

**České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební**

Katedra konstrukcí pozemních staveb



**Průzkum a návrh rekonstrukce bytového domu v sídlišti
Solidarita**

**Structural analysis and reconstruction of residential
building in Solidarita housing estate**

DIPLOMOVÁ PRÁCE

**Autor práce: Bc. Michaela Bryknerová
Vedoucí práce: Ing. Radek Zigler, Ph.D.**

Praha, květen 2016



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební



Tháškurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Bryknerová</u>	Jméno: <u>Michaela</u>	Osobní číslo: <u>380760</u>
Zadávací katedra: <u>k124</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Průzkum a návrh rekonstrukce bytového domu v sídlišti Solidarita</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Structural analysis and reconstruction of residential building in Solidarita housing estate.</u>	
Pokyny pro vypracování: Vypracujte zjednodušený stavebně technický průzkum objektu, proveďte hodnocení stavebně technického stavu jednotlivých konstrukcí, analýzu příčin poruch, vypracujte návrh nutných sanačních opatření a zpracujte zjednodušenou výkresovou dokumentaci.	
Seznam doporučené literatury: 1. Witzany, J. a kol.: PDR - Poruchy, degradace a rekonstrukce, ČVUT, Praha 2010 2. Witzany, J. a kol.: Rekonstrukce, poruchy a sanace betonových konstrukcí, Stavební informace, Praha 2004 3. Witzany, J. - Pašek, J. - Čejka, T. - Zigler, R.: Konstrukce pozemních staveb 70 - Prefabrikované konstrukční systémy a části staveb. 1. vyd. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2003. 268 s. ISBN 80-01-02656-6.	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>Ing. Radek Zigler, Ph.D.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>1. 3. 2016</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>22. 5. 2016</u>
 Podpis vedoucího práce	 Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.</i>	
<u>3.3. 2016</u> Datum převzetí zadání	<u>Bryknerova</u> Podpis studenta(ky)

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem svou diplomovou práci vypracovala samostatně a použila jsem pouze podklady uvedené v příloženém seznamu.

V Praze dne 22. května 2016

.....

Bc. Michaela Bryknerová

Poděkování:

Na tomto místě bych ráda poděkovala Ing. Radku Ziglerovi, Ph.D. za poskytnuté materiály, cenné rady, věnovaný čas odborným konzultacím a vstřícný přístup při zpracování této diplomové práce. Dále bych ráda poděkovala své rodině za psychickou podporu, kterou mi po celou dobu poskytovali.

Název práce: **Průzkum a návrh rekonstrukce bytového domu na sídlišti Solidarita**

Autor: Bc. Michaela Bryknerová

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Druh práce: Diplomová práce

Vedoucí práce: Ing. Radek Zigler, Ph.D.

Katedra konstrukcí pozemních staveb

Konzultant: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Abstrakt: Práce se zabývá stavebně technickým průzkumem bytového domu na sídlišti Solidarita. Cílem je zhodnotit stavebně technický stav jednotlivých konstrukcí, provést analýzu příčin a návrh vhodných sanačních opatření. V první části jsou stručně shrnuty historické souvislosti s tehdejší technologií provádění objektu a jeho výstavbou. Nejobsáhlejší část práce pak tvoří průzkum bytového domu, popis jednotlivých konstrukcí, jejich vad a poruch a příčin jejich vzniku. Následující dvě kapitoly se věnují tepelně technickému posouzení rozhodujících konstrukcí a statickému posouzení nosných konstrukcí. Závěrečná část shrnuje návrh všech potřebných sanací. Práce je doplněna zjednodušenou výkresovou dokumentací stávajícího stavu a nového stavu se zakreslením navržených prací.

Klíčová slova: Sídliště Solidarita, bytový dům, poválečná výstavba, František Jech, prefabrikace, stavebně technický průzkum, poruchy, rekonstrukce, sanace, obvodový plášť

Title: **Structural analysis and reconstruction of residential building in Solidarita housing estate**

Abstract: This paper deals with technical and structural survey of residential house on the estate Solidarity. The purpose is to evaluate the technical condition of individual constructions, to analyze the causes and design of appropriate remedial measures. The first section briefly summarizes the historical context of technological implementation and construction of the building. The main part of the paper consists of a technical exploration of residential house, description of the structures, their faults

and failures and their origins. The next two chapters deal with the thermal envelope of technical assessment as well as the assessment of the static load-bearing structures. The final section summarizes the design of all the required rehabilitation and their descriptions. The paper is complemented by simplified drawings of the current status and a new status of the building with the marking of all proposed remediations.

Key words:

Solidarita housing estate, residential building, post-war construction, František Jech, prefabrication, construction technical survey, failures, reconstruction, remediation, cladding

Obsah

Úvod.....	11
Kapitola 1 Historie návrhu a výstavby bytového domu na sídlišti Solidarita	13
1.1. Dědictví minulosti.....	13
1.2. Sídlíště Solidarita.....	14
1.2.1. Návrh bytových typů „Solidarita“	15
1.2.2. Urbanistické uspořádání sídliště.....	16
1.2.3. Bytové domy	19
1.2.4. Řadové domky.....	21
1.3. Prefabrikace jako nový nástroj výstavby	23
1.3.1. Předvýroba ve stavebnictví.....	23
1.3.2. Počátky prefabrikované výstavby v Československu.....	24
1.3.3. Solidarita a její prefabrikáty	25
1.4. Výstavba sídliště	29
Kapitola 2 Stávající stav objektu – Stavebně technický průzkum	33
2.1. Průzkum objektu	33
2.1.1. Informace o stavbě.....	33
2.1.2. Základní charakteristika objektu	33
2.1.3. Předmět průzkumu.....	37
2.1.4. Podklady	38
2.1.5. Metody a techniky provedení průzkumu	39
2.2. Popis a stavebně technický stav konstrukcí.....	40
2.2.1. Svislé nosné konstrukce	40
2.2.2. Vodorovné nosné konstrukce	43
2.2.3. Obvodový plášť	47
2.2.4. Fasáda – fasádní omítky a fasádní prvky	54

