíha :	$\gamma$ = 19,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$ = 31,50 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$ = 1,00 kPa
Edometrický modul :	$E_{oed}$ = 80,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$ = 22,00 kN/m <sup>3</sup>

- Zadané zatížení:

$G_1$  – vlastní tíha základu – počítá GEO

$$G_2 = 0,3 \cdot 4,15 \cdot 1,5 \cdot 25 = 46,69 \text{ kN}$$

$$G_3 = (0,224 \cdot 1,5 \cdot 6 + 0,076 \cdot 1,5 \cdot 6 / 2) \cdot 25 = 58,95 \text{ kN}$$

$G_z$  – vlastní tíha zásypu 19 kN/m<sup>3</sup> (zadáno přímo do GEO)

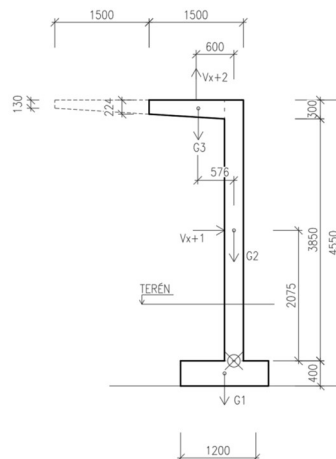
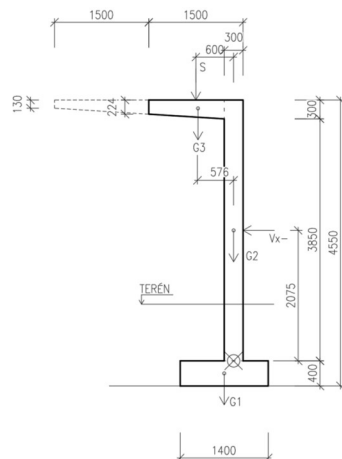
Zemní tlak z boku nebude protože je konstrukce zasypána z obou stran a vzájemně se vyruší.

$Q$  – užité 5 kN/m<sup>2</sup> na povrchu (zadáno přímo do GEO)

$$S = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 6 = 7,2 \text{ kN}$$

$$V_x = V_{x+1} = (0,49 + 0,357) \cdot 1,5 \cdot 4,55 = 5,78 \text{ kN}$$

$$V_{x+2} = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 6 = 4,5 \text{ kN}$$



Obrázek 29 (schéma uvažovaného zatížení směr x-)      Obrázek 30 (schéma uvažovaného zatížení směr x+)

Zadáváno maximální zatížení zvlášť pro oba směry působení (x+ a x-). Počítáno ručně bez redukčních součinitelů pro zatížení.

○ MSÚ x-

$$N: G_2 \cdot 1,35 + G_3 \cdot 1,35 + S \cdot 1,5 = 153,41 \text{ kN}$$

$$H: V_{x-} \cdot 1,5 = - 8,67 \text{ kN}$$

$$M: G_3 \cdot 0,567 \cdot 1,35 + S \cdot 0,6 \cdot 1,5 + V_{x-} \cdot 2,075 \cdot 1,5 = 69,59 \text{ kNm}$$

○ MSÚ x+

$$N: G_2 \cdot 1,35 + G_3 \cdot 1,35 - V_{x+,2} \cdot 1,5 = 135,86 \text{ kN}$$

$$H: V_{x+,1} \cdot 1,5 = 8,67 \text{ kN}$$

$$M: G_3 \cdot 0,567 \cdot 1,35 - v_{x+,1} \cdot 2,075 \cdot 1,5 - V_{x+,2} \cdot 0,6 \cdot 1,5 = 23,08 \text{ kNm}$$

○ MSP x-

$$N: G_2 + G_3 + S = 112,84 \text{ kN}$$

$$H: V_{x-} = - 5,78 \text{ kN}$$

$$M: G_3 \cdot 0,567 + S \cdot 0,6 + V_{x-} \cdot 2,075 = 49,74 \text{ kNm}$$

○ MSP x+

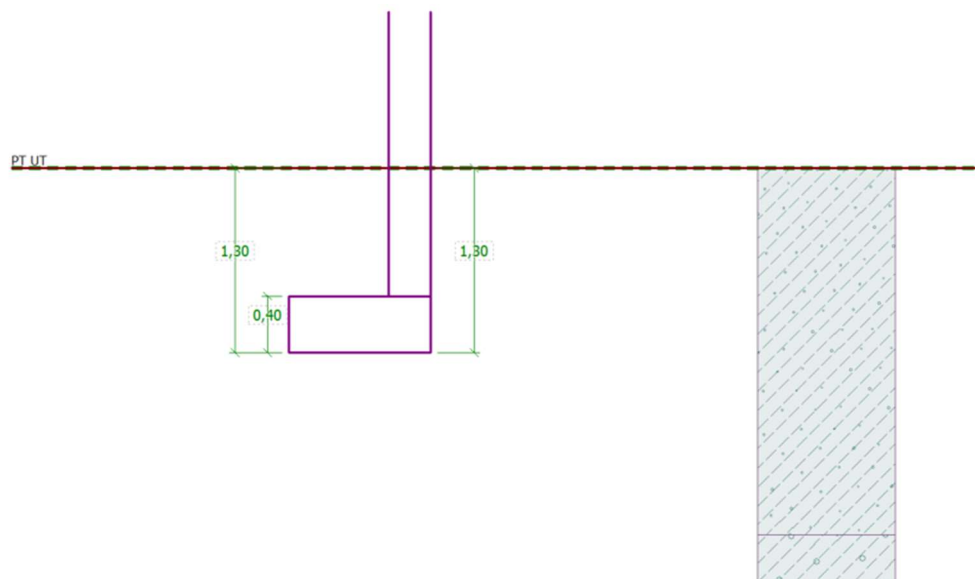
$$N: G_2 + G_3 - V_{x+,2} = 101,14 \text{ kN}$$

$$H: V_{x+,1} = 5,78 \text{ kN}$$

$$M: G_3 \cdot 0,567 - v_{x+,1} \cdot 2,075 - V_{x+,2} \cdot 0,6 = 18,73 \text{ kNm}$$

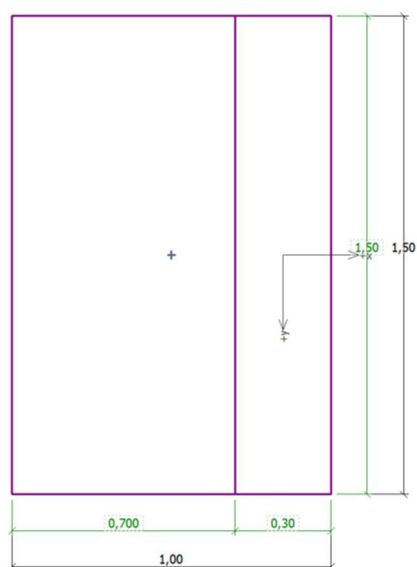
### 3.8.2 Varianta založení tvar L (původní záměr)

Geometrie – řez:



Obrázek 31 (geometrie, výstup z GEO5)

Geometrie – půdorys:



Obrázek 32 (geometrie, výstup z GEO5)

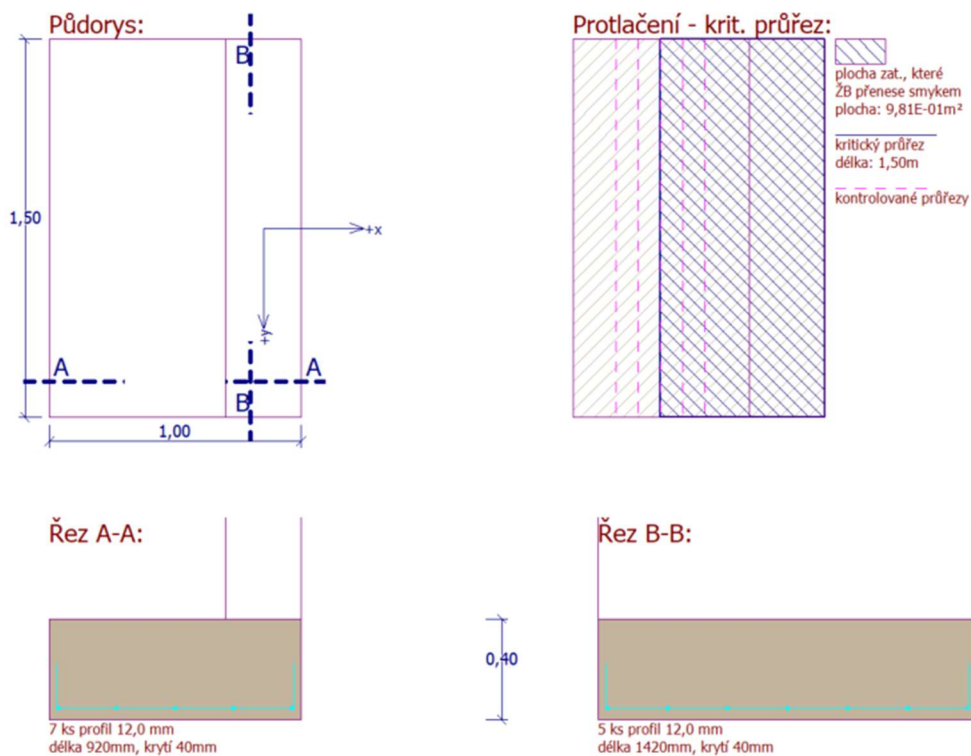
Zadané zatěžovací stavy:

Číslo	Zatížení	Název zatížení	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]	Návrh.
1	Ano	msu x-	153,41	0,00	69,59	-8,67	0,00	✓
2	Ano	msu x+	135,86	0,00	23,08	8,67	0,00	✓
3	Ano	msp x-	112,84	0,00	49,74	-5,78	0,00	
4	Ano	msp x+	101,14	0,00	18,73	5,78	0,00	

Obrázek 33 (zatěžovací stavy, výstup z GEO5)



## Návrh výztuže:



Obrázek 36 (návrh výztuže, výstup z GEO5)

### Posouzení výztuže železobetonového základu

#### Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

Stupeň výztužení  $\rho = 0,15 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$   
 Poloha neutrální osy  $x = 0,02 \text{ m} < 0,22 \text{ m} = x_{max}$   
 Moment na mezi únosností  $M_{Rd} = 119,48 \text{ kNm} > 55,94 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

#### Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

Maximální vyložení patky je menší než  $0,50 \cdot$  tloušťka patky, výztuž není nutná.

#### Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 153,41 kN

#### Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 46,02 kN  
 Síla přenesená smykovou pevností ŽB = 107,39 kN  
 Uvažovaný obvod sloupu  $u_0 = 1,50 \text{ m}$   
 Smykové napětí na obvodu sloupu  $V_{Ed,max} = 0,20 \text{ MPa}$   
 Únosnost na obvodu sloupu  $V_{Rd,max} = 3,60 \text{ MPa}$

#### Kritický průřez bez smykové výztuže

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 100,33 kN  
 Síla přenesená smykovou pevností ŽB = 53,08 kN  
 Vzdálenost průřezu od sloupu = 0,35 m  
 Délka průřezu  $u = 1,50 \text{ m}$   
 Smykové napětí na průřezu  $V_{Ed} = 0,10 \text{ MPa}$   
 Únosnost nevyztuženého průřezu  $V_{Rd,c} = 0,81 \text{ MPa}$

$V_{Ed} < V_{Rd,c} \Rightarrow$  Výztuž není nutná

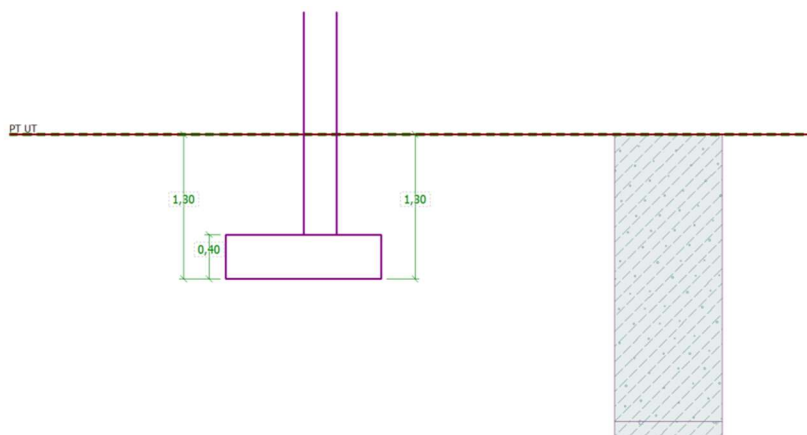
Základ na protlačení VYHOVUJE

## Využití:

- Ve směru x: 90,7 %
- Ve směru y: 0 %
- Protlačení: 12,3%

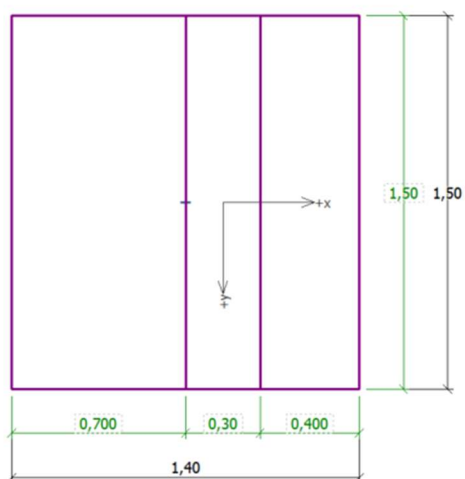
### 3.8.3 Varianta založení tvar T (použitá varianta)

Geometrie – řez:



Obrázek 37 (geometrie, výstup z GEO5)

Geometrie – půdorys:



Obrázek 38 (geometrie, výstup z GEO5)

Zadané zatěžovací stavy:

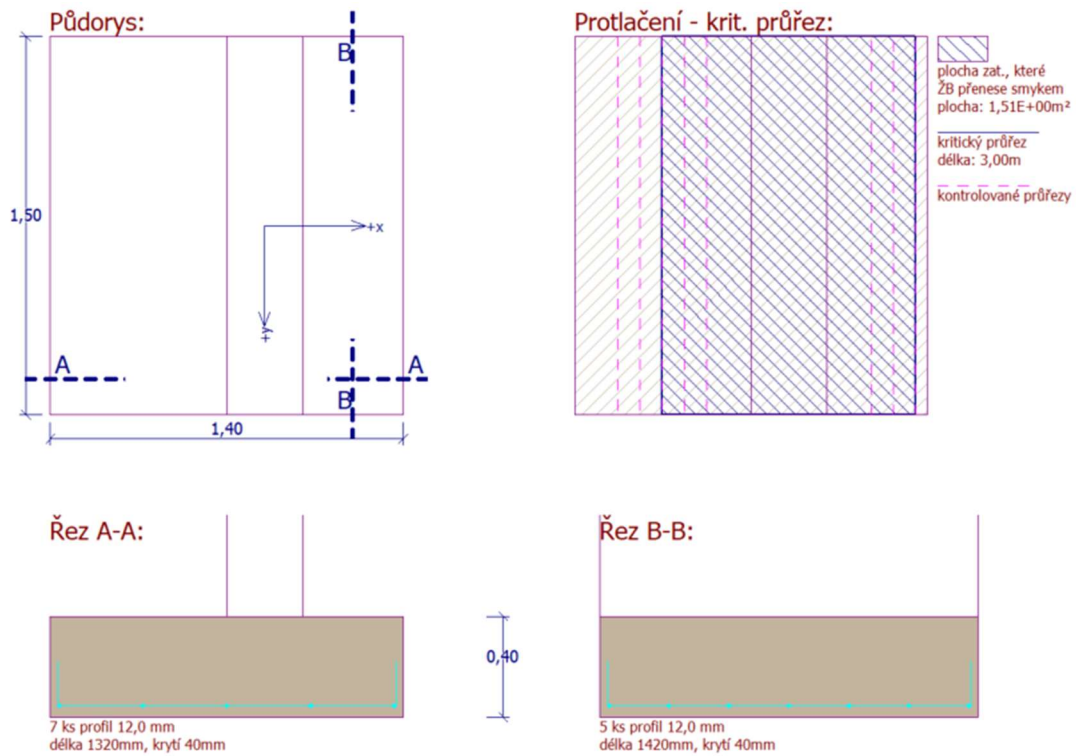
Číslo	Zatížení nové	Změna	Název zatížení	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]	Návrh.
1	Ano		msu x-	153,41	0,00	69,59	-8,67	0,00	✓
2	Ano		msu x+	135,86	0,00	23,08	8,67	0,00	✓
3	Ano		msp x-	112,84	0,00	49,74	-5,78	0,00	
4	Ano		msp x+	101,14	0,00	18,73	5,78	0,00	

Obrázek 39 (zatěžovací stavy, výstup z GEO5)





## Návrh výztuže:



Obrázek 42 (návrh výztuže, výstup z GEO5)

### Posouzení výztuže železobetonového základu

#### Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

Stupeň výztužení  $\rho = 0,15 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$   
 Poloha neutrálné osy  $x = 0,02 \text{ m} < 0,22 \text{ m} = x_{max}$   
 Moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = 119,48 \text{ kNm} > 54,24 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

#### Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

Maximální vyožení patky je menší než  $0,50 \cdot$  tloušťka patky, výztuž není nutná.

#### Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu = 153,41 kN

#### Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 32,87 kN  
 Síla přenesená smykovou pevností ŽB = 120,54 kN  
 Uvažovaný obvod sloupu  $u_0 = 3,00 \text{ m}$   
 Smykové napětí na obvodu sloupu  $V_{Ed,max} = 0,31 \text{ MPa}$   
 Únosnost na obvodu sloupu  $V_{Rd,max} = 3,60 \text{ MPa}$

#### Kritický průřez bez smykové výztuže

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 110,46 kN  
 Síla přenesená smykovou pevností ŽB = 42,95 kN  
 Vzdálenost průřezu od sloupu = 0,35 m  
 Délka průřezu  $u = 3,00 \text{ m}$   
 Smykové napětí na průřezu  $V_{Ed} = 0,10 \text{ MPa}$   
 Únosnost nevytuzeného průřezu  $V_{Rd,c} = 0,81 \text{ MPa}$

$V_{Ed} < V_{Rd,c} \Rightarrow$  Výztuž není nutná

Základ na protlačení VYHOVUJE

## Využití:

- Ve směru x: 90,7 %
- Ve směru y: 0 %
- Protlačení: 12,2%

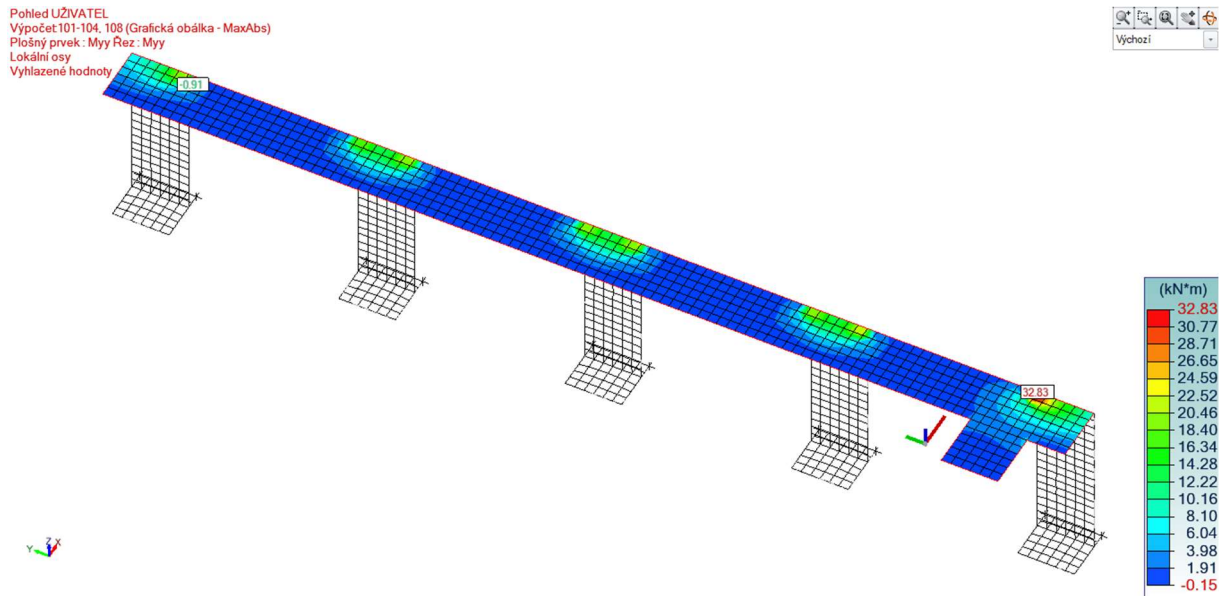
## 3.9 MSÚ

### 3.9.1 Horní deska

Posuzuje se místo s největším momentem pro každý směr, stejná výztuž bude po celé délce konzoly při horním i dolním povrchu.

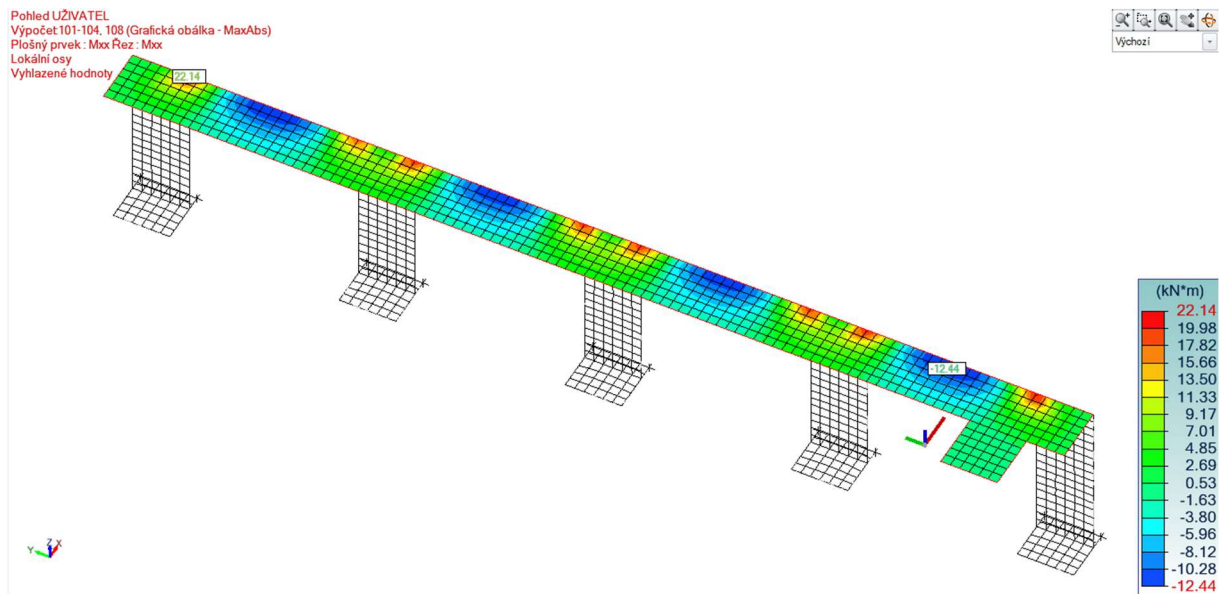
Pro vnitřní síly byl použit výpočetní software Advance Design 2023.

- $M_y$



Obrázek 47 (momenty  $M_y$  na horní desce, lokální souřadný systém, výstup z Advance Design)

- $M_x$



Obrázek 48 (momenty  $M_x$  na horní desce, lokální souřadný systém, výstup z Advance Design)





### 3.9.2 Sloupy

Vnitřní síly jsou převzaty z výpočetního programu Advance Design 2023:

Sloupy působí jako svislá konzola, tudíž největší normálová síla a ohybový moment jsou v patě sloupu.

Max N + M: kombinace 102 - N = 124,69 kN, My = 47,38 kNm

Max M + N: kombinace 104 - N = 116,9 kN, My = 54,02 kNm

Min N + M: kombinace 108 - N = 113,39 kN, My = 49,13 kNm

Výška sloupu  $l = 4,2$  m

Vzpěrná délka pro konzolu =  $2 \cdot l = 8,4$  m

$h_0 = 2 \cdot A_c / u = 0,25$  m

$d_l = c + \varnothing_{tř} + \varnothing / 2 = 40 + 8 + 12 / 2 = 54$  mm

$d_l / h = 0,054 / 0,3 = 0,18$

$\lambda = \frac{8,5 \cdot \sqrt{12}}{0,3} = 97 > 45 \rightarrow$  štíhlý průřez

$e_i = l_0 / 400 = 21$  mm

$e_f = M/N$

$e_{f,102} = 0,38$  m

$e_{f,104} = 0,462$  m

$e_{f,108} = 0,433$  m

#### 3.9.2.1 Varianta z betonu C25/30 (MSÚ)

- Vliv II. Řádu:

Počítáno metodou založenou na jmenovité křivosti [8]

Křivost  $K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1$

Poměrná návrhová síla  $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 1$

$n_u = 1 + \omega$

$\omega = \frac{A_{s,est} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$

$A_{s,est}$  – plocha veškeré výztuže (oba povrchy celkem 3002 mm<sup>2</sup>)

$n_{bal} = 0,4$  (hodnota při maximální momentové únosnosti)

Křivost  $K_{\phi} = 1 + \beta \cdot \phi_{ef}$

$$\phi = \frac{\varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0E_{qp}}}{M_{0Ed}}$$

ohybový moment I. řádu pro kvazistálé zatížení  $M_{0E,qp} = 26,46$  kNm

ohybový moment I. řádu pro návrhové kombinace zatížení  $M_{0Ed} = 54,02$  kNm

konečný součinitel dotvarování  $\phi(\infty, t_0) = 1,6$

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

$$\text{excentricita } e_2 = \frac{K_r \cdot K_{\phi} \cdot f_{yd} \cdot l^2}{0,45 \cdot d \cdot E_s \cdot c}$$

součinitel závislý na rozdělení celkové křivosti po účinné délce prvku – pro konstantní příčný průřez prvku  $c = 10$

ohybový moment  $M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$

Výpočet Excel:

n	0,016632
$\omega$	0,1966987
nu	1,1966987
Kr	1,4811957 $\leq 1$
$\phi_{ef}$	0,8816735
$\beta$	-0,171667
K $\phi$	0,8486461 $\geq 1$
e2	140,34568

Pro součinitele  $K_r$  a  $K_{\phi}$  neplatí větší/menší než 1, takže je uvažována hodnota 1.

$$e_{tot,102} = e_i + e_f + e_2 = 0,021 + 0,38 + 0,00405 = 0,405 \text{ m}$$

$$M_{Ed,102,II} = 0,405 \cdot 124,69 = 50,5 \text{ kNm}$$

$$e_{tot,104} = e_i + e_f + e_2 = 0,021 + 0,462 + 0,00402 = 0,487 \text{ m}$$

$$M_{Ed,104,II} = 0,487 \cdot 116,9 = 56,93 \text{ kNm}$$

$$e_{tot,108} = e_i + e_f + e_2 = 0,021 + 0,433 + 0,00372 = 0,458 \text{ m}$$

$$M_{Ed,108,II} = 0,458 \cdot 113,39 = 51,93 \text{ kNm}$$

Shrnutí:

N	M	$e_r=M/N$	$e_i$	$e_2$	$e_{tot}$	$M_{Ed,II}$
<b>124,69</b>	47,38	0,38	0,021	0,00405	0,405	<b>50,5</b>
<b>116,9</b>	54,02	0,462	0,021	0,00402	0,487	<b>56,93</b>
<b>113,39</b>	49,13	0,433	0,021	0,00372	0,458	<b>51,93</b>

Tabulka 3 (shrnutí normálových sil a momentů II. řádu)

- Návrh výztuže

Jelikož se pro součinitele  $K_r$  a  $K_\phi$  uvažuje 1, množství výztuže nemá vliv na excentricitu II. řádu a tak se nemusí znovu přepočítávat po přesném návrhu.

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot 0,45 \cdot 16,666 + (0,015 \cdot 0,45) \cdot 400 = 8,697 \text{ MN} > N_{Ed} = 124,69 \text{ kN}$$

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{116,9 \cdot 10^{-3}}{1,5 \cdot 0,3^2 \cdot 16,66} = 0,0156$$

$$\mu = \frac{N_{Ed} \cdot e}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{116,9 \cdot 10^{-3} \cdot 0,487}{1,5 \cdot 0,3^2 \cdot 16,66} = 0,0253 \rightarrow \omega = 0,0256 \text{ (počítáno s } e_{tot} \text{ včetně II. řádu)}$$

$$A_{s,req} = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0256 \cdot 1500 \cdot 300 \cdot 16,66}{435} = 411,2 \text{ mm}^2 / 1,5 \text{ m}$$

$$A_{s,min} = \max(0,1 \cdot N_{Ed}/f_{yd}, 0,002 A_c) = \max(0,26, 900) = 900 \text{ mm}^2 / 1,5 \text{ m}$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 18\,000 \text{ mm}^2 / 1,5 \text{ m}$$

Pro sloupy nebudou o množství výztuže rozhodovat MSÚ, ale MSP – rané trhliny.

**Návrh 19xØR10 / 1,5 m,  $A_s = 1501 \text{ mm}^2$**  s ohledem na rané trhliny a návaznost s horní deskou.

- Posouzení interakčním diagramem

Výpočet Excel:

bod 0	dostředný tlak
$\sigma_s$	400
Fs1	600,4 kN
Fc	7497 kN
Fs2	600,4 kN
Nrd	8697,8 kN
Mrd	0 kNm

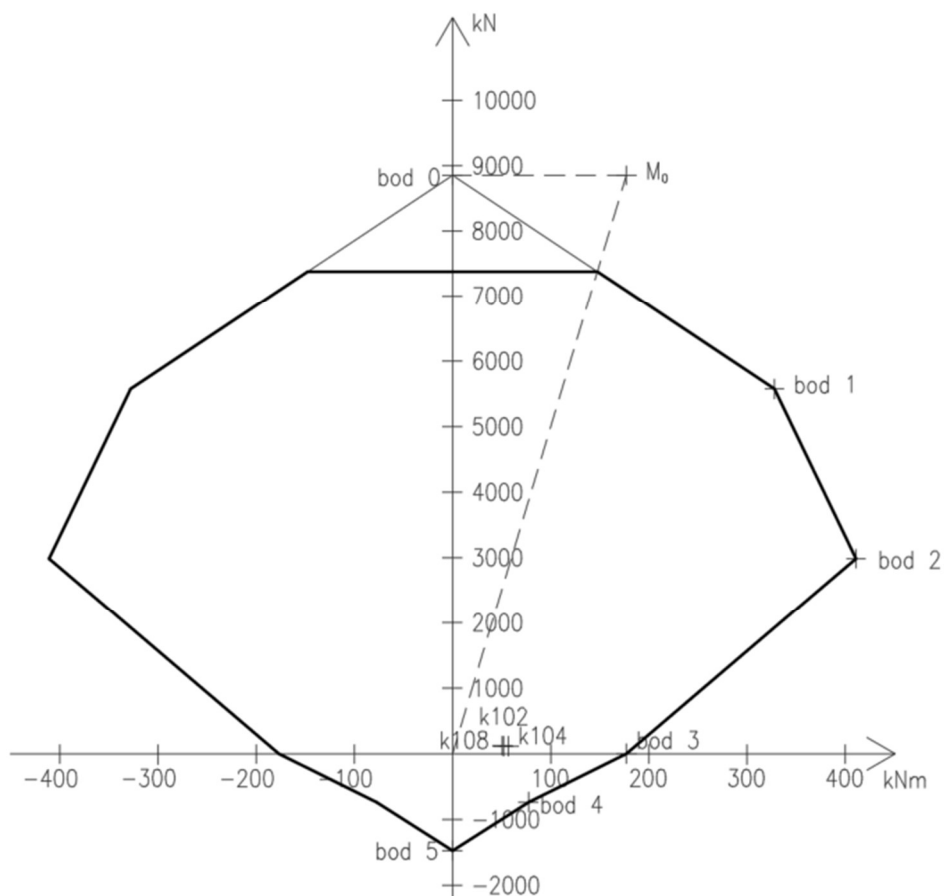
bod 1	nulové přetvoření tahové výztuže		
	x=d		
	$\epsilon s1=0$		
	Fs1	0 kN	
	Fc	4898,04 kN	
	Fs2	652,935 kN	
	Nrd	5550,975 kN	
	Mrd	317,37984 kNm	
bod 2	napětí v tažené výztuži právě na mezi kluzu		
	x,bal	151,234568	
	$\epsilon s1$	0,00225029 > 0,00217 >>>>>	$\sigma = f_{yd}$ 435 Mpa
	Fs1	652,935 kN	
	Fc	3023,48148 kN	
	Fs2	652,935 kN	
	Nrd	3023,48148 kN	
	Mrd	395,983776 kNm	
bod 3	prostý ohyb	zanedbaná tlačená výztuž	
	x	32,6598139	
	Fs1	652,935 kN	Fs1 = Fc
	Fc	652,935 kN	
	Fs2	0 kN	
	Nrd	0 kN	
	Mrd	157,968531 kNm	
bod 4	nulové přetvoření tlačené výztuže		
	Fs1	652,935 kN	
	Nrd	-652,935 kN	
	Mrd	68,558175 kNm	
bod 5	dostředný tah		
	Fs1	652,935	
	Fs2	652,935	
	Nrd	-1305,87 kN	
	Mrd	0 kNm	



Omezení interakčního diagramu:

Minimální výstřednost  $e_0 = \max(h/30, 20 \text{ mm}) = \max(10, 20) = 20 \text{ mm}$

Výstředný moment  $M_0 = N_{Rd,0} \cdot e_0 = 8853 \cdot 0,02 = 177,06 \text{ kNm}$



Obrázek 49 (interakční diagram, varianta C25/30)

Kombinace [N , M]:

Kombinace 102 [124,69 ; 50,5]

Kombinace 104 [116,9 ; 56,93]

Kombinace 108 [113,39 ; 51,93]

Všechny kombinace se jednoznačně nachází uvnitř interakčního diagramu. Sloup je dimenzován s ohledem na šířku raných trhlin a návaznost výztuže s horní deskou.

