

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Bytový dům v Bratislavě

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: Ing. Petr Bílý, Ph.D.

Praha 2020

Bc. Michal Kůřil

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Kůřil Jméno: Michal Osobní číslo: 439082Zadávací katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcíStudijní program: Stavební inženýrstvíStudijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh bytového domu v BratislavěNázev diplomové práce anglicky: Design of apartment building in Bratislava

Pokyny pro vypracování:

- Shrnutí předběžného návrhu nosného konstrukce a existujících částí podrobného návrhu vybraných prvků
- Princip založení objektu, návrh základové desky
- Podrobné řešení vybraných prvků - např. stěnové nosníky, sloupy podzemního podlaží
- Statické řešení nejvyššího podlaží objektu a jeho podepření
- Návrh bílé vany
- Zpracování výkresové dokumentace - výkresy tvaru a výztuže řešených částí objektu
- Zpracování technické zprávy a popisu navrženého řešení

Seznam doporučené literatury:

- ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992-1-1.
- Procházka, Šmejkal - Betonové základové a opěrné konstrukce. ČVUT, 2017.
- Procházka, Šmejkal - Betonové stropní a schodišťové konstrukce. ČVUT 2017.
- Kohoutková, Procházka, Vašková: Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy. České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.
- Technická pravidla ČBS 04 Vodonepropustné betonové konstrukce.
- Archiv časopisu Beton TKS
- Samostatně vyhledejte další vhodnou literaturu

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Petr Bílý Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: _____

Termín odevzdání diplomové práce: 5.1.2020*Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku*
Podpis vedoucího práce
Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

11.10.2019

Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Michal Kůřil

Název diplomové práce: Bytový dům v Bratislavě

Základní část: BZK podíl: 90 %

- Formulace úkolů:
- Shrnutí předběžného návrhu nosné konstrukce a existujících částí podrobného návrhu vybraných prvků
 - Podrobné řešení vybraných prvků (stěnové nosníky, sloupy podzemního podlaží)
 - Statické řešení nejvyššího podlaží objektu a jeho podpření
 - Návrh bílé vany
 - Výkresy tvaru a výztuže řešených částí objektu

Podpis vedoucího DP: 17.12.2019  Datum:

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

2. Část: GT podíl: 10 %

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

- Formulace úkolů:
- princip založení objektu
 - návrh základové desky

Podpis konzultanta:  Datum: 17.12.2019

3. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: Datum:

4. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: Datum:

Prohlášení

Prohlašuji tímto, že jsem zadanou diplomovou práci vypracoval samostatně pod vedením Ing. Petra Bílého, Ph.D. Dále prohlašuji, že jsem v seznamu literatury uvedl veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal.

Michal Kůřil

Poděkování

V první řadě bych chtěl poděkovat panu Ing. Petrovi Bílému, Ph.D. za odborné vedení, trpělivost a ochotu, kterou mi při vedení této práce věnoval.

Dále bych rád poděkoval společnosti RECOC s.r.o. zastoupené panem Ing. Miloslavem Smutkem Ph.D. za vypůjčení firemního softwaru a poskytnutí podkladů pro řešený objekt.

Mé poděkování patří také panu Ing. Janu Kosovi, CSc. z katedry geotechniky za konzultace a cenné rady.

Abstrakt

Předmětem této práce je podrobné zpracování statického návrhu vybraných prvků v bytovém domě.

Postupně je vypracován návrh základové desky a suterénních stěn z vodonepropustného betonu, návrh sloupů v podzemním podlaží, návrh vyztužení vybraných stěnových nosníků, statický návrh nejvyššího podlaží včetně svislých i vodorovných konstrukcí, a jeho podepření. Také je vypracován návrh založení objektu. K podrobným výpočtům je použit software využívající metodu konečných prvků.

K příslušným konstrukcím je zpracována výkresová dokumentace.

Klíčová slova

železobeton, bílá vana, statický návrh, stěnový nosník, zdivo, sloupy, základová deska, piloty

Abstract

The objective of this diploma thesis is to elaborate structural design of selected elements in the apartment building.

Gradually, foundations of the building made of waterproof reinforced concrete, column in the underground floor, deep beams are designed. Also the top floor is designed, including horizontal and vertical structures and its supports. The finite element method is used for the calculations.

For designed structures, drawing documentation is processed.

Keywords

reinforced concrete, waterproof reinforced concrete structure, structural analysis, deep beam, masonry, columns, raft foundation base slab, deep foundations

Obsah

1. Úvod.....	8
1.1. Obecný popis objektu	8
2. Nosná konstrukce objektu	10
2.1. Založení objektu	10
2.2. Svislé nosné konstrukce	10
2.3. Vodorovné nosné konstrukce	10
2.4. Schodiště	11
2.5. Výtahová šachta	14
3. Použité materiály	15
3.1. Beton	15
3.1.1. Stanovení krycí vrstvy pro navrhované konstrukce.....	15
3.2. Ocel.....	18
4. Zatížení.....	19
4.1. Stálé zatížení.....	19
4.1.1. Podlaha	19
4.1.2. Střešní plášť.....	22
4.1.3. Příčky.....	23
4.1.4. Zemní tlak	24
4.2. Proměnná zatížení.....	24
4.3. Klimatická zatížení.....	24
4.3.1. Zatížení sněhem	24
4.3.2. Zatížení větrem	25

5.	Kombinace zatížení	27
5.1.	Mezní stav únosnosti	27
5.2.	Mezní stav použitelnosti	28
6.	Vstupní údaje pro podrobný návrh.....	29
7.	Založení objektu.....	33
7.1.	Základové poměry.....	33
7.2.	Návrh pilot.....	33
8.	Návrh vodonepropustné konstrukce.....	37
8.1.	Základová deska	38
8.2.	Suterénní stěny	40
9.	Návrh sloupů v 1. podzemním podlaží	43
9.1.	Sloup C01.....	44
9.2.	Sloup C02.....	45
10.	Návrh 7. nadzemního podlaží a jeho podepření.....	46
10.1.	Stropní konstrukce nad 7. NP.....	46
10.2.	Svislé nosné konstrukce	47
10.2.1.	Obvodové stěny	47
10.2.2.	Nadpraží otvorů	50
10.3.	Vnitřní nosné stěny	54
10.4.	Návrh stropní desky nad 6.NP.....	55
11.	Stěnové nosníky	61
12.	Závěr	65
13.	Použitý software	66
14.	Seznam literatury.....	68

Seznam příloh

Statický návrh

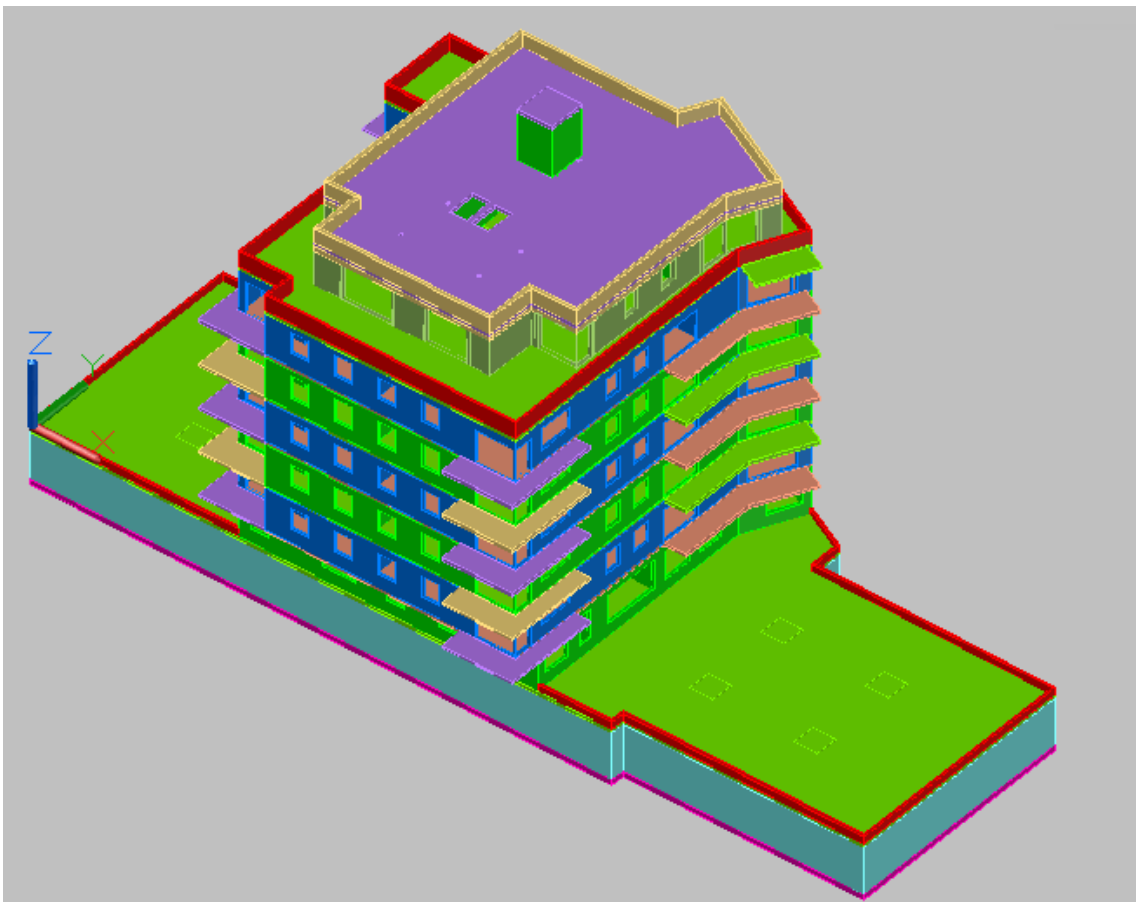
1. Zatížení
 - 1.a. Výpočet zemního tlaku
 - 1.b. Výpočet zatížení větrem
2. Sloupy 1. PP
 - 2.a. Statický výpočet
 - 2.b. Posouzení průřezu sloupů
 - 2.c. Posouzení protlačení stropní desky nad 1. PP
3. Návrh bílé vany a založení objektu
 - 3.a. Statický výpočet
 - 3.b. Protlačení základové desky
 - 3.c. Návrh pilot
4. 6. NP + 7. NP
 - 4.a. Statický výpočet
 - 4.b. 7. NP - návrh obvodového zdiva
 - 4.c. Návrh ISO nosníku
 - 4.d. 6. NP – protlačení stropní desky
 - 4.e. 6. NP – Posouzení ŽB trámu
 - 4.f. 7. NP – Posouzení ŽB nadpraží
5. Stěnové nosníky

Výkresová dokumentace



1. Úvod

Předmětem řešení této práce byl návrh vybraných prvků železobetonové konstrukce bytového domu.



Obr. 1: 3D model řešeného objektu

1.1. Obecný popis objektu

Předlohou pro tuto práci byl objekt stojící na území Slovenské republiky, konkrétně v Bratislavě.



Obr. 2: Skutečný objekt [13]

Řešeným objektem je bytový dům o 7 nadzemních a 1 podzemním podlaží. Podzemní podlaží je na východní a západní straně předsazeno oproti nadzemní části objektu. Půdorysný rozměr podzemní části objektu je zhruba 23x58 m. V podzemní části se nacházejí parkovací stání pro osobní vozidla, sklepní kóje a technické zázemí objektu.

Nadzemní část objektu má půdorysné rozměry 23,9x24,2 m. Ve všech nadzemních podlažích se pak nacházejí bytové jednotky. Nejvyšší, 7. nadzemní podlaží má oproti nižším podlažím menší půdorysný rozměr a k bytovým jednotkám je připojena pochozí terasa. Konstruktivní schémata jsou uvedena v kapitole 6.



2. Nosná konstrukce objektu

Pro daný objekt byl zvolen stěnový kombinovaný systém s obousměrně pnutými stropními deskami v nadzemních podlažích. V podzemním podlaží je pak použit systém s nosnými obvodovými i vnitřními stěnami v kombinaci s nosnými sloupy.

2.1. Založení objektu

Bytový dům je založen na základové desce podepřené pilotami. Základové konstrukce jsou podrobně řešeny v rámci této diplomové práce, viz kapitola 7.

2.2. Svislé nosné konstrukce

V typických nadzemních podlažích je navržen stěnový kombinovaný systém se stěnami tloušťky 200 mm.

V posledním nadzemním podlaží, které má menší půdorysné rozměry oproti nižším podlažím, se nacházejí vnitřní monolitické železobetonové stěny, které navazují na stěny nižších podlaží a obvodové stěny navržené ze zdiva z pórobetonových tvárnic na maltu pro tenké spáry v tloušťce 300 mm. Konstrukční výška typických nadzemních podlaží je 3,1 m. Rozdílná konstrukční výška je v prvním nadzemním podlaží, která činí 3,6 m a v posledním nadzemním podlaží, kde je konstrukční výška 3 m.

V podzemním podlaží tvoří nosnou konstrukci obvodové stěny tloušťky 250 mm a vnitřní nosné stěny tloušťky 200 mm v kombinaci s nosnými sloupy o rozměrech 300x300 mm a 500x400 mm, které lokálně podepírají stropní desku. Konstrukční výška podzemního podlaží je 3,6 m.

2.3. Vodorovné nosné konstrukce

Veškeré vodorovné nosné konstrukce jsou navrženy jako monolitické železobetonové.

V podzemním podlaží je navržena stropní deska podporovaná stěnami i sloupy v tloušťce 250 mm.



V typickém podlaží je pak stropní deska obousměrně pnutá podporovaná nosnými stěnami tloušťky 200 mm.

V posledním nadzemním podlaží je stropní deska podepřená vnitřními železobetonovými stěnami a obvodovými zděnými stěnami. Tato deska je navržena v tloušťce 250 mm.

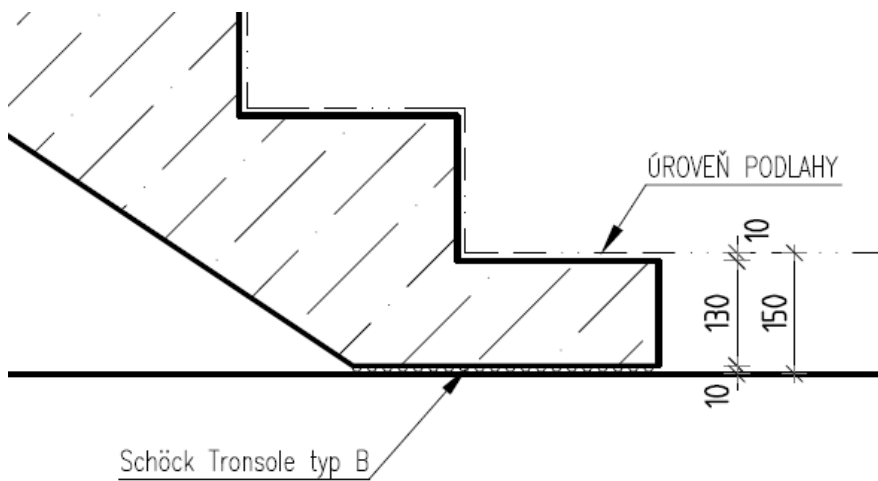
2.4. Schodiště

Schodiště v objektu jsou navržena jako dvouramenná železobetonová s monolitickými mezipodestami, které budou napojeny ke svislým stěnám pomocí vylamovací výztuže. Schodišťová ramena jsou navržena jako prefabrikovaná. Ramena budou od podest a mezipodest oddilátována pomocí akustických prvků (např. Schöck tronsole typ F)

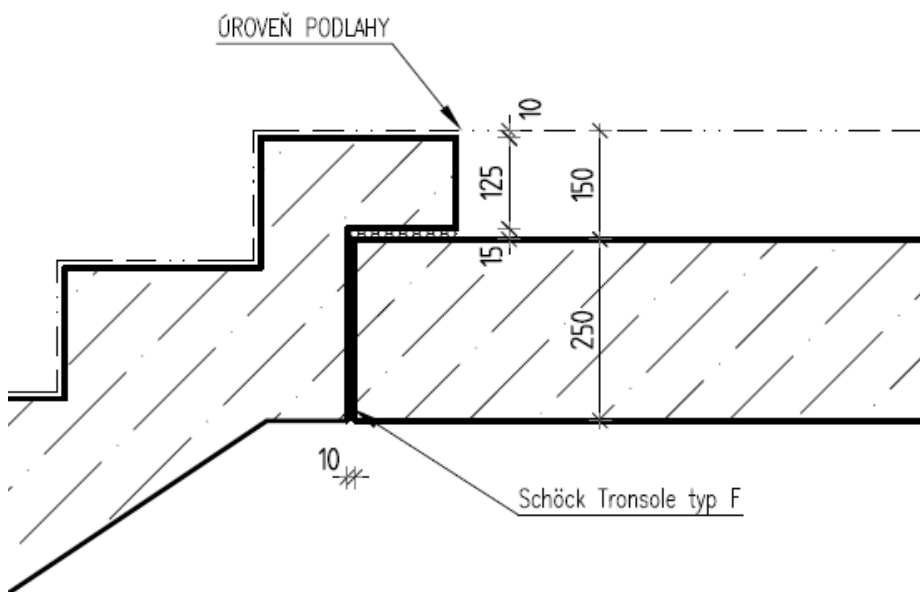
Tloušťka podest a mezipodest bude navržena jako 200 mm, shodně se stropními deskami, výjimku tvoří podesta v 1. PP, kde je tloušťka stropní desky rovna 250 mm. Tloušťka ramene vychází z návaznosti na podestu.

