

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ



DIPLOMOVÁ PRÁCE

2019

BC. MICHAELA ŠTRUNCOVÁ

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Vila Labská

Diplomová práce

Vypracovala: Bc. Michaela Štruncová
Vedoucí diplomové práce: Ing. Iva Broukalová, Ph.D.
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Štruncová** Jméno: **Michaela** Osobní číslo: **423817**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávací katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Studijní obor: **Konstrukce pozemních staveb**

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

Vila Labská

Název diplomové práce anglicky:

Villa Labská

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D., katedra betonových a zděných konstrukcí FSv

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) diplomové práce:

Datum zadání diplomové práce: **10.10.2018**

Termín odevzdání diplomové práce: **13.01.2019**

Platnost zadání diplomové práce: _____

doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) práce

podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

prof. Ing. Jiří Máca, C.Sc.
podpis děkana(ky)

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Diplomantka bere na vědomí, že je povinna vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v diplomové práci.

Datum převzetí zadání

Podpis studentky

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto práci vypracovala samostatně. Veškeré literární zdroje a informace, které jsem v práci využila, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Jsem si vědoma toho, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., ve znění zákona č. 81/2005 Sb. (autorský zákon).

Souhlasím s prezenčním zpřístupněním své práce v Ústřední knihovně Fakulty stavební a Fakulty architektury ČVUT.

V Praze dne

.....
Michaela Štruncová

Poděkování

Ráda bych na tomto místě poděkovala paní Ing. Ivě Broukalové, Ph.D. za konzultace, užitečné rady a pomoc při vypracování této diplomové práce.

Souhrn

Diplomová práce je zaměřena na návrh rodinné vily v Pardubicích. Vstupním podkladem pro tuto práci je projektová dokumentace ve stupni DSP. V úvodní části se nachází popis objektu včetně schémat půdorysů, řezu a konstrukčního řešení objektu. Následující kapitola se zabývá výpočtem zatížení působícího na konstrukci vily, které je následně použito jako jeden ze vstupních parametrů pro výpočetní model budovy. Předběžným statickým výpočtem jsou navrženy dimenze jednotlivých nosných prvků. Pro tvorbu modelu konstrukce je použit program RFEM společnosti Dlubal. Jedná se o výpočetní program založený na MKP (metoda konečných prvků). Další kapitoly jsou zaměřeny na podrobné statické výpočty jednotlivých nosných prvků objektu a návrh výztuže. V přílohách jsou obsaženy schémata tvaru a výztuže pro nadimenzované prvky. V závěru je ověřeno sedání konstrukce pomocí přídavného modulu RF-SOILIN, výpočetního programu uvedeného výše.

Klíčová slova

výpočetní model, konstrukce, zatížení, vnitřní síly, návrh, schéma tvaru, schéma výztuže, železobeton, ocel, zdivo, stropní deska, základová deska, sloup, průvlak, stěna

Summary

The diploma thesis is focused on the design of a family villa in Pardubice. The source material for this work is the project documentation in the stage of documentation for building permission. The introductory part contains a description of the building, including floor plans, section and structural design. The following chapter deals with the calculation of the load on the structure of the villa, which is subsequently used as one of the input parameters for the building model. The dimensions of the individual supporting elements are designed in preliminary static calculation. The structural model is created in the RFEM program. This is a calculation program based on FEM (Finite Element Method). The next chapters are focused on detailed static calculations of the individual bearing elements and the design of the reinforcement. Attachments contain shape and reinforcement schemes of designed elements. In the end structure sedimentation is verified using the RF-SOILIN add-on module, the computer program mentioned above.

Key words

calculation model, structure, load, internal forces, design, shape scheme, reinforcement scheme, reinforced concrete, steel, masonry, ceiling slab, foundation slab, column, beam, wall

Obsah

1. Základní údaje	10
1.1. Popis objektu	10
1.2. Konstrukce objektu	11
2. Zatížení	13
2.1. Stálé zatížení.....	13
2.1.1. Vlastní tíha.....	13
2.1.2. Skladby konstrukcí	13
2.1.3. Zemní tlak.....	15
2.2. Proměnné zatížení.....	16
2.2.1. Užité zatížení	16
2.2.2. Příčky.....	16
2.2.3. Zatížení sněhem.....	17
2.2.4. Zatížení větrem	19
3. Předběžný návrh	24
3.1. Použité normy	24
3.2. Materiálové charakteristiky	24
3.3. Krycí vrstva výztuže	26
3.4. Stropní desky	27
3.4.1. Deska D1	27
3.4.2. Deska D2	28
3.4.3. Deska D3	28
3.4.4. Deska D4	29
3.5. Průvlaky.....	30
3.5.1. Průvlak P1.....	30
3.5.2. Průvlak P2.....	31
3.5.3. Průvlak P3.....	32
3.5.4. Ověření poměrné výšky tlačené oblasti a stupně vyztužení	33
3.5.5. Ověření průvlaků z hlediska smyku	34
3.5.6. Ověření ohybové štíhlosti průvlaků.....	34

3.6.	Schodiště.....	35
3.6.1.	Schodiště 1.PP	35
3.6.2.	Schodiště 1.NP.....	37
3.6.3.	Schodiště 2.NP.....	39
3.7.	Stěny	40
3.8.	Sloupy.....	41
3.9.	Krov	41
4.	Výpočetní model konstrukce.....	43
4.1.	Zatěžovací stavy a kombinace	45
5.	Návrh výztuže stropních desek.....	47
5.1.	Desky 1.PP.....	47
5.1.1.	Schéma.....	47
5.1.2.	Návrhové vnitřní síly D1	48
5.1.3.	Návrhové vnitřní síly D2	50
5.1.4.	Návrh a posouzení výztuže.....	52
5.2.	Deska 1.NP	54
5.2.1.	Schéma.....	54
5.2.2.	Návrhové vnitřní síly	55
5.2.3.	Návrh a posouzení výztuže.....	57
5.3.	Deska 2.NP	59
5.3.1.	Schéma.....	59
5.3.2.	Návrhové vnitřní síly	60
5.3.3.	Návrh a posouzení výztuže.....	62
6.	Návrh výztuže průvlaků.....	64
6.1.	Průvlaky 1.PP	64
6.1.1.	Vnitřní síly P1a.....	65
6.1.2.	Posouzení P1a.....	66
6.1.3.	Vnitřní síly P1b.....	68
6.1.4.	Posouzení P1b.....	68
6.2.	Průvlaky 1.NP.....	69
6.2.1.	Vnitřní síly	69
6.2.2.	Posouzení.....	70

6.3. Průvlaky 2.NP.....	72
6.3.1. Vnitřní síly.....	72
6.3.2. Posouzení.....	73
7. Návrh sloupů.....	75
7.1. Sloup S1.....	76
7.1.1. Vnitřní síly.....	76
7.1.2. Posouzení.....	77
7.2. Sloup S2.....	78
7.2.1. Vnitřní síly.....	78
7.2.2. Posouzení.....	79
8. Návrh výztuže věnců.....	81
9. Posouzení zděných konstrukcí.....	82
10. Založení objektu.....	84
10.1. Vstupní data.....	84
10.2. Posouzení sedání konstrukce.....	85
10.3. Zajištění okolních staveb.....	86
11. Závěr.....	87
12. Literatura.....	88
13. Seznam příloh.....	90

1. Základní údaje

1.1. Popis objektu

Řešeným objektem je novostavba vily Labská nacházející se v památkové zóně v blízkosti zámku v Pardubicích. Vila je umístěna v proluce mezi stávajícími rodinnými domy. Půdorysné rozměry budovy jsou 34,9 x 14 m s výškou nad terénem 11,5 m.



Obr. 1 Vizualizace budovy – Pohled ze silnice

Svažitý terén pozemku je využit k částečnému zabudování podzemního podlaží, které slouží jako garáže a wellness. Objekt o dispozici 7+kk má krom jednoho podzemního i tři nadzemní podlaží. Každé podlaží ustupuje, a tím jsou tvořeny terasy.

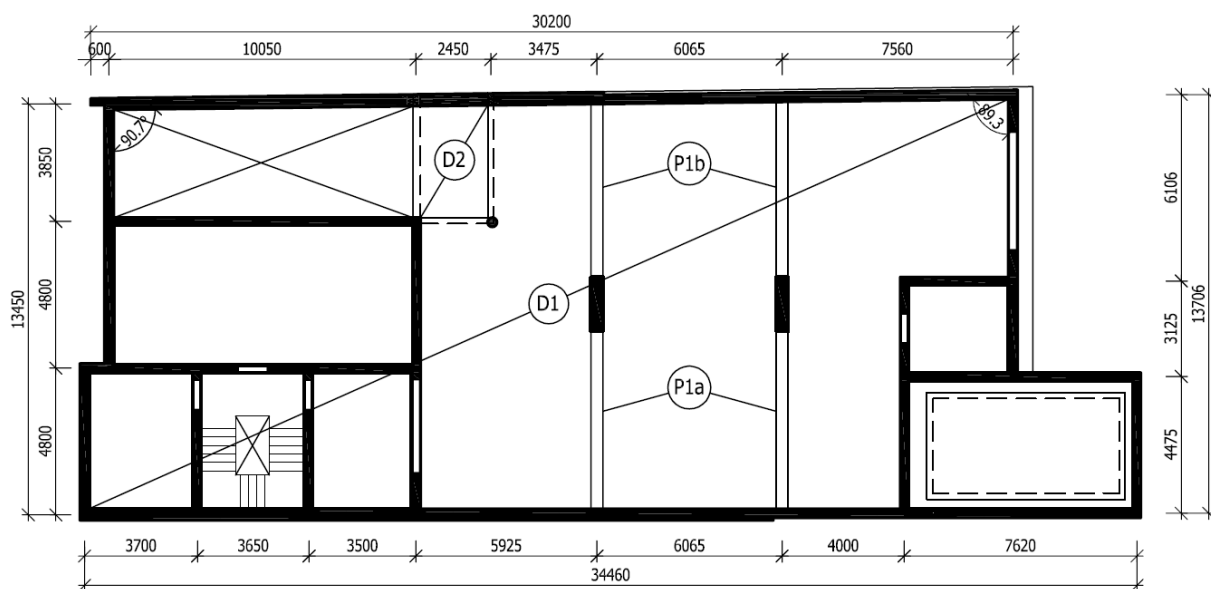


Obr. 2 Vizualizace budovy – Pohled ze zahrady

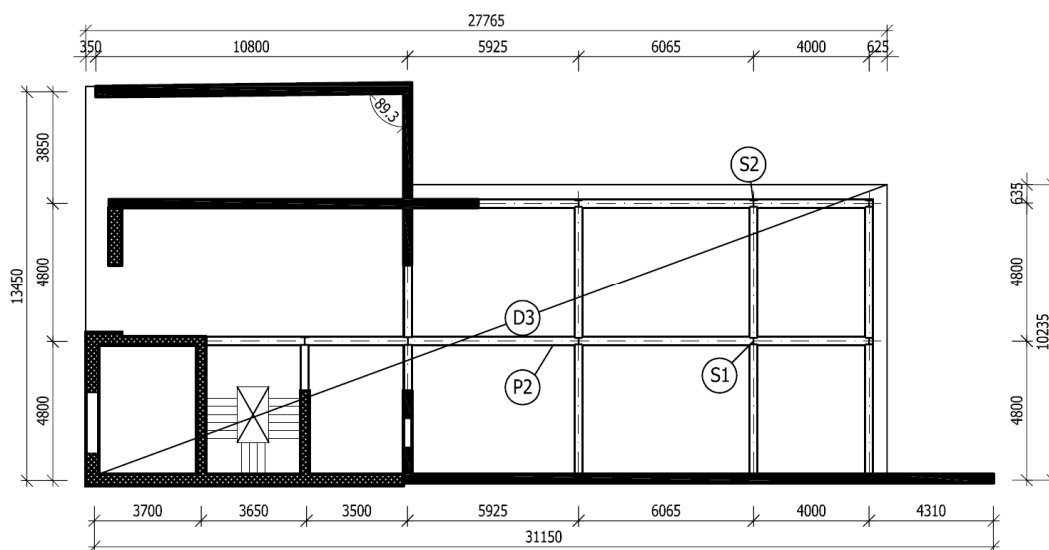
1.2. Konstrukce objektu

Založení objektu je tvořeno základovou deskou, která je spolu s obvodovými suterénními stěnami uvažována jako bílá vana. Suterén je doplněn vnitřními železobetonovými stěnami a sloupky.

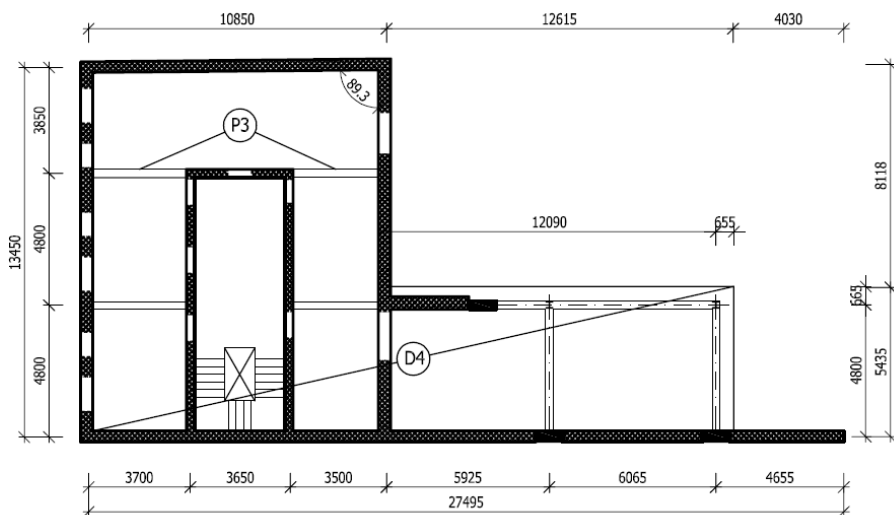
Svislý nosný systém budovy je řešen kombinací železobetonových a zděných stěn spolu s ocelovými sloupky. Vodorovné konstrukce jsou tvořeny železobetonovými monolitickými deskami s průvlaky. Okraje desky v části teras jsou doplněny o nadvlaky tvořící místo pro vegetaci. Vertikální komunikace mezi jednotlivými podlažími je zajištěna trojramenným železobetonovým schodištěm. Celková konstrukční výška je 14,1 m, výška nad terénem je 11,5 m.



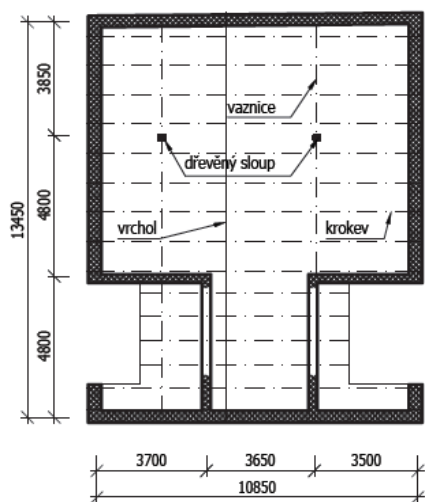
Obr. 3 Konstrukční systém 1.PP



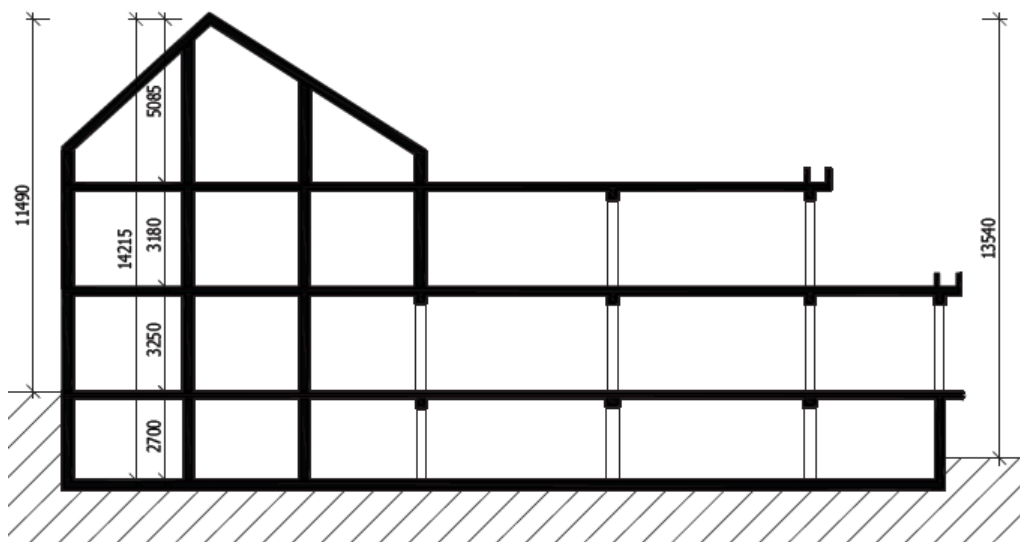
Obr. 4 Konstrukční systém 1.NP



Obr. 5 Konstrukční systém 2.NP



Obr. 6 Konstrukční systém 3.NP + střecha



Obr. 7 Konstrukční systém – Řez

2. Zatížení

2.1. Stálé zatížení

2.1.1. Vlastní tíha

Vlastní tíha nosné konstrukce je automaticky započítána prostřednictvím programu RFEM Dlubal.

2.1.2. Skladby konstrukcí

V objektu se v rámci obytných místností nachází více skladeb lišící se zejména tloušťkou tepelné izolace. Zde je uvedeno několik skladeb, vyvozující největší zatížení.

Podlaha P1 - garáž	tl. [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_F	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba + lepidlo	20	2200	0,44	1,35	0,59
Hydroizolační stěrka	-	-	-	1,35	-
Betonová vrstva s kari sítí	50	2500	1,25	1,35	1,69
Hydroizolace - 2x asfaltový pás	8	1200	0,10	1,35	0,13
Tepelná izolace	100	35	0,04	1,35	0,05
Železobetonová deska	-	-	-	1,35	-
CELKEM	178		1,82		2,46

Podlaha P2 - koupelna + wc	tl. [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_F	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba + lepidlo	20	2200	0,44	1,35	0,59
Hydroizolační stěrka	-	-	-	1,35	-
Betonová vrstva s kari sítí	75	2500	1,88	1,35	2,53
Cem. potěr (podlahové topení)	25	2200	0,55	1,35	0,74
Reflexní tepelně izolační folie	-	-	-	1,35	-
Tepelná + kročejová izolace	150	35	0,05	1,35	0,07
Železobetonová deska	-	-	-	1,35	-
CELKEM	270		2,92		3,94

Podlaha P3 - 1. + 2.NP	tl. [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_F	g_d [kN/m ²]
Dřevěná vícevrstvá podlaha	15	950	0,14	1,35	0,19
Betonová vrstva s kari sítí	80	2500	2,00	1,35	2,70
Cem. potěr (podlahové topení)	25	2200	0,55	1,35	0,74
Reflexní tepelně izolační folie	-	-	-	1,35	-
Tepelná + kročejová izolace	150	35	0,05	1,35	0,07
Železobetonová deska	-	-	-	1,35	-
Sádkartonový podhled	12,5	760	0,10	1,35	0,13
CELKEM	270		2,84		3,83

Podlaha P5 - terasa	tl. [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_F	g_d [kN/m ²]
Dřevěná podlaha	20	800	0,16	1,35	0,22
Rošt z hranolů 45x70 mm	45	800	0,36	1,35	0,49
Hydroizolační folie	-	-	-	1,35	-
Tepelná izolace spádovaná XPS	220	35	0,08	1,35	0,10
Separáční folie	-	-	-	1,35	-
Železobetonová deska	-	-	-	1,35	-
Parotěsná zábrana	-	-	-	1,35	-
Tepelná izolace - min. vlákna	40	100	0,04	1,35	0,05
SDK podhled	12,5	760	0,10	1,35	0,13
CELKEM	285		0,73		0,99

V rámci zjednodušení je do výpočtu dále uvažováno jednotné zatížení od skladeb. Velikost je dána nejvyšší navrženou charakteristickou hodnotou $g_k = 2,92 \text{ kN/m}^2$.

Střecha	tl. [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_F	g_d [kN/m ²]
Vláknocementová krytina	5,2	1850	0,10	1,35	0,13
Latě a kontralatě 40x60 mm	40	400	0,16	1,35	0,22
Hydroizolace - difuzně otevřená	-	-	-	1,35	-
Tepelná izolace - min. vlákna	260	100	0,26	1,35	0,35
Parotěsná zábrana	-	-	-	1,35	-
Tepelná izolace - min. vlákna	40	100	0,04	1,35	0,05
SDK podhled	12,5	760	0,10	1,35	0,13
CELKEM			0,65		0,88

Exteriérový květník - 1.PP	tl. [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_F	g_d [kN/m ²]
Vegetace – keře	-	-	0,20	1,35	0,27
Substrát (plně nasycen)	600	950	5,70	1,35	7,70
Filtrační vrstva – textilie	-	-	-	-	-
Drenážní + akumulací vrstva (keramzit)	400	600	2,40		
Ochranná vrstva – textilie	-	-	-	-	-
Hydroizolace – 2x asfaltový pás	9		0,11		
Tepelná izolace	220	35	0,08	1,35	0,10
Pojistná hydroizolace	4	-	0,05		
Železobetonová deska	-	-	-	1,35	-
CELKEM			8,54		8,07

Exteriérový květník - 1.-2.NP	tl. [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_F	g_d [kN/m ²]
Vegetace – keře	-	-	0,20	1,35	0,27
Substrát (plně nasycen)	300	950	2,85	1,35	3,85
Filtrační vrstva – textilie	-	-	-	1,35	-
Drenážní + akumulací vrstva (keramzit)	70	600	0,42	1,35	0,57
Ochranná vrstva – textilie	-	-	-	1,35	-
Hydroizolace – 2x asfaltový pás	9	-	0,11	1,35	0,15
Tepelná izolace	50	35	0,02	1,35	0,15
Pojistná hydroizolace	4	-	0,05	1,35	0,07
Železobetonová deska	-	-	-	1,35	-
CELKEM			3,65		4,92

2.1.3. Zemní tlak

Zásyp suterénních stěn objektu je proveden zeminou odtěženou při stavbě podzemního podlaží:

charakteristická objemová tíha zeminy:	$\gamma_z = 21 \text{ kN/m}^3$
návrhový efektivní úhel vnitřního tření:	$\varphi = 19^\circ$
hloubka HPV:	2,5 m
hloubka stěny:	2,7 m
přetížení terénu:	$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
součinitel zemního tlaku v klidu:	$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 19 = 0,674$

Charakteristický tlak od přetížení:

$$\sigma_q = q_k \cdot K_0 = 5 \cdot 0,674 = 3,37 \text{ kN/m}^2$$

Charakteristický tlak od zeminy v patě:

$$\sigma_{z(h)} = \gamma_z \cdot h \cdot K_0 = 21 \cdot 2,7 \cdot 0,674 = 38,22 \text{ kN/m}^2$$

Charakteristický tlak od vody v patě:

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h = 10 \cdot 0,2 = 2 \text{ kN/m}^2$$

Charakteristický tlak celkem:

$$\sigma_{k,h} = \sigma_q + \sigma_{z(h)} = 3,37 + 0 = \mathbf{3,37 \text{ kN/m}^2}$$

$$\sigma_{k,p} = \sigma_q + \sigma_{z(h)} + \sigma_w = 3,37 + 38,22 + 2 = \mathbf{43,6 \text{ kN/m}^2}$$

2.2. Proměnné zatížení

2.2.1. Užité zatížení

	g_k [kN/m ²]	γ_F	g_d [kN/m ²]
Stropní deska - Kategorie A	1,50	1,5	2,25
Schodiště - Kategorie A	3,00	1,5	4,50
Stropní deska - terasa - Kategorie A	3,00	1,5	7,50
Střecha - nepochozí - kategorie H	0,75	1,5	1,13
Garáže - kategorie F	2,50	1,5	3,75

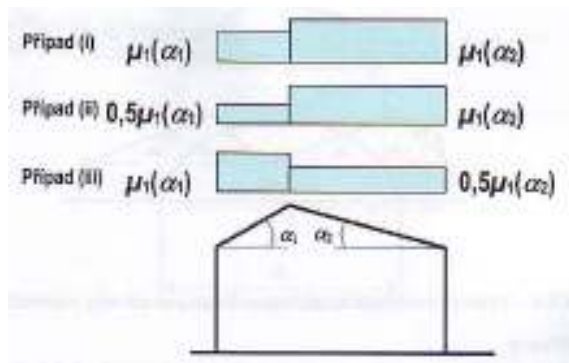
2.2.2. Příčky

V objektu se nachází příčky YTONG o tloušťce 100 a 150 mm, jejichž objemová hmotnost je 5 kN/m³. Dle normy ČSN EN 1991-1-1: Obecná zatížení [1] lze přemístitelné příčky o vlastní tíze do 3 kN/m převést na náhradní plošné zatížení o velikosti **1,2 kN/m²**. Uvedené příčky toto kritérium splňují, a tudíž je uvedená hodnota zatížení použita dále ve výpočtu a výpočtovém modelu konstrukce.