Sloup **VYHOVUJE**.

### 3.9.2.2 Varianta z betonu C30/37 (MSÚ)

- Vliv II. řádu

Jelikož se pro součinitele  $K_r$  a  $K_\phi$  uvažuje také 1 jako u třídy betonu C25/30, vychází excentricita II. řádu stejná. Ve výpočtu se změní pouze hodnoty spojené s třídou pevnosti betonu  $f_{ck}$ ,  $f_{cd}$ , součinitel dotvarování na  $\phi = 1,5$  a plocha výztuže, které ovlivňují pouze součinitele  $K_r$  a  $K_\phi$  místo kterých je uvažováno 1.[8]

Výpočet Excel:

n	0,0138544
$\omega$	0,1747733
nu	1,1747733
$K_r$	1,4983981 $\leq 1$
$\phi_{ef}$	0,8816735
$\beta$	-0,146667
$K_\phi$	0,8706879 $\geq 1$
$e_2$	140,34568

Výstřednost  $e_2$  vyšla stejně jako u předchozí varianty

Výpočet  $e_{tot}$  je stejný jako v předchozí variantě viz kapitola 3.9.2.1

- Návrh výztuže

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot 0,45 \cdot 20 + (0,015 \cdot 0,45) \cdot 400 = 9,9 \text{ MN}$$

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{116,9 \cdot 10^{-3}}{1,5 \cdot 0,3 \cdot 20} = 0,013$$

$$\mu = \frac{N_{Ed} \cdot e}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{116,9 \cdot 10^{-3} \cdot 0,487}{1,5 \cdot 0,3^2 \cdot 20} = 0,021 \rightarrow \omega = 0,0212 \text{ (počítáno s } e_{tot} \text{ včetně II. řádu)}$$

$$A_{s,req} = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0256 \cdot 1500 \cdot 300 \cdot 20}{435} = 438,6 \text{ mm}^2 / 1,5 \text{ m}$$

$$A_{s,min} = \max(0,1 \cdot N_{Ed}/f_{yd}, 0,002 A_c) = \max(0,26, 900) = 900 \text{ mm}^2 / 1,5 \text{ m}$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 18\,000 \text{ mm}^2 / 1,5 \text{ m}$$

Pro sloupy nebudou o množství výztuže rozhodovat MSÚ, ale MSP – rané trhliny.

**Návrh 20xØR10 / 1,5 m,  $A_s = 1580 \text{ mm}^2$**  s ohledem na rané trhliny a návaznost s horní deskou.

- Posouzení interakčním diagramem

Výpočet Excel:

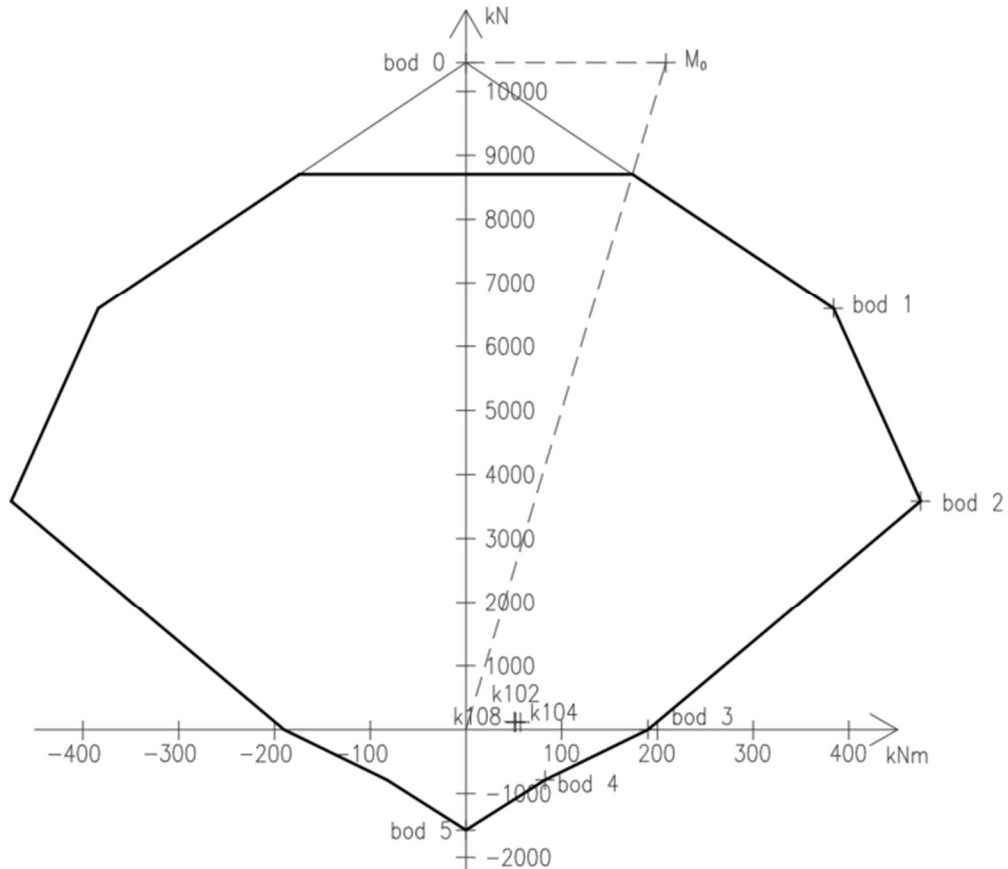
bod 0	dostředný tlak		
	$\sigma_s$	400	
	Fs1	632 kN	
	Fc	9000 kN	
	Fs2	632 kN	
	Nrd	10264 kN	
	Mrd	0 kNm	
bod 1	nulové přetvoření tahové výztuže		
	x=d		
	$\epsilon_{s1}=0$		
	Fs1	0 kN	
	Fc	5880 kN	
	Fs2	687,3 kN	
	Nrd	6567,3 kN	
	Mrd	371,7408 kNm	
bod 2	napětí v tažené výztuži právě na mezi kluzu		
	x,bal	151,234568	
	$\epsilon_{s1}$	0,00225029 > 0,00217 >>>>>	$\sigma = f_{yd} \quad 435 \text{ Mpa}$
	Fs1	687,3 kN	
	Fc	3629,62963 kN	
	Fs2	687,3 kN	
	Nrd	3629,62963 kN	
	Mrd	456,835857 kNm	
bod 3	prostý ohyb	zanedbaná tlačenná výztuž	
	x	28,6375	
	Fs1	687,3 kN	Fs1 = Fc
	Fc	687,3 kN	
	Fs2	0 kN	
	Nrd	0 kN	
	Mrd	167,388479 kNm	
bod 4	nulové přetvoření tlačenné výztuže		
	Fs1	687,3 kN	
	Nrd	-687,3 kN	
	Mrd	72,1665 kNm	

bod 5	dostředný tah
Fs1	687,3
Fs2	687,3
Nrd	-1374,6 kN
Mrd	0 kNm

Omezení interakčního diagramu:

Minimální výstřednost  $e_0 = \max(h/30, 20 \text{ mm}) = \max(10, 20) = 20 \text{ mm}$

Výstředný moment  $M_0 = N_{Rd,0} \cdot e_0 = 10446 \cdot 0,02 = 208,92 \text{ kNm}$



Obrázek 50 (interakční diagram, varianta C30/37)

Kombinace [N , M]:

Kombinace 102 [124,69 ; 50,5]

Kombinace 104 [116,9 ; 56,93]

Kombinace 108 [113,39 ; 51,93]

Všechny kombinace se jednoznačně nachází uvnitř interakčního diagramu. Sloup je dimenzován s ohledem na šířku raných trhlin a návaznost výztuže s horní deskou.

Sloup **VYHOVUJE**.

### 3.9.3 Spodní deska

Spodní deska má pouze jednu variantu z betonu třídy C25/30 jelikož už se nejedná o třídu prostředí XC4 ale XC2.

Maximální napětí (z GEO5 viz. kapitola 3.7 Založení) 155,14 kPa.

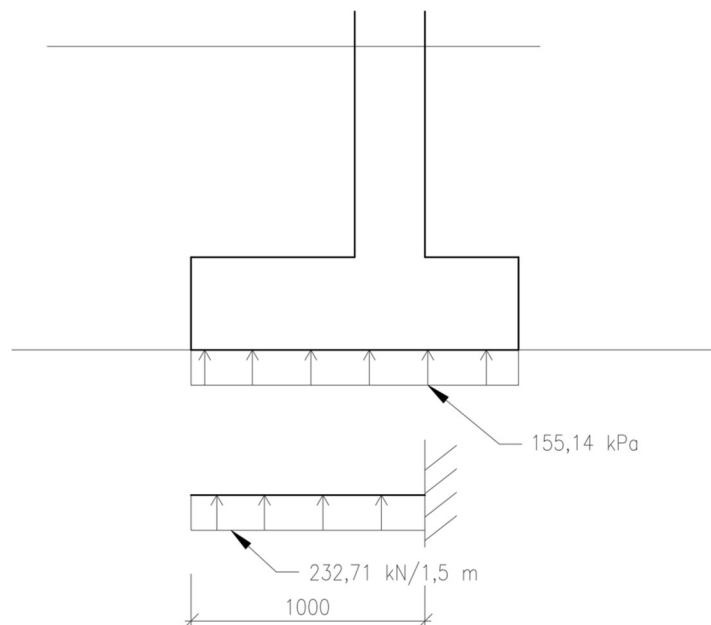
- Návrh spodní výztuže

Vzhledem k velkému momentu v patě sloupu bude uvažována plocha roznášení jen na straně pod horní deskou.

Maximální napětí (z GEO5 viz. kapitola 3.7 Založení) 155,14 kPa uvažováno konzervativně jako spojitě po celé délce na šířku 1,5 m.

$$f = 155,14 \cdot 1,5 = 232,71 \text{ kN/1,5 m}$$

$$M = 155,14 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 0,5 = 116,4 \text{ kNm}$$



Obrázek 51 (schéma uvažovaného roznesení napětí)



## 3.10 MSP

### 3.10.1 Průhyby horní desky

Posuzovaná deska má proměnnou tloušťku tudíž je nutné najít nejkritičtější místo z hlediska poměru  $M/I$ .

Zjednodušeně je uvažována deska jako vetknutá konzola o délce vyložení 1,5 m, zatěžovací šířka 6 m.

Zatížení je násobeno návrhovými součiniteli.

$$M_{y,l}: f(x) \text{ (zelená)} = 0,8 \cdot 6 \cdot 1,5 \cdot x^2 / 2 + 0,224 \cdot 6 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot x^2 / 2 + 0,0566x \cdot 6 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot x^2 / 3 =$$

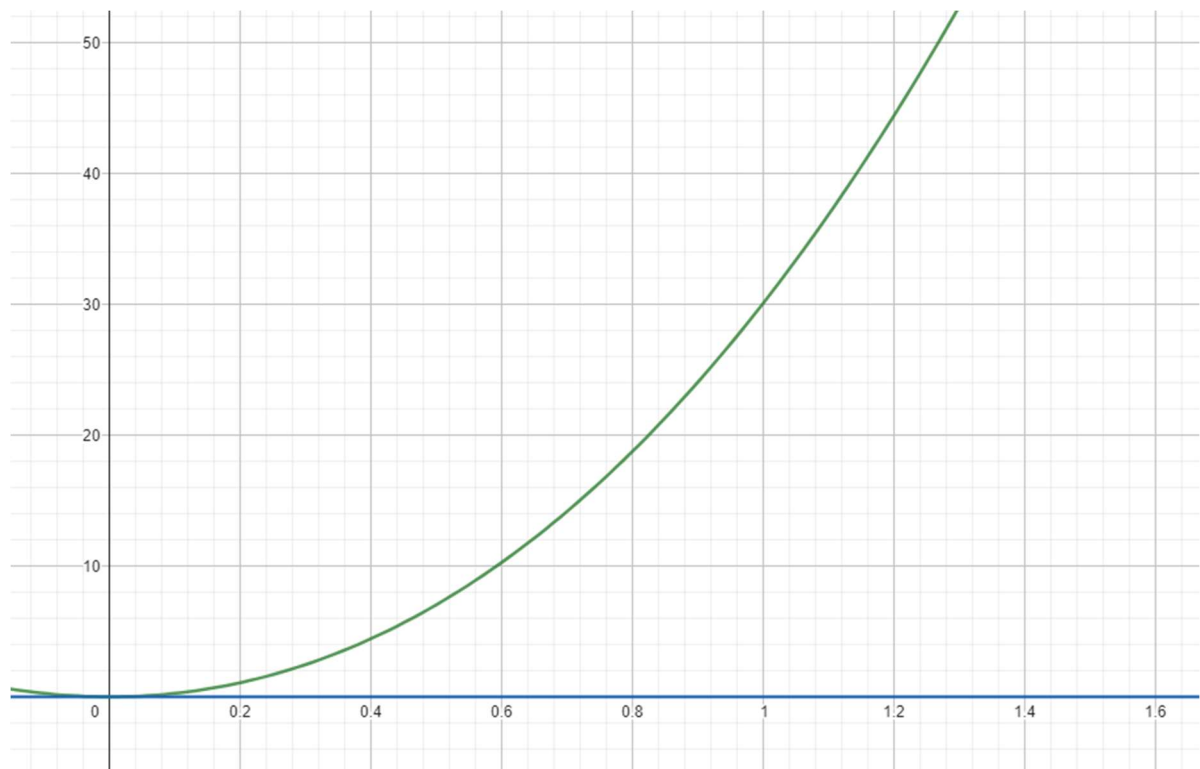
$$= 3,6x^2 + 22,68x^2 + 3,82x^3 = 26,28x^2 + 3,82x^3$$

$$I_y: h(x) \text{ (modrá)} = 1/12 \cdot 1,5 \cdot (0,224 + 0,0566x)^3 =$$

$$= 1,405 \cdot 10^{-3} + 1,067 \cdot 10^{-3}x + 2,7 \cdot 10^{-4}x^2 + 2,275 \cdot 10^{-5}x^3$$

Graf z kalkulačky Geogebra:

- vodorovná osa je vzdálenost na konzole v metrech
- svislá osa je ohybový moment v kNm, nebo moment setrvačnosti v  $m^4$



Obrázek 52 (graf funkcí  $M_y$  a  $I_y$  v závislosti na délce konzoly)

Zkoumané je kratší vyložení konzoly, u delšího vyložení bude graf vypadat podobně.

Z grafu lze vyčíst, že nejvyšší poměr  $M/I$  se nachází v místě podpory, proto bude posuzován tento průřez.



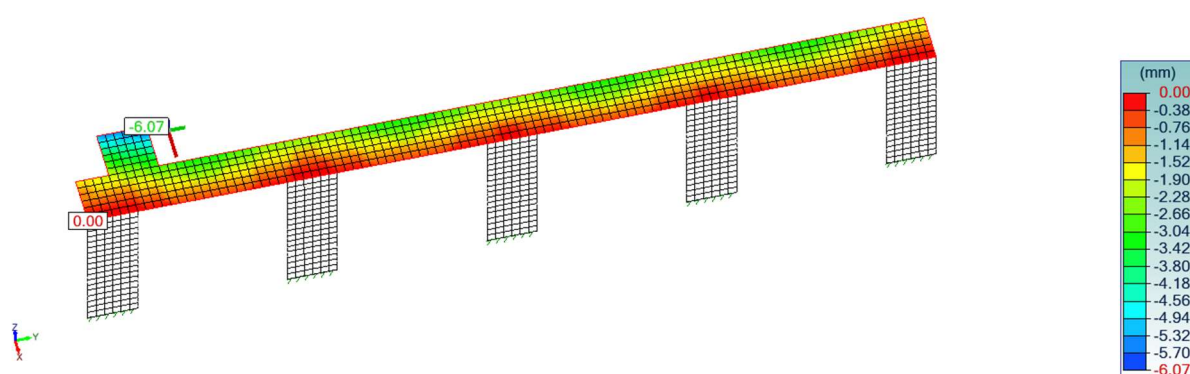
Jako limitní hodnota průhybu s ohledem na vzhled konstrukce je uvažována hodnota  $l/125 = 24$  mm, ale průhyb konstrukce nic neovlivňuje, navíc náběh kompenzuje viditelný průhyb.

