ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Návrh nosné konstrukce polyfunkčního objektu

Design of the structural system of a multifunctional building

Klára Hobzová

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: Ing. Anna Horáková, Ph.D.

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

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Hobzová Jméno: Klára Osobní číslo: 496321

Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor/specializace: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh nosné konstrukce polyfunkčního objektu

Název bakalářské práce anglicky: Design of the structural system of a multifunctional building

Pokyny pro vypracování:
Předběžný návrh nosných prvků.
Výpočetní model.
Schémata výkresů tvaru jednotlivých podlaží.
Podrobný návrh vybraných prvků.
Schémata vyztužení vybraných prvků.

Seznam doporučené literatury:
Související normy ČSN
Podklady výrobců
Související skripta a další odborná literatura

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Anna Horáková, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 21.2.2023 Termín odevzdání BP v IS KOS: 22. 5. 2023
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

[redacted] [redacted]
Podpis vedoucího práce Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

[redacted] [redacted]
Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma Návrh nosné konstrukce polyfunkčního objektu vypracovala samostatně pouze za odborných konzultací s vedoucím bakalářské práce Ing. Annou Horákovou, Ph.D.

Dále prohlašuji, že veškeré podklady, za kterých jsem čerpala, jsou uvedené v seznamu použitých zdrojů.

V Praze dne

Klára Hobzová

Poděkování

Ráda bych tímto poděkovala své vedoucí bakalářské práce Ing. Anně Horákové, Ph.D. za vedení bakalářské práce, za odborné rady a připomínky, za ochotu a čas strávený konzultacemi.

Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá návrhem konstrukčního systému polyfunkčního domu v Praze – Horních Měcholupech.

První část práce obsahuje předběžný návrh rozměrů nosných prvků a dále podrobnější řešení vybraných konstrukčních prvků. Podrobný výpočet se zabývá průhybem stropních desek a návrhem jejich vyztužení a dále řešením ustupujícího nejvyššího podlaží. Druhá část zahrnuje průvodní a technickou zprávu, která popisuje objekt a jeho konstrukce. Třetí část obsahuje schematické výkresy tvaru a výztuže.

Klíčová slova

Polyfunkční dům, Beton, Železobetonové konstrukce, Předběžný statický výpočet, Podrobný statický výpočet, Ustupující podlaží, Průhyb stropní desky, Výztuž

Abstract

This bachelor thesis deals with the design of the construction system of a multi-functional house in Prague – Horní Měcholupy.

The first part of the work includes a preliminary design of the dimensions of the supporting elements and detailed solutions of selected structural elements. The detailed calculation deals with the deflection of ceiling panels and the design of their reinforcement and the solution of the receding top floor. The second part is is an accompanying and technical report that describes the object and his construction. The third part include schematic formwork and reiforcement drawings.

Keywords

Multifunctional Building, Concrete, Reinforced Concrete Structures, Preliminary Static Calculation, Detailed Static Calculation, Receding Floor, Deflection of Floor Slab, Reinforcement

Obsah

Úvod ... 10
1. Podklady – architektonická studie ... 10
1.1. Situace ... 10
1.2 Půdorysy podlaží ... 11
2. Provedené úpravy studie ... 13
2.1. Úpravy nosných konstrukcí ... 13
2.2. Rozkreslení dispozice bytů ... 13
3.Popis konstrukce ... 17
3.1 Konstrukční schémata ... 17
3.2 Použité materiály ... 25
4. Přehled zatížení ... 25
4.1 Stálé zatížení ... 25
4.1.1 Nosné konstrukce ... 25
4.1.2 Podlahy ... 25
2.1.3 Střešní pláště ... 26
4.1.4 Obvodový plášť ... 27
4.1.5 Příčky ... 27
4.1.6 Schodišťové stupně ... 27
4.1.7 Zemní tlak ... 28
4.2 Proměnné zatížení ... 28
4.2.1 Užitné zatížení ... 28
4.2.2 Zatížení sněhem ... 29
4.2.3. Zatížení větrem ... 29
5. Předběžný návrh a posouzení nosných prvků ... 32
5.1. Předběžné stanovení krytí výztuže ... 32
5.1.1 Krytí pro stropní desku a železobetonové stěny ... 32
5.1.2 Krytí pro průvlak a sloupy ... 32
5.2 Stropní desky po obvodě nepoddajně podepřené ... 32
5.2.1 Strop nad 6.NP ... 33
5.2.2 Strop nad 2.NP – 5.NP (deska nepoddajně podepřená) ... 34
5.3 Stropní deska jednostranně pnutá nad 1. NP – 2. PP ... 35
5.4 Stropní deska – konzola ... 37
5.4.1 Konzola nad 1.NP ... 37
5.5 ŽB průvlak ... 38
5.5.1 ŽB průvlak nad 6. NP ... 38
5.5.2 ŽB průvlak nad 5. – 4.NP ... 39

5.5.3 ŽB průvlak nad 3. – 2.NP ... 41
5.5.4 ŽB průvlak nad 1.NP – 2.PP ... 42
5.6 ŽB sloup vnitřní ... 43
5.6.1 ŽB sloup v 6.NP – 4.NP ... 43
5.6.2 ŽB sloup v 3.NP – 2.NP ... 44
5.6.3 ŽB sloup v 1.NP – 2.PP ... 44
5.7 Suterénní stěna ... 46
5.8 Schodiště ... 48
5.9 Předsazené konstrukce ... 49
5.9.1 Balkon nad 1.NP ... 49
5.9.2 Balkon nad 2. – 5.NP ... 50
5.10 Základová deska ... 51
5.11 Prostorová tuhost objektu ... 51
6. Podrobný výpočet vybraných prvků ... 52
6.1 Výpočet přesného průhybu desky nad 5. NP ... 52
6.1.1 Základní vzorce použité pro ověření průhybu ŽB desek ... 52
6.1.2 Pro pnutí desky ve směru osy X ... 53
6.1.3 Pro pnutí desky ve směru osy Y ... 57
6.1.4 Porovnání výsledných průhybu ... 61
6.2 Výpočet přesného průhybu desky nad 6. NP ... 61
6.3 Návrh výztuže do desky nad 5.NP ... 62
6.3.1 Vnitřní síly ze SCII Engennier ... 62
6.3.2 Ruční návrh a posouzení výztuže na základě spočtených vnitřních sil ... 64
6.3.3 Návrh ploch výztuže pomocí softwaru Scia Egineer 21.1 ... 66
6.4 Návrh výztuže do průvlaků nad 5.NP ... 68
6.4.1 Vnitřní síly z programu SCIA Engineer 21.1 ... 68
6.4.2 Návrh a posouzení ohybové výztuže ... 70
6.4.3 Návrh a posouzení smykové výztuže ... 72
6.4.4 Posouzení navržené výztuže průvlaků pomocí programu FINE EC 2022 ... 74
6.5 Řešení ustupujících stěn v 6. NP ... 76
6.5.1 Nosná konstrukce z ŽB desky ... 77
6.5.2 Nosná konstrukce z vylehčené ŽB desky ... 78
6.5.3 Nosná konstrukce střechy ze systému NOVATOP ELEMENT ... 79
Závěr ... 81
Použité zdroje ... 81
Přílohy ... 82

Seznam tabulek

Tabulka 1: Skladby podlah ... 25
Tabulka 2: Skladby střešních plášťů ... 26
Tabulka 3: Rozměry a tíha schodišťových stupňů ... 28
Tabulka 4: Plošné zatížení desky nad 6.NP ... 33
Tabulka 5: Plošné zatížení desky nad 2.-5.NP ... 34
Tabulka 6: Plošné zatížení desky nad 1.PP (nejzatíženější) ... 36
Tabulka 7: Plošné zatížení konzoly nad 1.NP ... 37
Tabulka 8:Liniové zatížení průvlaku nad 6.NP ... 39
Tabulka 9: Liniové zatížení průvlaku nad 5.- 4.NP ... 40
Tabulka 10: Liniové zatížení průvlaku nad 3.- 2.NP ... 41
Tabulka 11: Liniové zatížení průvlaku nad 1.NP - 2.PP ... 42
Tabulka 12: Normálové zatížení v patě sloupu ve 4. NP ... 43
Tabulka 13: Normálové zatížení v patě sloupu ve 2. NP ... 44
Tabulka 14: Normálové zatížení v patě sloupu ve 2. PP ... 45
Tabulka 15: Zatížení na suterénní stěnu ... 46
Tabulka 16: Parametry schodiště ... 48
Tabulka 17: Tloušťky podest, mezipodest a schodišťových ramen ... 49
Tabulka 18: Plošné zatížení konzoly nad 1.NP ... 49
Tabulka 19 :Plošné zatížení konzoly nad 2.-5.NP ... 50
Tabulka 20: Výpočet průhybu ve směru osy X ... 53
Tabulka 21: Výpočet průhybu ve směru osy Y ... 57
Tabulka 22: Souhrnná tabulka průhybů pro desku nad 5.NP ... 61
Tabulka 23: Vstupní údaje pro výpočet průhybu desky nad 6.NP ... 61
Tabulka 24: Souhrnná tabulka průhybů pro desku nad 6.NP ... 62
Tabulka 25: Kombinace MSÚ – typy zatěžovacích stavů a jejich hodnoty ... 62
Tabulka 26: Návrh a posouzení výztuže desky nad 5.NP ... 65
Tabulka 27: Návrh a posouzení ohybové výztuže průvlaku nad 5.NP ... 71
Tabulka 28: Návrh a posouzení smykové výztuže průvlaku nad 5.NP ... 73
Tabulka 29: Skladba střechy na dřevěnou konstrukci ... 79

Seznam obrázků

Obrázek 1: Architektonická situace ... 10
Obrázek 2: Schématický půdorys 2.PP ... 11
Obrázek 3: Schématický půdorys 1.PP ... 11
Obrázek 4: Schématický půdorys 1.NP ... 11
Obrázek 5: Schématický půdorys 2.NP ... 12
Obrázek 6: Schématický půdorys 3. - 5.NP ... 12
Obrázek 7: Schématický půdorys 6.NP ... 12
Obrázek 8: Schematický řez ... 13
Obrázek 9: Byt 1 (4kk) ... 13
Obrázek 10: Byt 2 (3kk) ... 14
Obrázek 11: Byt 3 (3kk) ... 14
Obrázek 12: Byt 4 (3kk) ... 15
Obrázek 13: Byt 5 (4kk) ... 15

Obrázek 14: Byt 6 (4kk) 16
Obrázek 15: Byt 7 (4kk) 16
Obrázek 16: Sněhová mapa ČR 29
Obrázek 17: Větrná mapa ČR 29
Obrázek 18: Podélný vítr objekt A 30
Obrázek 19: Příčný vítr objekt A 30
Obrázek 20: Podélný vítr objekt B 31
Obrázek 21: Příčný vítr objekt B 31
Obrázek 22: Stropní deska nad 6.NP 33
Obrázek 23: Stropní deska nad 2.-5.NP 34
Obrázek 24: Stropní deska nad 1.NP-2.PP 36
Obrázek 25: Zatěžovací obrazec průvlaku nad 6.NP 38
Obrázek 26: Zatěžovací obrazec průvlaku nad 5-2..NP 40
Obrázek 27: Zatěžovací obrazec průvlaku nad 1NP -2.PP 42
Obrázek 28: Zatěžovací obrazec sloup v 5.-2.NP 43
Obrázek 29: Zatěžovací obrazec sloup v 6.NP 43
Obrázek 30: Zatěžovací obrazec sloup v 1.NP-2.PP 45
Obrázek 31: Vnitřní síly suterénní stěna 47
Obrázek 32: Nomogram pro návrh výztuže do suterénní stěny 47
Obrázek 33: Kladné momenty na desce nad 5. NP - směr X 63
Obrázek 34: Záporné momenty na desce nad 5. NP - směr X 63
Obrázek 35: Kladné momenty na desce nad 5. NP - směr Y 64
Obrázek 36: Záporné momenty na desce nad 5. NP - směr Y 64
Obrázek 37: Požadovaná plocha horní výztuže desky nad 5.NP - směr X 66
Obrázek 38: Požadovaná plocha dolní výztuže desky nad 5.NP - směr X 67
Obrázek 39: Požadovaná plocha horní výztuže desky nad 5.NP - směr Y 67
Obrázek 40: Požadovaná plocha dolní výztuže desky nad 5.NP - směr Y 68
Obrázek 41: Průběh posouvající síly na nejzatíženějším průvlaku s konzolou nad 5.NP 68
Obrázek 42: Průběh momentu na nejzatíženějším průvlaku s konzolou nad 5.NP 69
Obrázek 43: Průběh posouvající síly na nejzatíženějším průvlaku o 2 polích nad 5.NP 69
Obrázek 44: Průběh momentu na nejzatíženějším průvlaku o 2 polích nad 5.NP 70
Obrázek 45: Posouzení průřezu průvlaku s konzolou nad 5.NP – max. moment 74
Obrázek 46: Posouzení průřezu průvlaku s konzolou nad 5.NP – max. posouvající síla 74
Obrázek 47: Posouzení průřezu průvlaku o 2 polích nad 5.NP – max. moment 75
Obrázek 48: Posouzení průřezu průvlaku o 2 polích nad 5.NP – max. posouvající síla 75
Obrázek 49: Řešeni ustupující stěny pomocí průvlaku nad deskou 76
Obrázek 50: Rozkreslení ustupujícího podlaží v tomto případě 77
Obrázek 51: Reakce v patách ustupujících stěn se stropní ŽB deskou plnou 77
Obrázek 52: Tabulky pro návrh vylehčení pomocí prvků U-BOOT BETON [7] 78
Obrázek 53: Reakce v patách ustupujících stěn se stropní ŽB deskou lehčenou 78
Obrázek 54: schéma panelu NOVATOP ELEMENT [8] 79
Obrázek 55: Tabulky předběžného dimenzování bez vsypu winst ≤ $\ell/300$ [7] 80
Obrázek 56: Reakce v patách ustupujících stěn se deskou z panelů NOVATOP ELEMENT 80

Úvod

Bakalářská práce se zabývá návrhem konstrukčního systému polyfunkčního domu v Praze – Horních Měcholupech. Tento objekt zatím není realizovaný.

Práce se skládá z předběžného návrhu nosné konstrukce, podrobnějšího řešení vybraných konstrukčních prvků, průvodní a technické zprávy a schematických výkresů tvaru a výztuže. Podrobný výpočet se zabývá průhybem stropních desek a návrhem jejich vyztužení a dále řešením ustupujícího nejvyššího podlaží.

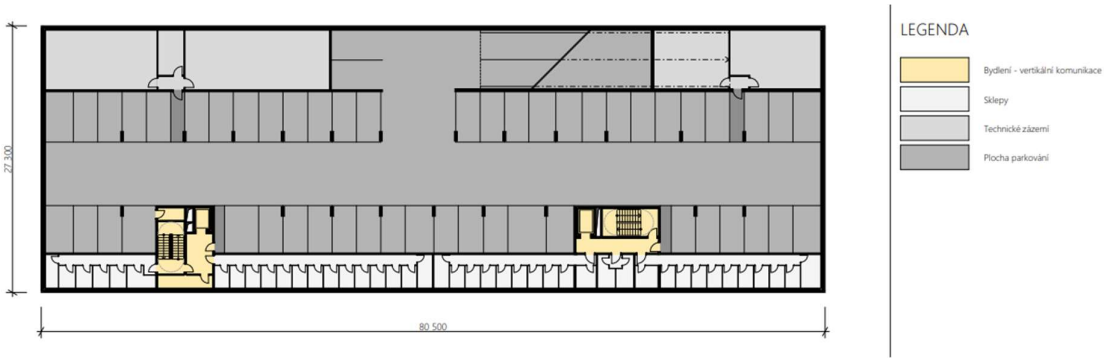
Architektonickou studii z data 15.11.2021 jsem našla na webových stránkách městské části Prahy 15 [1]. Převzatá studie se skládala z katastrální a architektonické situace, půdorysů podlaží, řezu a 3D skic objektu. Tyto podklady jsou zahrnuty v kapitole 1.

1. Podklady – architektonická studie

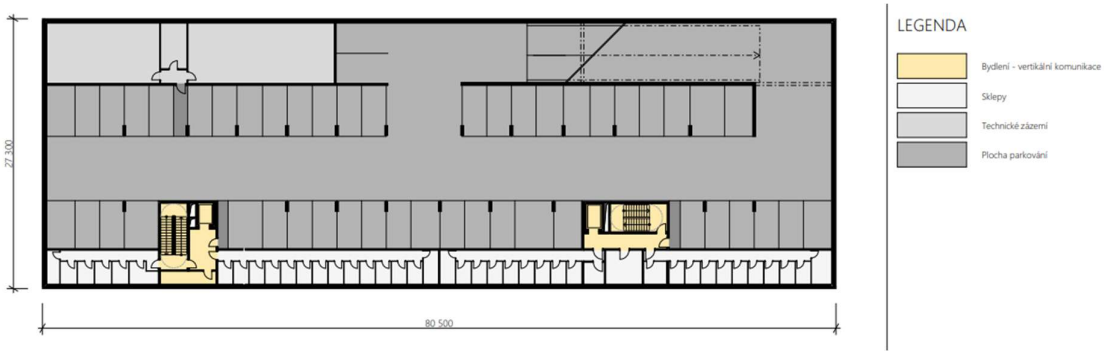
1.1. Situace

Obrázek 1: Architektonická situace

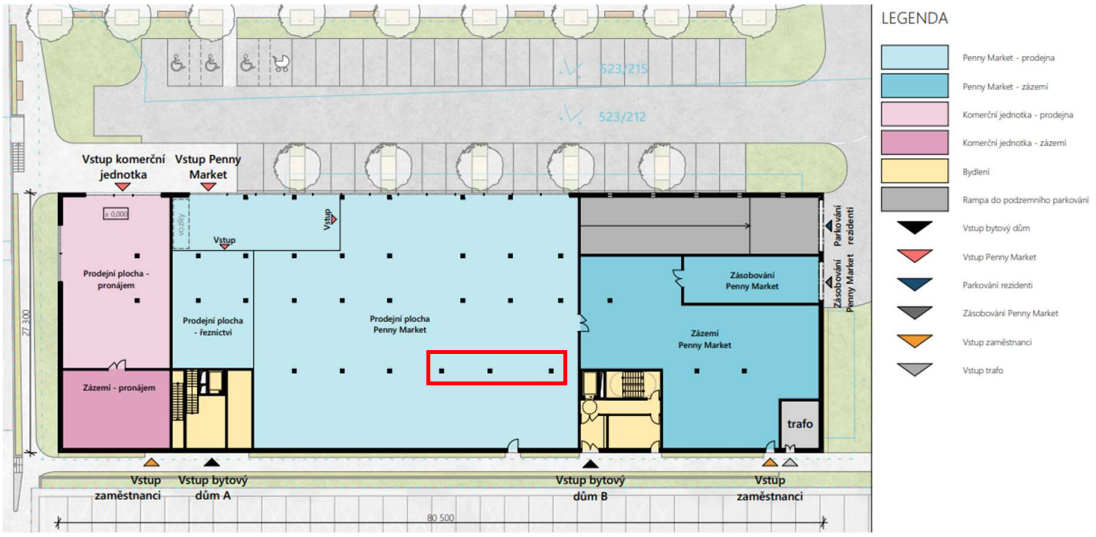
1.2 Půdorysy podlaží



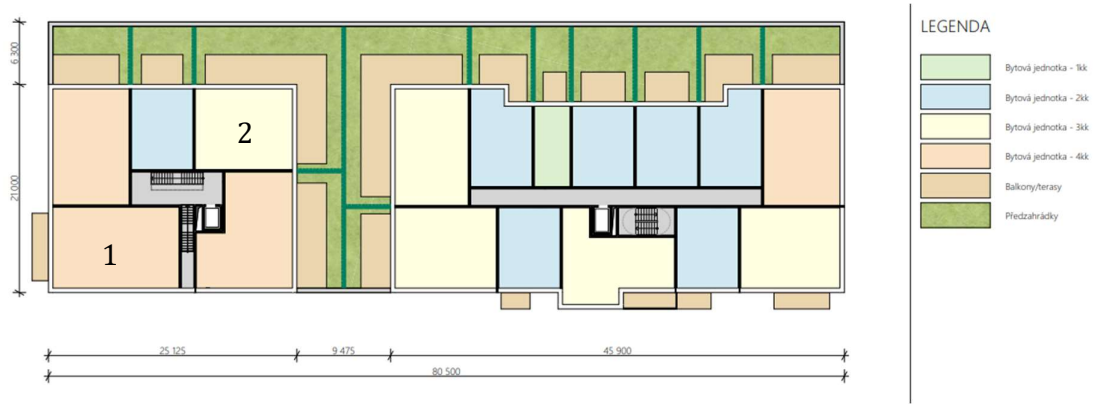
Obrázek 2: Schématický půdorys 2.PP



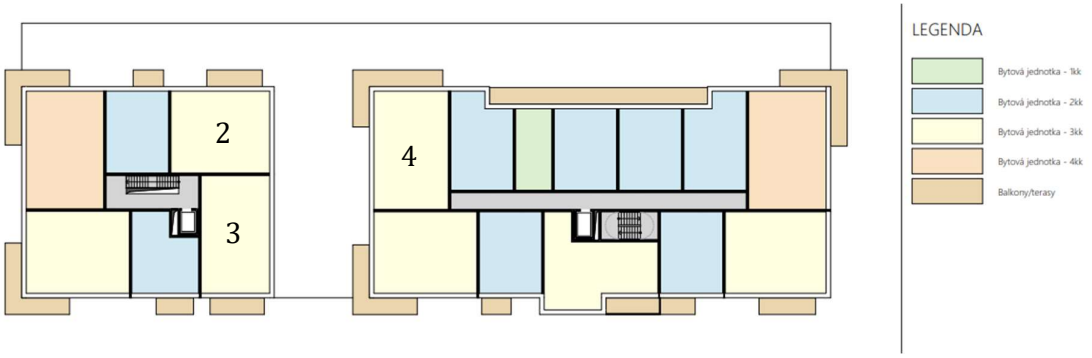
Obrázek 3: Schématický půdorys 1.PP



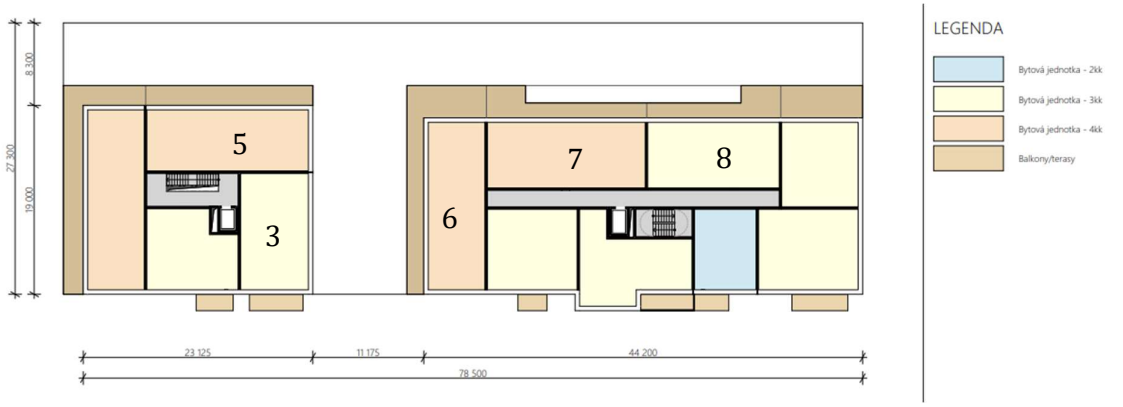
Obrázek 4: Schématický půdorys 1.NP



Obrázek 5: Schématický půdorys 2.NP

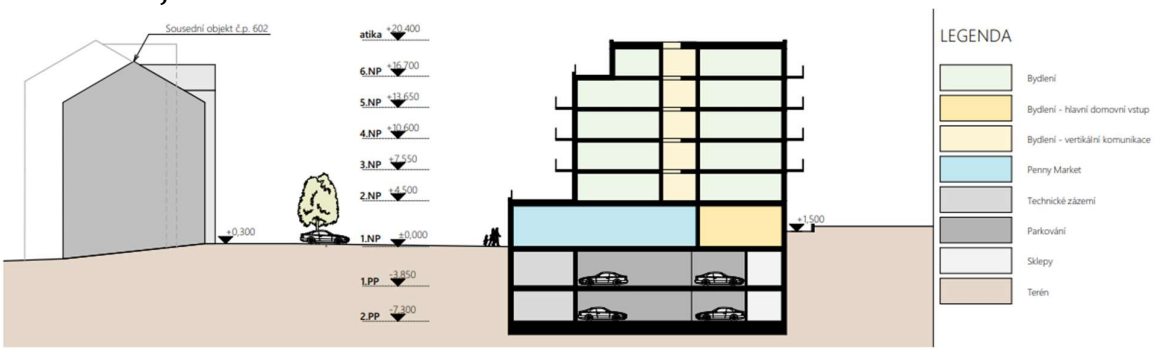


Obrázek 6: Schématický půdorys 3. - 5.NP



Obrázek 7: Schématický půdorys 6.NP

1.2. Řez objektem



Obrázek 8: Schematický řez

2. Provedené úpravy studie

2.1. Úpravy nosných konstrukcí

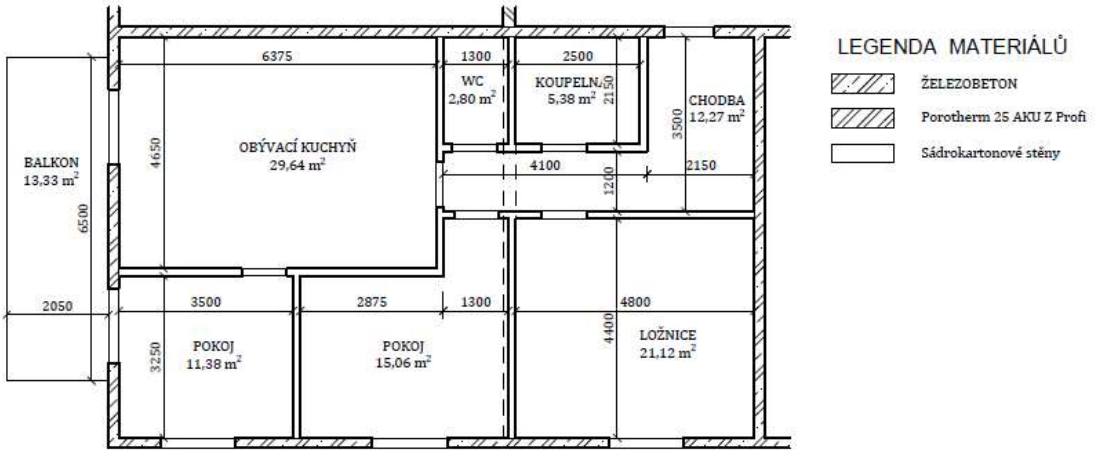
Tři sloupy ležící na ose B, které byly v druhém směru vychýleny z os 10, 11 a 12, byly posunuty na tyto osy (viz. kapitola 3.1 – konstrukční schéma 1.NP). Původní umístění těchto sloupů nemělo z hlediska dispozice žádný evidentní důvod (viz. kapitola 1.2 – obrázek 4 – červený rámeček). V podzemních podlažích byly obdélníkové sloupy nahrazeny čtvercovými. Některé mezibytové stěny byly nahrazeny průvlaky a vyzděny z keramických bloků Porotherm 25 AKU Z.

Do vodorovných nosných konstrukcí nad 2.PP, 1.PP a 1.NP byly přidány v jednom směru průvlaky.

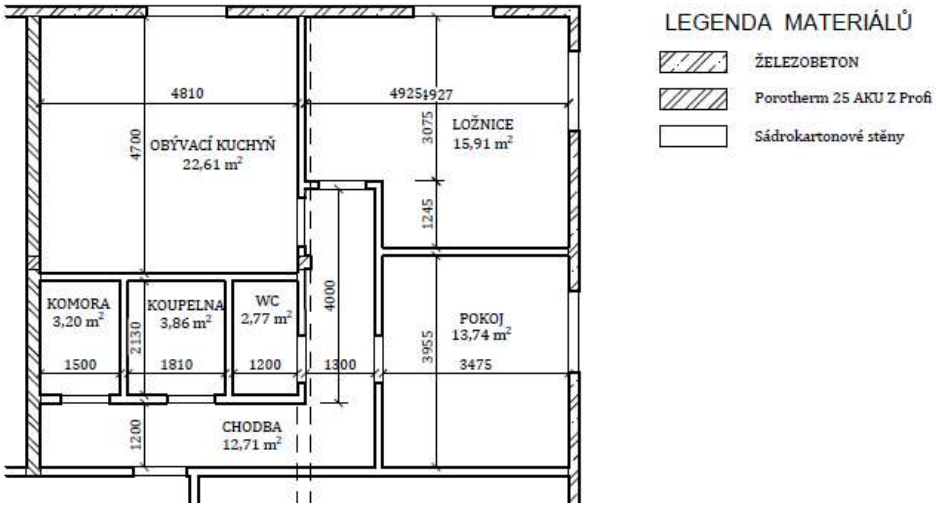
Řez neodpovídá skutečnosti, z mapových a fotografických podkladů bylo zjištěno, že terén v okolí stavby je rovinný. Pro vstupy do části objektu určeného pro bydlení bylo v exteriéru doplněno schodiště a rampa. Zakreslení schodiště s rampou je v konstrukčním schématu 1. NP, které je součástí přílohy 2 – Předběžný a podrobný statický výpočet.