2.2.3. Zatížení sněhem

Zatížení sněhem je stanoveno dle normy ČSN EN 1991-1-1-3 [3]. Ruční výpočet je proveden jako kontrola pro hodnoty vygenerované výpočtním programem RFEM.

a) Sedlová střecha



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

kde μ_i ... tvarový součinitel zatížení sněhem

C_e ... součinitel expozice

C_t ... tepelný součinitel

s_k ... charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi

Obr. 8 Schéma zatížení sněhem sedlová střecha [3]

- Tvarový součinitel $30^\circ < \alpha \leq 60^\circ$
 pro $\alpha_1 = 42^\circ \rightarrow \mu_1(\alpha_1) = 0,8 (60-\alpha_1) / 30 = 0,8 (60-42) / 30 = 0,47$
 pro $\alpha_2 = 32^\circ \rightarrow \mu_1(\alpha_2) = 0,8 (60-\alpha_2) / 30 = 0,8 (60-32) / 30 = 0,736$
- Normální typ krajiny $\rightarrow C_e = 1,0$
- Tepelný součinitel $\rightarrow C_t = 1,0$
- Sněhová oblast I. (Pardubice) $\rightarrow s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

Případ (i)

$$s_1 = \mu_1(\alpha_1) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,47 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,33 \text{ kN/m}^2$$

$$s_2 = \mu_1(\alpha_2) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,736 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,51 \text{ kN/m}^2$$

Strana s α_1		Strana s α_2	
μ_1 :	0.469 [-]	μ_1 :	0.735 [-]
μ_2 :	- [-]	μ_2 :	- [-]
s_1 :	0.33 [kN/m ²]	s_1 :	0.51 [kN/m ²]
s_2 :	- [kN/m ²]	s_2 :	- [kN/m ²]

Obr. 9 Hodnoty zatížení vygenerované programem RFEM

Případ (ii)

$$s_1 = 0,5\mu_1(\alpha_1) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,5 \cdot 0,47 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,16 \text{ kN/m}^2$$

$$s_2 = \mu_1(\alpha_2) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,47 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,51 \text{ kN/m}^2$$

Strana s α_1		Strana s α_2	
μ_1 :	0.469 [-]	μ_1 :	0.735 [-]
μ_2 :	- [-]	μ_2 :	- [-]
s_1 :	0.16 [kN/m ²]	s_1 :	0.51 [kN/m ²]
s_2 :	- [kN/m ²]	s_2 :	- [kN/m ²]

Obr. 10 Hodnoty zatížení vygenerované programem RFEM

Případ (iii)

$$s_1 = \mu_1(\alpha_1) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,47 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,33 \text{ kN/m}^2$$

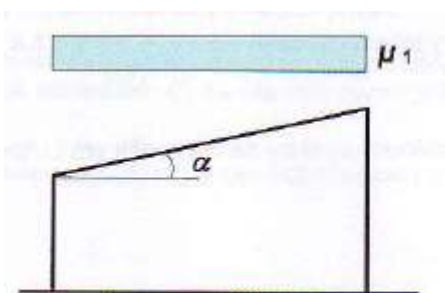
$$s_2 = 0,5\mu_1(\alpha_2) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,5 \cdot 0,47 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,26 \text{ kN/m}^2$$

Strana s α_1		Strana s α_2	
μ_1 :	0.469 [-]	μ_1 :	0.735 [-]
μ_2 :	- [-]	μ_2 :	- [-]
s_1 :	0.33 [kN/m ²]	s_1 :	0.26 [kN/m ²]
s_2 :	- [kN/m ²]	s_2 :	- [kN/m ²]

Obr. 11 Hodnoty zatížení vygenerované programem RFEM

Hodnoty spočtené ručním výpočtem a vygenerované programem jsou totožné, lze je tedy považovat za správné a dále používat.

b) Plochá střecha (terasy)



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

kde μ_i ... tvarový součinitel zatížení sněhem

C_e ... součinitel expozice

C_t ... tepelný součinitel

s_k ... charakteristická hodnota zatížení

sněhem na zemi

Obr. 12 Schéma zatížení sněhem – plochá střecha [3]

- Tvarový součinitel $0^\circ < \alpha \leq 30^\circ$

$$\mu_1(\alpha) = 0,8$$

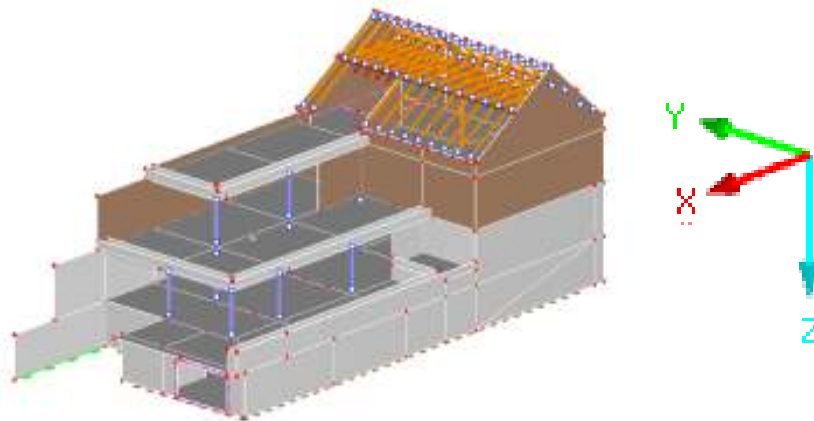
- Normální typ krajiny $\rightarrow C_e = 1,0$

- Tepelný součinitel $\rightarrow C_t = 1,0$
- Sněhová oblast I. (Pardubice) $\rightarrow s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

$$s = \mu(\alpha) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

2.2.4. Zatížení větrem

Zatížení větrem je určeno dle ČSN EN 1991-1-4 [4].



Obr. 13 Orientace větru podle souřadného systému

a) Základní rychlost větru

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

kde $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$... výchozí základní rychlost větru (větrná oblast II.)

$c_{dur} = 1,0$... součinitel směru větru

$c_{season} = 1,0$... součinitel ročního období

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

b) Základní tlak větru

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

kde $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$... hustota vzduchu

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390,63 \text{ N/m}^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

c) Referenční výška pro směr X

$$b = 13,8 \text{ m}$$

$$h = 11,4 \text{ m}$$

$$h \leq b \rightarrow h = z_e = 11,4 \text{ m}$$

d) Referenční výška pro směr Y

$$b = 13,8 \text{ m}$$

$$h = 9,7 \text{ m}$$

$$h \leq b \rightarrow h = z_e = 9,7 \text{ m}$$

e) Maximální dynamický tlak

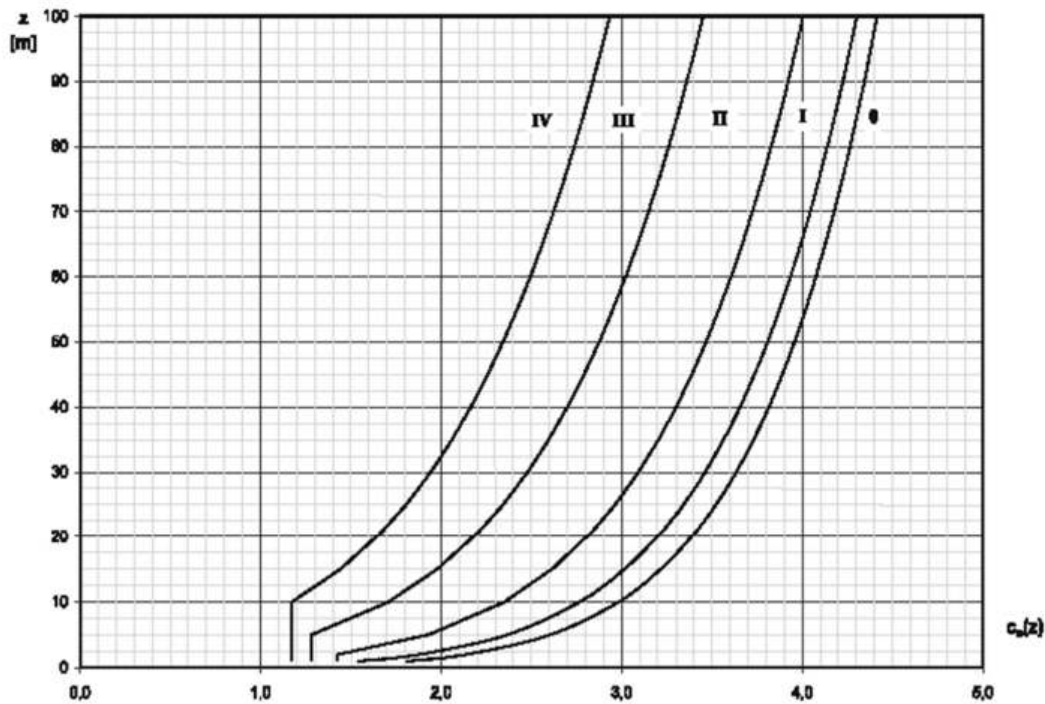
$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

kde $c_e(z) = 1,8 \dots$ součinitel expozice (odečten z grafu)

$q_b = 0,39 \text{ kN/m}^2$... základní tlak větru

– kategorie terénu III.

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1,8 \cdot 0,39 = 0,7 \text{ kN/m}^2$$



Obr. 14 Graf pro určení maximálního dynamického tlaku [4]

f) Zatížení na stěny

Směr Y

$h = 9,7 \text{ m}$

$b = 19,6 \text{ m}$ (rozměr nejdelší nechráněné části objektu
okolní zástavbou)

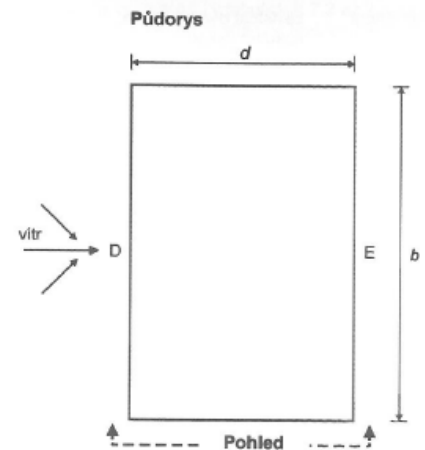
$d = 13,8 \text{ m}$

$e = \min(b; 2h) \rightarrow e = \min(19,6; 19)$

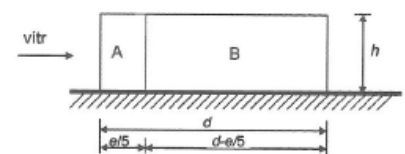
$e = 19 \text{ m}$

$h/d = 0,7$

Oblast	A	B	D	E
$c_{pe,10}$	-1,2	-1,2	0,8	-0,4
$q_p(z)$	0,7	0,7	0,7	0,7
w_e	-0,84	-0,84	0,56	-0,28



Pohled pro $e \geq d$



Směr X

$h = 11,3 \text{ m}$

$b = 13,8 \text{ m}$

$d = 30,4 \text{ m}$

$e = \min(b; 2h) \rightarrow e = \min(13,8; 22,6)$

$e = 13,8 \text{ m}$

$h/d = 0,37$

Oblast	A	B	D	E
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,9	0,7	-0,3
$q_p(z)$	0,7	0,7	0,7	0,7
w_e	-0,84	-0,63	0,49	-0,21

g) Zatížení na střechu

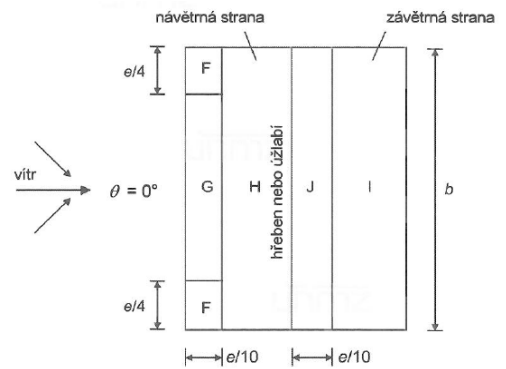
Směr Y

$h = 9,7 \text{ m}$

$b = 13,8 \text{ m}$

$e = \min(b; 2h) \rightarrow e = \min(13,8; 19,4)$

$e = 13,8 \text{ m}$



Oblast	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,4	-0,9	-0,7	0,2
$q_p(z)$	0,7	0,7	0,7	0,7
w_e	-0,98	-0,63	-0,49	0,14

Součinitel vnějšího tlaku $c_{pe,10}$		Vnější tlak w_e [kN/m ²]	
Oblast	F :	F :	
	-1.373	-0.92	
	G :	G :	
	-0.886	-0.60	
	H :	H :	
	-0.700	-0.47	
	I :	I :	
	0.200	0.13	

Obr. 15 Hodnoty zatížení vygenerované programem RFEM

Směr X

$$h = 11,4 \text{ m}$$

$$b = 13,8 \text{ m}$$

$$e = \min(b; 2h) \rightarrow e = \min(13,8; 22,8)$$

$$e = 13,8 \text{ m}$$

směr X+ $\alpha = 32^\circ$	Oblast	F	G	H	I	J
	$c_{pe,10}$	0,7	0,7	0,4	-0,2	-0,3
	$q_p(z)$	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
	w_e	0,49	0,49	0,28	-0,14	-0,21
směr X- $\alpha = 42^\circ$	Oblast	F	G	H	I	J
	$c_{pe,10}$	0,7	0,7	0,6	-0,4	-0,5
	$q_p(z)$	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
	w_e	0,49	0,49	0,42	-0,28	-0,35

Součinitel vnějšího tlaku $c_{pe,10}$		Vnější tlak w_e [kN/m ²]	
Oblast	F : 0.700	F :	0.49
	G : 0.700	G :	0.49
	H : 0.432	H :	0.30
	I : -0.234	I :	-0.16
	J : -0.334	J :	-0.23

Součinitel vnějšího tlaku $c_{pe,10}$		Vnější tlak w_e [kN/m ²]	
Oblast	F : 0.700	F :	0.49
	G : 0.700	G :	0.49
	H : 0.566	H :	0.40
	I : -0.368	I :	-0.26
	J : -0.468	J :	-0.33

Obr. 16 Hodnoty zatížení vygenerované programem RFEM

Hodnoty spočtené ručním výpočtem a vygenerované programem jsou podobné, lze je tedy považovat za správné a dále používat. Odchylka je způsobena podrobnějším výpočtem RFEMu.

3. Předběžný návrh

3.1. Použité normy

ČSN EN 1990 Eurokód: Základy navrhování konstrukcí, ČSNI, 2004

ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení budov, ČSNI, 2006

ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem, ČSNI, 2004

ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem, ČSNI, 2005

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

ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1995-1-1 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce

ČSN EN 206-1: Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda, ČSNI, 2001

3.2. Materiálové charakteristiky

- Beton C25/30 (horní stavba)

Charakteristická pevnost betonu v tlaku: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,67 \text{ MPa}$

Modul pružnosti: $E_{cm} = 29 \text{ GPa}$

- Beton C30/37 (spodní stavba)

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

Návrhová pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 30 / 1,5 = 20 \text{ MPa}$

Modul pružnosti: $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

- Ocel B500B

Modul pružnosti oceli:	$E_s = 210 \text{ GPa}$
Charakteristická mez kluzu oceli:	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost betonu v tlaku:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 500 / 1,15$ $\doteq 435 \text{ MPa}$
- Zdivo POROTHERM 44 T Profi

Rozměry:	248x440x249
Objemová hmotnost prvku:	$\rho = 670 \text{ kg/m}^3$
Průměrná pevnost zdícího prvku v tlaku:	$f_u = 8 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost zdiva v tlaku:	$f_k = 3,5 \text{ MPa}$
Součinitel přetvárnosti:	$K_E = 800$



Obr. 17 Porotherm 44 T Profi [12]

- Zdivo POROTHERM 30 T Profi

Rozměry:	248x300x249
Objemová hmotnost prvku:	$\rho = 650 \text{ kg/m}^3$
Průměrná pevnost zdícího prvku v tlaku:	$f_u = 8 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost zdiva v tlaku:	$f_k = 3,5 \text{ MPa}$
Součinitel přetvárnosti:	$K_E = 800$



Obr. 18 Porotherm 30 T Profi [12]

3.3. Krycí vrstva výztuže

- Stěny a stropní desky

– Beton C25/30 – XC1 – C10,2 – D_{max} 16mm – S3

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

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

kde $c_{min,b} = 12 \text{ mm}$... předpokládaný průměr prutu \emptyset

$c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$... krycí vrstva z hlediska třídy konstrukce a vlivu prostředí

$\Delta c_{dur,\gamma}, \Delta c_{dur,st}, \Delta c_{dur,add}$... zohlednění další ochrany výztuže

(doporučené hodnoty 0 mm)

$$c_{min} = \max \{12; 10; 10mm\} = 12 \text{ mm}$$

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$... přídavek pro návrhovou odchylku (doporučená hodnota)

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 12 + 10 = 22 \text{ mm}$$

Návrhová hodnota krycí vrstvy: **c = 25 mm**

- Suterénní stěny, základová deska

– Beton C30/37 – XC2 – XA1 – C10,2 – D_{max} 16mm – S3

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

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

kde $c_{min,b} = 12 \text{ mm}$... předpokládaný průměr prutu \emptyset

$c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$... krycí vrstva z hlediska třídy konstrukce a vlivu prostředí

$\Delta c_{dur,\gamma}, \Delta c_{dur,st}, \Delta c_{dur,add}$... zohlednění další ochrany výztuže

(doporučené hodnoty 0 mm)

$$c_{min} = \max \{12; 25; 10mm\} = 25 \text{ mm}$$

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$... přídavek pro návrhovou odchylku (doporučená hodnota)

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

Návrhová hodnota krycí vrstvy: **c = 35 mm**

3.4. Stropní desky

3.4.1. Deska D1

Umístění desky D1 viz kapitola 1.2. Konstrukce objektu.

Spojité deska nad 1.PP je v největším rozpětí jednosměrně pnutá mezi průvlaky a na koncích je uložena do stěny. Rozpon největšího pole je $L_{\max} = 6,06$ m.

- Empirický návrh:

$$h_d = (1/35 \div 1/30) \cdot L_{\max} = (1/35 \div 1/30) \cdot 6060 = 173 \div 202 \text{ mm}$$

→ Navrhuji tloušťku desky 220 mm.

- Vymezuující ohybová štíhlost

$$\lambda = L/d \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,\text{tab}}$$

kde	λ	... ohybová štíhlost posuzovaného prvku
	λ_d	... vymezuující ohybová štíhlost
	$\kappa_{c1} = 1,0$... součinitel tvaru průřezu
	$\kappa_{c2} = 1,0$... součinitel rozpětí
	$\kappa_{c3} = 1,2$... součinitel napětí tahové výztuže (odhad)
	$\lambda_{d,\text{tab}} = 27,8$... tabulková hodnota vymezuující ohybové štíhlosti (vnitřní pole spojitě desky, $\rho \leq 0,5\%$)

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,\text{tab}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 27,8 = 33,36$$

$$d = h - \frac{1}{2} \varnothing - c = 220 - \frac{1}{2} \cdot 10 - 20 = 195 \text{ mm}$$

$$\lambda = L/d = 6060 / 195 = 31,08 \geq \lambda_d = 33,36$$

Deska D1 o tloušťce **220 mm** vyhoví podmínce ohybové štíhlosti.

3.4.2. Deska D2

Umístění desky D2 viz kapitola 1.2. Konstrukce objektu.

Deska nad 1.PP je jednosměrně pnuta mezi průvlaky s rozpětím $L_{\max} = 2,53$ m.

- Empirický návrh:

$$h_d = (1/35 \div 1/30) \cdot L_{\max} = (1/35 \div 1/30) \cdot 2530 = 72 \div 84 \text{ mm}$$

→ Navrhuji tloušťku desky 130 mm.

- Vymezuující ohybová štíhlost

$$\lambda = L/d \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,\text{tab}}$$

kde	λ	... ohybová štíhlost posuzovaného prvku
	λ_d	... vymezuující ohybová štíhlost
	$\kappa_{c1} = 1,0$... součinitel tvaru průřezu
	$\kappa_{c2} = 1,0$... součinitel rozpětí $\kappa_{c2} \leq 7$
	$\kappa_{c3} = 1,2$... součinitel napětí tahové výztuže (odhad)
	$\lambda_{d,\text{tab}} = 27,8$... tabulková hodnota vymezuující ohybové štíhlosti (vnitřní pole spojitě desky, $\rho \leq 0,5\%$)

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,\text{tab}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 27,8 = 33,4$$

$$d = h - \frac{1}{2} \varnothing - c = 130 - \frac{1}{2} \cdot 10 - 20 = 105 \text{ mm}$$

$$\lambda = L/d = 2530 / 105 = 24,1 \leq \lambda_d = 33,4$$

Deska D2 o tloušťce **130 mm** vyhoví podmínce ohybové štíhlosti.

3.4.3. Deska D3

Umístění desky D3 viz kapitola 1.2. Konstrukce objektu.

Spojité deska nad 1.NP je v největších rozpětích obousměrně pnuta mezi průvlaky s největším rozponem $L_{\max} = 6,065$ m.

- Empirický návrh:

$$h_d = (1/45 \div 1/40) \cdot L_{\max} = (1/45 \div 1/40) \cdot 6065 = 134 \div 152 \text{ mm}$$

→ Navrhuji tloušťku desky 160 mm.

- Vymezuující ohybová štíhlost

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

kde	λ	... ohybová štíhlost posuzovaného prvku
	λ_d	... vymezuující ohybová štíhlost
	$\kappa_{c1} = 1,0$... součinitel tvaru průřezu
	$\kappa_{c2} = 1,0$... součinitel rozpětí $\kappa_{c2} \leq 7$
	$\kappa_{c3} = 1,2$... součinitel napětí tahové výztuže (odhad)
	$\lambda_{d,tab} = 27,8$... tabulková hodnota vymezuující ohybové štíhlosti (vnitřní pole spojitě desky, $\rho \leq 0,5\%$)

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 27,8 = 33,4$$

$$d = h - \frac{1}{2} \varnothing - c = 160 - \frac{1}{2} \cdot 10 - 20 = 135 \text{ mm}$$

$$\lambda = L/d = 6065 / 135 = 45 \geq \lambda_d = 33,4$$

→ Tloušťka desky 160 mm nevyhoví na podmínku ohybové štíhlosti, z tohoto důvodu navrhuji desku tloušťky 220 mm.

$$d = h - \frac{1}{2} \varnothing - c = 220 - \frac{1}{2} \cdot 10 - 20 = 195 \text{ mm}$$

$$\lambda = L/d = 6065 / 195 = 31,1 \leq \lambda_d = 33,4$$

Deska D3 o tloušťce **220 mm** vyhovuje podmínce ohybové štíhlosti.

3.4.4. Deska D4

Umístění desky D4 viz kapitola 1.2. Konstrukce objektu.

Spojité deska nad 2.NP je v největších rozpětích obousměrně pnutá mezi průvlaky s největším rozponem $L_{max} = 6,065 \text{ m}$.

- Empirický návrh:

$$h_d = (1/45 \div 1/40) \cdot L_{max} = (1/45 \div 1/40) \cdot 6065 = 134 \div 152 \text{ mm}$$

→ Navrhuji tloušťku desky 220 mm.

- Vymezuující ohybová štíhlost

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

kde	λ	... ohybová štíhlost posuzovaného prvku
	λ_d	... vymezuující ohybová štíhlost
	$\kappa_{c1} = 1,0$... součinitel tvaru průřezu
	$\kappa_{c2} = 1,0$... součinitel rozpětí $\kappa_{c2} \leq 7$
	$\kappa_{c3} = 1,2$... součinitel napětí tahové výztuže (odhad)
	$\lambda_{d,tab} = 27,8$... tabulková hodnota vymezuující ohybové štíhlosti (vnitřní pole spojitě desky, $\rho \leq 0,5\%$)

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 27,8 = 33,4$$

$$d = h - \frac{1}{2} \cdot \emptyset - c = 220 - \frac{1}{2} \cdot 10 - 20 = 195 \text{ mm}$$

$$\lambda = L/d = 6065 / 195 = 31,1 \leq \lambda_d = 33,4$$

Deska D3 o tloušťce **220 mm** vyhoví podmínce ohybové štíhlosti.

3.5. Průvlaky

3.5.1. Průvlak P1

Umístění průvlaku P1 viz kapitola 1.2. Konstrukce objektu.

Železobetonový průvlak o dvou polích nad 1.PP je na krajích monoliticky propojen se stěnami a uprostřed rozpětí podepřen sloupem. Jeho největší délka je $L_{p,1} = 6,1$ m a zatěžovací šířka 6 m.

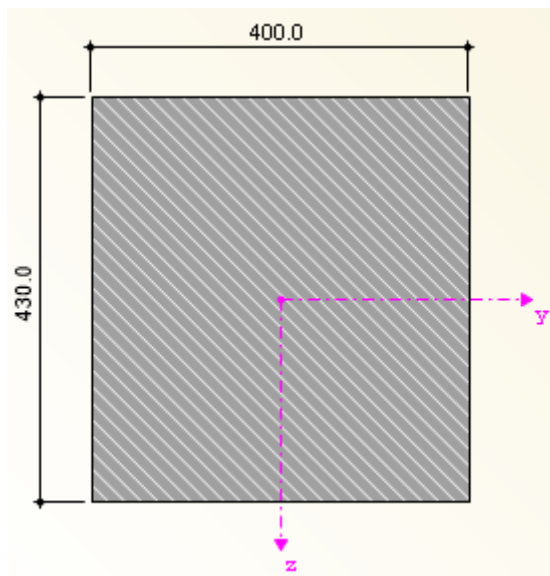
- Empirický návrh:

$$h_{p,1} = (1/12 \div 1/10) \cdot L_{p,1} = (1/12 \div 1/10) \cdot 6100 = 508 \div 610 \text{ mm}$$

$$b_{p,1} = (1/3 \div 1/2) \cdot h_{p,1} = (1/3 \div 1/2) \cdot 430 = 143 \div 215 \text{ mm}$$

→ Navrhují: **$h_{p,1} = 430 \text{ mm}$** (zvoleno z důvodu podjezdové výšky v garáži)

$b_{p,1} = 400 \text{ mm}$ (zvoleno z důvodu šířky pilíře v 1.PP)



Obr. 19 Navržený průřez průvlaku P1

- Zatížení na průvlak:

průvlak P1	f_k [kN/m']	γ_f	f_d [kN/m']
Žb deska, tl. 220 mm	33,00	1,35	44,55
Žb trám 400x430 mm	2,10	1,35	2,84
Skladba podlahy	17,51	1,35	23,63
Užitné zatížení	18,00	1,5	27,00
		$(g+q)_d =$	98,02

3.5.2. Průvlak P2

Umístění průvlaku P2 viz kapitola 1.2. Konstrukce objektu.

Železobetonový průvlak o pěti polích nad 1.NP je podporován ocelovými sloupky. Jeho největší délka je $L_{p,2} = 6,07$ m a zatěžovací šířkou 4,8 m. Ostatní průvlaky v 1. NP a část v 2. NP jsou navrženy o stejných rozměrech.

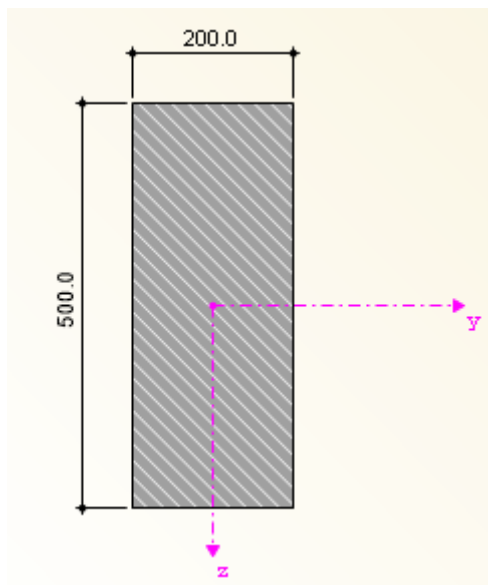
- Empirický návrh:

$$h_{p,2} = (1/12 \div 1/10) \cdot L_{p,2} = (1/12 \div 1/10) \cdot 6065 = 505 \div 607 \text{ mm}$$

$$b_{p,2} = (1/3 \div 1/2) \cdot h_{p,2} = (1/3 \div 1/2) \cdot 500 = 167 \div 250 \text{ mm}$$

→ Navrhují: **$h_{p,2} = 500 \text{ mm}$**

$b_{p,2} = 200 \text{ mm}$



Obr. 20 Navržený průřez průvlastku P2

- Zatížení na průvlastek:

průvlastek P2	f_k [kN/m']	γ_f	f_d [kN/m']
Žb deska, tl. 220 mm	26,40	1,35	35,64
Žb trám 200x500 mm	1,40	1,35	1,89
Skladba podlahy	14,00	1,35	18,91
Užitné zatížení	14,40	1,5	21,60
		$(g+q)_d =$	78,04

3.5.3. Průvlastek P3

Umístění průvlastku P1 viz kapitola 1.2. Konstrukce objektu.

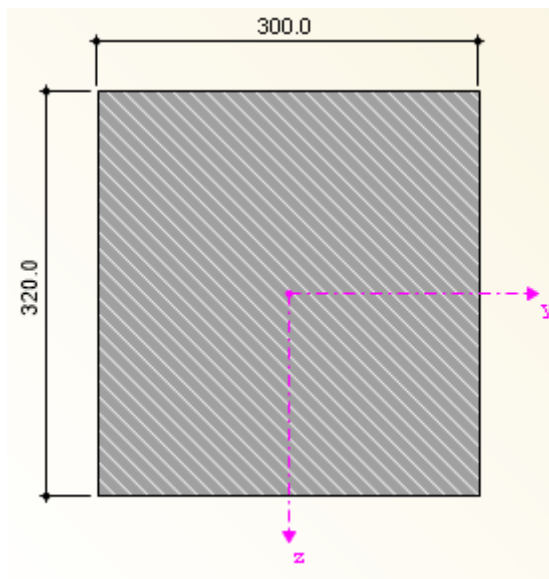
Železobetonový průvlastek o jednom poli nad 2.NP je na koncích podporován zděnými stěnami. Jeho největší délka je $L_{p,3} = 3,8$ m a zatěžovací šířka je 1,95 m.