2.2.5.	Střešní konstrukce	56
2.2.6.	Základové konstrukce.....	59
2.2.7.	Lodžie	59
2.2.8.	Podlahy	61
2.2.9.	Příčky.....	62
2.2.10.	Schodiště.....	62
2.2.11.	Výplně otvorů, okna, dveře	65
2.2.12.	Klempířské prvky	68
2.2.13.	Vstupy do objektu – střešní konstrukce.....	69
2.2.14.	Ostatní změny provedené v průběhu existence objektu	70
2.3.	Výsledky provedených zkoušek	71
2.3.1.	Stanovení pevnosti betonu v tlaku stropních železobetonových panelů	71
2.3.2.	Stanovení způsobu vyztužení stropních železobetonových panelů.....	80
2.3.3.	Stanovení pevnosti zdiva svislých nosných konstrukcí.....	85
Kapitola 3	Tepelně technické posouzení konstrukcí objektu	87
3.1.	Cíl posouzení	87
3.2.	Podklady, použité programy a výpočetní postupy	88
3.3.	Použité okrajové podmínky	88
3.3.1.	Teplota	88
3.3.2.	Relativní vlhkost.....	89
3.3.3.	Tepelné odpory při přestupu tepla.....	89
3.4.	Parametry materiálů	89
3.5.	Požadavky ČSN 730540-2.....	91
3.5.1.	Součinitel prostupu tepla	91
3.5.2.	Nejnižší povrchová teplota a teplotní faktor.....	91
3.5.3.	Šíření vlhkosti konstrukcí.....	92
3.5.4.	Lineární činitel prostupu tepla.....	92
3.6.	Výpočet tepelně technických parametrů rozhodujících stavebních konstrukcí.....	92
3.6.1.	Obvodové stěny ze zdiva tloušťky 450 mm	92
3.6.2.	Obvodové stěny ze zdiva tloušťky 300 mm	93
3.6.3.	Fasádní prefabrikované panely	93
3.6.4.	Stropní konstrukce nad podzemním podlažím	95
3.6.5.	Stropní konstrukce 4.NP	96

3.7.	Hodnocení tepelných mostů rozhodujících konstrukčních detailů	97
3.7.1.	Styk příčné zděné nosné stěny se dvěma fasádními panely	97
3.7.2.	Styk zděné nosné boční lodžiové stěny s fasádním panelem	98
3.7.3.	Styk železobetonového obvodového věnce se dvěma panely a stropní konstrukcí 100	
3.8.	Návrh tlouštěk tepelných izolací.....	101
3.8.1.	Obvodové zdivo tloušťky 450 mm.....	101
3.8.2.	Obvodové zdivo tloušťky 300 mm.....	102
3.8.3.	Fasádní prefabrikované panely	102
3.8.4.	Stropní konstrukce 4.NP.....	103
3.9.	Hodnocení tepelných mostů rozhodujících detailů zateplených konstrukcí.....	105
3.9.1.	Styk příčné zděné nosné stěny se dvěma fasádními panely	105
3.9.2.	Styk zděné nosné boční lodžiové stěny s fasádním panelem	106
3.9.3.	Styk železobetonového obvodového věnce se dvěma panely a stropní konstrukcí 108	
Kapitola 4 Statické posouzení svislých a vodorovných nosných konstrukcí objektu .109		
4.1.	Cíl posouzení	109
4.2.	Podklady pro výpočet a výpočetní postupy	109
4.3.	Stropní konstrukce z prefabrikovaných panelů	110
4.3.1.	Potřebné hodnoty pro výpočet.....	110
4.3.2.	Posouzení stropního panelu na ohybové namáhání.....	111
4.3.3.	Posouzení stropního panelu na smykové namáhání	117
4.4.	Svislé nosné zděné stěny.....	119
4.4.1.	Potřebné hodnoty pro výpočet.....	120
4.4.2.	Posouzení únosnosti stěny podzemního podlaží	121
4.4.3.	Posouzení únosnosti stěny prvního nadzemního podlaží	122
Kapitola 5 Vyhodnocení zjištěných skutečností a návrh sanačních prací bytového domu.....125		
5.1.	Vyhodnocení stávajícího stavu bytového domu	125
5.2.	Sanační práce fasády před započítím zateplení.....	126
5.2.1.	Výměna výplní otvorů	126
5.2.2.	Sanace trhlin v soklové oblasti svislých nosných obvodových stěn	126
5.2.3.	Sanace obvodového pláště z prefabrikovaných dílců.....	127
5.3.	Zateplení objektu	128

5.4.	Sanační práce konstrukcí souvisejících se zateplením objektu	130
5.4.1.	Sanace střešní konstrukce vstupních vestibulů.....	130
5.4.2.	Sanace podlahových konstrukcí lodžii	131
5.4.3.	Klempířské prvky	131
5.4.4.	Zábradlí a ochranné mříže	132
5.4.5.	Schodiště.....	132
5.4.6.	Ostatní navazující a doplňkové konstrukce	132
5.5.	Vnitřní stavební úpravy	133
5.5.1.	Stropní konstrukce	133
5.5.2.	Svislé nosné konstrukce	134
5.5.3.	Střešní konstrukce	135
Závěr.....	137
Použité zdroje.....	139
Přílohy.....	142

Úvod

Sídliště Solidarita v Praze ve Strašnicích je považováno za první rozsáhlý projekt v Československu, při kterém bylo v hojné míře využito prefabrikovaných prvků. Jeho výstavba proběhla v letech 1947 – 1949 během hospodářské obnovy, v rámci vyhlášení dvouletého plánu po druhé světové válce. Tento projekt se vyznačoval nejen svými, pro danou dobu moderními, ojedinělými stavebními technologiemi, ale především také novým pojetím řešení otázek bydlení, které bylo po válce na katastrofální úrovni. Hlavním tehdejším úkolem bylo nalézt a použít takové stavební metody a postupy, které umožní co nejrychleji a nejlevněji poskytnout lidem zdravé a dobré bydlení, s logičtější organizací prostoru a volnějším typem zastavění. Na tomto sídlišti dnes můžeme nalézt kromě desítek řadových domků také skupinu šesti stejných čtyřpodlažních bytových domů, řešených jako smíšené konstrukce, z části zděné a z části montované. Všechny tyto objekty jsou řešeny pomocí velice specifických stavebních prefabrikátů, které byly v době výstavby vyráběny přímo na staveništi, za vedení Obecně prospěšného stavebního družstva Solidarita.