		1.PP	1.NP	2.NP-7.NP
Konstrukční výška podlaží	[m]	3,6	3,58	3,1
Počet stupňů v rameni		10	10	9
Výška schodišťového stupně	[mm]	180	179	172,22
Šířka schodišťového stupně	[mm]	270	270	285
Tloušťka schodišťového ramene	[mm]	180	180	190

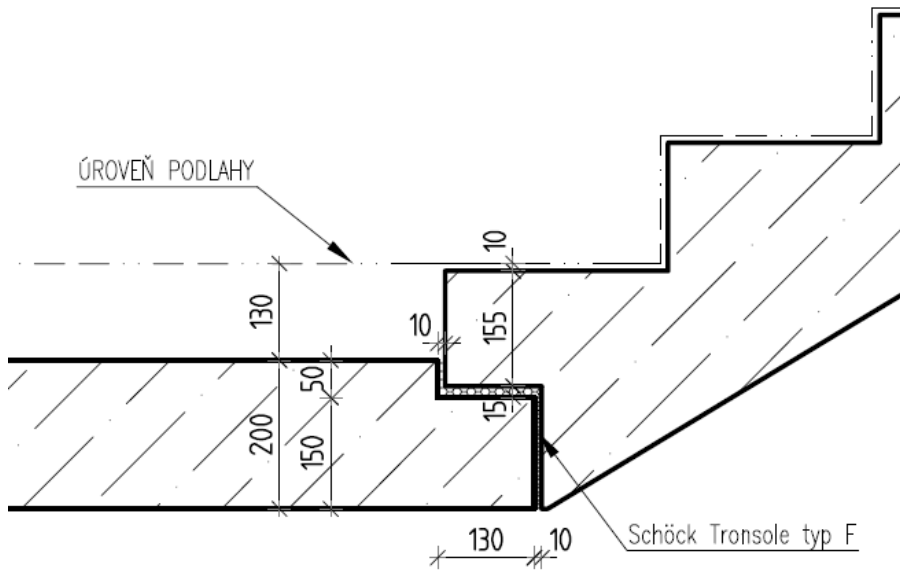
Tabulka 1: Parametry schodiště



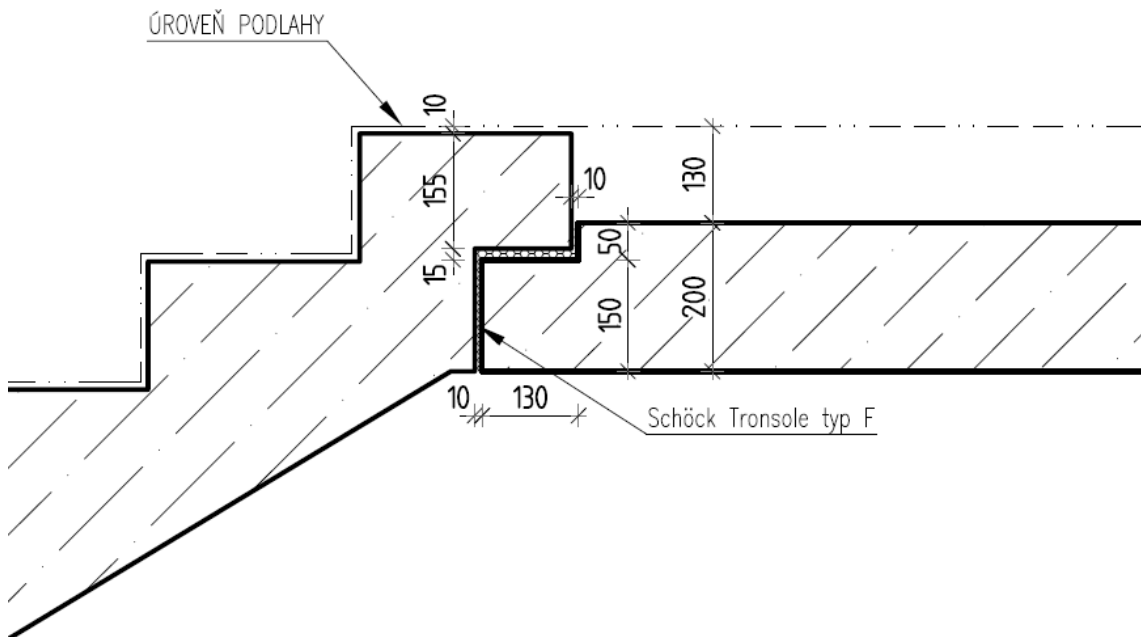
Obr. 3: Schéma uložení nástupního ramene 1. PP a 1. NP na podestu



Obr. 4: Schéma uložení výstupního ramene 1. PP



Obr. 5: Typické schéma uložení schodišťového ramene na podestu /mezipodestu



Obr. 6: Typické schéma uložení schodišťového ramene na podestu /mezipodestu



2.5. Výtahová šachta

Výtahová šachta je tvořena dvojitou konstrukcí ze železobetonu. Vnější konstrukce má tloušťku 200 mm a je tuze spojena s celým objektem. Vnitřní konstrukce má tloušťku pouze 150 mm a slouží pro umístění kabiny a technologie výtahu. Vnitřní konstrukce je oddílatována od zbytku objektu a je zde navržena 50 mm mezera, do které bude umístěn zvukově izolační materiál (např. EPS). Na dně šachty bude umístěna vibroizolace vyhovující kontaktnímu napětí na dně výtahové šachty (např. BELAR 0,9 pro doporučené kontaktní napětí 130-530 kPa).



3. Použité materiály

3.1. Beton

Stropní desky, nosné vnitřní stěny: C30/37 – XC1 – Cl 0,4 - D_{max} 16 – S4

Základová deska: C30/37 – XC2 – XA1 – Cl 0,4 - D_{max} 16 – S4

Obvodové suterénní stěny: C30/37 – XC2 – XA1 – Cl 0,4 - D_{max} 16 – S4

Piloty: C25/30 – XC2 – Cl 0,4 - D_{max} 16 – S4

Balkony: C30/37 – XC4 – Cl 0,4 - D_{max} 16 – S4

3.1.1. Stanovení krycí vrstvy pro navrhované konstrukce

Krycí vrstvy byly stanoveny v souladu s EN 1992-1-1 [6].

Stropní desky, nosné stěny vyjma obvodových suterénních stěn

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

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

$$c_{min,b} = \emptyset = 12 \text{ mm} \quad \dots \text{ maximální předpokládaný průměr prutu}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0 \quad \dots \text{ zohlednění další ochrany výztuže}$$

$$c_{min,dur} = 10 \text{ mm} \quad \dots \text{ vliv stupně prostředí (XC1)}$$

Pro návrhovou životnost 50 let je doporučena konstrukční třída S4. Vzhledem k tomu, že se jedná o deskové konstrukce a je použit beton pevnostní třídy C30/37, dochází ke snížení konstrukční třídy na S2.

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

$$c_{min} = \text{MAX} (12; 10; 10 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$$

$$c_{nom} \geq 12 + 10 = 22 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Navržená hodnota krycí vrstvy:} \quad c_{nom} = 25 \text{ mm}$$



Základová deska

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

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

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

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0 \quad \dots \text{ zohlednění další ochrany výztuže}$$

$$c_{min,dur} = 20 \text{ mm} \quad \dots \text{ vliv stupně prostředí (XC2)}$$

Pro návrhovou životnost 50 let je doporučena konstrukční třída S4. Vzhledem k tomu, že se jedná o deskovou konstrukci, dochází ke snížení konstrukční třídy na S3.

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

$$c_{min} = \text{MAX} (12; 20; 10 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

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

$$c_{nom} \geq 40 \text{ mm} \quad \dots \text{ doporučení pro základové konstrukce}$$

betonované na upraveném podloží

Navržená hodnota krycí vrstvy: $c_{nom} = 40 \text{ mm}$

Obvodové suterénní stěny

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

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

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

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0 \quad \dots \text{ zohlednění další ochrany výztuže}$$

$$c_{min,dur} = 20 \text{ mm} \quad \dots \text{ vliv stupně prostředí (XC2)}$$



Pro návrhovou životnost 50 let je doporučená konstrukční třída S4. Vzhledem k tomu, že se jedná o deskovou konstrukci, dochází ke snížení konstrukční třídy na S3.

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

$$C_{min} = \text{MAX} (12; 20; 10 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

$$C_{nom} \geq 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

Navržená hodnota krycí vrstvy: $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Balkony

$$C_{nom} \geq C_{min} + \Delta C_{dev}$$

$$C_{min} = \text{MAX} (C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

$$C_{min,b} = \emptyset = 10 \text{ mm} \quad \dots \text{ předpokládaný průměr prutu}$$

$$\Delta C_{dur,\gamma} = \Delta C_{dur,st} = \Delta C_{dur,add} = 0 \quad \dots \text{ zohlednění další ochrany výztuže}$$

$$C_{min,dur} = 25 \text{ mm} \quad \dots \text{ vliv stupně prostředí (XC4)}$$

Pro návrhovou životnost 50 let je doporučená konstrukční třída S4. Vzhledem k tomu, že se jedná o deskovou konstrukci, dochází ke snížení konstrukční třídy na S3.

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

$$C_{min} = \text{MAX} (10; 25; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$C_{nom} \geq 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

Navržená hodnota krycí vrstvy: $c_{nom} = 35 \text{ mm}$



Piloty

$$c_{\text{nom}} \geq c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$$

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

$$c_{\text{min,b}} = \emptyset = 16 \text{ mm} \quad \dots \text{ předpokládaný průměr prutu}$$

$$\Delta c_{\text{dur},\gamma} = \Delta c_{\text{dur,st}} = \Delta c_{\text{dur,add}} = 0 \quad \dots \text{ zohlednění další ochrany výztuže}$$

$$c_{\text{min,dur}} = 25 \text{ mm} \quad \dots \text{ vliv stupně prostředí (XC2)}$$

Pro návrhovou životnost 50 let je doporučena konstrukční třída S4.

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

$$c_{\text{min}} = \text{MAX} (12; 25; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

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

$$c_{\text{nom}} \geq 75 \text{ mm} \quad \dots \text{ doporučení pro základové konstrukce}$$

betonované přímo na zemině

Navržená hodnota krycí vrstvy: $c_{\text{nom}} = 75 \text{ mm}$

3.2. Ocel

Pro výztuž do betonu je použita ocel třídy B500B s charakteristickou mezí kluzu 500 MPa.



4. Zatížení

4.1. Stálé zatížení

4.1.1. Podlaha

Podlaha 1. PP

	[mm]	[kg/m ³]	[kN/m ²]
Betonová mazanina vyztužená	150	2500	3,75
Cementový vsyp PANBEX F2 (5 kg/m ²)	-	-	0,05
Σ CELKEM	150		3,80

Podlaha 1. NP – Chodba

Popis	Objemová		Char. zatížení [kN/m ²]
	tloušťka [mm]	hmotnost [kg/m ³]	
Marmoleum	3,2	1200	0,04
Lepidlo ELASTOCOL	1,8	1500	0,03
Betonová mazanina vyztužená	75	2500	1,88
Separáčn1 vrstva - PE folie	-	-	-
Tepelná izolace XPS (Styrodur 2500C)	70	28	0,02
Parozábrana - PE folie	-	-	-
Σ CELKEM	150		1,96



Podlaha 1. NP – Obytné místnosti

Popis	tloušťka [mm]	Objemová	
		hmotnost [kg/m ³]	Char. zatížení [kN/m ²]
Velkoplošné dřevěné parkety	7	560	0,04
Pěnová podložka	5	25	0,00125
Samonivelační potěr UZIN-NC 160	3	1500	0,045
Betonová mazanina vyztužená	75	2500	1,88
Separáčn1 vrstva - PE folie	-	-	-
Tepelná izolace XPS (Styrodur 2500C)	60	28	0,02
Parozábrana - PE folie	-	-	-
Σ CELKEM	150		1,98

Podlaha 1. NP – Koupelna, WC

	[mm]	[kg/m ³]	[kN/m ²]
Keramická dlažba protismyková	8	2200	0,18
Vodotěsné lepidlo	2	1100	0,02
Nátěrová hydroizolace SANIFLEX	2	2000	0,04
Penetrační nátěr ASO - UNIGRUND	-	-	-
Samonivelační potěr UZIN-NC 160	3	1500	0,045
Betonová mazanina vyztužená	75	2500	1,88
Separáčn1 vrstva - PE folie	-	-	-
Tepelná izolace XPS (Styrodur 2500C)	60	28	0,02
Parozábrana - PE folie	-	-	-
Σ CELKEM	150		2,17

Podlaha 2. – 7. NP – Chodba

	[mm]	[kg/m ³]	[kN/m ²]
Marmoleum	3,2	1200	0,0384
Lepidlo ELASTOCOL	1,8	1500	0,027
Betonová mazanina vyztužená	75	2500	1,88
Separáčn1 vrstva - PE folie	-	-	-
Kročejová izolace NOBASIL PTN	50	100	0,05
Σ CELKEM	130		1,99



Podlaha 2. – 7. NP – Obytné místnosti

Popis	tloušťka [mm]	Objemová	
		hmotnost [kg/m ³]	Char. zatížení [kN/m ²]
Velkoplošné dřevěné parkety	7	560	0,04
Pěnová podložka	5	25	0,00125
Samonivelační potěr UZIN-NC 160	3	1500	0,045
Betonová mazanina vyztužená	65	2500	1,625
Separáční vrstva - PE folie	-	-	-
Kročejová izolace NOBASIL PTM	50	100	0,05
Σ CELKEM	130		1,76

Podlaha 2. – 7. NP – Koupelna, WC

Popis	tloušťka [mm]	Objemová	
		hmotnost [kg/m ³]	Char. zatížení [kN/m ²]
Keramická dlažba protismyková	8	2200	0,18
Vodotěsné lepidlo	2	1100	0,022
Nátěrová hydroizolace SANIFLEX	2	2000	0,04
Penetrační nátěr ASO-UNIGRUND	-	-	-
Samonivelační potěr UZIN-NC 160	3	1500	0,045
Betonová mazanina vyztužená	65	2500	1,625
Separáční vrstva - PE folie	-	-	-
Kročejová izolace NOBASIL PTM	50	100	0,05
Σ CELKEM	130		1,96



Podlaha - Balkon nezateplený

Popis	tloušťka [mm]	Objemová	
		hmotnost [kg/m ³]	Char. zatížení [kN/m ²]
Dřevěné desky z exotických dřevin	10	900	0,09
Dřevěný rošt na rektifikačních podložkách	6	600	0,036
Ochranná vrstva - geotextilie	-	-	0,003
Hydroizolace z mPVC	1,5	1500	0,02
Separáčnická vrstva - geotextilie	-	-	0,003
Spádový beton	50-80	2300	1,61
Parozábrana - PE folie	-	-	-
Penetrační nátěr	-	-	-
Σ CELKEM	68-98		1,76

4.1.2. Střešní plášť

Terasa – 7. NP

Popis	tloušťka [mm]	Objemová	
		hmotnost [kg/m ³]	Char. zatížení [kN/m ²]
Dřevěné desky z exotických dřevin	10	900	0,09
Dřevěný rošt na rektifikačních podložkách	6	600	0,04
Ochranná vrstva - geotextilie	-	-	0,003
Hydroizolace z mPVC	1,5	1500	0,02
Separáčnická vrstva - geotextilie	-	-	0,003
Tepelně izolační desky z EPS ve spádu	200-280	40	0,1
Parozábrana - PE folie	-	-	-
Penetrační nátěr	-	-	-
Σ CELKEM	218-298		0,25



Nepochozí střecha nad 7. NP

	[mm]	[kg/m ³]	[kN/m ²]
Ochranná a zatěžovací štěrková vrstva	250	1700	4,25
Ochranná vrstva - netkaná PP textilie	-	-	0,003
Tepelná izolace XPS	200	40	0,08
Hydroizolace FATRAFOL 810	1,5	1400	0,02
Separáční vrstva - geotextilie	-	-	0,003
Spádový polystyrenbeton, min. 2,5%	50-250	700	1,4
Σ CELKEM	502-702		5,76

Zelená střecha – 1. PP

	[mm]	[kg/m ³]	[kN/m ²]
Vegetační vrstva	600	800	4,8
Filtační vrstva - netkaná PP textilie	-	-	0,003
Drenážní a hydroakumulační vrstva	0,5	950	0,005
Nopová folie			
Ochranná vrstva - netkaná PP textilie	-	-	0,003
Hydroizolace z mPVC	1,5	2300	0,035
Tepelná izolace z XPS	50	45	0,09
Geotextilie (300 g/m ²)	-	-	0,003
Pojistná hydroizolace	1,5	1400	2,8
Spádový polystyrenbeton, 1,75%	50-100	700	0,56
Σ CELKEM	764-814		4,94

4.1.3. Příčky

Nenosné svislé konstrukce jsou navrženy z pórobetonových zdících prvků YTONG Klasik v tloušťce 150 mm s objemovou tíhou 6 kN/m³. Na zdivo bude nanášena vápenocementová omítka v tloušťce 10 mm. Objemová tíha omítky je uvažována 2kN/m³.

		1.PP/1. NP	2. NP - 7. NP
Světlá výška místnosti	[m]	3,4	2,9
Vlastní tíha příčky	[kN/m]	3,06	2,61
Tíha příčky vč. Omítky	[kN/m]	3,19	2,73



4.1.4. Zemní tlak

Výpočet zatížení zemním tlakem na suterénní stěny byl proveden v programu GEO5 v modulu zemní tlaky. Nepředpokládá se výrazná deformace konstrukce, je tedy uvažován zemní tlak v klidu. Zatížení má v hlavě stěny hodnotu 4,15 kN/m, v patě stěny je pak hodnota zatížení rovna 53,01 kN/m. Podrobný protokol s výpočtem je obsažen v příloze č. 1a.

4.2. Proměnná zatížení

Užitné – kategorie A: $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$... pro stropní konstrukce

$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$... pro schodiště

$q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$... pro balkony

$q_k = 0,5 \text{ kN/m}$... vodorovné zatížení na zábradlí

Užitné – kategorie C5: $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Užitné – kategorie F: $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$... pro parkovací plochy pro lehká vozidla

Užitné – kategorie H: $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$... pro nepochozí střechy

4.3. Klimatická zatížení

4.3.1. Zatížení sněhem

Objekt se nachází v Bratislavě, která spadá do II. sněhové oblasti. Pro tuto oblast je podle STN EN 1991-1-3 [3] hodnota charakteristického zatížení rovna 1,05 kN/m². Součinitel expozice (C_e) i součinitel tepla (C_t) jsou uvažovány v hodnotě 1,0. V posledním podlaží je navržena plochá střecha (sklon střechy je menší než 30°), tvarový součinitel (μ_1) je tedy roven hodnotě 0,8.

$$s_k = \mu * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,05 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$



4.3.2. Zatížení větrem

Objekt se nachází ve II. větrné oblasti. Výchozí základní rychlost větru byla stanovena na 26 m/s dle STN EN-1-4 [4]. Pro výpočet zatížení větrem byl objekt idealizován do obdélníkového půdorysu s rozměry 23,9x 24,2m.