- Empirický návrh:

$$h_{p,3} = (1/12 \div 1/10) \cdot L_{p,3} = (1/12 \div 1/10) \cdot 3775 = 315 \div 378 \text{ mm}$$

$$b_{p,3} = (1/3 \div 1/2) \cdot h_{p,3} = (1/3 \div 1/2) \cdot 500 = 100 \div 150 \text{ mm}$$

→ Navrhují: **$h_{p,3} = 320 \text{ mm}$**
 $b_{p,3} = 300 \text{ mm}$ (zvoleno z důvodu šířky zdí ve 2. NP)



Obr. 21 Navržený průřez průvlaku P3

- Zatížení na průvlak:

průvlak P3	fk [kN/m']	γf	fd [kN/m']
žb deska, tl. 220 mm	10,73	1,35	14,48
žb trám 300x320 mm	1,13	1,35	1,52
skladba podlah	5,69	1,35	7,68
užitné zatížení	5,85	1,5	8,78
		(g+q)d =	32,45

3.5.4. Ověření poměrné výšky tlačené oblasti a stupně vyztužení

poměrný ohybový moment ... $\mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} =$

poměrná výška tlačené oblasti (z tabulek) ... ξ

potřebná plocha výztuže ... $A_{s, req} = \frac{M_{ed}}{\xi \cdot d \cdot f_{yd}} =$

orientační stupeň vyztužení ... $\rho = \frac{A_{s, req}}{b \cdot d}$

maximální návrhové momenty ... $M_{ed} = \frac{1}{12} \cdot (g+q)_d \cdot L_p^2$

	h_p [mm]	L_p [m]	M_{Ed} [kNm]	d [mm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,req}$ [mm ²]	ρ [%]
P1	430	6,00	294,05	400	0,276	0,421	2065,1	1,29
P2	500	6,06	238,81	470	0,324	0,439	1265,1	0,67
P3	320	3,78	38,64	290	0,092	0,118	314,7	0,54

→ Hodnoty ξ vyhovují: $\xi < \xi_{max} = 0,45$

→ Hodnoty ρ vyhovují: $\rho \approx 1,0 \%$

3.5.5. Ověření průvlaků z hlediska smyku

Přibližně stanovená posouvající síla ... $V_{Ed,max} = 0,6 \cdot (g + q)_d \cdot L_p$

Únosnost tlačené diagonály... $V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \geq V_{Ed,max}$

	h_p [mm]	L_p [m]	$V_{Ed,max}$ [kN]	$z = 0,9 \cdot d$ [mm]	$\cot \theta$ [-]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max}$
P1	430	6,000	352,86	360	1,5	598,3	ANO
P2	500	6,060	283,74	423,0	1,5	351,5	ANO
P3	320	3,780	73,60	261,0	1,5	325,3	ANO

Navržené rozměry průvlaků vyhoví z hlediska smyku.

3.5.6. Ověření ohybové štíhlosti průvlaků

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

kde λ ... ohybová štíhlost posuzovaného prvku
 λ_d ... vymezuující ohybová štíhlost
 $\kappa_{c1} = 1,0$... součinitel tvaru průřezu
 $\kappa_{c2} = 1,0$... součinitel rozpětí $\kappa_{c2} \leq 7$
 $\kappa_{c3} = 1,2$... součinitel napětí tahové výztuže (odhad)
 $\lambda_{d,tab}$... tabulková hodnota vymezuující ohybové štíhlosti
($\rho \leq 0,5\%$)

	L_p [m]	d [mm]	λ [-]	$\lambda_{d, tab}$ [-]	λ_d [-]	$\lambda \leq \lambda_d$
P1	6,000	400	15,00	24,1	28,92	ANO
P2	6,060	470	12,89	24,1	28,92	ANO
P3	3,780	290	13,03	27,8	33,36	ANO

Navržené rozměry průvlaků vyhoví podmínce ohybové štíhlosti.

3.6. Schodiště

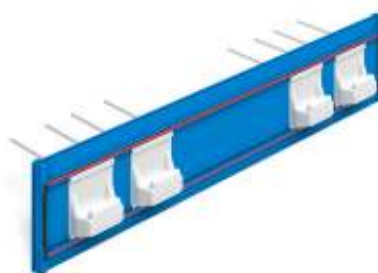
V objektu se nachází trojramenné železobetonové schodiště, které tvoří vertikální komunikaci v celém objektu. Ramena o šířce 1150 mm jsou jednosměrně pnutá do dvou mezipodest. Schodiště je navrženo pro každé podlaží zvlášť z důvodu rozdílné konstrukční výšky podlaží.

3.6.1. Schodiště 1.PP

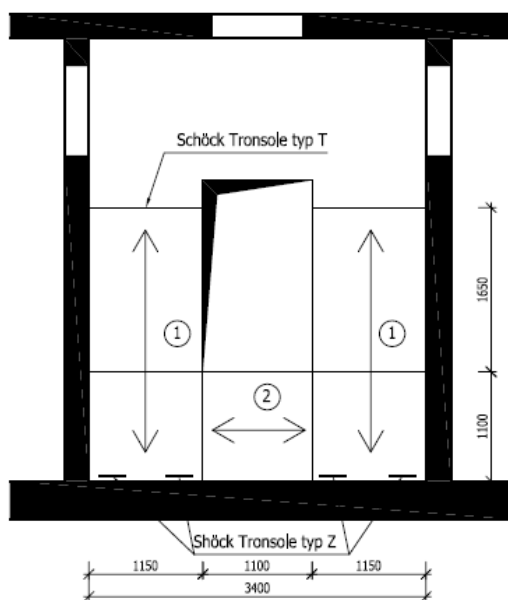
Schodiště je uloženo do železobetonových stěn pomocí akustického prvku Shöck Tronsole typu Z a propojeno se stropní deskou prvkem Shöck Tronsole typu T.



Obr. 22 Shöck Tronsole typu Z [11]



Obr. 23 Shöck Tronsole typu T [11]



Výška schodiště:	2825 mm
Konstrukční výška:	2700 mm
Šířka mezipodesty, ramene:	1100 mm
Půdorysná délka ramene 1:	2750 mm
Půdorysná délka ramene 2:	1100 mm
Výška stupně:	176,67 mm
Šířka stupně:	275 mm
Počet stupňů celkem:	16
Počet stupňů v rameni 1:	6
Počet stupňů v rameni 2:	4

Obr. 24 Schéma schodiště 1.PP

Návrh desky

Rameno 1 – kloubově uložené:

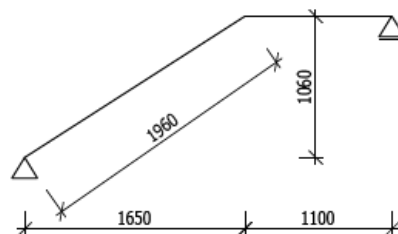
- Empirický návrh:

$$h_d = (1/25 \div 1/20) \cdot L_{\max} = (1/25 \div 1/20) \cdot 3060 = 112 \div 153 \text{ mm}$$

→ Navrhuji tloušťku desky 170 mm

- Vymezuující ohybová štíhlost

$$\lambda = L/d \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,\text{tab}}$$



kde λ ... ohybová štíhlost posuzovaného prvku
 λ_d ... vymezuující ohybová štíhlost
 $\kappa_{c1} = 1,0$... součinitel tvaru průřezu
 $\kappa_{c2} = 1,0$... součinitel rozpětí $\kappa_{c2} \leq 7$
 $\kappa_{c3} = 1,2$... součinitel napětí tahové výztuže (odhad)
 $\lambda_{d,\text{tab}} = 18,5$... tabulková hodnota vymezuující ohybové štíhlosti
(prostý nosník, $\rho \leq 0,5\%$)

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,\text{tab}} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 18,5 = 22,2$$

$$d = h - \frac{1}{2} \varnothing - c = 170 - \frac{1}{2} \cdot 10 - 20 = 145 \text{ mm}$$

$$\lambda = L/d = 3060 / 145 = 21,1 \leq \lambda_d = 22,2$$

Schodišťové rameno 1 o tloušťce **170 mm** vyhoví podmínce ohybové štíhlosti.

Zatížení ramene

Stálé zatížení	tl. [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_F	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba + lepidlo	15	2200	0,33	1,35	0,45
Schodišťový stupeň	176,67	2500	4,42	1,35	5,96
Železobetonová deska	170	2500	4,25	1,35	5,74
CELKEM			9,00		12,15

Proměnné zatížení	q_k [kN/m ²]	γ_F	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení – kategorie A	3	1,5	4,50

Liniové zatížení na okraj stropní desky

$$g_k, \text{ mezipodesta} = (9 - 4,42) \cdot 1 = 4,58 \text{ kN/m}^{\prime}$$

$$2,75 \cdot R_{\text{stálé}} = 4,58 \cdot 1,1^2 / 2 + 9 \cdot 1,96 \cdot (1,1 + 1,65/2)$$

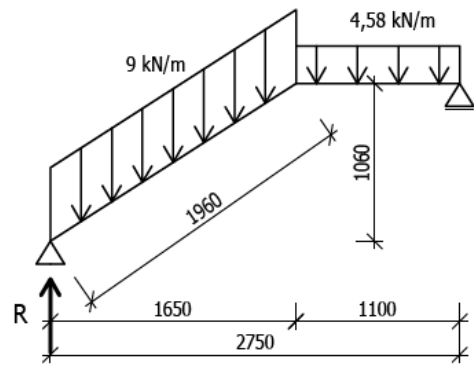
$$2,75 \cdot R_{\text{stálé}} = 36,72$$

$$R_{\text{stálé}} = 13,36 \text{ kN/m}^{\prime}$$

$$2,75 \cdot R_{\text{proměnné}} = 3 \cdot 1,1^2 / 2 + 3 \cdot 1,96 \cdot (1,1 + 1,65/2)$$

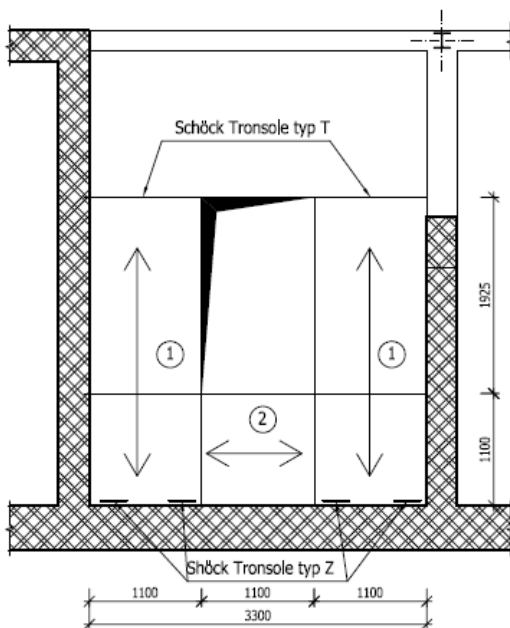
$$2,75 \cdot R_{\text{proměnné}} = 13,13$$

$$R_{\text{proměnné}} = 4,78 \text{ kN/m}^{\prime}$$



3.6.2. Schodiště 1.NP

Schodiště je uloženo do zděných stěn pomocí akustického prvku Shöck Tronsole typu Z a spojeno se stropní deskou prvkem Shöck Tronsole typu T.



Výška podlaží: 3225 mm

Konstrukční výška: 3250 mm

Šířka mezipodesty, ramene: 1100 mm

Půdorysná délka ramene 1: 3025 mm

Půdorysná délka ramene 2: 1100 mm

Výška stupně: 179,16 mm

Šířka stupně: 275 mm

Počet stupňů celkem: 18

Počet stupňů v rameni 1: 7

Počet stupňů v rameni 2: 4

Obr. 25 Schéma schodiště 1.NP

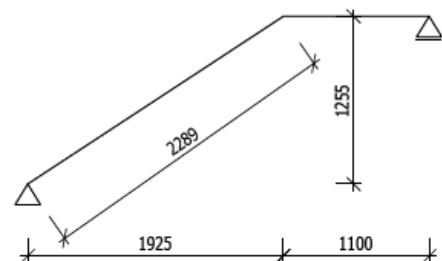
Návrh desky

Rameno 1 – kloubově uložené

- Empirický návrh:

$$h_d = (1/25 \div 1/20) \cdot L_{\text{max}} = (1/25 \div 1/20) \cdot 3400 = 136 \div 170 \text{ mm}$$

→ Navrhuji tloušťku desky 180 mm.



- Vymezuující ohybová štíhlost

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

kde	λ	... ohybová štíhlost posuzovaného prvku
	λ_d	... vymezuující ohybová štíhlost
	$\kappa_{c1} = 1,0$... součinitel tvaru průřezu
	$\kappa_{c2} = 1,0$... součinitel rozpětí $\kappa_{c2} \leq 7$
	$\kappa_{c3} = 1,2$... součinitel napětí tahové výztuže (odhad)
	$\lambda_{d,tab} = 18,5$... tabulková hodnota vymezuující ohybové štíhlosti (prostý nosník, $\rho \leq 0,5\%$)

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 18,5 = 22,2$$

$$d = h - \frac{1}{2} \cdot \varnothing - c = 180 - \frac{1}{2} \cdot 10 - 20 = 155 \text{ mm}$$

$$\lambda = L/d = 3400 / 155 = 21,9 \leq \lambda_d = 22,2$$

Schodišťové rameno 1 o tloušťce **180 mm** vyhoví podmínce ohybové štíhlosti.

Zatížení ramene

Stálé zatížení	tl. [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_F	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba + lepidlo	15	2200	0,33	1,35	0,45
Schodišťový stupeň	179,16	2500	4,48	1,35	6,05
Železobetonová deska	180	2500	4,50	1,35	6,08
CELKEM			9,31		12,57

Proměnné zatížení	q_k [kN/m ²]	γ_F	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení – kategorie A	3	1,5	4,50

Liniové zatížení na okraj stropní desky

$$g_k, \text{ mezipodesta} = (9,31 - 4,48) \cdot 1 = 4,83 \text{ kN/m}^{\prime}$$

$$3,025 \cdot R_{\text{stálé}} = 4,83 \cdot 1,1^2 / 2 + 9,31 \cdot 2,29 \cdot (1,1 + 1,925/2)$$

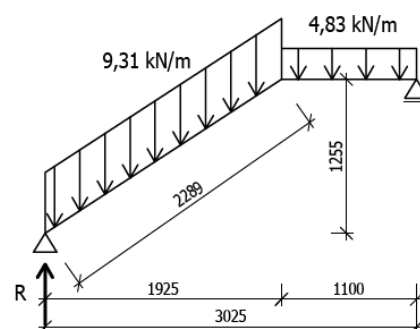
$$3,025 \cdot R_{\text{stálé}} = 46,89$$

$$R_{\text{stálé}} = \mathbf{15,5 \text{ kN/m}^{\prime}}$$

$$3,025 \cdot R_{\text{proměnné}} = 3 \cdot 1,1^2 / 2 + 3 \cdot 2,29 \cdot (1,1 + 1,925/2)$$

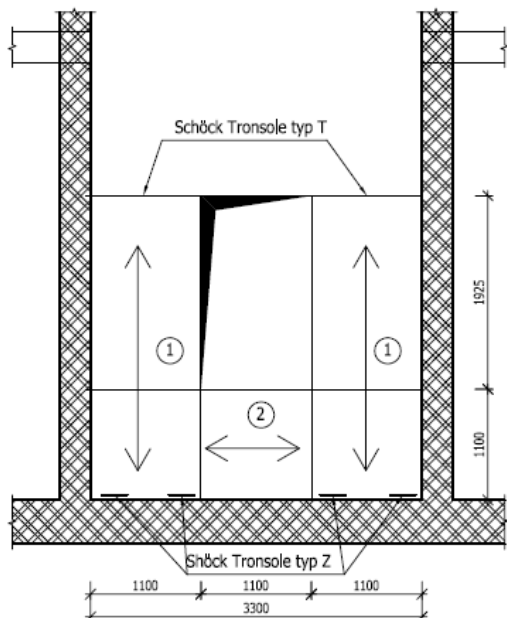
$$3,025 \cdot R_{\text{proměnné}} = 15,98$$

$$R_{\text{proměnné}} = \mathbf{5,28 \text{ kN/m}^{\prime}}$$



3.6.3. Schodiště 2.NP

Schodiště je uloženo do zděných stěn pomocí akustického prvku Shöck Tronsole typu Z a spojeno se stropní deskou prvkem Shöck Tronsole typu T.



Výška podlaží:	3180 mm
Konstrukční výška:	3180 mm
Šířka mezipodesty, ramene:	1100 mm
Půdorysná délka ramene 1:	3025 mm
Půdorysná délka ramene 2:	1100 mm
Výška stupně:	176,67 mm
Šířka stupně:	275 mm
Počet stupňů celkem:	18
Počet stupňů v rameni 1:	7
Počet stupňů v rameni 2:	4

Obr. 26 Schéma schodiště 2.NP

Návrh desky

Rameno 1 – kloubově uložené

- Empirický návrh:

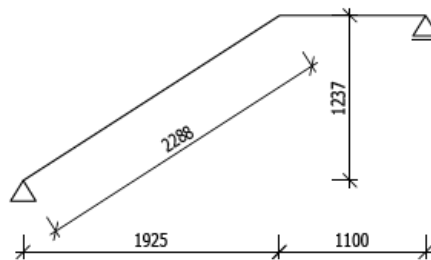
$$h_d = (1/25 \div 1/20) \cdot L_{\max} = (1/25 \div 1/20) \cdot 3390 = 135 \div 169 \text{ mm}$$

→ Navrhují tloušťku desky 180 mm.

- Vymezuující ohybová štíhlost

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

kde	λ	... ohybová štíhlost posuzovaného prvku
	λ_d	... vymezuující ohybová štíhlost
	$\kappa_{c1} = 1,0$... součinitel tvaru průřezu
	$\kappa_{c2} = 1,0$... součinitel rozpětí $\kappa_{c2} \leq 7$
	$\kappa_{c3} = 1,2$... součinitel napětí tahové výztuže (odhad)
	$\lambda_{d,tab} = 18,5$... tabulková hodnota vymezuující ohybové štíhlosti (prostý nosník, $\rho \leq 0,5\%$)



$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 18,5 = 22,2$$

$$d = h - \frac{1}{2} \cdot \varnothing - c = 180 - \frac{1}{2} \cdot 10 - 20 = 155 \text{ mm}$$

$$\lambda = L/d = 3390 / 155 = 21,9 \leq \lambda_d = 22,2$$

Schodišťové rameno 1 o tloušťce **180 mm** vyhoví podmínce ohybové štíhlosti.

Zatížení ramene

Stálé zatížení	tl. [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]	γ_F	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba + lepidlo	15	2200	0,33	1,35	0,45
Schodišťový stupeň	176,67	2500	4,42	1,35	5,96
Železobetonová deska	180	2500	4,50	1,35	6,08
CELKEM			9,25		12,48

Proměnné zatížení	q_k [kN/m ²]	γ_F	q_d [kN/m ²]
Užitné zatížení – kategorie A	3	1,5	4,50

Liniové zatížení na okraj stropní desky

$$g_k, \text{ mezipodesta} = (9,25 - 4,42) \cdot 1 = 4,83 \text{ kN/m}^{\circ}$$

$$3,025 \cdot R_{\text{stálé}} = 4,83 \cdot 1,1^2 / 2 + 9,25 \cdot 2,29 \cdot (1,1 + 1,925/2)$$

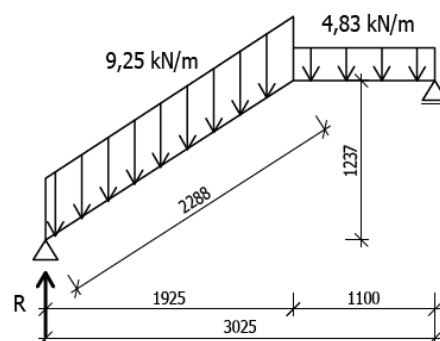
$$3,025 \cdot R_{\text{stálé}} = 46,61$$

$$R_{\text{stálé}} = 15,4 \text{ kN/m}^{\circ}$$

$$3,025 \cdot R_{\text{proměnné}} = 3 \cdot 1,1^2 / 2 + 3 \cdot 2,29 \cdot (1,1 + 1,925/2)$$

$$3,025 \cdot R_{\text{proměnné}} = 15,98$$

$$R_{\text{proměnné}} = 5,28 \text{ kN/m}^{\circ}$$



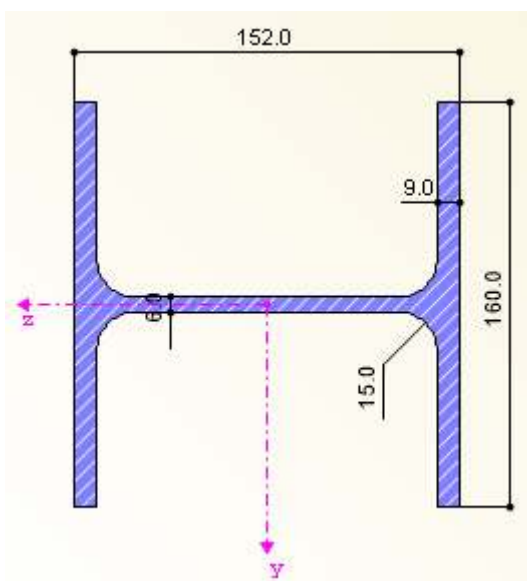
Ve výpočetním modelu je v rámci zjednodušení uvažováno největší zatížení od schodišťového ramene $R_{\text{stálé}} = 15,5 \text{ kN/m}^{\circ}$ a $R_{\text{proměnné}} = 5,28 \text{ kN/m}^{\circ}$.

3.7. Stěny

Železobetonové obvodové stěny v 1. PP jsou předběžně navrženy jako bílá vana odhadem o tloušťce 300 mm, stejně jako základová deska. Ostatní stěny v 1. PP a v 1. NP mají tloušťku 200 mm. Obvodové zděné stěny v 1. a 2. NP jsou tloušťky 440 mm a vnitřní tloušťky 300 mm.

3.8. Sloupy

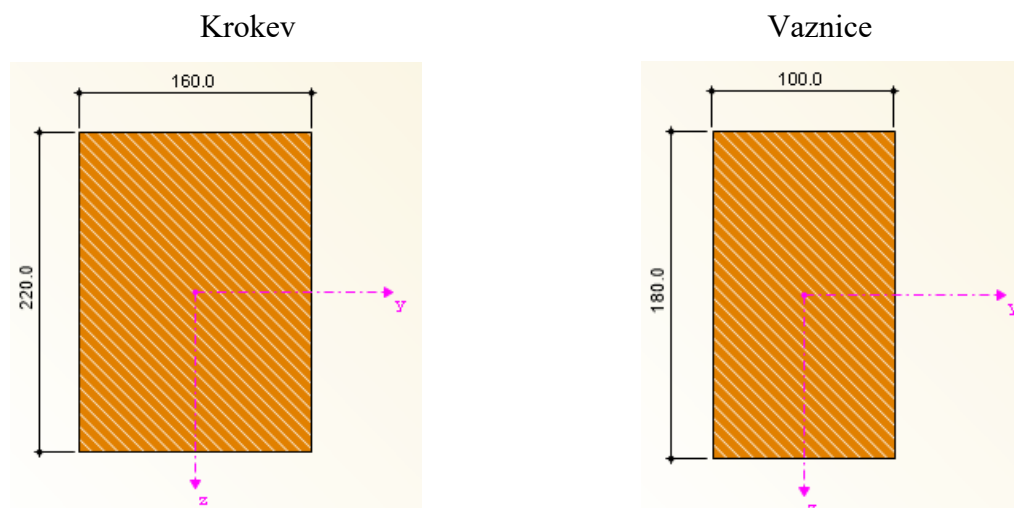
Ocelové nosné sloupky v 1. a 2.NP jsou předběžně navrženy jako HEA 160. Použitá ocel je S235.



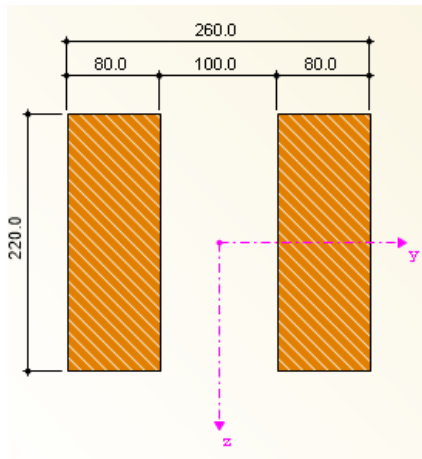
Obr. 27 Použitý profil HEA 140

3.9. Krov

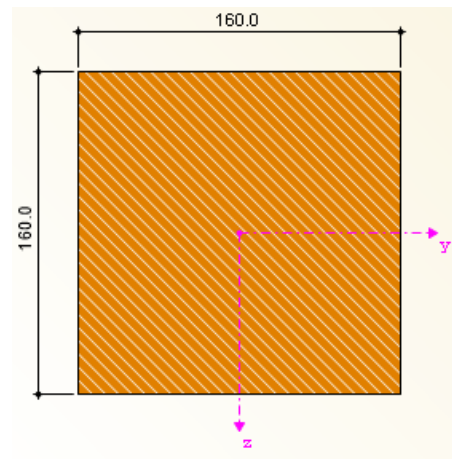
Prvky krovu jsou tvořeny profily z materiálu topolového a jehličnatého dřeva C24. Vazby krokví jsou navrženy ve vzdálenosti 1 m. Rozměry jednotlivých částí krovu jsou převzaty z podkladů projektu. Podrobný návrh a posouzení není předmětem diplomové práce.