Úkolem této diplomové práce je provést zjednodušený stavebně technický průzkum jednoho z těchto bytových domů na sídlišti Solidarita, konkrétně v bloku A6. Cílem je provést komplexní hodnocení stávajícího stavebně technického stavu objektu, obsahujícího vypracování způsobu jeho technologického řešení jednotlivých konstrukcí a provedení analýzy všech vzniklých poruch a jejich příčin s následným návrhem sanačních prací.

Úvodní kapitola je věnována historickému kontextu výstavby bytového domu a jeho návrhu, se zaměřením na tehdejší technologii výroby prefabrikátů. Nejobsáhlejší část pak tvoří samotný stavebně technický průzkum objektu, ve kterém je obsažen popis stávajícího stavu veškerých konstrukcí a použitých technik měření a postupů při provedené analýze. Následné dvě kapitoly se věnují podrobnému posouzení tepelně technických vlastností vybraných rozhodujících konstrukcí objektu a statickému posouzení specifických vodorovných nosných stropních panelů a zděných nosných svislých konstrukcí. V závěrečné části jsou pak shrnuty veškeré průzkumem zjištěné poznatky s vyhodnocením komplexního stávajícího stavu byto-

vého domu a návrhem všech vyžadujících rekonstrukčních prací pro vhodnou sanaci objektu. Práce je doplněna zjednodušenou výkresovou dokumentací stávajícího stavu objektu, zahrnující půdorysy všech podlaží a technické pohledy na objekt a dokumentaci nového stavu s vyznačením všech navrhovaných sanačních prací.

Kapitola 1

Historie návrhu a výstavby bytového domu na sídlišti Solidarita

1.1. Dědictví minulosti

V první polovině 20. století panovala v Československu chronická bytová nouze. Lidé se s rozmachem průmyslu začali stále více a více stěhovat do měst znamenající pro ně lepší pracovní příležitost. Vývoj měst náhlému přílivu obyvatel nestačil a v množství bytů byl pozadu. Po druhé světové válce se situace ještě zhoršila. Válka přinesla republice značné škody na nemovitostech a bytové ploše. Bylo zničeno 250 000 bytových jednotek, z toho 41 000 připadalo na Prahu. Bytová situace v Praze i jinde byla po válce velmi špatná, tisíce rodin nemělo kde bydlet a tisíce rodin bydlelo nouzově, ve špatných bytech, zdravotně závadných. (1) (2)

Bytové poměry byly naprosto katastrofické, s nedostatečným technickým a zdravotním vybavením. Ve městech a obcích nad 10 tisíc obyvatel měla jen třetina bytů vlastní záchod uvnitř bytu a stav v menších obcích a vesnicích byl ještě daleko horší. Vlastní splachovací záchod nemělo v Čechách 70% bytů, na Moravě a ve Slezsku přes 70% a na Slovensku skoro 80% bytů. Koupelnu mělo v Čechách asi 20% bytů a v ostatních zemích 16%. Nejde však jen o vesnice, v Praze například bylo bytů s koupelnou méně než třetina. Vybavení bytů elektřinou bylo také špatné, v městech a větších obcích dosahuje v českých zemích asi 75% a na Slovensku málo přes 50%. Venkovské obce na to byly ještě mnohem hůře, v Čechách byly dokonce kraje bez elektroinstalace. (3)

Dalším velkým problémem ukazujícím špatnou hospodářskou situaci byla značná přelidněnost bytových jednotek. Byty o jedné místnosti byly obývány z více než 55% rodinami tříčlennými a většími, byty o dvou místnostech z více jak 40% rodinami čtyřčlennými a většími a byty o třech místnostech skoro z poloviny čtyřčlennými a většími rodinami. Kuchyně

se do této statistiky počítala jako obytná místnost. V přelidněných bytech obývalo více jak třetina obyvatelstva státu a nejhůře na tom byly byty nejmenší, zejména ve velkých městech. Bytů malých a nejmenších bylo početně nejvíce, byly obývány převážně hospodářsky nejslabšími rodinami a mimo to byly také nejhůře vybaveny nutným bytovým příslušenstvím. (3)

Při tomto špatném stavu bytových poměrů to chodilo tak, že se pronajalo vše, co se postavilo a kdo potřeboval byt, musel ho vzít takový, jaký byl a kde byl. Za této situace bylo složité změnit obraz bydlení a přesvědčit lidi, že musí bydlet jinak. Nájemci se na bydlení nedívali správně, protože nevěděli, co skutečně dobré bydlení je. Poválečné Československo bylo postaveno před neodkladný a nezbytný úkol vytvořit nový model bydlení, jehož cílem bylo zlevnění a zrychlení výstavby a zvýšení standardu bydlení. Bylo zapotřebí tedy vystavět dobré byty širokým vrstvám pracujícího lidu a to co nejrychleji a pro co nejvíce lidí, cenově dostupné a kladoucí důraz na kvalitu života obyvatel. (1)

Podmínky vzniklé po válce uskutečnily zcela nový přístup k architektuře a stavitelství – státem financovanou kolektivní projekční a výstavbovou činnost vykonávanou podle oficiálních norem. Architekti, kteří byli členy stavební komise Ústřední rady odborů (ÚRO) a architektonické komise KSČ, se setkali již v roce 1944 a formulovali znárodnění stavebního průmyslu a vytvoření socialistického projekčního sektoru po skončení války. 12. května 1945 se konala první schůze obnoveného Svazu socialistických architektů a do vedení se prosadila stejná skupina, která se sešla již v roce 1944. O dva měsíce později se Svaz socialistických architektů spojil s ostatními profesními skupinami a společně založili Blok architektonických pokrokových spolků (BAPS). Od okamžiku jeho založení byla bytová výstavba jeho hlavním zájmem. (2)

V létě roku 1946 byl vyhlášen bytový program dvouletého plánu 1946-1948. Pro stavbu bytových objektů ve dvouletce bylo na okraji Prahy určeno 10 stavebních obvodů, do nichž bude soustředěna veškerá stavební činnost směřující k vybudování nových bytů. Na jiných místech mimo stavební obvody bylo dovoleno stavět jen v mimořádně výjimečných případech. Pátým stavebním obvodem byly Strašnice – Bečvářovo pole, vymezené ulicemi Černokostecká, Úvalská, Bečvářova a Jiráskovou alejí. Na tomto území bylo rozhodnuto o výstavbě nového sídliště s názvem Solidarita. (3)