2.2. Rozkreslení dispozice bytů

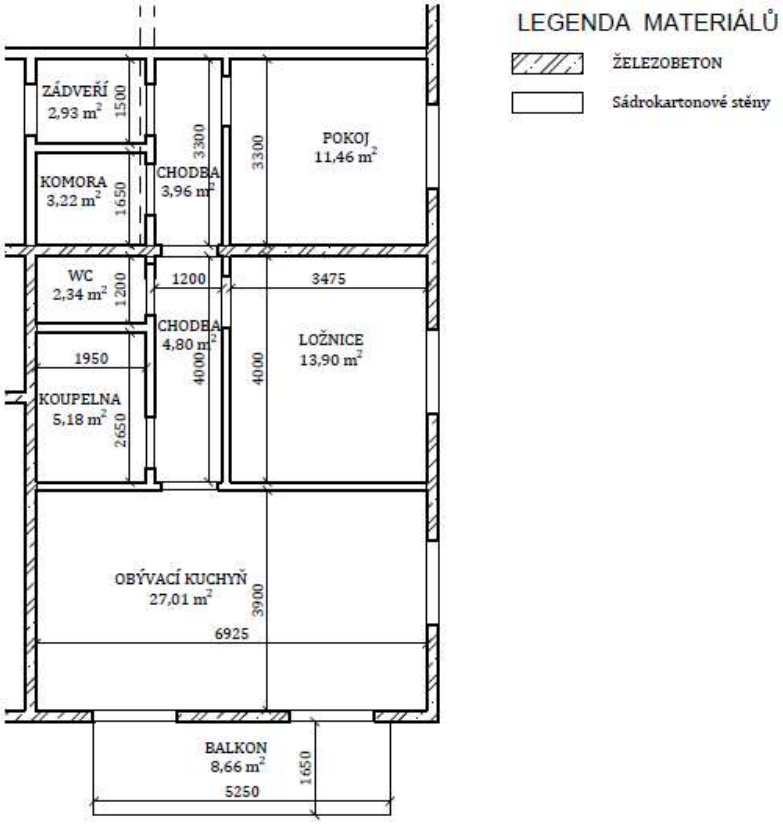
Studie neobsahuje podrobný návrh dispozice jednotlivých bytových jednotek. Do některých bytů bylo ale potřeba přidat svislé nosné konstrukce nebo průvlaky, a tím omezit jejich variabilitu dispozice. Proto pro tyto byty byla rozkreslena možná dispozice a tím bylo prokázáno, že přidané prvky neovlivní používání bytu. Jejich označení je ve schematických půdorysech viz.kapitola 1.2 – obrázky 5-7).



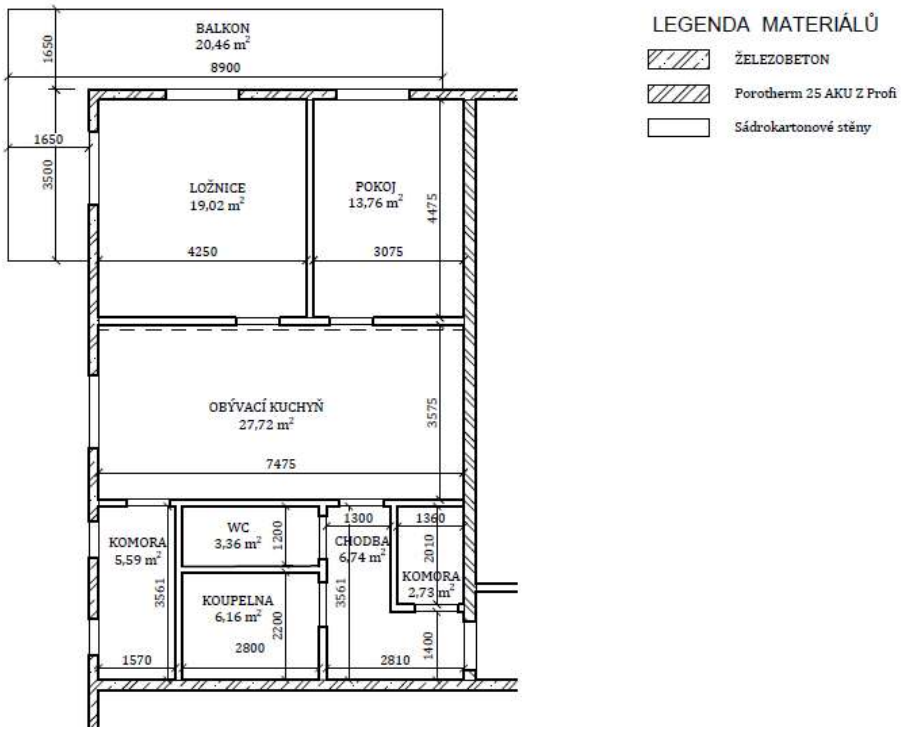
Obrázek 9: Byt 1 (4kk)



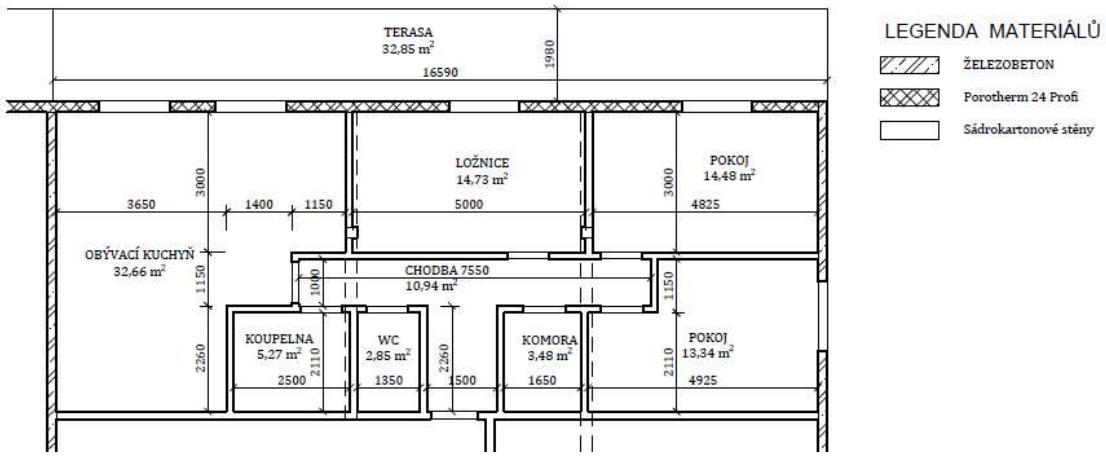
Obrázek 10: Byt 2 (3kk)



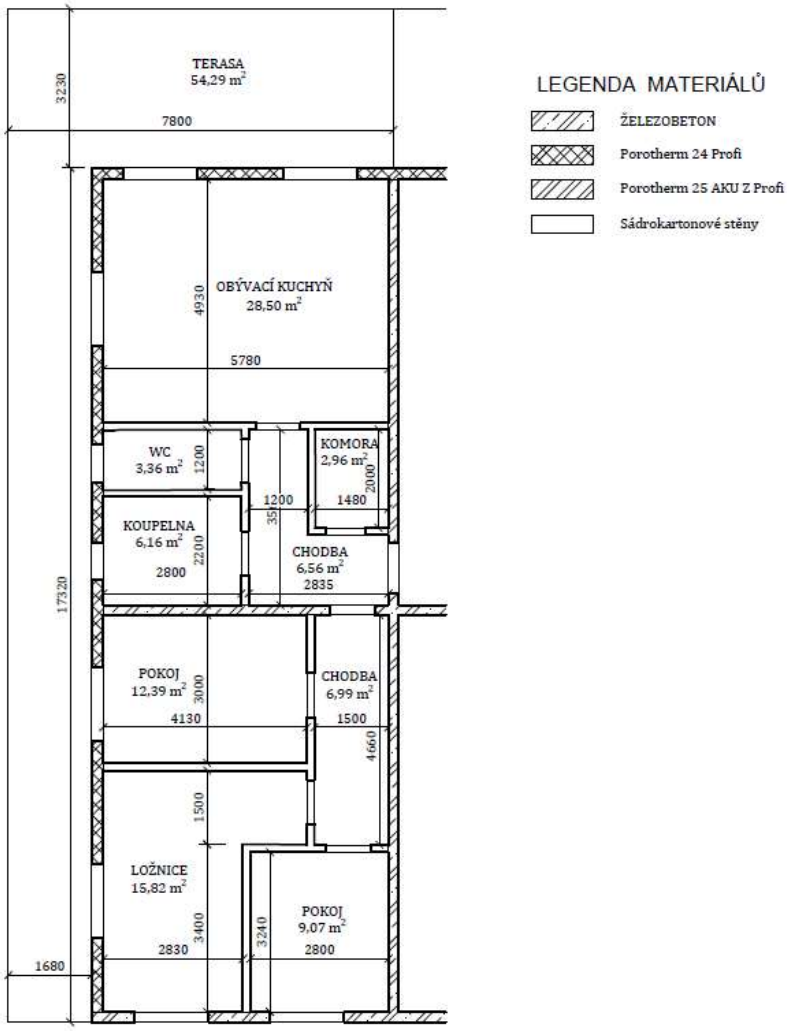
Obrázek 11: Byt 3 (3kk)



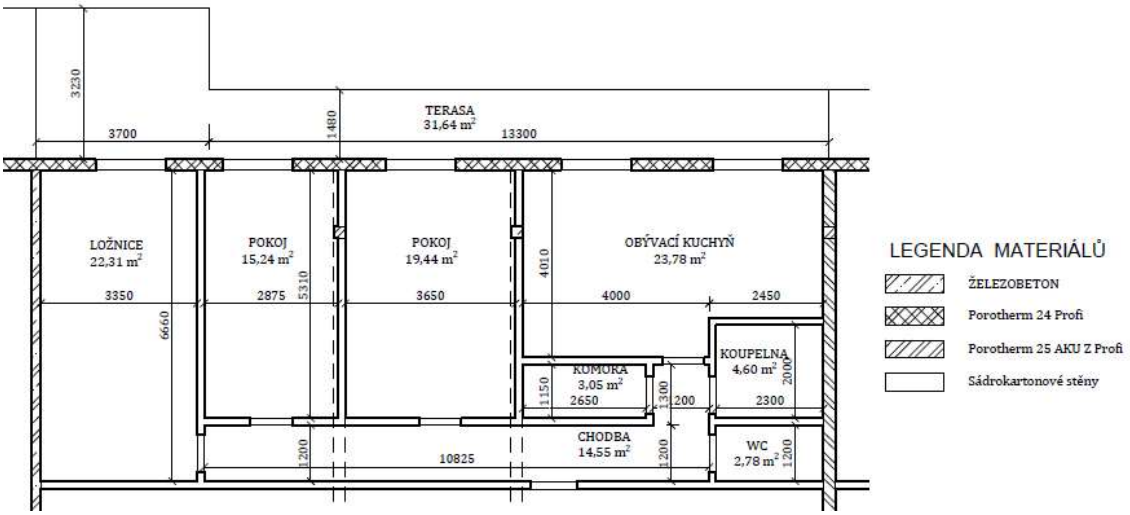
Obrázek 12: Byt 4 (3kk)



Obrázek 13: Byt 5 (4kk)



Obrázek 14: Byt 6 (4kk)

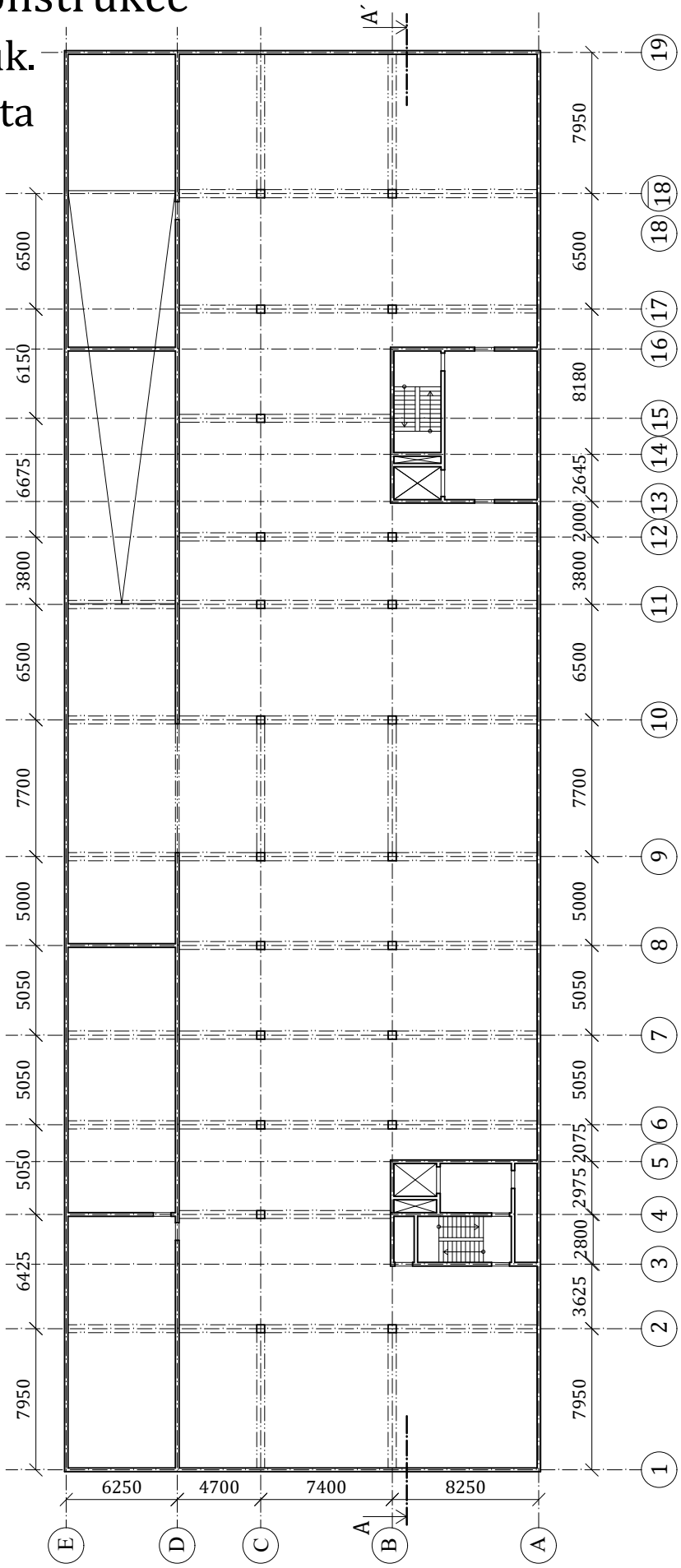


Obrázek 15: Byt 7 (4kk)

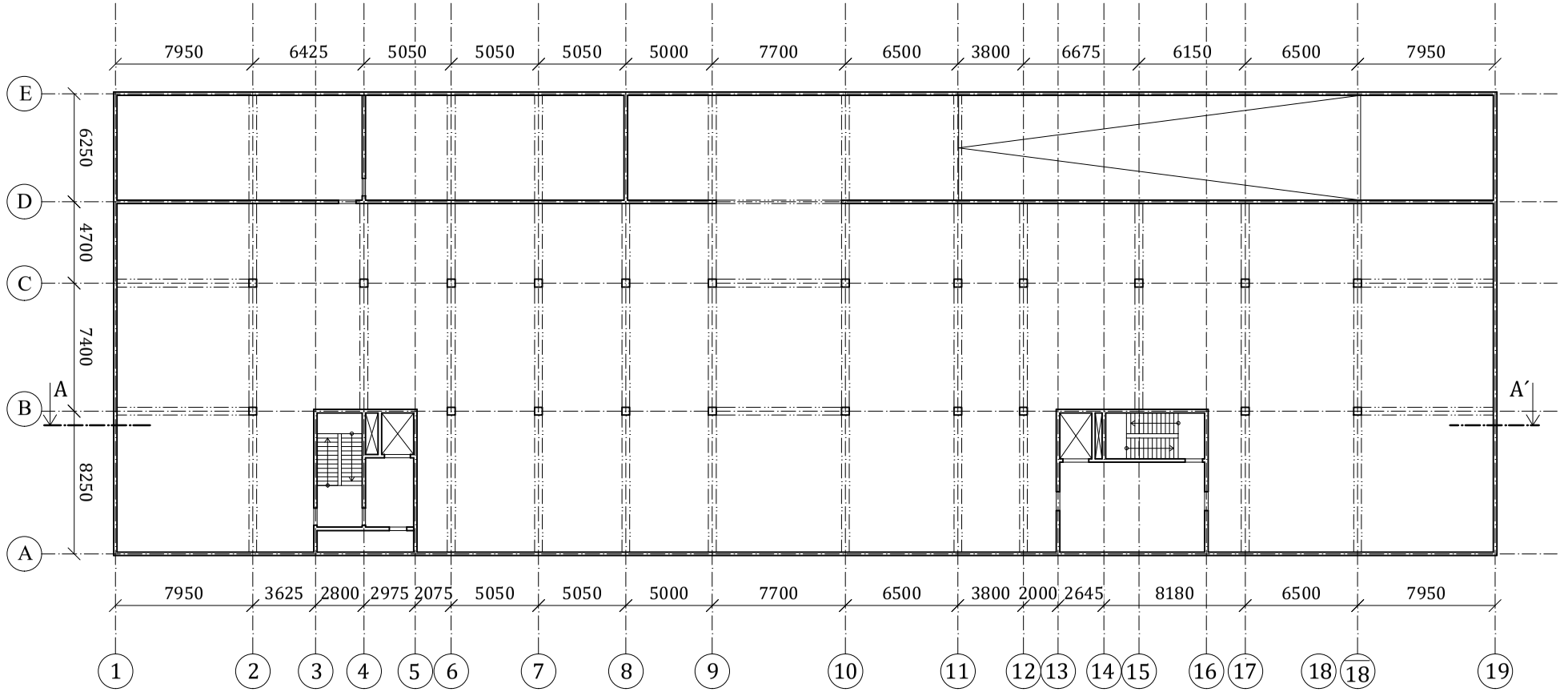
1.Popis konstrukce

1.1 Konstruk. schémata

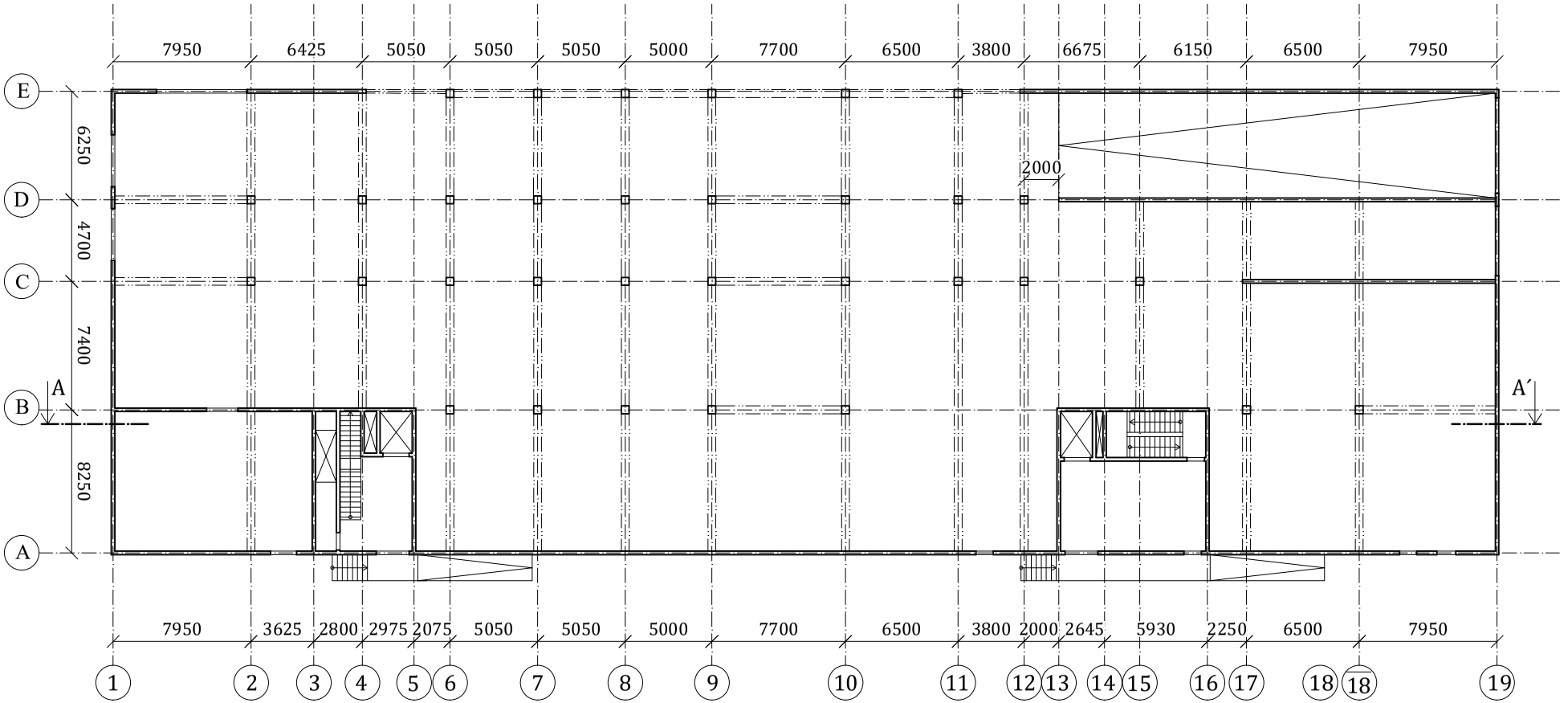
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 2. PP



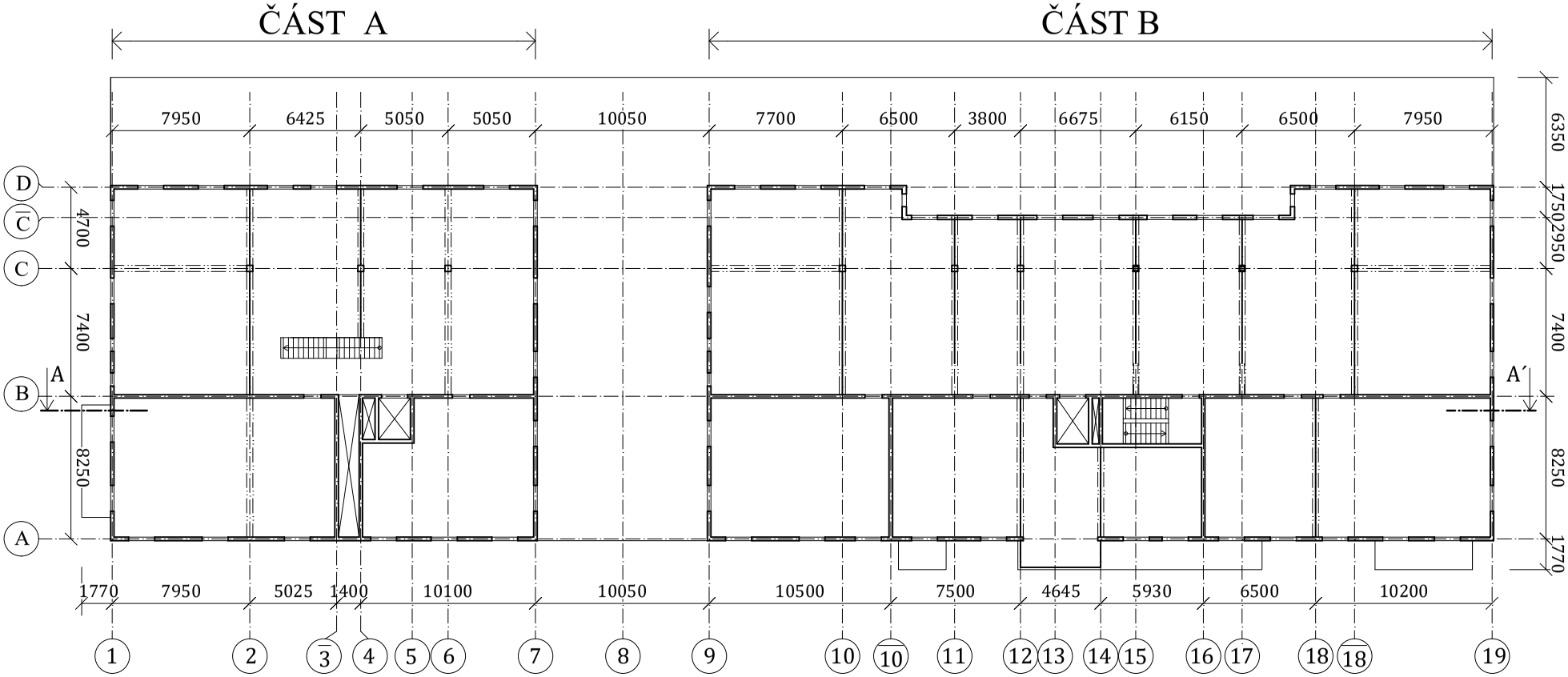
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 1. PP



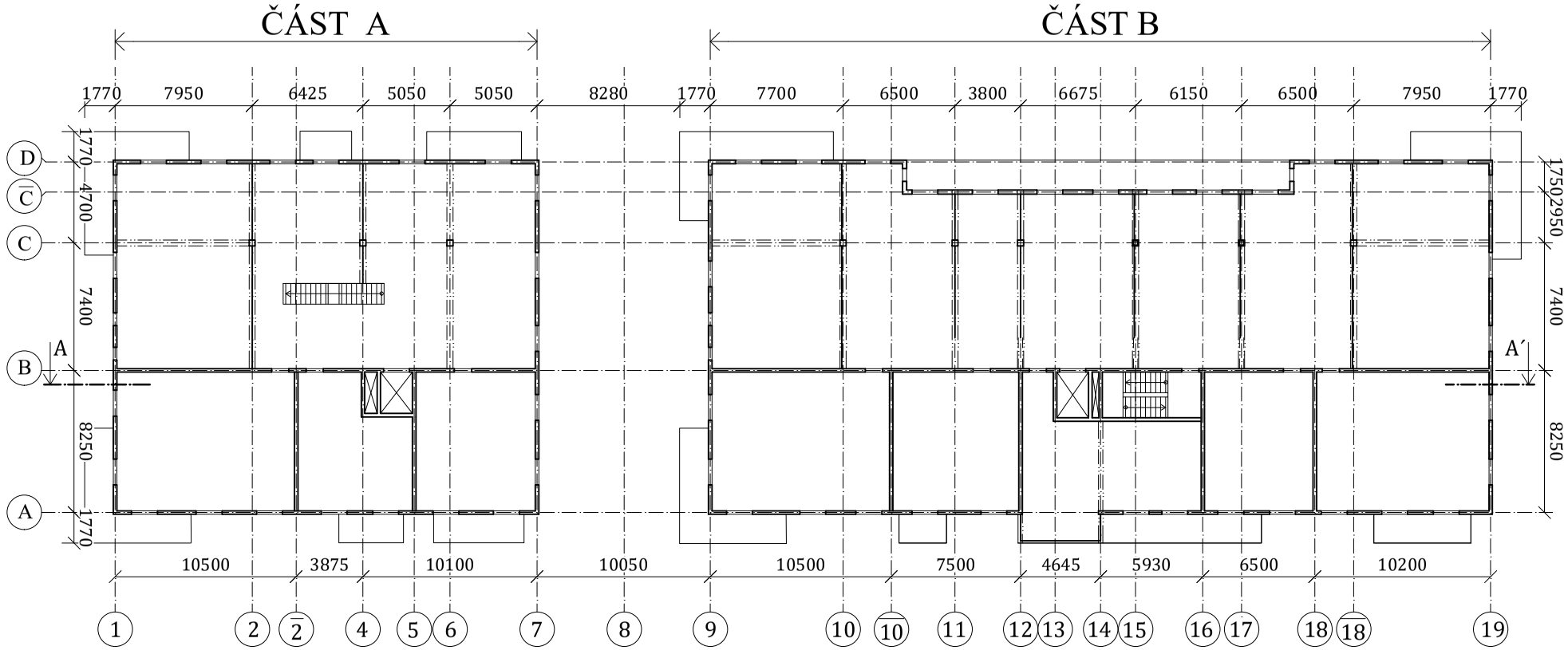
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 1. NP



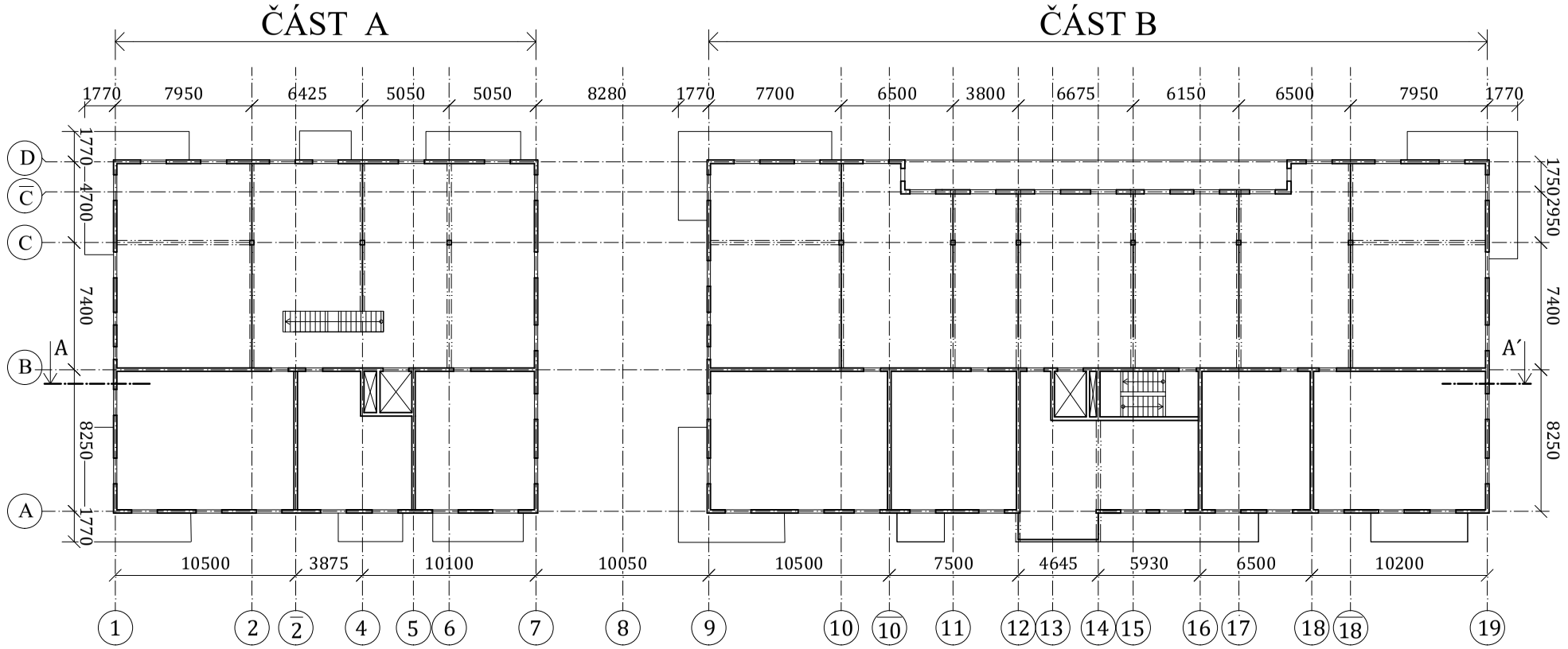
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 2. NP