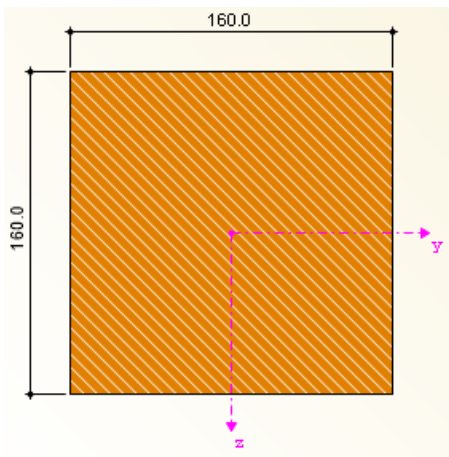
Kleštiny



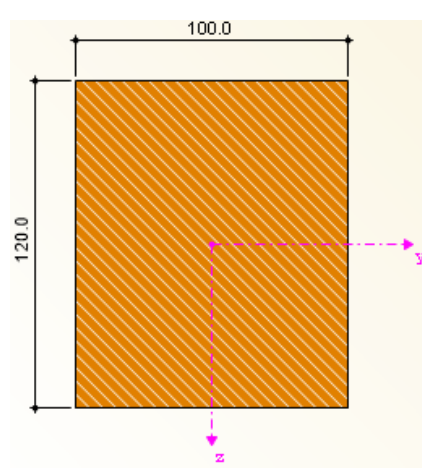
Pozednice



Sloupek

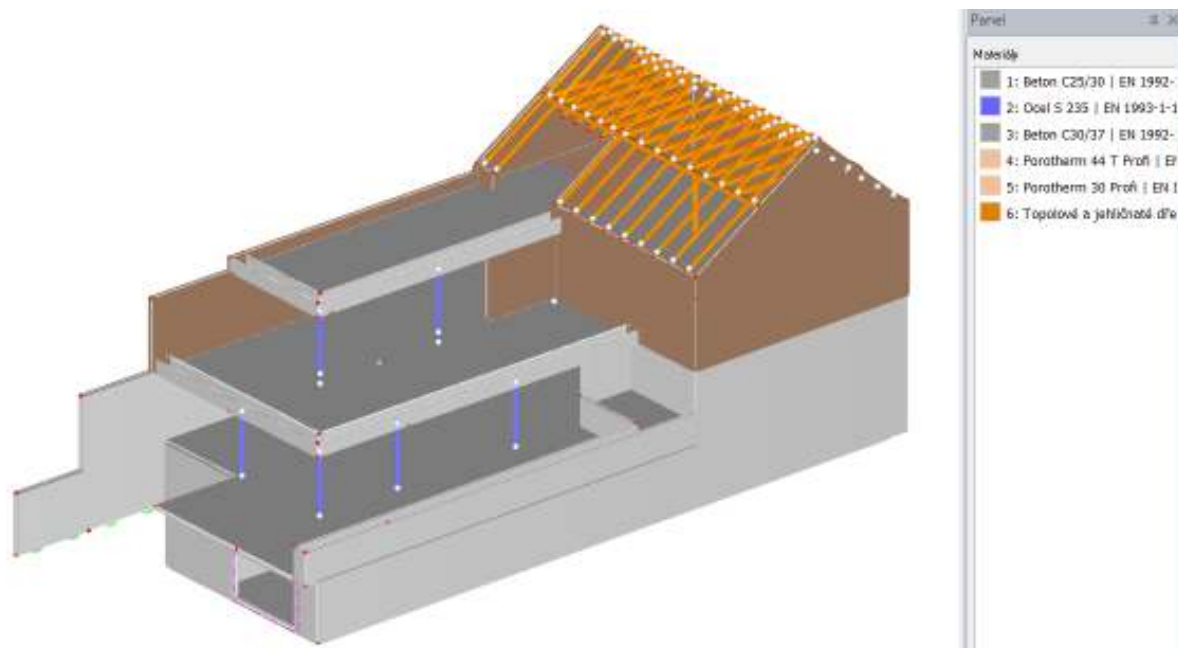


Pásky

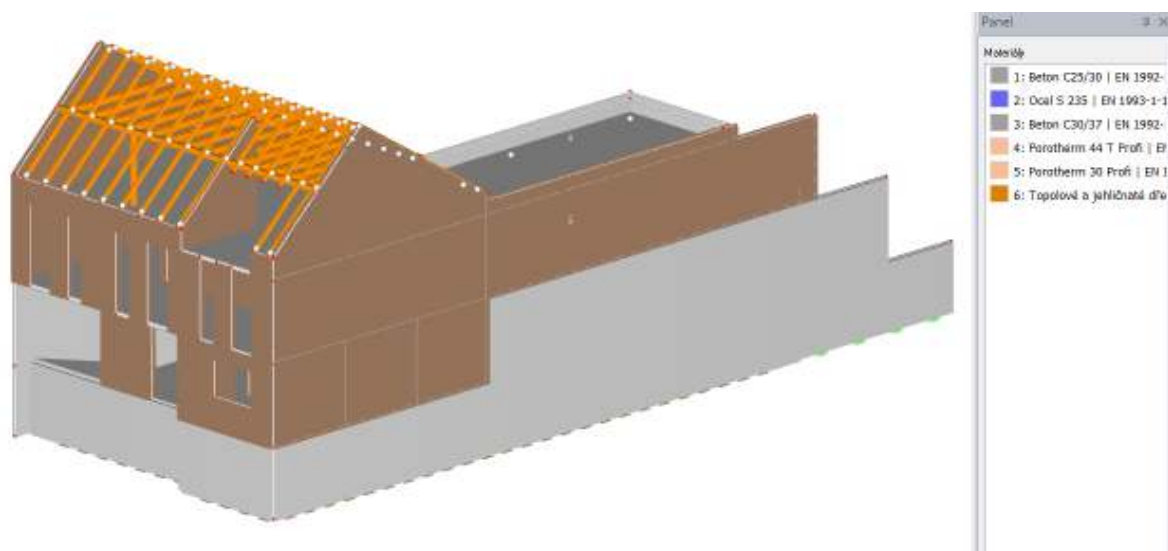


4. Výpočetní model konstrukce

Na základě předběžného návrhu je vytvořen model 3D objektu v programu RFEM Dlubal, jehož výstupy jsou použity pro podrobný návrh. Budova je tvořena zděnými a železobetonovými stěnami a železobetonovými stropními deskami. Styky deska-zed' a deska-ocelový sloupek jsou modelovány jako kloubové a styky železobetonových konstrukcí jsou uvažovány jako tuhé.

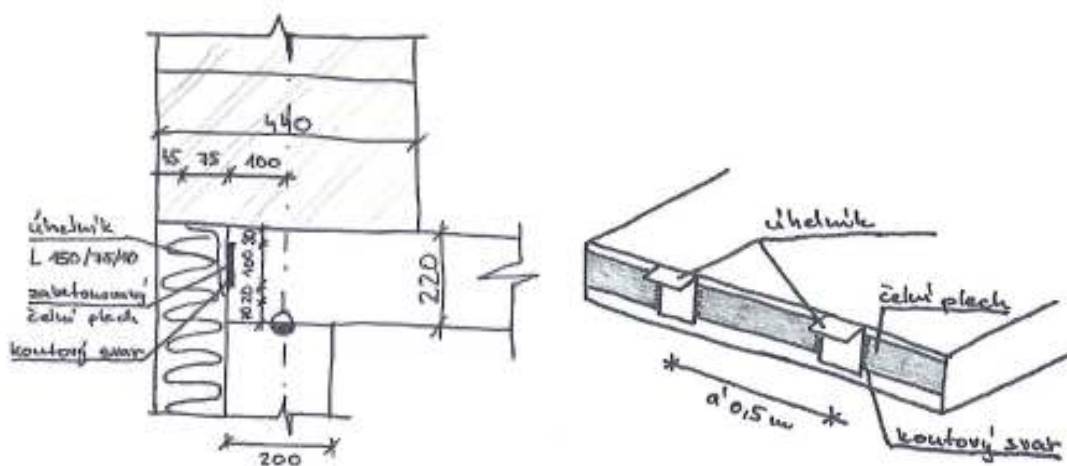


Obr. 28 Model budovy – pohled 1



Obr. 29 Model budovy – pohled 2

Zděné a železobetonové stěny jsou na sebe uloženy centricky, v místech přechodu je nutno posoudit délku vyložení. Maximální vyložení zdiva je $1/6$ šířky prvku (pro šířku 440 mm \rightarrow 73,3 mm, 300 mm \rightarrow 50 mm). U vnitřních stěn šířky 300 mm (vyložení 50 mm) a u obvodových stěn šířky 440 mm (vyložení 70 mm) nad 1.PP je podmínka splněna. Nad 1.NP, kde přechází obvodová železobetonová stěna o tloušťce 200 mm ve zděnou o tloušťce 440 mm, není podmínka splněna. Vyložení zdiva je zmenšeno pomocí ocelového úhelníku L 150/75 s roztečí 0,5 m připevněného koutovým svarem k zabetonovanému plechu v čele desky.



Obr. 30 Schéma uložení zdiva

4.1. Zatěžovací stavy a kombinace

V tabulce níže jsou uvedeny zatěžovací stavy a jejich zařazení k jednotlivým účinkům. Pro účinky větru, sněhu a užitečného zatížení – kategorie A platí, že v rámci kategorie působí vždy jen jeden zatěžovací stav.

	Zatěžovací stav	Kategorie účinků
ZS1	Vlastní tíha	Stálé
ZS2	Stálé zatížení	
ZS3	Užitné zatížení F	Užitná zatížení – kategorie F
ZS4	Užitné zatížení A	Užitná zatížení – kategorie A
ZS5	Užitné zatížení – šachovnice 1	
ZS6	Užitné zatížení – šachovnice 2	
ZS7	Užitné zatížení H	Užitná zatížení – kategorie H
ZS8	Proměnné zatížení	Stálé/užitné
ZS9	Sníh 1	Sníh
ZS10	Sníh 2	
ZS11	Sníh 3	
ZS12	Vítr ve směru osy -Y	Vítr
ZS13	Vítr ve směru osy +Y	
ZS14	Vítr ve směru osy +X	
ZS15	Vítr ve směru osy -X	

Kombinace účinků jsou vytvořeny výpočetním programem dle pravidel ČSN EN 1990. Pro MSÚ platí rovnice 6.10, kde součinitele spolehlivosti jsou $\gamma_G = 1,35$ a $\gamma_Q = 1,5$.

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

- $\gamma_{G,j}$: Dílčí součinitel spolehlivosti pro Stálá zatížení
- $G_{k,j}$: Stálá zatížení
- γ_P : Dílčí součinitel spolehlivosti pro účinky předpětí
- P : Účinky předpětí
- $\gamma_{Q,1}$: Dílčí součinitel spolehlivosti pro rozhodující proměnné účinky
- $Q_{k,1}$: Rozhodující proměnný účinek
- $\gamma_{Q,i}$: Dílčí součinitel spolehlivosti pro doprovodné proměnné účinky
- $\psi_{0,i}$: Součinitel pro kombinační hodnotu
- $Q_{k,i}$: Ostatní proměnné účinky

Pro MSP platí rovnice:

- Charakteristická

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

$G_{k,j}$: Stálé účinky
 P : Účinek předpětí
 $Q_{k,1}$: Rozhodující proměnný účinek
 $\psi_{0,i}$: Součinitel pro kombinační hodnotu
 $Q_{k,i}$: Ostatní proměnné účinky

- Častá

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

$G_{k,j}$: Stálé účinky
 P : Účinek předpětí
 $\psi_{1,1}$: Součinitel pro častou hodnotu
 $Q_{k,1}$: Rozhodující proměnný účinek
 $\psi_{2,i}$: Součinitel pro kvazistálou hodnotu
 $Q_{k,i}$: Ostatní proměnné účinky

- Kvazistálá

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

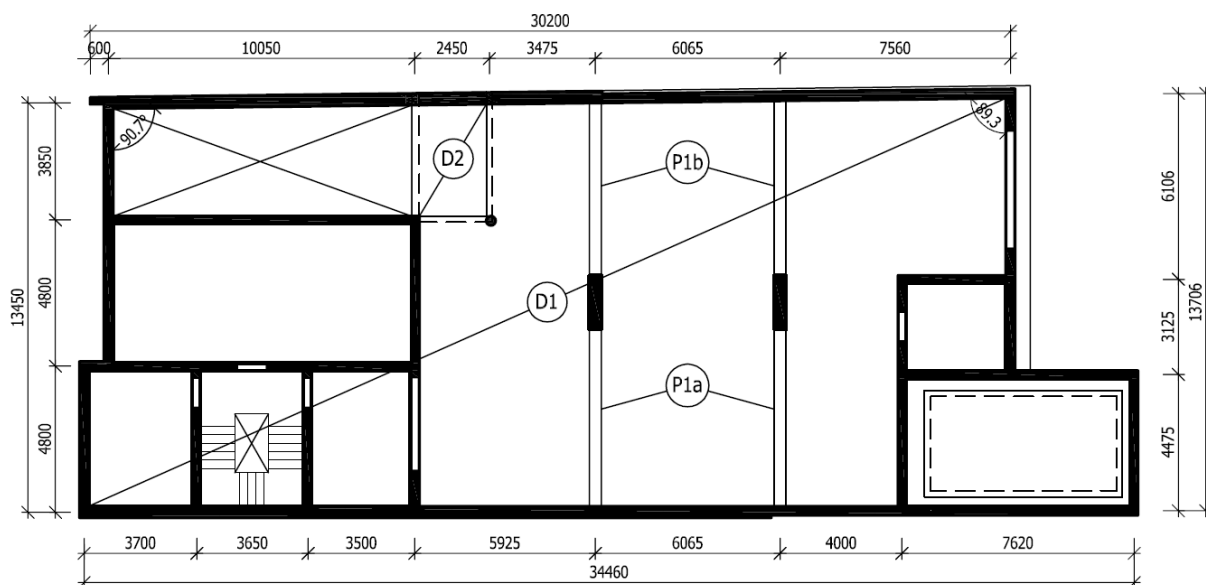
$G_{k,j}$: Stálá zatížení
 P : Zatížení od předpětí
 $\psi_{2,i}$: Součinitel pro kvazistálou hodnotu
 $Q_{k,i}$: Proměnná zatížení

5. Návrh výztuže stropních desek

5.1. Desky 1.PP

5.1.1. Schéma

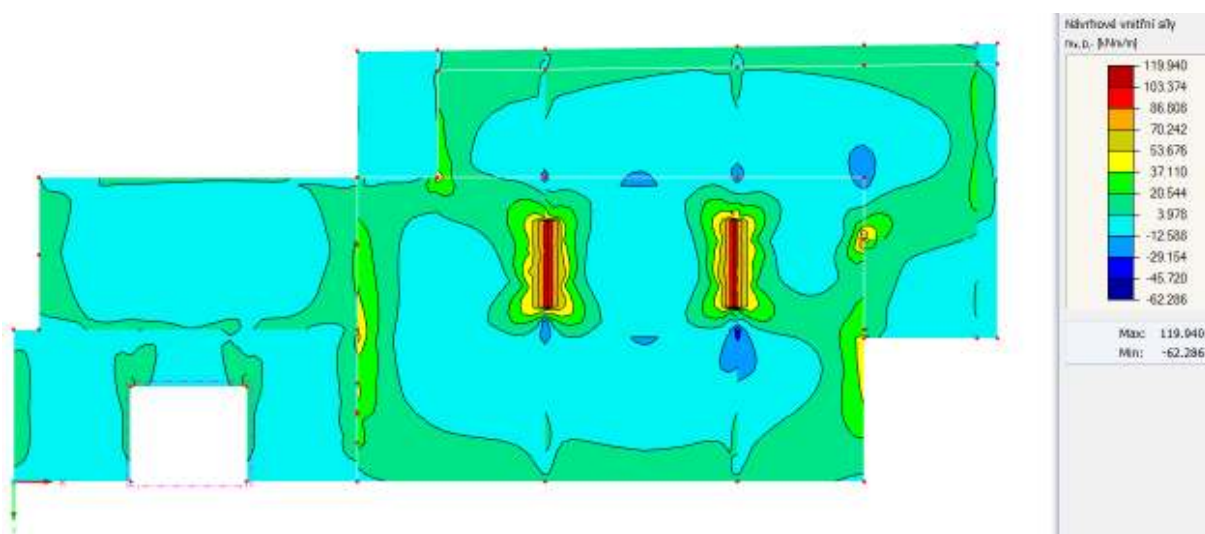
Následující obrázek znázorňuje jednotlivé části stropní konstrukce v 1.PP. Stropní deska D1 je navržena o tloušťce 220 mm a D2 o tloušťce 130 mm. Deska D2 je oproti desce D1 vyvýšena, aby byla splněna podmínka podjezdové výšky v místě garážové rampy.



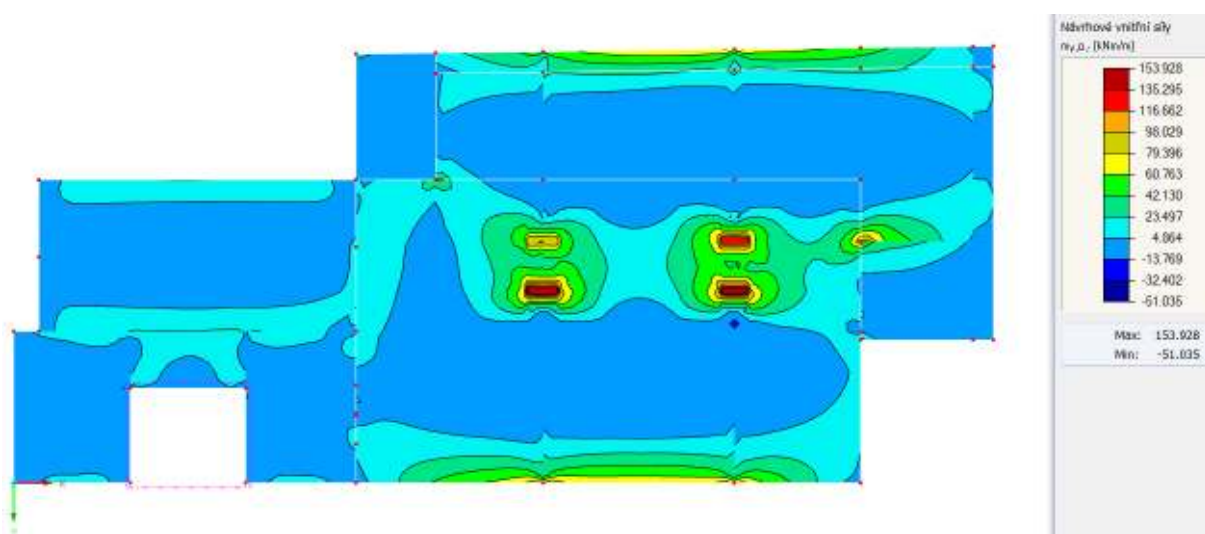
Obr. 31 Konstrukční schéma desky nad 1.PP

5.1.2. Návrhové vnitřní síly D1

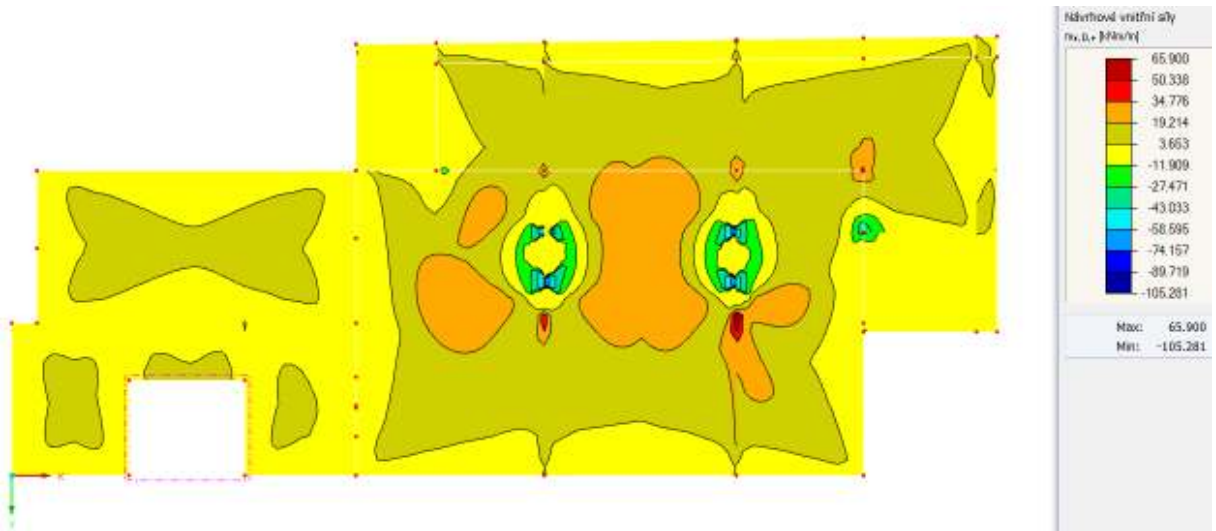
Z obrázků vyplývá, že na desce vzniká při horním povrchu největší ohybový moment v místě železobetonových pilířů v 1.PP a při dolním povrchu v místě ocelových sloupek v 1.NP. Na tyto extrémní hodnoty jsou dále navrženy odpovídající příložky. V místě průvlaků P1 nejsou ohybové momenty v desce výrazné, z důvodu malé tuhosti průvlaků vzhledem ke stropní desce. Levá část desky není extrémně namáhána, proto pro přenos vnitřních sil stačí pouze běžný rastr.



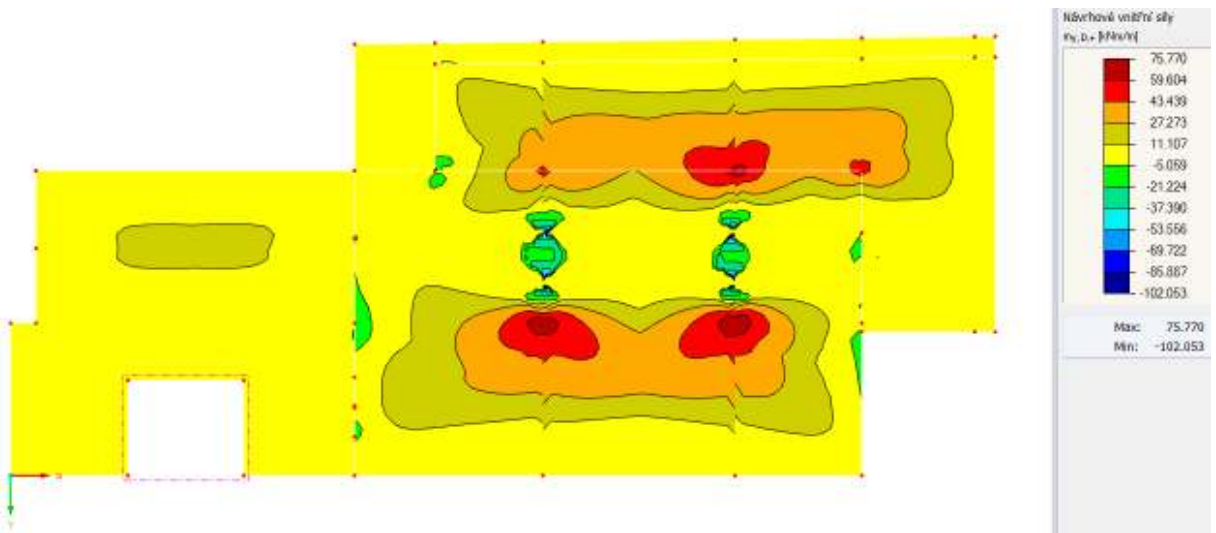
Obr. 32 Deska D1 – m_{xD} - (horní povrch)



Obr. 33 Deska D1 – m_{yD} - (horní povrch)



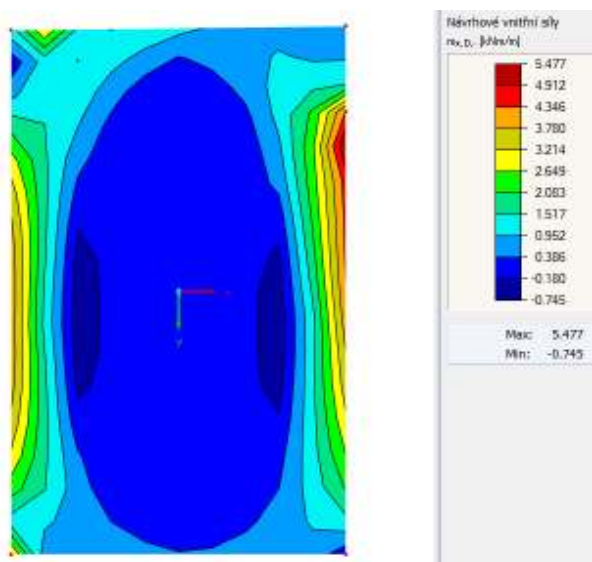
Obr. 34 Deska D1 – mxD+ (dolní povrch)



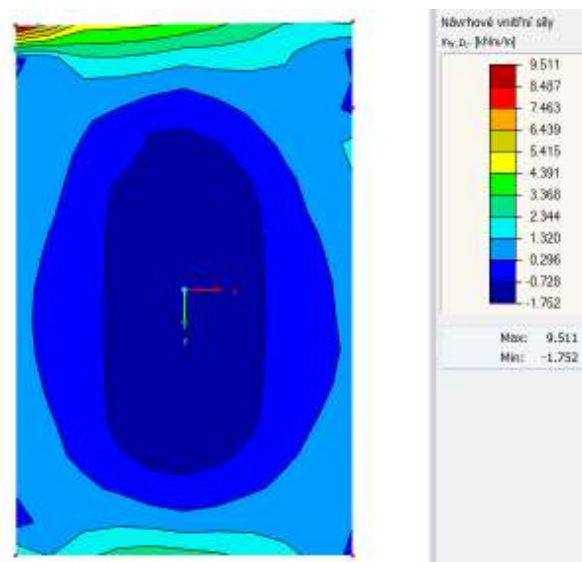
Obr. 35 Deska D1 – myD+ (dolní povrch)

5.1.3. Návrhové vnitřní síly D2

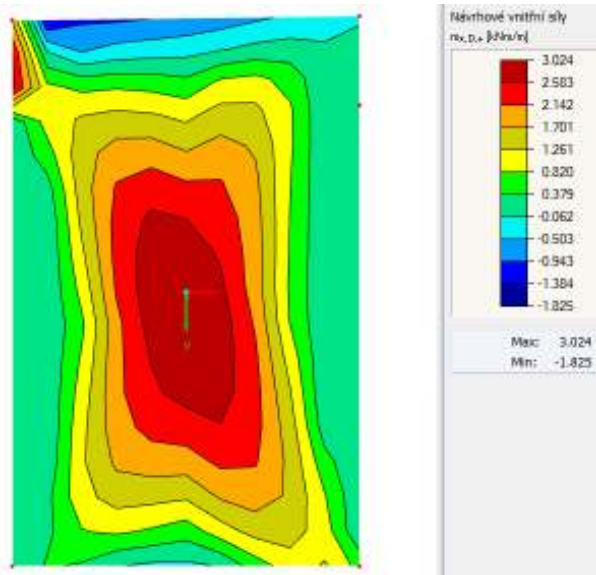
Návrhové momenty na desce D2 jsou viditelně menší než na desce D1, proto je pro ni výztuž navržena zvlášť. Není zde patrné žádné extrémní namáhání, tudíž je navržen pouze běžný rastr, který je ověřen v kapitole 5.1.4. Návrh a posouzení výztuže.



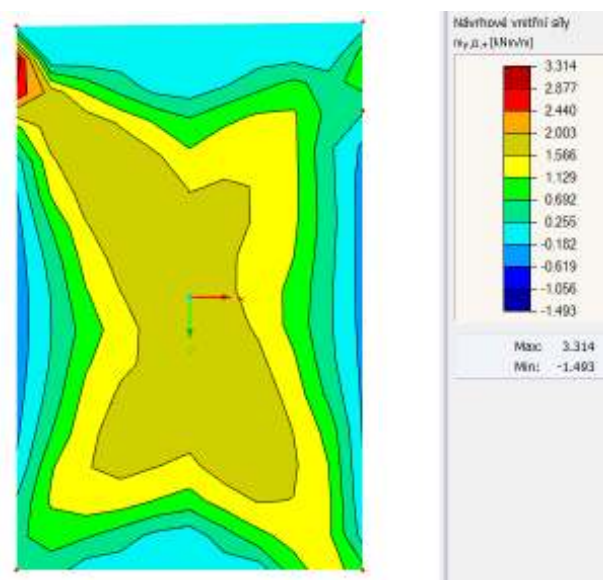
Obr. 36 Deska D2 – $m_x D$ - (horní povrch)



Obr. 37 Deska D2 - $m_y D$ - (horní povrch)



Obr. 38 Deska D2 - $mxD+$ (dolní povrch)



Obr. 39 Deska D2 - $myD+$ (dolní povrch)

5.1.4. Návrh a posouzení výztuže

Výztuž v desce D1 je navržena v běžném rastru jako **Ø10 á 200 mm** a největší příložky jsou použity **Ø16 á 90 mm**. V desce D2 je běžný rastr **Ø8 á 200 mm** a při horním povrchu ve směru y je **Ø10 á 200 mm**.