1.2. Sídlíště Solidarita

Obecně prospěšné družstvo Solidarita, které převzalo závazek vybudovat nové sídliště Solidarita, vzniklo 28. června 1945, pod názvem Práci čest. Listopadu téhož roku pak bylo druž-

stvo spolu se zvolením nového předsedy Josefa Krosnáře přejmenováno na nový název Solidarita. Na realizaci výstavby se nakonec podílelo 12 účastníků (6 bytových družstev, 6 průmyslových závodů a národních podniků), které potřebovaly byty pro své zaměstnance, ale Solidarita celou akci od samého začátku řídila. (2)

1.2.1. Návrh bytových typů „Solidarita“

Jak již bylo popsáno v kapitole 1.1, bydlení v Československu se nacházelo na katastrofální úrovni, nemělo žádné tradice a nebylo toho mnoho, nač by se dalo navázat. Stavební družstvo Solidarita hledalo takový způsob zastavění, které by splňovalo hlavní zásady dobrého bydlení: nepřelidněný byt, dostatečný počet ložnic pro rodiče i děti, hladký provoz domácnosti a nejvyšší možné usnadnění práce ženě hospodyni, dost místa pro věci všeho druhu a společná zařízení pro všechno, co se dá hromadně obstarat a pořídit. Především se snažilo o to, aby byla vytvořena bytová jednotka uspořádaná podle funkčních úkonů tak, aby odstranila zbytečnou práci a současně byla prostorná, světlá a vzdušná, zasazená do klidného prostředí s okolní přírodou a centrální vybaveností. (1)

Družstvo chtělo pro výstavbu sídliště vypracovat typy řadového rodinného domu, a tak vyzvalo šest architektů k omezené soutěži neobvyklého způsobu. Soutěž měla několik kol, v nichž se měly zadané úkoly krok za krokem vyjasňovat a upřesňovat a soutěžící se měli postupně sejít v menších skupinách. Nakonec měl vítězný návrh vyústit ve spolupráci celého kolektivu vyzvaných projektantů. Úkolem bylo nejen vyřešit návrh kvalitního bydlení, ale také zhospodárnění bytového provozu zespolečněním některých provozních funkcí, jako je například ústřední vytápění, ohřev teplé vody, prádelny, rekreace a péče o děti. Návrh měl umožňovat co největší zjednodušení, zmechanizování a zrychlení výroby. Soutěžící se však velmi lišili ve svých názorech, takže výsledkem nebyla kolektivní práce, ale několik vyhraněných návrhů. Soutěž tedy nedospěla ke společné spolupráci, jak bylo původně zamýšleno, ale přinesla spoustu nových zajímavých podnětů, které dále sloužili pro další projekční práce družstva. První místo bylo uděleno návrhům Ing. Arch. Františka Jecha, který na dokončení projektu sídliště nakonec spolupracoval také s Ing. Arch. Karlem Storchem a Ing. Arch. Hanušem Majerem. (3)

František Jech byl za války členem architektonického výboru KSČ a následně působil ve výkonném výboru Svazu socialistických architektů při jeho spojení s ostatními skupinami do BAPS. Již ve třicátých letech se zabýval studiem ideálních bytových a nájemných domů nízkého zastavění a podporoval nové konstrukční metody a technologie. V roce 1946 publikoval

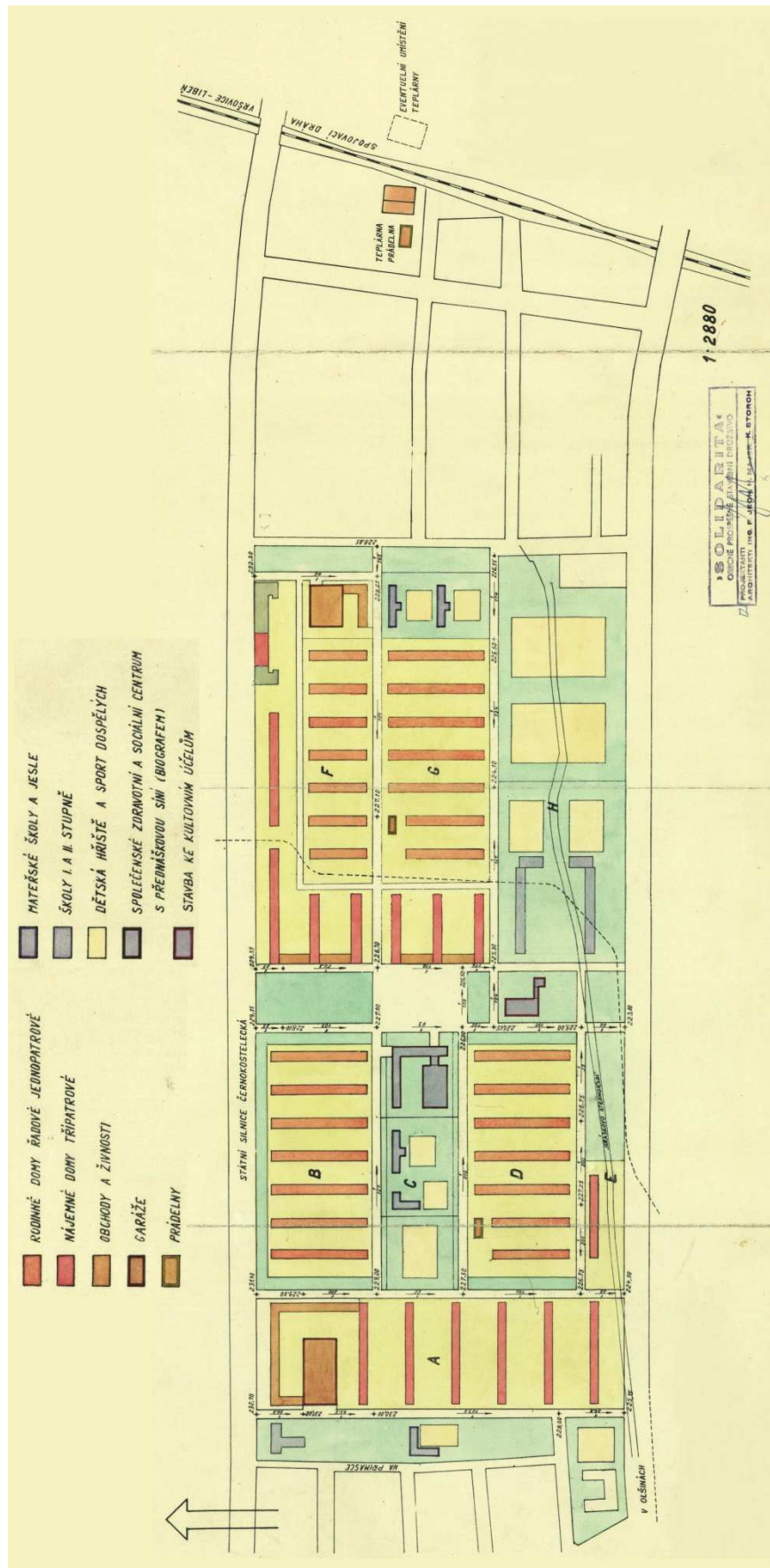
knihu „Rodinný dům v kooperativní stavbě (ekonomisace, simplifikace a industrialisace nízkých saveb)“, ve které představil návrhy rodinných řadových domů velmi podobných návrhu vítězného pro sídliště Solidaritu. Karel Storch taktéž patřil mezi velmi významné členy BAPS a byl velkým zastáncem skandinávské architektury. Společně se třemi dalšími architekty vystoval jako oficiální zástupce v létě 1946 po vyhlášení dvouletého plánu do Švédska, Finska a Dánska. Tyto severské země se stali nejen pro Storcha, ale i řadu dalších architektů dané doby, velkým vzorem a velmi ovlivnili návrh sídliště Solidarity. A to nejen vzhledem, ale také způsobem jejího financování a výstavbou, včetně zastavovacích podmínek a využití prefabrikátů ke zrychlení stavby. Oba tito architekti především prosazovali vzor družstevního financování, který se ve Skandinávii osvědčil a který by podle jejich názoru mohl představovat ekonomickou základnu pro novou bytovou výstavbu. Skandinávské státy je také fascinovaly z hlediska urbanistického naplánování sídliště. (2) Sám Storch je komentoval takto: „Řeší a provádějí větší celky najednou, půdorysy jsou typisovány, pozemky jsou sadově upraveny, nechybí nikde dětská hřiště, mateřské školky a jesle, bytový provoz je zhospodárněn společným ústředním vytápěním, prádelnami a jiným zařízením. Architektonický vzhled není nikde strohý a jednotvárný, nýbrž i při zachované zásadní typisaci se vyskytuje dost obměn v celkovém řešení i v detailech, jež zaručují každému sídlišti individuální charakter.“ (4)