Základní rychlost větru

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 26 = 26 \text{ m/s}$$

$$v_{b,0} = 26 \text{ m/s} \quad \dots \text{ výchozí základní rychlost větru (pro II. větrnou oblast)}$$

$$c_{dir} = 1 \quad \dots \text{ součinitel směru větru}$$

$$c_{season} = 1 \quad \dots \text{ součinitel ročního období}$$

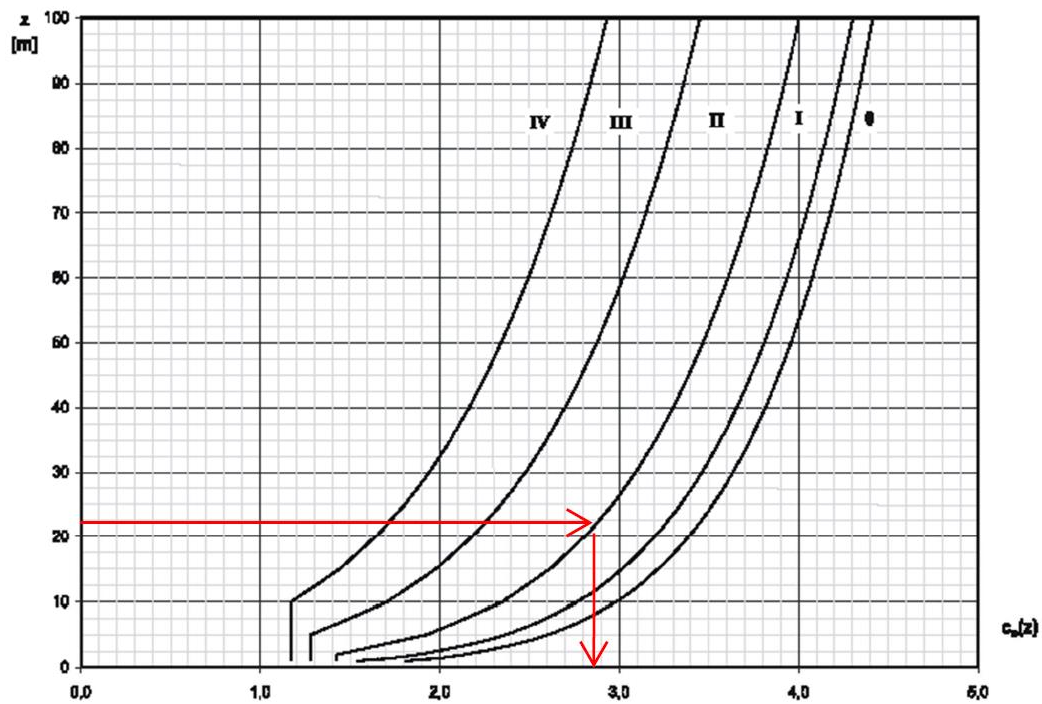
Maximální dynamický tlak

$$q_p = c_e(z) q_b = 2,85 * 0,422 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = 0,5 \rho v_b^2 = 0,5 * 1,25 * 26^2 = 422 \text{ N/m}^2$$

$$c_e(z) = 2,85 \quad \dots \text{ součinitel expozice}$$

$$q_b \quad \dots \text{ základní dynamický tlak}$$



Obr. 7: Stanovení součinitele expozice [4]

Tlaky na povrchy stěn byly rozpočítány v programu FIN EC v modulu zatížení. Výsledky jsou uvedeny v příloze č. 1b.



5. Kombinace zatížení

Pro návrh jednotlivých konstrukcí budou použity následující kombinace v souladu s STN EN 1990 [5].

5.1. Mezní stav únosnosti

Trvalá a dočasná návrhová situace (STR/GEO)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_i$$

$\gamma_{Gj} = 1,35$... Dílčí součinitel zatížení pro nepříznivé stálé zatížení

G_{kj} ... Charakteristická hodnota stálého zatížení

$\gamma_{Qj}; \gamma_{Q1} = 1,5$... Dílčí součinitel zatížení pro nepříznivé proměnné zatížení

$\gamma_P P_k$... Vliv předpětí, v objektu není předpětí navrženo

Q_{k1} ... hlavní charakteristické proměnné zatížení

Q_{ki} ... vedlejší charakteristické proměnné zatížení

$\psi_{0i} \in \langle 0; 1,0 \rangle$... Kombinační součinitel snižující proměnné zatížení

Mimořádná návrhová situace

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_d + (\psi_{11} + \psi_{21}) Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

A_d ... návrhová hodnota mimořádného zatížení

$\psi_1 \in \langle 0; 0,9 \rangle$... Kombinační součinitel snižující proměnné zatížení

$\psi_2 \in \langle 0; 0,8 \rangle$... Kombinační součinitel snižující proměnné zatížení



5.2. Mezní stav použitelnosti

Charakteristická kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_i$$

Častá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Kvazistálá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

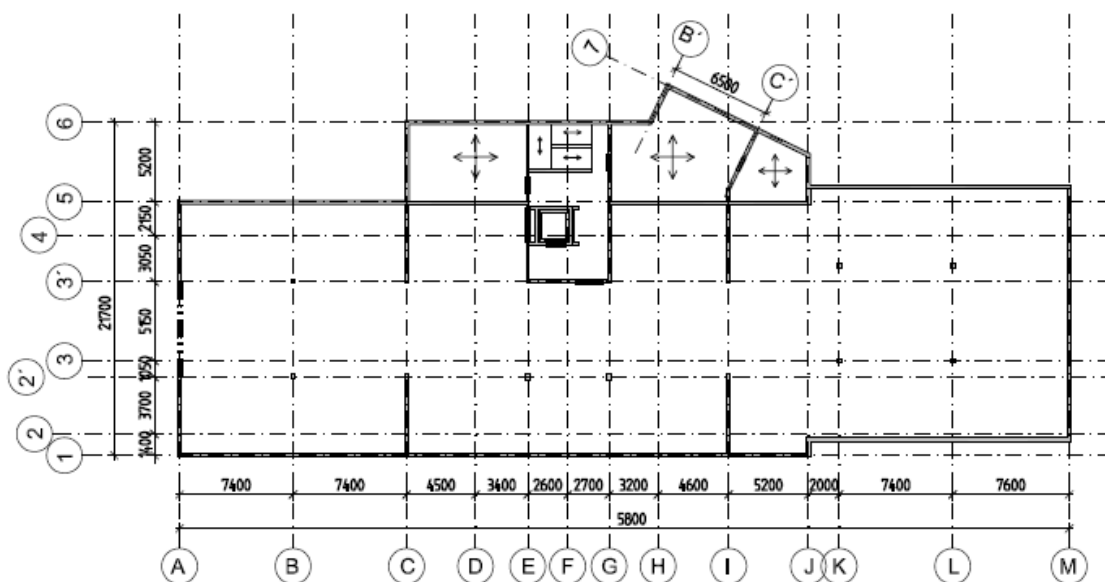


6. Vstupní údaje pro podrobný návrh

V rámci povinně volitelného předmětu P03C – Projekt 3 byl zpracován předběžný návrh nosných prvků objektu společně s podrobným řešením desky typického podlaží.

Při prvotním návrhu bylo nejprve uvažováno se dvěma konstrukčními variantami. První variantou byl stěnový kombinovaný systém s monolitickými železobetonovými nosnými stěnami a monolitickými železobetonovými deskami obousměrně prutými ve všech podlažích kromě nejvyššího nadzemního podlaží, kde byly navrženy stěny z pórobetonových zdících prvků na tenkovrstvou maltu. Druhou variantou byl kombinovaný konstrukční systém s obvodovými monolitickými železobetonovými stěnami s vnitřními sloupy a prefabrikovanými železobetonovými panely uloženými na průvlaky. Vzhledem k vyšší prostorové tuhosti objektu a zároveň akustické a protipožární funkci, kterou plní nosné železobetonové stěny, byla vybrána první varianta, která je vhodnější pro tento typ objektu.

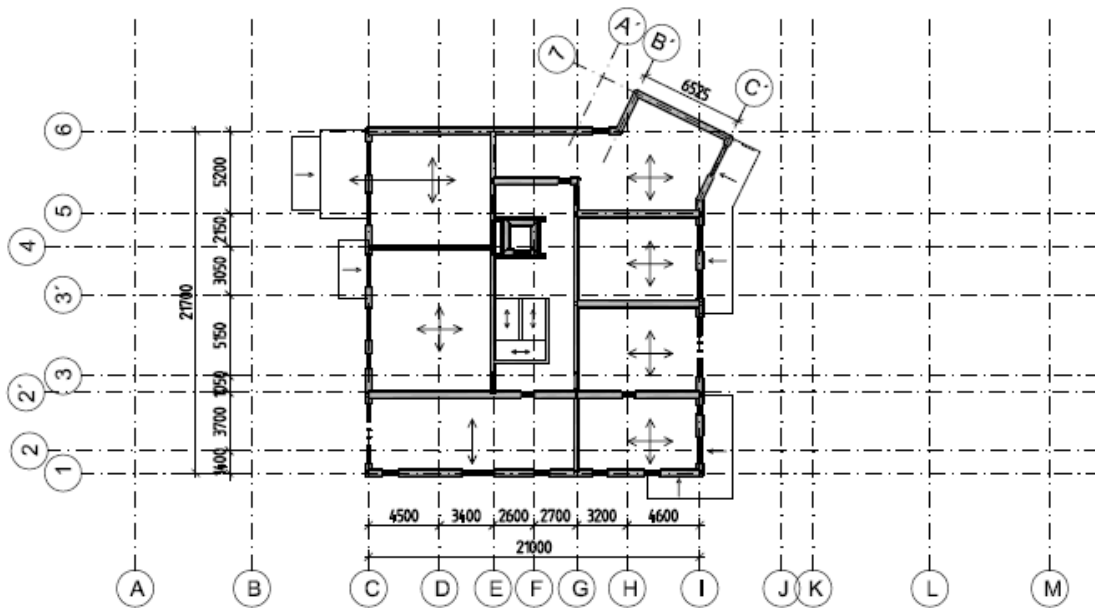
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 1.PP



Obr. 8: Konstrukční schéma 1. PP

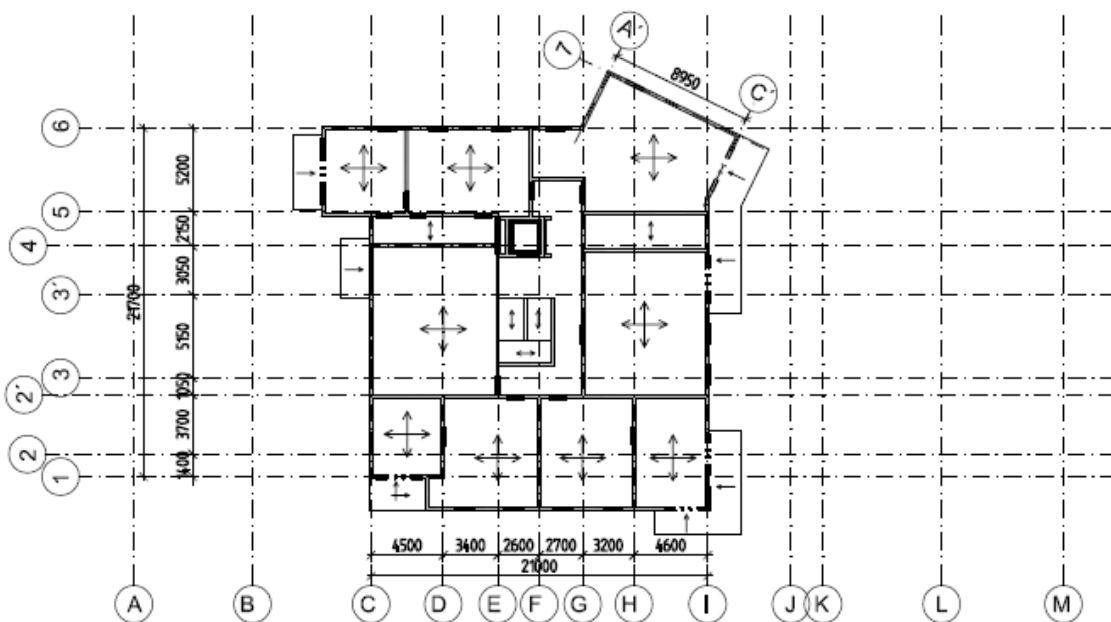


KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 1.NP



Obr. 9 Konstrukční schéma 1.NP

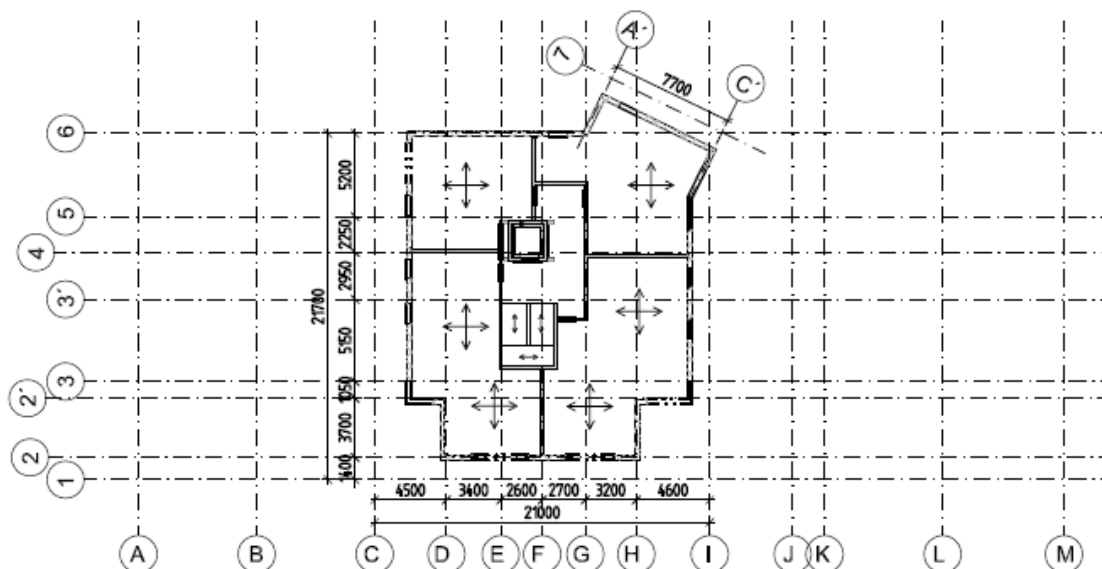
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA - TYPICKÉ PODLAŽÍ



Obr. 10 Konstrukční schéma typického podlaží



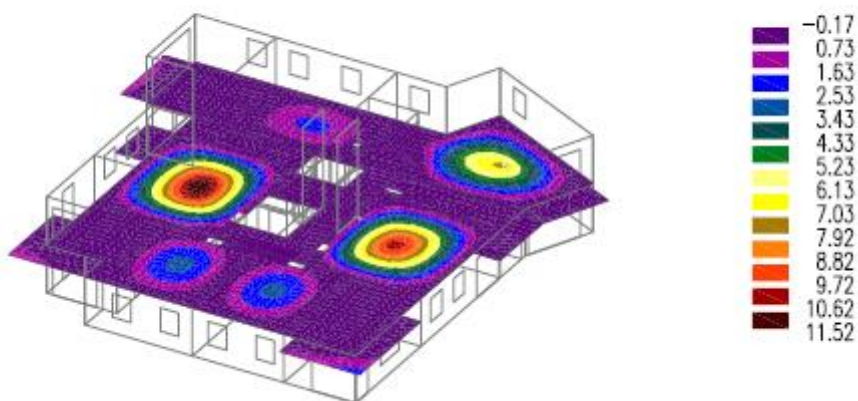
KONSTRUKČNÍ SCHÉMA 7.NP



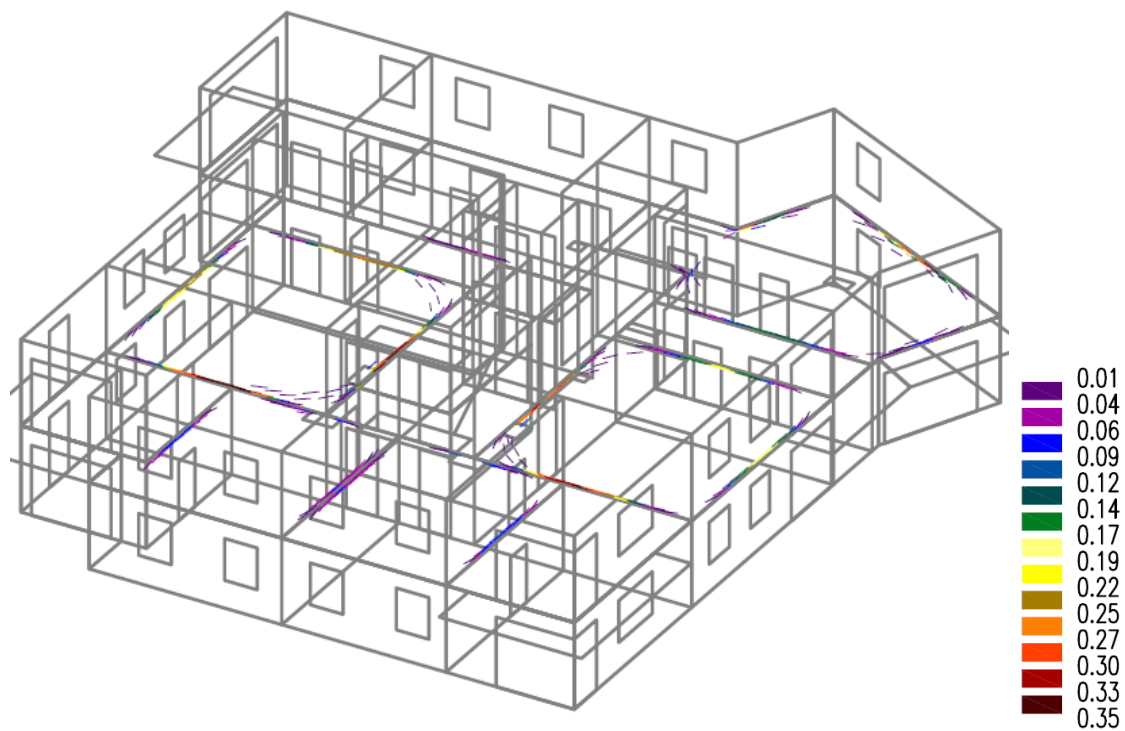
Obr. 11 Konstrukční schéma 7.NP

Při návrhu stropní desky v typickém podlaží byla v předběžném statickém výpočtu stanovena tloušťka stropní desky 200 mm. Tento rozměr se poté ukázal jako vyhovující. Pro základní rastr výztuže byly zvoleny vložky o průměru 10 mm v osové vzdálenosti 150 mm v obou směrech ($A_{s, \text{prov}} = 524 \text{ mm}^2$). Rozhodující pro návrh přídavné výztuže se pak ukázal mezní stav omezení šířky trhlin, rozhodující byly zejména trhliny při horním povrchu desky.

Beton – MSP: "B_MSP – KVAZISTÁLÁ" – U_{zG} [mm]



Obr. 12: Deformace stropní desky v typickém nadzemním podlaží



Obr. 13: Šířka horní trhliny ve stropní desce v typickém nadzemním podlaží



7. Založení objektu

Vzhledem k nepříznivým geotechnickým poměrům bude objekt založen na základové desce v kombinaci s vrtnými pilotami.