Použité vzorce:

$$\mu = \frac{Med}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \dots \text{poměrný ohybový moment}$$

$$A_{s, req} = \frac{Med}{\xi \cdot d \cdot f_{yd}} \quad \dots \text{požadovaná plocha výztuže}$$

$$x = \frac{A_{sprov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad \dots \text{výška tlačené oblasti}$$

$$\xi = \frac{x}{d} \quad \dots \text{poměrná výška tlačené oblasti}$$

$$\xi \leq \min \left(\xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}}; 0,45 \right)$$

$$z = d - 0,4x \quad \dots \text{rameno vnitřních sil}$$

$$M_{rd} = A_{sprov} \cdot f_{yd} \cdot z \quad \dots \text{moment únosnosti}$$

Konstrukční zásady:

$$A_{sprov} \geq A_{smin} = \max (A_{smin,1}; A_{smin,2}; A_{smin,3}) \quad \dots \text{minimální plocha výztuže}$$

$$A_{smin,1} = \max (0,26 (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin,2} = 0,0013 \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin,3} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad \dots \text{plocha výztuže pro omezení šířky trhlin}$$

$$k_c = 0,4 \quad \dots \text{vliv rozdělení napětí před vznikem trhliny}$$

$$k = 1,0 \quad \dots \text{vliv nerovnoměrného rozdělení vnitřních napětí (h ≤ 300)}$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ Mpa} \quad \dots \text{pevnost betonu při vzniku trhlin}$$

$$A_{ct} \approx b \cdot h_d/2 \quad \dots \text{plocha taženého betonu před vznikem trhlin}$$

$$\sigma_s = f_{yk} = 500 \text{ Mpa} \quad \dots \text{maximální napětí ve výztuži po vzniku trhlin}$$

$$A_{sprov} \leq A_{smax} = (0,04 \cdot b \cdot h) \quad \dots \text{maximální plocha výztuže}$$

Vstupní parametry

beton C25/30 [MPa]
 f_{ck} 25 [MPa]
 f_{yk} 500 [MPa]
 f_{cd} 16,67
 f_{ctm} 2,6
 ocel B500B
 f_{yk} 500 [MPa]
 f_{yd} 435

Návrh průřezu výtahu:

c 25 [mm]
 rozměry
 b 1000 [mm]
 t₁ 220 [mm]
 t₂ 130 [mm]

krýtí

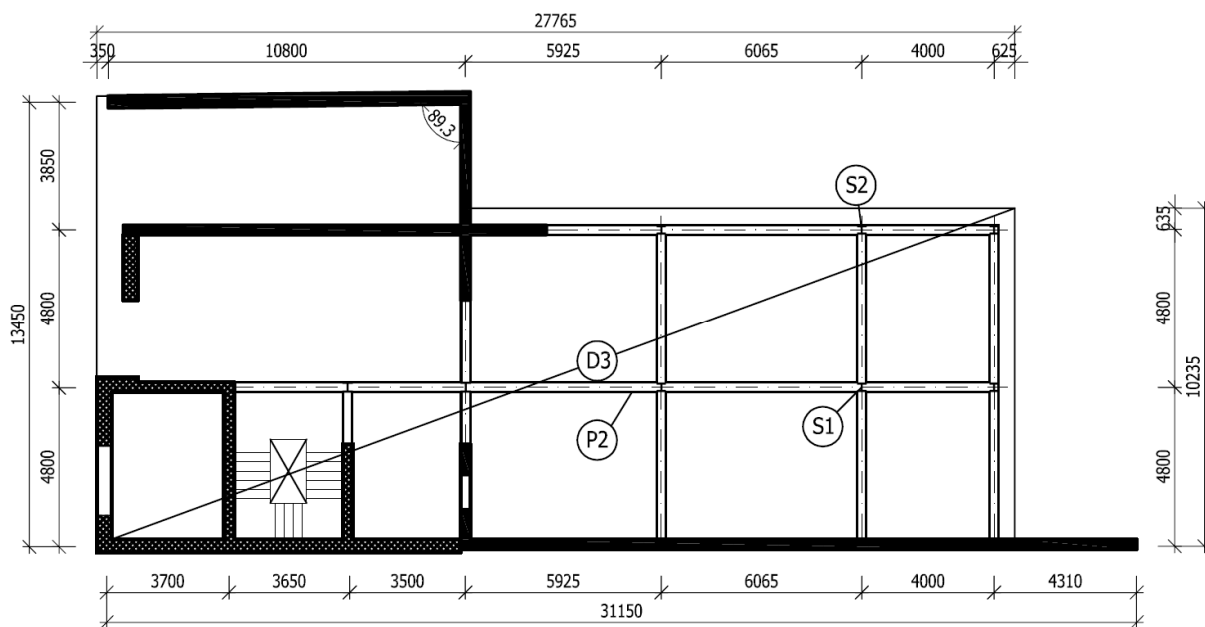
c 25 [mm]
 rozměry
 b 1000 [mm]
 t₁ 220 [mm]
 t₂ 130 [mm]

Výtuž	Směr	Místo	Návrh										Posouzení					Konstrukční zásady			KONEČNÝ NÁVRH
			Med.dim [kNm/m ²]	d [mm]	μ [-]	ξ [-]	As,req [mm ²]	As,req,př [mm ²]	As,prov,př [mm ²]	As,prov [mm ²]	x [mm]	z [mm]	Mrd [kNm/m ²]	M _{ed} /M _{pld}	M _{ed} /M _{pld}	A _{s,min}	A _{s,max}	?			
X		běžný rastr	20,6	188	0,035	0,983	256	-	-	393	12,82	182,87	31,25	0,659	OK	OK	?	OK	Ø10á200mm		
		příložky kraj	53,7	188	0,091	0,953	689	296	393	786	25,63	177,75	60,74	0,884	OK	8800	OK	OK	Ø10á200mm		
		příložky sloupek	70,3	188	0,119	0,936	919	526	565	958	31,24	175,50	73,10	0,962	OK	OK	OK	OK	Ø12á200mm		
		příložky nad pilířem	120	188	0,204	0,887	1655	1262	1539	1932	63,00	162,80	136,75	0,878	OK	OK	OK	OK	Ø12á200mm		
		běžný rastr D2	5,5	100	0,033	0,985	128	-	-	251	8,18	96,73	10,56	0,521	OK	5200	OK	OK	Ø8á200mm		
Y		běžný rastr	23,2	171	0,048	0,977	319	-	-	393	12,82	165,87	28,34	0,819	OK	OK	OK	OK	Ø10á200mm		
		příložky roh	60,3	171	0,124	0,933	869	476	565	958	31,24	158,50	66,02	0,913	OK	8800	OK	OK	Ø12á200mm		
		příložky kraje	97,4	171	0,200	0,887	1477	1084	1131	1524	49,70	151,12	100,13	0,973	OK	OK	OK	OK	Ø12á200mm		
		příložky pilíře	153,1	171	0,314	0,804	2561	2168	2234	2627	85,66	136,73	156,17	0,980	OK	OK	OK	OK	Ø16á200mm		
		běžný rastr D2	9,5	90	0,070	0,964	252	-	-	393	12,82	84,87	14,50	0,655	OK	5200	OK	OK	Ø10á200mm		
X		běžný rastr	19,3	189	0,032	0,985	238	-	-	393	12,82	183,87	31,42	0,614	OK	OK	OK	OK	Ø10á200mm		
		příložky v poli	34,8	189	0,058	0,969	437	44	251	644	21,00	180,60	50,57	0,688	OK	8800	OK	OK	Ø8á200mm		
		příložky pod sloupky	65,9	189	0,111	0,942	851	458	503	896	29,22	177,31	69,07	0,954	OK	OK	OK	Ø8á100mm			
		běžný rastr D2	3,1	100	0,019	0,990	72	-	-	251	8,18	96,73	10,56	0,294	OK	5200	OK	OK	Ø8á200mm		
		běžný rastr	27,5	177	0,053	0,974	367	-	-	393	12,82	171,87	29,37	0,936	OK	OK	OK	OK	Ø10á200mm		
Y		příložky v poli	43,5	177	0,083	0,958	590	197	251	644	21,00	168,60	47,21	0,921	OK	8800	OK	OK	Ø8á200mm		
		příložky pod sloupky	59,7	177	0,114	0,940	825	432	565	958	31,24	164,50	66,52	0,871	OK	OK	OK	OK	Ø12á200mm		
		příložky pod sloupky	75,8	177	0,145	0,920	1071	678	770	1163	37,92	161,83	81,83	0,926	OK	OK	OK	OK	Ø14á200mm		
		běžný rastr D2	3,3	90	0,024	0,988	85	-	-	251	8,18	86,73	9,46	0,349	OK	5200	OK	OK	Ø8á200mm		

5.2. Deska 1.NP

5.2.1. Schéma

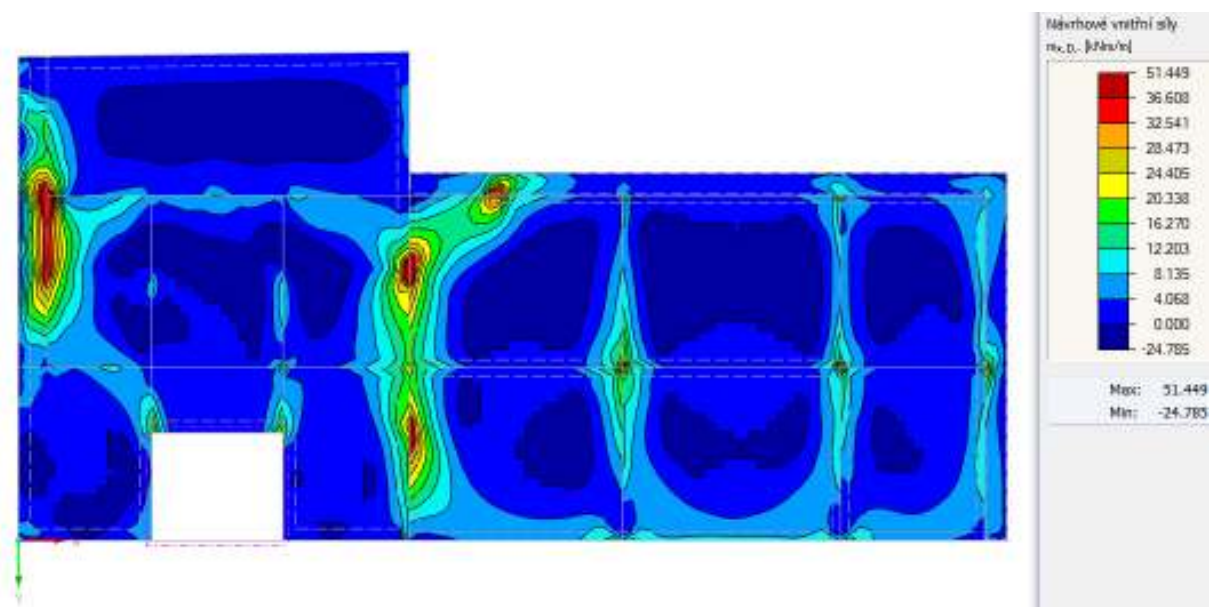
Na obrázku níže je znázorněno schéma desky D3 nad 1.NP. Stropní konstrukce je navržena o tloušťce 220 mm. V levé části je podepřena železobetonovými a zděnými stěnami a v pravé části je podepřena průvlaky.



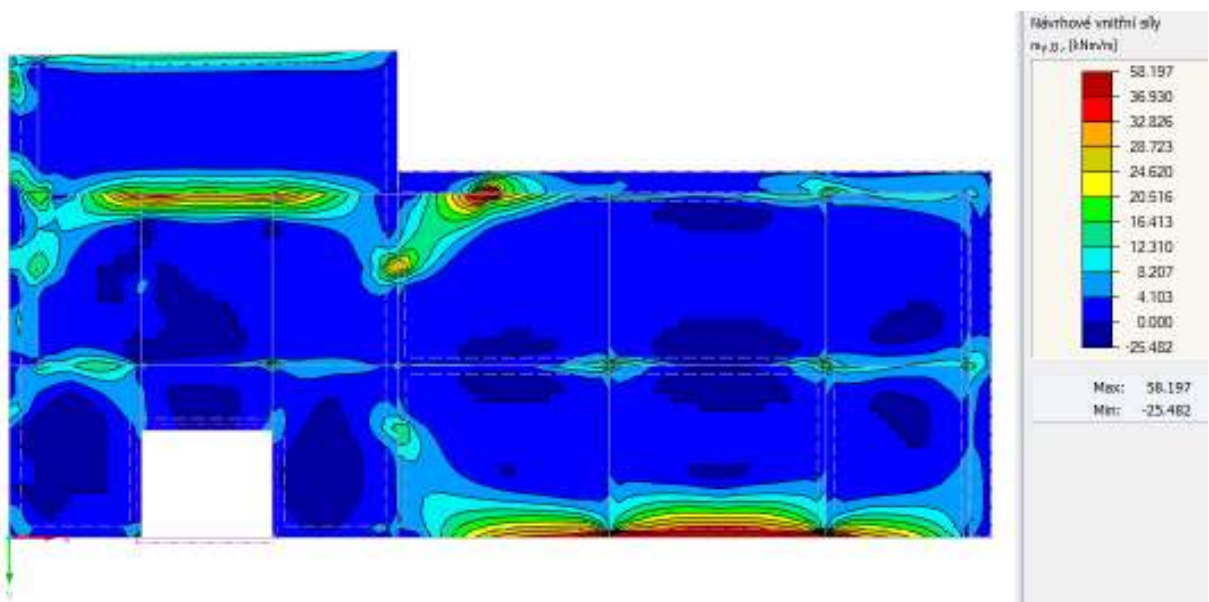
Obr. 40 Konstrukční schéma desky nad 1.NP

5.2.2. Návrhové vnitřní síly

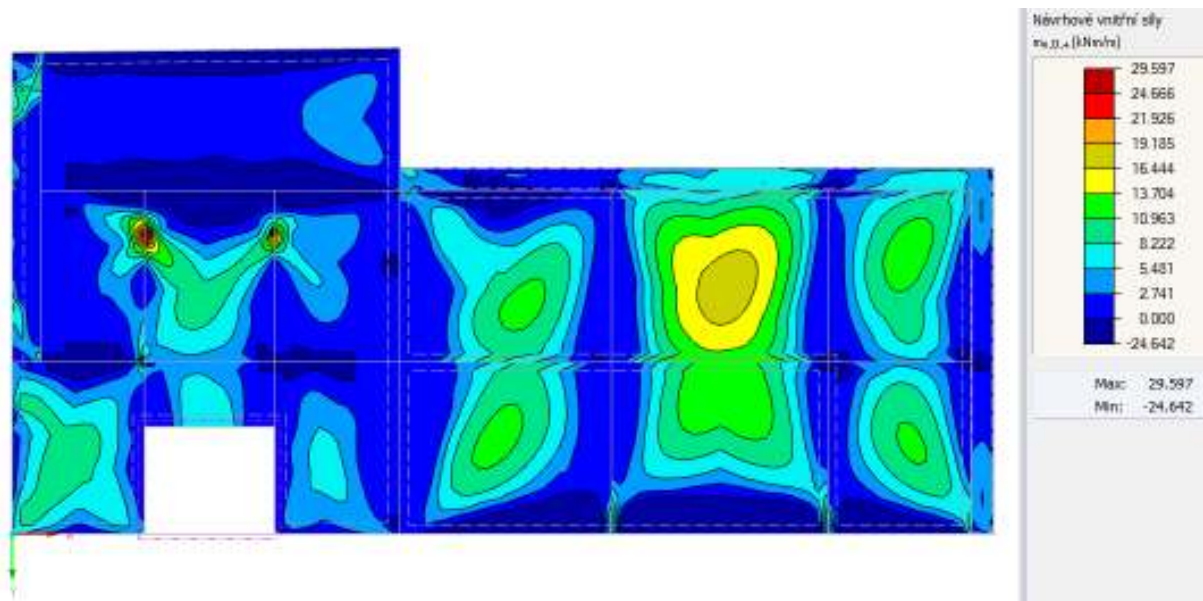
Deska je při horním povrchu nejvíce namáhána v místech, kde železobetonová stěna přechází v průvlak a při spodním povrchu v části teras a na kraji otvoru zděné stěny ve 2. podlaží. Na tyto extrémní hodnoty jsou dále navrženy příložky jako přídavek k běžnému rastru. Stropní konstrukce 1.NP má viditelně menší extrémní namáhání než deska 1.PP, což je přikládáno menšímu rozponu.



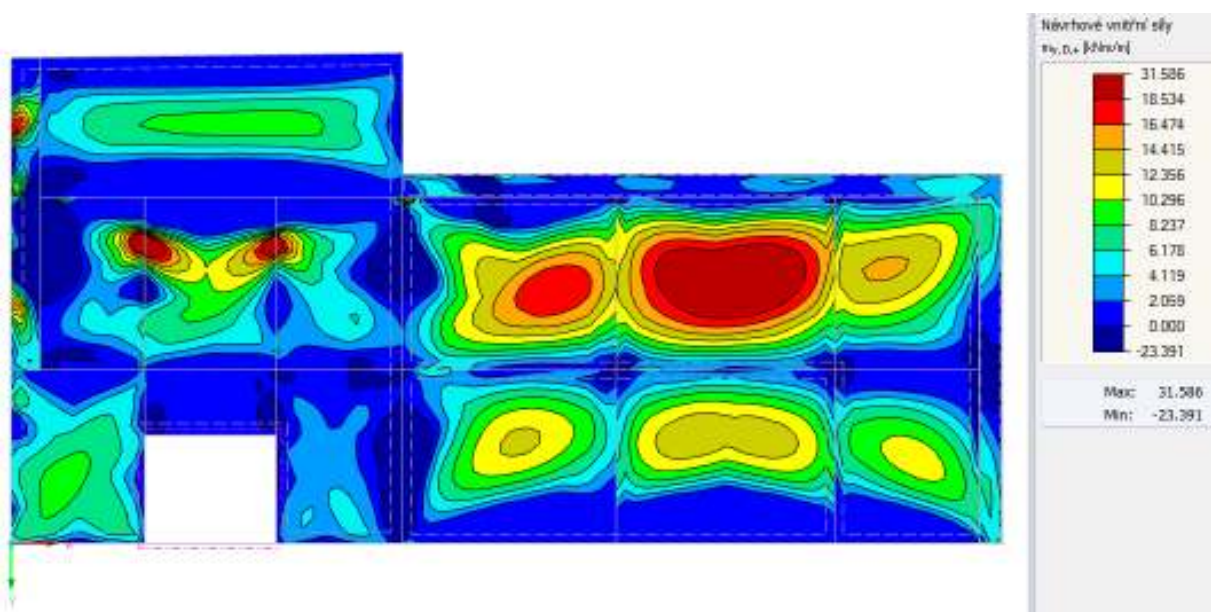
Obr. 41 Deska 1. NP - mxD- (horní povrch)



Obr. 42 Deska 1. NP - myD- (horní povrch)



Obr. 43 Deska 1. NP - $m_x D_x+$ (dolní povrch)



Obr. 44 Deska 1. NP - $m_y D_y+$ (dolní povrch)

5.2.3. Návrh a posouzení výztuže

Výztuž v desce D3 je navržena v horním i dolním běžném rastru jako **Ø8 á 200 mm** ve směru x a ve směru y **Ø8 á 150 mm**. Největší příložky jsou použity **Ø12 á 200 mm**.

Použité vzorce:

$$\mu = \frac{Med}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \dots \text{poměrný ohybový moment}$$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{Med}{\xi \cdot d \cdot f_{yd}} \quad \dots \text{požadovaná plocha výztuže}$$

$$x = \frac{A_{sprov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad \dots \text{výška tlačené oblasti}$$

$$\xi = \frac{x}{d} \quad \dots \text{poměrná výška tlačené oblasti}$$

$$\xi \leq \min \left(\xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}}; 0,45 \right)$$

$$z = d - 0,4x \quad \dots \text{rameno vnitřních sil}$$

$$M_{rd} = A_{sprov} \cdot f_{yd} \cdot z \quad \dots \text{moment únosnosti}$$

Konstrukční zásady:

$$A_{sprov} \geq A_{smin} = \max (A_{smin,1}; A_{smin,2}; A_{smin,3}) \quad \dots \text{minimální plocha výztuže}$$

$$A_{smin,1} = \max (0,26 (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin,2} = 0,0013 \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin,3} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad \dots \text{plocha výztuže pro omezení šířky trhlin}$$

$$k_c = 0,4 \quad \dots \text{vliv rozdělení napětí před vznikem trhliny}$$

$$k = 1,0 \quad \dots \text{vliv nerovnoměrného rozdělení vnitřních napětí (h ≤ 300)}$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ Mpa} \quad \dots \text{pevnost betonu při vzniku trhlin}$$

$$A_{ct} \approx b \cdot h_d/2 \quad \dots \text{plocha taženého betonu před vznikem trhlin}$$

$$\sigma_s = f_{yk} = 500 \text{ Mpa} \quad \dots \text{maximální napětí ve výztuži po vzniku trhlin}$$

$$A_{sprov} \leq A_{smax} = (0,04 \cdot b \cdot h) \quad \dots \text{maximální plocha výztuže}$$

Vstupní parametry

beton C25/30 [MPa] B500B
 f_{ck} 25 [MPa] f_{yk} 500 [MPa]
 f_{cd} 16,67 f_{yd} 435
 f_{ctm} 2,6

krycí c 25 [mm] ocel
 Návrh průřezu výtahu: \varnothing 8 [mm]
 \varnothing 10 [mm]
 \varnothing 12 [mm]

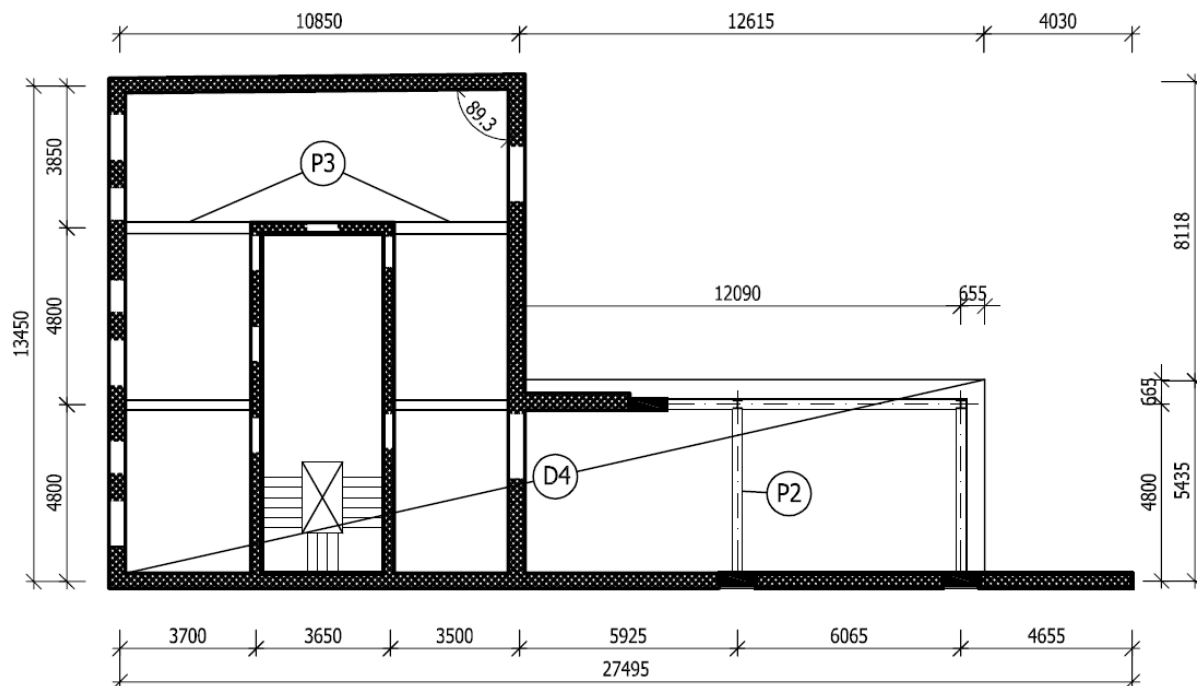
rozměry b 1000 [mm]
 t₁ 220 [mm]

Výztuž	Směr	Místo	Návrh					Posouzení					Konstrukční zásady		KONEČNÝ NAVRH			
			Med, dim [kNm/m ²]	d [mm]	μ [-]	ζ [-]	As, req [mm ²]	As, req, př [mm ²]	As, prov, př [mm ²]	As, prov [mm ²]	x [mm]	z [mm]	M _{red} /M _{rd}	M _{ed} /M _{rd}		A _{s, min}	A _{s, max}	?
HORNÍ	X	běžný rastr	16,3	177	0,031	0,985	215	-	-	251	8,18	173,73	18,96	0,860	OK	OK	OK	Ø8á200mm
		příložky	36,6	177	0,070	0,964	493	242	251	502	16,37	170,45	37,20	0,984	OK	8800	OK	Ø8á200mm
		příložky stěny	51,5	177	0,099	0,947	707	456	565	816	26,61	166,36	59,02	0,873	OK	OK	OK	Ø12á200mm
	Y	běžný rastr	24,6	190	0,041	0,980	304	-	-	335	10,92	185,63	27,04	0,910	OK	OK	OK	Ø8á150mm
		příložky	58,2	190	0,097	0,947	744	409	524	859	28,01	178,80	66,78	0,872	OK	8800	OK	Ø10á150mm
DOLNÍ	X	běžný rastr	13,1	183	0,023	0,988	167	-	-	251	8,18	179,73	19,61	0,668	OK	OK	OK	Ø8á200mm
		příložky	29,6	183	0,053	0,969	384	133	251	502	16,37	176,45	38,51	0,769	OK	8800	OK	Ø8á200mm
	Y	běžný rastr	18,6	190	0,031	0,985	229	-	-	335	10,92	185,63	27,04	0,688	OK	OK	OK	Ø8á150mm
		příložky	31,6	190	0,053	0,974	393	58	168	503	16,40	183,44	40,12	0,788	OK	8800	OK	Ø8á300mm

5.3. Deska 2.NP

5.3.1. Schéma

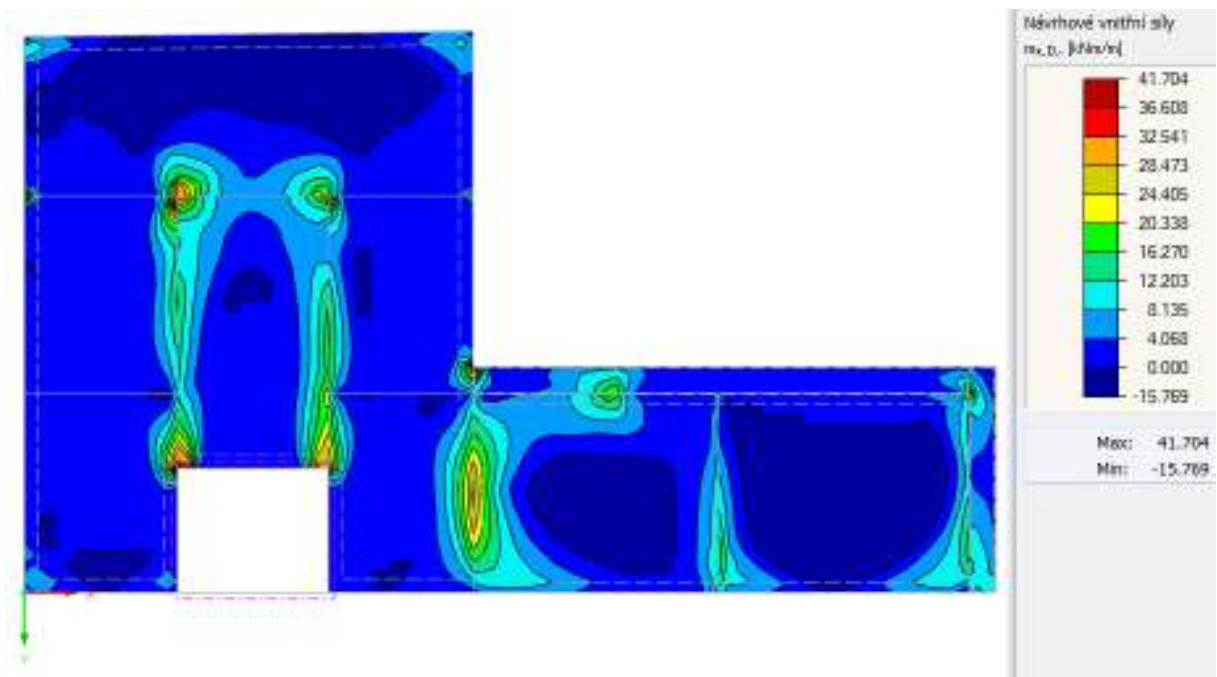
Na obrázku níže je znázorněno schéma desky D4 nad 2.NP. Stropní konstrukce je navržena o tloušťce 220 mm. V levé části je podepřena zděnými stěnami a v pravé části je podepřena průvlaky.