Na horní desce podle výpočtu nevznikají trhliny od zatížení ani při charakteristické kombinaci. I přesto jsou trhliny dále uvažovány ve výpočtu, jelikož se mohou objevit vlivem nepřímých zatížení.

Lineárně pružný průhyb z Advance Designu je na kratší konzole 3,37 mm

Lineárně pružný průhyb z Advance Designu je na delší konzole 6,07 mm

Lineárně pružný svislý průhyb:



Obrázek 53 (lineárně pružný průhyb, výstup z Advance Design)

Vstupní údaje do výpočtu:

#### Průhyb

celková plocha  $A_c = b \cdot h_d$

$A_c = 0,3$  m<sup>3</sup>

kvazistálá kombinace

**$M_{eg,k} = 29,87$  kNm**

častá kombinace

**$M_{ef,k} = 32,83$  kNm**

náhradní tloušťka  $h_0 = 2 \cdot A_c / u$

$h_0 = 0,23077$

pružný průhyb od kvazistálé kombinace

**$f_{c,qp} = 6,07$  mm**

### 3.10.2.1 Průhyb varianta betonu C25/30

Vzhledem k MSP – šířka raných trhlin bylo nutné přidat výztuž (viz. kapitola 3.10.2)

Návrhový moment		Med=	32,83	kNm	
krytí výztuže		c=	40	mm	
účinná výška průřezu	$d = h_d - c_{nom,1} - \emptyset/2$	d=	255		
$\mu$	$\mu = M_{Ed} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$	$\mu =$	0,03787	>>>>>>>>	$\zeta =$ 0,984
nutná plocha výztuže	$A_{s,req} = M_{Ed} / (\zeta \cdot d \cdot f_{yd})$	As,req=	300,929	mm <sup>2</sup>	
		návrh:	14xR10		1106 mm <sup>2</sup>
kontrola stupně vyztužení	$\rho = A_{s,prov} / b \cdot d$		0,43373	%	
min	$\rho_{min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}$		0,1352	%	
max	$\rho_{max} = 4,00 \%$		4	%	
poloha neutrální osy	$x = A_{s,prov} \cdot f_{yd} / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd})$	x=	45,0815	mm	
$\xi$	$\xi = x / d$	$\xi =$	0,17679		
rameno vnitřních sil	$z = d - 0,4 \cdot x$	z=	236,967		
moment únosnosti	$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$	MRd=	113,95	kNm	

$M_{Ed} = 32,83 \text{ kNm} < M_{Rd} = 113,95 \text{ kNm} \rightarrow 14x\emptyset R10$  vyhovuje na MSÚ.

#### Krátkodobé

bez trhlin

Ec,st = Ecm			31	Gpa	
$\alpha_{st}$	$\alpha_{e,st} = \frac{E_s}{E_{cm}}$		6,451612903		
Ai	$A_i = A_c + \alpha_e \cdot A_s$		0,307135484	m <sup>2</sup>	
xst	$x_i = (0,5 \cdot b \cdot h^2 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot d) / A_i$		152,4393984	mm	
Iist	$I_i = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (h/2 - x_i)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_i)^2$		0,002326841	m <sup>4</sup>	
Cst,I	$1 / E_{cm} \cdot I_i$		0,013863459	m <sup>2</sup> /MN	
Mcr,st	$f_{ctm} \cdot I_i / (h - x_i)$		40,9986586	kNm	> Mefk= 32,83      trhliny nevzniknou

s trhlinami

xi,I,ist	$x_{ir} = \alpha_e \cdot A_s / b \cdot (-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot d / (\alpha_e \cdot A_s)})$		53,60998431	mm	
Iir,st	$I_{ir} = b \cdot x_{ir}^3 / 3 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{ir})^2$		0,000340759	m <sup>4</sup>	
C,I,ist	$1 / (E_{cm} \cdot I_{ir})$		0,094665216	m <sup>2</sup> /MN	
$\zeta_{st}$	$\xi_{g,st} = 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_{cr}}{M_{kvz}} \right)^2$		-0,559543633		0,5 pokud nevznikají trhliny
(1/r)g,st =	$Megk \cdot ((1 - \zeta_{st}) \cdot C_{I,st} + \zeta_{st} \cdot C_{II,st})$		0,001620876		
Ist	$\frac{I_i \cdot I_{ir}}{\zeta \cdot I_i + (1 - \zeta) \cdot I_{ir}}$		0,000594462		
fg,st=	$f_{c,qp} \cdot K_{creep} \cdot K_{crack}$		22,97457081	mm	< 24 mm

Vliv trhlin  $K_{crack} = I/I_{st} = 3,78$

Vliv dotvarování  $K_{creep} = 1$  pro krátkodobé zatížení

Průhyb od krátkodobého zatížení VYHOVUJE.

**Dlouhodobé**

**Bez trhlin**

$E_{c,eff}$	$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi_c)$	10,33333333 Gpa	
$\alpha_e$	$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$	19,35483871	
$A_i$	$A_i = A_c + \alpha_e \cdot A_s$	0,321406452 m <sup>2</sup>	
$x_i$	$x_i = (0,5 \cdot b \cdot h^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot d) / A_i$	156,9932554 mm	
$I_i$	$I_i = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (h/2 - x_i)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_i)^2$	0,002470288 m <sup>4</sup>	
$C_{i,lt}$	$C_{i,lt} = 1 / (E_{c,eff} \cdot I_i)$	0,039175275 m <sup>2</sup> /MN	
<b>Mcr,lt</b>	$M_{cr,lt} = f_{ctm} \cdot (I_i / (h - x_i))$	<b>44,91220076</b> KNm	> Meg,k= 29,87      trhliny nevzniknou

**Plně rozvinuté trhliny**

$E_{c,eff}$	$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi_c)$	10,33333333 Gpa
$\alpha_e$	$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$	19,35483871
$x_{ir}$	$x_{ir} = \alpha_e \cdot A_s / b \cdot (-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot d / (\alpha_e \cdot A_s)})$	85,24966164 mm
$I_{ir}$	$I_{ir} = b \cdot x_{ir}^3 / 3 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{ir})^2$	0,000823348 m <sup>4</sup>
$C_{II,lt}$	$C_{II,lt} = 1 / (E_{c,eff} \cdot I_{ir})$	0,117537392 m <sup>2</sup> /MN

- Celkové poměrné smršťování (C 25/30), cement N,  $t_s = 2$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 5 \cdot 10^{-5} + 7,8 \cdot 10^{-5} = \mathbf{1,28 \cdot 10^{-4}}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds(t,t_s)} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1 \cdot 0,82 \cdot (-9,51 \cdot 10^{-5}) = 7,8 \cdot 10^{-5}$$

$$K_h = 0,82 \text{ pro } h_0 = 0,23$$

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

$$= 0,85 \cdot ((220 - 110 \cdot 4) \cdot \exp(-0,12 \cdot 33/10)) \cdot 10^{-6} \cdot 0,756 = -9,51 \cdot 10^{-5}$$

střední hodnota pevnosti betonu na konci ošetřování  $F_{cm0} = 10$  MPa

střední hodnota pevnosti betonu  $F_{cm} = 33$  MPa

vlhkost vnějšího prostředí  $RH = 80\%$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \cdot (1 - (80/100)^3) = 0,756$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = (18250 - 2) / ((18250 - 2) + 0,04 \cdot (0,2308^3)^{1/2}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 1 \cdot 3,75 \cdot 10^{-5} = 3,75 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(18250) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 (25 - 10) \cdot 10^{-6} = 3,75 \cdot 10^{-5}$$

**Křivost ohybové čáry vlivem smršťování**

$S_{co}$	$S_{co} = A_c \cdot h / 2$	0,045 m <sup>3</sup>
$S_{so}$	$S_{so} = A_s \cdot d =$	0,00028203 m <sup>3</sup>
$I_{co}$	$I_{co} = b \cdot h^3 / 3$	0,009 m <sup>4</sup>
$I_{so}$	$I_{so} = S_{so} \cdot d =$	7,19177E-05 m <sup>4</sup>
$\alpha_e$	$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$	18,06451613

**Bez trhlin**

$A_i$	$A_i = A_c + \alpha_e \cdot A_s$	0,319979355 m <sup>2</sup>
$x_{i,sh}$	$x_{i,sh} = (S_{co} + \alpha_e \cdot S_{so}) / A_i$	0,156556149 m
$I_{i,sh}$	$I_{i,sh} = I_{co} + \alpha_e \cdot I_{so} - A_i \cdot x_{i,sh}^2$	0,002456519 m <sup>4</sup>
$(1/r)_{Csl}$	$(1/r)_{Csl} = - \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot (S_{so} - (A_s \cdot x_{i,sh})) / I_{i,sh}$	0,000102485 1/m

**S plně rozvinutými trhlinami**

$x_{ir,sh}$	$x_{ir,sh} = \alpha_e \cdot A_s / b \cdot ( -1 + \sqrt{1 + 2b \cdot d / \alpha_e \cdot A_s} )$	82,9217899 mm	
$I_{ir,sh}$	$I_{ir,sh} = b \cdot x_{ir,sh}^3 / 3 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{ir,sh})^2$	0,000781664 m <sup>4</sup>	
$(1/r)_{CsII}$	$(1/r)_{CsII} = - \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot (S_{so} - A_s \cdot x_{ir,sh}) / I_{ir,sh}$	0,000562985 1/m	
$\zeta$	$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (M_{cr,lt} / M_{Eg,k})^2$	-0,11102166	0,5 pokud nevznikají trhliny
$(1/r)_{Cs}$	$(1/r)_{Cs} = (1 - \zeta) \cdot (1/r)_{Csl} + \zeta \cdot (1/r)_{CsII}$	0,000332735 1/m	

$$\beta_1 = 0,5$$

$$\beta_2 = 1$$

- Celkový dlouhodobý průhyb

**Výpočet průhybu**

$I_{lt}$	$I_{lt} = \frac{I_i * I_{lr}}{\zeta * I_i + (1 - \zeta) * I_{lr}}$	0,00124	
kvazistálá kombinace			
rozdělovací součinitel $\zeta_{g,lt}$	$\zeta_{g,lt} = 1 - 0,5 * (M_{cr,lt} / M_{Eg,k})^2$	-0,1304	0,5 pokud nevznikají trhliny
$(1/r)_{g,lt} = M_{Eg,k} * ((1 - \zeta_{g,lt}) * C_{I,lt} + \zeta_{g,lt} * C_{II,lt})$		0,00234 1/m	
průhyb pro dlouhodobý účinek kvazistálého zatížení			
$f_{qp,lt} = f_{c,qp} * K_{creep} * K_{crack}$		0,03317 m	
průhyb od smršťování			
$f_{cs}$	$f_{sh} = k_{sh} * l^2 * (\frac{1}{r})_{cs}$	0,00038 m	
celkový průhyb	$f_{lt} = f_{g,lt} + f_{cs}$	<b>33,5536 mm</b>	> <b>24 mm</b>

Rozdělovací součinitel  $\zeta = 0,5$

Vliv trhlin  $K_{crack} = l / I_{lt} = 1,82$

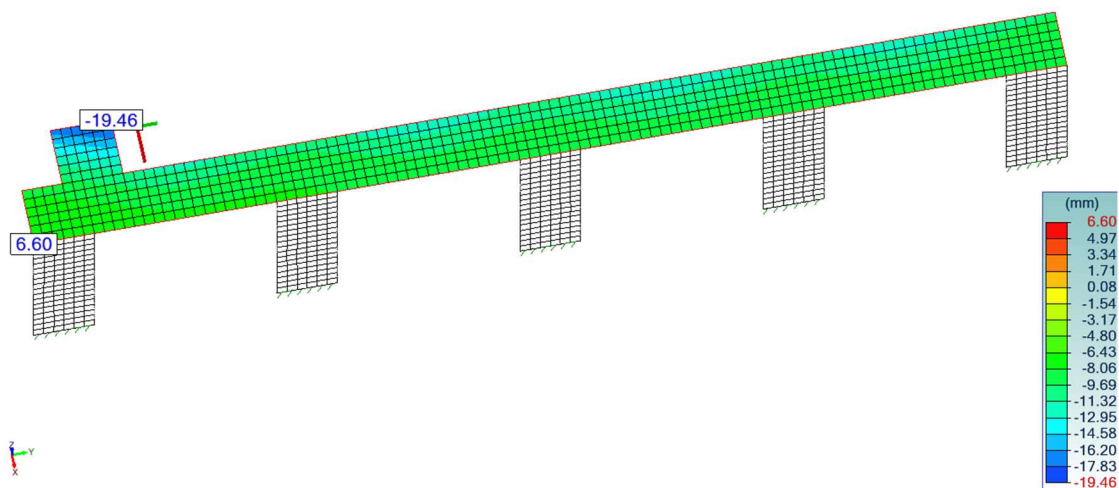
Vliv dotvarování  $K_{creep} = E_{cm} / E_{c,ef} = 3$

Součinitel  $k_{sh} = 0,125$  pro konzolu

$f_{lt} = 33,55 \text{ mm} > f_{lim} = l / 125 = 24 \text{ mm} \rightarrow$  NEVYHOVUJE

Průhyb 33,55 mm sice překračuje limitní hodnotu, ale vyhovuje na všechny ostatní mezní stavy. Tento průhyb lze brát jako silně konzervativní, jelikož byl po celé délce uvažován nejméně příznivý průřez.

Pro porovnání jsem vzal hodnotu průhybu 19,46 mm z výpočetního programu Advance Design (Obrázek 56). Program si výtzuž dimenzoval sám (podle minimálního stupně vyztužení v MSÚ, nebo podle šířky trhlin od přímého zatížení), ale postup není úplně průhledný. Vzhledem k navrženým plochám výtzuže nebral v úvahu MSP – šířku raných trhlin. Tato hodnota průhybu bude vzhledem k méně průhlednému výpočtu brána jako optimistická.



Obrázek 54 (celkový dlouhodobý průhyb, výstup z Advance Design)

Přístřešek je oddělený od stropní desky a nemá vliv na okolní konstrukce, navíc vizuálně průhyb kompenzuje zespona náběh, takže nemusí být nutně průhyb z hlediska estetiky brán jako nevyhovující.

Jelikož je vypočtená hodnota ručním výpočtem silně konzervativní, bude reálný průhyb určitě menší.