7.1. Základové poměry

Na místě stavby byl proveden zkušební vrt ke zjištění základových poměrů.

Mocnost	Zatřídění	E_{def} [Mpa]	γ [kN/m ³]	c_{ef} [kPa]	φ_{ef} [°]
0,0 - 1,5	Prach písčítý, tuhá konzistence (F3)	-	18	12	26,5
1,5 - 2,6	Písek jílovitý, středně ulehlý (S5)	20	18,5	8	27
2,6 - 3,6	Prach písčítý, tuhá konzistence (F3)	6	18	12	26,5
3,6 - 15	Písek jílovitý, velmi ulehlý (S5)	40	18,5	8	27

E_{def} [MPa] ... Modul přetvárnosti zeminy

γ [kN/m³] ... Objemová tíha zeminy

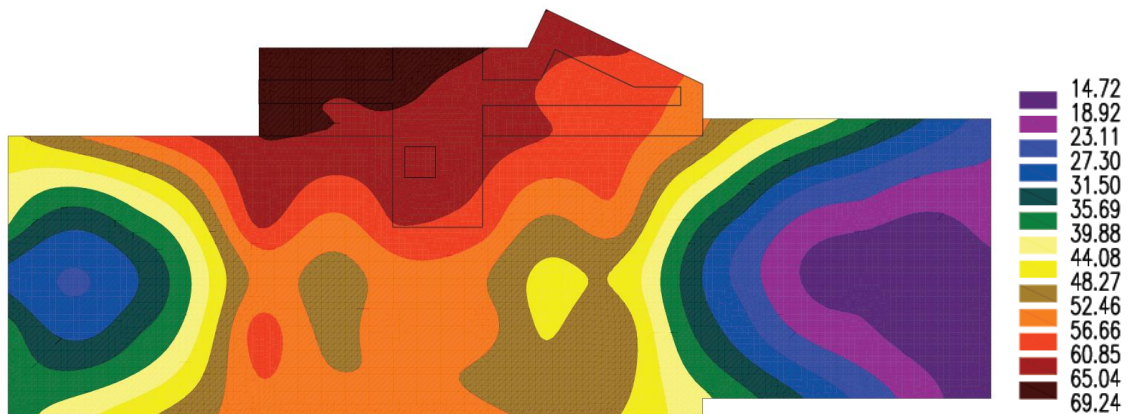
c_{ef} [kPa] ... efektivní soudržnosti zeminy

φ_{ef} [°] ... efektivní úhel vnitřního tření zeminy

Hladina podzemní vody nebyla při inženýrsko-geologickém průzkumu nalezena.

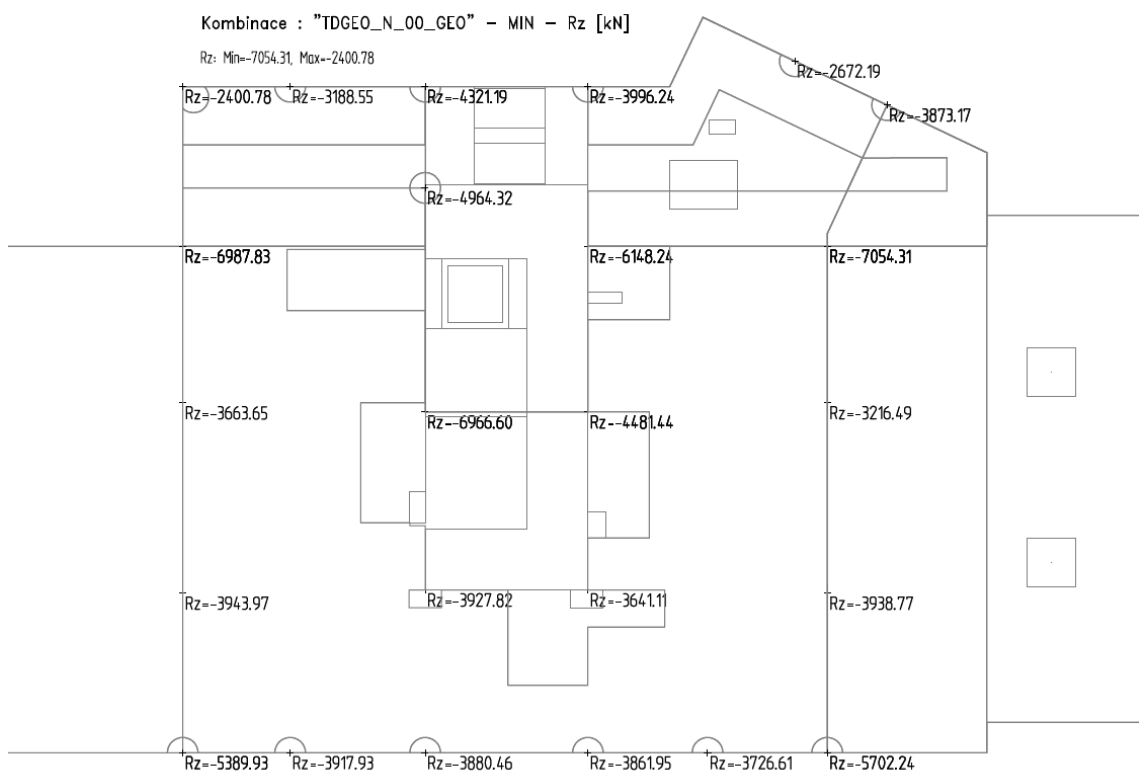
7.2. Návrh pilot

Objekt nebude dilatován z důvodu rozdílného sedání a bude předpokládáno stejné sednutí po celé délce objektu. Při zadání základových poměrů do výpočetního softwaru RENEX 3D a výpočtu pomocí modulu soilin bylo zjištěno, že sednutí objektu bez použití pilot se pohybuje mezi 15 - 70 mm (viz obrázek níže). Dále byl stanoven předpoklad povoleného sednutí objektu na 10 mm s ohledem na sednutí předsazené části. V této oblasti nejsou piloty potřeba a budou navrženy pouze ve střední části objektu, nad níž se nacházejí všechna nadzemní podlaží.



Obr. 14: Sednutí objektu bez použitých pilot v mm

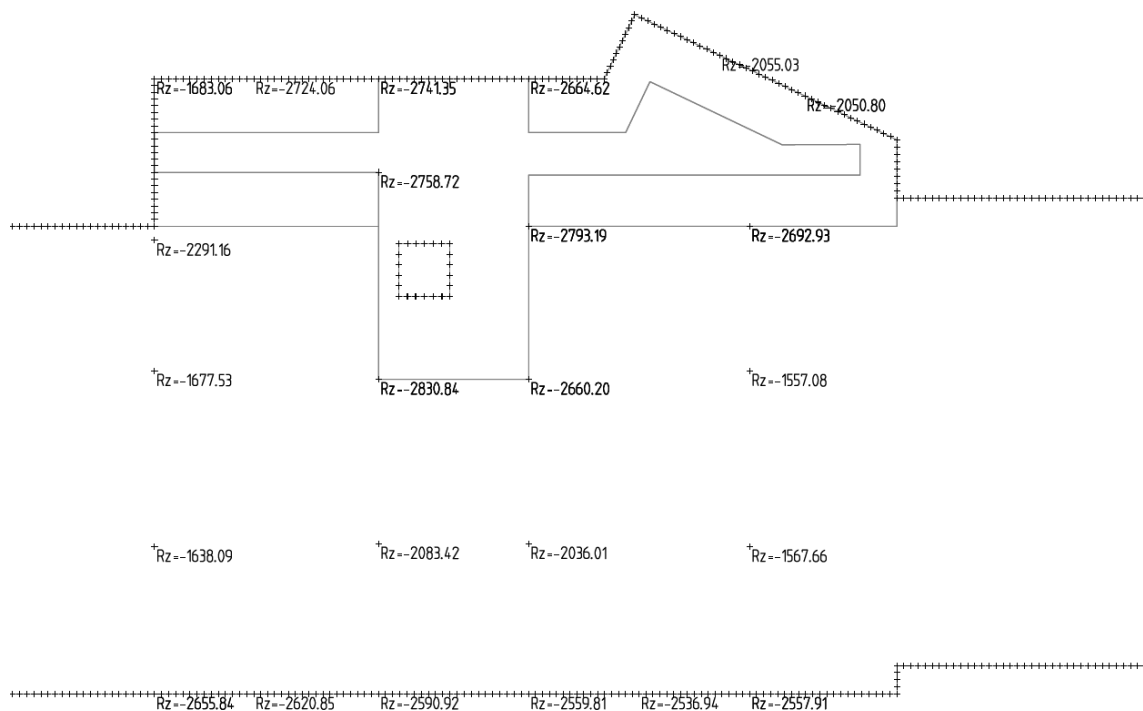
Při další části návrhu byly do výpočetního modelu přidány pružné podpory simulující piloty sedající zhruba o 10 mm při určitém zatížení, vzhledem k předpokladu maximálního povoleného sednutí objektu o 10 mm byly voleny i tuhosti svislých podpor. Při první volbě svislé tuhosti podpory byla použita metoda lineární náhrady sečnou. Reakce působící v podpoře byla vydělena předpokládaným sednutím (10 mm), z toho byla získána prvotní tuhost pružiny, která byla dále optimalizována tak, aby sednutí objektu bylo požadovaných 10 mm.



Obr. 15: Reakce v podporách pro posouzení MSÚ



Návrh pilot byl proveden ve výpočetním softwaru GEO5 v modulu pilota, kam byly přidány potřebné parametry pro návrh pilot. Jednotlivé typy pilot byly posouzeny z hlediska mezního stavu únosnosti pro maximální svislou únosnost piloty sumací její únosnosti na patě piloty a její únosnosti třením na plášti. Piloty jsou navrženy jako tuze spojené se základovou deskou, jsou proto posouzeny i z hlediska přenosu posouvající síly a ohybového momentu, na jejichž působení je i navržena výztuž pilot. V žádné z navržených pilot nedochází ke vzniku tahových sil, není tedy třeba navrhovat tahové piloty. Dále byl posouzen mezní stav použitelnosti pomocí Masopustovy křivky a rozměry pilot byly stanoveny tak, aby byl splněn mezní stav únosnosti a zároveň byl splněn předpoklad sednutí piloty o 10 mm při konkrétním zatížení. Navrženy jsou 3 typy pilot s průměry 1,0 m a 1,2 m a délkách v rozmezí 8 – 11m. Podrobné posouzení piloty včetně vstupních parametrů lze nalézt v příloze č. 3c.



Obr. 16: Reakce v podporách pro posouzení MSP



Návrh byl také posouzen z hlediska maximální povoleného sednutí objektu, průměrného sednutí a nerovnoměrného sedání. Limitní hodnoty převzaty z EN 1997-1 [8].

Maximální povolené sednutí objektu:

$$s \leq s_{m,LIM} = 60 \text{ mm}$$

$$12,4 \leq 60 \text{ [mm]} \dots \text{VYHOVUJE}$$

Celkové průměrné sednutí:

$$s_m = \frac{s_{min} + s_{max}}{2} \leq s_{m,LIM}$$

$$s_m = \frac{7,49 + 12,4}{2} \leq 60$$

$$9,45 \leq 60 \text{ [mm]} \dots \text{VYHOVUJE}$$

$s_{LIM} = 60 \text{ mm}$... max. povolené sedání konstrukce pro ŽB konstrukce staticky neurčité

$s_{min} = 7,49 \text{ mm}$...nejmenší vypočtené sednutí objektu

$s_{max} = 12,4 \text{ mm}$... největší vypočtené sednutí objektu

Nerovnoměrné sednutí:

$$\Delta^S / L \leq 0,002$$

$$\frac{12,4 - 7,49}{10\,000} \leq 0,002$$

$$0,000415 \leq 0,002 \text{ [-]} \dots \text{VYHOVUJE}$$

Δ^S ... rozdíl v sednutí jednotlivých částí objektu

$L = 10\text{m}$... vzdálenost mezi posuzovanými místy rozdílného sedání

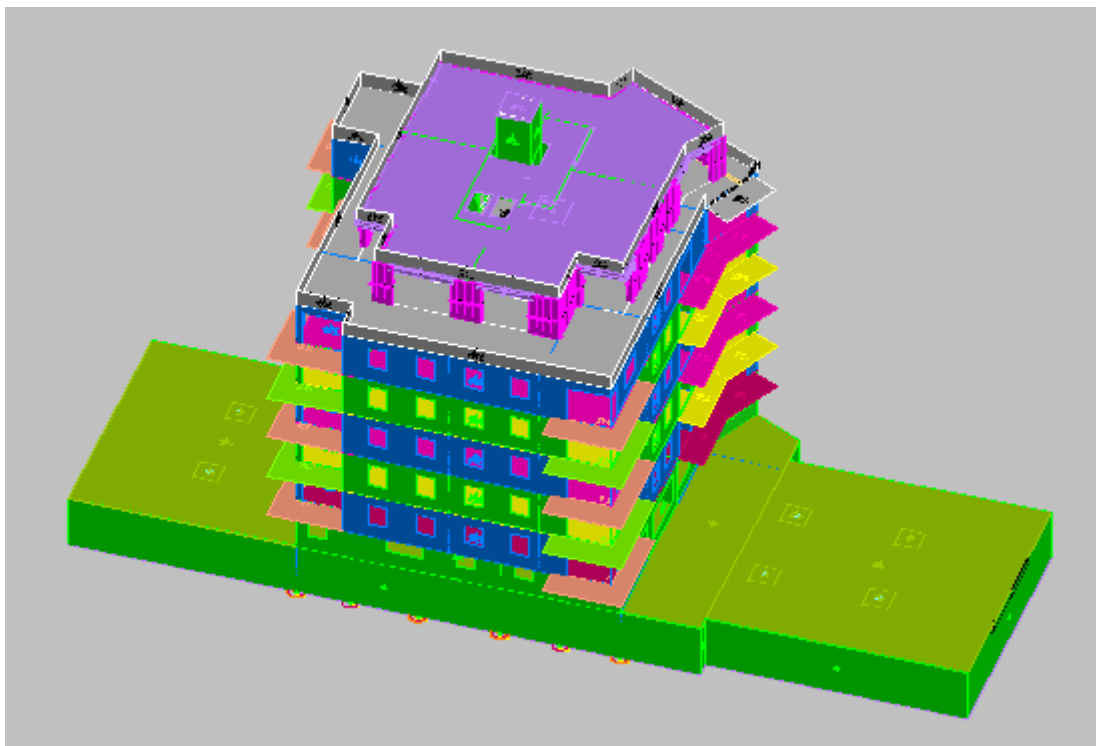


8. Návrh vodonepropustné konstrukce

Základová deska a suterénní stěny jsou navrženy z vodonepropustného betonu. Nosná konstrukce suterénu tak tvoří tzv. bílou vanu, která má zároveň nosnou i hydroizolační funkci, která má chránit objekt před zemní vlhkostí, a není tedy potřeba užití dodatečné povlakové hydroizolace. Návrh byl proveden v souladu s technickými pravidly České betonářské společnosti pro vodonepropustné betonové konstrukce [1]

Pro návrh minimální tloušťky konstrukce je nutné zařídění podle typu užívání a namáhání konstrukce. Vzhledem k tomu, že při IGP nebyla nalezena podzemní voda, uvažujeme třídu namáhání 2, kdy je konstrukce v kontaktu pouze s vlhkou zeminou nebo prosakující vodou. Pro bytové objekty je pak standartně navrhována třída užívání A. Při použití monolitického železobetonu nám vychází minimální tloušťka konstrukce 200 mm pro stěny a 150 mm pro základovou desku. V ručním předběžném statickém výpočtu byly stěny navrženy v tloušťce 200 mm a při prvotním návrhu základové desky byla navržena její tloušťka 350 mm, obě tyto konstrukce tedy splňují doporučené minimální rozměry.

Pro výpočet byl vypracován celkový výpočetní model konstrukce. Pro navrhované konstrukce (základovou desku a suterénní stěny) bylo dělení sítě konečných prvků uvažováno ve stejných hodnotách, jako je tloušťka prvků, pro ostatní konstrukce bylo nastaveno dělení sítě na 0,5 m.



Obr. 17: Celkový výpočetní model objektu

8.1. Základová deska

Vzhledem k tomu, že v objektu není navržena dilatace z důvodu nerovnoměrného sedání, v 1. podzemním podlaží vzniká úsek o délce přes 58m. Z toho důvodu jsou navrženy v základové desce dva smršťovací pruhy. Jejich schéma je zobrazeno ve výkresu tvaru základové desky.

Základní rastr betonářské výztuže byl stanoven podle konstrukčních zásad pro deskové konstrukce. Pro základovou desku byly použity vložky o průměru 12 mm v osové vzdálenosti 150 mm v obou směrech ($A_{s, \text{prov}} = 754 \text{ mm}^2$). Po provedení lineárního výpočtu pro mezní stav únosnosti byly do základního rastru přidány příložky, jejichž plocha odpovídá požadovanému množství výztuže stanovenému pomocí výpočetního softwaru RENEX 3D.



Následně byl ověřen požadavek na maximální šířku trhliny, která byla stanovena na 0,2 mm pro tlakový spád menší než 10. Hodnota tlakového spádu byla vypočítána jako poměr mezi výškou vodního sloupce a tloušťkou konstrukce. Ve výpočetním softwaru RENEX 3D byl proveden nelineární výpočet uvažující s podepřením základové desky na zemině v kombinaci s podepřením objektu na pilotách zadaných do výpočetního modelu pomocí pružných podpor. Pro výpočet mezního stavu trhlin byla podle doporučení technického pravidel České betonářské společnosti pro vodonepropustné konstrukce [1] uvažována častá kombinace zatížení. Po proběhnutí nelineárního výpočtu zahrnujícího vlivy dotvarování a smrštění betonu byly stanoveny šířky trhlin.

Základová deska vyhovuje z hlediska šířky trhlin i bez přídavné výztuže a přídavná výztuž je tedy potřeba pouze z hlediska mezního stavu únosnosti. Finální tloušťka desky zůstala shodná s předběžně navrženou, tj. 350 mm.