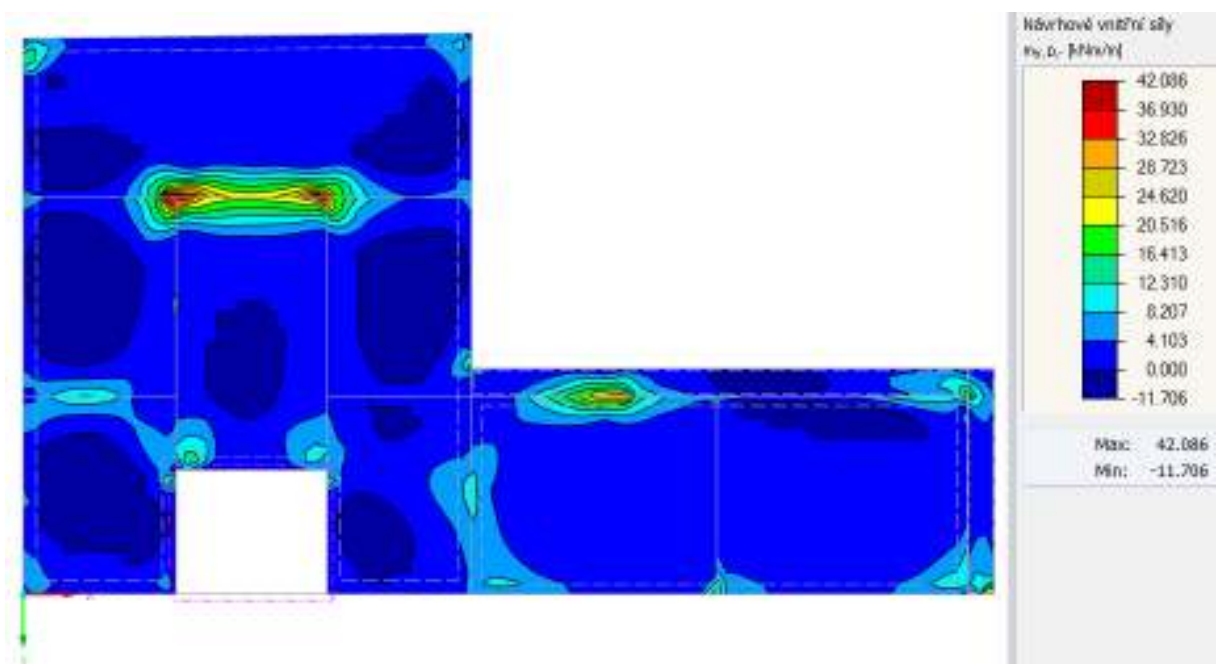
Obr. 45 Konstrukční schéma desky nad 2.NP

5.3.2. Návrhové vnitřní síly

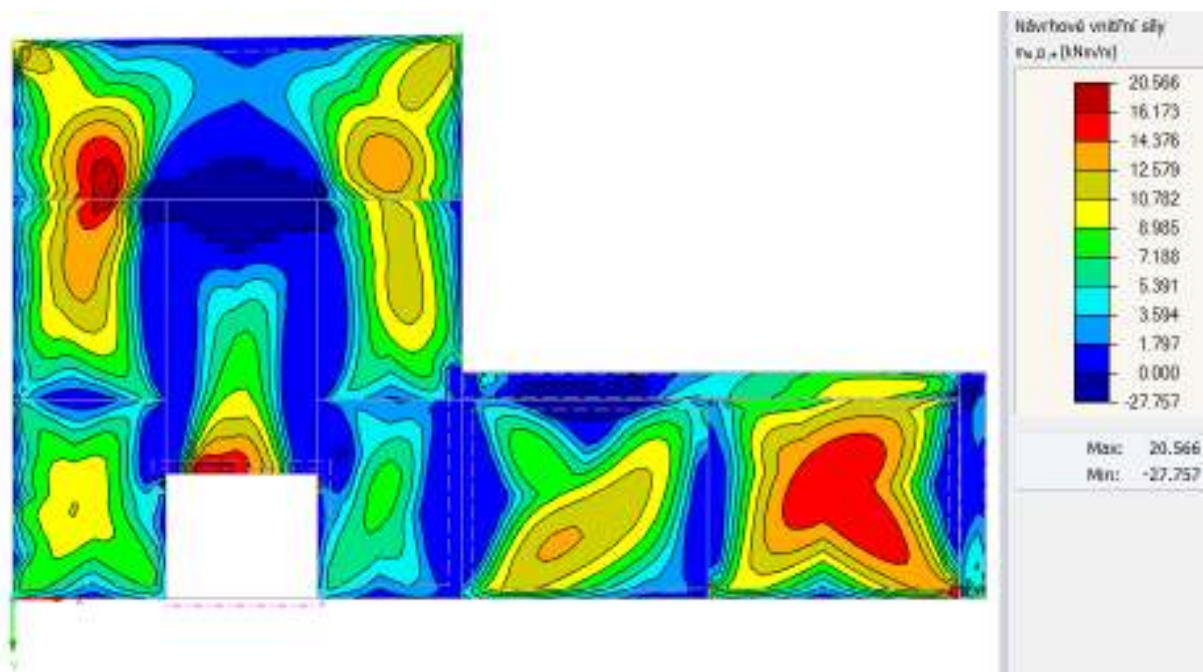
Deska je při horním povrchu nejvíce namáhána v místech, kde vnitřní zděná stěna podpírá desku. Při dolním povrchu jsou největší extrémní převážně v pravé části mezi podporujícími průvlaky. Na tyto extrémní hodnoty jsou dále navrženy příložky jako přídavek k běžnému rastru.



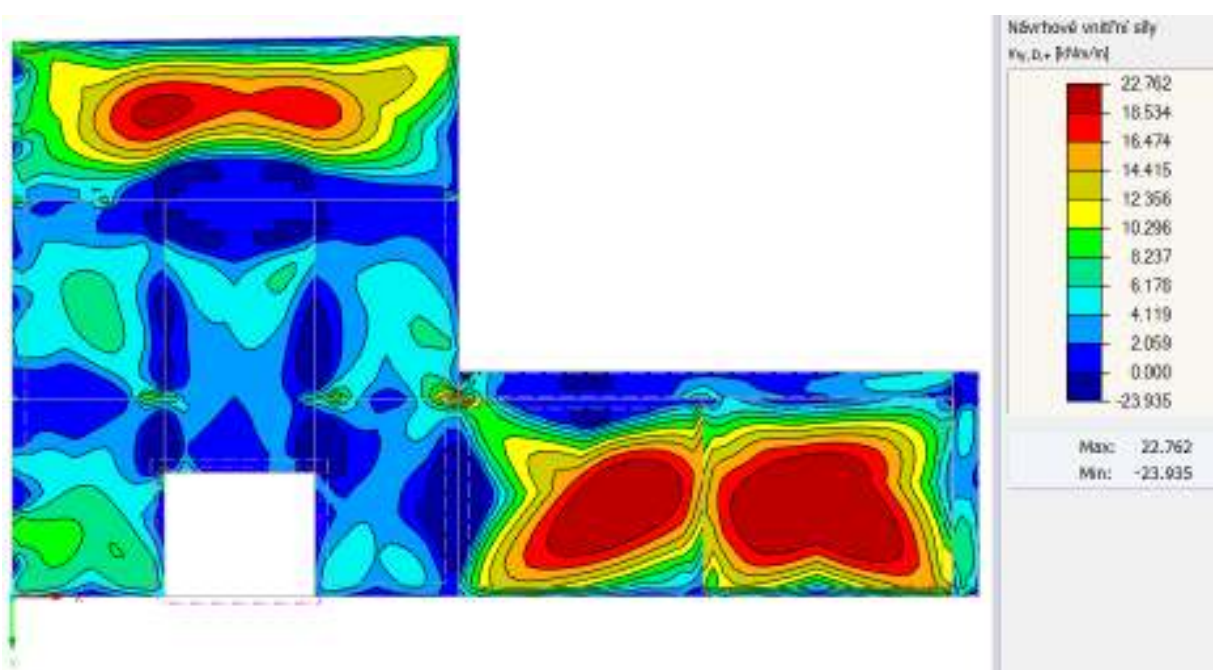
Obr. 46 Deska 2. NP - mxD- (horní povrch)



Obr. 47 Deska 2. NP - myD- (horní povrch)



Obr. 48 Deska 2. NP - $mxD+$ (dolní povrch)



Obr. 49 Deska 2. NP - $myD+$ (dolní povrch)

5.3.3. Návrh a posouzení výztuže

Výztuž v desce D4 je navržena v horním i dolním běžném rastru jako **Ø8 á 200 mm** a **Ø10 á 200 mm**. Největší příložky jsou použity **Ø10 á 200 mm**

Použité vzorce:

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \dots \text{poměrný ohybový moment}$$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{M_{ed}}{\xi \cdot d \cdot f_{yd}} \quad \dots \text{požadovaná plocha výztuže}$$

$$x = \frac{A_{sprov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad \dots \text{výška tlačené oblasti}$$

$$\xi = \frac{x}{d} \quad \dots \text{poměrná výška tlačené oblasti}$$

$$\xi \leq \min \left(\xi_{bal,1} = \frac{700}{700 + f_{yd}}; 0,45 \right)$$

$$z = d - 0,4x \quad \dots \text{rameno vnitřních sil}$$

$$M_{rd} = A_{sprov} \cdot f_{yd} \cdot z \quad \dots \text{moment únosnosti}$$

Konstrukční zásady:

$$A_{sprov} \geq A_{smin} = \max (A_{smin,1}; A_{smin,2}; A_{smin,3}) \quad \dots \text{minimální plocha výztuže}$$

$$A_{smin,1} = \max (0,26 (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin,2} = 0,0013 \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin,3} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad \dots \text{plocha výztuže pro omezení šířky trhlin}$$

$$k_c = 0,4 \quad \dots \text{vliv rozdělení napětí před vznikem trhliny}$$

$$k = 1,0 \quad \dots \text{vliv nerovnoměrného rozdělení vnitřních napětí (h ≤ 300)}$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ Mpa} \quad \dots \text{pevnost betonu při vzniku trhlin}$$

$$A_{ct} \approx b \cdot h_d/2 \quad \dots \text{plocha taženého betonu před vznikem trhlin}$$

$$\sigma_s = f_{yk} = 500 \text{ Mpa} \quad \dots \text{maximální napětí ve výztuži po vzniku trhlin}$$

$$A_{sprov} \leq A_{smax} = (0,04 \cdot b \cdot h) \quad \dots \text{maximální plocha výztuže}$$

Vstupní parametry

beton C25/30 [MPa] ocel B500B
 f_{ck} 25 [MPa] fyk 500 [MPa]
 f_{cd} 16,67 f_{yd} 435
 f_{ctm} 2,6

krytí c 25 [mm] Ø 8 [mm]
 Ø 10 [mm]

Návrh průřezu výztuže:

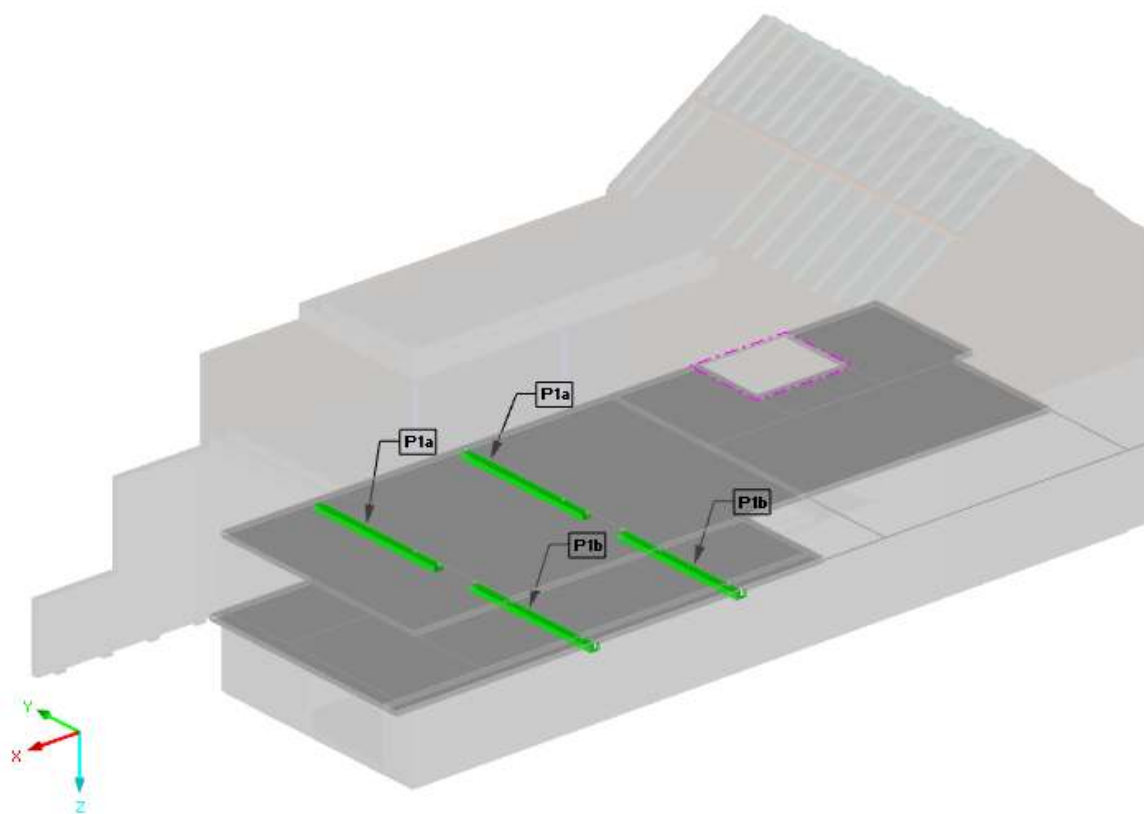
rozměry b 1000 [mm]
 t_i 220 [mm]

Výztuž	Směr	Místo	Návrh										Posouzení				Konstrukční zásady		KONEČNÝ
			Med, dim	[kNm/m ²]	μ [-]	ζ [-]	As, req	As, req, př	As, prov	x	z	M _{red}	M _{red} /M _{rd}	A _{s, min}	A _{s, max}	?	?		
HORNÍ	X	běžný rastr	16,3	0,030	0,985	211	-	-	251	8,18	176,73	19,286	0,845	240,08	OK	8800	OK	Ø8@200mm	
		příložky	41,7	0,077	0,958	556	305	644	21,00	171,60	48,048	0,868	OK	OK	Ø110@200mm				
	Y	běžný rastr	16,4	0,027	0,985	202	-	393	12,82	184,87	31,589	0,519	253,42	OK	8800	OK	Ø10@200mm		
		příložky kraj + stěna	42,1	0,070	0,964	529	136	644	21,00	181,60	50,848	0,828	OK	OK	Ø8@200mm				
DOLNÍ	X	Místo																	
		běžný rastr	20,6	0,038	0,98	269	-	393	12,82	174,87	29,881	0,689	240,08	OK	8800	OK	Ø110@200mm		
	Y	běžný rastr	22,8	0,038	0,98	282	-	393	12,82	184,87	31,589	0,722	253,42	OK	8800	OK	Ø110@200mm		

6. Návrh výztuže průvlaků

6.1. Průvlaky 1.PP

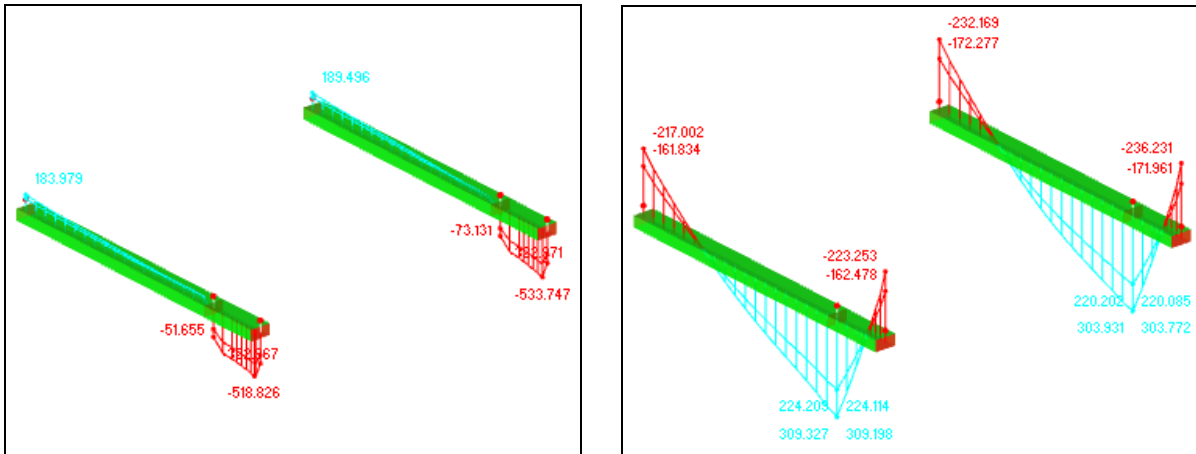
Jedná se o průvlaky podporující stropní desku nad 1.PP. Prvky o rozměrech 400x430 mm jsou na obou koncích vetknuty do železobetonových stěn. Návrh je proveden nejprve pro průvlak P1a, kde jsou rozepsány jednotlivé vzorce s výsledky pro průřez nad podporou a v poli. Následně je vypracován návrh pro prvek P1b, který je proveden formou tabulky dále použité i pro další průvlaky.



Obr. 50 Pohled – Průvlaky 1.PP

6.1.1. Vnitřní síly P1a

Na obrázcích níže jsou zobrazeny vnitřní síly prvků P1a. Průvlak je nejvíce namáhán v místě napojení sloupů v 1.NP, kde vzniká největší ohybový moment.



Obr. 51 Průvlak P1a - (zleva) Posouvající síla, Ohybový moment

6.1.2. Posouzení P1a

Rozměry		Vnitřní síly	
	L = 6 m		M _{ed, podpora} = 233,0 kNm
	h _p = 430 mm		M _{ed, pole} = 306,0 kNm
	b _p = 400 mm		V _{ed, levá} = 190 kN
	b _{eff} = 2000 mm		V _{ed, pravá} = 536,8 kN
<u>NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE</u>			
	<u>V POLI</u>		<u>NAD PODPOROU</u>
Ø _{pole} = 22	c = 25 mm		25 mm
Ø _{podp} = 20	d = 386 mm		387 mm
Ø _{tř} = 8	$\mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,062$	→ ξ = 0,969	0,233 → ξ = 0,867
	$A_{s req} = \frac{M_{ed}}{\xi \cdot d \cdot f_{yd}} = 1881,7 \text{ mm}^2$		1597,2 mm ²
	→ Návrh 6Ø22mm (A _{sprov} = 2281 mm ²)		→ Návrh 6Ø20mm (A _{sprov} = 1885 mm ²)
<u>KONSTRUKČNÍ ZÁSADY</u>			
f _{ctm} = 2,2	$A_{sprov} \geq A_{smin} = \max(0,26 (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d)$		
	2281 mm ² ≥ max (177; 201) mm ²	OK	1885 ≥ max (177; 201) mm ² OK
n = 6	$A_{sprov} \leq A_{smax} = (0,04 \cdot b \cdot h)$		
	2281 mm ² ≤ 6880 mm ²	OK	1885 ≤ 6880 mm ² OK
n = 6	$s = \frac{b - 2c - \emptyset - 2\emptyset_{tř}}{n - 1} \leq s_{max} = \min(2h; 250)$		
	62,4 mm ≤ min (860; 250) mm	OK	62,8 mm ≤ min (860; 250) mm OK
	$sl = s - \emptyset \geq s_{lim} = \max(20; 1,2\emptyset; D_{max} + 5)$		
	40,4 mm ≥ max (20; 26,4; 21) mm	OK	42,8 mm ≥ max (20; 24; 21) mm OK
<u>POSOUZENÍ OHYBOVÉ VÝZTUŽE</u>			
	<u>V POLI</u>		<u>NAD PODPOROU</u>
	$x = \frac{A_{sprov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = 37,2 \text{ mm}$		153,7 mm
	$\xi = \frac{x}{d} \leq \min(\xi_{bal1} = \frac{700}{700 + f_{yd}}; 0,45)$		
	0,096 ≤ min (0,617; 0,45)		0,40 ≤ min (0,617; 0,45)
	z = d - 0,4x = 371,12 mm		325,5 mm
	M _{rd} = A _{sprov} · f _{yd} · z = 368,06 kNm		266,8 kNm
[kNm]	Med = 306,0 ≤ Mrd = 368,1	OK	Med = 233 ≤ Mrd = 266,8 OK

NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE

LEVÁ PODPORA

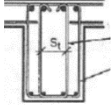
$\cotg \theta = 1,5$
 $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$
 $z = 326 \text{ mm}$

Únosnost tačené diagonály:

$$V_{RDmax} = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} * b * z * \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta} \geq V_{ed}$$

[kN] $V_{RDmax} = 540,9 \geq V_{ed} = 190,0$ OK

$n = 4$
 $A_{sw} = \frac{n * \pi * \sigma_{tf}^2}{4} = 201,1 \text{ mm}^2$



$$s_t \leq \min(0,75d; 600)$$

$$342 \text{ mm} \leq \min(290,3; 600)$$

$$s \leq \frac{A_{sw} * f_{yd}}{V_{ed}} * z * \cotg \theta = 225 \text{ mm}$$

→ Návrh 4-střižné třmínky Ø8 à 200 mm

$$s \leq s_{max} = \min(0,75d; 400)$$

$$200 \leq \min(295,5; 400)$$
 OK

POSOUZENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

$s = 200 \text{ mm}$
 $s = 70 \text{ mm}$

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} * f_{yd}}{s} * z * \cotg \theta \geq V_{ed}$$

[kN] $V_{Rd} = 243,3 \geq V_{ed} = 190,0$ OK

kontrola stupně vyztužení:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b * s} = 0,25\%$$

$$\rho_{swmax} = \frac{0,5 * 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd}}{f_{yd}} = 1,04\%$$
 OK

$$\rho_{swmin} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08\%$$
 OK

Konstrukční třmínky

$s_{max} = 295 \text{ mm}$ → Návrh 4-střižné třmínky Ø8 à 290 mm

$$V_{RDmin} = \frac{A_{sw} * f_{yd}}{s_{max}} * z * \cotg \theta = 167,81 \text{ kN}$$

$$\Delta l = z * \cotg \theta = 556,69 \text{ mm}$$

PRAVÁ PODPORA

$$V_{RDmax} = 540,9 \geq V_{ed} = 536,8$$
 OK

$$201,1 \text{ mm}^2$$

$$342 \text{ mm} \leq \min(290,3; 600)$$

$$80 \text{ mm}$$

→ Návrh 4-střižné třmínky Ø8 à 70 mm

$$70 \leq \min(295,5; 400)$$
 OK

$$V_{Rd} = 695,2 \geq V_{ed} = 536,8$$
 OK

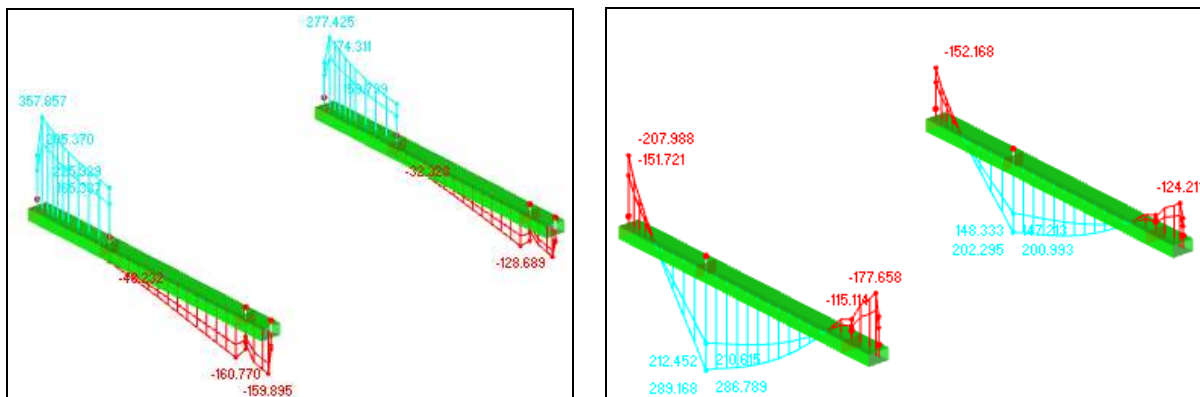
$$0,72\%$$
 OK

$$1,04\%$$
 OK

$$0,08\%$$
 OK

6.1.3. Vnitřní síly P1b

Na obrázcích níže jsou znázorněny průběhy vnitřních síl na průvlacích P1b, z nichž je patrné, že prvek je nejvíce namáhán ohybovým momentem v místě uložení sloupu v 1.NP.