Po vyhodnocení výsledků a požadavků, **průhyb lze akceptovat jako vyhovující.**



### Dlouhodobé

#### Bez trhlin

$E_{c,eff}$	$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi_c)$	11,78571429 Gpa
$\alpha_e$	$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$	16,96969697
$A_i$	$A_i = A_c + \alpha_e \cdot A_s$	0,320109091 m <sup>2</sup>
$x_i$	$x_i = (0,5 \cdot b \cdot h^2 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot d) / A_i$	156,5960468 mm
$I_i$	$I_i = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (h/2 - x_i)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_i)^2$	0,002457775 m <sup>4</sup>
$C_{i,lt}$	$C_{i,lt} = 1 / (E_{c,eff} \cdot I_i)$	0,034522472 m <sup>2</sup> /MN
<b>M<sub>cr,lt</sub></b>	$M_{cr,lt} = f_{ctm} \cdot (I_i / (h - x_i))$	<b>49,70259687</b> KNm > Meg,k= 29,87 trhliny nevzniknou

#### Plně rozvinuté trhliny

$E_{c,eff}$	$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi_c)$	11,78571429 Gpa
$\alpha_e$	$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$	16,96969697
$x_{ir}$	$x_{ir} = \alpha_e \cdot A_s / b \cdot (-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot d / (\alpha_e \cdot A_s)})$	83,13824272 mm
$I_{ir}$	$I_{ir} = b \cdot x_{ir}^3 / 3 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{ir})^2$	0,000785501 m <sup>4</sup>
$C_{ii,lt}$	$C_{ii,lt} = 1 / (E_{c,eff} \cdot I_{ir})$	0,108018297 m <sup>2</sup> /MN

- Celkové poměrné smršťování (C 30/37), cement N,  $t_s = 2$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 5 \cdot 10^{-5} + 7,35 \cdot 10^{-5} = \mathbf{1,235 \cdot 10^{-4}}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1 \cdot 0,82 \cdot (-8,96 \cdot 10^{-5}) = -7,35 \cdot 10^{-5}$$

$$K_h = 0,82 \text{ pro } h_0 = 0,23$$

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

$$= 0,85 \cdot ((220 - 110 \cdot 4) \cdot \exp(-0,12 \cdot 38/10)) \cdot 10^{-6} \cdot 0,756 = -8,96 \cdot 10^{-5}$$

střední hodnota pevnosti betonu na konci ošetřování  $F_{cm0} = 10$  MPa

střední hodnota pevnosti betonu  $F_{cm} = 38$  MPa

vlhkost vnějšího prostředí  $RH = 80\%$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \cdot (1 - (80/100)^3) = 0,756$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = (18250 - 2) / ((18250 - 2) + 0,04 \cdot (0,2308^3)^{1/2}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca(\infty)} = 1 \cdot 5 \cdot 10^{-5} = 5 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(18250) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca(\infty)} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 5 \cdot 10^{-5}$$



**Křivost ohybové čáry vlivem smršťování**

S <sub>co</sub>	$S_{co} = A_c \cdot h / 2$	0,045 m <sup>3</sup>
S <sub>so</sub>	$S_{so} = A_s \cdot d =$	0,000302175 m <sup>3</sup>
I <sub>co</sub>	$I_{co} = b \cdot h^3 / 3$	0,009 m <sup>4</sup>
I <sub>so</sub>	$I_{so} = S_{so} \cdot d =$	7,70546E-05 m <sup>4</sup>
α <sub>e</sub>	$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$	16,96969697

**Bez trhlin**

A <sub>i</sub>	$A_i = A_c + \alpha_e \cdot A_s$	0,320109091 m <sup>2</sup>
x <sub>i,sh</sub>	$x_{i,sh} = (S_{co} + \alpha_e \cdot S_{so}) / A_i$	0,156596047 m
I <sub>i,sh</sub>	$I_{i,sh} = I_{co} + \alpha_e \cdot I_{so} - A_i \cdot x_{i,sh}^2$	0,002457775 m <sup>4</sup>
(1/r) <sub>CsI</sub>	$(1/r)_{CsI} = - \epsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot (S_{so} - (A_s \cdot x_{i,sh})) / I_{i,sh}$	9,94328E-05 1/m

**S plně rozvinutými trhlinami**

x <sub>ir,sh</sub>	$x_{ir,sh} = \alpha_e \cdot A_s / b \cdot ( -1 + \sqrt{1 + 2b \cdot d / \alpha_e \cdot A_s} )$	83,13824272 mm	
I <sub>ir,sh</sub>	$I_{ir,sh} = b \cdot x_{ir,sh}^3 / 3 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{ir,sh})^2$	0,000785501 m <sup>4</sup>	
(1/r) <sub>CsII</sub>	$(1/r)_{CsII} = - \epsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot (S_{so} - A_s \cdot x_{ir,sh}) / I_{ir,sh}$	0,000543365 1/m	
ζ	$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (M_{cr,lt} / M_{Eg,k})^2$	-0,384387662	0,5 pokud nevznikají trhliny
(1/r) <sub>Cs</sub>	$(1/r)_{Cs} = (1 - \zeta) \cdot (1/r)_{CsI} + \zeta \cdot (1/r)_{CsII}$	0,000321399 1/m	

$$\beta_1 = 0,5$$

$$\beta_2 = 1$$

- Celkový dlouhodobý průhyb

**Výpočet průhybu**

$I_{lt}$	$I_{lt} = \frac{I_i * I_{lr}}{\zeta * I_i + (1 - \zeta) * I_{lr}}$	0,00119	
kvazistálá kombinace			
rozdělovací součinitel $\zeta_{g,lt}$	$\zeta_{g,lt} = 1 - 0,5 * (M_{cr,lt} / M_{Eg,k})^2$	-0,3844	0,5 pokud nevznikají trhliny
$(1/r)_{g,lt} = M_{Eg,k} * ((1 - \zeta_{g,lt}) * C_{I,lt} + \zeta_{g,lt} * C_{II,lt})$		0,00213 1/m	
průhyb pro dlouhodobý účinek kvazistálého zatížení			
$f_{qp,lt} = f_{c,qp} * K_{creep} * K_{crack}$		0,03212 m	
průhyb od smršťování			
$f_{cs}$	$f_{sh} = k_{sh} l^2 * \left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$	0,00036 m	
celkový průhyb	$f_{lt} = f_{g,lt} + f_{cs}$	<b>32,483 mm</b>	<b>&gt;</b> <b>24 mm</b>

Rozdělovací součinitel  $\zeta = 0,5$

Vliv trhlin  $K_{crack} = I/I_{lt} = 1,89$

Vliv dotvarování  $K_{creep} = E_{cm} / E_{c,ef} = 2,8$

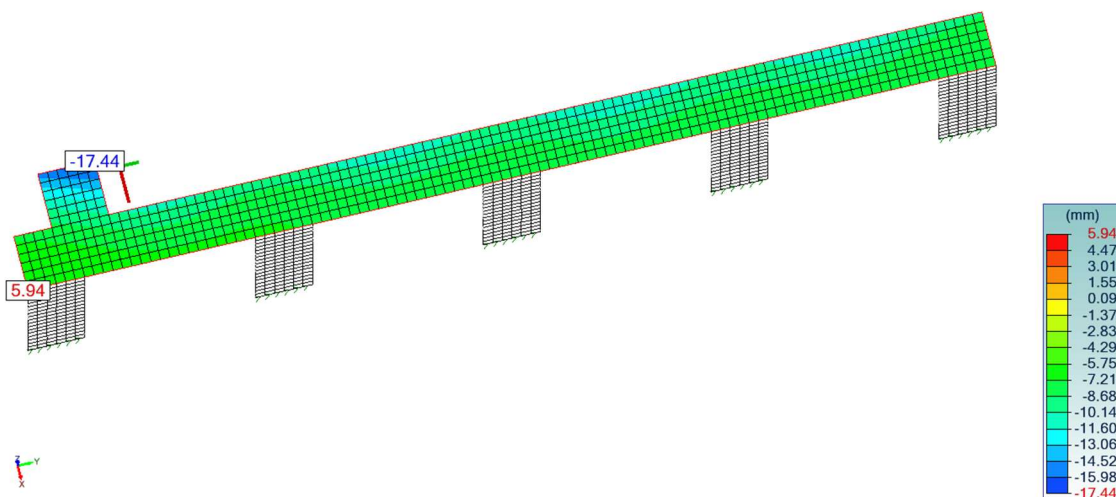
Součinitel  $k_{sh} = 0,125$  pro konzolu

$f_{lt} = 32,48 \text{ mm} > f_{lim} = L/125 = 24 \text{ mm} \rightarrow \text{NEVYHOVUJE}$

Průhyb 32,48 mm sice překračuje limitní hodnotu, ale vyhovuje na všechny ostatní mezní stavy. Tento průhyb lze brát jako silně konzervativní, jelikož byl po celé délce uvažován nejméně příznivý průřez.

Pro porovnání jsem vzal hodnotu průhybu 17,44 mm z výpočetního programu Advance Design (Obrázek 56). Program si výtěž dimenzoval sám (podle minimálního stupně vyztužení v MSÚ, nebo podle šířky trhlin od přímého zatížení), ale postup není úplně průhledný. Vzhledem k navrženým plochám výtěž nebral v úvahu MSP – šířku raných trhlin. Tato hodnota průhybu bude vzhledem k méně průhlednému výpočtu brána jako optimistická.

Pohled UŽIVATEL  
Betonské průhyby  
Plošný prvek: Celkový průhyb Rez: Celkový průhyb (Izomapa)



Obrázek 55 (celkový dlouhodobý průhyb, výstup z Advance Design)

Přístřešek je oddělený od stropní desky a nemá vliv na okolní konstrukce, navíc vizuálně průhyb kompenzuje zespona náběh, takže nemusí být nutně průhyb z hlediska estetiky brán jako nevyhovující.

Jelikož je vypočtená hodnota ručním výpočtem silně konzervativní, bude reálný průhyb určitě menší.

Po vyhodnocení výsledků a požadavků, **průhyb lze akceptovat jako vyhovující.**

### 3.10.2 Posouzení šířky raných trhlin

- Beton C25/30

Posouzení maximální vzdálenosti prutů s ohledem na rané trhliny je provedeno pro  $\varnothing R10$  v nejtlustším místě horní desky a sloupy a  $\varnothing R12$  ve spodní desce. Hodnota  $f_{ct,eff}$  je uvažována zjednodušeně jako  $0,5 f_{ctm}$ . Pro třídu prostředí betonu XC4 platí  $w_{lim} = 0,3$  mm. Pro třídu prostředí betonu XC2 (pouze spodní deska) platí  $w_{lim} = 0,4$  mm.

TAH		1	1
Prvek -výška	h=	0,3	0,4
šířka	b=	1	1
	h_cr	0,15	0,2
krytí	c=	0,04	0,04
průměr výztuže		0,010	0,012
Beton	fct,eff=	1,3	1,3
alfa e		6,45	6,45
k	k=	1	0,93
k_c	k_c	1	1
součinitel	k1	0,8	0,8
	k2	1	1
	k3	2,485	2,485
	k4	0,425	0,425
	k_t	0,4	0,4
A_ct	A_ct=	0,15	0,2
účinná výška	d=	0,255	0,354
vzdálenosti		0,075	0,095
A_s	A_s=	0,00105	0,00119
Poloha NO x(stav I)		0	0
h_c,ef	h_c,ef=	0,1	0,115
A_c,eff	A-c,eff=	0,1	0,115
stupeň vyztžení	ρ=	0,010472	0,010352
Napětí ve výztuži		186,2	203,1
vzdálenost	s_r,max=	0,424093	0,493538
rozdíl přetvoření		0,000666	0,000748
omezení		0,000666	0,000748
šířka		0,00028	0,00037

Minimální množství prutů s ohledem na maximální vzdálenost prutů, aby šířka trhliny nebyla větší než 0,3 mm:

**Horní deska: 14 x R10,  $A_s = 1106 \text{ mm}^2 / 1 \text{ m}$**

**Sloupy: 19 x R10  $A_s = 1501 \text{ mm}^2 / 1,5 \text{ m}$**

**Spodní deska: 15x R12  $A_s = 1695 \text{ mm}^2 / 1,5 \text{ m}$**

Tento MSP byl zároveň rozhodující, takže výše uvedené dimenze odpovídají návrhu.

- Beton C30/37

Posouzení maximální vzdálenosti prutů s ohledem na rané trhliny pro  $\varnothing R10$  v nejširším místě horní desky a ve sloupech. Hodnota  $f_{ct,eff}$  je uvažována zjednodušeně jako  $0,5 f_{ctm}$ . Pro třídu prostředí betonu XC4 platí  $w_{lim} = 0,3$  mm.

TAH		1	1
Prvek -výška	h=	0,3	0,3
šířka	b=	1	1
	h_cr	0,15	0,15
krytí	c=	0,04	0,04
průměr výztuže		0,010	0,012
Beton	fct,eff=	1,45	1,45
alfa e		6,06	6,06
k	k=	1	1
k_c	k_c	1	1
součinitel	k1	0,8	0,8
	k2	1	1
	k3	2,485	2,485
	k4	0,425	0,425
	k_t	0,4	0,4
A_ct	A_ct=	0,15	0,15
účinná výška	d=	0,255	0,254
vzdálenosti		0,070	0,095
A_s	A_s=	0,00112	0,00119
Poloha NO x(stav I)		0	0
h_c,ef	h_c,ef=	0,1	0,1
A_c,eff	A-c,eff=	0,1	0,1
stupeň vyztžení	ρ=	0,01122	0,011905
Napětí ve výztuži		193,9	182,7
vzdálenost	s_r,max=	0,402448	0,442131
rozdíl přetvoření		0,000693	0,000652
omezení		0,000693	0,000652
šířka		0,00028	0,00029

Minimální množství prutů s ohledem na maximální vzdálenost prutů, aby šířka trhliny nebyla větší než 0,3 mm:

**Horní deska: 15 x R10,  $A_s = 1185 \text{ mm}^2 / 1 \text{ m}$**

**Sloupy: 20 x R10,  $A_s = 1580 \text{ mm}^2 / 1,5 \text{ m}$**

Tento MSP byl zároveň rozhodující, takže výše uvedené dimenze odpovídají návrhu.

### 3.11 Porovnání výsledků – vliv pevnostní třídy betonu

Jsou porovnávány výsledky dvou variant pevnosti betonu – C 25/30 a C 30/37. Vzhledem k stupni vlivu prostředí ČSN EN 1992-1-1 doporučuje minimální pevnostní třídu betonu pro prostředí XC4 C 30/37, zatím co ČSN 206+A2 dovoluje minimální pevnostní třídu betonu vzhledem k vlivu prostředí XC4 C 25/30.

Beton	Výztuž MSÚ	Moment na vzniku trhlin $M_{cr,lt}$	Celkové poměrné smršťování $\epsilon_{cs}$	Navržená výztuž MSP rané trhliny	Celkový dlouhodobý průhyb
C 25/30	301 mm <sup>2</sup>	41,55 kNm	-0,000128	1106 mm <sup>2</sup>	33,55 mm
C 30/37	300 mm <sup>2</sup>	45,99 kNm	-0,0001235	1185 mm <sup>2</sup>	32,48 mm

Tabulka 4 (výsledky zkoušených variant, shrnutí výsledků pro horní desku)

Beton	Výztuž MSÚ	Navržená výztuž MSP (návaznost na horní desku)
C 25/30	905 mm <sup>2</sup>	1501 mm <sup>2</sup>
C 30/37	905 mm <sup>2</sup>	1580 mm <sup>2</sup>

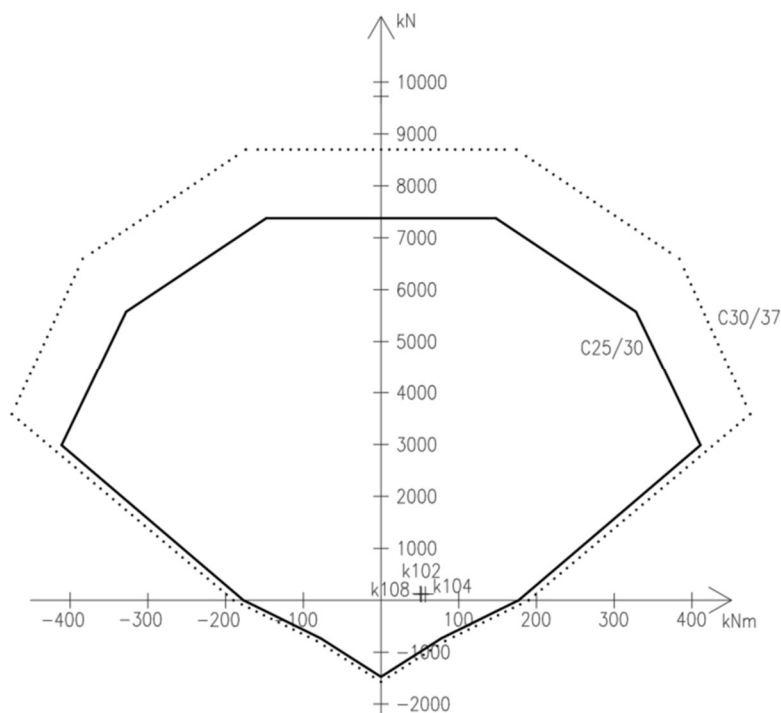
Tabulka 5 (výsledky zkoušených variant, shrnutí výsledků pro sloupy)

Kombinace [N , M]:

Kombinace 102 [124,69 ; 50,5]

Kombinace 104 [116,9 ; 56,93]

Kombinace 108 [113,39 ; 51,93]



Obrázek 56 (porovnání interakčních diagramů betonu C25/30 a C30/37)

V porovnání pevnostních tříd betonu pro přístřešek je minimální rozdíl v MSÚ, jelikož konstrukce není moc namáhána na tlak a výhoda větší pevnosti betonu se v tomto případě projeví jen minimálně. Jelikož jsou oba porovnávané prvky V MSÚ vyztuženy na minimální stupeň, z tohoto pohledu se vyšší třída pevnosti betonu nevyplatí.

V MSP už se projeví rozdíl ve vyšším vyztužení u třídy betonu C 30/37 s ohledem na rané trhliny, kde pruty musí být blíže k sobě. Třída betonu C 25/30 s menší plochou výztuže a většími vzdálenostmi prutů je tím pádem více ekonomická z porovnávaných variant. U betonu vyšší pevnosti vychází o 3,5 % (o 1 mm z ručního výpočtu) lepší průhyby, ale u obou variant to nestačilo na limitní hodnotu průhybu s ohledem na vzhled.