Družstvo rozhodlo o vybudování smíšené zástavby s rodinnými řadovými domky o dvou podlažích a bytovými nájemnými domy čtyřpatrovými se společnou teplárnou a prádelnou. Při výstavbě mělo být využito maximální standardizace a předvýroby způsobem montážním.

1.2.2. Urbanistické uspořádání sídliště

Sídliště je obdélníkového tvaru o rozměrech 880 x 435 m a jeho výměra je 38,28 ha s rovinným terénem bez větších výškových rozdílů. Je ohraničeno ulicemi Černokostelecká na severu, Úvalská na východě, V Olšinách na jihu a Bečvářova na západě. (3)

Plocha sídliště je rozdělena ve střední části zeleným pásem, širokým asi 170 m, který jde napříč ve směru severojižním a původně měl sloužit sportu a tělovýchově. Dnes se zde vyskytuje park Na Solidaritě. Kolem tohoto centrálního středového pásu je sídliště zastavěno řadovými jednopodlažními rodinnými domky jdoucími s domovními řadami od severu k jihu a nájemnými domy čtyřpodlažními, které mají svá průčelí směřovaná na sever a jih. Území sídliště je řešeno jako společný parkový prostor nedělený ploty. Příjezdné ulice jdou zpravidla napříč k domovním řadám a přístup k obytným objektům zprostředkovávají chodníky, které



Obr. 1.1: Regulační plán sídliště Solidarity ve Strašnicích z roku 1947 (5)

tvoří krátké spojky mezi příjezdovými ulicemi. Příjezdové ulice jsou vybudovány jako promenády s chodníky oddělenými od vozovky trávnickovými pásy se stromořadím. (3)

Na Obr. 1.1 je vyobrazen regulační plán sídliště z roku 1947, který vypracovalo architektonické oddělení družstva Solidarity na podkladě pověření Ústředním národním výborem. Jak zde můžeme vidět, pro snadnější orientaci byly seskupení stejných nebo podobných objektů rozděleny do jednotlivých bloků a označovány písmeny od A až H. Toto označení se používá dodnes. Ve dvouletce vyhlášené roku 1946 byla naplánována výstavba celkem asi 600 řadových rodinných domků v blocích B, D, F a G a dále šesti čtyřpodlažních bytových domů bloku A a jednoho v bloku E. Pro všechny bytové jednotky bylo navrženo dálkové vytápění ze společné teplárny, která je umístěna na východní straně sídliště při železnici na trati Vršovice-Libeň. Kromě centrálního vytápění byly pro obyvatele sídliště též zřízeny společné prádelny, které měly usnadnit práci ženám v domácnosti. Pro rodinné domky byly vystavěny dvě ústřední prádelny, jedna v bloku D a jedna v bloku G. V každém bytovém domě bloků A a E byly pak v podzemním podlaží navrženy společné prádelny se 2 přidruženými kójemi a kulísovou sušárnou. Zvláště pak byla vybudována centrální prádelna, která byla přidružena k teplárně. (3) (2)

Plán také počítal do příštích let nejen se stavbou dalších bytových domů po pravém boku centrálního zeleného pásu, ale také s hojnou výstavbou občanské vybavenosti. Záměrem Solidarity bylo zde vybudovat společenská zařízení různého druhu, jako jsou například sportovní hřiště pro děti i dospělé, sociálně zdravotnické centrum, mateřské školky, školy a jesle, garáže a podobně. V pozdějších letech však výstavba veřejných budov vážla a na konci 50. let byly části parcel zastavěny bytovými objekty. V zeleném pásu na západní straně sídliště, tedy v bloku C se zde měly vybudovat jesle, školka, hřiště a společenské zdravotní a sociální centrum. Nakonec zde byla postavena školka (vybudována roku 1956), dva přízemní kiosky a 5 bytových domů, na které navazuje z pravé strany Strašnické divadlo (1961). Na jižní straně centrálního pásu byla zrealizována pavilonová škola (1954-1955) navržená architektem Vladimírem Frýdou. Na severní straně bloku A dnes můžeme najít hotel a jeden bytový dům. (2) (6)