Obr. 52 Průvlak P1b – (zleva) Posouvající síla, Ohybový moment

6.1.4. Posouzení P1b

$c = 25 \text{ mm}$
 $h = 430 \text{ mm}$

Počet stříhů:
 $s_t \leq \min(0,75d; 600)$
 $342 \text{ mm} \leq \min(290; 600) \rightarrow$ čtyřstřížné třmínky

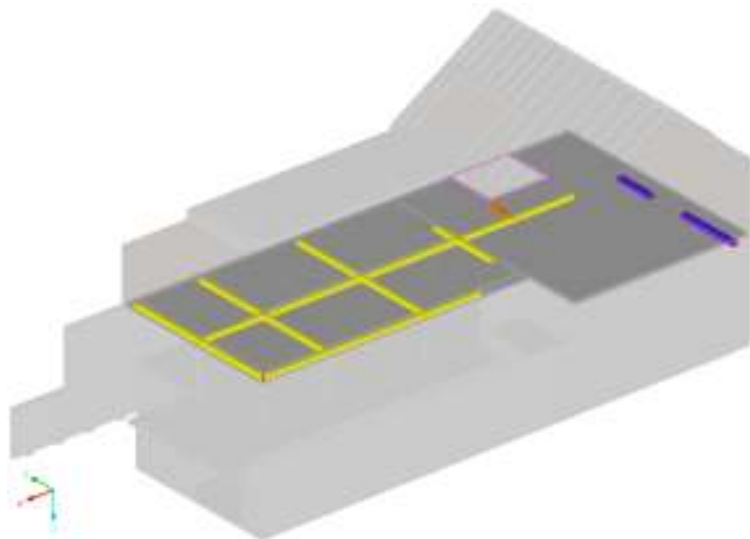
	M_{Ed} [kNm]	b [mm]	d [mm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,req}$ [mm ²]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	Návrh [mm]	x [mm]	z [mm]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
horní	207,9	400	387	0,208	0,881	1402	1571	5 Ø20	128,1	335,8	229,3	OK
	177,7	400	387	0,178	0,901	1172	1257	4 Ø20	102,5	346,0	189,1	OK
dolní	289,1	2000	386	0,058	0,97	1771	1901	5 Ø22	31,0	374,6	309,6	OK

	M_{Ed} [kNm]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	s [mm]	s_{max} [mm]	s_l [mm]	$s_{l,lim}$ [mm]	$\xi \leq 0,45$	
horní	207,9	1571	209	6880	78,5	250	58,5	24	0,331	OK
	177,7	1257			104,7		84,7	24	0,265	OK
dolní	289,1	1901			78,0		56,0	26	0,080	OK

V_{Ed} [kN]	$V_{RD,max}$ [kN]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	s_{max} [mm]	Návrh [mm]	V_{Rd} [kN]	ρ_{sw}	$\rho_{sw,min}$	$\rho_{sw,max}$	
357,7	557,9	201,1	123,1	290,25	Ø8 á 110	400,3	0,46%	0,08%	1,04%	OK
160,7			282,3		Ø8 á 260	169,3	0,19%			OK
151,7			290,3		Ø8 á 280	157,2	0,18%			OK

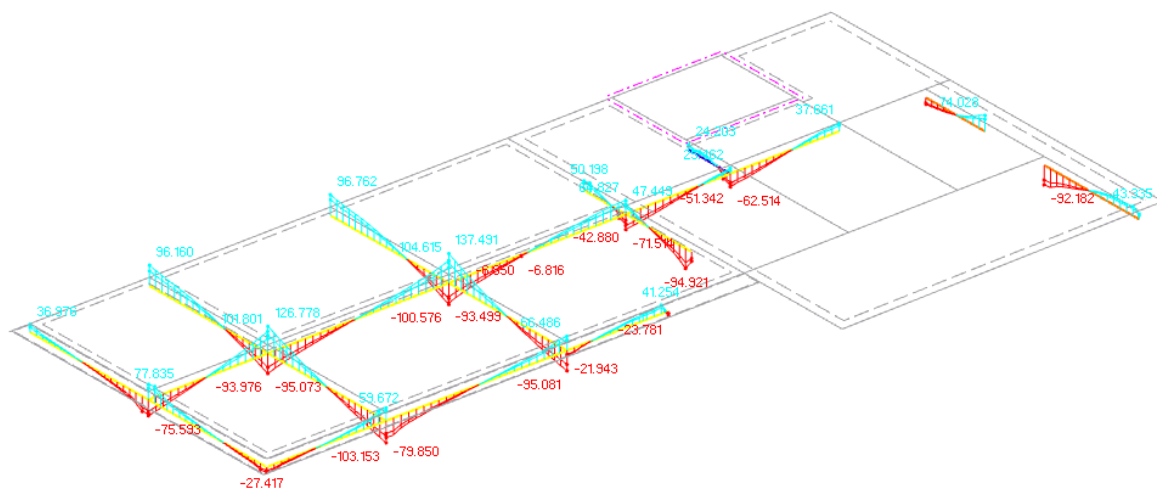
6.2. Průvlaky 1.NP

Na obrázku níže jsou barevně znázorněny průvlaky v 1.NP. V oblasti teras jsou průvlaky o rozměru 200x500 mm vyznačeny žlutou barvou. Oranžovou je zakreslen prvek, který je rozšířen na 300x500 mm, z důvodu napojení na zděnou stěnu o stejné šířce. Modrá barva značí železobetonový průvlak 350x500 nad vchodovými dveřmi a vjezdem do garáže.

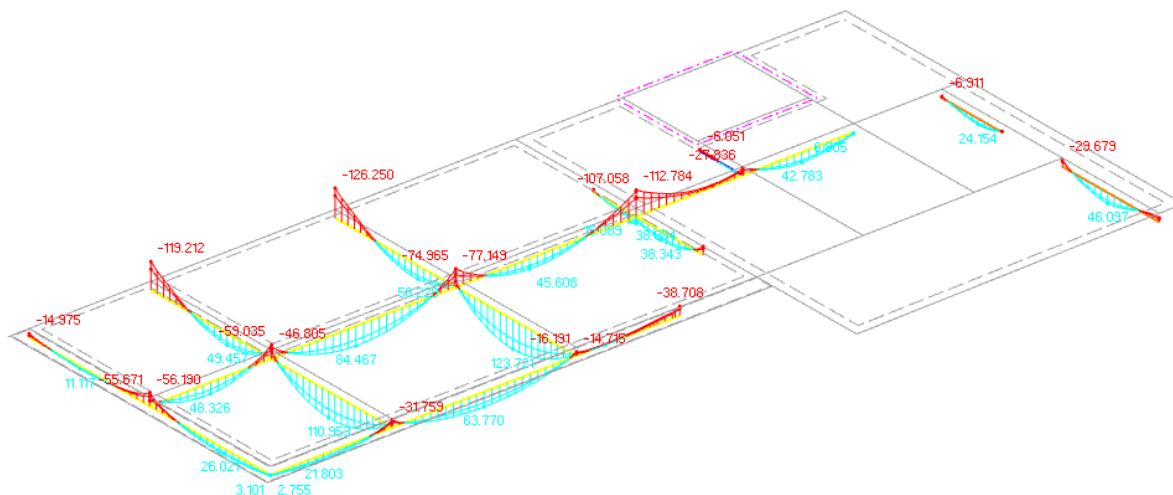


Obr. 53 Pohled – Průvlaky 1.NP

6.2.1. Vnitřní síly



Obr. 54 Průvlaky 1.NP – Posouvající síla



Obr. 55 Průvlaky 2.NP – Ohybový moment

6.2.2. Posouzení

$c = 25 \text{ mm}$

$h = 500 \text{ mm}$



průvlak 200x500

průvlak 350x500

Počet stříhů pro $b = 200\text{mm}$:

$$s_t \leq \min(0,75d; 600)$$

142 mm $\leq \min(290; 600) \rightarrow$ dvoustřížné tříminky

Počet stříhů pro $b = 350\text{mm}$:

$$s_t \leq \min(0,75d; 600)$$

292 mm $\leq \min(290; 600) \rightarrow$ čtyřstřížné tříminky

	M_{ed} [kNm]	b [mm]	d [mm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,req}$ [mm ²]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	Návrh [mm]	x [mm]	z [mm]	M_{rd} [kNm]	$M_{ed} \leq M_{rd}$
horní	126,5	200	459	0,180	0,900	704	829	* 3 Ø16	135,2	404,9	146,0	OK
	77,2	200	461	0,109	0,942	409	452	4 Ø12	73,7	431,5	84,8	OK
	59,1	200	461	0,083	0,958	308	339	3 Ø12	55,3	438,9	64,7	OK
	38,7	200	461	0,055	0,972	199	226	2 Ø12	36,8	446,3	43,8	OK
	29,7	350	461	0,024	0,988	150	226	2 Ø12	21,1	452,6	44,5	OK
dolní	123,8	1600	459	0,022	0,989	627	804	4 Ø16	16,4	452,4	158,2	OK
	84,5	2000	461	0,012	0,995	424	452	4 Ø12	7,4	458,1	90,0	OK
	63,8	1200	461	0,015	0,993	321	339	3 Ø12	9,2	457,3	67,4	OK
	42,8	400	461	0,030	0,985	217	226	2 Ø12	18,4	453,6	44,6	OK
	24,2	800	461	0,009	0,996	121	226	2 Ø12	9,2	457,3	44,9	OK
	46,1	1200	461	0,011	0,994	231	339	3 Ø12	9,2	457,3	67,4	OK

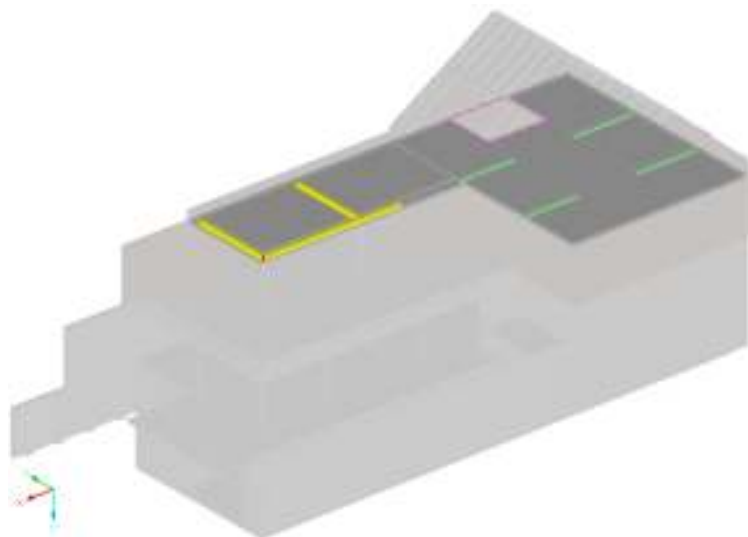
	M_{ed} [kNm]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	s [mm]	s_{max} [mm]	s_l [mm]	$s_{l,lim}$ [mm]	$\xi \leq 0,45$	
horní	126,5	829	124	4000	59,0	250	43,0	21	0,294	OK
	77,2	452			40,7		28,7	21	0,161	OK
	59,1	339			61,0		49,0	21	0,120	OK
	38,7	226			122,0		110,0	21	0,080	OK
	29,7	226	218	7000	122,0	250	110,0	21	0,046	OK
dolní	123,8	804	124	4000	39,3	250	23,3	21	0,036	OK
	84,5	452			40,7		28,7	21	0,016	OK
	63,8	339			61,0		49,0	21	0,020	OK
	42,8	226			122,0		110,0	21	0,040	OK
	24,2	226	218	7000	122,0	250	110,0	21	0,020	OK
	46,1	339			61,0		49,0	21	0,020	OK

V_{Ed} [kN]	$V_{RD,max}$ [kN]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	s_{max} [mm]	návrh [mm]	V_{Rd} [kN]	ρ_{sw}	$\rho_{sw,min}$	$\rho_{sw,max}$	
137,5			193,1		Ø8 á 180	147,5	0,28%			OK
104,7	336,4	100,5	253,6	344,3	Ø8 á 240	110,6	0,21%	0,08%	1,04%	OK
77,1			344,3		Ø8 á 330	80,5	0,15%			OK
92,2	588,7	201,1	575,9	345,8	Ø8 á 340	156,2	0,17%	0,08%	1,04%	OK

*Příložky k 2Ø12 ($A_{s,prov} = 226 \text{ mm}^2$)

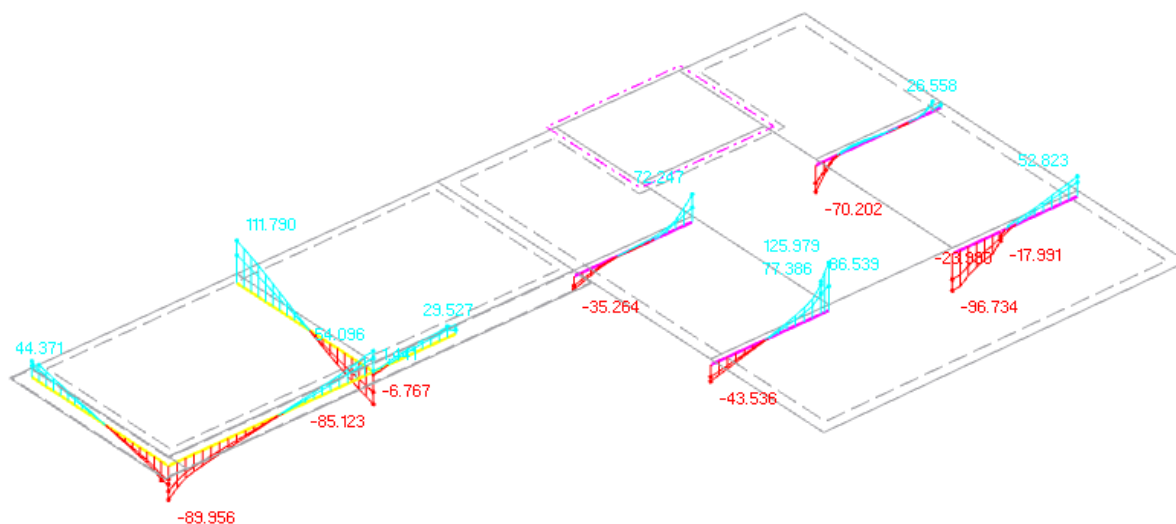
6.3. Průvlaky 2.NP

Na obrázku níže jsou znázorněny průvlaky podporující stropní desku nad 2.NP. Žlutou barvou jsou zobrazeny průvlaky v části teras o rozměru 200x500 mm a zelená barva značí prvky o průřezu 300x320 mm.

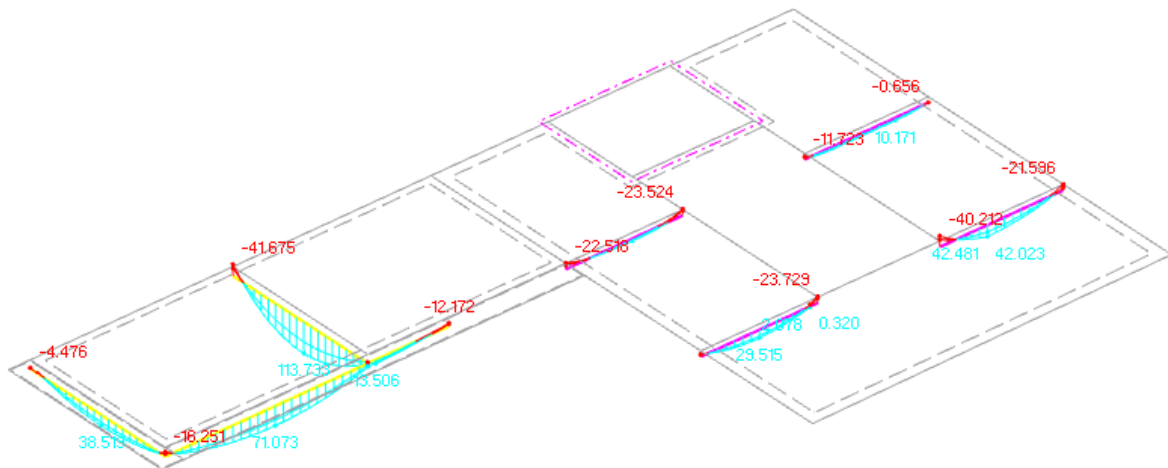


Obr. 56 Pohled – Průvlaky 2.NP

6.3.1. Vnitřní síly



Obr. 57 Průvlaky 2.NP – Posouvající síla



Obr. 58 Průvlaky 2.NP – Ohybový moment

6.3.2. Posouzení

$c = 25$ mm

$h = 500$ mm

$h = 320$ mm

průvlak 200x500
 průvlak 300x320

Počet stříhů pro $b = 300$ mm:

$s_t \leq \min(0,75d; 600)$

242 mm $\leq \min(290; 600) \rightarrow$ dvoustřížné třmínky

	M_{Ed} [kNm]	b [mm]	d [mm]	μ [-]	ξ [-]	$A_{s,req}$ [mm ²]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	Návrh [mm]	x [mm]	z [mm]	M_{Rd} [kNm]	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$
horní	41,8	200	462	0,059	0,969	215	236	3 Ø10	38,5	446,6	45,8	OK
	23,9	200	462	0,034	0,982	121	157	2 Ø10	25,6	451,8	30,8	OK
	40,3	300	281	0,102	0,947	348	452	4 Ø12	49,1	261,3	51,4	OK
	23,8	300	281	0,060	0,969	201	226	2 Ø12	24,6	271,2	26,6	OK
dolní	113,8	1600	460	0,020	0,990	575	616	4 Ø14	12,6	455,0	121,9	OK
	71,1	1300	461	0,015	0,993	357	452	4 Ø12	11,3	456,5	89,7	OK
	38,5	1100	461	0,010	0,995	193	226	2 Ø12	6,7	458,3	45,0	OK
	42,5	1000	281	0,032	0,994	350	452	4 Ø12	14,7	275,1	54,1	OK
	29,6	1000	281	0,022	0,989	245	339	3 Ø12	11,1	276,6	40,8	OK

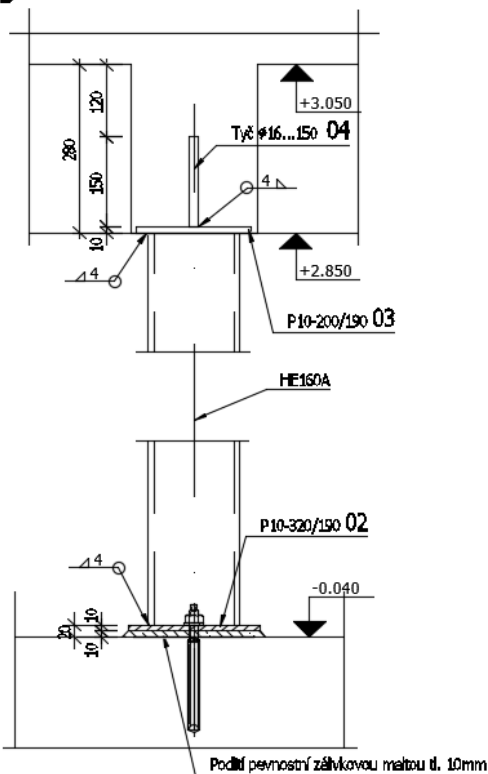
	M_{Ed} [kNm]	A_{s,prov} [mm ²]	A_{s,min} [mm ²]	A_{s,max} [mm ²]	s [mm]	S_{max} [mm]	S_l [mm]	S_{l,lim} [mm]	ξ ≤ 0,45	
horní	41,8	236	125	4000	62,0	250	52,0	21	0,083	OK
	23,9	157			124,0		114,0	21	0,055	OK
	40,3	452	114	3840	40,7	250	28,7	21	0,106	OK
	23,8	226			122,0		110,0	21	0,053	OK
dolní	113,8	616	125	4000	40,0	250	26,0	21	0,027	OK
	71,1	452			40,7		28,7	21	0,025	OK
	38,5	226			122,0		110,0	21	0,015	OK
	42,5	452	114	3840	40,7	250	28,7	21	0,032	OK
	29,6	339			61,0		49,0	21	0,024	OK

V_{Ed} [kN]	V_{RD,max} [kN]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	S_{max} [mm]	Návrh [mm]	V_{Rd} [kN]	ρ_{sw}	ρ_{sw,min}	ρ_{sw,max}	
111,8	371,0	100,5	153,3	346,5	Ø8 á 140	122,4	0,36%	0,08%	1,04%	OK
90			190,4		Ø8 á 180	95,2	0,28%			OK
54,1			316,7		Ø8 á 300	57,1	0,17%			OK
49,5			346,5		Ø8 á 330	51,9	0,15%			OK
126	325,7	100,5	136,0	210,8	Ø8 á 130	131,8	0,39%	0,08%	1,04%	OK
96,8			177,0		Ø8 á 170	100,8	0,30%			OK
81,3			210,8		Ø8 á 200	85,7	0,25%			OK

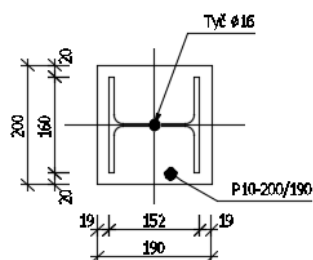
7. Návrh sloupů

Návrh je proveden pro nejzatíženější ocelové sloupy HEA 160, které se nachází v 1.NP v části teras a podepírají průvlaky o šířce 200 mm. Řešení spoje s vodorovnou konstrukcí je znázorněno na následujícím obrázku. Ve výpočetním modelu je tento styk uvažován jako kloubový.

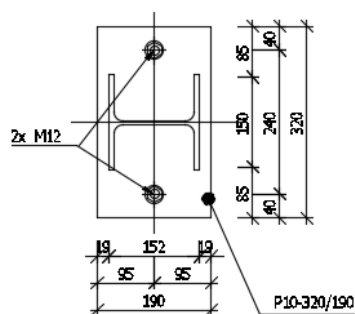
POHLED



POHLED SHORA



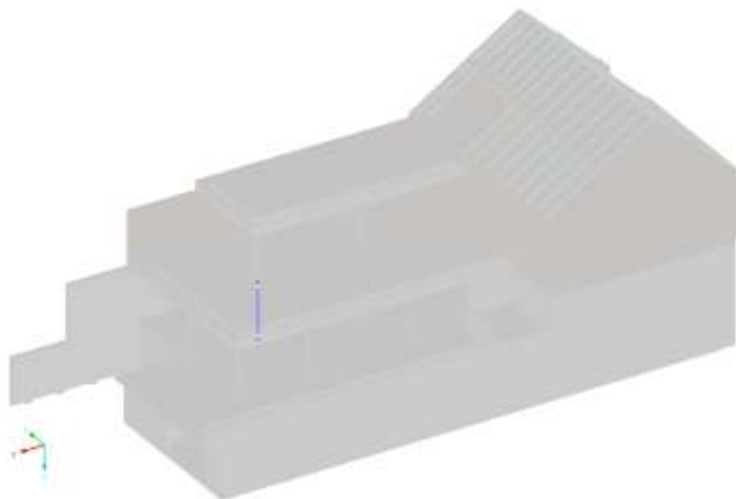
SPODNÍ KOTVENÍ



Obr. 59 Schéma řešení styku průvlaku se sloupem

7.1. Sloup S1

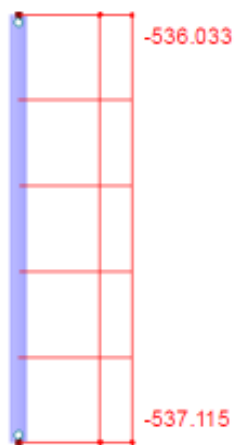
Na obrázku níže je zobrazena poloha ocelového sloupu S1, který se nachází ve vnitřní části objektu.



Obr. 60 Pohled – Sloup S1

7.1.1. Vnitřní síly

Sloup S1 je zatížen největší normálovou silou, z důvodu přenosu zatížení ze sloupu v 2.NP. Jedná se o vnitřní sloup, proto na něj nepůsobí žádné boční zatížení od větru a tím pádem není namáhám ohybovým momentem ani posouvající silou od tohoto zatížení.



Obr. 61 Sloup S1 – Normálová síla

7.1.2. Posouzení

Vnitřní síly

$$\begin{aligned}N_{ed} &= 537,1 \text{ kN} \\V_{ed} &= 0 \text{ kN} \\M_{ed} &= 0 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Průřezové charakteristiky

$$\begin{array}{llll} \text{HEA 160} & A = 3877 & \text{mm}^2 & E = 210000 \text{ Mpa} \\ \text{S235} & A_{vz} = 1321 & \text{mm}^2 & I_y = 16730000 \text{ mm}^4 \\ & t_w = 6 & \text{mm} & I_w = 3,14E+10 \text{ mm}^6 \\ & c = 104 & \text{mm} & I_t = 121900 \text{ mm}^4 \\ & W_{pl,y} = 245100 & \text{mm}^3 & I_z = 6156000 \text{ mm}^4 \\ & f_y = 235 & \text{Mpa} & L = 3250 \text{ mm} \\ & G = 81000 & \text{Mpa} & \gamma_{m1} = 1 \quad -\end{array}$$

Pevnost v tlaku

$$\frac{N_{ed}}{A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0,590 \leq 1,0 \quad \text{Vyhovuje}$$

Stabilita - vzpěr

V rovině

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{crit,y}}} = 0,527 \rightarrow X = 0,871 \quad \text{(křivka b)}$$

$$N_{crit,y} = \frac{E \cdot I_y \cdot \pi^2}{L^2} = 3279501 \text{ N}$$

$$\frac{N_{ed}}{X \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} = 0,677 \leq 1,0 \quad \text{Vyhovuje}$$

Z roviny

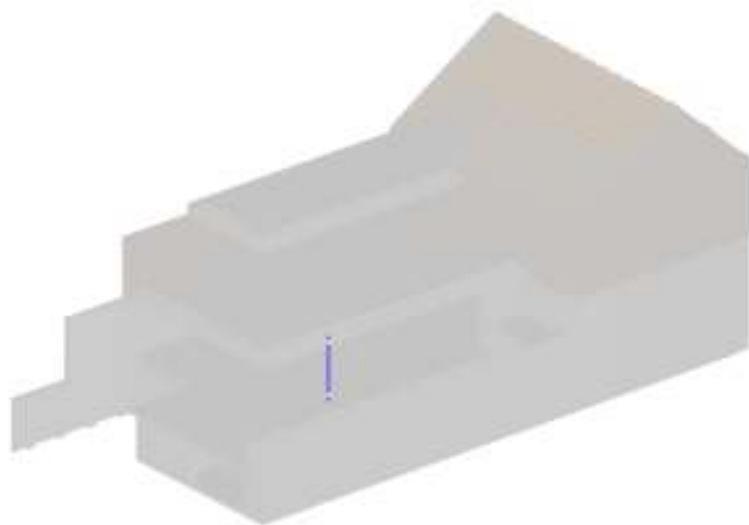
$$\lambda_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{crit,z}}} = 0,869 \rightarrow X = 0,618 \quad \text{(křivka c)}$$

$$N_{crit,z} = \frac{E \cdot I_z \cdot \pi^2}{L^2} = 1206731 \text{ N}$$

$$\frac{N_{ed}}{X \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} = 0,954 \leq 1,0 \quad \text{Vyhovuje}$$

7.2. Sloup S2

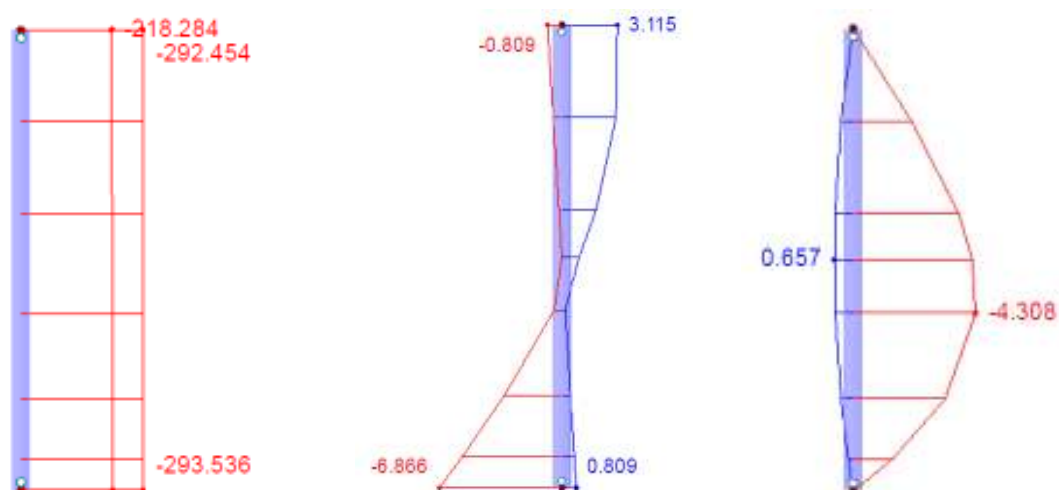
Na obrázku je znázorněna poloha sloupu S2, který se nachází na kraji stropní desky v 1.NP.