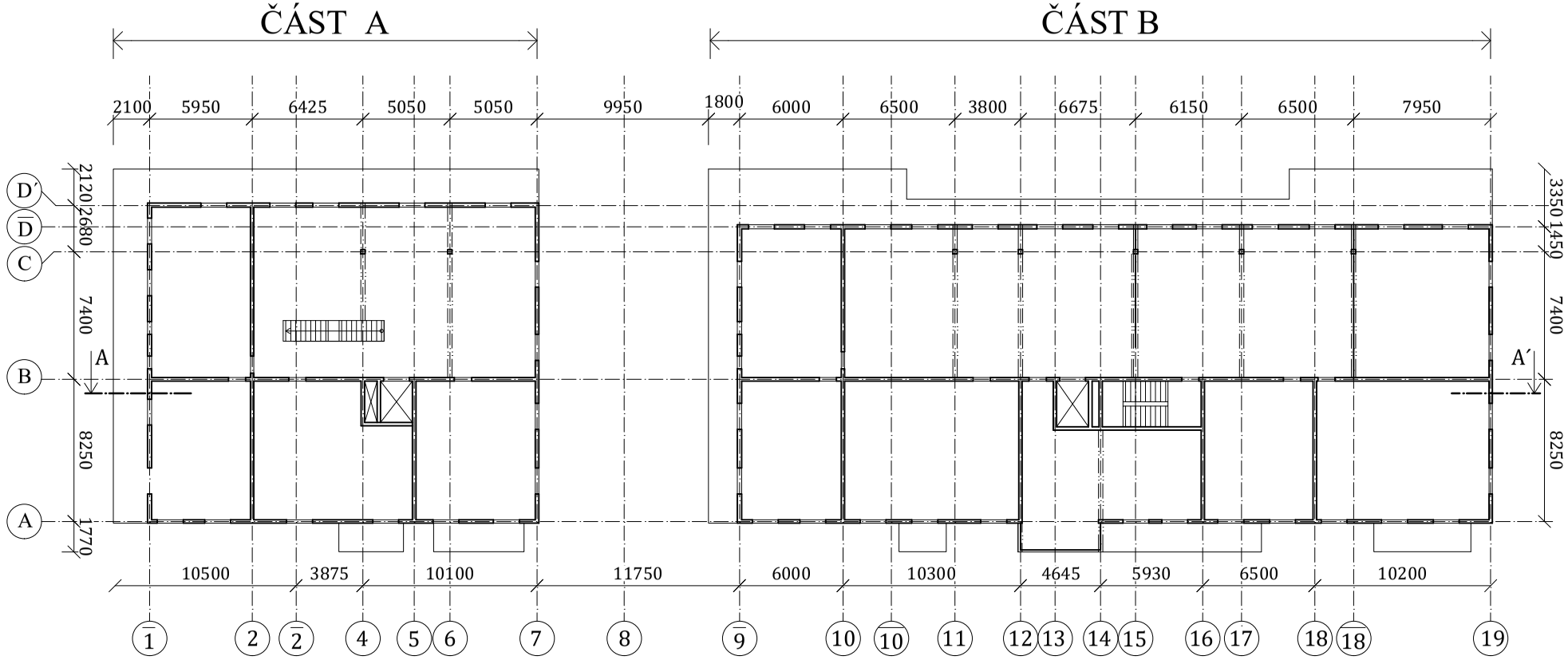
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 3. NP



KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 4. - 5. NP



KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 6. NP



KONSTRUKČNÍ SCHÉMA - ŘEZ AA´

3.2 Použité materiály

- Beton:
  - suterénní stěny: C 30/37 – XC3, XF1 – Cl 0,2 - Dmax 16 – S3
  - obvodové konstrukce: C 30/37 – XC3, XF1 – Cl 0,2 - Dmax 16 – S3
  - vnitřní nosné konstrukce: C 30/37 – XC1 – Cl 0,2 - Dmax 16 – S3
- Použitá výztuž: B 500 B
- Zdivo:
  - obvodový plášť: Porotherm 24 Profi P15 na tenkovrstvou maltu M10 [2]

4. Přehled zatížení

4.1 Stálé zatížení

4.1.1 Nosné konstrukce

- vlastní tíha nosných prvků – viz předběžný návrh prvků

4.1.2 Podlahy

Tabulka 1: Skladby podlah

Prostory v 1. a 2.PP				
Název zatížení	h mm	ρ kg/m³	ρ_{pl} kg/m²	g_k kN/m²
protiskluzný epoxidový nátěr	1	1400	1,40	0,014
∑	**394**			**0,02**
Prostory v 1.NP				
Název zatížení	h mm	ρ kg/m³	ρ_{pl} kg/m²	g_k kN/m²
Keramická dlažba	10	2200	22,00	0,220
Lepící tmel	5	1400	7,00	0,070
Roznášecí betonová mazanina	75	2400	180,00	1,800
Separační PE folie	0,1	-	-	-
Isover EPS Grey 100 [3]	120	20,0	2,40	0,024
∑	**210**			**2,12**
Společné prostory v 2.-6. NP, hygienické zařízení bytů				
Název zatížení	h mm	ρ kg/m³	ρ_{pl} kg/m²	g_k kN/m²
Keramická dlažba	10	2200	22,00	0,220
Lepící tmel	5	1400	7,00	0,070
Roznášecí betonová mazanina	55	2400	132,00	1,320
Separační PE folie	0,1	-	-	-
Kročejová izolace Isover T-N [3]	50	130	6,50	0,065
∑	**120**			**1,68**

Ostatní místnosti bytů				
Název zatížení	h mm	ρ kg/m³	ρpl kg/m²	gk kN/m²
Laminátová podlaha	10	-	7,50	0,075
Lepidlo pro laminátovou podlahu	5	-	5,00	0,050
Roznášecí betonová mazanina	55	2400	132,00	1,320
Separační PE folie	0,1	-	-	-
Kročejová izolace Isover T-N [3]	50	130	6,50	0,065
∑	**120**			**1,51**
Schodiště				
Název zatížení	h mm	ρ kg/m³	ρpl kg/m²	gk kN/m²
Keramická dlažba	10	2200,0	22,00	0,220
Lepicí tmel	5	1400,0	7,00	0,070
∑	**15**			**0,29**
Balkon				
Název zatížení	h mm	ρ kg/m³	ρpl kg/m²	gk kN/m²
Keramická dlažba	10	2300,0	23,00	0,230
Lepící tmel	5	1400,0	7,00	0,070
Hydroizolace Elastodek	5	-	4,80	0,048
Spádová vrstva lehký beton	80-100	500,0	45,00	0,450
∑	**120**			**0,80**

- **souhrn zatížení podlahou:**
  - podlaha v suterénu (0,02 kN/m²) → **lze zanedbat**
  - podlahy ve 1.NP → $\mathbf{g_k = 2,12\ kN/m^2}$
  - podlahy ve 2.NP – 6.NP → uvažujeme jednotnou hodnotu $\mathbf{g_k = 1,75\ kN/m^2}$
  - podlaha na schodišťové ramena: $\mathbf{g_k = 0,30\ kN/m^2}$
  - podlaha na balkoně: $\mathbf{g_k = 0,80\ kN/m^2}$

2.1.3 Střešní pláště

Tabulka 2: Skladby střešních plášťů

Střešní plášť nad 6.NP – nepochozí				
Název zatížení	h mm	ρ kg/m³	ρpl kg/m²	gk kN/m²
Hydroizolace Elastodek (2 pásy)	2*5	-	4,80	0,096
EPS ve spádu	50-200	20,0	2,50	0,050
Isover EPS Grey 100 [3]	140	20,0	2,80	0,028
Parozábrana Bitalbit	4	-	4,65	0,047
∑				**0,23**

Střešní plášť nad 5.NP – terasa				
Název zatížení	h mm	ρ kg/m^3	ρ_{pl} kg/m^2	g_k kN/m^2
keramická dlažba pro exteriér	26	1150,0	29,90	0,299
rektifikační terče a podložky	40	-	-	-
Separační vrstva geotextílie	3	-	0,30	0,003
Hydroizolace Elastodek (2 pásy)	2*5	-	4,80	0,096
EPS ve spádu	50-120	20,0	1,70	0,017
Isover EPS Grey 150	140	20,0	2,80	0,028
Parozábrana Bitalbit	4	-	4,65	0,047
Σ				**0,50**

Střešní plášť nad 1.NP – pochozí zelená střecha				
Název zatížení	h mm	ρ kg/m^3	ρ_{pl} kg/m^2	g_k kN/m^2
substrát + vegetační vrstva	100	1300,0	130,00	1,300
Filtrační vrstva geotextílie	5	-	0,50	0,005
Hydroakumulační a drenážní vrstva – nopová folie	22	-	0,95	0,010
Separační vrstva geotextílie	3	-	0,30	0,003
Hydroizolace Elastodek (2 pásy)	2*5	-	4,80	0,096
EPS ve spádu	40-140	20,0	2,10	0,021
Isover EPS Grey 100	140	20,0	2,80	0,028
Parozábrana Bitalbit	4	-	4,65	0,047
Σ				**1,51**

4.1.4 Obvodový plášť

- nosnou vrstvu obvodového pláště objektu tvoří železobetonové stěny (2.PP – 6. NP) a zděné stěny (6.NP) - zatížení viz předběžný návrh prvků
- Na horní stavbě objektu použit kontaktní zateplovací systém s tepelnou izolací polystyrenu
- vlastní tíha tepelné izolace: $g_{0,EPS} = t \cdot \frac{\rho_v}{100} = 0{,}16 \cdot \frac{14}{100} = 0{,}025$ kN/m^2

  → lze zanedbat

4.1.5 Příčky

- v architektonické studii nejsou příčky zakresleny
- pro výpočet budeme uvažovat s přemístitelnými příčkami s vlastní tíhou ≤ 3 kN/m´ délky příčky
- lze uvažovat náhradní rovnoměrné zatížení stropní konstrukce: $q_k = 1{,}2$ kN/m^2
- mezibytové příčky z keramických bloků Porotherm 25 AKU Z P15 [2] na tenkovrstvou maltu M10 → ve výpočtu započítáme jako liniové zatížení

4.1.6 Schodišťové stupně

- počet stupňů: $n = \frac{KV}{h_o}$
- skutečná výška stupně: $h = \frac{KV}{n}$
- šířka stupně: $2 \cdot h + b = 630$

– přehled rozměrů schodišťových stupňů a jejich vlastní tíha

Tabulka 3: Rozměry a tíha schodišťových stupňů

schodiště	KV m	h_0 mm	n -	**skut. n** **-**	**skut. h** **mm**	b mm	**skut. b** **mm**	vl. tíha kN/m²
1.NP - 6.NP	3,05	170	17,94	**18**	**169**	292	**290**	3,63
1.PP -1. NP	5,30	180	29,44	**30**	**177**	276	**280**	3,50
2.PP -1. PP	3,45	180	19,17	**20**	**173**	284	**280**	3,50

4.1.7 Zemní tlak

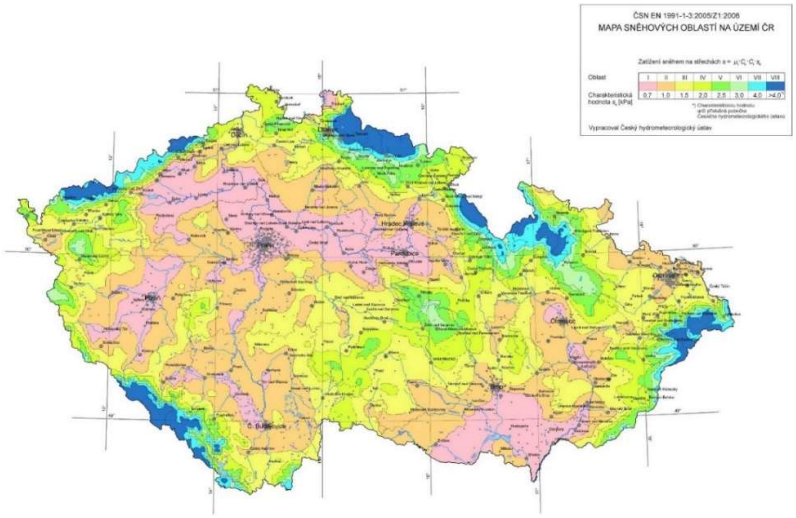
– pro předběžný výpočet byly použity údaje z geologické mapy [4]
– hladina podzemní vody nebyla zjišťovaná
– horniny v místě Praha – Horní Měcholupy: jílovitá břidlice
– charakteristická objemová tíha zeminy: $\gamma_{zem,k} = 20\ kN/m^3$
– návrhový efektivní úhel vnitřního tření: $\varphi_d = 22°$
– užitné zatížení na terénu: $g_{o,k} = 5\ kN/m^2$
– součinitel zemního tlaku pro suterénní stěny (v klidu):
$K_0 = 1 - \sin\varphi_d = 1 - \sin 22° = 0{,}63$
– charakteristický zemní tlak: $\sigma_{i,k} = K_i \cdot (q_{0,k} + \gamma_{zem,k} \cdot h_i) = K_i \cdot (5 + 20 \cdot h_i)$

4.2 Proměnné zatížení

4.2.1 Užitné zatížení

– stropní konstrukce:
  • prostory v 1.PP – 2.PP → Kategorie F – dopravní a parkovací plochy pro lehká vozidla (≤30kN tíhy): $\mathbf{q_k = 2,5\ kN/m^2}$
  • prostory v 1.NP → Kategorie D2 – plochy v obchodních domech: $\mathbf{q_k = 5,0\ kN/m^2}$
  • schodiště → Kategorie A – schodiště: $\mathbf{q_k = 3,0\ kN/m^2}$
  • stropní konstrukce 2. – 6.NP → Kategorie A – stropní konstrukce: $\mathbf{q_k = 1,5\ kN/m^2}$
  • balkony v 3. – 5.NP → Kategorie A – balkony: $\mathbf{q_k = 3,0\ kN/m^2}$
– střešní konstrukce
  • střecha nad 6. NP → Kategorie H – nepřístupná střecha s výjimkou běžné údržby a oprav: $\mathbf{q_k = 0,75\ kN/m^2}$
  • ostatní střechy → Kategorie I – přístupné střechy: $\mathbf{q_k = 3,0\ kN/m^2}$

4.2.2 Zatížení sněhem



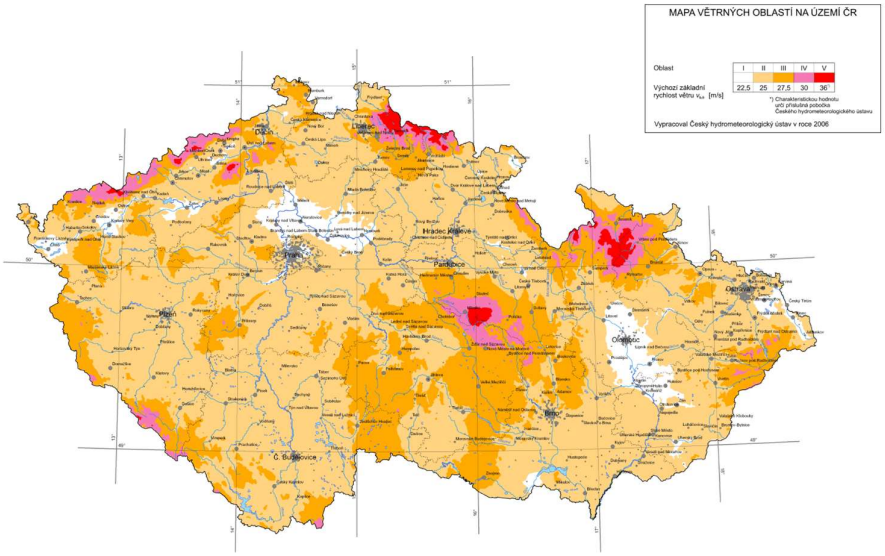
Obrázek 16: Sněhová mapa ČR

- plochá střecha : $\alpha < 30° \rightarrow$ tvarový součinitel : $\mu_1 = 0{,}8$
- součinitel expozice : $C_e = 1$
- součinitel tepla : $C_t = 1$
- Praha (Horní Měcholupy) – sněhová oblast I → charakteristické zatížení sněhem: $s_k = 0{,}7\ kN/m^2$
- průměrné zatížení sněhem: $s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0{,}8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}7 = 0{,}56\ kN/m^2$
- Hodnota proměnného zatížení střechy bude uvažována jako větší z hodnot:
  - užitné zatížení střechy: 3,0 kN/m² a 0,75 kN/m²
  - zatížení sněhem: 0,56 kN/m²

  → Proměnné zatížení střechy : **nad 1. a 5.NP: $q_k = 3{,}0\ kN/m^2$**

  nad 6.NP: $q_k = 0{,}75\ kN/m^2$

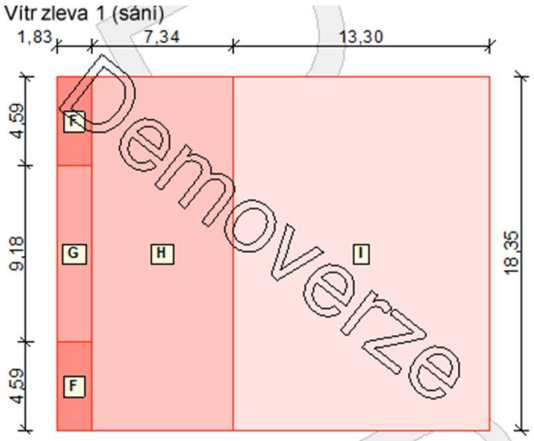
4.2.3. Zatížení větrem



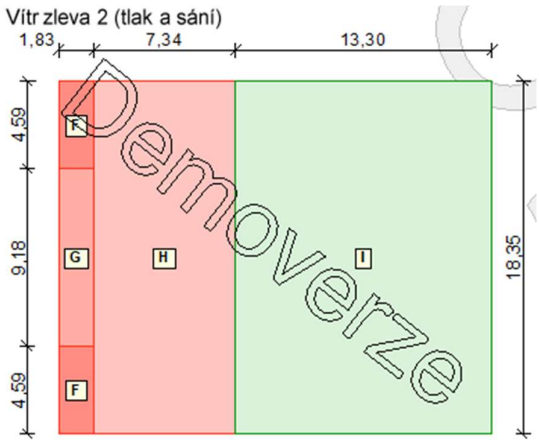
Obrázek 17: Větrná mapa ČR

- Praha (Horní Měcholupy) – větrná oblast II → základní rychlost větru : $v_b = 25\ m/s$ → základní tlak větru : $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1{,}25 \cdot 25^2 = 0{,}39\ \mathrm{kN/m^2}$
- kategorie terénu IV – Oblasti, ve kterých je nejméně 15 % povrchu pokryto pozemními stavbami, jejichž průměrná výška je větší než 15 m
- výška atiky nad terénem (odhad): z = 20,4 m

- **část objektu A**
  - podélný vítr – charakteristické (v závorce návrhové) hodnoty



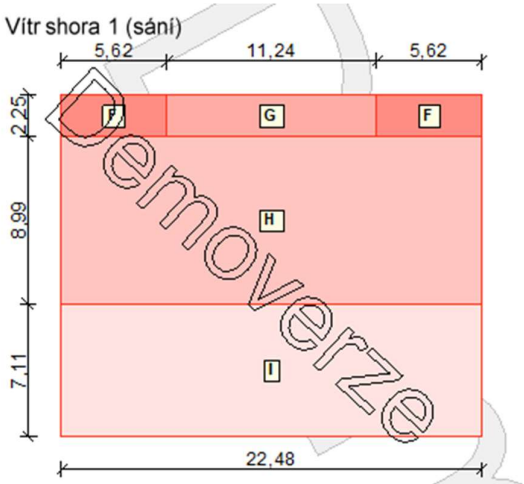
Označení	Sklon [°]	Oblast	Tlak větru [kN/m²]
F	0,0	F	-1,06(-1,59)
G	0,0	G	-0,73(-1,09)
H	0,0	H	-0,45(-0,68)
I	0,0	I	-0,13(-0,19)



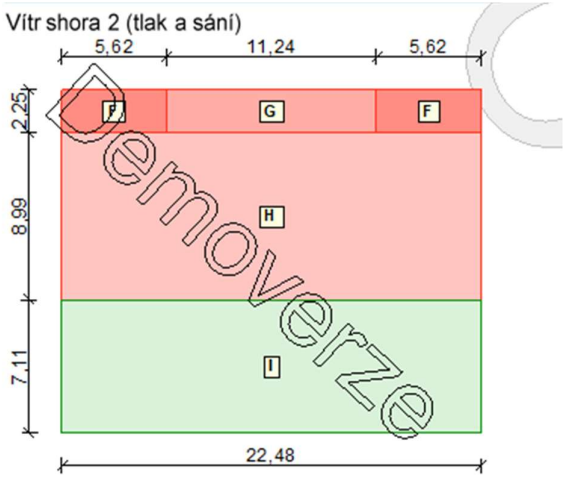
Označení	Sklon [°]	Oblast	Tlak větru [kN/m²]
F	0,0	F	-1,06(-1,59)
G	0,0	G	-0,73(-1,09)
H	0,0	H	-0,45(-0,68)
I	0,0	I	0,13(0,19)

Obrázek 18: Podélný vítr objekt A

- příčný vítr– charakteristické (v závorce návrhové) hodnoty



Označení	Sklon [°]	Oblast	Tlak větru [kN/m²]
F	0,0	F	-1,06(-1,59)
G	0,0	G	-0,73(-1,09)
H	0,0	H	-0,45(-0,68)
I	0,0	I	-0,13(-0,19)

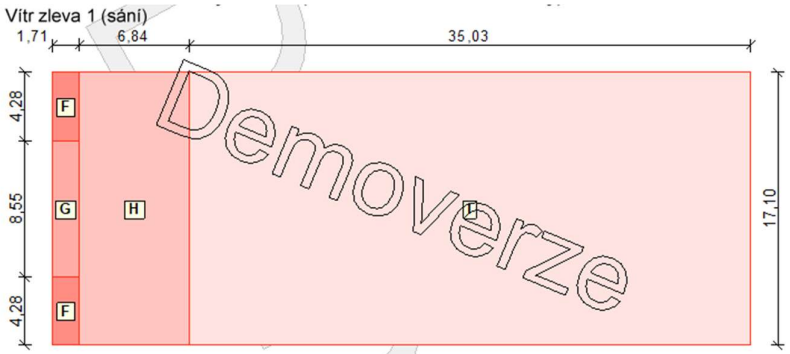


Označení	Sklon [°]	Oblast	Tlak větru [kN/m²]
F	0,0	F	-1,06(-1,59)
G	0,0	G	-0,73(-1,09)
H	0,0	H	-0,45(-0,68)
I	0,0	I	0,13(0,19)

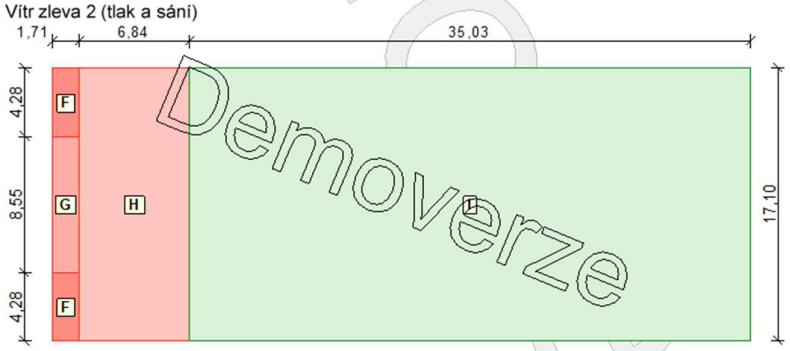
Obrázek 19: Příčný vítr objekt A

– **část objektu B**

- podélný vítr



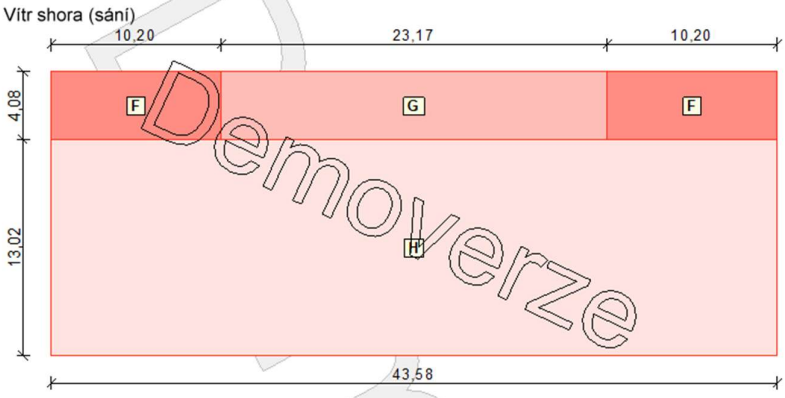
Označení	Sklon [°]	Oblast	Tlak větru [kN/m²]
F	0,0	F	-1,06(-1,59)
G	0,0	G	-0,73(-1,09)
H	0,0	H	-0,45(-0,68)
I	0,0	I	-0,13(-0,19)



Označení	Sklon [°]	Oblast	Tlak větru [kN/m²]
F	0,0	F	-1,06(-1,59)
G	0,0	G	-0,73(-1,09)
H	0,0	H	-0,45(-0,68)
I	0,0	I	0,13(0,19)

Obrázek 20: Podélný vítr objekt B

- příčný vítr



Označení	Sklon [°]	Oblast	Tlak větru [kN/m²]
F	0,0	F	-1,06(-1,59)
G	0,0	G	-0,73(-1,09)
H	0,0	H	-0,45(-0,68)

Obrázek 21: Příčný vítr objekt B

Demoverze

5. Předběžný návrh a posouzení nosných prvků

- předběžný statický výpočet a z něho vycházející skici výkresů tvaru jsou zaměřeny na část objektu B

5.1. Předběžné stanovení krytí výztuže

5.1.1 Krytí pro stropní desku a železobetonové stěny

- předpokládaná výztuž: 12 mm
- minimální hodnota krytí: $c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\ mm) = \max(12; 15; 10) = 15\ mm$
- návrhová hodnota krytí: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25\ mm$
  → volím krytí $\mathbf{c = 25\ mm}$

5.1.2 Krytí pro průvlak a sloupy

- předpokládaná výztuž: 20 mm
- minimální hodnota krytí: $c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\ mm) = \max(20; 15; 10) = 20\ mm$
- návrhová hodnota krytí: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30\ mm$
  → volím krytí $\mathbf{c = 30\ mm}$

5.2 Stropní desky po obvodě nepoddajně podepřené

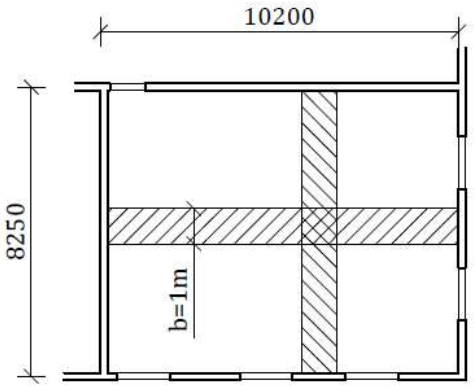
- monolitická železobetonová deska
- beton: C 30/37 → $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20\ MPa$
- ocel: B500B → $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435\ MPa$
- empirický návrh tloušťky stropní desky:
  $h_d = \frac{1,2 \cdot (L_x + L_y)}{105} = \frac{1,2 \cdot (10300 + 8250)}{105} = 212\ mm \rightarrow 220\ mm$
- návrh tloušťky stropní desky na základě splnění podmínky ohybové štíhlosti
  $\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$
  - obdélníkový průřez → $\kappa_{c1} = 1$
  - rozhodující rozpětí desky $L > 7\ m \rightarrow \kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{10,4} = 0,67$
  - odhad součinitele napětí tahové výztuže → $\kappa_{c3} = 1,3$
  - předpokládaný stupeň vyztužení desek $\rho \leq 0,5\ \%$ pro vnitřní pole spojitého nosníku a třídu betonu C 30/37→ $\lambda_{d,tab} = 30,8$
  - předpokládaný profil výztuže: 12 mm
  - předpokládané krytí výztuže: 25 mm
- tloušťka desky: $h \geq \frac{L}{\lambda_d} + c + \frac{\emptyset_s}{2} = \frac{10500}{1 \cdot 0,67 \cdot 1,3 \cdot 30,8} + 25 + \frac{12}{2} = 392\ mm$
- návrh tloušťky stropní desky na základě splnění podmínky ohybové štíhlosti
  $\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$
  - obdélníkový průřez → $\kappa_{c1} = 1$
  - rozhodující rozpětí desky $L > 7\ m \rightarrow \kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{10,3} = 0,68$
  - odhad součinitele napětí tahové výztuže → $\kappa_{c3} = 1,3$
  - předpokládaný stupeň vyztužení desek $\rho \leq 0,5\ \%$ pro vnitřní pole spojitého nosníku a třídu betonu C 30/37→ $\lambda_{d,tab} = 30,8$

- předpokládaný profil výztuže: 12 mm
- předpokládané krytí výztuže: 25 mm

– tloušťka desky: $h \geq \frac{L}{\lambda_d} + c + \frac{\emptyset_s}{2} = \frac{10300}{1 \cdot 0{,}68 \cdot 1{,}3 \cdot 30{,}8} + 25 + \frac{12}{2} = 378$ mm

→ Desky nesplňují podmínky ohybové štíhlosti → budou ověřeny na přesný průhyb v rámci podrobného výpočtu

5.2.1 Strop nad 6.NP



Obrázek 22: Stropní deska nad 6.NP

– návrh tloušťky stropní desky: $\mathbf{h_d = 200\ mm}$

– ověření stropní desky z hlediska únosnosti v ohybu

Tabulka 4: Plošné zatížení desky nad 6.NP

Typ zatížení	Název zatížení	mezivýpočet	$f_{pl,k}$ kN/m²	γ -	$f_{pl,d}$ kN/m²
STÁLÉ	vl. tíha ŽB desky	0,20·25	5,00	1,35	6,75
	ostatní stálé	viz. kap. 2.1.2	0,23		0,31
	∑	g_k=	5,23	g_d=	7,06
PROM	užitné zatížení	viz. kap. 2.2.1	0,75	1,5	1,13
	∑	q_k=	0,75	q_d=	1,13
∑		**f_k=**	**5,98**	**f_d=**	**8,19**

- rozdělení zatížení do směrů a návrhové moment vypočtené dle teorie pružnosti:

  Koeficient α: $\alpha = \frac{l_b}{l_a} = \frac{8{,}25}{10{,}3} = 0{,}801 \rightarrow a_6 = 94{,}72; b_6 = 38{,}08; c_6 = 0{,}291$

  Zatížení ve směru a: $q_a = c_i \cdot f_i = 0{,}291 \cdot 8{,}19 = 2{,}38$ kN/m

  Zatížení ve směru b: $q_b = (1 - c_i) \cdot f_i = (1 - 0{,}291) \cdot 8{,}19 = 5{,}81$ kN/m

  Moment v poli – směr a: $m_a = \frac{1}{a_i} \cdot f \cdot l_a^2 = \frac{1}{94{,}72} \cdot 8{,}19 \cdot 10{,}3^2 = 9{,}17$ kNm/m

  Moment v poli – směr b: $m_b = \frac{1}{b_i} \cdot f \cdot l_b^2 = \frac{1}{38{,}08} \cdot 8{,}19 \cdot 8{,}25^2 = 14{,}64$ kNm/m

  Moment nad podporou – směr a: $m_a = \frac{1}{12} \cdot q_a \cdot l_a^2 = \frac{1}{12} \cdot 2{,}38 \cdot 10{,}3^2 = 21{,}04$ kNm/m

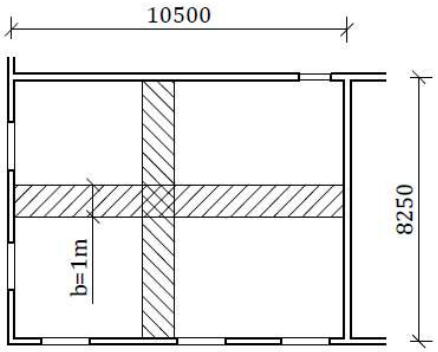
  Moment nad podp. – směr b: $m_b = \frac{1}{12} \cdot q_b \cdot l_b^2 = \frac{1}{12} \cdot 5{,}81 \cdot 8{,}25^2 = \mathbf{32{,}95\ kNm/m}$

- účinná výška průřezu: $d_a = h - c - \emptyset_s - \frac{\emptyset_s}{2} = 200 - 25 - 12 - \frac{12}{2} = 157$ mm

$$d_b = h - c - \frac{\emptyset_s}{2} = 200 - 25 - \frac{12}{2} = 169 \text{ mm}$$

- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{32{,}95 \cdot 10^6}{1000 \cdot 169^2 \cdot 20} = 0{,}058 \rightarrow$ poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = 0{,}074$
- potřebná plocha výztuže: $a_{s,req} = \frac{0{,}8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}8 \cdot 1000 \cdot 169 \cdot 0{,}074 \cdot 20}{435} = 460{,}0 \text{ mm}^2$
- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{460{,}0}{169 \cdot 1000} = 0{,}0027 < 0{,}005 \rightarrow$ předpoklad použitý při výpočtu vymezující ohybové štíhlosti desek, je splněn
  → Navržené rozměry z hlediska únosnosti v ohybu vyhovují.