Z plánů také částečně sešlo na východní části sídliště. Podél východního boku středového zeleného pásu byly vybudovány dvě trojice bytových domů, jejichž přízemí jsou při západní straně spojena jednopodlažní přístavbou a vytváří tak v parteru místo pro provozovny obchodů. Při ulici Černokostecká je doplnila dostavba dalších dvou bytových domů. Projekt zde však počítal také s výstavbou školky, jeslí obchodů a garáží při ulici Úvalská, v jižní části severně od ulice V Olšínách pak měla vyrůst sportoviště. V dalších letech se zde realizovali

pouze jesle a školka (1953) a mnohem později hřiště. Při ulici Úvalská zde byly vystavěny později tři bytové domy. (2) (6)



Obr. 1.2: Sídliště Solidarita z doby těsně po výstavbě, pohled na ulici Dětská v severním směru (po levé straně blok A s bytovými domy a po pravé straně blok D s řadovými rodinnými domky) (5)

1.2.3. Bytové domy

Ve dvouletém stavebním plánu byla naplánována výstavba dvou typů bytových domů bloky A a E, které jsou umístěny v jihozápadní části sídliště s hlavními průčelími směřujícími na sever a jih.

Blok E je tvořen jedním bytovým čtyřpodlažním domem s pěti sekcemi. Ve vnitřních sekcích je vždy na podlaží jeden byt s jednou ložnicí a jeden byt se dvěma ložnicemi, v koncových sekcích je v podlaží jeden byt se dvěma ložnicemi a jeden se třemi, takže v celém bloku je celkem 40 bytů. Ústřední místností všech bytů je obytná předsíň, ze které jsou přístupny obytná místnost s přilehlou terasou, ložnice a izolační předsíňka se vstupy do kuchyně, koupelny, spíže a záchodu. Ve druhém až čtvrtém nadzemním podlaží jsou ve všech bytech hospodářské terasy přístupné ze vstupní haly. V bytech se třemi ložnicemi jsou dvě ložnice přístupné přes meziprostor z obytné místnosti. Mezi nimi je komora. V ložnicích jsou vestavěné skříně. Pro každý byt je v podzemí sklep.

V bloku A bylo navrženo šest stejných čtyřpodlažních bytových domů, za sebou řazených s průčelími od severu k jihu, které jsou umístěny na straně západního štítu bloku E. Každý dům má šest sekcí, z toho čtyři vnitřní sekce jsou shodné s vnitřními sekcemi bytového domu

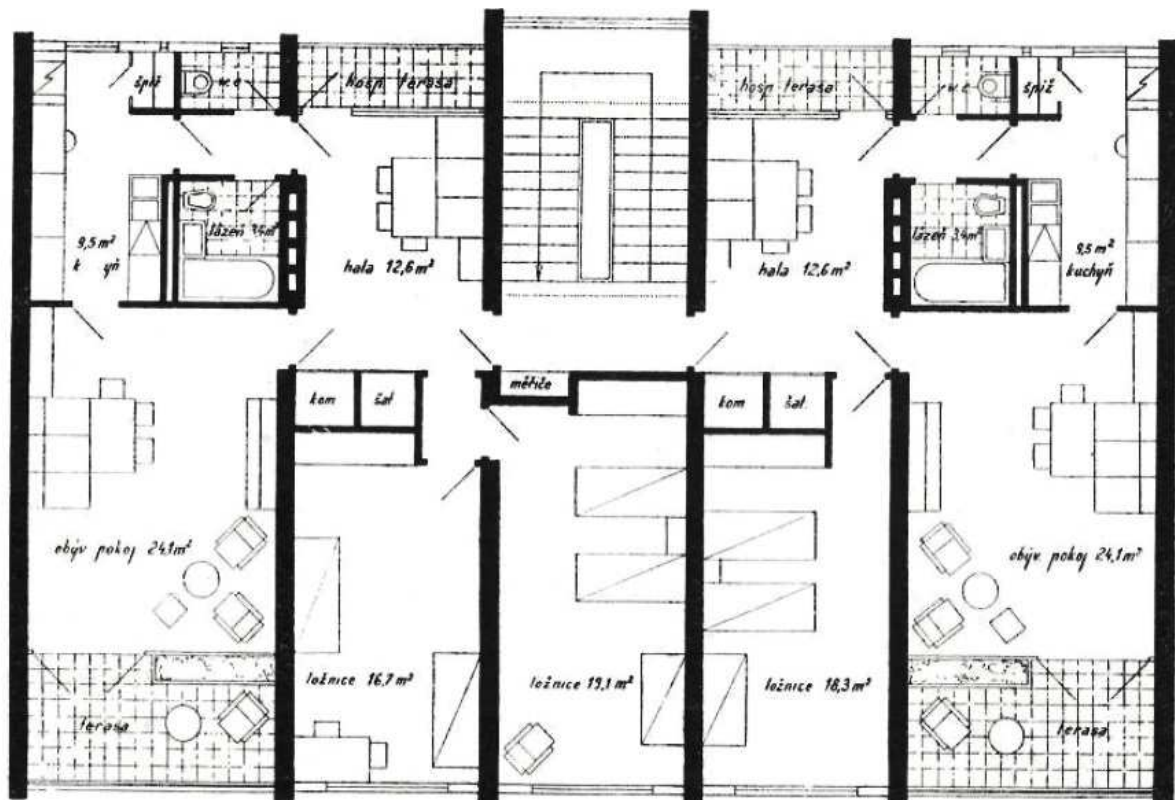


Obr. 1.3: Bytové domy bloku A krátce po výstavbě (5)

bloku E, jen s tím rozdílem, že hloubka traktu je o polovinu modulu kratší (525 mm). Toto zmenšení hloubky se stalo na úkor obytných pokojů a ložnic. Haly a hospodářské terasy zůstaly nezměněny. Dvě krajní sekce jsou řešeny tak, že bytová jednotka v příčném křídle je shodná s dvouložnicovým typem v řadovém domě, ale s okny na východ a západ (v přízemí jsou bytové jednotky jednoložnicové, protože druhá ložnice je využita pro vstup). Druhá bytová jednotka je také se dvěma ložnicemi, ale její řešení je odlišné od ostatních typů.