Obr. 62 Pohled – Sloup S2

7.2.1. Vnitřní síly

Sloup S2 je vzhledem ke své poloze ovlivněn působením bočního zatížení od větru. Z toho důvodu je krom normálové síly namáhán i ohybovým momentem a posouvající silou. Jedná se o nejvíce zatížený sloup kombinací těchto sil.



Obr. 63 Sloup S2 – (zleva) Normálová síla, Posouvající síla, Ohybový moment

7.2.2. Posouzení

Vnitřní síly

$$\begin{aligned} N_{ed} &= 293,6 \text{ kN} \\ V_{ed} &= 6,9 \text{ kN} \\ M_{ed} &= 8,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Průřezové charakteristiky

HEA 160	A = 3877 mm ²	E = 210000 Mpa
S235	Avz = 1321 mm ²	Iy = 1,7E+07 mm ⁴
	tw = 6 mm	Iw = 3,1E+10 mm ⁶
	c = 104 mm	It = 121900 mm ⁴
	Wpl,y = 245100 mm ³	Iz = 6156000 mm ⁴
	fy = 235 Mpa	L = 3250 mm
	G = 81000 Mpa	γm1 = 1,0 -

Pevnost v tlaku

$$\frac{N_{ed}}{A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0,322 \leq 1,0 \quad \text{Vyhovuje}$$

Stabilita - vzpěr

V rovině

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{crit,y}}} = 0,527 \rightarrow X = 0,871 \text{ (křivka b)}$$

$$N_{crit,y} = \frac{E \cdot I_y \cdot \pi^2}{L^2} = 3279501 \text{ N}$$

$$\frac{N_{ed}}{X \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} = 0,370 \leq 1,0 \quad \text{Vyhovuje}$$

Z roviny

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{crit,z}}} = 0,869 \rightarrow X = 0,618 \text{ (křivka c)}$$

$$N_{crit,z} = \frac{E \cdot I_z \cdot \pi^2}{L^2} = 1206731 \text{ N}$$

$$\frac{N_{ed}}{X \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} = 0,521 \leq 1,0 \quad \text{Vyhovuje}$$

Zatřídění průřezu

$$z = \frac{N_{ed}}{t_w \cdot f_y} = 208,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{1}{c} \cdot \left(\frac{c}{2} + \frac{z}{2} \right) = 1,50 > 0,50 \quad \text{OK}$$

$$\frac{c}{t} \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1} = 17,33 \leq 21,39 \quad \text{OK}$$

→ PRŮŘEZ JE 1. TŘÍDY

Namáhání sloupu M+N+V

Smyk

$$\frac{V_{ed,z}}{\frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m1}}} = 0,038 \leq 1,0 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$\frac{V_{ed,z} \cdot 2}{\frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m1}}} = 0,077 \leq 1,0 \quad \text{Vyhovuje}$$

→ JEDNÁ SE O MALÝ SMYK

$c_{1,0} = 1,13$
 $c_{1,1} = 1,13$
 $L_{lt} = 3250$
 $k_z = 1$
 $k_w = 1$
 $\lambda_{lt,0} = 0,4$
 $\beta = 0,75$
 $\alpha_{lt} = 0,34$
 $C_{my} = 0,4$

Vzpěr + klopení v rovině

$$\frac{N_{ed}}{X_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + k_{yy} \frac{M_{ed,y}}{X_{lt} \cdot f_y \cdot W_{pl,y} / \gamma_{m1}} = 0,444 \leq 1,0 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{pl,y}}{M_{crit,y}}} = 0,605$$

$$M_{crit} = \mu_{cr} \frac{\pi \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t}}{L_{lt}} = 1,57E+08 \text{ Nmm}$$

$$\mu_{cr} = \frac{c_1}{k_z} * \left[\sqrt{1 + k_w t^2} \right] = 1,440$$

$$c_1 = c_{1,0} + (c_{1,1} - c_{1,0}) * k_w t \leq c_{1,1} = 1,13 \leq 1,13 \quad \text{OK}$$

$$k_w t = \frac{\pi}{k_w \cdot L_{lt}} \sqrt{\frac{E \cdot I_w}{G \cdot I_t}} = 0,790$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \beta \cdot \lambda_{lt}^2}} = 0,915 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

$$\phi_{lt} = 0,5 [1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - \lambda_{lt,0}) + \beta \cdot \lambda_{lt}^2] = 0,672$$

$$k_{yy} = \min(k_{yy1}; k_{yy2}) = 0,448$$

$$k_{yy1} = C_{my} [1 + (\lambda_y - 0,2)] \frac{N_{ed}}{X_y \cdot N_{rk} / \lambda_{m1}} = 0,448$$

$$k_{yy2} = C_{my} [1 + 0,8 \frac{N_{ed}}{X_y \cdot N_{rk} / \gamma_{m1}}] = 0,518$$

$$N_{rk} = A \cdot f_y = 911095 \text{ N}$$

Vzpěr + klopení z roviny

$c_{1,0} = 1,13$
 $c_{1,1} = 1,13$
 $L_{lt} = 3250$
 $k_z = 1$
 $k_w = 1$
 $\lambda_{lt,0} = 0,4$
 $\beta = 0,75$
 $\alpha_{lt} = 0,49$
 $C_{mlt} = 0,4$

$$\frac{N_{ed}}{X_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + k_{yz} \frac{M_{ed,y}}{X_{lt} \cdot f_y \cdot W_{pl,y} / \gamma_{m1}} = 0,637 \leq 1,0 \quad \text{Vyhovuje}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{pl,y}}{M_{crit,y}}} = 0,605$$

$$M_{crit} = \mu_{cr} \frac{\pi \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t}}{L_{lt}} = 1,57E+08 \text{ Nmm}$$

$$\mu_{cr} = \frac{c_1}{k_z} * \left[\sqrt{1 + k_w t^2} \right] = 1,440$$

$$c_1 = c_{1,0} + (c_{1,1} - c_{1,0}) * k_w t \leq c_{1,1} = 1,13 \leq 1,13 \quad \text{OK}$$

$$k_w t = \frac{\pi}{k_w \cdot L_{lt}} \sqrt{\frac{E \cdot I_w}{G \cdot I_t}} = 0,790$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \beta \cdot \lambda_{lt}^2}} = 0,915$$

$$\phi_{lt} = 0,5 [1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - \lambda_{lt,0}) + \beta \cdot \lambda_{lt}^2] = 0,672$$

$$k_{yz} = \min(k_{yz1}; k_{yz2}) = 0,698$$

$$k_{yz1} = 1 - \frac{0,1 \cdot \lambda_z}{C_{ml} - 0,25} * \frac{N_{ed}}{X_z \cdot N_{rk} / \lambda_{m1}} = 0,698$$

$$k_{yz2} = 1 - \frac{0,1}{C_{ml} - 0,25} * \frac{N_{ed}}{X_z \cdot N_{rk} / \lambda_{m1}} = 0,652$$

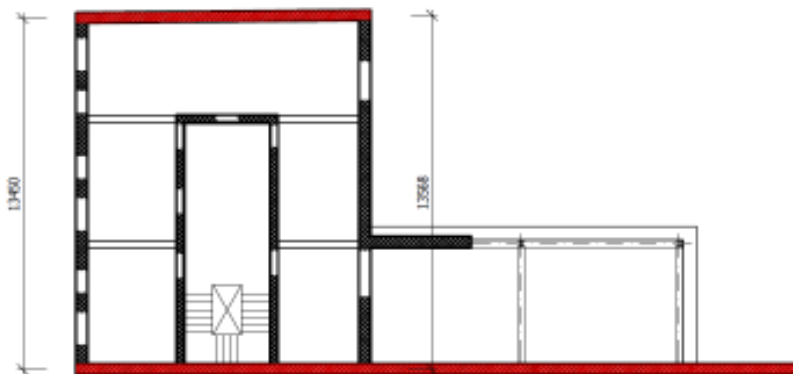
$$N_{rk} = A \cdot f_y = 911095 \text{ N}$$

Pevnost

$$\frac{N_{ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{M_{ed,y}}{f_y \cdot W_{pl,y} / \gamma_{m1}} = 0,473 \leq 1,0 \quad \text{Vyhovuje}$$

8. Návrh výztuže věnců

Ztužení objektu je řešeno pozedními věnci a železobetonovými průvlaky. Věnce se v objektu nachází v 1.NP - 3.NP a jsou uvažovány jako součást stropní desky o tloušťce 220 mm. Návrh výztuže je proveden pro podélné věnce (vyznačeny červeně viz obrázek) s největší zatěžovací šířkou.



Obr. 64 Poloha věnců v podélném směru

zatížení na věnce na m'... $F = 15$ kN

zatěžovací šířka... $L = 13,57$ m

Zatížení na věnec:

$$F_s = F \cdot L / 2 = 15 \cdot 13,57 / 2 = 101,8 \text{ kN}$$

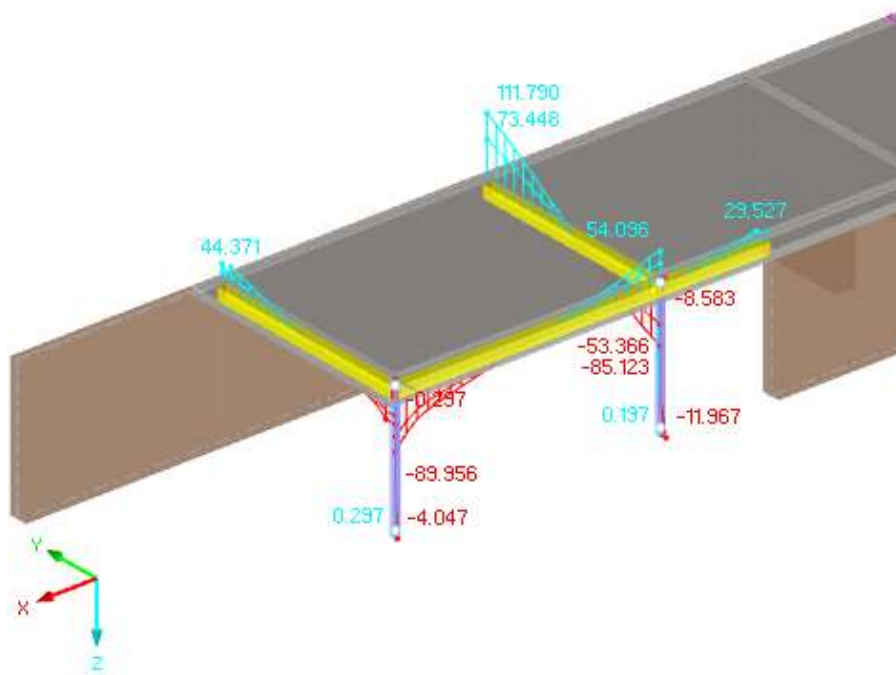
Požadovaná výztuž:

$$A_{s,req} = F_s / f_{yd} = 101,8 \cdot 10^3 / 435 = 233,9 \text{ mm}^2$$

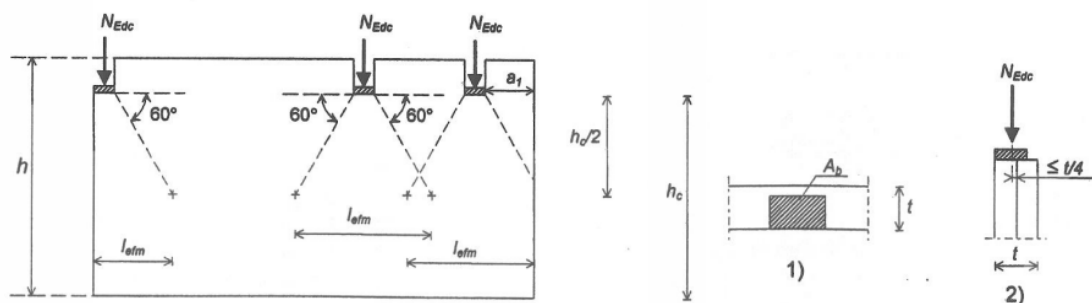
→ Navrhuji **4Ø10 mm** ($A_{s,prov} = 314 \text{ mm}^2$)

9. Posouzení zděných konstrukcí

V části teras v 2.NP jsou průvlaky o rozměru 200x500 mm uloženy na zděnou stěnu, která je namáhána soustředným zatížením. Z obrázku je patrné, že největší namáhání vzniká od průvlaku napravo. Síla působící na zděnou stěnu má velikost 111,8 kN, na kterou je posouzena. Schéma na Obr. 66 znázorňuje použité rozměry pro výpočet.



Obr. 65 Výšek průvlaků 2.NP – Posouvající síla



Obr. 66 Schéma stěny se soustředným zatížením [9]

Porotherm 44 T Profi (malta na tenké spáry)

- zdící prvek kategorie I na předpisovou maltu

- skupina 3

$$\begin{aligned} N_{Edc} &= 112 \text{ kN} & f_u &= 8 \text{ MPa} \\ l_u &= 370 \text{ mm} & \delta &= 1,15 \\ b_t &= 200 \text{ mm} & \eta &= 1 \\ t &= 440 \text{ mm} & f_k &= 3,5 \text{ MPa} \quad (\text{uvedeno výrobcem}) \\ h_c &= 2680 \text{ mm} & \gamma_M &= 2,0 \\ l_{efm} &= 1755 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$f_b = \eta \cdot \delta \cdot f_u = 9,2 \text{ MPa}$$

$$f_d = f_k / \gamma_M = 1,75 \text{ MPa}$$

$$A_{ef} = t \cdot l_{efm} = 0,772 \text{ m}^2$$

$$A_b = b_t \cdot l_u = 0,07 \text{ m}^2 < 0,45 \cdot A_{ef} = 0,347 \text{ m}^2 \quad \text{Vyhovuje}$$

Návrhové napětí v tlaku v úložné ploše A_b :

$$\sigma_d = N_{Edc} / A_b = 1,51 \text{ MPa} \leq f_d = 1,75 \text{ MPa} \quad \text{Vyhovuje}$$

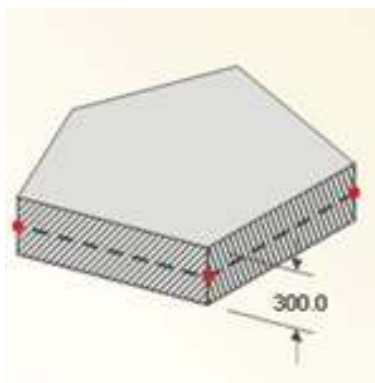
Výstřednost:

$$t / 4 = 110 \text{ mm} > e = 35 \text{ mm} \quad \text{Vyhovuje}$$

10. Založení objektu

10.1. Vstupní data

Základová konstrukce je řešena jako spojitá základová deska konstantní tloušťky $d = 300 \text{ mm}$. Použitý beton pro základovou konstrukci je C30/37-XC2-XA1. Základová spára se nachází -3.295 m pod srovnávací rovinou.



Obr. 67 Rozměry betonové konstrukce

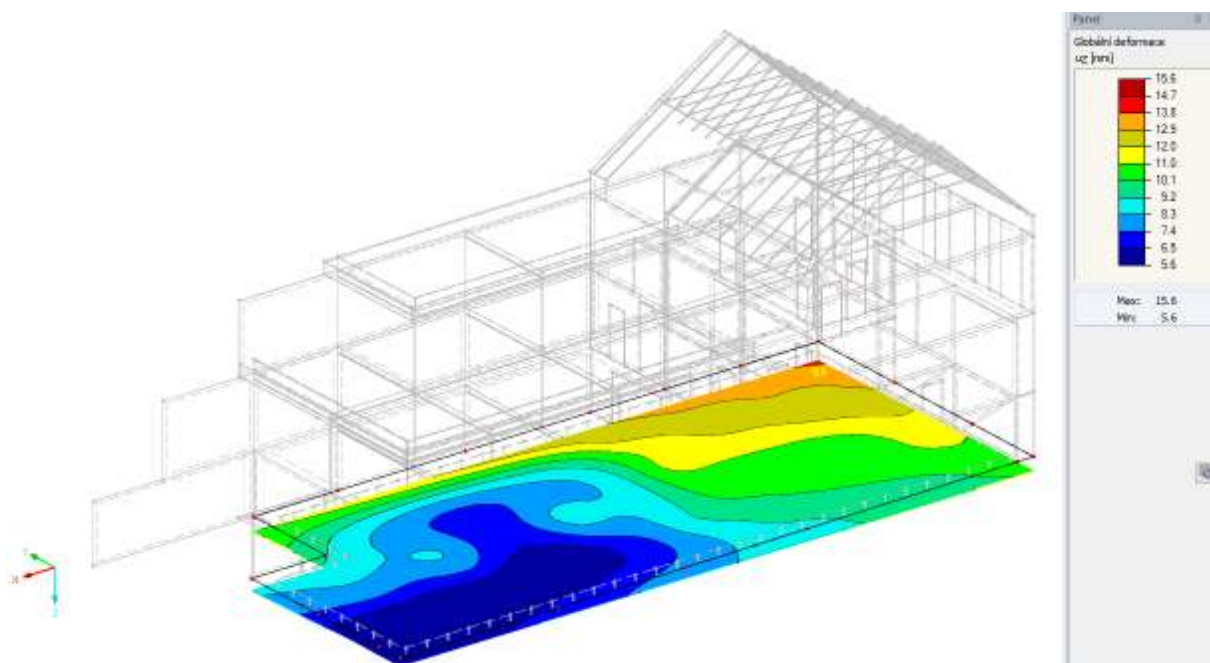
V úrovni základové spáry spodní stavby byla zhotovena sonda, pomocí které byly zjištěny následující parametry podloží.

Hloubka	Zemina	Základová půda ČSN 731001	Těžitelnost ČSN 7330050
0,0-0,4	hlína s ornici, se zlomky cihel, tašek apod.	-	2
0,4-1,4	šedavě žlutohnědá tuhá prachovitá hlína s drobnými zlomky cihel, tašek apod.	F6/C1-Y	2
1,4-1,9	šedavě žlutohnědá tuhá prachovitá hlína	F6/C1	2
1,9-2,4	žlutohnědý středně zrnitý slabě hlinitý písek	S3/S-F	2
2,4-2,6	šedožlutý "čistý" písek s občasnými štěrčíky	S2/SP	2

Hladina podzemní vody: naražena okolo 2,5 m
ustálená 2,5 m (po 1/4 hod.)

10.2. Posouzení sedání konstrukce

Pomocí přídatného modulu RF-SOILIN programu RFEM Dlubal byla na základě dostupných informací o zemině spočtena tuhost podloží. Následně dopočtené sedání celé konstrukce, pro kombinaci MSP je zobrazeno na následujícím obrázku.



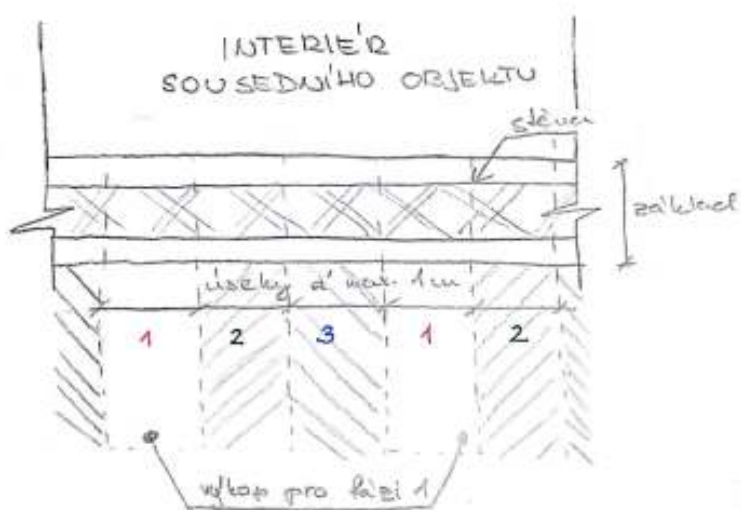
Obr. 68 Sedání základové konstrukce

Z obrázku vyplývá, že konstrukce sedá nejvíce v zadní části objektu, kde se vyskytují největší hodnoty zatížení. Tento výpočet byl ověřen v programu GEO5, na základě značně zjednodušeného modelu, který poskytl podobné výsledky.

- Celkové průměrné sednutí je $s = (15,6 + 5,6)/2 = 10,6 \text{ mm}$
- Limitní sednutí pro budovy s nosnými stěnami z cihel a bloků se zpevňujícími věnci je $s_{lim} = 80 \text{ mm}$.
- $s_{lim} = 80 \text{ mm} > s = 10,6 \text{ mm}$... Vyhovuje.
- Poměrné sednutí je $\Delta s/L = (15,6 - 5,6)/(26840/2) = 0,0008$
 $\Delta s/L_{lim} = 0,0015 > \Delta s/L = 0,0008$... Vyhovuje

10.3. Zajištění okolních staveb

Z důvodu výstavby budovy v proluce je nutno zajistit základy sousedních budov, které nejsou podsklepené. Je třeba snížit jejich základovou spáru do úrovně spáry novostavby, aby nedošlo k nežádoucím deformacím ve stávajících objektech. Toto je provedeno technikou postupného podezdění základů, kdy se základ půdorysně rozdělí na úseky po 1 m. Proces je rozdělen do tří fází, kdy se odkope vždy jeden ze tří úseků. V 1. fázi se odkope zemina ob dva záběry do hloubky cca 1 m a základ se podezdí / podbetonuje. Následuje aktivace „nového“ základu pomocí pevnostních reaktivních malt, kdy dojde k vyplnění zbytkové mezery mezi původním základem a podezdívkou. Ve fázi 2 a 3 je postup stejný.



Obr. 69 Princip podezdívání sousedních budov

11. Závěr

Cílem práce je statický návrh vybraných prvků vily Labská. Úvodní kapitola popisuje budovu a její okolní prostředí. Následně je vytvořeno konstrukční řešení a uspořádání jednotlivých podlaží. Další kapitola stanovuje působící zatížení a předběžný návrh dimenzí nosných prvků. Tyto vstupy jsou použity pro vytvoření výpočetního modelu v programu RFEM Dlubal. Vnitřní síly prostorového modelu jsou aplikovány pro podrobný návrh nosných prvků budovy. Statické výpočty obsahují návrh výztuže železobetonových stropních desek, průvlaků a ztužujících věnců. Dále byly posouzeny ocelové sloupy podporující průvlaky. V závěrečné části je ověřeno, zda nedochází k nadměrnému sedání konstrukce. Přílohy obsahují technickou zprávu, schémata tvarů a výztuže navržených prvků.

12. Literatura

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Základy navrhování konstrukcí, ČSNI, 2004
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Obecná zatížení - Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení budov, ČSNI, 2006
- [3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem, ČSNI, 2004
- [4] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem, ČSNI, 2005
- [5] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČSNI, 2006
- [6] ČSN EN 206-1: Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda, ČSNI, 2001
- [7] ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČSNI, 2007
- [8] ČSN EN 1995-1-1 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČSNI, 2007
- [9] ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce, ČSNI, 2007
- [10] Ing. Petr BOHUSLÁVEK, Ing. Vladimír HORSKÝ a Ing. Štěpánka JAKOUBKOVÁ. Vegetační střechy a střešní zahrady [PDF]. In: . 2009, s. 72 [cit. 2019-01-13]. Dostupné z: <https://docplayer.cz/8203422-Vegetacni-strechy-a-stresni-zahrady-skladby-a-detaily-unor-2009-konstrukcni-a-materialove-reseni.html>
- [11] Schöck [online]. Opava: Schöck-Wittek [cit. 2019-01-13]. Dostupné z: <https://www.schoeck-wittek.cz/cs/home>
- [12] Wienerberger [online]. [cit. 2019-01-13]. Dostupné z: <https://wienerberger.cz/>
- [13] Prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc., Doc. Ing. Jitka Vašková, CSc a Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc. Navrhování železobetonových konstrukcí: Příklady a postupy. 1. Praha: ČVUT, 2014.
- [14] ČSN 73 2400 (732400): Provádění a kontrola betonových konstrukcí. 1989
- [15] Ing. Pavel Košatka, CSc. a doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D. Navrhování zděných konstrukcí: Příručka k ČSN EN 1996-1-1. Informační centrum ČKAIT, 2010.

[16] Ing. Rostislav Jeneš a Ing. Božena Podroužková. Zděné konstrukce: Základy navrhování [PDF].,64[cit.2019-01-13].Dostupné z:

[http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL06Zdene%20konstrukce%20\(S\)/MS1-Zaklady%20navrhovani.pdf](http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL06Zdene%20konstrukce%20(S)/MS1-Zaklady%20navrhovani.pdf)

[17] Ing. Ondřej Vrátný, Ing. Martin Tipka a doc. Ing. Jitka Vašková, CSc. Základní typy betonových konstrukcí pozemních staveb se vzorovými příklady [PDF]. , 24 [cit. 2019-01-13]. Dostupné z:

http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/FRVS_2012/zaklad_typy_bet_konstr.pdf

[18] PODPORA PROJEKTOVÉ VÝUKY BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ [online]. ČVUT V PRAZE, FAKULTA STAVEBNÍ, 2015 [cit. 2019-01-13]. Dostupné z: <http://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/rpmt2015.php>

[19] Protikorozi ochrana ocelových konstrukcí: Praktické nátěrové systémy Sika® pro všechny důležité oblasti použití [PDF]. 2010, , 20 [cit. 2019-01-13]. Dostupné z: https://cze.sika.com/dms/getdocument.get/ca27b964-ec1f-3113-a910-3c23dae65300/Protikorozni_ochrana_ocelovych_konstrukci.pdf protikorozi _ ochrana _ ocelových _ konstrukci

[20] Zdeněk Sokol a František Wald. Ocelové konstrukce: Tabulky. 3. 2017

13. Seznam příloh

Příloha 1 – Technická zpráva

Příloha 2 – Výkresová část:

- 01 Schéma tvaru základové desky
- 02 Schéma tvaru 1.PP
- 03 Schéma tvaru a skladby 1.NP
- 04 Schéma tvaru a skladby 2.NP
- 05 Schéma krovu a skladby
- 06 Schéma schodiště
- 07 Schéma horní výztuže desky nad 1.NP
- 08 Schéma dolní výztuže desky nad 1.NP
- 09 Schéma výztuže průvlaků 1.NP