Výkaz výztuže pro variantu C 25/30 je zároveň platný pro návrh. Ve výkazu výztuže pro variantu C 30/37 je zanedbána rozdílná kotevní délka a je uvažována stejná jako ve variantě C 25/30.

ČÍSLO	POČET KS	PRŮMĚR	OS. VZD. [mm]	DÉLKA [mm]	kg/m	CELKOVÁ DL. [m]	HMOTNOST [m]
1	6	10	75	6975	0,617	41,85	25,8
2	89	10	75	5500	0,617	489,50	302,0
3	13	10	75	2865	0,617	38,20	23,6
4	227	10	75	2400	0,617	544,00	335,6
5	6	10	75	2875	0,617	17,25	10,6
6	89	10	75	1875	0,617	166,88	103,0
7	13	10	75	3515	0,617	46,87	28,9
8	227	10	75	1960	0,617	444,27	274,1
9	19	10	75	854	0,617	16,23	10,0
10	95	10	75	4695	0,617	446,03	275,2
11	95	10	75	1910	0,617	181,45	112,0
12	150	12	95	1815	0,888	272,25	241,8
13	19	10	75	1400	0,617	26,60	16,4
14	20	10	75	25400	0,617	508,00	313,4
15	19	10	75	1400	0,617	26,60	16,4
16	20	10	75	25400	0,617	508,00	313,4
17	560	10	75	2030	0,617	1136,80	701,4
18	140	12	95	1385	0,888	193,90	172,2
19	80	10	75	1025	0,617	82,00	50,6
<b>CELKEM</b>							<b>3326,5 kg</b>

CELEKEM Ø12 (SPODNÍ DESKA)	413,9 kg
CELEKEM Ø10 (HORNÍ DESKA + SLOUPY)	2912,6 kg
CELEKEM Ø12 (SPODNÍ DESKA)	466,2 m
CELEKEM Ø10 (HORNÍ DESKA + SLOUPY)	4720,5 m

Tabulka 6 (výkaz výztuže pro variantu betonu C25/30)

ČÍSLO	POČET KS	PRŮMĚR	OS. VZD. [m]	DĚLKA [mm]	kg/m	CELKOVÁ DL. [m]	HMOTNOST [m]
1	7	10	70	6975	0,617	49,82	30,7
2	100	10	70	5500	0,617	550,00	339,4
3	14	10	70	2865	0,617	40,93	25,3
4	243	10	70	2400	0,617	582,86	359,6
5	7	10	70	2875	0,617	20,54	12,7
6	100	10	70	1875	0,617	187,50	115,7
7	14	10	70	3515	0,617	50,21	31,0
8	243	10	70	1960	0,617	476,00	293,7
9	21	10	70	854	0,617	18,30	11,3
10	100	10	70	4695	0,617	469,50	289,7
11	100	10	70	1910	0,617	191,00	117,8
12	150	12	95	1815	0,888	272,25	241,8
13	21	10	70	1400	0,617	30,00	18,5
14	21	10	70	25400	0,617	544,29	335,8
15	21	10	70	1400	0,617	30,00	18,5
16	21	10	70	25400	0,617	544,29	335,8
17	600	10	70	2030	0,617	1218,00	751,5
18	140	12	95	1385	0,888	193,90	172,2
19	86	10	70	1025	0,617	87,86	54,2

**CELKEM 3555,1 kg**

CELEKEM Ø12 (SPODNÍ DESKA) 413,9 kg  
CELEKEM Ø10 (HORNÍ DESKA + SLOUPY) 3141,2 kg

CELEKEM Ø12 (SPODNÍ DESKA) 466,2 m  
CELEKEM Ø10 (HORNÍ DESKA + SLOUPY) 5091,1 m

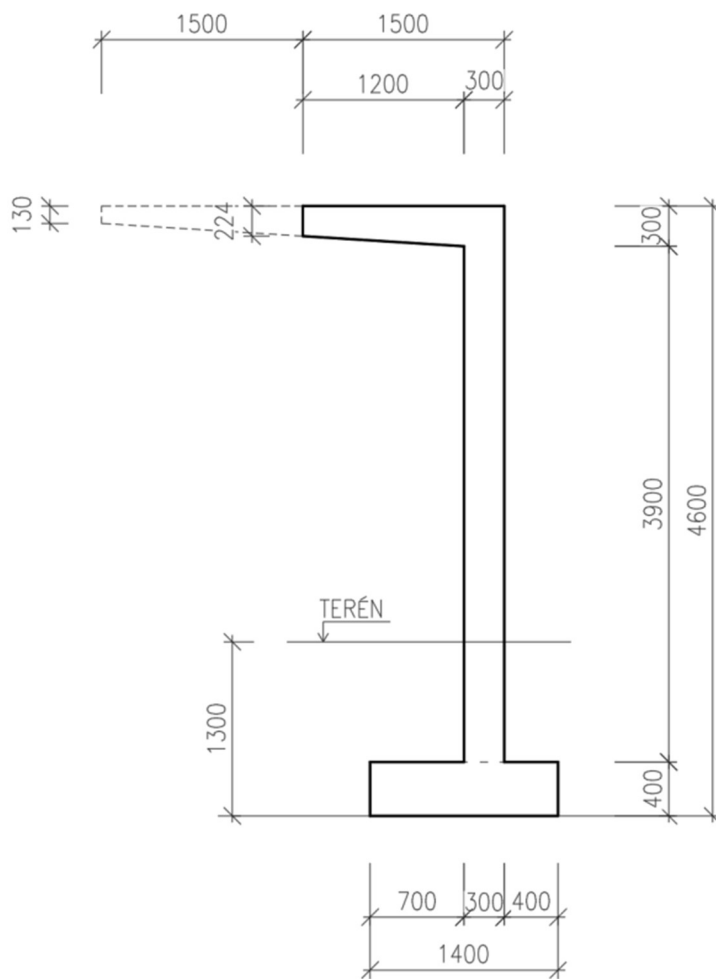
*Tabulka 7 (výkaz výztuže pro variantu betonu C30/37)*

Jako jediný rozdíl mezi variantami se jeví osová vzdálenost prutů výztuže s ohledem na rané trhliny.

Když se spočítá spotřeba výztuže na celý přístřešek (varianty pevnostní třídy betonu jsou pouze u sloupů a horní desky) vychází spotřeba oceli o 6,9 % vyšší. Hmotnostní rozdíl ve výztuži je přibližně o 230 kg.



Jako výsledná varianta byla zvolena z betonu třídy C 25/30. Horní deska byla navržena s náběhem o tloušťce 130 – 300 mm, sloupy 300x1500 mm a spodní deska tl. 400 mm o délce 1400 mm ve variantě založení T. Výkresy výztuže k výsledné variantě jsou v příloze.



Obrázek 57 (výsledná varianta)

## 4 Prefabrikované schodiště

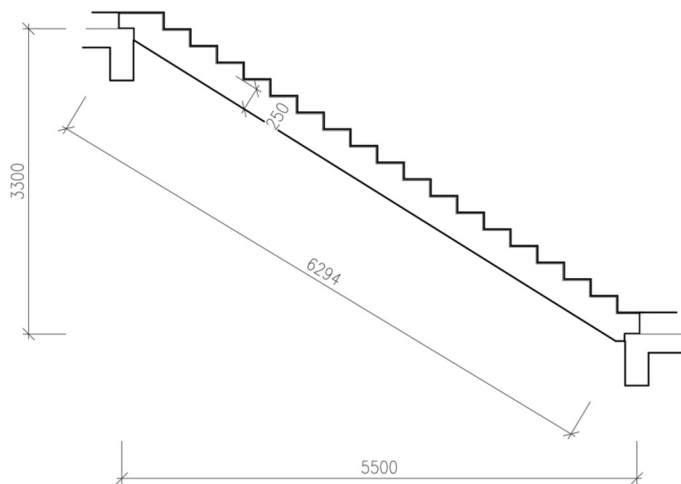
### 4.1 Popis konstrukce

Druhým podrobně dimenzovaným prvkem v bakalářské práci je prefabrikované železobetonové jednoramenné schodišťové rameno spojující 1.NP a 2.NP v rodinném domu.

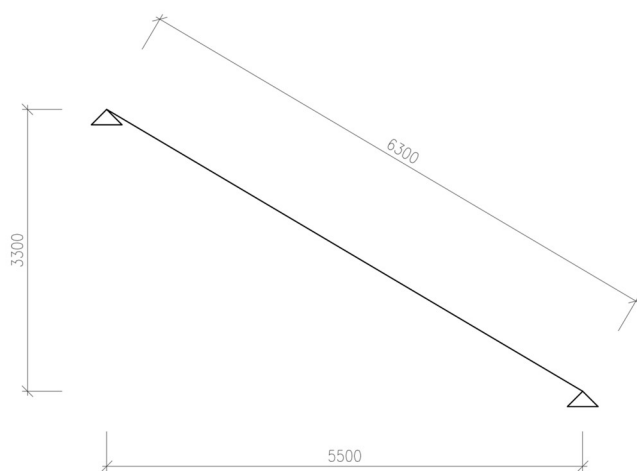
Konstrukce působí jako prostý nosník neposuvně podepřený na obou stranách. Schodiště je oddílatováno od podest a stěny přes akustické prvky. Povrchová úprava shora je keramická dlažba, zespoda pohledový beton.

### 4.2 Schéma konstrukce

Šířka ramene 1,1 m



Obrázek 58 (schéma schodišťového prefabrikátu)



Obrázek 59 (statické schéma)

## 4.3 Návrh

Schodiště jednoramenné deskové

Materiál železobeton prefabrikovaný C30/37 XC1 – Cl 0,2 – D<sub>max</sub> 22 -S4, krytí 20 mm

Konstrukční výška: 3,3 m (rozdíl podlah 3,245 m)

Šířka ramene: 1100 mm

Půdorysná délka ramene 5500 mm

Úhel stoupání 32°

Počet stupňů 18

Výška stupně:  $h = 3245 / 18 = 180,28$  mm

$2h+b=630$

$b = 630 - 2 \cdot 177,5 = 270$  → upraveno na **285 mm** kvůli geometrii

- Empirický návrh desky působící v jednom směru, prostě uložená

$h_d = L/25 - L \cdot 20 = 6150/25 - 6150/20 = 246 - 308$  mm → návrh **h = 250 mm**

- Dilatace

Schodišťové rameno bude odděleno od podélné stěny akustickým prvkem Schöck Tronsole® typ L.

V místě uložení na ozub na obou stranách bude použit akustický prvek Schöck Tronsole® typ F.

## 4.4 Zatížení

Zatížení je přepočítáváno na vodorovné m<sup>2</sup> svísele působící.

### 4.4.1 Stálé

Objemová tíha železobetonu betonu je uvažována 25 kN/m<sup>3</sup>

Vlastní tíha desky o tloušťce 250 mm

$$0,25 \cdot 25 / \cos 32^\circ = 7,37 \text{ kN/m}^2$$

Náhradní spojitě zatížení od schodišťových stupňů:

$$(0,1803 / 2) \cdot 25 / \cos 32^\circ = 2,62 \text{ kN/m}^2$$

Skladba podlahy na schodišti:

vrstvy	Tloušťka [mm]	Objemová tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	Plošná tíha [kN/m <sup>2</sup> ]
Keramická dlažba	10	22	0,22
Lepidlo na dlažbu	5	23	0,115
Celkem:			<b>0,335 kN/m<sup>2</sup></b>

Tabulka 6 (skladba podlahy na schodišti)

Započítání svíslých ploch obkladu na schodišti:  $(1+1803/285) \cdot 0,335 = 0,544 \text{ kN/m}^2$

**Stálé celkem: 10,53 kN/m<sup>2</sup>**

### 4.4.2 Proměnné

#### 4.4.2.1 Užitné

Tabulka 6.1 – Užitné kategorie

Kategorie	Stanovené použití	Příklad
A	obytné plochy a plochy pro domácí činnosti	místnosti obytných budov a domů; lůžkové pokoje a čekárny v nemocnicích; ložnice hotelů a ubytoven, kuchyně a toalety

Obrázek 60 (stanovení užitné kategorie) [6]

Tabulka 6.2 – Užitná zatížení stropních konstrukcí, balkónů a schodišť pozemních staveb

Kategorie zatěžovaných ploch	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>kategorie A</b>		
– stropní konstrukce	1,5 až <u>2,0</u>	<u>2,0</u> až 3,0
– schodiště	<u>2,0</u> až 4,0	<u>2,0</u> až 4,0
– balkóny	<u>2,5</u> až 4,0	<u>2,0</u> až 3,0

Obrázek 61 (užitná zatížení kat. A) [6]

Užitné zatížení na schodišti zvoleno dle ČSN EN 1991-1-1 jako střední hodnota z doporučených hodnot  $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

**Proměnné celkem: 3,0 kN/m<sup>2</sup>**

## 4.5 Kombinace

Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi$  pro pozemní stavby viz. (obrázek 20) v kapitole 3.4 Kombinace.

Součinitele spolehlivosti byly stanoveny podle výše uvedených tabulek (viz. obrázek 20 a 21) z ČSN EN 1990 - dočasné a trvalé návrhové situace podle výrazu 6.10:

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

Charakteristická kombinace:

$$f_k = G \cdot 1 + Q \cdot 1 = 13,53 \text{ kN/m}^2$$

Návrhová kombinace:

$$f_d = G \cdot 1,35 + Q \cdot 1,5 = 18,72 \text{ kN/m}^2$$

Kvazistálá kombinace:

$$f_{g,k} = G \cdot 1 + Q \cdot 0,3 = 11,43 \text{ kN/m}^2$$

Častá kombinace:

$$f_{f,k} = G \cdot 1 + Q \cdot 0,5 = 12,03 \text{ kN/m}^2$$

## 4.6 MSÚ

### 4.6.1 Reakce

Návrhová kombinace: zatížení 18,72 kN/m<sup>2</sup>

Zatížení na prostý nosník (šířka 1,1m) uložení dva neposuvné klouby

$$18,72 \cdot 1,1 = 20,6 \text{ kN/m}$$

$$R_A = R_B = 20,6 \cdot 5,5 / 2 = 56,65 \text{ kN}$$

$$R_C = R_D = 56,65 \cdot \cos 32^\circ = 30,02 \text{ kN}$$

### 4.6.2 Vnitřní síly

$$N_{\max} = 56,65 \cdot \sin 32^\circ = 30,02 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 56,65 \cdot \cos 32^\circ = 48,04 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 0,125 \cdot 20,6 \cdot 5,5^2 = 77,89 \text{ kNm}$$

### 4.6.3 Návrh výztuže

#### 4.6.3.1 Ohyb

Výztuž je navrhována na šířku 1,1 m

Návrhový moment		Med=	77,89 kNm	
krytí výztuže		c=	20 mm	
účinná výška průřezu	$d = h_d - c_{\text{nom.1}} - \varnothing/2$	d=	224	
$\mu$	$\mu = M_{Ed} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$	$\mu =$	0,070561 >>>>>>>>	$\zeta =$ 0,963
nutná plocha výztuže	$A_{s,req} = M_{Ed} / (\zeta \cdot d \cdot f_{yd})$	$A_{s,req} =$	830,4916 mm <sup>2</sup>	
		návrh:	8xR12	905 mm <sup>2</sup>
kontrola stupně vyztužení	$\rho = A_{s,prov} / b \cdot d$		0,367289 %	
min	$\rho_{\min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}$		0,1508 %	414,7 mm <sup>2</sup>
max	$\rho_{\max} = 4,00 \%$		4 %	11000 mm <sup>2</sup>
poloha neutrální osy	$x = A_{s,prov} \cdot f_{yd} / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd})$	x=	22,35672 mm	
poměrná výška tláčené oblasti	$\xi = x / d$	$\xi =$	0,099807	< 0,45
rameno vnitřních sil	$z = d - 0,4 \cdot x$	z=	215,0573	
moment únosnosti	$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$	MRd=	84,62038 kNm	

$$M_{Rd} = 84,62 \text{ kNm} > M_{Ed} = 77,89 \text{ kNm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

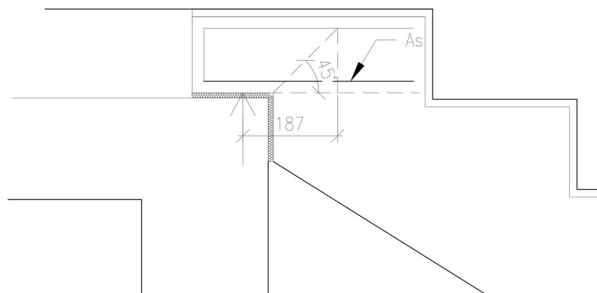
Návrh ohybové výztuže na MSÚ 8xØR12 VYHOVUJE.