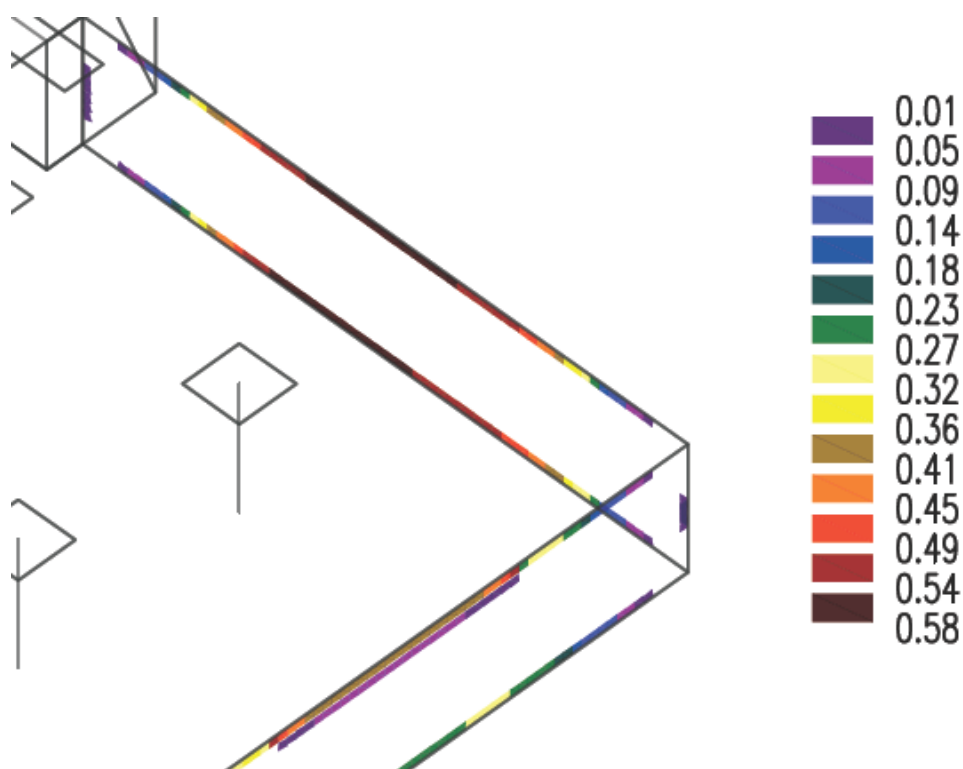
Dále byla ověřena základová deska z hlediska protlačení. Pod sloupy nacházejícími se v předsazené části objektu základová deska nevyhověla bez výztuže na protlačení. Navrženy zde byly smykové lišty v programu JORDAHL EXPERT. Třmínky zde nebyly navrženy vzhledem k jejich nižší únosnosti. Při jejich užití by muselo být navrženo lokální zesílení základové desky, při použití smykových lišt mohla být zachována konstantní tloušťka 350 mm. Podrobný návrh je obsažen v příloze č. 3b. U sloupů nacházejících se ve střední části objektu zatěžovaných i nadzemními částmi objektu, bylo ověřeno, zda nedojde k protlačení základové desky v oblasti piloty. V těchto místech není výztuž na protlačení nutná a deska vyhoví i bez ní. Posouzení je obsaženo v příloze č. 3b.



8.2. Suterénní stěny

Základní rastr betonářské výztuže byl stejně jako u základové desky stanoven pomocí konstrukčních zásad. Navrženy byly vložky o průměru 10 mm v osové vzdálenosti 150 mm ve svislém i vodorovném směru ($A_{s, \text{prov}} = 524 \text{ mm}^2$).

Stěny o tloušťce 200 mm navržené v předběžném výpočtu nevyhovovaly z hlediska mezního stavu omezení trhlin. Při vnějším povrchu stěny vznikaly trhliny o šířce až 0,58 mm, z tohoto důvodu byla šířka suterénních stěn zvětšena na 250 mm. Dále byl kvůli meznímu stavu únosnosti zvětšen průměr svislé výztuže z 10 mm na 12 mm v osové vzdálenosti 150 mm ($A_{s, \text{prov}} = 754 \text{ mm}^2$). V exponovaných místech byla svislá výztuž z důvodu omezení šířky trhlin zahuštěna na osovou vzdálenost 75 mm.



Obr. 18: Šířka trhlin u suterénních stěn při tloušťce 200 mm

Suterénní stěny i základová deska byly také posouzeny na mezní stav omezení napětí. Limitní hodnoty byly převzaty z EN 1992-1-1 [6].



Limitní napětí v betonu při kvazistálé kombinaci:

$$|\sigma_c| \leq 0,45f_{ck}$$

$$|\sigma_c| \leq 13,5 \text{ Mpa}$$

σ_c [MPa] ... tlaková napětí v betonu

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$... charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku

Limitní napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci:

$$|\sigma_s| \leq 0,8f_{yk}$$

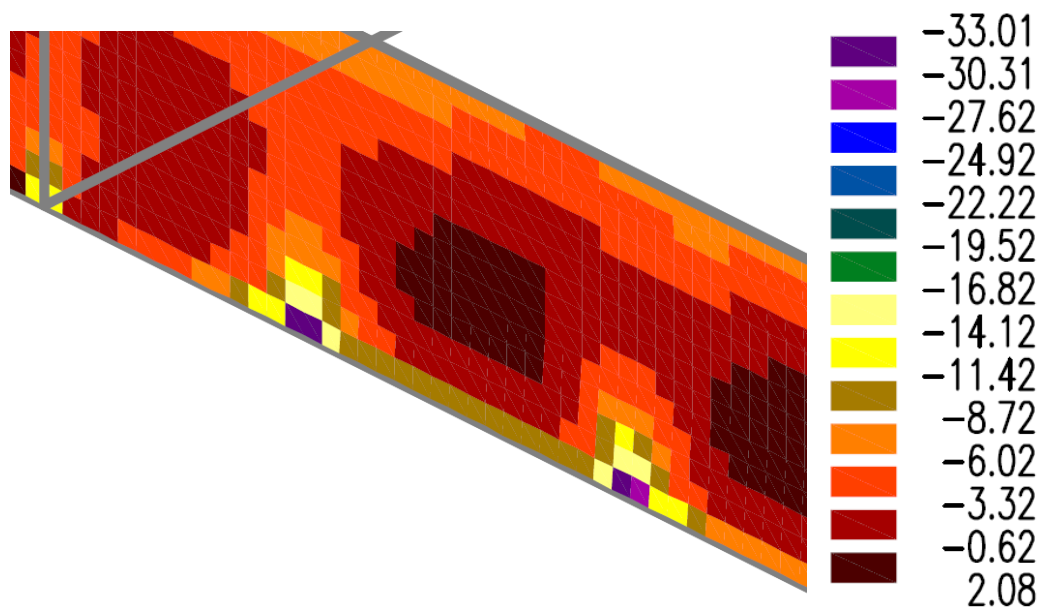
$$|\sigma_s| \leq 400 \text{ Mpa}$$

σ_c [MPa] ... tahová napětí ve výztuži

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$... charakteristická mez kluzu betonářské oceli



Základová deska bez problémů vyhovuje na mezní stav omezení napětí, ve stěnách se podle výpočtu pro napětí v betonu nacházejí vyšší než povolené hodnoty (okolo 30 MPa). To je ovšem způsobeno idealizací podpor objektu (pilot) pomocí bodových podpor, napětí je tak koncentrováno do jednoho bodu, lze tedy předpokládat, že ve skutečnosti v betonu takové napětí vznikat nebude (viz příloha č.3a strana 30 a 31).



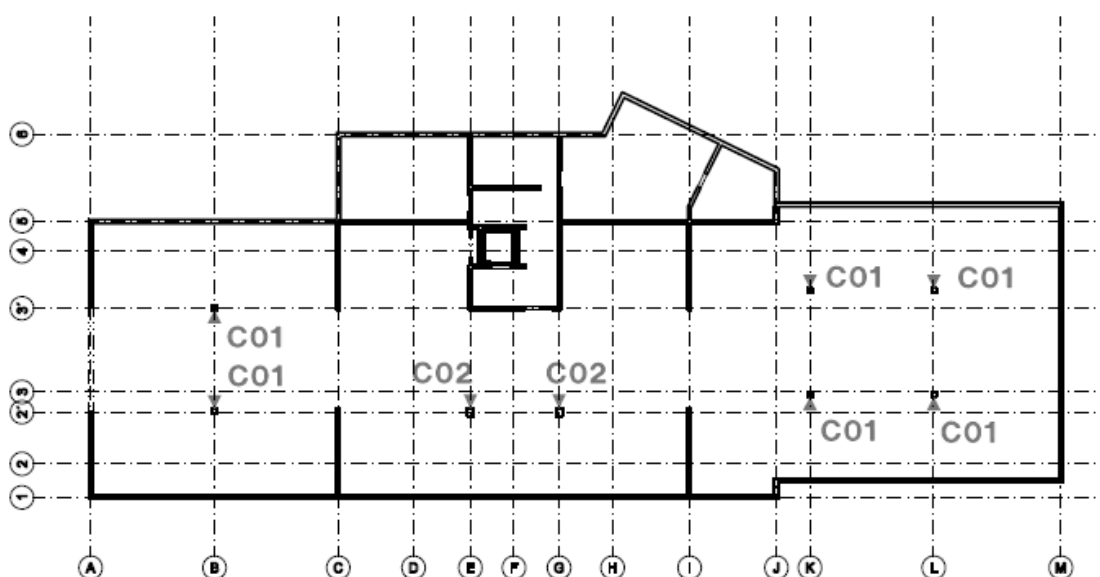
Obr. 19: Příklad oblasti s nevyhovujícím napětím v betonu



9. Návrh sloupů v 1. podzemním podlaží

V 1. podzemním podlaží se nacházejí sloupy, které lokálně podepírají stropní desku. Byly zde navrženy 2 typy sloupů s označením C01 a C02, jejich rozmístění v objektu je možné vidět na schématu níže.

SCHÉMA SLOUPŮ



Obr. 20: Schéma rozmístění sloupů

Sloupy byly nejprve posouzeny v rámci výpočetního softwaru RENEX 3D pomocí hromadného ohybového a smykového posudku. Hromadné posudky pracují s konkrétní výztuží, která je zadána do železobetonového průřezu a vypočítávají únosnost tohoto průřezu. Výsledkem je pak poměr mezi působícími návrhovými silami a návrhovou únosností průřezu. Pokud je hodnota hromadného posudku menší než 1, průřez vyhovuje. Ohybový posudek posuzuje interakci ohybových momentů v obou směrech a normálové síly, smykový posudek zase posuzuje interakci posouvajících sil a krouticího momentu. Vnitřní síly, interakční diagramy a hromadné posudky je možné nalézt v příloze č. 2a. Smykové síly a krouticí momenty na sloupech dosahovaly velmi nízkých hodnot (v řádech jednotek kN a kNm) a pro přehlednost výstupů jsou proto v příloze vynechány.



Dále byly z programu RENEX 3D vyexportovány vnitřní síly pro různé zatěžovací stavy, které byly následně importovány do programu FIN EC do modulu beton, kde byl podle těchto sil nejdříve ověřen mezní stav únosnosti a posouzeny mezní stav šířky trhlin a mezní stav omezení napětí. Podrobný protokol společně s interakčními diagramy je obsažen v příloze č. 2b.

Sloupy byly posouzeny i na mimořádnou kombinaci zatížení. Ve výšce 0,5m od paty sloupu byla zavedena bodová síla reprezentující náraz vozidla do konstrukce. Ve směru jízdy vozidla činí návrhová hodnota působící síly 50 kN, ve směru kolmém na směr jízdy je pak tato hodnota 25 kN. Tyto hodnoty byly převzaty ze STN EN 1991-1-7 [9].

9.1. Sloup C01

V ručním předběžném statickém výpočtu byly stanoveny rozměry těchto sloupů stanoveny na 300x400 mm. Následně byl návrh optimalizován ve výpočetním softwaru RENEX 3D. Do výpočtu byla zadána konkrétní výztuž a po vykreslení interakčních diagramů se ukázal jako vyhovující i čtvercový průřez o rozměrech 300x300 mm s výztuží navržené podle konstrukčních zásad, konkrétně 4 pruty s průměrem 12 mm.

Stropní deska nad 1. PP u těchto sloupů nevyhovuje z hlediska protlačení. Při tloušťce stropní desky 250 mm nelze tuto oblast vyztužit. Byla zde tedy navržena desková hlavice o půdorysných rozměrech 2x2 m a tloušťce 500 mm. Hlavice je proti protlačení vyztužena pomocí 3 řad soustředných třmínků. Posouzen byl kontrolovaný obvod u_1 nacházející se ve vzdálenosti $2d$ (tj. dvojnásobek účinné výšky stropní desky v oblasti s hlavicí), což odpovídá hodnotě 0,921 m od okraje sloupu a kontrolovaný obvod u_2 , který se nachází ve vzdálenosti $2d$ (dvojnásobek účinné výšky stropní desky mimo hlavicí) od konce rozšíření stropní desky. Podrobný protokol s výpočtem a schématickým zobrazením výztuže lze nalézt v příloze č.2c.



9.2. Sloup C02

Obdobně jako u sloupů C01 byly původně stanoveny na 400x600 mm a návrh byl dále optimalizován ve výpočetních softwarech. Výsledný rozměr sloupu byl stanoven na 400x500 mm s navrženou výztuží o průměru 14 mm a 8 kusech.

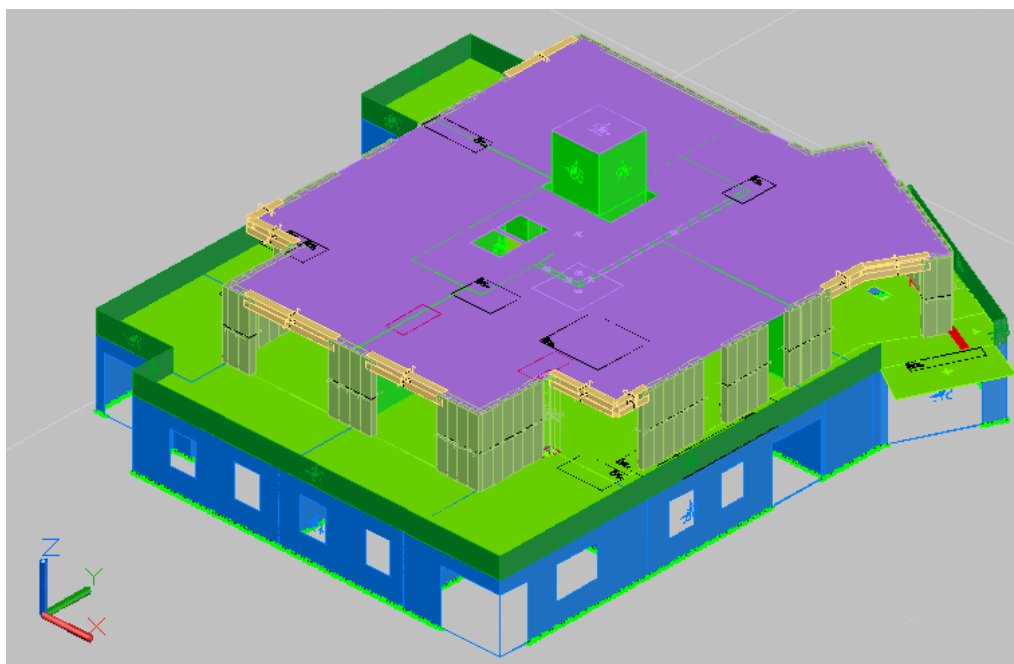
Vzhledem k navazující stěně v dalším podlaží zde nebylo posouzení protlačení nutné.

Rozhodující pro návrh obou sloupů byl 1. mezní stav. Sloup C01 vyhovuje i při použití pouze konstrukční výztuže a to s využitím 62,1%. Sloup C02 vynášející všechna nadzemní podlaží musel být navržen na působení kombinaci normálové síly a ohybových momentů s vlivem vzpěru a využití průřezu činí 92,3%.



10. Návrh 7. nadzemního podlaží a jeho podepření

Pro výpočet vnitřních sil potřebných k návrhu vybraných svislých konstrukcí a návrhu stropních konstrukcí byl vytvořen výpočetní model patrového výseku pro 6. a 7. nadzemní podlaží.



Obr. 21: Výpočetní model 6. a 7. nadzemního podlaží

10.1. Stropní konstrukce nad 7. NP

Z předběžného statického výpočtu byla empiricky navržena deska tloušťky 200 mm. Tato tloušťka je ovšem nevyhovující z hlediska mezního stavu použitelnosti, zejména mezního stavu trhlin, kde vycházely trhliny o šířce blížící se k 1 mm u obou povrchů. K tomuto nejvíce přispívá fakt, že deska je uložena na zděné stěně bez většího přitížení a do výpočtu je tedy uvažována jako prostě podepřená.

Navržena byla tedy stropní deska tloušťky 250 mm. Dále následoval návrh výztuže na MSÚ a návrh přílozek pro více exponovaná místa, jako jsou například napojení na vnitřní stěny (vyšší ohybový moment – dimenzování na MSÚ) nebo místa s nadměrnou deformací či vznikem širších trhlin než je povoleno. Pro základní rastr výztuže byly navrženy vložky o průměru 12 mm v osové vzdálenosti 150 mm ($A_{s, \text{prov}} = 754 \text{ mm}^2$)



v obou směrech. Pro výpočet deformací stropní desky a výpočet šířky trhlin byla použita kvazistálá kombinace zatížení.

Pro beton s třídou prostředí XC1 je doporučená limitní hodnota šířky trhliny 0,4 mm. Tato hodnota je s použitím přidané výztuže k základnímu rastru splněna. Při dolním povrchu stropní desky vzniká trhlina o šířce max. 0,38 mm, při horním povrchu je to pak hodnota 0,39 mm. Max. deformace s uvažováním dotvarování betonu je 13,26 mm. Při rozpětí stropní konstrukce v daném místě 6,5 m a požadavku na maximální povolený průhyb $1/250$ rozpětí (tj. 26 mm) je tak tento mezní stav splněn.

Součinitel dotvarování si stanovuje výpočetní software s ohledem na vstupní data při spouštění nelineárního výpočtu. Vliv dotvarování je do výpočtu započítán podle EN 1992-1-1, s relativní vlhkostí okolního prostředí 50%, koncem ošetřování betonu po 7 dnech a časem vneseného zatížení po 28 dnech.

Byl také ověřen mezní stav omezení napětí v betonu (pro kvazistálou kombinaci a limitní napětí 13,5 Mpa) i ve výztuži (pro charakteristickou kombinaci a limitní napětí 400 MPa). I když jsou ve stropní desce místa, kde dochází k výraznému zvýšení napětí v betonu i ve výztuži, tak hodnoty jsou stále vyhovující.

Maximální deformace stropní desky je při kvazistálé kombinaci necelých 10 mm, tato hodnota je pro mezní stav přetvoření vyhovující.