5.2.2 Strop nad 2.NP – 5.NP (deska nepoddajně podepřená)



Obrázek 23: Stropní deska nad 2.-5.NP

- návrh tloušťky stropní desky: $\mathbf{h_d = 220}$ **mm**
- ověření stropní desky z hlediska únosnosti v ohybu

Tabulka 5: Plošné zatížení desky nad 2.-5.NP

Typ zatížení	Název zatížení	mezivýpočet	$f_{pl,k}$	γ	$f_{pl,d}$
			kN/m²	-	kN/m²
STÁLÉ	vl. tíha ŽB desky	0,22·25	5,50	1,35	7,43
	ostatní stálé	viz. kap. 2.1.2	1,75		2,36
	∑	g_k=	7,25	g_d=	9,79
PROM	užitné zatížení	viz. kap. 2.2.1	1,50	1,5	2,25
	přemíst. příčka	viz. kap. 2.1.5	1,20		1,80
	∑	q_k=	2,70	q_d=	4,05
∑		**f_k=**	**9,95**	**f_d=**	**13,84**

- rozdělení zatížení do směrů a návrhové moment vypočtené dle teorie pružnosti:

  Koeficient α: $\alpha = \frac{l_b}{l_a} = \frac{8{,}25}{10{,}4} = 0{,}786 \rightarrow a_6 = 100{,}32; b_6 = 38{,}6; c_6 = 0{,}276$

  Zatížení ve směru a: $q_a = c_i \cdot f_i = 0{,}276 \cdot 13{,}84 = 3{,}82$ kN/m

Zatížení ve směru b: $q_b = (1 - c_i) \cdot f_i = (1 - 0{,}276) \cdot 13{,}84 = 10{,}02$ kN/m

Moment v poli – směr a: $m_a = \frac{1}{a_i} \cdot f \cdot l_a^2 = \frac{1}{100{,}32} \cdot 13{,}84 \cdot 10{,}^2 = 15{,}21$ kNm/m

Moment v poli – směr b: $m_b = \frac{1}{b_i} \cdot f \cdot l_b^2 = \frac{1}{38{,}08} \cdot 13{,}84 \cdot 8{,}25^2 = 24{,}4$ kNm/m

Moment nad podporou – směr a: $m_a = \frac{1}{12} \cdot q_a \cdot l_a^2 = \frac{1}{12} \cdot 3{,}82 \cdot 10{,}4^2 = 35{,}10$ kNm/m

Moment nad podp. – směr b: $m_b = \frac{1}{12} \cdot q_b \cdot l_b^2 = \frac{1}{12} \cdot 10{,}02 \cdot 8{,}25^2 = \mathbf{56{,}83\ kNm/m}$

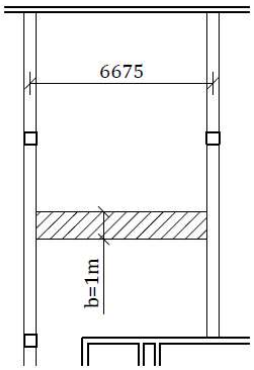
- účinná výška průřezu: $d_a = h - c\ - \emptyset_s - \frac{\emptyset_s}{2} = 220 - 25 - 12 - \frac{12}{2} =\ 177$ mm

$$d_b = h - c\ - \frac{\emptyset_s}{2} = 220 - 25 - \frac{12}{2} =\ 189 \text{ mm}$$

- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{56{,}83 \cdot 10^6}{1000 \cdot 189^2 \cdot 20} = 0{,}080 \rightarrow$ poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = 0{,}104$
- potřebná plocha výztuže: $a_{s,req} = \frac{0{,}8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}8 \cdot 1000 \cdot 189 \cdot 0{,}104 \cdot 20}{435} = 723{,}0$ mm^2
- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{723{,}0}{189 \cdot 1000} = 0{,}0038 < 0{,}005 \rightarrow$ předpoklad použitý při výpočtu vymezující ohybové štíhlosti desek, je splněn
  → Navržené rozměry z hlediska únosnosti v ohybu vyhovují.

5.3 Stropní deska jednostranně pnutá nad 1. NP – 2. PP

- monolitická železobetonová deska
- empirický návrh tloušťky stropní desky:
  $h_d = \frac{L}{35} \sim \frac{L}{30} = \frac{6{,}675}{35} \sim \frac{6{,}675}{30} = 192 \sim 225$ mm
- návrh tloušťky stropní desky na základě splnění podmínky ohybové štíhlosti
  $\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$
  - obdélníkový průřez → $\kappa_{c1} = 1$
  - rozhodující rozpětí desky L ≤ 7 m → $\kappa_{c2} = 1$
  - odhad součinitele napětí tahové výztuže → $\kappa_{c3} = 1{,}3$
  - předpokládaný stupeň vyztužení desek ρ ≤ 0,5 % pro vnitřní pole spojitého nosníku a třídu betonu C 30/37→ $\lambda_{d,tab} = 30{,}8$
  - předpokládaný profil výztuže: 12 mm
  - předpokládané krytí výztuže: 25 mm
- tloušťka desky: $h \geq \frac{L}{\lambda_d} + c\ + \frac{\emptyset_s}{2} = \frac{6750}{1 \cdot 1 \cdot 1{,}3 \cdot 30{,}8} + 25 + \frac{12}{2} =\ 200$ mm



Obrázek 24: Stropní deska nad 1.NP-2.PP

- návrh tloušťky stropní desky: $\mathbf{h_d = 200\ mm}$
- ověření stropní desky z hlediska únosnosti v ohybu

Tabulka 6: Plošné zatížení desky nad 1.PP (nejzatíženější)

Typ zatížení	Název zatížení	mezivýpočet	$f_{pl,k}$	γ	$f_{pl,d}$
			kN/m²	-	kN/m²
STÁLÉ	vl. tíha ŽB desky	0,20·25	5,00	1,35	6,75
	ostatní stálé	viz. kap. 2.1.2	2,12		2,86
	∑	g_k=	7,12	g_d=	9,61
PROM	užitné zatížení	viz. kap. 2.2.1	5,00	1,5	7,50
	přemíst. příčka	viz. kap. 2.1.5	1,20		1,80
	∑	q_k=	6,20	q_d=	7,50
∑		**f_k=**	**13,32**	**f_d=**	**17,11**

- max. návrhový moment:

  $M_{max} = \frac{1}{12} \cdot f_d \cdot L^2 = \frac{1}{12} \cdot 17{,}11 \cdot 6{,}675^2 = 61{,}63\ \text{kNm}$

- účinná výška průřezu: $d = h - c - \frac{\emptyset_s}{2} = 200 - 25 - \frac{12}{2} = 169\ \text{mm}$
- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{61{,}63 \cdot 10^6}{1000 \cdot 169^2 \cdot 20} = 0{,}108 \rightarrow$ poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = 0{,}145$
- potřebná plocha výztuže: $a_{s,req} = \frac{0{,}8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}8 \cdot 1000 \cdot 169 \cdot 0{,}145 \cdot 20}{435} = 901{,}3\ \text{mm}^2$
- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{901{,}3}{169 \cdot 1000} = 0{,}005 = 0{,}005 \rightarrow$ předpoklad použitý při výpočtu vymezující ohybové štíhlosti desek, je splněn

  → Navržené rozměry vyhovují.

5.4 Stropní deska – konzola

- empirický návrh tloušťky balkónové desky: $h_{balk} = \frac{1}{10} \cdot L_k = \frac{1}{10} \cdot 1650 = 165$ mm
- ověření ohybové štíhlosti průvlaků

  $\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$
  - obdélníkový průřez → $\kappa_{c1} = 1$
  - rozhodující rozpětí desky $\kappa_{c2} = \min\left(\frac{7}{L_d}; 1\right) \rightarrow \kappa_{c2} = 1$
  - odhad součinitele napětí tahové výztuže → $\kappa_{c3} = 1{,}0$ (bezpečně)
  - předpokládaný stupeň vyztužení desek ρ ≤ 0,5 % pro konzolu a třídu betonu C 30/37→ $\lambda_{d,tab} = 8$
  - předpokládaný profil výztuže: 12 mm
  - předpokládané krytí výztuže: 25 mm
  - výška průvlaku: $h \geq \frac{L}{\lambda_d} + c + \frac{\emptyset_s}{2} = \frac{1750}{1 \cdot 1 \cdot 1{,}3 \cdot 8} + 25 + \frac{12}{2} = 200$ mm

5.4.1 Konzola nad 1.NP

- návrh tloušťky stropní desky: $\mathbf{h_d = 200\ mm}$
- ověření stropní desky z hlediska únosnosti v ohybu
  - zatížení vlastní tíhou obvodové stěny:

    $F_d = \gamma_G \cdot t \cdot b \cdot h \cdot 8 = 1{,}35 \cdot 0{,}24 \cdot 1 \cdot 2{,}17 \cdot 8 = 5{,}62$ kN

    Tabulka 7: Plošné zatížení konzoly nad 1.NP

Typ zatížení	Název zatížení	mezivýpočet	$f_{pl,k}$	γ	$f_{pl,d}$
			kN/m²	-	kN/m²
STÁLÉ	vl. tíha ŽB desky	0,20·25	5,00	1,35	6,75
	ostatní stálé	viz. kap. 2.1.2	1,75		2,36
	∑	g_k=	6,75	g_d=	9,11
PROM	užitné zatížení	viz. kap. 2.2.1	1,50	1,5	2,25
	∑	q_k=	1,50	q_d=	2,25
∑		**f_k=**	**8,25**	**f_d=**	**11,36**

  - max. návrhový moment:

    $M_{max} = \frac{1}{2} \cdot f_d \cdot {L_k}^2 + F_d \cdot L_k = \frac{1}{2} \cdot 11{,}36 \cdot 1{,}65^2 + 5{,}62 \cdot 1{,}65 = 24{,}74$ kNm
  - účinná výška průřezu: $d = h - c - \frac{\emptyset_s}{2} = 200 - 25 - \frac{12}{2} = 169$ mm
  - poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{24{,}74 \cdot 10^6}{1000 \cdot 169^2 \cdot 20} = 0{,}043 \rightarrow$ poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = 0{,}055$
  - potřebná plocha výztuže: $a_{s,req} = \frac{0{,}8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}8 \cdot 1000 \cdot 169 \cdot 0{,}055 \cdot 20}{435} = 341{,}9$ mm²
  - orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{341{,}9}{169 \cdot 1000} = 0{,}002 < 0{,}005 \rightarrow$ předpoklad použitý při výpočtu vymezující ohybové štíhlosti desek, je splněn

    → Navržené rozměry vyhovují.

5.5 ŽB průvlak

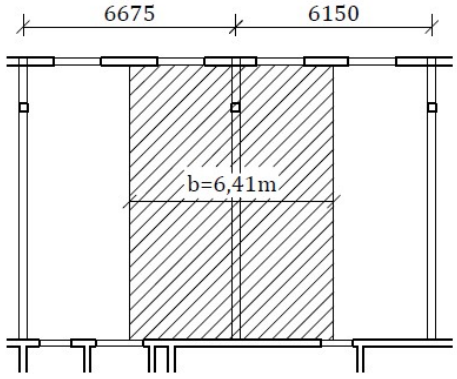
- ŽB průvlak monoliticky spojený se sloupy
- empirický návrh rozměrů
  - $h_p = \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{10}\right) \cdot L_p = \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{10}\right) \cdot 7400 = 617 \div 740$ mm
  - $b_p = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right) \cdot h_p = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right) \cdot 650 = 216 \div 325$ mm

- ověření ohybové štíhlosti průvlaků

  $\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$
  - T – průřez → $\kappa_{c1} = 0{,}8$
  - rozhodující rozpětí průvlaku $\kappa_{c2} = \min\left(\frac{7}{L_d}; 1\right) \rightarrow \kappa_{c2} = \frac{7}{7{,}4} = 0{,}95$
  - odhad součinitele napětí tahové výztuže → $\kappa_{c3} = 1{,}0$ (bezpečně)
  - předpokládaný stupeň vyztužení průvlaku ρ ≤ 0,5 % pro krajní pole spojitého nosníku a třídu betonu C 30/37→ $\lambda_{d,tab} = 26{,}7$
  - předpokládaný profil výztuže: 20 mm
  - předpokládané krytí výztuže: 35 mm
  - výška průvlaku: $h \geq \frac{L}{\lambda_d} + c + \frac{\emptyset_s}{2} = \frac{7400}{26{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}0} + 30 + 8 + \frac{20}{2} = 412{,}7$ mm

5.5.1 ŽB průvlak nad 6. NP

- návrh průvlaku: **h_p = 500 mm, b_p = 250 mm**
- statické ověření průvlaku z hlediska ohybu
  - šířka zatěžovacího obrazce desky: 6,41
  - při výpočtu je uvažovaná zjednodušená zatěžovací šířka na straně bezpečnosti



Obrázek 25: Zatěžovací obrazec průvlaku nad 6.NP

Tabulka 8:Liniové zatížení průvlaku nad 6.NP

Typ zatížení	Název zatížení	$f_{pl,k}$ kN/m²	zat. šířka m	$f_{lin,k}$ kN/m	γ -	nav. zat. kN/m
STÁLÉ	vl. tíha ŽB trámu	(0,50-0,2)·0,25·25		1,88	1,35	2,53
	strop. deska	5,23	6,41	33,52		45,26
	∑		g_k=	35,40	g_d=	47,79
PROM.	užitné zatížení	0,75	6,41	4,81	1,5	7,21
	∑		q_k=	4,81	q_d=	7,21
Σ			**f_k=**	**40,21**	**f_d=**	**55,00**

- max. návrhový moment: $M_{Ed} = \frac{1}{12} \cdot (g + q)_d \cdot L_p^2 = \frac{1}{12} \cdot 55,0 \cdot 7,4^2 = 250,98$ kNm
- účinná výška průřezu: $d = h - c - \emptyset_{tř} - \frac{\emptyset_s}{2} = 500 - 30 - 8 - \frac{20}{2} = 452$ mm
- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{250,98 \cdot 10^6}{250 \cdot 452^2 \cdot 20} = 0,359 \rightarrow$ poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = 0,359 \rightarrow$ doporučená hodnota $\xi \leq 0,45$ splněna
- potřebná plocha výztuže: $A_{s,req} = \frac{0,8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,8 \cdot 250 \cdot 452 \cdot 0,359 \cdot 20}{435} = 1492,1$ mm²
- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{1492,1}{250 \cdot 452} = 0,013 \approx 0,010 \rightarrow$ předpoklad použitý při výpočtu vymezující ohybové štíhlosti průvlaku, je splněn

– statické ověření z hlediska smyku
- bezpečně přibližně stanovená posouvající síla: $V_{Ed,max} = 0,6 \cdot (g + q)_d \cdot L_p = 0,6 \cdot 55,00 \cdot 7,4 = 244,20$ kN
- rameno vnitřních sil: $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 502 = 451,8$ mm
- volba úhlu: $\cot\theta = 1,5$
- únosnost tlačené diagonály:

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

$$V_{Rd,max} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 250 \cdot 451,8 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 550,50 \cdot 10^3 \text{N}$$

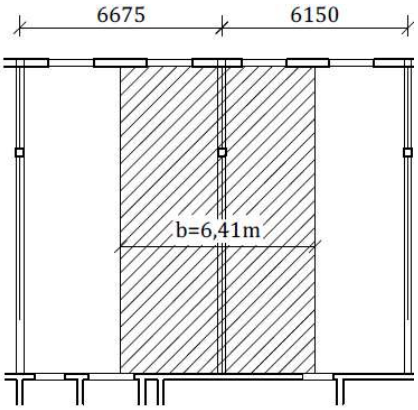
$V_{Rd,max} = 550,50$ kN $> V_{Ed,max} = 244,20$ kN

→ Navržené rozměry vyhovují.

5.5.2 ŽB průvlak nad 5. – 4.NP

– návrh průvlaku**: h_p = 620 mm, b_p = 250 mm**

– statické ověření průvlaku z hlediska ohybu
- šířka zatěžovacího obrazce desky: 6,41 m
- při výpočtu je uvažovaná zjednodušená zatěžovací šířka na straně bezpečnosti



Obrázek 26: Zatěžovací obrazec průvlaku nad 5-2..NP

Tabulka 9: Liniové zatížení průvlaku nad 5.- 4.NP

Typ zatížení	Název zatížení	f pl,k kN/m²	zat. šířka m	f lin,k kN/m	γ -	nav. zat. kN/m
STÁLÉ	vl. tíha ŽB trámu	(0,62-0,22)·0,25·25		2,50		3,38
	strop. deska	7,25	6,41	46,47	1,35	62,74
	stěna	(3,05-0,62)·0,25·10		6,08		8,20
	∑		g_k=	55,05	g_d=	74,31
PROM.	užitné + příčky	2,70	6,41	17,31	1,5	25,96
	∑		q_k=	17,31	q_d=	25,96
∑			**f_k=**	**72,35**	**f_d=**	**100,27**

- max. návrhový moment: $M_{Ed} = \frac{1}{12} \cdot (g+q)_d \cdot L_p^2 = \frac{1}{12} \cdot 100{,}27 \cdot 7{,}4^2 = 457{,}57$ kNm
- účinná výška průřezu: $d = h - c - \emptyset_{tř} - \frac{\emptyset_s}{2} = 620 - 30 - 8 - \frac{20}{2} = 572$ mm
- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{457{,}57 \cdot 10^6}{250 \cdot 572^2 \cdot 20} = 0{,}280 \rightarrow$ poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = 0{,}421 \rightarrow$ doporučená hodnota $\xi \leq 0{,}45$ splněna
- potřebná plocha výztuže: $A_{s,req} = \frac{0{,}8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}8 \cdot 250 \cdot 572 \cdot 0{,}421 \cdot 20}{435} = 2214{,}4$ mm²
- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{2214{,}4}{250 \cdot 572} = 0{,}015 \approx 0{,}010 \rightarrow$ předpoklad použitý při výpočtu vymezující ohybové štíhlosti průvlaku, je splněn

– statické ověření z hlediska smyku
- bezpečně přibližně stanovená posouvající síla: $V_{Ed,max} = 0{,}6 \cdot (g+q)_d \cdot L_p = 0{,}6 \cdot 100{,}27 \cdot 7{,}4 = 445{,}20$ kN
- rameno vnitřních sil: $z = 0{,}9 \cdot d = 0{,}9 \cdot 572 = 514{,}8$ mm
- volba úhlu: $\cot\theta = 1{,}5$
- únosnost tlačené diagonály:

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

$$V_{Rd,max} = 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 250 \cdot 514{,}8 \cdot \frac{1{,}5}{1 + 1{,}5^2} = 627{,}26 \cdot 10^3 \text{N}$$

$V_{Rd,max} = 627{,}26 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 445{,}20 \text{ kN}$

→ Navržené rozměry vyhovují.

5.5.3 ŽB průvlak nad 3. – 2.NP

- návrh průvlaku: **h_p = 620 mm, b_p = 350 mm**
- statické ověření průvlaku z hlediska ohybu
  - náhradní šířka zatěžovacího obrazce desky: 6,41 m (schéma zatěžovacího obrazce viz. kap. 5.5.3 – obrázek 26)
  - při výpočtu je uvažovaná zjednodušená zatěžovací šířka na straně bezpečnosti

Tabulka 10: Liniové zatížení průvlaku nad 3.- 2.NP

Typ zatížení	Název zatížení	$f_{pl,k}$ kN/m²	zat. šířka m	$f_{lin,k}$ kN/m	γ -	nav. zat. kN/m
STÁLÉ	vl. tíha ŽB trámu	(0,62-0,22)·0,35·25		3,50	1,35	4,73
	strop. deska	7,25	6,41	46,47		62,74
	stěna	(3,05-0,62)·0,25·10		6,08		8,20
	∑		g_k=	56,05	g_d=	75,66
PROM.	užitné + příčky	2,70	6,41	17,31	1,5	25,96
	∑		q_k=	17,31	q_d=	25,96
∑			**f_k=**	**73,35**	**f_d=**	**101,62**

- max. návrhový moment: $M_{Ed} = \frac{1}{12} \cdot (g + q)_d \cdot L_p^2 = \frac{1}{12} \cdot 101{,}62 \cdot 7{,}4^2 = 463{,}73 \text{ kNm}$
- účinná výška průřezu: $d = h - c - \emptyset_{tř} - \frac{\emptyset_s}{2} = 620 - 30 - 8 - \frac{20}{2} = 572 \text{ mm}$
- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{469{,}89 \cdot 10^6}{350 \cdot 572^2 \cdot 20} = 0{,}202 \rightarrow$ poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = 0{,}285 \rightarrow$ doporučená hodnota $\xi \leq 0{,}45$ splněna
- potřebná plocha výztuže: $A_{s,req} = \frac{0{,}8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}8 \cdot 350 \cdot 572 \cdot 0{,}285 \cdot 20}{435} = 2098{,}6 \text{ mm}^2$
- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{2098{,}6}{350 \cdot 572} = 0{,}011 \approx 0{,}010 \rightarrow$ předpoklad použitý při výpočtu vymezující ohybové štíhlosti průvlaku, je splněn

- statické ověření z hlediska smyku
  - bezpečně přibližně stanovená posouvající síla: $V_{Ed,max} = 0{,}6 \cdot (g + q)_d \cdot L_p = 0{,}6 \cdot 101{,}62 \cdot 7{,}4 = 451{,}19 \text{ kN}$
  - rameno vnitřních sil: $z = 0{,}9 \cdot d = 0{,}9 \cdot 572 = 514{,}8 \text{ mm}$
  - volba úhlu: $\cot\theta = 1{,}5$
  - únosnost tlačené diagonály:

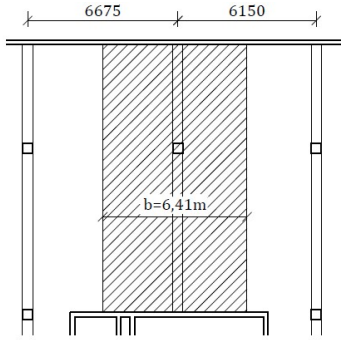
$$V_{Rd,max} = 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta}$$

$$V_{Rd,max} = 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 350 \cdot 514{,}8 \cdot \frac{1{,}5}{1 + 1{,}5^2} = 878{,}17 \cdot 10^3 \text{N}$$

$$V_{Rd,max} = 878{,}17 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 451{,}19 \text{ kN}$$

5.5.4 ŽB průvlak nad 1.NP – 2.PP

- návrh průvlaku: **h_p = 650 mm, b_p = 450 mm**
- statické ověření průvlaku z hlediska ohybu
  - šířka zatěžovacího obrazce desky: 6,41 m
  - při výpočtu je uvažovaná zjednodušená zatěžovací šířka na straně bezpečnosti
  - řešeno pro nejzatíženější strop → nad 1. PP



Obrázek 27: Zatěžovací obrazec průvlaku nad 1NP -2.PP

Tabulka 11: Liniové zatížení průvlaku nad 1.NP - 2.PP

Typ zatížení	Název zatížení	$f_{pl,k}$ kN/m²	zat. šířka m	$f_{lin,k}$ kN/m	γ -	nav. zat. kN/m
STÁLÉ	vl. tíha ŽB trámu	(0,65-0,2)·0,45·25		5,06	1,35	6,83
	strop. deska	7,12	6,41	45,64		61,61
	∑		g_k=	50,70	g_d=	68,45
PROM.	užitné zatížení	6,20	6,41	39,74	1,5	59,61
	∑		q_k=	39,74	q_d=	59,61
∑			**f_k=**	**90,44**	**f_d=**	**128,06**

- max. návrhový moment: $M_{Ed} = \frac{1}{12} \cdot (g + q)_d \cdot L_p^2 = \frac{1}{12} \cdot 128{,}06 \cdot 7{,}4^2 = 584{,}38$ kNm
- účinná výška průřezu: $d = h - c - \emptyset_{tř} - \frac{\emptyset_s}{2} = 650 - 30 - 8 - \frac{20}{2} = 602$ mm
- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{584{,}38 \cdot 10^6}{450 \cdot 602^2 \cdot 20} = 0{,}179$ → poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = 0{,}249$ → doporučená hodnota $\xi \leq 0{,}45$ splněna
- potřebná plocha výztuže: $A_{s,req} = \frac{0{,}8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}8 \cdot 450 \cdot 602 \cdot 0{,}249 \cdot 20}{435} = 2481{,}1$ mm²
- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{2481{,}1}{250 \cdot 502} = 0{,}009 \approx 0{,}010$ → předpoklad použitý při výpočtu vymezující ohybové štíhlosti průvlaku, je splněn

- statické ověření z hlediska smyku
  - bezpečně přibližně stanovená posouvající síla:

$$V_{Ed,max} = 0{,}6 \cdot (g + q)_d \cdot L_p = 0{,}6 \cdot 128{,}06 \cdot 7{,}4 = 568{,}59\ \text{kN}$$

- rameno vnitřních sil: $z = 0{,}9 \cdot d = 0{,}9 \cdot 502 = 551{,}8$ mm
- volba úhlu: $\cot\theta = 1{,}5$
- únosnost tlačené diagonály:

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

$$V_{Rd,max} = 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 450 \cdot 551{,}8 \cdot \frac{1{,}5}{1 + 1{,}5^2} = 1188{,}29 \cdot 10^3\,\text{N}$$

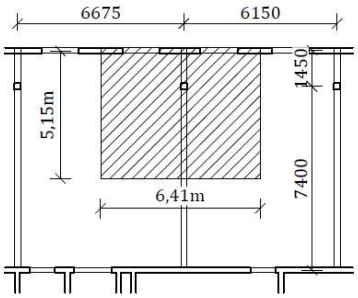
$$V_{Rd,max} = 1188{,}29\ \text{kN} > V_{Ed,max} = 568{,}59\ \text{kN}$$

→ Navržené rozměry vyhovují.