Bloky A a E jsou řešeny na stejném stavebně technologickém principu, mají však odlišné dispoziční uspořádání. Dům E má obdélníkový půdorys s přesazenými hlavními vstupy navrženými jako vstupní vestibuly tvaru jednoduchého kvádrů. Konstruktivní systém je v celém objektu příčný stěnový. Kdežto bytové domy bloku A mají půdorys tvaru protáhlého písmene „U“ a jeho vstupní vestibuly jsou tvořeny hexagony. Čtyři vnitřní sekce jsou shodně uspořádané s blokem E, jejich konstruktivní systém je tedy příčný stěnový, a krajní dvě sekce jsou otočeny o 45° a jejich průčelí a nosné stěny směřují na východ a západ. Konstruktivní systém příčných nosných zdí umožňuje malé trakty, obytné pokoje jsou 4,2 m široké a ložnice 3,5 m široké.

Obě průčelí domů vedou do parkových ploch a obytné místnosti jsou orientovány jen ke slunečným stranám. Příjezdné ulice jdou zpravidla kolmo k domovním skupinám a přístup do domů je umožněn průběžnými chodníky mezi jednotlivými bytovými domy. Chodníky příjezdových ulic jsou odděleny od tělesa vozovky pruhy zeleně. Ulice neslouží k průběžné dopravě, ale jen k cirkulaci uvnitř sídliště. (3)



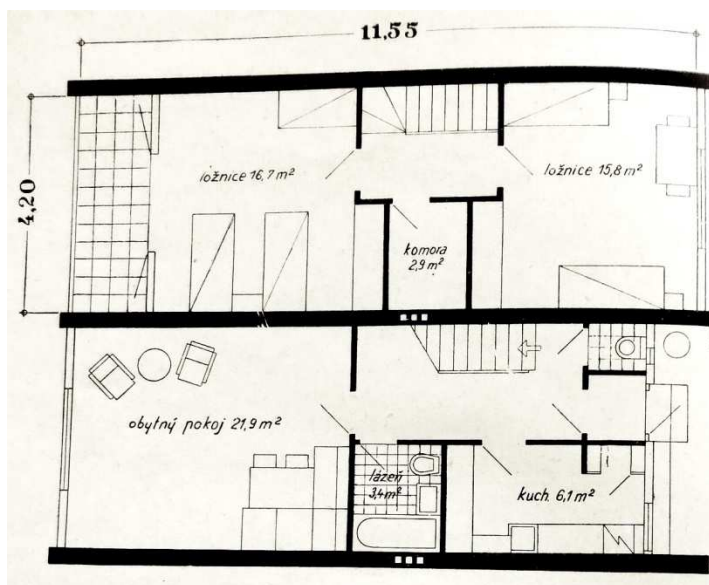
Obr. 1.4: Schématické znázornění typového půdorysu jedné bytové sekce bytových domů bloků A a E. Šířka obytných místností je 4,2 m a ložnicí 3,15 m. Délka celé sekce je 19,35 m, šířka 12,075 m (7)

1.2.4. Řadové domky

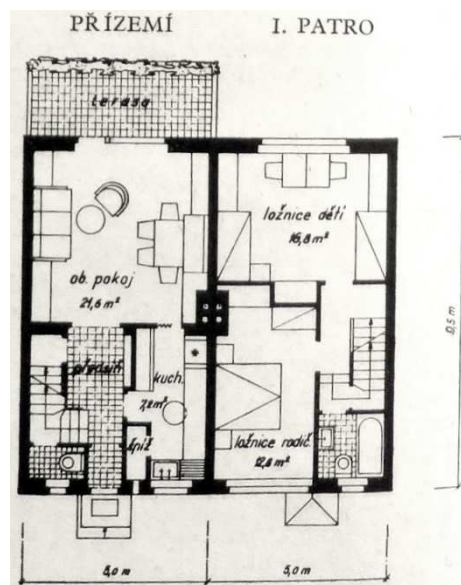
Řadové domy byly postaveny dle návrhu architekta Františka Jecha. Obsahují obytný pokoj se dvěma ložnicemi k obývání pro jednu rodinu. Všechny obytné místnosti mají shodnou šířku 4,2 m. Vstup do domu je orientován na východ, chráněn přístřeškem a opatřen v interiéru zádveřím. Ze zádveří se vstupuje do předsíně, kde je umístěno na pravé straně schodiště do prvního patra a WC a na levé straně kuchyně a koupelna. V přízemí je také navržen obývací pokoj, jehož okno směřuje do zeleně na západní stranu. V prvním patře jsou dvě ložnice s vestavěnými skříněmi, prostorná komora pro potřeby skladování a krytá terasa umístěna na západním průčelí. Domky jsou osazeny do společných parkových ploch nedělených ploty. Příjezdové ulice jdou kolmo k domovním řadám a jednotlivé domky jsou přístupny krátkými chodníky, které tvoří spojky mezi ulicemi. Střechy jsou navrženy šikmé s dřevěným krovem a pálenou taškovou krytinou. Půdorysné schéma je zobrazeno na Obr. 1.5.

V jihovýchodní části sídliště byly postaveny dvě řady domků (celkem 46 domků) družstva zaměstnanců stavebního průmyslu KOR, navržené architektem Jaromírem Jarým. Tyto domy jsou od Jechových návrhu odlišné jak technologicky, tak dispozičně. Jejich šířka je 5 m a jsou řešeny tradiční zděnou technologií. Jejich obvodový plášť je tvořen z pálených cihel tloušťky

150 mm a vnitřní nosné konstrukce jsou provedeny ze struskových tvárnic tloušťky 250 mm. Půdorysné schéma je vyobrazeno na Obr. 1.6. Bytové jednotky jsou určeny pro jednu rodinu a obsahují také přístupný půdní prostor a sklep o výměře 12,5 m². Domy jsou kryty pálenými taškami. (6)



Obr. 1.5: Schéma půdorysu řadových domků dle návrhu architekta Františka Jecha (3)



Obr. 1.6: Schéma půdorysu skupinky řadových domků družstva stavebního průmyslu KOR (3)