10.2. Svislé nosné konstrukce

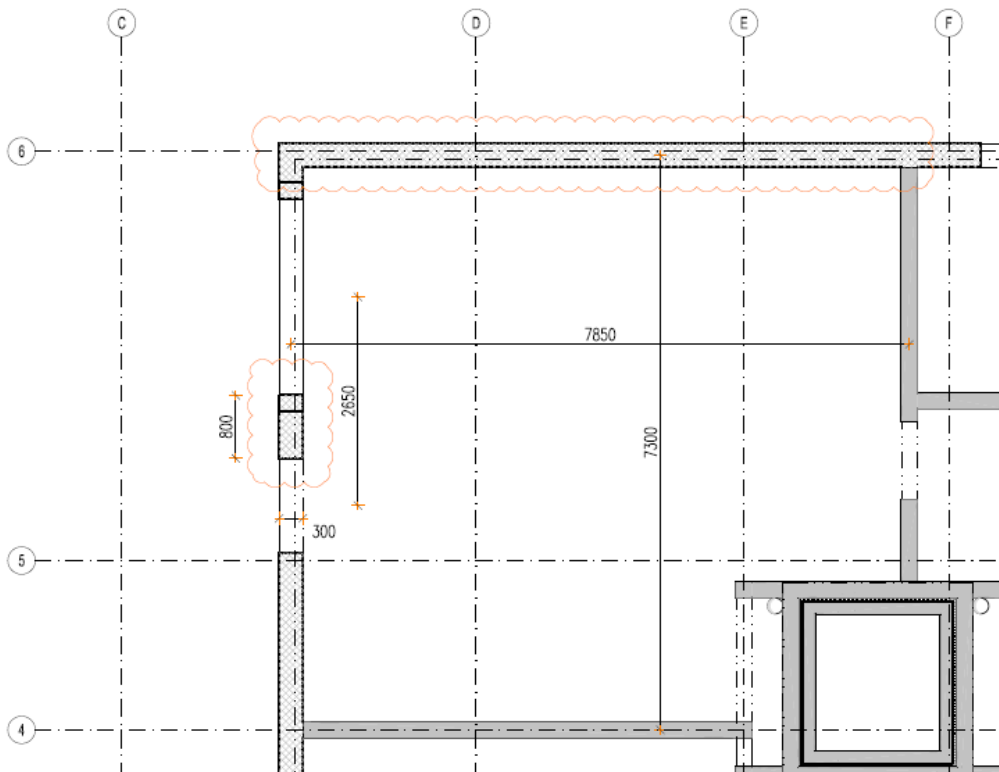
10.2.1. Obvodové stěny

Obvodové stěny 7. nadzemního podlaží jsou navrženy ze zdiva. Vzhledem k nízké hmotnosti byly vybrány pórobetonové tvárnice značky YTONG Statik plus na maltu pro tenké spáry v tloušťce 300 mm. Pro posouzení únosnosti zdiva byla vybrána dvě nejvíce exponovaná místa, a to pilíř o šířce 800 mm a stěna v místě největšího rozponu stropní desky. Posouzení bylo provedeno v softwaru YTONG STATIX. Posouzení únosnosti zdiva bylo provedeno v hlavě stěny, v patě stěny a ve $3/5$ výšky stěny. Výpočet pevnosti zdiva byl proveden v souladu s eurokódem 6 [7].



$f_b = 6,5 \text{ MPa}$... normalizovaná pevnost zdících prvků [14]
$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$... výpočet charakteristické pevnosti zdiva
$K = 0,8$... tabulkový součinitel pro pórobetonové tvárnice a maltu pro tenké spáry
$\alpha = 0,85; \beta = 0$... součinitelé pro pórobetonové zdící prvky na maltu pro tenké spáry
$f_d = f_k / \gamma_M$... výpočet návrhové pevnosti zdiva
$\gamma_M = 2,2$... součinitel spolehlivosti materiálu
$N_{Rd} = \Phi \cdot f_d \cdot t$... výpočet únosnosti zdiva
Φ	... součinitel zohledňující štíhlost stěny a excentricitu zatížení
t	... tloušťka stěny

Součinitel vzpěrné délky byl zvolen $\rho_2 = 0,75$, vzhledem k tuhé stropní konstrukci, jejíž uložení je více než 2/3 tloušťky stěny a celková excentricita je menší než 1/4 tloušťky stěny, což odpovídá hodnotě 75 mm. S tlakem větru na plochu stěny nebylo při výpočtu uvažováno z důvodu dostatečného přitížení od stropní desky. Protokol z výpočtu je obsažen v příloze č. 4b.



Obr. 22: Posuzovaná místa obvodových stěn 7.NP

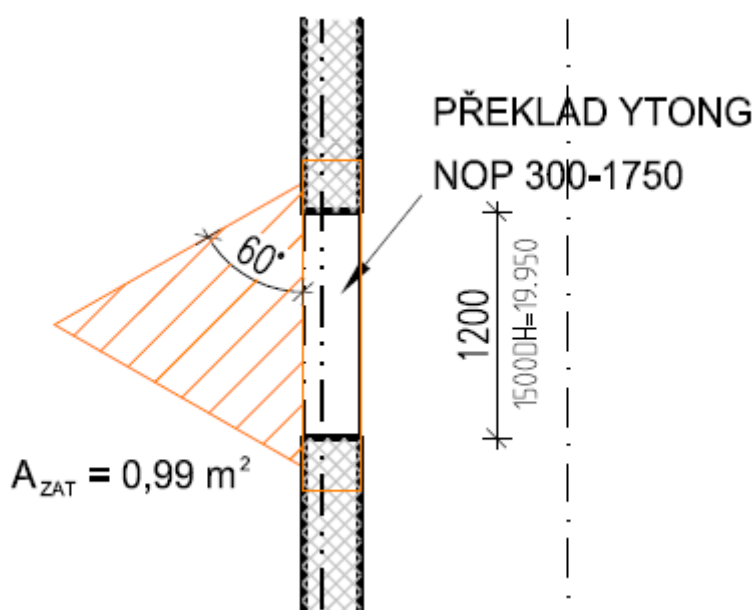
výrobek	provedení	tl. zdiva bez omítek	rozměry d × v × š	tepelný odpor R_{10day}	tepelný odpor R_u	součinitel prostupu tepla U_o^*	vzduchová neprůzvučnost laboratorní R_w	požární odolnost	spotřeba malty	směrné časy zdění	kusů na paletě
typ		mm	mm	$m^2 \cdot K/W$	$m^2 \cdot K/W$	$W/(m^2 \cdot K)$	dB	min	kg/m^2	h/m^3	ks/pal
Standard	PDK	375	599 × 249 × 375	3,75	3,57	0,267	48	REI 180	3,8	1,20	24
Standard	PDK	300	599 × 249 × 300	3,00	2,86	0,330	46	REI 180	3,0	1,30	30
Standard	HL	300	599 × 249 × 300	3,00	2,86	0,330	46	REI 180	4,2	1,35	30
Univerzal	PDK	375	599 × 249 × 375	3,41	3,23	0,294	48	REI 180	3,8	1,20	24
Univerzal	PDK	300	599 × 249 × 300	2,73	2,59	0,362	46	REI 180	3,0	1,30	30
Univerzal	HL	300	599 × 249 × 300	2,73	2,59	0,362	46	REI 180	4,2	1,35	30
Univerzal	PD	250	599 × 249 × 250	2,27	2,16	0,429	45	REI 180	2,5	1,50	36
Statik	PD	375	499 × 249 × 375	2,68	2,55	0,368	48	REI 180	3,8	1,30	24
Statik	PD	300	499 × 249 × 300	2,14	2,04	0,452	48	REI 180	3,0	1,40	30
Statik	PD	250	599 × 249 × 250	1,79	1,70	0,535	47	REI 180	2,5	1,50	36
Statik	HL	300	499 × 249 × 300	2,14	2,04	0,452	48	REI 180	4,5	1,45	30
Statik	HL	250	599 × 249 × 250	1,79	1,70	0,535	47	REI 180	3,5	1,55	36
Statik	HL	200	599 × 249 × 200	1,43	1,36	0,654	43	REI 180	2,8	1,60	42
Statik Plus	HL	375	399 × 249 × 375	2,21	2,09	0,442	49	REI 180	6,0	1,50	36
Statik Plus	HL	300	499 × 249 × 300	1,76	1,68	0,541	48	REI 180	4,5	1,45	30
Statik Plus	HL	250	499 × 249 × 250	1,47	1,40	0,637	47	REI 180	3,8	1,65	36

Obr. 23: Vlastnosti navržených zdících prvků [14]



10.2.2. Nadpraží otvorů

Přes okenní otvory byl navržen systémový překlad YTONG NOP 300-1750 pro maximální světlost otvoru 1,6m o rozměrech 1750x300x250 mm. Max. povolené rovnoměrné liniové zatížení na překlad je podle výrobce 33,3 kN/m. Zatěžovací plocha byla stanovena jako trojúhelníková o velikosti 0,99 m².



Obr. 24: Zatěžovací obrazec okenního nadpraží

výrobek	rozměry d × v × š	max. světlost otvoru	min. úložná délka	expediční hmotnost	požární odolnost	návrhová hodnota ohybového momentu M _{Rd}	návrhová hodnota únosnosti ve smyku V _{Rd}	návrhová hodnota rovnoměrného zatížení včetně vlastní tlíhy překladu q _d	průhyb od návrhového rovnoměrného zatížení q _d w _{qd}
typ	mm	mm	mm	kg	min	kN/m	kN	kN/m	mm
NOP 375-2500	2500 × 249 × 375	2000	250	196	R60	19,49	36,54	32,2	7,9
NOP 375-2250	2250 × 249 × 375	1800	225	176	R60	19,49	37,25	38,2	5,8
NOP 375-2000	2000 × 249 × 375	1600	200	156	R60	15,55	39,18	41,4	3,9
NOP 375-1750	1750 × 249 × 375	1350	200	137	R60	11,51	34,38	41,8	2,3
NOP 375-1500	1500 × 249 × 375	1100	200	117	R60	5,56	36,16	29,2	0,8
NOP 375-1250	1250 × 249 × 375	900	175	95	R60	5,56	36,69	41,0	0,6
NOP 300-2500	2500 × 249 × 300	2000	250	156	R60	18,63	31,14	28,3	8,3
NOP 300-2250	2250 × 249 × 300	1800	225	141	R60	18,63	31,76	32,5	5,9
NOP 300-2000	2000 × 249 × 300	1600	200	125	R60	12,47	35,29	33,2	3,7
NOP 300-1750	1750 × 249 × 300	1350	200	109	R60	9,16	31,15	33,3	2,2
NOP 300-1500	1500 × 249 × 300	1100	200	94	R60	5,47	32,68	28,8	1,0

Obr. 25: Vlastnosti navrženého překladu [2]



	$f_{k,1}$ [kN/m ²]	γ_i [-]	f_d [kN/m ²]	$f_{d,1}$ [kN/m]
Vlastní tíha stropní desky	6	1,35	8,1	11,50
Skladba střešního pláště	5,76	1,35	7,776	11,04
Zatížení sněhem	0,84	1,55	1,302	1,85
			$\Sigma =$	24,39 kN/m

	$f_{k,2}$ [kN/m]		$f_{d,2}$ [kN/m]
Vlastní tíha překlady	0,6	1,35	0,81
		$\Sigma =$	0,81 kN/m

$$q_{d,max} \geq q_d$$

$$33,3 > 25,2 \text{ [kN/m]} \quad \dots \text{ VYHOVUJE}$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = 31,15 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,25 \cdot f_{d,1} \cdot l + 0,5 \cdot f_{d,2} \cdot l = 0,25 \cdot 24,39 \cdot 1,5 + 0,5 \cdot 0,81 \cdot 1,5 = 9,75 \text{ kN}$$

$$31,15 > 9,75 \text{ [kN]} \quad \dots \text{ VYHOVUJE}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

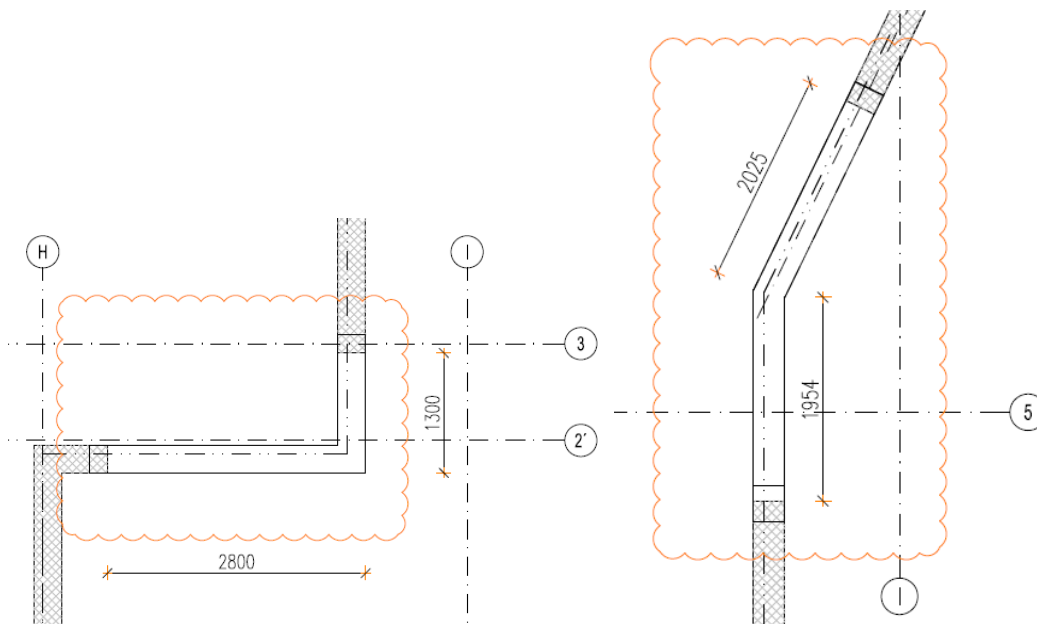
$$M_{Rd} = 9,16 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 1/12 \cdot f_{d,1} \cdot l^2 + 1/8 \cdot f_{d,2} \cdot l^2 = 1/12 \cdot 24,39 \cdot 1,5^2 + 1/8 \cdot 0,81 \cdot 1,5^2 = 4,8 \text{ kNm}$$

$$9,16 > 4,8 \text{ [kNm]} \quad \dots \text{ VYHOVUJE}$$

Při posouzení podmínky $q_{d,max} \geq q_d$ je zjednodušeně uvažováno zatížení jako rovnoměrné liniové.

Pro ostatní otvory v obvodových stěnách nelze navrhnout systémový překlady. Buď je otvor příliš široký a standartní prvky nelze použít nebo se jedná o atypický rohový otvor. V těchto případech byla navržena železobetonová nadpraží o šířce 300 mm a výšce 500 mm včetně tloušťky stropní desky, která budou betonována současně s deskou. Pro jejich posouzení byly vyexportovány vnitřní síly z výpočetního modelu a nadpraží byla posouzena v programu FIN EC v modulu beton.



Obr. 26: Typický tvar řešeného atypického nadpraží

V atypických rohových nadpražích je navrženo 8ks betonářské výztuže o průměru 14 mm a 3ks o průměru 12 mm. Rozhodující pro návrh výztuže bylo potřebné množství podélné výztuže pro přenesení krouticího momentu (viz obrázek níže). Podrobný posudek je obsažen v příloze č. 4f.

Podrobné posouzení KROUCENÍ: MSÚ_109_maxFx

Maximální vzdálenost třímínků $s_{l,max} = 200,0 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 30 / 250) = 0,528$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 1 \times 30 / 1,5 = 20 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdmax} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 300 \times 348,4 \times 0,528 \times 20 / (1,891 + 0,529) = 456,1 \text{ kN}$$

$$v = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 30 / 250) = 0,528$$

$$t_{ef} = \max(0,09; A / u) = \max(0,09; 0,15 / 1,6) = \max(0,09; 0,0937) = 0,0937 \text{ m}$$

$$T_{Rdmax} = 2 \times v \times \alpha_{cw} \times f_{cd} \times A_k \times t_{ef} \times \sin \theta \times \cos \theta = 2 \times 0,528 \times 1 \times 20 \times 0,0838 \times 0,0937 \times 0,467 \times 0,884 = 68,55 \text{ kNm}$$

$$V_{Edt} = T_{Ed} / (2 \times A_k) = 26,88 / (2 \times 0,0838) = 160,4 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdt} = A_{sw} \times f_{yd} \times \cot \theta / s = 68,1 \times 434,8 \times 1,891 / 0,15 = 373,3 \text{ kN}$$

$$\max(V_{Ed} / V_{Rdmax} + T_{Ed} / T_{Rdmax}; V_{Edt} / V_{Rdt}) < 1$$

$$\max(17,13 / 456,1 + 26,88 / 68,55; 160,4 / 373,3) < 1$$

$$0,43 < 1$$

Požadovaná plocha podélné výztuže pro přenesení krouticího momentu: $A_{sl,sum} = 854,7 \text{ mm}^2$

$$A_{sl,sum} = T_{Ed} \times \cot(\theta) \times u_k / (2 \times A_k \times f_{yd}) = 26,88 \times \cot(27,87) \times 1,225 / (2 \times 0,0838 \times 434,8) = 854,7 \text{ mm}^2$$

Plocha podélné výztuže uvažovaná pro přenesení krouticího momentu: $A_{sl} = 906,1 \text{ mm}^2$

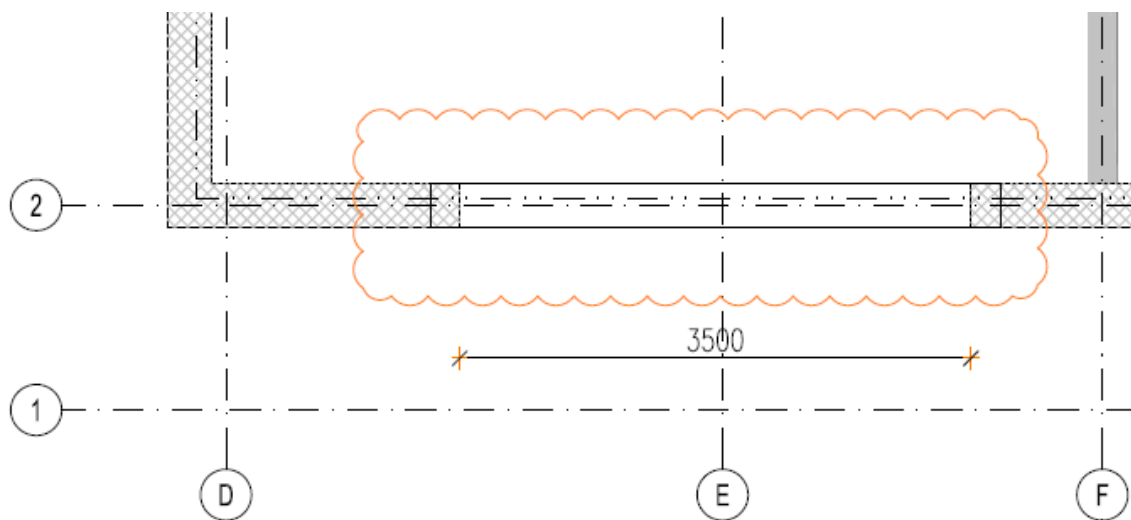
Únosnost průřezu v kroucení Vyhovuje

Využití: 43,0 %

Obr. 27: Rozhodující stav pro návrh podélné výztuže u rohových nadpraží

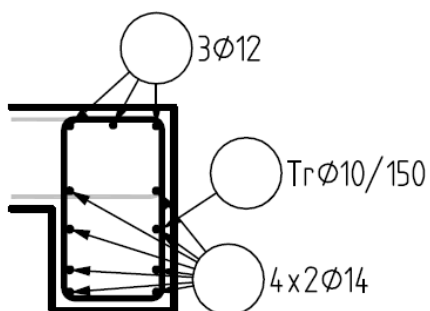


Pro návrh rovných nadpraží, kde nemohl být použit systémový překlád z důvodu velké šířky otvoru, byla navržena výztuž podle konstrukčních zásad, konkrétně 4ks výztuže o průměru 12 mm u spodního povrchu a 2ks výztuže se stejným průměrem u horního povrchu. Při použití pouze této výztuže průřez vyhoví jak na mezní stav únosnosti (využití 65%), tak i mezní stav použitelnosti (využití 57%).