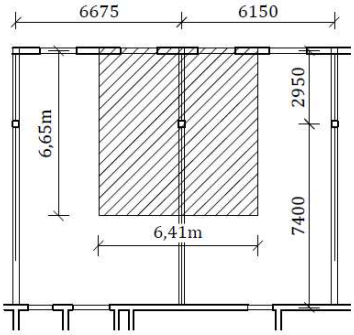
5.6 ŽB sloup vnitřní

5.6.1 ŽB sloup v 6.NP – 4.NP

- návrh sloupu: **250 x 250 mm**
- zatěžovací délka sloupu: 5,15 m (6.NP), 6,65 m
- při výpočtu je uvažovaná zjednodušená zatěžovací plocha na straně bezpečnosti



Obrázek 29: Zatěžovací obrazec sloup v 6.NP



Obrázek 28: Zatěžovací obrazec sloup v 5.-2.NP

Tabulka 12: Normálové zatížení v patě sloupu ve 4. NP

Typ zat.	Název zatížení	$f_{lin,k}$ kN/m		zat. d. m	$F_{1,k}$ kN	počet	F_k kN	γ -	F_d kN
STÁLÉ	vl. tíha sloupu (6.NP)	$0{,}25^2 \cdot 25$	1,56	2,45	3,83	1	3,83	1,4	5,17
	vl. tíha sloupu (5.-4.NP)			2,43	3,80	2	7,59		10,25
	střeš. trám	35,40		5,150	182,31	1	182,31		246,11
	strop. trám (nad 5.-4.NP)	55,05		6,650	319,55	2	639,10		862,79
	Σ					G_k=	832,83	G_d=	1124,32
PROM.	střeš. trám	4,81		5,150	24,76	1	24,76	1,5	37,1379
	strop. trám (nad 5.-4.NP)	17,31		6,650	100,47	2	200,93		301,401
	Σ					Q_k=	225,69	Q_d=	338,54

Σ	**F_k=**	**1058,52**	**F_d=**	**1462,86**

- normálová únosnost sloupu (z přibližného vztahu pro dostředný tlak):
  $N_{Rd} = 0{,}8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0{,}8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s = 0{,}80 \cdot 250^2 \cdot 20 + 250^2 \cdot 0{,}2 \cdot 400$
  $N_{Rd} = 1500 \cdot 10^3\ \text{N} = 1500\ \text{kN} < N_{Ed} = 1462{,}86\ \text{kN}$ … **vyhovuje**

5.6.2 ŽB sloup v 3.NP – 2.NP

- návrh sloupu: **350 x 350 mm**
- zatěžovací délka p: 6,65 m (schéma zatěžovacího obrazce viz. kap. 5.6.1 – obr. 26)
- při výpočtu je uvažovaná zjednodušená zatěžovací plocha na straně bezpečnosti

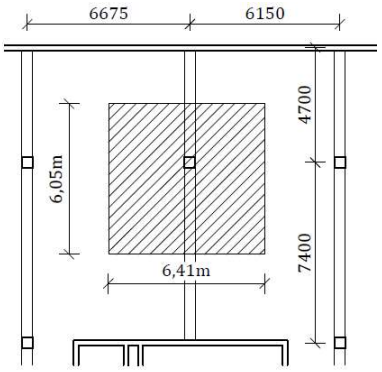
Tabulka 13: Normálové zatížení v patě sloupu ve 2. NP

Typ zat.	Název zatížení	$f_{lin,k}$ kN/m		zat. š. m	$F_{1,k}$ kN	počet	F_k kN	γ -	F_d kN
STÁLÉ	vl. tíha sloupu (6.-4.NP)	$0{,}25^2 \cdot 25$	1,56	2,45	3,83	1	3,83	1,4	5,17
				2,43	3,80	2	7,59		10,25
	vl. tíha sloupu (3.-2.NP)	$0{,}35^2 \cdot 25$	3,06	2,43	7,44	2	14,88		20,09
	střeš. trám	35,40		5,150	182,31	1	182,31		246,11
	strop. trám (nad 5.-4.NP)	55,05		6,650	319,55	2	639,10		862,79
	strop. trám (nad 3.-2.NP)	56,05		6,650	325,36	2	650,71		878,46
	Σ					G_k=	1498,42	G_d=	2022,87
PROM.	střeš. trám	4,81		5,150	24,76	1	24,76	1,5	37,1379
	strop. trám (nad 5.-2.NP)	17,31		6,650	100,47	4	401,87		602,803
	Σ					Q_k=	426,63	Q_d=	639,94
Σ						**F_k=**	**1925,05**	**F_d=**	**2662,81**

- normálová únosnost sloupu (z přibližného vztahu pro dostředný tlak):
  $N_{Rd} = 0{,}8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0{,}8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s = 0{,}80 \cdot 350^2 \cdot 20 + 350^2 \cdot 0{,}2 \cdot 400$
  $N_{Rd} = 2940 \cdot 10^3\ \text{N} = 2940\ \text{kN} < N_{Ed} = 2662{,}81\ \text{kN}$ … **vyhovuje**

5.6.3 ŽB sloup v 1.NP – 2.PP

- návrh sloupu: **450 x 450 mm**
- zatěžovací délka sloupu: 6,05 m
- při výpočtu je uvažovaná zjednodušení zatěžovací plocha na straně bezpečnosti



Obrázek 30: Zatěžovací obrazec sloup v 1.NP-2.PP

Tabulka 14: Normálové zatížení v patě sloupu ve 2. PP

Typ zat.	Název zatížení	f lin,k kN/m		zat. d. m	$F_{1,k}$ kN	počet	F_k kN	γ -	F_d kN
STÁLÉ	vl. tíha sloupu (6.NP)	$0,25^2 \cdot 25$	1,56	2,45	3,83	1	3,83	1,4	5,17
	vl. tíha sloupu (5.-4.NP)			2,43	3,80	2	7,59		10,25
	vl. tíha sloupu (3.-2.NP)	$0,35^2 \cdot 25$	3,06	2,43	7,44	2	14,88		20,09
	vl. tíha sloupu (1.NP)	$0,45^2 \cdot 24$	5,06	3,94	19,95	1	19,95		26,93
	vl. tíha sloupu (1.PP)			2,99	15,14	1	15,14		20,43
	vl. tíha sloupu (2.PP)			2,80	14,18	1	14,18		19,14
	střeš. trám	35,40		5,150	182,31	1	182,31		246,11
	strop. trám (nad 5.-4.NP)	55,05		6,650	319,55	2	639,10		862,79
	strop. trám (nad 3.-2.NP)	56,05		6,650	325,36	2	650,71		878,46
	strop. trám (nad 1.NP)	56,01		6,050	338,85	1	338,85		457,44
	strop. trám (nad 1.PP)	50,70		6,050	306,75	1	306,75		414,11
	strop. trám (nad 2.PP)	37,11		6,050	224,53	1	224,53		303,12
	∑					G_k=	2417,80	G_d=	3258,87
PROM.	střeš. trám	4,81		5,175	24,88	1	24,88	1,5	37,3182
	strop. trám (nad 5.-2.NP)	17,31		6,650	100,47	4	401,87		602,803
	strop. trám (nad 1.NP)	17,31		6,050	104,71	1	104,71		157,061
	strop. trám (nad 1.PP)	39,74		6,050	240,44	1	240,44		360,659
	strop. trám (nad 2.PP)	23,72		6,050	143,49	1	143,49		215,232
	∑					Q_k=	915,39	Q_d=	1373,08
∑						**F_k=**	**3333,19**	**F_d=**	**4631,95**

- normálová únosnost sloupu (z přibližného vztahu pro dostředný tlak):
  $N_{Rd} = 0{,}8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0{,}8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s = 0{,}80 \cdot 450^2 \cdot 20 + 450^2 \cdot 0{,}2 \cdot 400$
  $N_{Rd} = 4860 \cdot 10^3\ \text{N} = 4860\ \text{kN} < N_{Ed} = 4631{,}95\ \text{kN}$ … **vyhovuje**

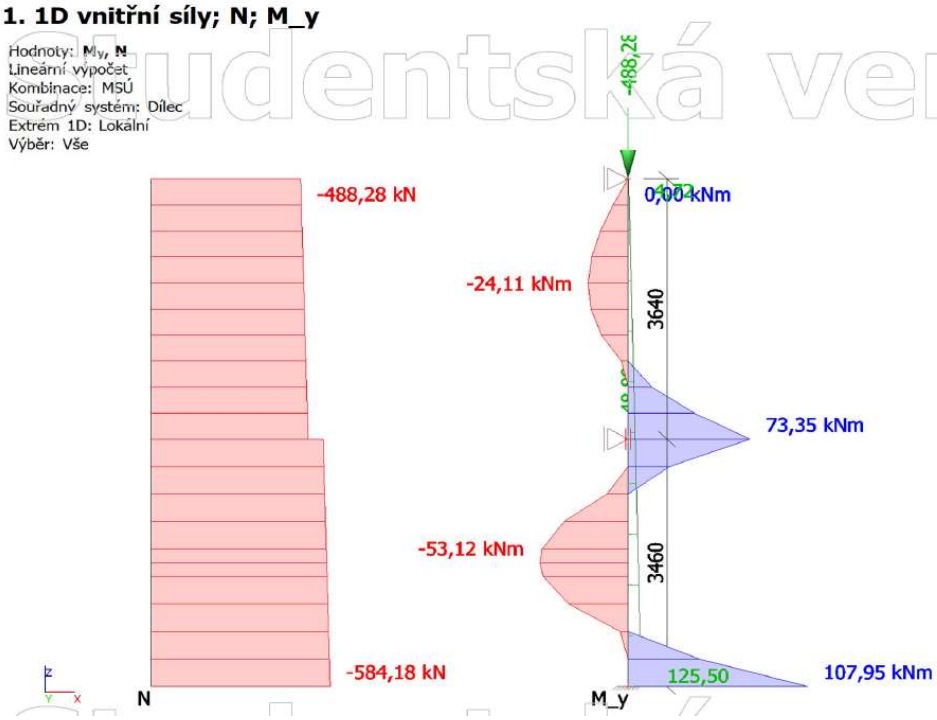
5.7 Suterénní stěna

- podsklepen je celý objekt
- suterénní stěny: monolitická železobetonová s povlakovou hydroizolací s tloušťkou 200 mm
- stěna je vetknutá v patě do ŽB základové desky, v místech napojení stropní konstrukce jsou uvažovány klouby (na straně bezpečnosti)
- ověření pro stěnu je provedeno na pruhu 1 m´ šířky stěny

Tabulka 15: Zatížení na suterénní stěnu

Typ zat.	Název zatížení	$f_{lin,k}$ kN/m	zat. d. m	$F_{1,k}$ kN	počet	F_k kN	γ -	F_d kN
STÁLÉ	vl. tíha ŽB stěny (6.NP)	5,00	2,75	13,75	4	55,00	1,35	74,25
	vl. tíha ŽB stěny(5.-2.NP)		2,83	14,15	1	14,15		19,10
	vl. tíha ŽB stěny (1.NP)		4,39	21,95	1	21,95		29,63
	střeš. deska	5,23	3,975	20,79	1	20,79		28,07
	strop. deska (nad 5.-2.NP)	7,25		28,82	4	115,28		155,62
	strop. deska (nad 1.NP)	7,00		27,83	1	27,83		37,56
	strop. deska (nad 1.PP)	7,12		28,30	1	28,30		38,21
	∑				G_k=	283,29	G_d=	382,44
PROM.	střeš. deska	0,75	3,975	2,98	1	2,98	1,5	4,47188
	strop. deska (nad 5.-1.NP)	2,70		10,73	4	42,93		64,395
	strop. deska (nad 1.PP)	6,20		24,65	1	24,65		36,9675
	∑				Q_k=	70,56	Q_d=	105,83
Σ					**F_k=**	**353,85**	**F_d=**	**488,28**

- zatížení zemním tlakem:
  - užitné zatížení na terénu: $q_{0,k} = 5\ \text{kN/m}^2$
  - součinitel zemního tlaku v klidu: $K_0 = 0{,}63$
  - zemní tlak v úrovni terénu: $\sigma_{i,d} = K_i \cdot q_{0,k} \cdot \gamma_Q = 0{,}63 \cdot 5 \cdot 1{,}5 = 4{,}72\ \text{kN/m}^2$
  - zemní tlak v patě suterénní stěny:
    $\sigma_{i,k} = K_i \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_{zem,k} \cdot h_i) = 0{,}63 \cdot (1{,}5 \cdot 5 + 1{,}35 \cdot 20 \cdot 7{,}1) = 125{,}50\ \text{kN/m}^2$

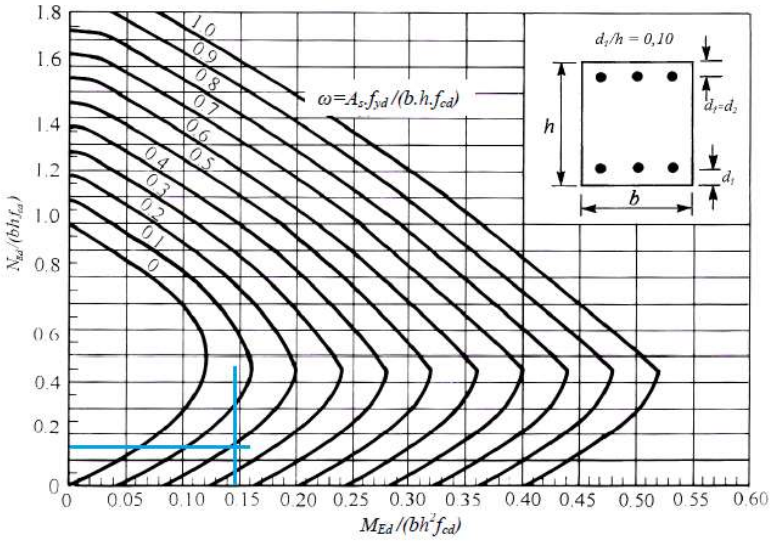


Obrázek 31: Vnitřní síly suterénní stěna

– ověření možnosti vyztužení

$$\upsilon = \frac{N_{Ed}}{b \cdot t \cdot f_{cd}} = \frac{584{,}18 \cdot 10^3}{1000 \cdot 200 \cdot 20} = 0{,}146$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{107{,}95 \cdot 10^6}{1000 \cdot 200^2 \cdot 20} = 0{,}148$$



Obrázek 32: Nomogram pro návrh výztuže do suterénní stěny

– z nomogramu $\frac{d}{h} = \frac{25}{200} = 0{,}125$

$\omega = 0{,}4 \rightarrow A_{s,req} = \frac{b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \omega}{f_{yd}}$

$A_{s,req} = \frac{1000 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 0{,}21}{435} = 1931{,}03\ mm^2$

→ Navržená suterénní stěna tl. 200 mm vyhovuje, pokud plocha výztuže v 1 m´ šířky stěny bude minimálně 1932 mm^2.

5.8 Schodiště

– dvouramenné železobetonové schodiště s pnutím deska uložená do desky
– jednoramenné s pnutím deska uložená do desky
– ramena a mezipodesty schodišť budou řešeny jako prefabrikované ŽB prvky
– akustické prvky schodiště [6]
  - schodišťová ramena: ŽB prefabrikovaný dílec, uložená na ozub na dilatační prvek Schöck Tronsole® typ F
  - schodišťová ramena jsou od nosných stěn oddělená přes prvky Schöck Tronsole® typ L

Tabulka 16: Parametry schodiště

schodiště		KV	podesta, mezipodesta			rameno		
			šířka	délka	teor. rozpětí	šířka	délka	teor. rozpětí
		m	mm	mm	mm	mm	mm	mm
ČÁST B	2.NP - 6.NP	3,05	1200	2650	2850	1200	2320	2610
	1.NP -2. NP	3,75					2610	2900
	1.PP -1. NP	4,60					3000	3250
	2.PP -1. PP	3,45					2000	2250
EXTERIÉR		1,35	-			1500	2030	2320

schodiště		KV	schodišťové stupně			počet stupňů v rameni
			výška	šířka	úhel stoupání	
		m	mm	mm	°	-
ČÁST B	2.NP - 6.NP	3,05	169,4	290	30,29	9
	1.NP -2. NP	3,75	170,0	290	30,45	10
	1.PP -1. NP	4,60	190,4	250	37,38	13
	2.PP -1. PP	3,45	191,7	250	37,48	9
EXTERIÉR		1,35	168,8	290	37,38	8

– empirický návrh tlouštěk podesty, mezipodesty a desky ramen a návrh dle geometrie
  - schodišťové rameno: $h_{ram} = \frac{1}{25} \div \frac{1}{20} \cdot L$
  - mezipodesta: $h_{pod} = \frac{1}{25} \div \frac{1}{20} \cdot L$

- návrh dle geometrie vychází z detailu napojení ramene na podestu

Tabulka 17: Tloušťky podest, mezipodest a schodišťových ramen

schodiště		empirický návrh tlouštěk				návrh dle geometrie	
		h_{pod}		h_{ram}		h_{pod}	h_{ram}
		mm	mm	mm	mm	mm	mm
ČÁST B	2.NP - 6.NP	95,0	114	87,0	104,4	220	220
	1.NP -2. NP			96,7	116,0	200	175
	1.PP -1. NP			108,3	130,0	200	159
	2.PP -1. PP			75,0	90,0	200	159

5.9 Předsazené konstrukce

- empirický návrh tloušťky balkónové desky: $h_{balk} = \frac{1}{10} \cdot L_k = \frac{1}{10} \cdot 1770 = 177$ mm
- ověření ohybové štíhlosti průvlaků

  $\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$
  - obdélníkový průřez → $\kappa_{c1} = 1$
  - rozhodující rozpětí desky $\kappa_{c2} = \min\left(\frac{7}{L_d}; 1\right) \rightarrow \kappa_{c2} = 1$
  - odhad součinitele napětí tahové výztuže → $\kappa_{c3} = 1{,}0$ (bezpečně)
  - předpokládaný stupeň vyztužení desek $\rho \leq 0{,}5$ % pro konzolu a třídu betonu C 30/37→ $\lambda_{d,tab} = 8$
  - předpokládaný profil výztuže: 12 mm
  - předpokládané krytí výztuže: 25 mm
  - výška průvlaku: $h \geq \frac{L}{\lambda_d} + c + \frac{\emptyset_s}{2} = \frac{1770}{1 \cdot 1 \cdot 1{,}3 \cdot 8} + 25 + \frac{12}{2} = 200$ mm

5.9.1 Balkon nad 1.NP

- návrh tloušťky stropní desky: $\mathbf{h_d = 200\ mm}$
- ověření stropní desky z hlediska únosnosti v ohybu

Tabulka 18: Plošné zatížení konzoly nad 1.NP

Typ zatížení	Název zatížení	mezivýpočet	$f_{pl,k}$	γ	$f_{pl,d}$
			kN/m²	-	kN/m²
STÁLÉ	vl. tíha ŽB desky	0,20·25	5,00	1,35	6,75
	ostatní stálé	viz. kap. 2.1.2	0,80		1,08
	∑	g_k=	5,80	g_d=	7,83
PROM	užitné zatížení	viz. kap. 2.2.1	3,00	1,5	4,50
	∑	q_k=	3,00	q_d=	4,50
∑		**f_k=**	**8,80**	**f_d=**	**12,33**

- max. návrhový moment:

  $M_{max} = \frac{1}{2} \cdot f_d \cdot L_k^2 = \frac{1}{2} \cdot 12{,}33 \cdot 1{,}77^2 = 19{,}31\ \text{kNm}$

- účinná výška průřezu: $d = h - c - \frac{\emptyset_s}{2} = 200 - 25 - \frac{14}{2} = 168\ \text{mm}$
- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{19{,}31 \cdot 10^6}{1000 \cdot 168^2 \cdot 20} = 0{,}034 \rightarrow$ poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = 0{,}043$
- potřebná plocha výztuže: $a_{s,req} = \frac{0{,}8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}8 \cdot 1000 \cdot 168 \cdot 0{,}043 \cdot 20}{435} = 265{,}7\ \text{mm}^2$
- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{265{,}7}{168 \cdot 1000} = 0{,}0016 < 0{,}005 \rightarrow$ předpoklad použitý při výpočtu vymezující ohybové štíhlosti desek, je splněn

  → Navržené rozměry vyhovují.

5.9.2 Balkon nad 2. – 5.NP

- návrh tloušťky stropní desky: $\mathbf{h_d = 220\ mm}$
- ověření stropní desky z hlediska únosnosti v ohybu

Tabulka 19 :Plošné zatížení konzoly nad 2.-5.NP

Typ zatížení	Název zatížení	mezivýpočet	$f_{pl,k}$	γ	$f_{pl,d}$
			kN/m²	-	kN/m²
STÁLÉ	vl. tíha ŽB desky	0,22·25	5,50	1,35	7,43
	ostatní stálé	viz. kap. 2.1.2	0,80		1,08
	∑	g_k=	6,30	g_d=	8,51
PROM	užitné zatížení	viz. kap. 2.2.1	3,00	1,5	4,50
	∑	q_k=	3,00	q_d=	4,50
∑		**f_k=**	**9,30**	**f_d=**	**13,01**

- max. návrhový moment:

  $M_{max} = \frac{1}{2} \cdot f_d \cdot L_k^2 = \frac{1}{2} \cdot 13{,}01 \cdot 1{,}77^2 = 20{,}38\ \text{kNm}$

- účinná výška průřezu: $d = h - c - \frac{\emptyset_s}{2} = 220 - 25 - \frac{14}{2} = 188\ \text{mm}$
- poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{20{,}38 \cdot 10^6}{1000 \cdot 188^2 \cdot 20} = 0{,}029 \rightarrow$ poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = 0{,}037$
- potřebná plocha výztuže: $a_{s,req} = \frac{0{,}8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}8 \cdot 1000 \cdot 188 \cdot 0{,}037 \cdot 20}{435} = 255{,}9\ \text{mm}^2$
- orientační stupeň vyztužení $\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{255{,}9}{188 \cdot 1000} = 0{,}0014 < 0{,}005 \rightarrow$ předpoklad použitý při výpočtu vymezující ohybové štíhlosti desek, je splněn

  → Navržené rozměry vyhovují.

5.10 Základová deska

- návrh ŽB základové desky o tl. 500 mm
- rozšíření v oblasti okolo sloupu → čtverec 2500 x 2500 mm na tl. 750 mm
- náběh na rozšíření desky bude pod sklonem 45°
- ověření na protlačení sloupu do základové desky
  - předpokládané rozměry průřezu sloupu: 450x450 mm
  - odhad max. posouvající síly v desce: $V_{Ed} = 4631{,}95$ kN
  - účinná výška průřezu: $d_x = h - c - \frac{\emptyset_s}{2} = 700 - 25 - \frac{12}{2} = 663$ mm

    $$d_y = h - c - \emptyset_s - \frac{\emptyset_s}{2} = 750 - 25 - 12 - \frac{12}{2} = 657 \text{ mm}$$

    $$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{663 + 657}{2} = 660 \text{ mm}$$
  - kontrolované obvody: $u_0 = 4 \cdot b_s = 4 \cdot 450 = 1800$ mm

    $u_1 = 4 \cdot b_s + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \cdot 450 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 660 = 10093{,}8$ mm
  - odhad součinitele: $\beta = 1{,}15$ … vnitřní sloup
  - účinek zatížení v kontrolovaných obvodech:

    $$v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1{,}15 \cdot 4631{,}95 \cdot 10^3}{1800 \cdot 710} = 4{,}17 \text{ MPa}$$

    $$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1{,}15 \cdot 4631{,}95 \cdot 10^3}{10722{,}12 \cdot 710} = 0{,}70 \text{ MPa}$$
  - únosnost tlakové diagonály:

    $$v_{Rd,max} = 0{,}4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0{,}4 \cdot 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0{,}4 \cdot 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20$$

    $v_{Rd,max} = 4{,}22$ MPa $> v_{Ed,0} = 4{,}17$ MPa … vyhovuje
  - smyková únosnost desky bez smykové výztuže (st. vyztužení na ohyb ρ= 0,5 %)

    $$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = \frac{\alpha_{max}}{\gamma_c} \cdot \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2\right) \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

    $$v_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} \cdot \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2\right) \cdot (100 \cdot 0{,}005 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} = 0{,}45 \text{ MPa}$$

    $k_{max} \cdot v_{Rd,c} = 1{,}7 \cdot 0{,}45 = 0{,}77$ MPa $> v_{Ed,1} = 0{,}70$ MPa … vyhovuje

    → Navržené rozměry desek vyhovují.

5.11 Prostorová tuhost objektu

- Nosný systém objektu je tvořen kombinací železobetonových stěn a sloupů s železobetonovými stropními deskami.
- Prostorová tuhost je v tomto případě dostatečná a není potřeba podrobnější ověření.

6. Podrobný výpočet vybraných prvků

6.1 Výpočet přesného průhybu desky nad 5. NP

6.1.1 Základní vzorce použité pro ověření průhybu ŽB desek

- kombinační součinitele ψ pro pozemní stavby: Kategorie A – obytné plochy $\psi_0 = 0{,}7; \psi_1 = 0{,}5;\ \psi_2 = 0{,}3$
- efektivní modul pružnosti: $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty;t_0)}$
- poměr modulů pružnosti: $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$
- ohybová poddajnost
  - průřez bez trhlin: $C_I = \frac{1}{E_{c,eff} \cdot I_{y,I}}$
  - průřez s trhlinou: $C_{II} = \frac{1}{E_{c,eff} \cdot I_{y,II}}$
- ohybový moment při vzniku trhlin: $M_{cr} = f_{cmt} \cdot \frac{I_{y,I}}{h - x_{i,I}}$
- součinitel vyjadřující tahové zpevnění: $\xi_i = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{ik}}\right)^2$
- křivost:
  - kombinace zatížení: $\left(\frac{1}{r_m}\right)_i = M_{ik} \cdot [(1 - \xi_i) \cdot C_I + \xi_i \cdot C_{II}]$
  - krátkodobý přírůstek křivosti: $\left(\frac{1}{r_m}\right)_{st,1} = \left(\frac{1}{r_m}\right)_{f,st} - \left(\frac{1}{r_m}\right)_{g,st}$
- smršťování
  - celkové poměrné smršťování: $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$

    $$a_{gi} = \frac{S_{c0} + \alpha_{e,lt} \cdot S_{s0}}{A_i}$$
  - křivost – průřez bez trhlin: $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs,I} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_{e,lt} \cdot \frac{S_{s0} - A_s \cdot a_{gi}}{I_{y,I,lt}}$
  - křivost – průřez s trhlinami: $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs,II} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_{e,lt} \cdot \frac{S_{s0} - A_s \cdot x_{i,II,lt}}{I_{y,II,lt}}$
  - výsledná křivost: $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = (1 - \xi_{cs}) \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{cs,I} + \xi_{cs} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{cs,II}$
- průhyb
  - kvazistálá kombinace: $f_{g,i} = k \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r_m}\right)_{g,i}$
  - přírůstek průhybu: $f_{st,1} = k \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r_m}\right)_{st,1}$
  - častá kombinace: $f_{f,i} = f_{g,i} + f_{st,1}$
  - smršťování: $f_{cs,lt} = k \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r_m}\right)_{sc}$
- dlouhodobý průhyb
  - kvazistálá kombinace: $f_{lt} = f_{g,lt} + f_{cs,lt}$
  - častá kombinace: $f_{lt} = f_{lt} + f_{st,1}$

6.1.2 Pro pnutí desky ve směru osy X

Tabulka 20: Výpočet průhybu ve směru osy X

Řešená deska				
délka	L =	10,5	m	
šířka	B =	1	m	
výška	h =	220	mm	
krycí vrstva	c_{nom} =	25	mm	
odhad výztuže	$Ø_s$ =	14	mm	
učinná výška průřezu	d =	174	mm	
Materiálové charakteristiky				
charakteristická pevnost betonu	f_{ck} =	30	MPa	
charakteristická pevnost oceli	f_{yk} =	500	MPa	
návrhová pevnost betonu	f_{cd} =	20	MPa	
návrhová pevnost oceli	f_{yd} =	434,8	MPa	
střední hodnota pevnost v tahu	f_{ctm} =	2,9	MPa	
střední hodnota pevnost v tlaku	f_{cm} =	38	MPa	
modul pružnosti betonu	E_{cm} =	37 000	MPa	
modul pružnosti oceli	E_s =	200 000	MPa	
Zatížení				
vlastní tíha	$g_{o,k}$ =	1,93	kN/m	
ostatní stálé zatížení	$g_{ost,k}$ =	0,61	kN/m	
užitné zatížení	q_k =	0,95	kN/m	
POSOUZENÍ NA MSÚ				
Kombinace zatížení MSÚ				
součinitel užitného zatížení	$ψ_0$ =	0,7	-	
kombinace 6.10a	$f_{d,a}$ =	4,427	kN/m	
kombinace 6.10b	$f_{d,b}$ =	4,34	kN/m	
maximální kombinace	$f_{d,max}$ =	4,427	kN/m	
Výpočet vnitřních sil				
návrhový ohybový moment	M_{Ed} =	40,673	kNm	
návrhová posouvající síla	$V_{ed,sup}$ =	23,24	kN	
redukce posouvající síly	V_{Ed} =	21,81	kN	
Návrh a posouzení ohybové výztuže				
Návrh betonářské výztuže				
odhad ramene vnitřních sil	z = 0,9 · d=	156,6	mm	
minimální plocha výztuže	$A_{s,min}$ =	597,34	mm^2	NÁVRH: Ø14 po 150 mm
navrhovaná plocha výztuže	$A_{s,prov}$ =	1026	mm^2	
procento vyztužení	ρ =	0,0059	-	
minimální procento vyztužení	$ρ_{min}$ =	0,0015	-	
maximální procento vyztužení	$ρ_{max}$ =	0,04	-	
podmínka procenta vyztužení	$ρ_{min} ≤ ρ ≤ ρ_{max}$			VYHOVUJE