Pro desku nebude rozhodující MSÚ, ale MSP – průhyb viz kapitola 4.7.1

**Návrh 9xØR12, A<sub>s</sub> = 1018 mm<sup>2</sup>**

- Ohybová horní výztuž v uložení na ozub

Výška horního ozubu je 150 mm, dolní ozub má výšku 205 mm kvůli rozdílné skladbě podlah. Vzhledem ke stejným vnitřním silám je posuzována méně příznivá varianta – horní ozub.



Obrázek 62 (schéma navrhované výztuže)

$$M_{Ed} = R \cdot l = 56,65 \cdot 0,187 = 10,59 \text{ kNm}$$

Návrhový moment		Med=	10,59 kNm	
krytí výztuže		c=	20 mm	
účinná výška průřezu	$d = h_d - c_{nom,1} - \emptyset/2$	d=	127	
$\mu$	$\mu = M_{Ed} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$	$\mu =$	0,02984 >>>>>>>>	$\zeta =$ 0,984
nutná plocha výztuže	$A_{s,req} = M_{Ed} / (\zeta \cdot d \cdot f_{yd})$	As,req=	194,906 mm <sup>2</sup>	
		návrh:	9xR6	254 mm <sup>2</sup>
kontrola stupně vyztužení	$\rho = A_{s,prov} / b \cdot d$		0,18182 %	
min	$\rho_{min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}$		0,1508 %	
max	$\rho_{max} = 4,00 \%$		4 %	
poloha neutrální osy	$x = A_{s,prov} \cdot f_{yd} / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd})$	x=	6,2747 mm	
$\xi$	$\xi = x / d$	$\xi =$	0,04941	
rameno vnitřních sil	$z = d - 0,4 \cdot x$	z=	124,49	
moment únosnosti	$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$	MRd=	13,748 kNm	

Návrh výztuže s ohledem na vzdálenost prutů a návaznost

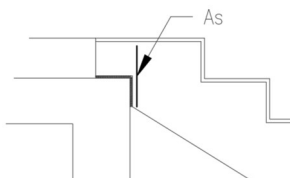
**9xØR6, A<sub>s</sub> = 254 mm<sup>2</sup> → VYHOVUJE**

- Svislá výztuž u ozubu

$$A_{s,req} = R / f_{yd} = 56650 / 435 = 130 \text{ mm}^2$$

Svislá výztuž bude pokryta zahnutými pruty hlavní nosné spodní výztuže

**9xR12,  $A_s = 1018 \text{ mm}^2 \rightarrow$  VYHOVUJE**



Obrázek 63 (schéma navrhované výztuže)

#### 4.6.3.2 Smyk

Posuzuje se průřez v horním uložení na ozub tl. 150 mm

$$V_{Ed} = R_A = 56,65 \text{ kN}$$

Není krátká konzola  $a_c/h = 85/150 = 0,57 > 0,5$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2,27 \leq 2,0 \rightarrow \text{dále se uvažuje } k = 2,0$$

$$\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 550 / (1100 \cdot 124) = 0,00403$$

$$d = h - c - \varnothing / 2 = 150 - 20 - 12 / 2 = 124 \text{ mm}$$

Únosnost samotného ŽB průřezu bez výztuže na smyk:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d = 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,00403 \cdot 30)^{1/3} \cdot 1100 \cdot 124 = 75133 \text{ N}$$

$V_{Rd,c} = 75,13 \text{ kN} > V_{Ed} = 56,65 \text{ kN} \rightarrow$  **VYHOVUJE bez smykové výztuže**



## 4.7 MSP

Zatížení od kvazistálé kombinace: 11,43 kN/m<sup>2</sup>, šířka desky 1,1m

Na prostý nosník 11,43 . 1,1 = 12,573 kN/m

$$V_{\max} = 34,58 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 0,125 \cdot 12,573 \cdot 5,5^2 = 47,54 \text{ kNm}$$

Zatížení od časté kombinace: 12,03 kN/m<sup>2</sup>, šířka desky 1,1m

Na prostý nosník 12,03 . 1,1 = 13,233 kN/m

$$V_{\max} = 36,39 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 0,125 \cdot 13,233 \cdot 5,5^2 = 50,04 \text{ kNm}$$

### 4.7.1 Průhyb

Lineárně pružný průhyb od kvazistálé kombinace:

$$w_s = 5/384 \cdot f \cdot l^4 / EI = 5/384 \cdot 12,573 \cdot 5500^4 / (33000 \cdot 0,00143 \cdot 10^{12}) = 3,17 \text{ mm}$$

Vstupní hodnoty:

$$t_0 = 28 \text{ dní}$$

$$t_s = 2 \text{ dny}$$

$$\phi_c = 2,4$$

cement N

celkové poměrné smršťování  $\epsilon_{cs} = -0,0001866$  (viz výpočet smršťování)

#### Průhyb

celková plocha	$A_c = b \cdot h_d$	$A_c =$	0,275 m <sup>3</sup>
kvazistálá kombinace		<b>Meg,k=</b>	<b>47,54 kNm</b>
častá kombinace		<b>Mef,k=</b>	<b>50,04 kNm</b>
náhradní tloušťka	$h_0 = 2 \cdot A_c / u$	ho=	0,2037
pružný průhyb od kvazistálé kombinace		<b>fc,qp=</b>	<b>3,2 mm</b>

Bylo nutné zvýšit plochu výztuže oproti MSÚ aby vyhověl dlouhodobý průhyb.

Návrhový moment		Med=	77,89	kNm	
krytí výztuže		c=	20	mm	
účinná výška průřezu	$d = h_d - c_{nom,1} - \emptyset/2$	d=	224		
$\mu$	$\mu = M_{Ed} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$	$\mu =$	0,07056	>>>>>>>>>>	$\zeta =$ 0,943
nutná plocha výztuže	$A_{s,req} = M_{Ed} / (\zeta \cdot d \cdot f_{yd})$	As,req=	848,105	mm <sup>2</sup>	
		návrh:	9xR12		1018 mm <sup>2</sup>
kontrola stupně vyztužení	$\rho = A_{s,prov} / b \cdot d$		0,41315	%	
min	$\rho_{min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk}$		0,1508	%	
max	$\rho_{max} = 4,00 \%$		4	%	
poloha neutrální osy	$x = A_{s,prov} \cdot f_{yd} / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd})$	x=	25,1482	mm	
$\xi$	$\xi = x / d$	$\xi =$	0,11227		
rameno vnitřních sil	$z = d - 0,4 \cdot x$	z=	213,941		
moment únosnosti	$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$	MRd=	94,692	kNm	

$M_{Ed} = 77,89 \text{ kNm} < M_{Rd} = 94,69 \text{ kNm} \rightarrow 9x\emptyset R12$  vyhovuje na MSÚ.

- Výpočet a posouzení průhybu od krátkodobého zatížení  
Neuvažuje se s dotvarováním a smršťováním

#### Krátkodobé

bez trhlin

Ec,st = Ecm		33	Gpa	
$\alpha_{st}$	$\alpha_{e,st} = \frac{E_s}{E_{cm}}$	6,060606061		
Ai	$A_i = A_c + \alpha_{e,st} \cdot A_s$	0,281169697	m <sup>2</sup>	
xst	$x_i = (0,5 \cdot b \cdot h^2 + \alpha_{e,st} \cdot A_s \cdot d) / A_i$	127,1723536	mm	
Ist	$I_i = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (h/2 - x_i)^2 + \alpha_{e,st} \cdot A_s \cdot (d - x_i)^2$	0,001491434	m <sup>4</sup>	
Cst,I	$1 / E_{cm} \cdot I_i$	0,02031805	m <sup>2</sup> /MN	
Mcr,st	$f_{ctm} \cdot I_i / (h - x_i)$	35,21323339	kNm	< Mefk= 50,04      trhliny vzniknou

s trhlinami

$x_{i,II,st}$	$x_{ir} = \alpha_{e,st} \cdot A_s / b \cdot (-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot d / (\alpha_{e,st} \cdot A_s)})$	44,83132852	mm	
	$I_{ir} = b \cdot x_{ir}^3 / 3 + \alpha_{e,st} \cdot A_s \cdot (d - x_{ir})^2$	0,000231094	m <sup>4</sup>	
C,II,st	$1 / (E_{cm} \cdot I_{ir})$	0,131128487	m <sup>2</sup> /MN	
$\zeta_{st}$	$\xi_{g,st} = 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_{cr}}{M_{kvtz}} \right)^2$	0,504803908		
(1/r) <sub>g,st</sub>	Mefk · ((1- $\zeta_{st}$ ) · C <sub>I,st</sub> + $\zeta_{st}$ · C <sub>II,st</sub> )	0,003625191		
f <sub>g,st</sub>	$f_{g,st} = k \cdot l^2 \cdot \left( \frac{1}{r_{m, g,st}} \right)$	11,42312737	mm	< 27,5 mm

pro krátkodobě působící zatížení  $\beta = 1$

$f_{st} = 11,42 \text{ mm} < f_{lim} = L/200 = 27,5 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$

Průhyb má zde velkou rezervu, jelikož většinu zatížení tvoří vlastní tíha (dlouhodobé zatížení)

- Celkové poměrné smršťování:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 5 \cdot 10^{-5} + 1,366 \cdot 10^{-4} = \mathbf{1,866 \cdot 10^{-4}}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds(t,ts)} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1 \cdot 0,85 \cdot (-1,607 \cdot 10^{-4}) = -1,366 \cdot 10^{-4}$$

$$k_h = 0,85 \text{ pro } h_0 = 0,2$$

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

$$= 0,85 \cdot ((220 - 110 \cdot 4) \cdot \exp(-0,12 \cdot 38/10)) \cdot 10^{-6} \cdot 1,356 = -1,607 \cdot 10^{-4}$$

střední hodnota pevnosti betonu na konci ošetřování  $f_{cm0} = 10$  MPa

střední hodnota pevnosti betonu  $f_{cm} = 38$  MPa

vlhkost vnitřního prostředí  $RH = 50\%$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \cdot (1 - (50/100)^3) = 1,356$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = (18250 - 2) / ((18250 - 2) + 0,04 \cdot (0,2037^3)^{1/2}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca(\infty)} = 1 \cdot 5 \cdot 10^{-5} = 5 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(18250) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca(\infty)} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 5 \cdot 10^{-5}$$

#### Křivost ohybové čáry vlivem smršťování

$S_{co}$	$S_{co} = A_c \cdot h/2$	0,034375 m <sup>3</sup>
$S_{so}$	$S_{so} = A_s \cdot d =$	0,000228032 m <sup>3</sup>
$I_{co}$	$I_{co} = b \cdot h^3/3$	0,005729167 m <sup>4</sup>
$I_{so}$	$I_{so} = S_{so} \cdot d =$	5,10792E-05 m <sup>4</sup>
$\alpha_e$	$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$	20,60606061

**Bez trhlin**

$A_i$	$A_i = A_c + \alpha_e \cdot A_s$	0,29597697 m <sup>2</sup>
$x_{i,sh}$	$x_{i,sh} = (S_{co} + \alpha_e \cdot S_{so}) / A_i$	0,132016492 m
$I_{i,sh}$	$I_{i,sh} = I_{co} + \alpha_e \cdot I_{so} - A_i \cdot x_{i,sh}^2$	0,001623316 m <sup>4</sup>
$(1/r)_{CsI}$	$(1/r)_{CsI} = - \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot (S_{so} - (A_s \cdot x_{i,sh})) / I_{i,sh}$	0,0002218 1/m

**S plně rozvinutými trhlinami**

$x_{ir,sh}$	$x_{ir,sh} = \alpha_e \cdot A_s / b \cdot ( -1 + \sqrt{1+2b \cdot d / \alpha_e \cdot A_s} )$	75,30699247 mm
$I_{ir,sh}$	$I_{ir,sh} = b \cdot x_{ir,sh}^3 / 3 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{ir,sh})^2$	0,000620387 m <sup>4</sup>
$(1/r)_{CsII}$	$(1/r)_{CsII} = - \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot (S_{so} - A_s \cdot x_{ir,sh}) / I_{ir,sh}$	0,000938171 1/m
$\zeta$	$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (M_{cr,lt} / M_{Eg,k})^2$	0,647782452
$(1/r)_{Cs}$	$(1/r)_{Cs} = (1 - \zeta) \cdot (1/r)_{CsI} + \zeta \cdot (1/r)_{CsII}$	0,000685852 1/m

- Výpočet a posouzení průhybu od dlouhodobého zatížení

#### Dlouhodobé

##### Bez trhlin

$E_{c,eff}$	$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi_c)$	9,705882353 Gpa		
$\alpha_e$	$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$	20,60606061		
$A_i$	$A_i = A_c + \alpha_e \cdot A_s$	0,29597697 m <sup>2</sup>		
$x_i$	$x_i = (0,5 \cdot b \cdot h^2 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot d) / A_i$	132,0164919 mm		
$I_i$	$I_i = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (h/2 - x_i)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_i)^2$	0,001623316 m <sup>4</sup>		
$C_{I,lt}$	$C_{I,lt} = 1 / (E_{c,eff} \cdot I_i)$	0,06346905 m <sup>2</sup> /MN		
<b>M<sub>cr,lt</sub></b>	$M_{cr,lt} = f_{ctm} \cdot (I_i / (h - x_i))$	<b>39,9006224</b> KNm	<	Meg,k= 47,54      trhliny vzniknou

##### Plně rozvinuté trhliny

$E_{c,eff}$	$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi_c)$	9,705882353 Gpa
$\alpha_e$	$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$	20,60606061
$x_{ir}$	$x_{ir} = \alpha_e \cdot A_s / b \cdot (-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot d / (\alpha_e \cdot A_s)})$	75,30699247 mm
$I_{ir}$	$I_{ir} = b \cdot x_{ir}^3 / 3 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{ir})^2$	0,000620387 m <sup>4</sup>
$C_{II,lt}$	$C_{II,lt} = 1 / (E_{c,eff} \cdot I_{ir})$	0,16607413 m <sup>2</sup> /MN

#### Výpočet průhybu

$I_{lt}$	$I_{lt} = \frac{I_i \cdot I_{ir}}{\zeta \cdot I_i + (1 - \zeta) \cdot I_{ir}}$	0,00079
kvazistálá kombinace		
rozdělovací součinitel $\zeta_{g,lt}$	$\zeta_{g,lt} = 1 - 0,5 \cdot (M_{cr,lt} / M_{Eg,k})^2$	0,64778
$(1/r)_{g,lt}$	$(1/r)_{g,lt} = M_{Eg,k} \cdot ((1 - \zeta_{g,lt}) \cdot C_{I,lt} + \zeta_{g,lt} \cdot C_{II,lt})$	0,00618 1/m
průhyb pro dlouhodobý účinek kvazistálého zatížení		
$f_{g,lt}$	$f_{g,lt} = k \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r_m}\right)_{g,lt}$	0,01946 m
průhyb od smršťování		
$f_{cs}$	$f_{cs} = k_{sh} \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$	0,00216 m
celkový průhyb	$f_{lt} = f_{g,lt} + f_{cs}$	<b>21,6255</b> mm < <b>22</b> mm

$f_{lt} = 21,63 \text{ mm} < f_{lim} = L/250 = 22 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$

## 4.7.2 Mezní stav omezení napětí

Mezní stav omezení napětí	$\alpha_e = E_s / E_{c,m}$	6,06060606		
	$A_i = A_c + \alpha_e \cdot A_s$	0,2811697 m <sup>2</sup>		
bez trhlin	$x_i = (0,5 \cdot b \cdot h^2 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot d) / A_i$	127,172354 mm		
	$I_i = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (h/2 - x_i)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_i)^2$	0,00149143 m <sup>4</sup>		
s trhlinami	$x_{ir} = \alpha_e \cdot A_s / b \cdot (-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot d / (\alpha_e \cdot A_s)})$	44,8313285 mm		
	$I_{ir} = b \cdot x_{ir}^3 / 3 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{ir})^2$	0,00023109 m <sup>4</sup>		
napětí v betonu	$\sigma_c = M_{Eg,k} \cdot x_{ir} / I_{ir} \leq k_1 \cdot f_{ck}$	9,22256612 Mpa	<	18 Mpa
	$k_2 \cdot f_{ck} =$	13,5 Mpa		Ize uvažovat lineární dotvarování betonu
napětí ve výztuži	$\sigma_{s1} = \alpha_e \cdot M_{Eg,k} \cdot (d - x_{ir}) / I_{ir} \leq k_3 \cdot f_{yk}$	223,382063 Mpa	<	400 Mpa

Napětí v betonu a výztuži vyhovuje

Napětí ve výztuži a v betonu vyhovuje.