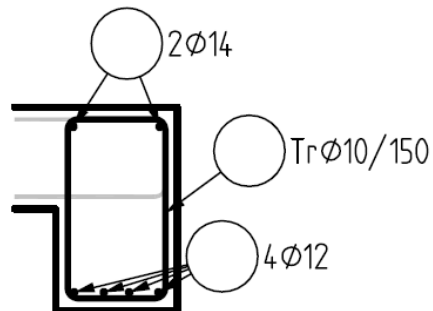


Obr. 28: Typický tvar řešeného rovného nadpraží

SCHÉMATICKÉ VYZTUŽENÍ ROHOVÉHO NADPRAŽÍ



SCHÉMATICKÉ VYZTUŽENÍ ROVNÉHO NADPRAŽÍ



Obr. 29: Schématické vyztužení nadpraží



10.3. Vnitřní nosné stěny

Vnitřní nosné stěny jsou navrženy jako železobetonové monolitické. V předběžném statickém výpočtu byly navrženy v tloušťce 200 mm.

Svislá výztuž:

$$A_{s, \min} = 0,002A_c = 0,002 \cdot 200 \cdot 1000 = 400 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ minimální plocha výztuže}$$

$$s \leq \text{MIN} (3h; 400 \text{ mm}) = \quad \dots \text{ max. osová vzdálenost výztuže}$$

$$= \text{MIN} (600; 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

Navržená výztuž: $\varnothing 10$ á 150 mm; $A_{s, \text{prov}} = 1\,047 \text{ mm}^2$

Vodorovná výztuž:

$$A_{s, \min, 1} = 0,001A_c = 0,001 \cdot 200 \cdot 1000 = 200 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ minimální plocha výztuže}$$

$$A_{s, \min, 2} = 0,25A_{s, v} = 0,25 \cdot 1047 = 262 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ minimální plocha výztuže}$$

$$s \leq 400 \text{ mm} \quad \dots \text{ max. osová vzdálenost výztuže}$$

Navržená výztuž: $\varnothing 10$ á 150 mm; $A_{s, \text{prov}} = 1\,047 \text{ mm}^2$

Navržená výztuž bez problémů vyhovuje na první i druhý mezní stav, kde požadované plocha výztuže pro MSÚ jsou nižší než navržená výztuž, deformace se pohybují řádově v desetinách milimetru a šířky trhlin nepřesahují hodnotu 0,04 mm.

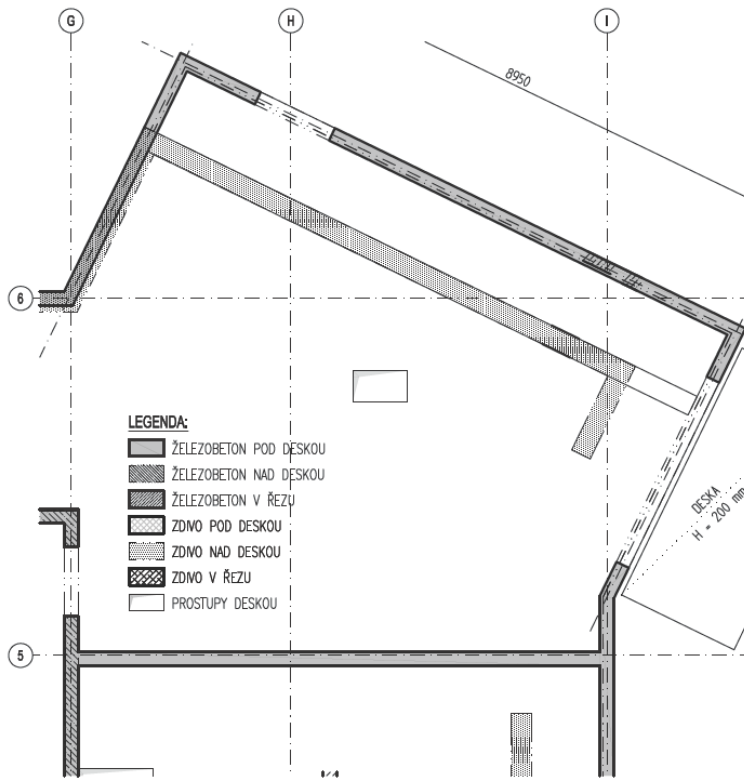


10.4. Návrh stropní desky nad 6.NP

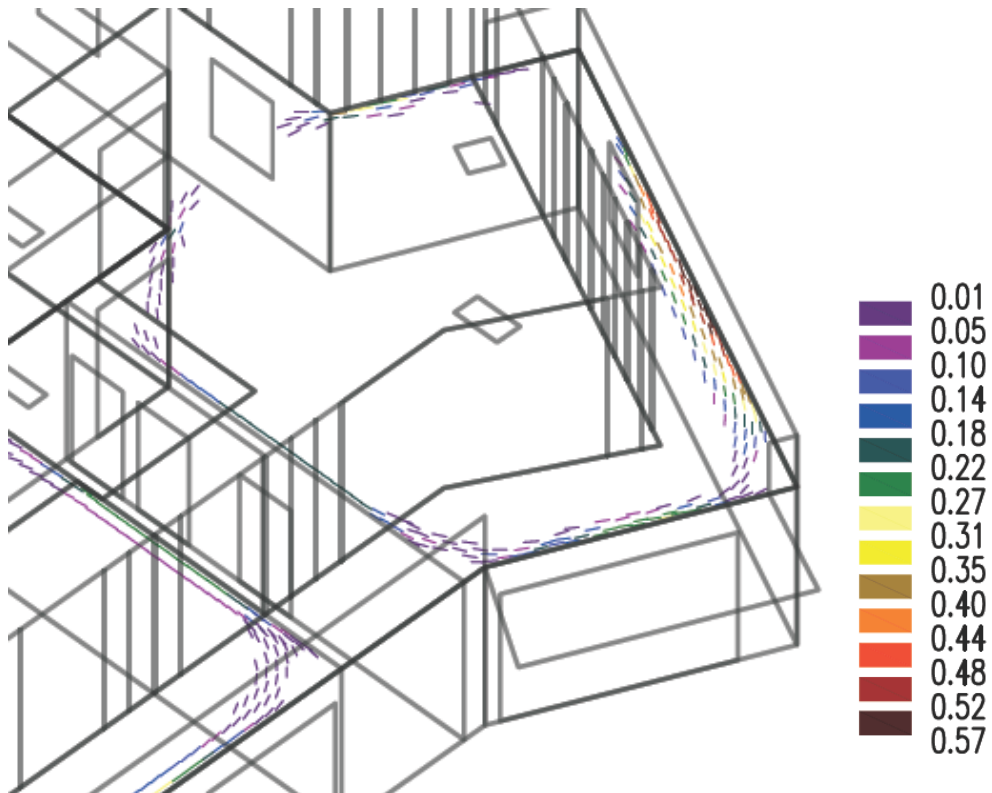
Stropní deska slouží jako podpora pro stěny 7. nadzemního podlaží, které jsou navrženy z pórobetonových tvárnic. Pro zjištění přenosu vnitřních sil ze stropní konstrukce nad 7. NP byly stěny z pórobetonových tvárnic namodelovány pomocí prutových prvků s kloubovou vazbou na začátku i konci prutu. Zároveň bylo u zděných prvků uvažováno s vyloučeným tahem pro nelineární výpočet.

Pro dimenzování stropní desky byl vytvořen výpočetní model pouze dvou posledních podlaží s vyšším zahuštěním sítě konečných prvků oproti celkovému modelu (dělení sítě stropní desky uvažováno 0,2 m). Do výpočtu byla zadána deska tloušťky 200 mm navržená v předběžném statickém výpočtu.

Deska v tloušťce 200 mm s navrženou základní výztuží o ploše 524 mm^2 a nutnou přídatnou výztuží vyhovovala jak na MSÚ, tak i MSP kromě oblasti mezi osami „G“ - „I“ a „5“ - „6“, nad nimiž jsou odsazeny svislé konstrukce, a není zde žádný liniový prvek (stěna či trám) podporující tyto svislé prvky. V místě napojení na obvodové stěny vznikaly při horním povrchu trhliny s nevyhovující šířkou až 0,57 mm (viz obrázek 12), tj. větší než 0,4 mm, i při použití větších ploch výztuže.



Obr. 30: Řešená oblast významně zatížená vyšším podlažím

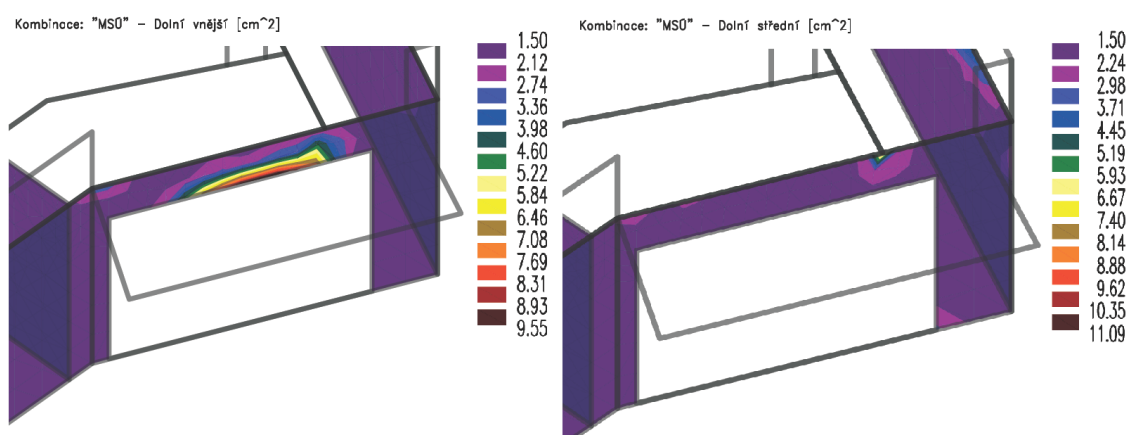


Obr. 31: Šířka horní trhliny bez použitého průvzlaku v mm



Z toho důvodu byl pod obvodovými stěnami posledního podlaží navržen průvlak o rozměrech 400x300 mm a ve stropní desce mezi trámem a obvodovými stěnami byla navržena výztuž ve směru kolmém na vznikající trhliny. Na rozdíl od varianty bez průvlaku nyní postačí zhuštění výztuže v místě trhlin širších než 0,4 mm, a to namísto osové vzdálenosti výztuže 150 mm je zde použita osová vzdálenost 100 mm. Byla také řešena varianta, kdy byl v daném místě použit nadvlak místo jedné řady tvárnic a trám by tak nijak neomezoval prostor v 6.NP. Tato varianta by ale byla použitelná pouze v případě, kdy by bylo možné, aby trám byl napojen z obou stran na stěnu 6.NP. To ale není možné, protože trám vedený nad deskou na části své délky vystupoval ze skladby terasy.

Navržený trám je na jednom konci vynášen nadpražím vstupu na balkon. Bylo tedy ještě přezkoumáno, zda se nejedná o problémovou oblast. Při použití výztuže o průměru 10 mm a rozteče 150 mm a po provedení nelineárního výpočtu se ukázal jako rozhodující mezní stav únosnosti. Trhliny se pohybovaly v hodnotách do 0,2 mm a vzhledem k umístění trámu vzhledem k otvoru nebyla rozhodující ani deformace prvku. Pro mezní stav únosnosti postačí zhuštění svislé a vodorovné výztuže.



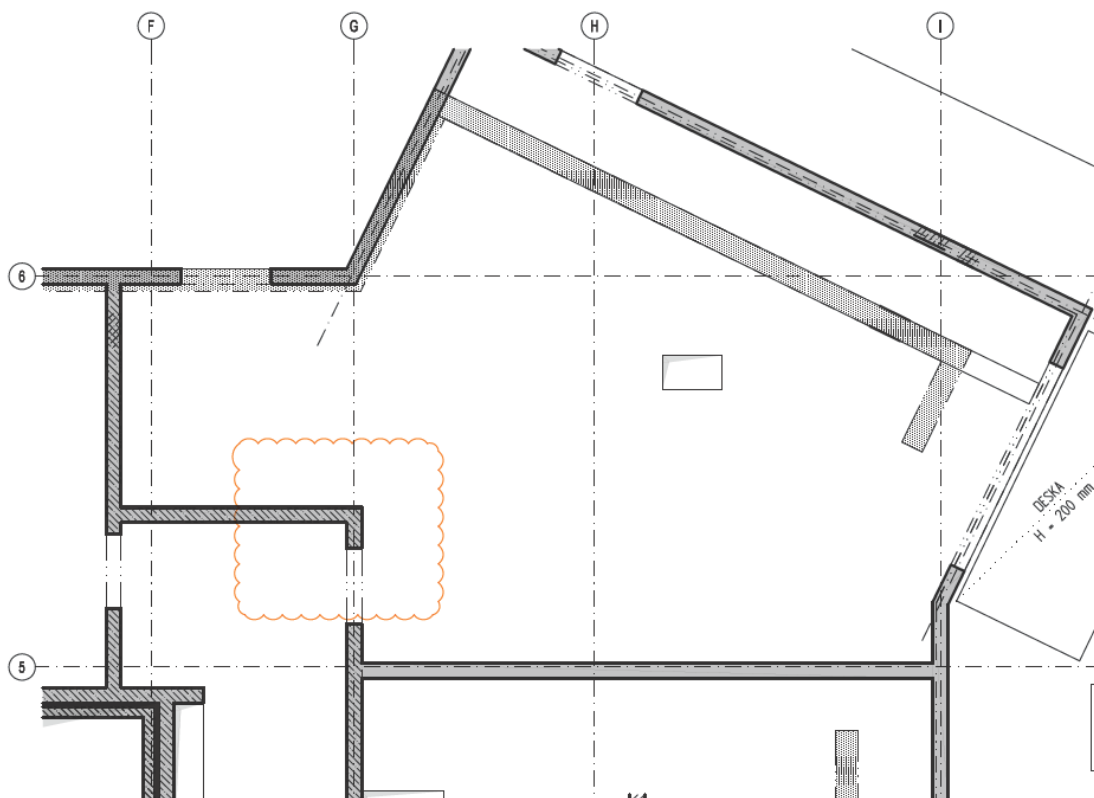
Obr. 32: Požadované množství výztuže u vnějšího povrchu stěny podle MSÚ

Zatížení stropní desky je zobrazeno v příloze č. 4a. Pro výpočet dlouhodobých deformací a šířky trhlin je uvažována kvazistálá kombinace zatížení. Výztuž byla nejprve navržena na mezní stav únosnosti. Dále byl proveden nelineární výpočet se zohledněním dotvarování betonu a byly navrženy příložky s ohledem na dodržení maximálních deformací stropní desky a také dodržení maximální povolené šířky trhliny.

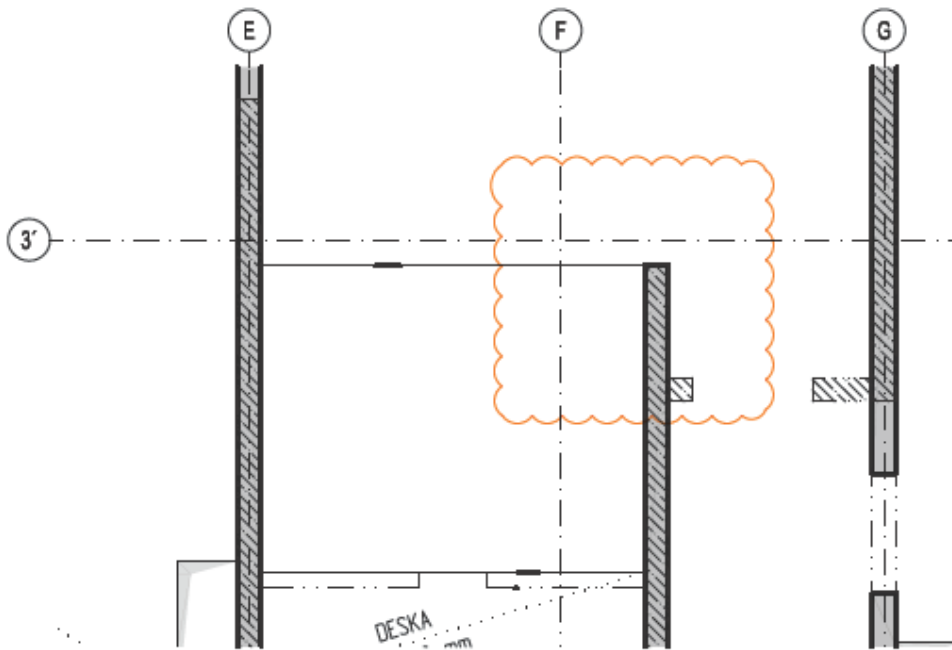


Z hlediska mezního stavu omezení napětí jsou výsledky podobné desce nad 7. NP. V určitých místech dochází k výraznému zvýšení napětí, ale hodnoty se stále pohybují pod limitní hodnotou. Maximální vypočítaná deformace stropní desky je 13,26 mm, stropní deska tedy vyhovuje i na mezní stav přetvoření, kdy je splněna podmínka pro maximální deformaci 1/250 rozpětí pro kvazistálou kombinace (pro rozpětí 8 m je limitní hodnota deformace 32 mm).