Posouzení betonářské výztuže				
výška tlačené oblasti	$x =$	27,9	mm	
rameno vnitřních sil	$z = d - 0{,}4 \cdot x =$	162,84	mm	
poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = x/d =$	0,1603	mm	
max. poměr. výška tlačené oblasti	$\xi_{bal,1} =$	0,617		
podm. poměr. výška tlač. oblasti	$\xi \leq \xi_{bal,1}$			VYHOVUJE
momentová únosnost	$M_{Rd} =$	72,662	kNm	
návrhový ohybový moment	$M_{Ed} =$	40,673	kNm	
podmínka momentové únosnosti	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$			VYHOVUJE
POSOUZENÍ NA MSP				
Kombinace zatížení MSP				
součinitel užitného zatížení	$\psi_1 =$	0,5	-	
	$\psi_2 =$	0,3	-	
charakteristická kombinace	$f_k =$	3,49	kN/m´	
častá kombinace	$f_{fk} =$	3,015	kN/m´	
kvazistálá kombinace	$f_{gk} =$	2,825	kN/m´	
Momenty od kombinací zatížení MSP				
charakteristická kombinace	$M_k =$	32,064	kNm	
častá kombinace	$M_{fk} =$	27,7	kNm	
kvazi-stálá kombinace	$M_{gk} =$	25,955	kNm	
Mezní stav přetvoření - požadavky				
kvazistálá kombinace	$f_{g,lim} = L/250 =$	42	mm	
stálá kombinace	$f_{f,lim} = L/200 =$	52,5	mm	
Působení krátkodobého zatížení				
modul pružnosti	$E_{c,st} =$	37 000	MPa	
poměr modulů pružnosti	$\alpha_{e,st} =$	5,405	MPa	
Působení krátkodobého zatížení - průřez bez trhlin				
výška tlačené oblasti	$x_{i,st,I} =$	112	mm	
	$a_{i,st,I} =$	2,0000	mm	
moment setrvačnosti	$I_{i,st,I} =$	9,10E-04	m^4	
ohybová poddajnost	$C_{I,st} =$	2,97E-05	$kN^{-1}m^{-2}$	
moment odpovídající vzniku trhlin	$M_{cr,st} =$	24,422	kNm	
moment od časté kombinace	$M_{fk} =$	27,7	kNm	
podmínka vzniku trhlin při časté kombinaci	$M_{cr} \leq M_{fk}$			TRHLINY BUDOU VZNIKAT
moment od kvazistálé kombinace	$M_{gk} =$	25,955	kNm	
podmínka vzniku trhlin při kvazistálé kombinaci	$M_{cr} \leq M_{gk}$			TRHLINY BUDOU VZNIKAT JIŽ U KVAZI. KOMBINACE

Působení krátkodobého zatížení - průřez s trhlinami				
výška tlačené oblasti	$x_{i,st,II}$ =	38,7	mm	
moment setrvačnosti	$I_{i,st,II}$ =	1,21E-04	m^4	
ohybová poddajnost	$C_{II,st}$ =	2,236E-04	$kN^{-1}m^{-2}$	
Křivost od kvazistálé kombinace				
součinitel tahového zpevnění	$\xi_{g,st}$ =	0,115	-	
křivost	$(1/r_m)_{g,st}$ =	1,350E-03	m^{-1}	
Křivost od časté kombinace				
součinitel tahového zpevnění	$\xi_{f,st}$ =	0,223	-	
křivost	$(1/r_m)_{f,st}$ =	2,02E-03	m^{-1}	
Přírustek od křivosti	$(1/r_m)_{st,1}$ =	6,71E-04	m^{-1}	
Průhyb				
kvazistálá kombinace	$f_{g,st}$ =	9,3	mm	
požadavek kvazistálá kombinace	$f_{g,lim}$ =	42	mm	
podmínka na průhyb při kvazistálé kombinaci	**$f_{g,st} \leq f_{g,lim}$**			**VYHOVUJE**
přírůstek při časté kombinaci	$f_{st,1}$ =	4,6	mm	
častá kombinace	$f_{f,st}$ =	13,9	mm	
požadavek stálá kombinace	$f_{f,lim}$ =	52,5	mm	
podmínka na průhyb při časté kombinaci	**$f_{f,st} \leq f_{f,lim}$**			**VYHOVUJE**
<u>Působení dlouhodobého zatížení</u>				
uvedení do provozu	t_0 =	7	dny	
uvažovaná relativní vlhkost	RH =	50	%	
náhradní tloušťka	h_0 =	220	mm	
součinitel dotvarování	ϕ =	3,1	-	
efektivní modul pružnosti	$E_{c,eff,lt}$ =	9024	MPa	
poměr modulů pružnosti	$\alpha_{e,lt}$ =	22,163	-	
Působení dlouhodobého zatížení - průřez bez trhlin				
výška tlačené oblasti	$x_{i,lt,I}$ =	116	mm	
	$a_{i,lt,I}$ =	6	mm	
moment setrvačnosti	$I_{i,lt,I}$ =	9,720E-04	m^4	
ohybová poddajnost	$C_{I,lt}$ =	1,140E-04	$kN^{-1}m^{-2}$	
moment odpovídající vzniku trhlin	$M_{cr,lt}$ =	27,104	kNm	
moment od časté kombinace	M_{fk} =	27,7	kNm	
podmínka vzniku trhlin při časté kombinaci	$M_{cr} \leq M_{fk}$			TRHLINY BUDOU VZNIKAT
moment od kvazstálé kombinace	M_{gk} =	25,955	kNm	
podmínka vzniku trhlin při kvazistálé kombinaci	$M_{cr} \geq M_{gk}$			TRHLINY NEBUDOU VZNIKAT

Působení dlouhodobého zatížení - průřez s trhlinami				
výška tlačené oblasti	$x_{i,lt,II}$ =	69,1	mm	
moment setrvačnosti	$I_{i,lt,II}$ =	3,60E-04	m^4	
ohybová poddajnost	$C_{II,Lt}$ =	3,08E-04	$kN^{-1}m^{-2}$	
Křivost od kvazi-stálé kombinace				
součinitel tahového zpevnění	$\xi_{g,lt}$ =	0	-	
křivost	$(1/r_m)_{g,lt}$ =	3,158E-03	m^{-1}	
Statické momenty				
výztuž	S_{s0} =	1,79E-04	m^3	
betonový průžez	S_{c0} =	0,024	m^3	
Smršťování vysycháním				
doba ošetřování	t_s =	3	dny	
součinitel dle stáří v uvažovaném okamžiku 2 dny	$\beta_{ds}(t, t_s)$=	0,993	-	
součinitel dle náhradní tloušťky	k_h =	0,830	-	
součinitel dle druhu cementu	α_{ds1} =	4	-	
	α_{ds2} =	0,12	-	
součinitel dle relativní vlhkosti	β_{HR} =	1,356		
	f_{cm} (t) =	10		
základní poměrné smrštování vysycháním	$\varepsilon_{cd,0}$ =	4,8E-04	-	
poměrné smrštování vysycháním	ε_{cd}(t)=	3,96E-04	-	
Poměrné autogenní smršťování	β_{as} (t) =	1	-	
	ε_{ca} (∞)=	5,00E-05	-	
	ε_{ca} (t)=	5,00E-05	-	
Celkové poměrné smršťování	ε_{cs} =	4,46E-04	-	
	A_i =	0,243	m^2	
	a_{gi} =	0,115	m	
Křivost od smršťování				
na prvku bez trhlin	$(1/r)_{csI}$ =	6,15E-04	m^{-1}	
na prvku s trhlinami	$(1/r)_{csII}$ =	2,95E-03	m^{-1}	
součinitel tahového zpevnění	ξ_{cs} =	0	-	
výsledná křivost	$(1/r)_{cs}$ =	6,15E-04	m^{-1}	
Průhyb				
kvazistálá kombinace	$f_{g,lt}$ =	21,8	mm	
smršťování	$f_{f,lt}$ =	4,2	mm	
celkový průhyb od kvazistálé kombinace	f_{lt} =	26	mm	
požadavek kvazi-stálá kombinace	$f_{g,lim}$ =	42	mm	
podmínka na průhyb při kvazistálé kombinaci	**$f_{lt} \leq f_{g,lim}$**			**VYHOVUJE**
celkový průhyb od časté kombinace	f_{lt} =	30,6	mm	

požadavek častá kombinace	$f_{f,lim}$ =	52,5	mm	
podmínka na průhyb při časté kombinaci	$\mathbf{f_{lt} \leq f_{f,lim}}$			**VYHOVUJE**

6.1.3 Pro pnutí desky ve směru osy Y

Tabulka 21: Výpočet průhybu ve směru osy Y

Řešená deska				
délka	L =	8,25	m	
šířka	B =	1	m	
výška	h =	220	mm	
krycí vrstva	c_{nom} =	25	mm	
odhad výztuže	$Ø_s$ =	14	mm	
učinná výška průřezu	d =	188	mm	
Materiálové charakteristiky				
charakteristická pevnost betonu	f_{ck} =	30	MPa	
charakteristická pevnost oceli	f_{yk} =	500	MPa	
návrhová pevnost betonu	f_{cd} =	20	MPa	
návrhová pevnost oceli	f_{yd} =	434,8	MPa	
střední hodnota pevnost v tahu	f_{ctm} =	2,9	MPa	
střed. hodnota pevnost v tlaku	f_{cm} =	38	MPa	
modul pružnosti betonu	E_{cm} =	37 000	MPa	
modul pružnosti oceli	E_s =	200 000	MPa	
Zatížení				
vlastní tíha	$g_{o,k}$ =	3,57	kN/m	
ostatní stálé zatížení	$g_{ost,k}$ =	1,14	kN/m	
užitné zatížení	q_k =	1,75	kN/m	
POSOUZENÍ NA MSÚ				
Kombinace zatížení MSÚ				
součinitel užitného zatížení	ψ_0 =	0,7	-	
kombinace 6.10a	$f_{d,a}$ =	8,196	kN/m	
kombinace 6.10b	$f_{d,b}$ =	8,03	kN/m	
maximální kombinace	$f_{d,max}$ =	8,196	kN/m	
Výpočet vnitřních sil				
návrhový ohybový moment	M_{Ed} =	46,487	kNm	
návrhová posouvající síla	$V_{ed,sup}$ =	33,81	kN	
redukce posouvající síly	V_{Ed} =	31,04	kN	
Návrh a posouzení ohybové výztuže				
Návrh betonářské výztuže				
odhad ramene vnitřních sil	z = 0,9 · d=	169,2	mm	
minimální plocha výztuže	$A_{s,min}$ =	631,89	mm^2	NÁVRH: Ø14 po 150 mm
navrhovaná plocha výztuže	$A_{s,prov}$ =	1026	mm^2	
procento vyztužení	ρ =	0,0055	-	

minimální procento vyztužení	ρ_{min} =	0,0015	-	
maximální procento vyztužení	ρ_{max} =	0,04	-	
podmínka procenta vyztužení	$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$			VYHOVUJE
Posouzení betonářské výztuže				
výška tlačené oblasti	x =	27,9	mm	
rameno vnitřních sil	z = d - 0,4 · x =	176,84	mm	
poměrná výška tlačené oblasti	ξ = x/d =	0,1484	mm	
max. poměr. výška tlačené oblasti	$\xi_{bal,1}$ =	0,617		
podm. poměr. výška tlač. oblasti	$\xi \leq \xi_{bal,1}$			VYHOVUJE
momentová únosnost	M_{Rd} =	78,909	kNm	
návrhový ohybový moment	M_{Ed} =	46,487	kNm	
podmínka momentové únosnosti	$M_{Ed} \leq M_{Rd}$			VYHOVUJE
POSOUZENÍ NA MSP				
Kombinace zatížení MSP				
součinitel užitného zatížení	ψ_1 =	0,5	-	
-	ψ_2 =	0,3	-	
charakteristická kombinace	f_k =	6,46	kN/m´	
častá kombinace	f_{fk} =	5,585	kN/m´	
kvazistálá kombinace	f_{gk} =	5,235	kN/m´	
Momenty od kombinací zatížení MSP				
charakteristická kombinace	M_k =	36,64	kNm	
častá kombinace	M_{fk} =	31,677	kNm	
kvazi-stálá kombinace	M_{gk} =	29,692	kNm	
Mezní stav přetvoření - požadavky				
kvazistálá kombinace	$f_{g,lim}$= L/250 =	33	mm	
stálá kombinace	$f_{f,lim}$= L/200 =	41,25	mm	
Působení krátkodobého zatížení				
modul pružnosti	$E_{c,st}$ =	37 000	MPa	
poměr modulů pružnosti	$\alpha_{e,st}$ =	5,405	MPa	
Působení krátkodobého zatížení - průřez bez trhlin				
výška tlačené oblasti	$x_{i,st,I}$ =	112	mm	
	$a_{i,st,I}$ =	2	mm	
moment setrvačnosti	$I_{i,st,I}$ =	9,20E-04	m^4	
ohybová poddajnost	$C_{I,st}$ =	2,94E-05	$kN^{-1}m^{-2}$	
moment odpovídající vzniku trhlin	$M_{cr,st}$ =	24,712	kNm	
moment od časté kombinace	M_{fk} =	31,677	kNm	
podmínka vzniku trhlin při časté kombinaci	$M_{cr} \leq M_{fk}$			TRHLINY BUDOU VZNIKAT
moment od kvazistálé kombinace	M_{gk} =	29,692	kNm	

podmínka vzniku trhlin při kvazistálé kombinaci	$M_{cr} \leq M_{gk}$			TRHLINY BUDOU VZNIKAT JIŽ U KVAZI. KOMBINACE
Působení krátkodobého zatížení - průřez s trhlinami				
výška tlačené oblasti	$x_{i,st,II}$ =	40,5	mm	
moment setrvačnosti	$I_{i,st,II}$ =	1,43E-04	m^4	
ohybová poddajnost	$C_{II,st}$ =	1,89E-04	$kN^{-1}m^{-2}$	
Křivost od kvazistálé kombinace				
součinitel tahového zpevnění	$\xi_{g,st}$ =	0,307	-	
křivost	$(1/r_m)_{g,st}$ =	2,33E-03	m^{-1}	
Křivost od časté kombinace				
součinitel tahového zpevnění	$\xi_{f,st}$ =	0,391	-	
křivost	$(1/r_m)_{f,st}$ =	2,91E-03	m^{-1}	
Přírustek od křivosti	$(1/r_m)_{st,1}$ =	5,81E-04	m^{-1}	
Průhyb				
kvazistálá kombinace	$f_{g,st}$ =	9,9	mm	
požadavek kvazistálá kombinace	$f_{g,lim}$ =	33	mm	
podmínka na průhyb při kvazistálé kombinaci	$\mathbf{f_{g,st} \leq f_{g,lim}}$			**VYHOVUJE**
přírůstek při časté kombinaci	$f_{st,1}$ =	2,5	mm	
častá kombinace	$f_{f,st}$ =	12,4	mm	
požadavek stálá kombinace	$f_{f,lim}$ =	41,25	mm	
podmínka na průhyb při časté kombinaci	$\mathbf{f_{f,st} \leq f_{f,lim}}$			**VYHOVUJE**
<u>Působení dlouhodobého zatížení</u>				
uvedení do provozu	t_0 =	7	dny	
uvažovaná relativní vlhkost	RH =	50	%	
náhradní tlouťka	h_0 =	220	mm	
součinitel dotvarování	ϕ =	3,1	-	
efektivní modul pružnosti	$E_{c,eff,lt}$ =	9024	MPa	
poměr modulů pružnosti	$\alpha_{e,lt}$ =	22,163	-	
Působení dlouhodobého zatížení - průřez bez trhlin				
výška tlačené oblasti	$x_{i,lt,I}$ =	117	mm	
	$a_{i,lt,I}$ =	7	mm	
moment setrvačnosti	$I_{i,lt,I}$ =	1,01E-03	m^4	
ohybová poddajnost	$C_{I,lt}$ =	1,09E-04	$kN^{-1}m^{-2}$	
moment odpovídající vzniku trhlin	$M_{cr,lt}$ =	28,521	kNm	
moment od časté kombinace	M_{fk} =	31,677	kNm	
podmínka vzniku trhlin při časté kombinaci	$M_{cr} \leq M_{fk}$			TRHLINY BUDOU VZNIKAT
moment od kvazstálé kombinace	M_{gk} =	29,692	kNm	

podmínka vzniku trhlin při kvazistálé kombinaci	$M_{cr} \leq M_{gk}$			TRHLINY BUDOU VZNIKAT JIŽ U KVAZI. KOMBINACE
Působení dlouhodobého zatížení - průřez s trhlinami				
výška tlačené oblasti	$x_{i,lt,II}$ =	72,5	mm	
moment setrvačnosti	$I_{i,lt,II}$ =	4,30E-04	m^4	
ohybová poddajnost	$C_{II,Lt}$ =	2,58E-04	$kN^{-1}m^{-2}$	
Křivost od kvazi-stálé kombinace				
součinitel tahového zpevnění	$\xi_{g,lt}$ =	0,539	-	
křivost	$(1/r_m)_{g,lt}$ =	5,626E-03	m^{-1}	
Statické momenty				
výztuž	S_{s0} =	1,93E-04	m^3	
betonový průžez	S_{c0} =	0,024	m^3	
Smršťování vysycháním				
doba ošetřování	t_s =	3	dny	
součinitel dle stáří v uvažovaném okamžiku 2 dny	$\beta_{ds}(t, t_s)$=	0,993	-	
součinitel dle náhradní tloušťky	k_h =	0,830	-	
součinitel dle druhu cementu	α_{ds1} =	4	-	
	α_{ds2} =	0,12	-	
součinitel dle relativní vlhkosti	β_{HR} =	1,356		
	f_{cm} (t) =	10		
základní poměrné smrštování vysycháním	$\varepsilon_{cd,0}$ =	4,8E-04	-	
poměrné smrštování vysycháním	$\varepsilon_{cd}(t)$=	3,96E-04	-	
Poměrné autogenní smršťování	β_{as} (t) =	1	-	
	ε_{ca} (∞)=	5,00E-05	-	
	ε_{ca} (t)=	5,00E-05	-	
Celkové poměrné smršťování	ε_{cs} =	4,46E-04	-	
	A_i =	0,243	m^2	
	a_{gi} =	0,116		
Křivost od smršťování				
na prvku bez trhlin	$(1/r)_{csI}$ =	7,20E-04	m^{-1}	
na prvku s trhlinami	$(1/r)_{csII}$ =	2,72E-03	m^{-1}	
součinitel tahového zpevnění	ξ_{cs} =	0,539	-	
výsledná křivost	$(1/r)_{cs}$ =	1,80E-03	m^{-1}	
Průhyb				
kvazistálá kombinace	$f_{g,lt}$ =	23,9	mm	
smršťování	$f_{f,lt}$ =	7,7	mm	
celkový průhyb od kvazistálé kombinace	f_{lt} =	31,6	mm	
požadavek kvazi-stálá kombinace	$f_{g,lim}$ =	33	mm	

podmínka na průhyb při kvazistálé kombinaci	$\mathbf{f_{lt} \leq f_{g,lim}}$			**VYHOVUJE**
celkový průhyb od časté kombinace	f_{lt} =	34,1	mm	
požadavek častá kombinace	$f_{f,lim}$ =	41,25	mm	
podmínka na průhyb při časté kombinaci	$\mathbf{f_{lt} \leq f_{f,lim}}$			**VYHOVUJE**

6.1.4 Porovnání výsledných průhybu

- zatížení
  - první návrh rozdělení zatížení do směrů byl proveden dle tabulek sestavených podle teorie pružnosti
  - iteračním způsobem bylo stanoveno rozdělení zatížení do směrů zohledňující poměr tuhostí průřezu desky v obou směrech
  - tímto způsobem bylo nalezeno řešení, kde se průhyby liší minimálně

Tabulka 22: Souhrnná tabulka průhybů pro desku nad 5.NP

průhyb od zatížení		směr pnutí desky	
		X	Y
krátkodobého	$f_{g,st}$ [mm]	9,9	9,3
	$f_{f,st}$ [mm]	12,4	13,9
dlouhodobého	f_{lt} [mm]	31,6	26
	f_{lt} [mm]	34,1	30,6

- zdůvodnění rozdílů v průhybech ve směru X a Y
  - v některých případech dochází k tomu, že trhliny vznikají v průřezu desky pouze v jednom ze směrů X nebo Y
  - u dlouhodobého působení byl pro efektivní modul pružnosti betonu použitý součinitel dotvarování odečtený z grafu
  - nepřesnosti mohou být také způsobené zjednodušením okrajových podmínek – deska je na vnějších okrajích podepřena stěnou, v níž jsou otvory, které mohou snižovat tuhost podepření

6.2 Výpočet přesného průhybu desky nad 6. NP

- výpočet byl proveden obdobně jako u desky nad 5. NP

Tabulka 23: Vstupní údaje pro výpočet průhybu desky nad 6.NP

Řešená deska		délka [m]	
		8,25	10,3
šířka	B [m]	1	1
výška	h [m]	200	200
krycí vrstva	c_{nom} [mm]	25	25
odhad výztuže	$Ø_s$ [mm]	12	12
účinná výška průřezu	d [mm]	169	157

Zatížení			
vlastní tíha	$g_{o,k}$ [kN/m]	3,47	1,53
ostatní stálé zatížení	$g_{ost,k}$ [kN/m]	0,16	0,07
užitné zatížení	q_k [kN/m]	0,52	0,23
Mezní stav přetvoření – požadavky			
kvazistálá kombinace	$f_{g,lim}$ [mm]	33	41,2
stálá kombinace	$f_{f,lim}$ [mm]	41,3	51,5

- způsob rozdělení zatížení a zdůvodnění malých rozdílů v průhybech stejné jako u desky nad 6.NP

Tabulka 24: Souhrnná tabulka průhybů pro desku nad 6.NP

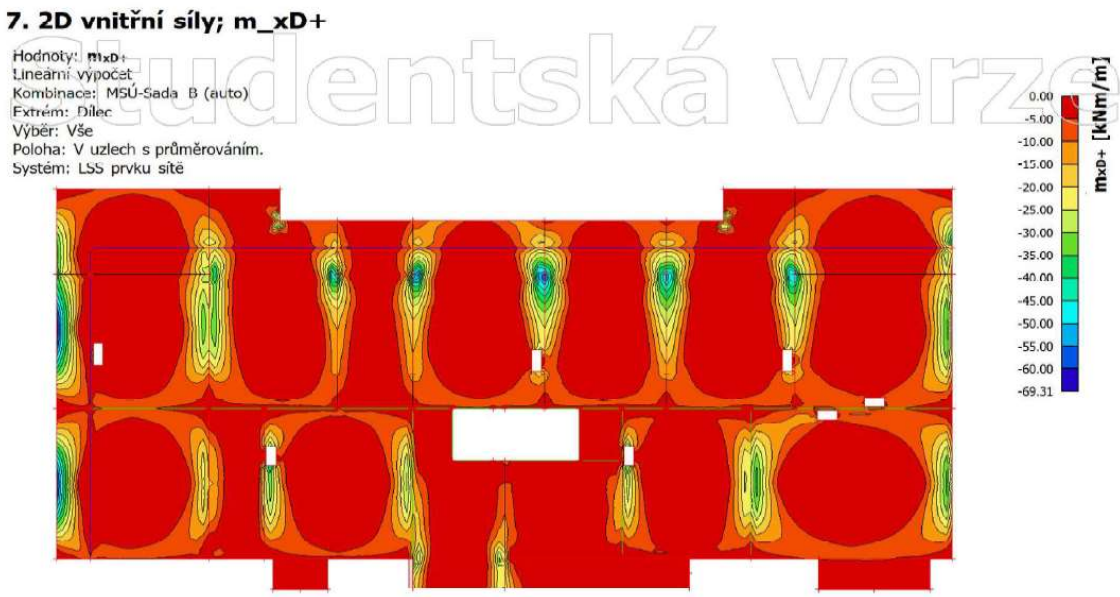
průhyb od zatížení		směr pnutí desky	
		X	Y
krátkodobého	$f_{g,st}$ [mm]	3,4	3,9
	$f_{f,st}$ [mm]	4,8	4,0
dlouhodobého	f_{lt} [mm]	15,7	18,9
	f_{lt} [mm]	17,1	19,0

6.3 Návrh výztuže do desky nad 5.NP

6.3.1 Vnitřní síly ze SCII Engennier

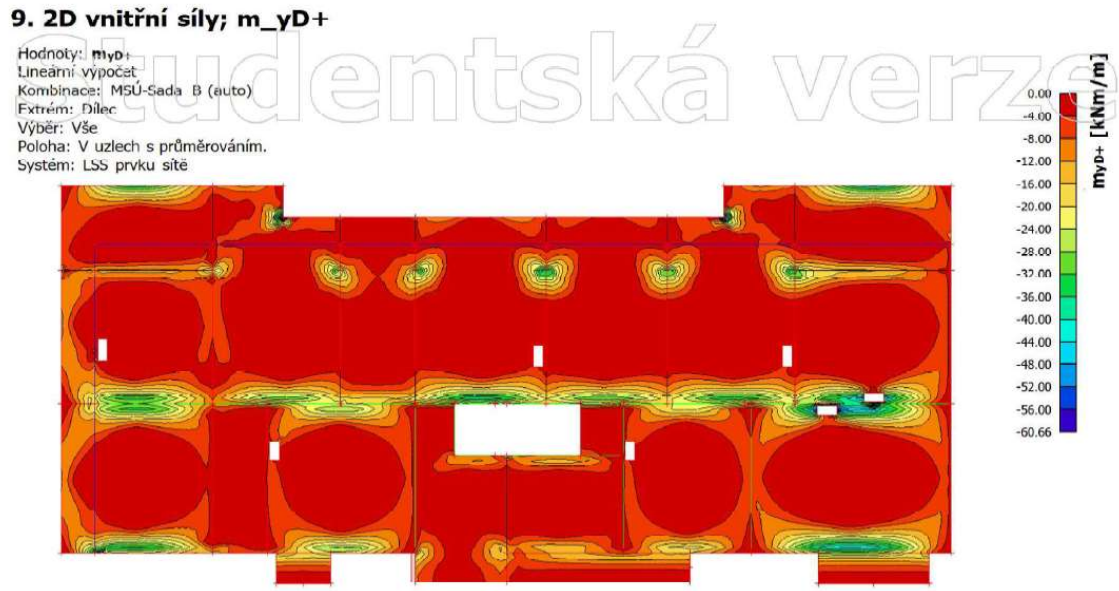
Tabulka 25: Kombinace MSÚ – typy zatěžovacích stavů a jejich hodnoty

Název zatěžovacího stavu	souč. γ_F [-]	charakteristické plošné zatížení [kN/m²]		charakteristické liniové zatížení [kN/m]	
		strop nad 5.NP	strop nad 6.NP	strop nad 5.NP	strop nad 6.NP
Vlastní tíha	1,35	vlastní výpočet programu			
Ostatní stálé	1,35	1,75 (podlaha)	0,32	6,08 (vnit. aku. zdivo)	1,74 (obvod. zdivo)
		0,80 (balkon)			
		0,50 (terasa)		5,28 (obvod. zdivo)	
Užitné	1,5	1,5 (podlaha)	0,75	-	-
		3 (balkon, terasa)		-	-
Přemístitelné příčky	1,5	1,20	-	-	-

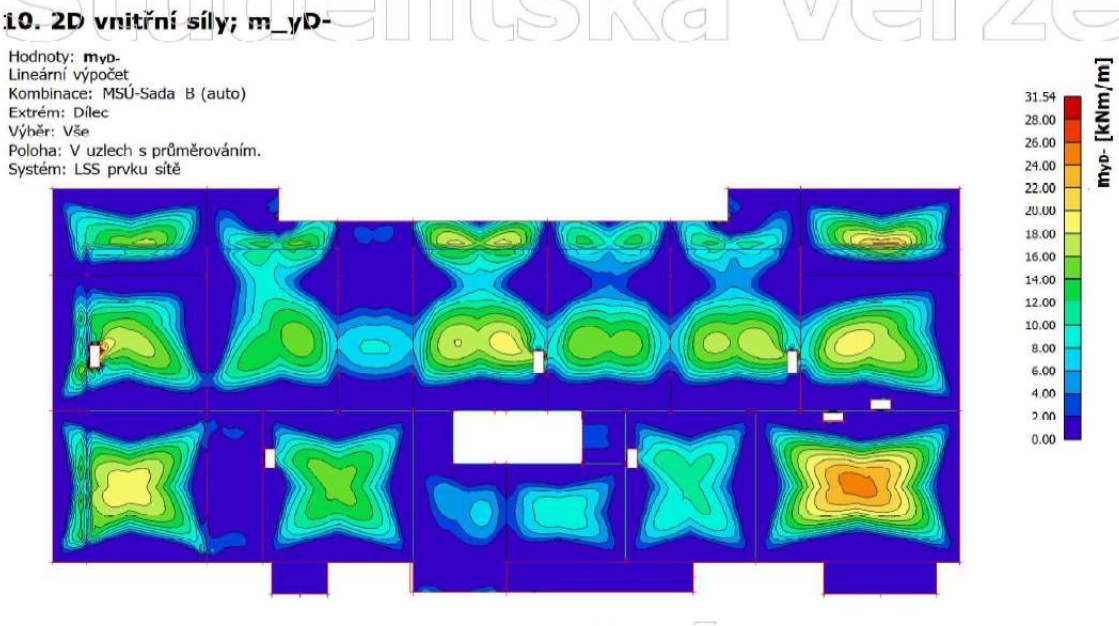


Obrázek 33: Kladné momenty na desce nad 5. NP - směr X

Obrázek 34: Záporné momenty na desce nad 5. NP - směr X



Obrázek 35: Kladné momenty na desce nad 5. NP - směr Y



Obrázek 36: Záporné momenty na desce nad 5. NP - směr Y

6.3.2 Ruční návrh a posouzení výztuže na základě spočtených vnitřních sil

- geometrie průřezu
  - výztuž je navrhována na 1 běžný metr → šířka průřezu $b = 1\,000$ mm
  - výška průřezu $h_d = 220$ mm
  - krycí vrstva výztuže $c = 25$ mm
  - průměr výztuže $\varnothing_s = 12$ mm
  - účinná výška průřezu: $d_x = h - c - \frac{\varnothing_s}{2} = 220 - 25 - \frac{12}{2} = 189$ mm

$$d_y = h - c - \emptyset_s - \frac{\emptyset_s}{2} = 220 - 25 - 12 - \frac{12}{2} = 177 \text{ mm}$$

- působící vnitřní síly
  - z programu SCIA Engineer 21.1
  - maximální ohybový moment: $m_{Ed,max}$
- návrh výztuže
  - požadovaná plocha výztuže: $a_{s,req} = \frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}}\right)$
  - navržená výztuž: $a_{s,prov} = \frac{1000}{s} \cdot \frac{\pi \cdot \emptyset_s^2}{4} \geq a_{s,req}$
- konstrukční zásady
  - plocha výztuže: $a_{s,min} \leq a_s \leq a_{s,max}$

    $a_{s,min} = \max\left(0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d;\ 0{,}0013 \cdot b \cdot d\right)$

    $a_{s,max} = 0{,}04 \cdot b \cdot h$
  - rozteč výztuže: $s_{min} \leq s \leq s_{max}$