## 4.7.3 Mezní stav šířky trhlin

Rané trhliny:

Pro desku 250 mm:

TAH		1
Prvek -výška	h=	0,25
šířka	b=	1
	h_cr	0,125
krytí	c=	0,04
průměr výztuže		0,012
Beton	fct,eff=	1,45
alfa e		6,06
k	k=	1
k_c	k_c	1
součinitel	k1	0,8
	k2	1
	k3	2,485
	k4	0,425
	k_t	0,4
A_ct	A_ct=	0,125
účinná výška	d=	0,204
vzdálenosti		0,135
A_s	A_s=	0,00084
Poloha NO x(stav I)		0
h_c,ef	h_c,ef=	0,08333
A_c,eff	A-c,eff=	0,08333
stupeň vyztžení	ρ=	0,010053
Napětí ve výztuži		216,4
vzdálenost	s_r,max=	0,505262
rozdíl přetvoření		0,000776
omezení		0,000776
šířka		0,00039

Maximální vzdálenost prutů pro desku, aby šířka trhliny byla < 0,4 mm je 135 mm, 9xØ12 v 1100 mm s krytím 20 mm jsou pruty po 115 mm. → VYHOVUJE

Maximální vzdálenost prutů pro ozub z hlediska raných trhlin není nutné posuzovat, jelikož se jedná o malou tloušťku (150 mm).

## Výpočet trhliny od zatížení:

### Mezní stav šířky trhlin

minimální plocha výztuže s ohledem na trhliny

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad 701,6144204 \text{ mm}^2 < A_{s,prov} = 1018 \text{ mm}^2$$

$$k_c = 0,4$$

$$k = 1,0$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9 \text{ Mpa} \quad w_{k,lim} = 0,4 \text{ mm}$$

$$A_{ct} = b \cdot (h - x_i) \quad 0,135110411 \text{ m}^2 \quad \text{max průměr prutu je R20} > 12$$

$$\text{max } s = 225 \text{ mm} > 115 \text{ mm}$$

Je dodržena minimální plocha výztuže s ohledem na trhliny. Jsou dodrženy podmínky maximálního průměru prutu a maximální vzdálenosti prutů podle tabulek pro posouzení šířky trhlin bez přímého výpočtu z ČSN EN 1992-1-1.

## Výpočet šířky trhliny od zatížení:

### Výpočet trhliny

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad 0,30362962 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad -1,3076E-05 < 0,00067015$$

$$s_{r,max} \quad s_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad 453,08 \text{ mm}$$

k1	0,8
k2	0,5
k3	3,4
k4	0,425

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad 0,0053$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} \quad 192162 \text{ mm}^2$$

$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,6 \sigma_s / E_s$  jelikož není splněna podmínka menší než  $\frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s}$

Šířka trhliny od přímého zatížení je  $0,3 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm} \rightarrow$  VYHOVUJE.

## 4.8 Montážní úchyty

- Vlastní tíha:

$$F_n = A_c \cdot L \cdot \gamma_{bet} = (0,25 + 0,1803/2 \cdot \cos 32^\circ) \cdot 1,1 \cdot 6,3 \cdot 25 = 56,56 \text{ kN}$$

- Síla v okamžiku vytahování dílce z formy

Dílec bude ve formě na boku. Nejprve se odbední stupně a spodní strana dílce, potom se dílec zvedne a přemístí za montážní úchyty na boční straně. Jsou navrženy montážní 2 úchyty pro vytažení z formy. V momentě vytahování dílce z formy musí být pevnost betonu v tlaku minimálně 15 MPa.

$$F_{adh} = A_{adh} \cdot v_{adh} = 2,06 \cdot 2 = 4,12 \text{ kN}$$

$$A_{adh} = 0,25 \cdot 6,3 + 0,1803 \cdot 0,285 \cdot 19 / 2 = 2,06 \text{ m}^2$$

Přilnavost dílce k bedně:  $v_{adh} = 2,0 \text{ kN/m}^2$  pro hladké nenaolejované bednění

$$F_{d,1} = 1,3 \gamma_G / (n \cdot \cos \alpha) \cdot (F_n + F_{adh}) = 1,3 \cdot 1,35 / (2 \cdot \cos 30^\circ) \cdot (56,56 + 4,12) = \mathbf{61,48 \text{ kN}}$$

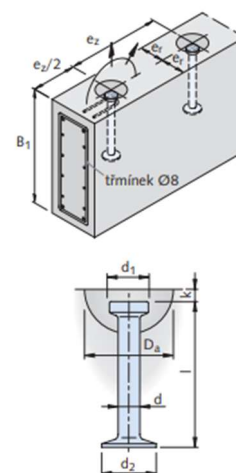
Tab. 08 Rozměry přepravních úchytů s kulovou hlavou

hmotnostní skupina	označení bez povrchové úpravy	obj. č. 0735-010-	označení žárově zinkováno	obj. č. 0735-	l [mm]	d [mm]	d <sub>1</sub> [mm]	d <sub>2</sub> [mm]	k [mm]	D <sub>1</sub> [mm]
7,5	6000-7.5-0200	00050	6000-7.5-0200 FV	200-00111	200	24	46	60	15	118
	6000-7.5-0300	00051	6000-7.5-0300 FV	010-00188	300					
	6000-7.5-0540	00052	6000-7.5-0540 FV	200-00113	540					

Tab. 09 Únosnost přepravních úchytů s kulovou hlavou v nosnicích a stěnách bez zvláštních požadavků na výtžůž (hmot. skupina 1,3-7,5) pouze [1] a [4]

hmotnostní skupina	označení bez povrchové úpravy	délka přepravních úchytů l [mm]	minimální výška nosníku B <sub>1</sub> [mm]	tloušťka stěny 2 × e <sub>r</sub> [mm]	přip. únosnost v kN pevnost betonu v tlaku				osová vzdálenost úchytů e <sub>z</sub> [mm]
					osový tah do 30° [β]	šikmý tah do 45° [β]	osový tah a šikmý tah do 45° [β]	osový tah a šikmý tah do 45° [β]	
					15 N/mm <sup>2</sup>	15 N/mm <sup>2</sup>	25 N/mm <sup>2</sup>	35 N/mm <sup>2</sup>	
7,5	6000-7.5-0200	200	410	240	45,1	36,0	58,2	68,8	610
				260	47,8	38,3	61,8	73,1	
				280	50,6	40,5	65,3	75,0	
	6000-7.5-0300	300	610	200	54,1	43,3	69,9	75,0	910
				220	58,1	46,5	75,0	75,0	
				240	62,2	49,7	75,0	75,0	
	6000-7.5-0540	540	1090	160	63,2	58,4	75,0	75,0	1630
				180	71,1	63,8	75,0	75,0	
				200	75,0	69,1	75,0	75,0	



Obrázek 64 (tabulka a schéma pro úchyty s kulovou hlavou HALFEN) [7]

Tloušťka stěny 250 mm

Návrh: přepravní úchyt s kulovou hlavou do stěn DEHA 6000-7,5-0540

Odklon závěsů od svislé osy 30°, 2 úchyty

$$N_{Rd} = 75 \text{ kN} > N_d = 61,48 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$



- Síla při dalších manipulacích:

Jsou navrženy 4 montážní úchyty pro další manipulace. V momentě další manipulace musí být pevnost betonu v tlaku minimálně 25 MPa.

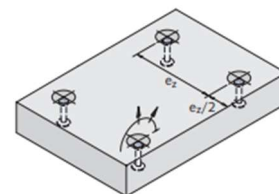
$$F_{d,2} = 1,8 \cdot \gamma_G \gamma_{man} / (n \cdot \cos \alpha) \cdot F_n = 1,8 \cdot 1,35 \cdot 1 / (2 \cdot \cos 30^\circ) \cdot 56,56 = \mathbf{79,35 \text{ kN}}$$

Tab. 11 Rozměry přepravních úchytů s kulovou hlavou

hmotnostní skupina	označení bez povrchové úpravy	obj. č. 0735.010-	označení žárově zinkováno	obj. č. 0735.-	l [mm]	d [mm]	d <sub>1</sub> [mm]	d <sub>2</sub> [mm]	k [mm]	D <sub>a</sub> [mm]
10,0	6000-10.0-0115	00054	6000-10.0-0115 FV	200-00116	115	28	46	70	15	118
	6000-10.0-0135	00056	6000-10.0-0135 FV	200-00117	135					
	6000-10.0-0150	00057	6000-10.0-0150 FV	200-00118	150					
	6000-10.0-0170	00058	6000-10.0-0170 FV	200-00119	170					
	-	-	6000-10.0-0220 FV	200-00149	220					
	-	-	6000-10.0-0250 FV	200-00120	250					
	6000-10.0-0340	00061	6000-10.0-0340 FV	200-00121	340					

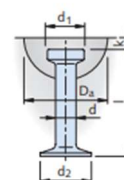
- Pro případ zatížení „Převrava“ musí být dimenzována horní výztuž.
- Při B2 čini krytí betonu u patky 25 mm.
- Při B3 čini tloušťka desky 2 x hloubka zakotvení.
- Menší tloušťky desky než B2 jsou možné pouze při vhodné antikorozi ochraně.
- Mezi tloušťkami desky B2 a B3 je možná lineární interpolace.
- \*zatížení v šikmém tahu viz ① a ②.

- Požadavky na výztuž: minimální konstrukční výztuž  
131 mm<sup>2</sup> až do 4,0 t  
188 mm<sup>2</sup> až do 7,5 t  
257 mm<sup>2</sup> až do 15,0 t  
377 mm<sup>2</sup> pro 20,0 t  
513 mm<sup>2</sup> pro 32,0 t



Tab. 12 Únosnosti přepravních úchytů s kulovou hlavou ve stropních prvcích při libovolném směru tahu

hmotnostní skupina	označení bez povrchové úpravy	délka přepravních úchytů l [mm]	přip. tloušťka desky B <sub>2</sub> [mm]	přip. únosnost v kN při minimální tloušťce desky pevnost betonu v tlaku			přip. tloušťka desky B <sub>3</sub> [mm]	přip. únosnost v kN při normální tloušťce desky pevnost betonu v tlaku			minimální osová vzdálenost e <sub>z</sub> [mm]
				*15 N/mm <sup>2</sup>	25 N/mm <sup>2</sup>	35 N/mm <sup>2</sup>		*15 N/mm <sup>2</sup>	25 N/mm <sup>2</sup>	35 N/mm <sup>2</sup>	
10,0	6000-10.0-0115	115	155	29,1	37,5	44,4	230	38,0	49,1	58,1	350
	6000-10.0-0135	135	175	36,3	46,8	55,4	270	48,7	62,9	74,4	410
	6000-10.0-0150	150	190	42,0	54,3	64,2	300	57,3	73,9	87,5	455
	6000-10.0-0170	170	210	50,2	64,8	76,6	340	69,4	89,6	100,0	515
	6000-10.0-0200	200	240	63,2	81,7	96,6	400	89,2	100,0	100,0	605
	6000-10.0-0250	250	290	87,3	100,0	100,0	500	100,0	100,0	100,0	755
	6000-10.0-0340	340	380	100,0	100,0	100,0	680	100,0	100,0	100,0	1025



Obrázek 65 (tabulka a schéma pro úchytys kulovou hlavou HALFEN) [7]

Lineární interpolace přípustné únosnosti mezi minimální tloušťkou desky 240 mm a normální tloušťkou 400 mm → pro 250 mm  $N_{Rd} = 82,84 \text{ kN}$

Návrh: přepravní úchyt s kulovou hlavou do desek DEHA 6000-10,0-0200

Odklon závěsů od svislé osy 30°, 4 úchyty (ve výpočtu 2)

$$N_{Rd} = 82,84 \text{ kN} > N_d = 79,35 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

## 5. Závěr

- Přístřešek

Přístřešek byl navržen z betonu C 25/30, krytí 40 mm.

Horní deska byla navržena s náběhem o tloušťce 130 – 300 mm s minimálním vyztužením při obou površích v obou směrech s ohledem na šířku raných trhlin  $14 \times \varnothing R10$ .

Sloupy byly navrženy 300x1500 mm. Bylo zvoleno minimální vyztužení při obou površích s ohledem na šířku raných trhlin a zároveň na napojení výztuže s horní deskou  $19 \times \varnothing R10$ . Třmínky s ohledem na rané trhliny budou  $\varnothing R10$  á 75 mm.

Spodní deska byla navržena o tloušťce 400 mm s půdorysnými rozměry 1,4x1,5 m. Výztuž je navržena minimální při obou površích s ohledem na rané trhliny  $15 \times \varnothing R12$  a kolmá konstrukční výztuž s ohledem na rané trhliny  $14 \times \varnothing R12$ .

Varianta betonu C25/30 byla oproti variantě C 30/37 zvolena z ekonomického hlediska pro menší spotřebu výztuže, jelikož se výhody vyšší pevnosti v tomto případě neprojeví. Rozhodující byla maximální osová vzdálenost prutů s ohledem na rané trhliny v MSP.

Variantou betonu C 25/30 se oproti variantě C 30/37 ušetří 7% výztuže (230 kg).

- Schodiště

Schodiště bylo navrženo jako železobetonový prefabrikát z betonu C30/37, krytí 20 mm. Dílec bude uložený na průvlaky přes ozub a akustický prvek Schöck Tronsole® typ F. Podélně bude dílec oddělen od schodišťové stěny přes akustický prvek Schöck Tronsole® typ L.

Tloušťka desky ramene je 250 mm, výška stupňů je 180,28 mm a délka stupňů 285 mm.

U prefabrikovaného schodiště byl rozhodující průhyb desky společně s vzdáleností prutů na rané trhliny, kvůli tomu se musel navýšit počet prutů hlavní nosné spodní výztuže na  $9 \times \varnothing R12 / 1,1$  m při obou površích. Osová vzdálenosti konstrukční výztuže jsou 135 mm. Ozuby jsou o vyztuženy  $9 \times \varnothing R6$  s ohledem na návaznost a menší pruty jsou zvoleny pro lepší tvarovatelnost.

## 6. Literatura

- [1] Článek z časopisu MŮJ DŮM, speciální číslo 2009/2010 dostupný na webových stránkách architektonické kanceláře atos6
- [2] Webové stránky architektonické stavebně projekční kanceláře atos6 – projekty a realizace – Vila ve staré Bělé, autor návrhu: Ing. arch. Radim Václavík, autoři fotografií: Radovan Šťastný. Jana Labutová, Jiří Vaněk, Radim Václavík
- [3] ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015.
- [4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007
- [5] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021
- [6] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004
- [7] Podklad pro navrhování úchyťů s kulovou hlavou HALFEN – DEHA dostupný na webových stránkách halfen.com
- [8] HANZLOVÁ, Hana. ŠMEJKAL Jiří. Betonové a zděné konstrukce 1 – Základy navrhování betonových konstrukcí. Praha: Skriptum ČVUT 2013
- [9] ŠMEJKAL, Jiří. PROCHÁZKA, Jaroslav. Výpočet šířky trhlin. Článek v časopise Beton 6/2014
- [10] ŠMEJKAL, Jiří. PROCHÁZKA, Jaroslav. Výpočet šířky trhlin, část 2. Článek v časopise Beton 1/2015
- [11] ŠMEJKAL, Jiří. PROCHÁZKA, Jaroslav. Výpočet šířky trhlin, část 3. Článek v časopise Beton 3/2015
- [12] HASA, Michal. ZICH, Miloš. Prefabrikované nosníky uložené ozubem, Část 2: Experimentální výzkum a numerická analýza. Článek v časopise Beton 3/2019
- [13] ŠMEJKAL, Jiří. PROCHÁZKA, Jaroslav. Tabulky pro navrhování pozemních staveb. Železobetonové konstrukce (TP 1.13.2). Profesis ČKAIT 2017
- [14] Podklady k přednáškám a pomůcky ke cvičení předmětů NNKB, BK01 a BK02 dostupné na webu katedry betonových a zděných konstrukcí
- [15] Podklady pro navrhování Porotherm – dostupné na webových stránkách wienerberger.cz
- [16] Technické listy a podklady pro navrhování k produktům Schöck Tronsole® dostupné na webových stránkách schoeck.com

- [17] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005
- [18] ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006
- [19] ČSN EN 206+A2 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021
- [20] ČSN P 73 2404 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda – Doplnující informace. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021

## 7. Seznam příloh

1. Technická zpráva ke statické části
2. Výkres výztuže přístřešku, M1:25
3. Výkres výztuže horní desky přístřešku, M1:25
4. Výkres výztuže a výkres tvaru schodiště, M1:25
5. Výkres tvaru 1.PP a 1.NP, M1:50
6. Výkres tvaru 2.NP, M1:50