Byl také proveden posudek z hlediska protlačení stropní desky pro nejvíce namáhaný roh stěny a také konec stěny. Kontrolovány byly obvody u_0 na líci stěny a u_1 ve vzdálenosti $2d$ (tj. dvojnásobek průměrné účinné výšky desky, která odpovídá hodnotě 323 mm) od líce stěny. U obou posudků vyhověla stropní deska i bez použití výztuže na protlačení.



Obr. 33: Roh stěny posuzovaný z hlediska protlačení



Obr. 34: Konec stěny posuzovaný z hlediska protlačení

U osy „I“ se nachází balkonová deska délky 1,9m. Vzhledem ke vzniku tepelného mostu zde bylo nutné navrhnout ISO nosník. Pomocí návrhového softwaru od firmy Schöck byl navržen ISO nosník Schöck Isokorb T typ K pro napojení dvou železobetonových desek přenášející jak posouvající síly, tak i ohybový moment. Tloušťka tepelného izolantu u ISO nosníku je rovna 80 mm, a jeho výška je shodná s výškou balkonové desky, tedy 200 mm. Typ ISO nosníku z hlediska krycí vrstvy výztuže (CV1) byl vybrán podle hodnoty krycí vrstvy balkonové desky (tzn. Krycí výztuže je rovno 35 mm). Podrobný výpočet je obsažen v příloze č.4c



U balkonové desky je předepsáno nadvýšení 8 mm. Odhad nadvýšení byl proveden jako součet deformace balkonové desky z nelineárního výpočtu a přetvoření z prvku Schöck Isokorb vypočítané pomocí následujícího vzorce převzatého z oficiálních stránek výrobce [12].

$$w_{\ddot{u}} = \tan \alpha \cdot l_k \cdot \frac{m_{\ddot{u}d}}{m_{Rd}} \cdot 10 [mm]$$

$$w_{\ddot{u}} = 0,6 \cdot 2 \cdot \frac{18,6}{32,3} \cdot 10 = 8,06 mm$$

$w_{\ddot{u}} [mm]$... přetvoření z prvku Schöck Isokorb
$\tan \alpha = 0,6$... tabulková hodnota
$l_k = 2 m$... délka vyložení balkonu
$m_{\ddot{u}d} = 18,6 kNm$...návrhový ohybový moment pro doporučenou kombinaci při působení stálého a 50% proměnného zatížení
$m_{Rd} = 32,3 kNm$... maximální ohybová únosnost prvku Schöck Isokorb

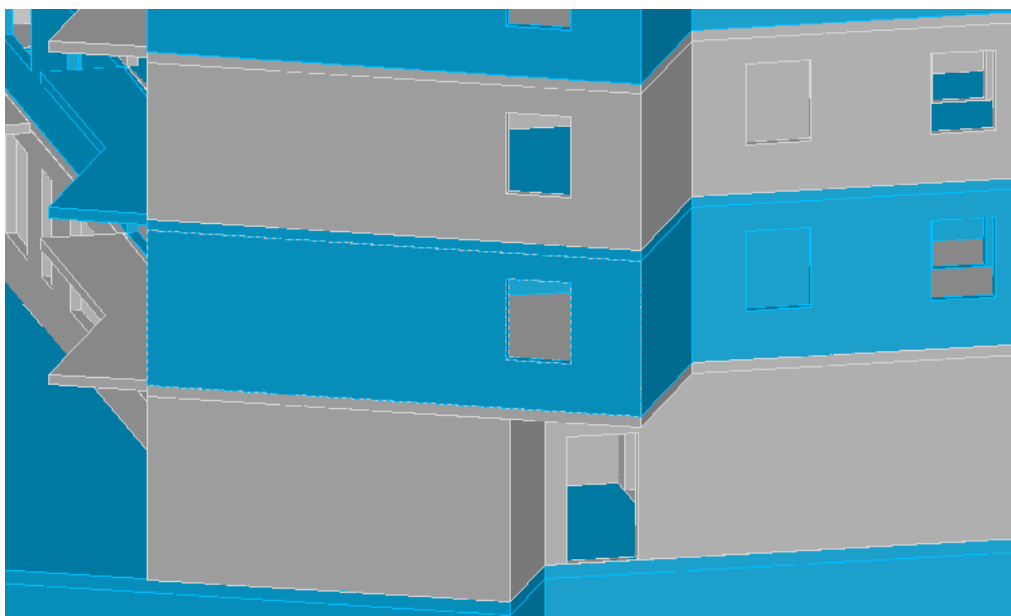
Vypočtená maximální deformace balkonu pomocí nelineárního výpočtu je necelý 1 mm (viz příloha č. 4a). Vzhledem k odvodnění balkonu směrem od budovy zaokrouhlujeme hodnotu nadvýšení balkonu směrem dolů a navržená hodnota nadvýšení je tedy 8 mm.

Vnitřní síly, potřebné množství výztuže, navržené množství výztuže, deformace stropní desky a šířky trhlin lze najít v příloze č. 4a.



11. Stěnové nosníky

Pro návrh stěnových nosníků byla vybrána dvě místa, u kterých hrozí zvýšené namáhání konstrukce. U obou míst se jedná o vykonzolované části objektu. Nad 1. NP je vykonzolována stropní deska nad níž pokračují železobetonové stěny, které jsou vytaženy až do 6. NP.



Obr. 35: Vykonzolovaná část objektu mezi osami G a H



Obr. 36: Vykonzolovaná část objektu mezi osami 5 a 6

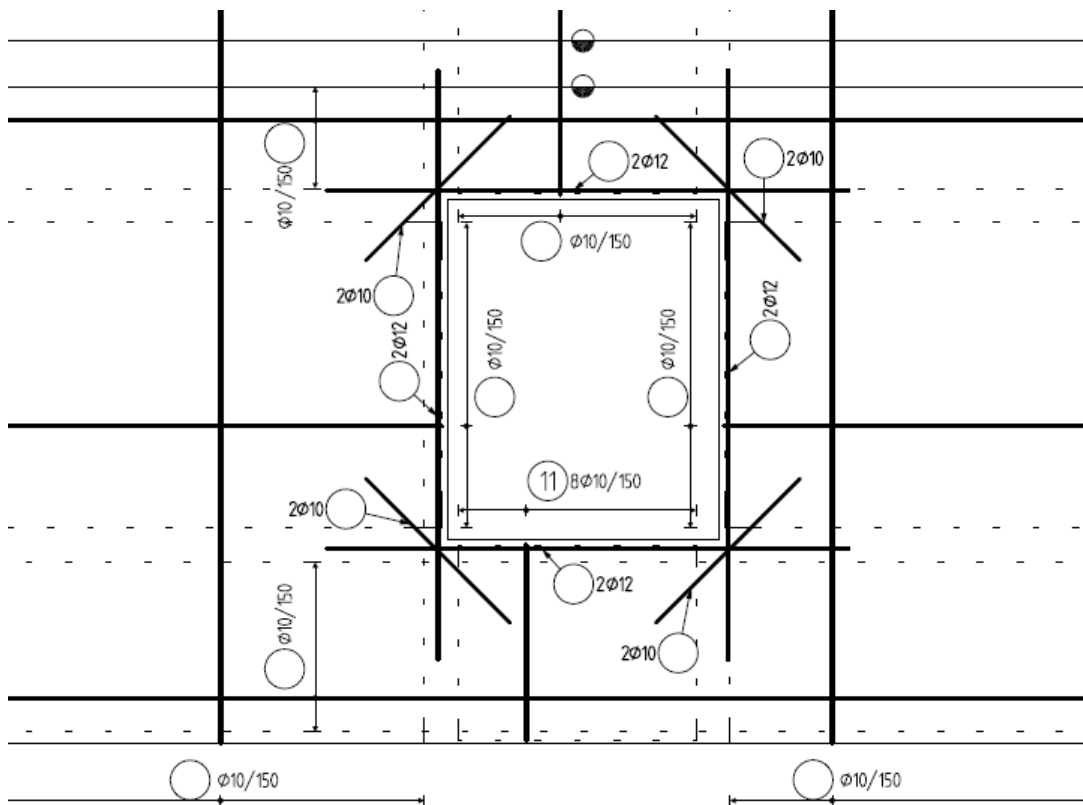


Ve stěnách je navržena v základním rastru výztuž o průměru 10 mm v osově vzdálenosti 150 mm ve svislém i vodorovném směru ($A_{s, prov} = 524 \text{ mm}^2$). S touto výztuží je počítáno při posuzování mezního stavu použitelnosti.

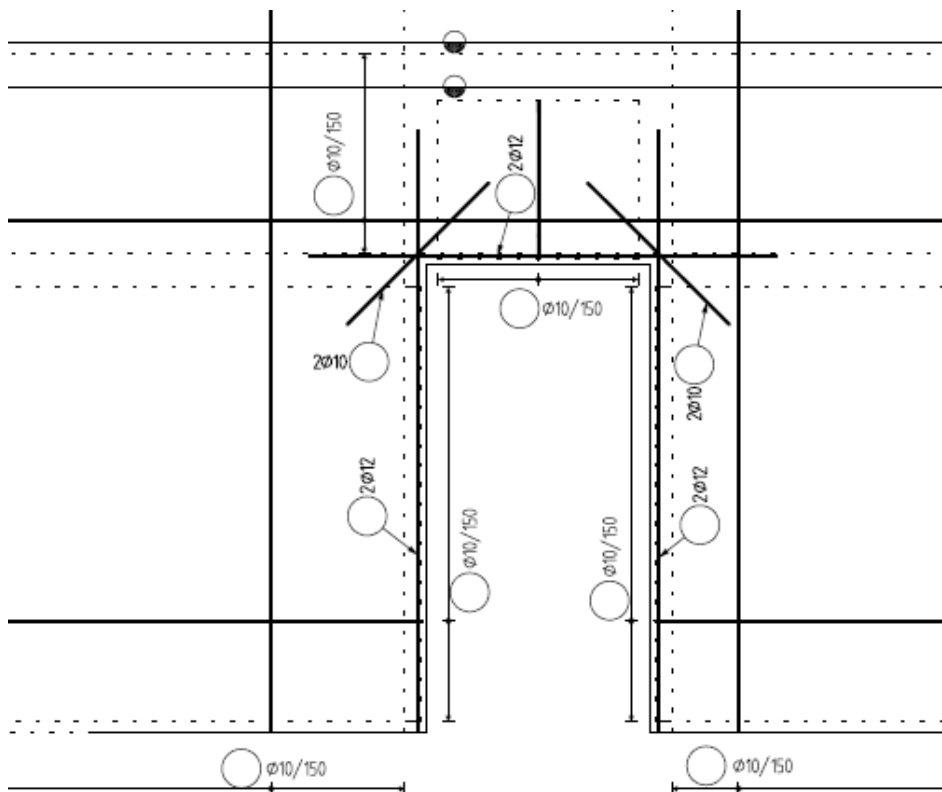
Stěnové nosníky byly analyzovány pomocí 3D modelu celé konstrukce. Po provedení nelineárního výpočtu s vlivem dotvarování betonu se ukázalo, že vzhledem ke spolupůsobení stěn a desek jednotlivých podlaží a tím, že stěna prochází přes 5 nadzemních podlaží, je konstrukce dostatečně tuhá.

Z hlediska mezního stavu únosnosti postačí ve většině plochy konstrukce základní rastr s výjimkou oblasti kolem otvorů, kde bude potřebné množství výztuže pokryto lemovací výztuží otvorů. Maximální deformace pro kvazistálou kombinaci zatížení vycházejí v hodnotách pohybujících se v jednotkách milimetrů, pro stejnou kombinaci zatížení vznikají u stěnového nosníku trhliny o hodnotách do 0,05 mm, které se nacházejí v nejvyšším místě stěnového nosníku při vnějším povrchu stěny. Tyto trhliny jsou ovšem způsobeny spíše dotvarováním stropní desky nad 6. NP. Napětí v betonu je také vypočítáno pro kvazistálou kombinaci a jeho hodnoty se pohybují v řádech jednotek megapascalů. Tahová pevnost uvažovaného betonu (C30/37) je 2,9 MPa, ta je překročena pouze v již výše zmíněném nejvyšším podlaží stěnového nosníku. Ke vzniku trhlin (o šířce cca 0,03 mm) dochází také v místě vykonzolování jednoho z nosníků při jeho vnějším povrchu. Při vnitřním povrchu nevznikají žádné trhliny.

Výpočet pro zjištění napětí ve výztuži byl proveden pro charakteristickou kombinaci zatížení. Stejně tak jako napětí v betonu, ani napětí ve výztuži nenabývá výrazně velkých hodnot a pohybuje se v řádech desítek megapascalů.



Obr. 37: Schéma výztuže v oblasti okenního otvoru



Obr. 38: Schéma výztuže v oblasti dveřního otvoru



Veškeré výše zmiňované průběhy napětí, zobrazení šířky trhlin, deformace a potřebné množství výztuže lze nalézt v příloze č. 5. Stěnový nosník nacházející se v šikmé části mezi osami G a H je pojmenován v příloze jako stěnový nosník č. 1, druhý posuzovaný stěnový nosník ležící u osy 5 je pak pojmenován jako stěnový s pořadovým číslem 2.



12. Závěr

Cílem této diplomové práce byl návrh vybraných částí řešeného objektu a zpracování příslušných výkresů.

Předběžný statický návrh byl zpracován v předchozím studiu a vybrané konstrukce byly v této práci ověřovány, případně optimalizovány a posouzeny jak na mezní stav únosnosti, tak i mezní stav použitelnosti. Pro výpočet vnitřních sil a následné nelineární výpočty byl vypracován celkový výpočetní model, resp. patrové výseky části objektu.

Dále byl proveden návrh založení objektu. Objektu je založen na základové desce spolupůsobící s pilotami. Návrh byl proveden pro geologické souvrství vycházející z IGP provedeného na místě stavby.

Statický návrh byl vypracován pro sloupy v suterénu, jejichž rozměry byly oproti předběžnému návrhu zmenšeny. Naopak při návrhu nejvyššího nadzemního podlaží došlo ke zvětšení tloušťky stropní desky oproti předběžnému návrhu. Stejně tak byla navržena větší šířka u suterénních stěn z důvodu mezního stavu omezení šířky trhlin. U desek byl rozhodující mezní stav omezení šířky trhliny, na tento stav byla také navržena přídatná výztuž. Výjimkou je základová deska, kde byl rozhodující mezní stav únosnosti. Stejně tak byl rozhodující u konstrukcí modelovaných pomocí 1D prvků (trámy, sloupy).

K navrženým konstrukcím byly zpracovány příslušné výkresy, tj. výkresy tvaru a výkresy výztuže.



13. Použitý software

AutoCAD	<u>Autodesk AutoCAD 2011</u> <i>verze R18.1</i> Tvorba výkresové dokumentace
RECO software	<u>RENEX 3D</u> Výpočty pomocí MKP <u>3D modelář</u> 3D model objektu <u>Vázaná výztuž</u> <i>Verze 6.20</i> Výkresy výztuže
FINE	<u>GEO5 2019 – modul pilota, zemní tlaky</u> <i>verze 5.2019.29.0</i> <u>FINE EC 2020 – modul Beton, Protlak, Zatížení</u> <i>verze 11.2020.3.0</i> Posouzení prvků a výpočty zatížení
WORD	<u>Microsoft Word 2010</u> <i>verze 14.0.4760.1000</i>
EXCEL	<u>Microsoft Excel 2010</u> <i>verze 14.0.4760.1000</i>
YTONG	<u>Ytong Statix</u> <i>Verze 1.0</i> Posouzení zděných prvků
Jordahl Expert	<u>Jordahl and Pfeifer Stavební technika s.r.o.</u> <i>verze 4.2.1.22</i> Návrh a posouzení smykových lišt



Schöck Isokorb

Schöck Wittek s.r.o.

verze 1.11.8

Návrh a posouzení ISO-nosníků



14. Seznam literatury

- [1] *Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce: DAfStb-Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie)*. Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, [2015]. Technická pravidla ČBS. ISBN 978-80-903806-9-1.
- [2] *Ytong sortiment* [online]. [cit. 2019-12-15]. Dostupné z: <https://www.ytong.cz/nosne-preklady-.php>
- [3] *STN EN 1991-1-3: Eurokód 1. Zařazení konstrukcí. Část 1-3: Všeobecné zařazení. Zařazení sněhem*. 2007.
- [4] *STN EN 1991-1-4: Eurokód 1. Zařazení konstrukcí. Část 1-4: Všeobecné zařazení. Zařazení větrom*. 2008.
- [5] *STN EN 1990: Eurokód. Zásady navrhování konstrukcí*. 2009.
- [6] *STN EN 1992-1-1: Eurokód 2. Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Všeobecné pravidla a pravidla pro budovy*. 2015.
- [7] *STN EN 1996-1-1: Eurokód 6. Navrhování murovaných konstrukcí. Část 1-1: Všeobecné pravidla pro vystužené a nevystužené murované konstrukce*. 2007.
- [8] *STN EN 1997-1: Eurokód 7. Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Všeobecné pravidla*. 2005.
- [9] *STN EN 1991-1-7: Eurokód 1. Zařazení konstrukcí. Část 1-7: Všeobecné zařazení. Mimoriadné zařazení*. 2008.
- [10] HOŘEJŠÍ, Jiří, Jan ŠAFKA a kolektiv. *Statické tabulky*. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1987.
- [11] *Greif - stavební akustika: Belar - technický popis* [online]. [cit. 2019-12-17]. Dostupné z: http://www.greif.cz/download/2018/ITS216-01_Belar_-_technicky_popis.pdf



- [12] *Schöck Isokorb: Technické informace* [online]. [cit. 2019-12-17]. Dostupné z: https://www.schoeck-wittek.cz/view/3713/Technicke_informace_Schoeck_Isokorb_T_pro_elezobeton_ove_konstrukce_typ_K%5B3713%5D.pdf
- [13] VCES - reference. In: *VCES* [online]. [cit. 2019-12-18]. Dostupné z: <https://vces.cz/reference/cubicon-gardens-1-etapa/#>
- [14] *YTONG Sortiment* [online]. [cit. 2019-12-30]. Dostupné z: <https://www.ytong.cz/cs/docs/tvarnice-pro-obvodove-a-nosne-steny.pdf>
- [15] *YTONG Sortiment* [online]. [cit. 2019-12-30]. Dostupné z: <https://www.ytong.cz/prehled-sortimentu-vnitri-nenosne-steny.php>