    $s_{min} = \max(20 \text{ mm};\ 1{,}2 \cdot \emptyset_s;\ D_{max} + 5)$

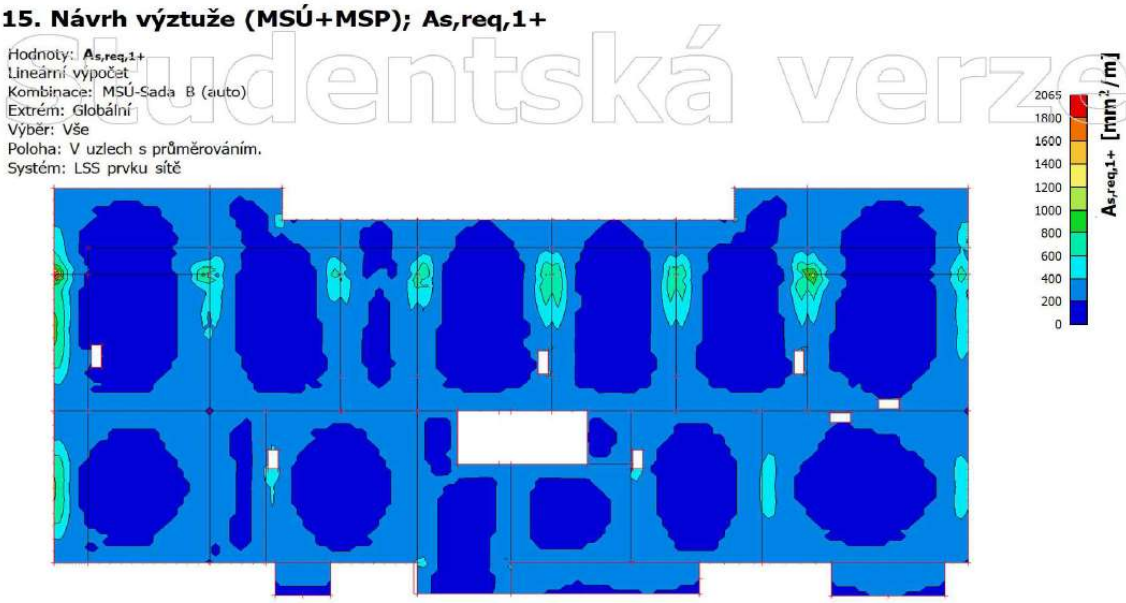
    $s_{max} = \min(2 \cdot h\ ;\ 250 \text{ mm})$
- stanovení výšky tlačené oblasti
  - výška tlačené oblasti: $x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0{,}8 \cdot b \cdot f_{cd}}$
  - ověření přetvoření výztuže: $\varepsilon_s = \frac{-0{,}0035}{-x} \cdot (d - x) \geq \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}$
  - ověření poměrné výšky tlačené oblasti $\frac{x}{d} \leq 0{,}45$
- moment únosnosti
  - rameno vnitřních sil: $z = d - 0{,}4 \cdot x$
  - moment únosnosti: $m_{Rd} = F_s \cdot z = f_{yd} \cdot a_{s,prov} \cdot z$
  - posouzení průřezu: $m_{Ed} \leq m_{Rd}$

Tabulka 26: Návrh a posouzení výztuže desky nad 5.NP

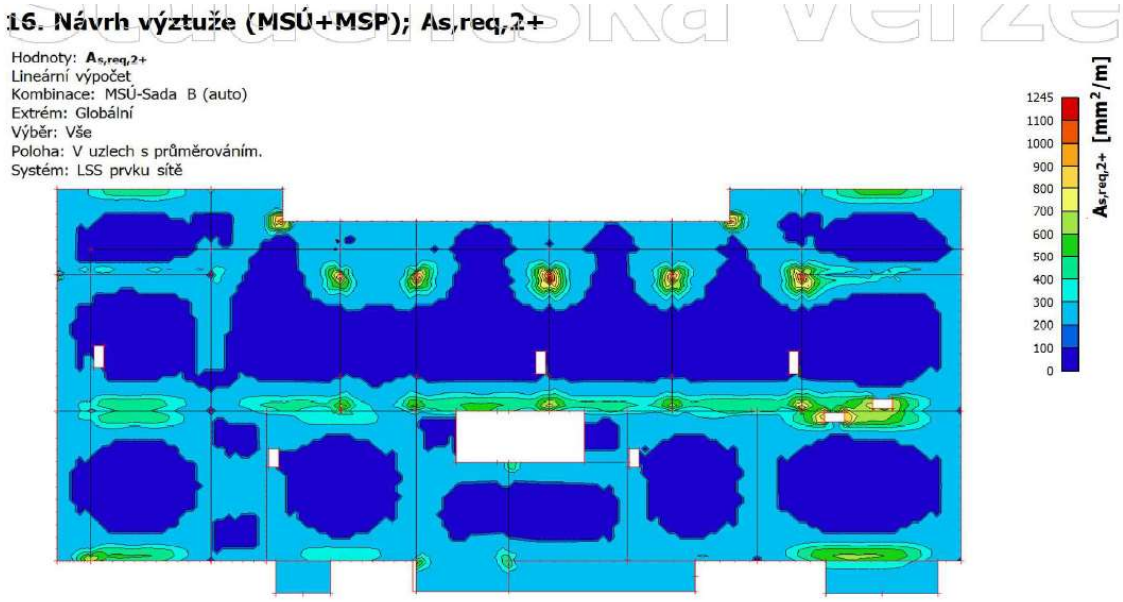
	základní rastr výztuže		zhuštěný rastr výztuže	
	směr x	směr y	směr x	směr y
působící vnitřní síly				
m_{Ed} [kNm/m´]	37,59	31,54	69,31	60,67
návrh výztuže				
$a_{s,req}$ [mm²/m´]	469,92	420,36	888,45	830,48
s [mm]	200	200	100	100
$a_{s,prov}$ [mm²]	565,49	565,49	1130,97	1130,97
NÁVRH	**ø12/200**	**ø12/200**	**ø12/100**	**ø12/100**
konstrukční zásady - plocha výztuže				
$a_{s,min}$[mm²/m´]	285,01	266,92	285,01	266,92
$a_{s,max}$ [mm²/m´]	8800	8800	8800	8800
$a_{s,prov} > a_{s,req}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
$a_{s,prov} > a_{s,min}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
$a_{s,prov} < a_{s,max}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**

konstrukční zásady - rozteč výztuže				
s_{min} [mm]	21	21	21	21
s_{max} [mm]	250	250	250	250
$s > s_{min}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
$s < s_{max}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
stanovení výšky tlačené oblasti				
f_s [MPa]	435	435	435	435
x [mm]	30,75	30,75	30,75	30,75
ε_s [-]	0,0395	0,0368	0,0180	0,0166
ε_{sy} [-]	0,00218	0,00218	0,00218	0,00218
$\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
moment únosnosti				
z [mm]	182,85	170,85	176,70	164,7
m_{Rd} [kNm/m´]	44,98	42,03	86,93	81,03
$m_{Rd} > m_{Ed}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**

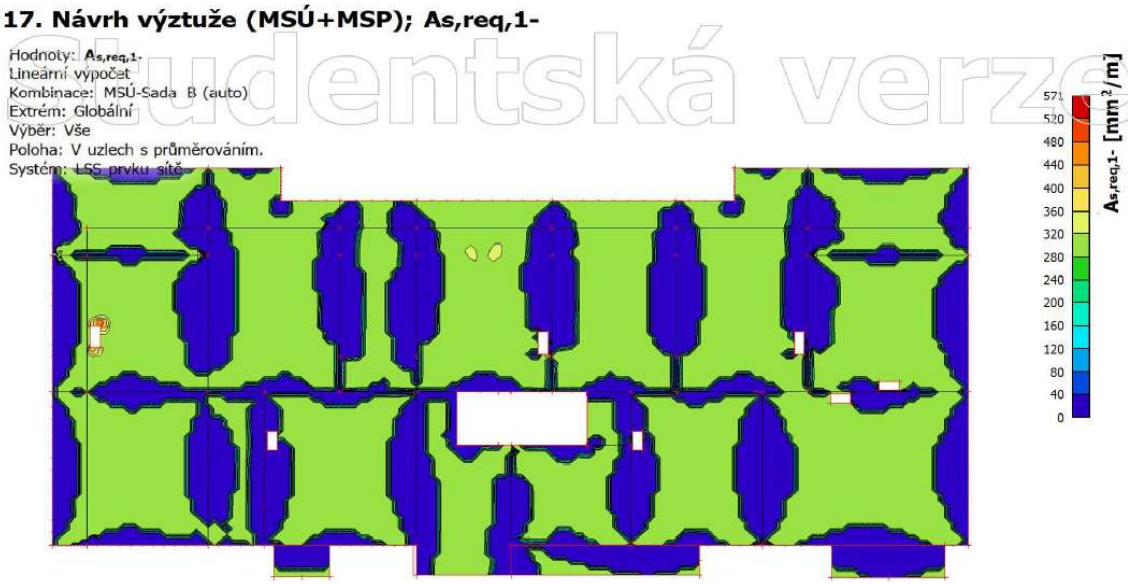
6.3.3 Návrh ploch výztuže pomocí softwaru Scia Egineer 21.1



Obrázek 37: Požadovaná plocha horní výztuže desky nad 5.NP - směr X



Obrázek 38: Požadovaná plocha dolní výztuže desky nad 5.NP - směr X



Obrázek 39: Požadovaná plocha horní výztuže desky nad 5.NP - směr Y

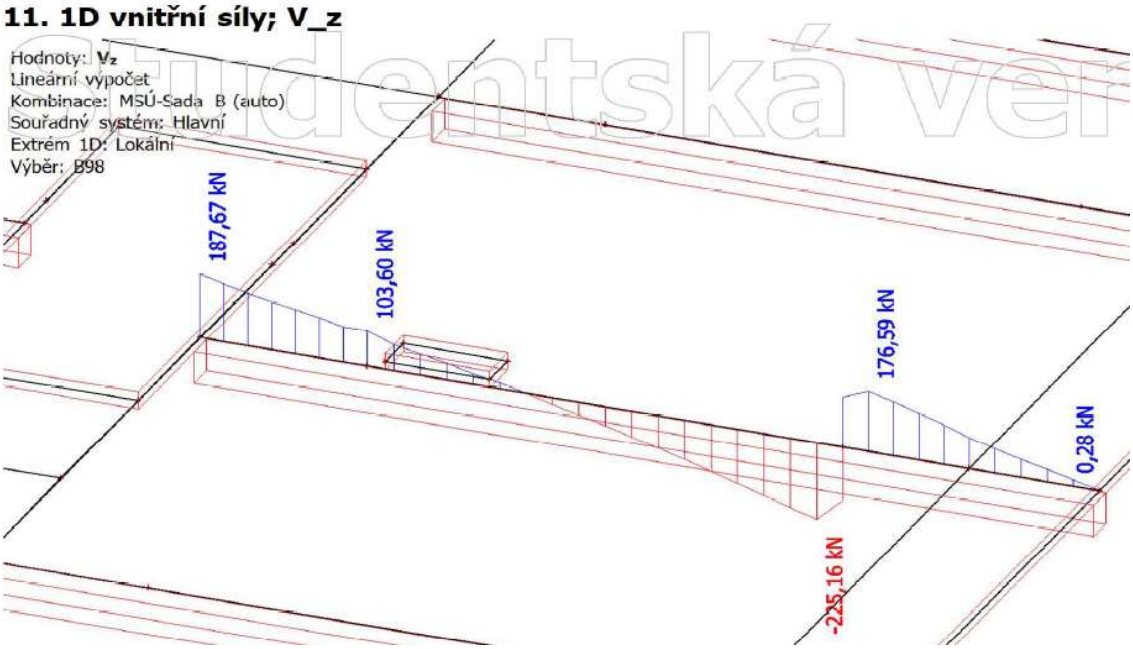
Obrázek 40: Požadovaná plocha dolní výztuže desky nad 5.NP - směr Y

6.4 Návrh výztuže do průvlaků nad 5.NP

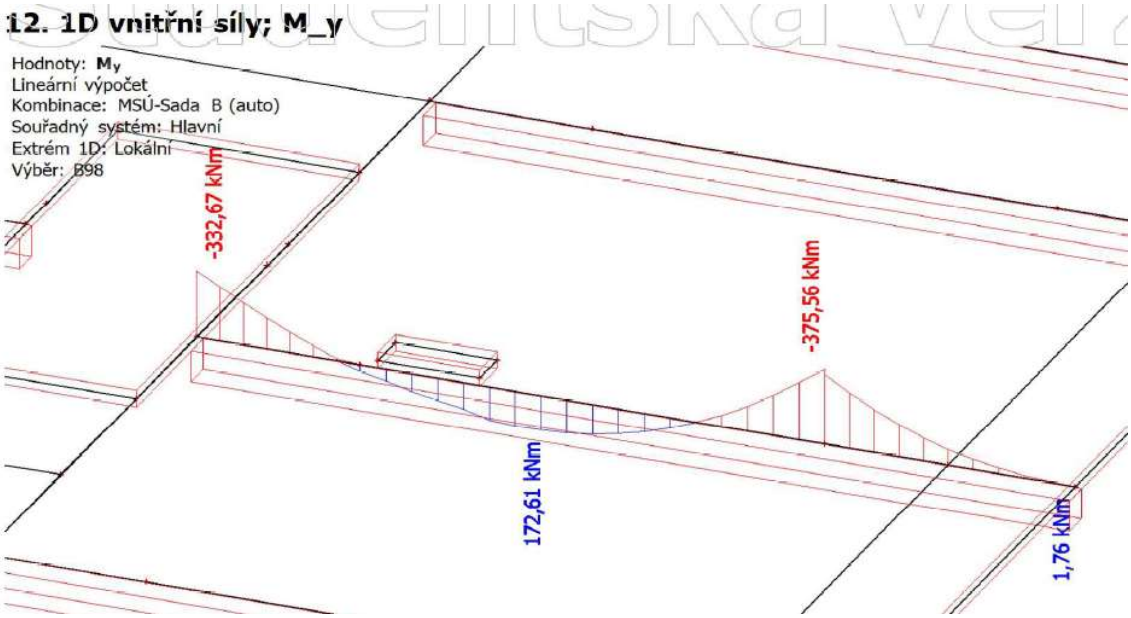
- byla zvětšena šířka průvlaku z 250 mm na 350 mm z důvodu dodržení minimálních roztečí ohybové výztuže

6.4.1 Vnitřní síly z programu SCIA Engineer 21.1

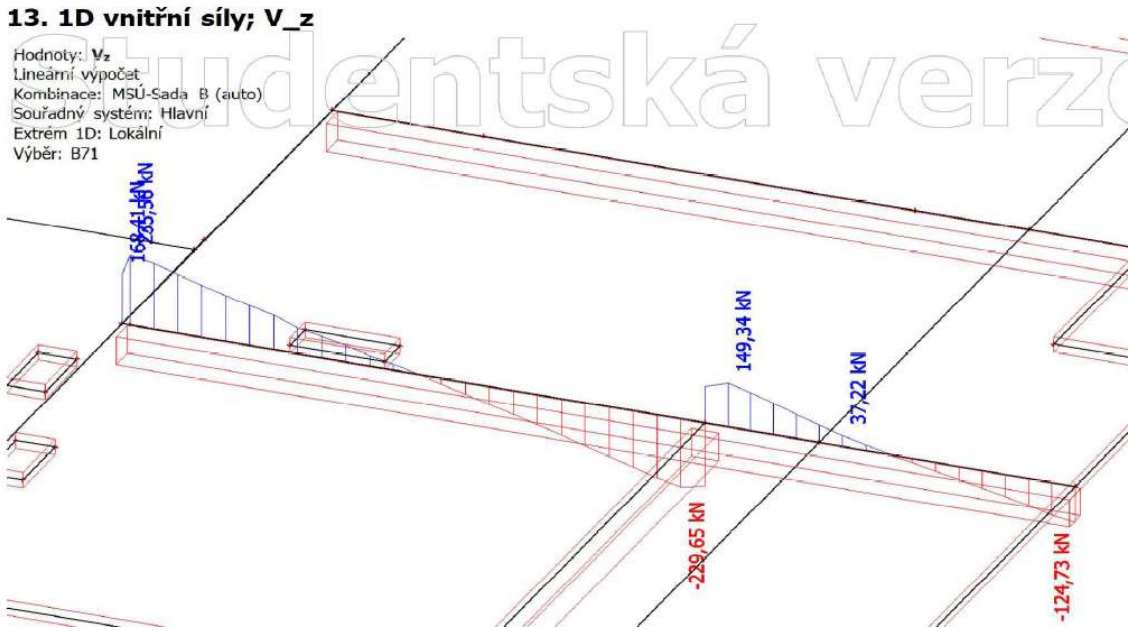
- kombinace zatížení MSÚ je stejná jako při výpočtu desky



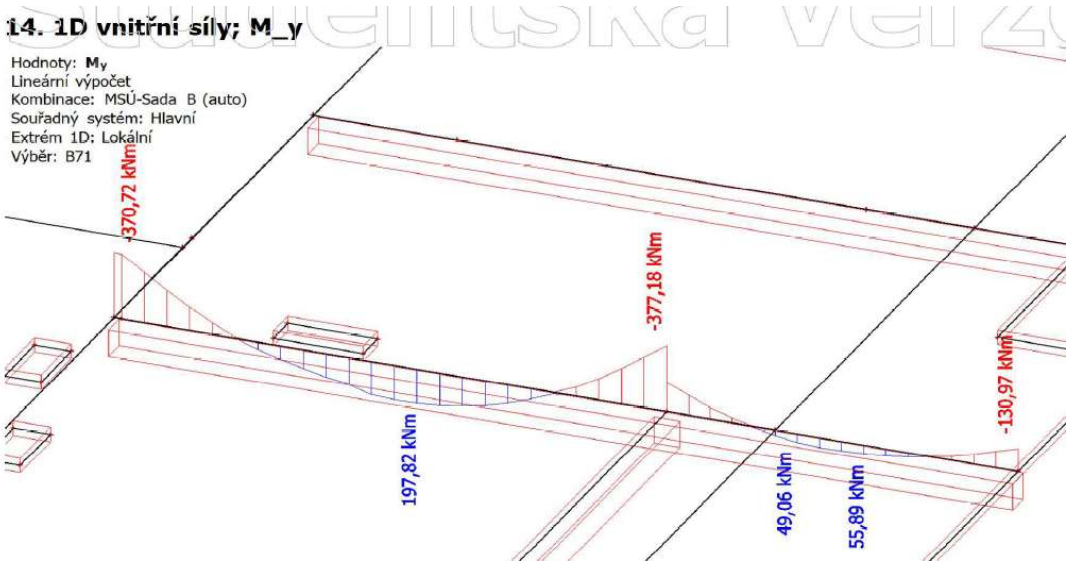
Obrázek 41: Průběh posouvající síly na nejzatíženějším průvlaku s konzolou nad 5.NP



Obrázek 42: Průběh momentu na nejzatíženějším průvlaku s konzolou nad 5.NP



Obrázek 43: Průběh posouvající síly na nejzatíženějším průvlaku o 2 polích nad 5.NP



Obrázek 44: Průběh momentu na nejzatíženějším průvlaku o 2 polích nad 5.NP

6.4.2 Návrh a posouzení ohybové výztuže

- geometrie průřezu
  - šířka průřezu $b_T = 350$ mm
  - výška průřezu $h_T = 620$ mm
  - krycí vrstva výztuže $c = 35$ mm
  - průměr výztuže $ø_s = 22$ mm
  - průměr třmínků $ø_{tř} = 8$ mm
  - účinná výška průřezu $d = h - c - ø_{tř} - \frac{ø_s}{2} = 620 - 35 - 8 - \frac{22}{2} = 566$ mm
- působící vnitřní síly
  - z programu SCIA Engineer 21.1
  - maximální ohybový moment: $M_{Ed,max}$
- návrh výztuže
  - spolupůsobící šířka průřez v poli $b_{eff} = b_T + b_{eff,1} + b_{eff,2}$
  - spolupůsobící šířka průřez nad podporou $b_{eff} = b_T$
  - požadovaná plocha výztuže: $A_{s,req} = \frac{b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}}}\right)$
  - navržená výztuž: $A_{s,prov} = n \cdot \left(\frac{\pi \cdot ø_s^2}{4}\right)$
- rozteč prutů:
  - $s_c = \left(\frac{b_T - 2 \cdot c - 2 \cdot ø_{tř} - n \cdot ø_s}{n-1}\right)$
  - $s = s_c + ø_s$
- ověření konstrukčních zásad
  - plocha výztuže: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

    $A_{s,min} = \max\left(0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_T \cdot d;\ 0{,}00013 \cdot b_T \cdot d\right)$

    $A_{s,max} = 0{,}04 \cdot b_T \cdot h_T$
  - rozteč výztuže: $s_{min} \leq s_c\ ;\ s \leq s_{max}$

    $s_{min} = \max(20\text{ mm};\ 1{,}2 \cdot ø_s;\ D_{max} + 5)$

$s_{max} = \max(2 \cdot h\,; 250\ mm)$

- stanovení výšky tlačené oblasti
  - napětí ve výztuži: $\sigma_s = f_s = 435\ MPa$
  - výška tlačené oblasti: $x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0{,}8 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}}$
  - ověření přetvoření výztuže: $\varepsilon_s = \frac{-0{,}0035}{-x} \cdot (d - x) \geq \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}$
  - ověření poměrné výšky tlačené oblasti $\frac{x}{d} \leq 0{,}45$
- moment únosnosti
  - rameno vnitřních sil: $z = d - 0{,}4 \cdot x$
  - moment únosnosti: $M_{Rd} = F_s \cdot z = f_{yd} \cdot A_{s,prov} \cdot z$
  - posouzení průřezu: $M_{Ed} \leq M_{Rd}$

Tabulka 27: Návrh a posouzení ohybové výztuže průvlaku nad 5.NP

	průvlak s konzolou		průvlak o 2 polích			
	pole	podpory	levé pole	stř. podp.	pravé pole	pravá pod.
působící vnitřní síly						
M_{Ed} [kNm]	172,61	375,56	197,82	377,18	55,89	130,97
návrh výztuže						
b_{eff} [mm]	3632	350	4595	350	4595	350
$A_{s,req}$ [mm²]	611,41	1410,99	700,58	1417,29	197,62	472,17
n [ks]	2	5	3	5	2	2
$A_{s,prov}$ [mm²]	760,2654	1900,66	1140,40	1900,66	760,27	760,27
NÁVRH	**2x ø22**	**5x ø22**	**3x ø22**	**5x ø22**	**2x ø22**	**2x ø22**
konstrukční zásady - plocha výztuže						
$A_{s,min}$ [mm²]	298,73	298,73	298,73	298,73	298,73	298,73
$A_{s,max}$ [mm²]	7924	7924	7924	7924	7924	7924
$A_{s,prov} > A_{s,req}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
$A_{s,prov} > A_{s,min}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
$A_{s,prov} < A_{s,max}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
konstrukční zásady - rozteč výztuže						
s_c [mm]	220,0	38,5	99,0	38,5	220,0	220,0
s [mm]	242,0	60,5	121,0	60,5	242,0	242,0
s_{min} [mm]	26,4	26,4	26,4	26,4	26,4	26,4
s_{max} [mm]	250	250	250	250	250	250
$s > s_{min}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
$s < s_{max}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
stanovení výšky tlačené oblasti						
f_s [MPa]	435	435	435	435	435	435
x [mm]	5,69	59,06	6,75	59,06	4,50	59,06
ε_s [-]	0,3446	0,0300	0,2901	0,0189	0,4369	0,0300
ε_{sy} [-]	0,00218	0,00218	0,00218	0,00218	0,00218	0,00218

$\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
moment únosnosti						
z [mm]	563,72	542,38	563,30	542,38	564,20	542,38
M_{Rd} [kNm]	186,43	448,43	279,44	448,43	186,59	179,37
$\mathbf{M_{Rd} > M_{Ed}}$	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**

6.4.3 Návrh a posouzení smykové výztuže

- geometrie průřezu
  - šířka průřezu $b_T = 350$ mm
  - výška průřezu $h_T = 620$ mm
  - krycí vrstva výztuže $c = 35$ mm
  - průměr výztuže $ø_s = 22$ mm
  - průměr třmínků $ø_{tř} = 8$ mm
  - účinná výška průřezu: $d_{pole} = d_{podp} = h - c - ø_{tř} - \frac{ø_s}{2} = 620 - 35 - 8 - \frac{22}{2} = 566$ mm
- působící vnitřní síly
  - z programu SCIA Engineer 21.1
  - maximální posouvající síla: $V_{Ed,max}$
  - posouvající síla ve vzdálenosti d od líce podpory: $V_{Ed,1}$
- ramena vnitřních sil v průřezech trámu
  - nad podporou z_{podp}
  - rameno vnitřních sil v poli z_{pole}
- smyková výztuž – třmínek
  - střižnost třmínků $n = 2$
  - průřezová plocha třmínků $A_{sw} = n \cdot \frac{\pi \cdot ø_{tř}^2}{4}$
- ověření tlačené diagonály
  - sklon trhlin a tlačné diagonály → kotangens úhlu sklonu: $\cot\theta = 1.5$
  - únosnost tlačené diagonály : $V_{Rd,max} = \nu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_{podp} \cdot \left(\frac{\cot\theta}{1+\cot^2\theta}\right)$
  - posouzení tlačené diagonály : $V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max}$
- návrhové třmínky – rozteč
  - posouvající síla ve vzdálenosti d od líce podpory: $V_{Ed,1}$
  - požadovaná rozteč třmínků: $s_{req} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{V_{Ed,1}} \cdot z_{podp} \cdot \cot\theta$
  - maximální dovolená rozteč třmínků: $s_{max} = \min(0{,}75 \cdot d_{podp}; 400\text{mm})$
  - navržená rozteč třmínků: $s_1 \leq s_{req};\ s_1 \leq s_{max}$
- návrhové třmínky – stupeň vyztužení $\rho_{sw,min} \leq \rho_{sw} \leq \rho_{sw,max}$
  - navržený stupeň vyztužení: $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_T \cdot s_1}$
  - minimální stupeň vyztužení: $\rho_{sw,min} = \frac{0{,}08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$
  - maximální stupeň vyztužení: $\rho_{sw,max} = \frac{0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$
- únosnost návrhových třmínků
  - únosnost návrhových třmínků: $V_{Rd,1} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{z_{podp} \cdot \cot\theta}{s_1}$

- ověření návrhových třmínků: $V_{Ed,1} \leq V_{Rd,1}$
- minimální nutná oblast třmínků: $\Delta l = z_{podp} \cdot \cot\theta = 494{,}2 \cdot 1{,}5 = 742$ mm

– konstrukční třmínky – rozteč
- maximální dovolená rozteč třmínků: $s_{max} = \min(0{,}75 \cdot d_{pole}; 400\text{mm})$
- navržená rozteč třmínků: $s_{kční} \leq s_{max}$

– konstrukční třmínky – stupeň vyztužení $\rho_{sw,min} \leq \rho_{sw} \leq \rho_{sw,max}$
- navržený stupeň vyztužení: $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_T \cdot s_{kční}}$
- minimální stupeň vyztužení: $\rho_{sw,min} = \frac{0{,}08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$
- maximální stupeň vyztužení: $\rho_{sw,max} = \frac{0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$

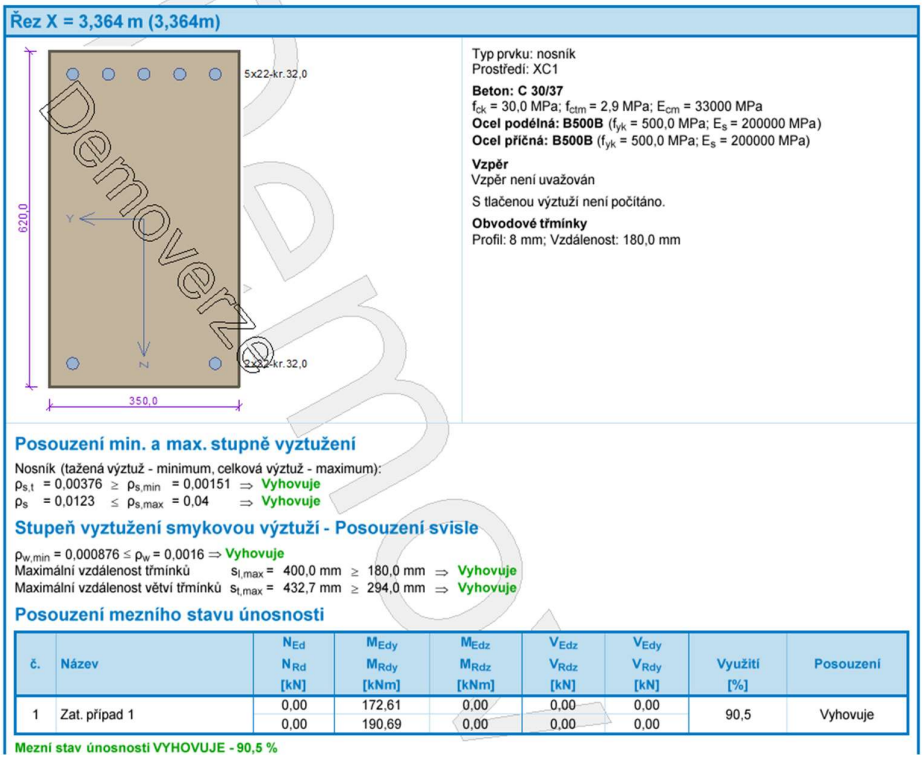
– únosnost konstrukčních třmínků
- únosnost konstrukčních třmínků: $V_{Rd,kční} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{z_{pole} \cdot \cot\theta}{s_{kční}}$
- minimální nutná oblast třmínků: $\Delta l = z_{pole} \cdot \cot\theta$

Tabulka 28: Návrh a posouzení smykové výztuže průvlaku nad 5.NP

průvlak - smyk. výztuž	průvlak s konzolou	průvlak o 2 polích
působící vnitřní síly		
$V_{Ed,max}$ [kN]	225,16	235,56
$V_{Ed,1}$ [kN]	190,30	199,08
ramena vnitřních sil		
z_{pole} [mm]	542,38	542,38
z_{podp} [mm]	563,30	563,30
smyková výztuž - třmínek		
n [ks]	2	2
$A_{s,w}$ [mm²]	100,53	100,53
ověření tlačené diagonály		
cot θ [-]	1,5	1,5
$V_{Rd,max}$ [kN]	925,21	925,21
$V_{Rd} > V_{Ed}$	**OK**	**OK**
návrhové třmínky - rozteč		
s_{req} [mm]	186,96	178,71
s_1 [mm]	180	170
s_{max} [mm]	400	400
$s_1 < s_{req}$	OK	OK
$s_1 < s_{max}$	OK	OK
NÁVRH	**ø8/180**	**ø8/170**
návrh. třmínky - stupeň vyztužení		
ρ_{sw} [-]	0,0015957	0,0016896
$\rho_{sw,min}$ [-]	0,00088	0,00088

průvlak - smyk. výztuž	průvlak s konzolou	průvlak o 2 polích
$\rho_{sw,max}$ [-]	0,01214	0,01214
$\rho_{sw} > \rho_{sw,min}$	**OK**	**OK**
$\rho_{sw} < \rho_{sw,max}$	**OK**	**OK**
únosnost návrhových třmínků		
$V_{Rd,1}$ [kN]	197,66	209,28
$V_{Rd,1} > V_{Ed,1}$	**OK**	**OK**
Δl [mm]	813,57	83,57
konstrukční třmínky – rozteč		
$s_{kční}$ [mm]	300	300
s_{max} [mm]	400	400
$s_{kční} < s_{max}$	**OK**	**OK**
NÁVRH	**ø8/300**	**ø8/300**
kční třmínky – stupeň vyztužení		
ρ_{sw} [-]	0,00881	0,00881
$\rho_{sw,min}$ [-]	0,00088	0,00088
$\rho_{sw,max}$ [-]	0,01214	0,01214
$\rho_{sw} > \rho_{sw,min}$	**OK**	**OK**
$\rho_{sw} < \rho_{sw,max}$	**OK**	**OK**
únosnost konstrukčních třmínků		
$V_{Rd,kční}$ [kN]	123,26	123,17
Δl [mm]	845,58	844,95

6.4.4 Posouzení navržené výztuže průvlaků pomocí programu FINE EC 2022



Řez X = 3,364 m (3,364m)

Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37
f_{ck} = 30,0 MPa; f_{ctm} = 2,9 MPa; E_{cm} = 33000 MPa
Ocel podélná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)
Ocel příčná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)

Vzpěr
Vzpěr není uvažován

S tlačenou výztuží není počítáno.

Obvodové třmínky
Profil: 8 mm; Vzdálenost: 180,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):
$\rho_{s,t}$ = 0,00376 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,00151 ⇒ Vyhovuje
ρ_s = 0,0123 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ Vyhovuje

Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení svisle

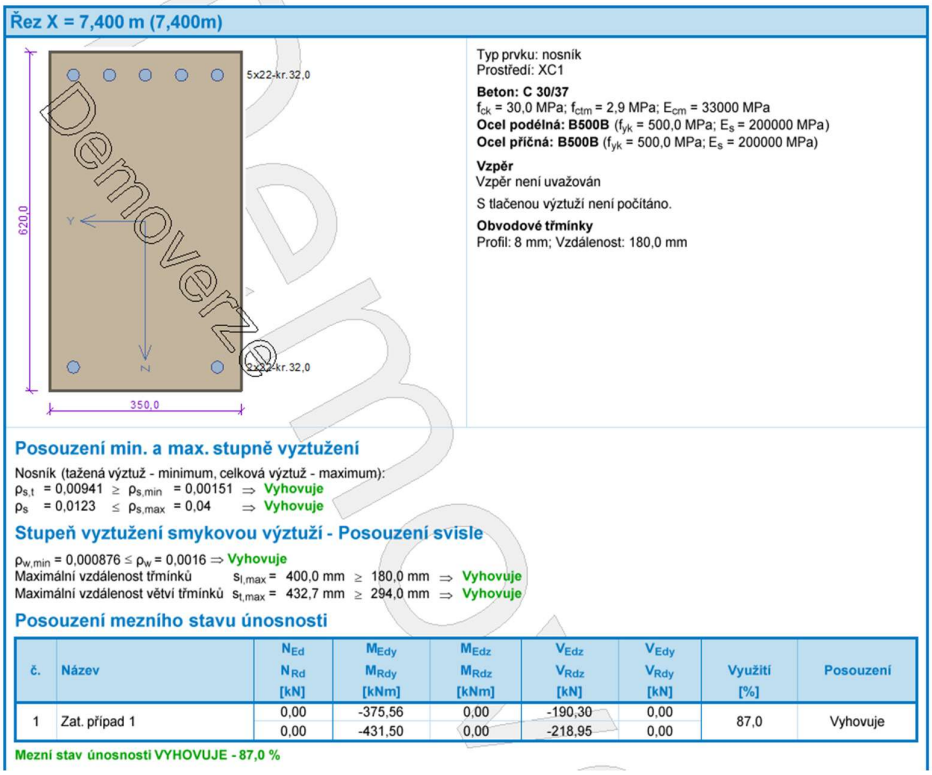
$\rho_{w,min}$ = 0,000876 ≤ ρ_w = 0,0016 ⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max}$ = 400,0 mm ≥ 180,0 mm ⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max}$ = 432,7 mm ≥ 294,0 mm ⇒ Vyhovuje

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} / N_{Rd} [kN]	M_{Edy} / M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} / M_{Rdz} [kNm]	V_{Edz} / V_{Rdz} [kN]	V_{Edy} / V_{Rdy} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	172,61	0,00	0,00	0,00	90,5	Vyhovuje
		0,00	190,69	0,00	0,00	0,00		

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 90,5 %

Obrázek 45: Posouzení průřezu průvlaku s konzolou nad 5.NP – max. moment



Řez X = 7,400 m (7,400m)

Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37
f_{ck} = 30,0 MPa; f_{ctm} = 2,9 MPa; E_{cm} = 33000 MPa
Ocel podélná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)
Ocel příčná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)

Vzpěr
Vzpěr není uvažován

S tlačenou výztuží není počítáno.

Obvodové třmínky
Profil: 8 mm; Vzdálenost: 180,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):
$\rho_{s,t}$ = 0,00941 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,00151 ⇒ Vyhovuje
ρ_s = 0,0123 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ Vyhovuje

Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení svisle

$\rho_{w,min}$ = 0,000876 ≤ ρ_w = 0,0016 ⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max}$ = 400,0 mm ≥ 180,0 mm ⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max}$ = 432,7 mm ≥ 294,0 mm ⇒ Vyhovuje

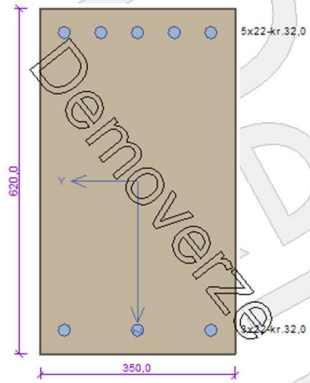
Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} / N_{Rd} [kN]	M_{Edy} / M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} / M_{Rdz} [kNm]	V_{Edz} / V_{Rdz} [kN]	V_{Edy} / V_{Rdy} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	-375,56	0,00	-190,30	0,00	87,0	Vyhovuje
		0,00	-431,50	0,00	-218,95	0,00		

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 87,0 %

Obrázek 46: Posouzení průřezu průvlaku s konzolou nad 5.NP – max. posouvající síla

Řez X = 3,747 m (3,747m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37
f_{ck} = 30,0 MPa; f_{ctm} = 2,9 MPa; E_{cm} = 33000 MPa
Ocel podélná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)
Ocel příčná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)

Vzpěr
Vzpěr není uvažován

S tlačenou výztuží není počítáno.

Obvodové třmínky
Profil: 8 mm; Vzdálenost: 170,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):
$\rho_{s,t}$ = 0,00565 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,00151 ⇒ Vyhovuje
ρ_s = 0,014 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ Vyhovuje

Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení svisle

$\rho_{w,min}$ = 0,000876 ≤ ρ_w = 0,00169 ⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max}$ = 400,0 mm ≥ 170,0 mm ⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max}$ = 432,7 mm ≥ 294,0 mm ⇒ Vyhovuje

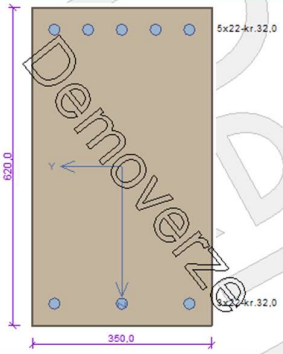
Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} / N_{Rd} [kN]	M_{Edy} / M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} / M_{Rdz} [kNm]	V_{Edz} / V_{Rdz} [kN]	V_{Edy} / V_{Rdy} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	197,82	0,00	0,00	0,00	72,0	Vyhovuje
		0,00	274,91	0,00	0,00	0,00		

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 72,0 %

Obrázek 47: Posouzení průřezu průvlaku o 2 polích nad 5.NP – max. moment

Řez X = 7,400 m (7,400m)



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 30/37
f_{ck} = 30,0 MPa; f_{ctm} = 2,9 MPa; E_{cm} = 33000 MPa
Ocel podélná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)
Ocel příčná: B500B (f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa)

Vzpěr
Vzpěr není uvažován

S tlačenou výztuží není počítáno.

Obvodové třmínky
Profil: 8 mm; Vzdálenost: 170,0 mm

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):
$\rho_{s,t}$ = 0,00941 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,00151 ⇒ Vyhovuje
ρ_s = 0,014 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ Vyhovuje

Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení svisle

$\rho_{w,min}$ = 0,000876 ≤ ρ_w = 0,00169 ⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max}$ = 400,0 mm ≥ 170,0 mm ⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max}$ = 432,7 mm ≥ 294,0 mm ⇒ Vyhovuje

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} / N_{Rd} [kN]	M_{Edy} / M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} / M_{Rdz} [kNm]	V_{Edz} / V_{Rdz} [kN]	V_{Edy} / V_{Rdy} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	Zat. případ 1	0,00	-377,18	0,00	126,21	0,00	87,4	Vyhovuje
		0,00	-431,50	0,00	231,83	0,00		

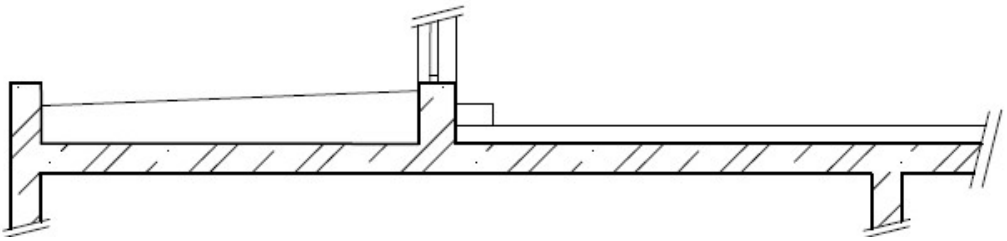
Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 87,4 %

Obrázek 48: Posouzení průřezu průvlaku o 2 polích nad 5.NP – max. posouvající síla

6.5 Řešení ustupujících stěn v 6. NP

Ustupující podlaží je často navrhováno zejména v bytových domech kvůli vytvoření terasy. Toto podlaží pak představuje zatížení pro stropní konstrukci pod ním.

Ustupující stěnu je v některých případech možno vynést průvlakem, který vystupuje z horního líce desky a jehož výška nad deskami je shodná s tloušťkou skladby přilehlé terasy. Skladba podlahy na terase ke totiž zpravidla vyšší než skladba podlahy v interiéru. Nevýhodou je vznik výškového rozdílu mezi terasou a interiérem.



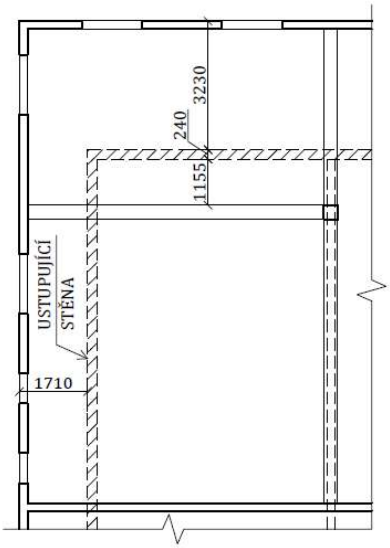
Obrázek 49: Řešeni ustupující stěny pomocí průvlaku nad deskou

V tomto případě však dochází k ustoupení stěn z obou směrů a zároveň střecha nad 5. NP bude využívána jako terasa. Proto není možné využít tohoto řešení. Odlehčení desky bude provedeno materiálovým řešením konstrukcí ustupujícího podlaží.

Stěny jsou navržené z cihelných bloků Porotherm 24 Profi P15 na tenkovrstvou maltu M10. Pro vodorovnou nosnou konstrukci byly navrženy 3 varianty – ŽB deska plného průřezu, vylehčená ŽB deska a využití systému NOVATOP ELEMENT (velkoplošné žebrové komponenty z vícevrstvých masivních smrkových desek).

Pro jednotlivé varianty byly spočteny reakce v patách ustupujících stěn, z kombinace MSÚ, která počítá s návrhovými hodnotami zatížení od vlastní tíhy, ostatního stálého a užitného zatížení. Jednoznačně nejmenší hodnoty reakce byly u varianty se dřevěnou nosnou konstrukcí. U variant s železobetonovými deskami byly výsledky téměř stejné.

V této situaci reakce nezpůsobují velké průhyby desky pod ustupujícím podlaží, protože ústup stěny je z jedné strany malý a ze strany druhé ustupuje téměř na průvlak v desce nad 5. NP, který je potřebný již pro samotné pnutí této desky.

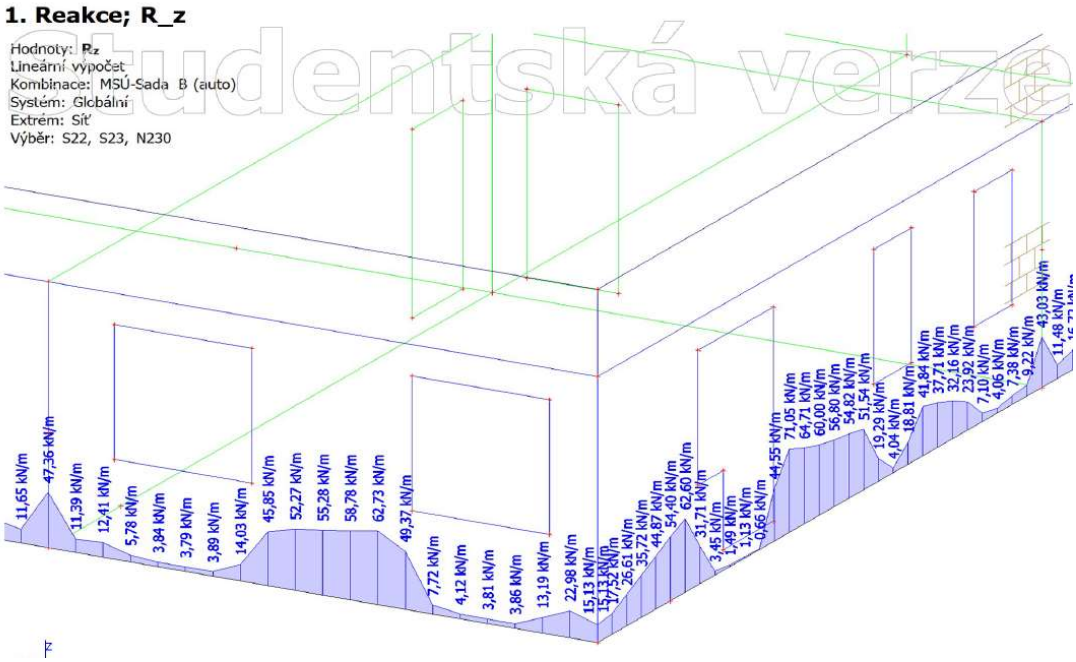


Obrázek 50: Rozkreslení ustupujícího podlaží v tomto případě

Větší vliv výběru varianty s nejmenší reakcí by nastal, pokud by ustoupení stěn v obou směrech bylo do středu pole desky. Při výběru varianty s menší reakcí v patě stěny by byl menší průhyb desky i ohybové momenty a z toho vycházející potřebná plocha výztuže této oblasti.

6.5.1 Nosná konstrukce z ŽB desky

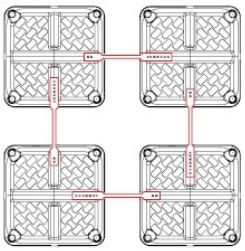
- tloušťka ŽB desky 200 mm
- reakce z programu SCIA Engineer 21.1 v patách ustupujících stěn

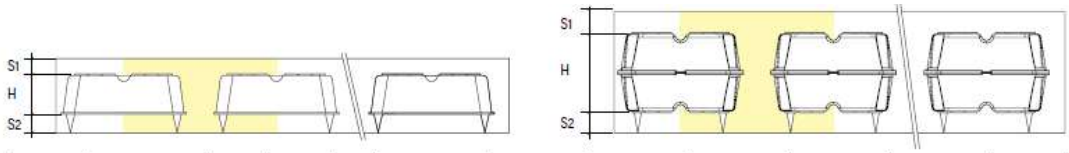


Obrázek 51: Reakce v patách ustupujících stěn se stropní ŽB deskou plnou

6.5.2 Nosná konstrukce z vylehčené ŽB desky

- celková tloušťka ŽB desky 280 mm
  - vylehčení pomocí plastových boxů U-BOOT BETON
  - hodnoty převzaty z technického listu výrobce
  - tloušťka desky nad a pod prvkem: 70 mm
  - výška prvku U-Boot: 240 mm
  - šířka nosníku mezi prvky: 100 až 200 mm → návrh 160 mm

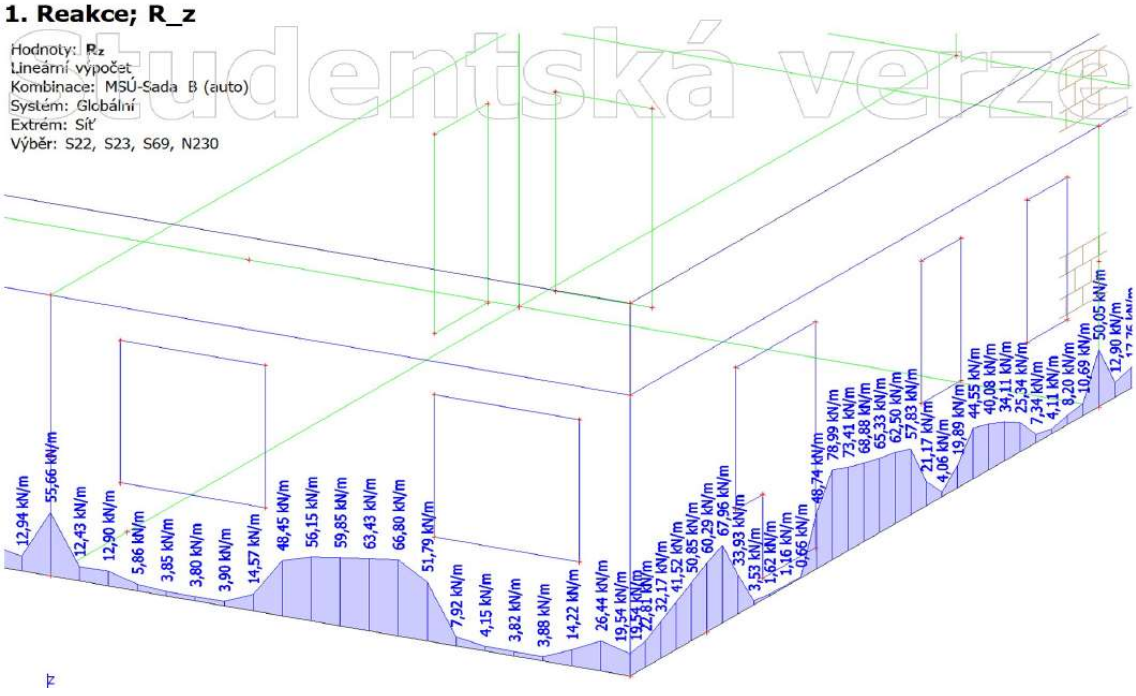




Square mesh clearance	Thickness of the proposed slab with overload 500 kg/m²	S1	H U-Boot	S2	Lightened slab inertia*	Full slab inertia	Percentage loss of stiffness	Equivalent percentage loss of height	Lightened slab weight	Full slab weight	Weight savings
		cm	cm	cm	cm⁴/m	cm⁴/m	%	%	kg/m²	kg/m²	%
7	26	5	16	5	122.364	146.467	16	5,85	482,6	650,0	26
8	30	7	16	7	200.897	225.000	11	3,73	582,6	750,0	22
9	34	5	24	5	246.063	327.533	25	9,12	596,2	850,0	30
10	36	10	16	10	364.697	388.800	6	2,14	732,6	900,0	19
11	38	7	24	7	375.796	457.267	18	6,36	696,2	950,0	27

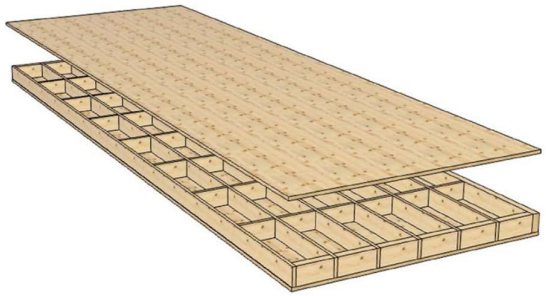
Obrázek 52: Tabulky pro návrh vylehčení pomocí prvků U-BOOT BETON [7]

- reakce z programu SCIA Engineer 21.1 v patách ustupujících stěn



Obrázek 53: Reakce v patách ustupujících stěn se stropní ŽB deskou lehčenou

6.5.3 Nosná konstrukce střechy ze systému NOVATOP ELEMENT



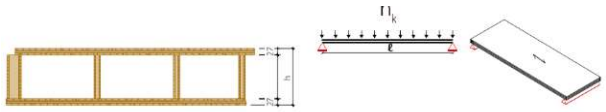
Obrázek 54: schéma panelu NOVATOP ELEMENT [8]

- návrh přitížení střešní skladby na působení převládajícího sání větru na střechu
  - hodnota převzata z kapitoly 2.2.3. Zatížení větrem
  - oblast H: $w_{H,d} = 0{,}68\ kN/m^2$
  - přitížení provedeno pomocí násypu z oblázků o objemové hmotnosti 1500 kg/m^3
  - min. tloušťka kameniva: $d = \frac{w_{H,d}}{G} = \frac{0{,}68}{15} = 0{,}045\ m$
  - navržená tloušťka násypu je 50 mm
- skladba střechy
  - převzata z podkladu od výrobce na hodnoty pro pasivní domu
  - ukotvení desek bude provedeno do ŽB ztužujícího věnce

Tabulka 29: Skladba střechy na dřevěnou konstrukci

Název zatížení	h mm	ρ kg/m³	ρ_{pl} kg/m²	g_k kN/m²
násyp z oblázků	50	1500,0	75,00	0,750
Hydroizolace PVC	2	-	1,85	0,019
Izolace EPS	280	20,0	2,50	0,025
Hydroizolace	2	-	1,85	0,019
NOVATOP ELEMENT				
minerální izolace	45	-	4,65	0,047
Sádrokartonový podhled	12	1000,0	12,00	0,120
Σ				**0,98**

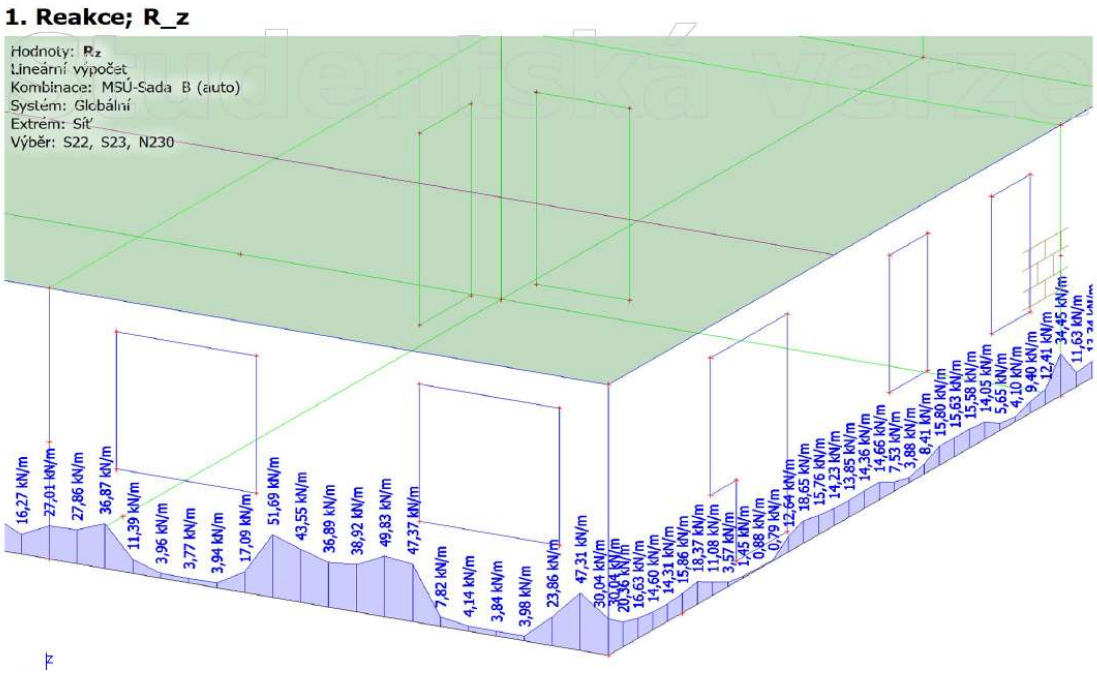
- předběžný návrh panelu pomocí tabulek od výrobce
  - pnutí desek ve směru Y → max. rozpon: 8,75 m
  - stálé zatížení: $g_k = 0{,}98$ kN/m²
  - užit stálé zatížení: $g_k = 0{,}98 \frac{kN}{m^2}$
  - návrh výšky elementu: 320 mm → vlastní tíha panelu $g_0 = 0{,}53$ kN/m²



Stále zatížení (g_k)	Užitné zatížení (n_k)	Rozpětí / Skladba 27 (9/9/9) - 27 (9/9/9)												
		3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9
1	1,5	160	160	160	160	160	180	200	220	240	260	280	300	320
	2	160	160	160	160	160	180	200	220	240	260	300	320	340
	3	160	160	160	160	180	200	220	260	280	300	320	360	380
	4	160	160	160	180	200	220	260	280	300	340	360	380	-
	5	160	160	160	200	220	240	280	300	320	360	380	-	-
1,5	1,5	160	160	160	160	160	180	200	220	240	260	300	320	340
	2	160	160	160	160	180	200	220	240	260	280	300	340	360
	3	160	160	160	180	200	220	240	260	300	320	340	380	400
	4	160	160	160	180	220	240	260	280	320	340	380	400	-
	5	160	160	180	200	220	260	280	300	340	360	400	-	-

Obrázek 55: Tabulky předběžného dimenzování bez vsypu winst ≤ ℓ/300 [7]

- reakce z programu SCIA Engineer 21.1 v patách ustupujících stěn



Obrázek 56: Reakce v patách ustupujících stěn se deskou z panelů NOVATOP ELEMENT

Závěr

V rámci této práce byl nejprve navrhnut konstrukční systém objektu. Dále pro část objektu B byl proveden předběžný návrh nosných konstrukcí, ze kterého vycházejí skici výkresů tvaru.

Podrobný výpočet je zaměřen na ověření průhybu desky ručním výpočtem, které bylo nutné provést, protože navržená tloušťka byla menší než hodnota vycházející z ohybové štíhlosti.

Dále byl pro podrobný výpočet vytvořen model části objektu B v programu SCIA Engineer. Hodnoty z modelu byly použity pro návrh výztuže do desky nad 5. NP a do nejzatíženějších průvlaků. Při navrhování výztuže do průvlaku musela být zvětšena jeho šířka z 250 mm na 350 mm z důvodu dodržení minimálních roztečí ohybové výztuže. Pro tyto navržené konstrukce byly provedeny schematické výkresy výztuže.

V poslední části podrobného výpočtu jsem se zaměřila na ustupující stěny v 6.NP, kde dochází k ustoupení stěn z obou směrů a zároveň střecha nad 5. NP bude využívána jako terasa. Nebylo tedy možné použít řešení, kde průvlak nad deskou vynese ustupující stěnu. Odlehčení desky pod ustupujícím podlažím bylo možné provést pouze vhodným materiálovým řešením konstrukcí. V této části byly navrženy 3 varianty vodorovné nosné konstrukce – ŽB deska plného průřezu, vylehčená ŽB deska a využití systému NOVATOP ELEMENT(stropní panely na bázi dřeva). Pro každou variantu byly spočteny reakce v patě stěny. Nejlépe vyšla hodnota s využitím systému NOVATOP ELEMENT, u železobetonových desek byly výsledky téměř stejné. V tomto případě ustupující podlaží nezpůsobí velký průhyb desky pod ním, protože v jednom ze směrů není ustoupení velké a v druhém směru je stěna blízko průvlaku, který je nutný k samotnému pnutí desky nad 5.NP.

Pro objekt byla také vypracována průvodní zpráva a technická zpráva pro statickou část.

Použité zdroje

[1] Horní Měcholupy architektonická studie 15.11.2021, [online]. Dostupné na: https://www.praha15.cz/assets/File.ashx?id_org=80115&id_dokumenty=13055

[2] Wienerberger s.r.o., zdivo Porotherm [online]. Dostupné na: https://www.wienerberger.cz/

[3] Saint-Gobain Construction Products CZ a.s., Isover – Katalog produktů [online]. Dostupné na: https://www.isover.cz/

[4] Česká geologická služba, Geovědní mapy 1:50 000[online]. Dostupné na: http://www.geology.cz/extranet/

[5] Schöck-Wittek s.r.o., Schöck Tronsole® [online]. Dostupné na: http://www.schoeck.com/cs/home

[6] U-BAHN BETON®, DALIFORM GROUP SRL [online]. Dostupné na: https://www.daliform.com/en/

[7] AGROP NOVA a.s., NOVATOP ELEMENT [online]. Dostupné na: https://novatop-system.cz/

[8] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

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

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

[11] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení větrem
[12] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

Přílohy

Příloha 1 – Průvodní a technická zpráva

Příloha 2 – Výkresová část