Obr. 1.7: Letecký pohled na řadové rodinné domky krátce po výstavbě (5)

1.3. Prefabrikace jako nový nástroj výstavby

1.3.1. Předvýroba ve stavebnictví

Sídliště Solidarita ve Strašnicích je považováno za první rozsáhlý projekt v Československu s využitím prefabrikovaných prvků. Při výstavbě sídliště bylo použito různých stavebních dílů - prefabrikátů, neboť jak rodinné domy, tak i nájemné domy byly navrženy jako konstrukce smíšené, z části zděné a z části montované. V Československu se v této době s prefabrikací, standardizovanými prvky či panelovou výstavbou ještě příliš neexperimentovalo a k odvážnému rozhodnutí využít při stavbě prefabrikace krátce po válce docházelo jen v ojedinělých případech. Šlo však především jen o menší pokusné realizace. Mnozí architekti, nejen v Československu, ale napříč celou Evropou, však vnímali tuto technologii jako nový možný způsob vytvoření solidního a dostupného hromadného bydlení. Zrychlení a zlevnění výstavby s moderními standardy mohla přinést právě prefabrikace a hromadná produkce. (2) (8)

Zhostit se úkolu přenést tuto novou technologii do praxe však bránila neinformovanost, neochota a konservativnost stavebních podnikatelů, ale i nepřesvědčivost projektantů. Nejen stavebníci, ale i obyvatelstvo bylo zpočátku k novým metodám nedůvěřivé. To dokazuje i samotný článek v časopise Solidarita. Zpravodaj dobrého bydlení, který vydávalo družstvo Solidarita v letech 1946 – 1949, aby prezentovalo svým členům svůj program a informovalo je o dění na staveništi nového sídliště. Tento článek se snaží poukázat na výhody a přínos nové techniky do stavebnictví a popisuje jí takto: „Prefabrikace jest vyzkoušená stavební technika pro zmenšení potíží práce na otevřeném staveništi. Jest to pouze technika práce a nic víc. Žádný druh domu nebo zázračná medicína pro nesnáze při stavbě domu. To neznamená nějaké nestandardisované baráky nebo provisorní domy, ovšem s výhodou ji můžeme přitom použít. Prefabrikace neb předvýroba se snaží v továrnách dokonale vytopených, osvětlených a zařízených vyrobítit – nikoliv improvizovati – součást stavby, aby práce na otevřeném staveništi byla co nejkratší. Technikou prefabrikací můžeme vyrobítit libovolný individuální návrh v libovolném stylu (třeba renesanční budovu), ovšem pro jisté typy domu, resp. pro lacinější bydlení můžeme s výhodou použít standardisace jednotlivých částí (podlah, střechech, oken, dveří, zařízení kuchyně, koupelen). Snahou je využití nových prostředků transportních a mechanických k vyššímu stupni polotovaru a racionální výrobou snížit cenu výrobku při hodnotnější kvalitě. Mnozí budou namítati, že stavebník, jakožto individuál, bude se brániti prefabrikaci, event. standardisaci. Nikoliv. Stavebníkovi jest jedno, jakou technikou jest jeho dům postaven, zdali kování oken bylo přišroubováno v továrně nebo na staveništi, pro staveb-

níka jest důležité, jak dokonalé jest konečné provedení, jak dům odpovídá esteticky a provozně. Jisté jest, že konečné finesy domu nikdy nemohou býti provedeny tak dokonale na otevřeném staveništi, jako při výrobě továrnické.“ (6)

1.3.2. Počátky prefabrikované výstavby v Československu

Počátky metody prefabrikace v Československu však lze připsat stavebnímu oddělení Baťových závodů ve Zlíně, a to v souvislosti s úsilím podniku o rozvoj Zlína a s celosvětovou výstavbou baťovských měst. Během války vedl výzkum prováděný architekty Baťova stavebního oddělení k prvním stavbám z velkoplošných panelů na celém světě. Ještě před smrtí zakladatele podniku Tomáše Bati v roce 1932 navrholo jeho stavební oddělení jednu z nejranějších hromadně produkovaných standardizovaných staveb na světě. Vedle nových metod průmyslové výstavby bylo jednou ze stěžejních priorit Baťova podniku hledání ideálních obytných typů. Také Jan Antonín Baťa navázal na bratrovy myšlenky a v roce 1935 firma financovala otevřenou architektonickou soutěž s cílem uplatnit nové metody a technologie do rodinných domků a dvojdomků. Druhou cenu získal pražský tým Adolfa Beneše a Františka Jecha, autora sídliště Solidarita a raného propagátora prefabrikace. Ti předvedli svůj návrh dvojdomku za využití experimentálního pláště z dusaného termobetonu s otiskem horizontálního posuvného bednění. (8)

V následujících letech po vypsání soutěže pokračovalo Baťovo stavební oddělení v projektování standardizovaných projektů rodinných domků. V roce 1940 bylo založeno Oddělení pro lité a montované domky a ve Zlíně byl zahájen první organizovaný výzkum hromadně prefabrikované výstavby. Následujícího roku byly postaveny dva dvojdomky z prefabrikovaných dutých tvárnic v části Zlína nazvané Lesní čtvrť, podobající se ostatním baťovským domkům z 30. let 20. století včetně oceněného návrhu Jecha a Beneše ze soutěže v roce 1935. V roce 1942 byl pod vedením Miroslava Drofa výzkum přesměřován k prefabrikaci a projektům hustší zástavby. Na to Bohumír Kula a Hynek Adamec z Oddělení pro lité a montované domky vyvinuli v roce 1943 první experimentální montovanou panelovou stavbu „typ A“. V následujících dvou letech byly postaveny tři dvojdomky typu A s využitím panelů litých na místě stavby a montovaných na konstrukční rám. Pohyblivý jeřáb na kolejích podél ulice přenášel panely na své místo. I v tomto případě zůstala typologie podobná domku Beneše a Jecha, změnila se pouze technologie výstavby. (8)

Po válce se situace ve Zlíně navzdý změnila, jelikož majetek firmy Baťa byl znárodněn. Z Oddělení pro lité a montované domky se v novém národním podniku stalo Oddělení prefab-

rikovaných staveb a při hledání ideálních obytných typů se důraz přenesl na bytové domy. Kula a Adamec pokračovali v práci na panelových dvojdomcích a mezi lety 1947 a 1948 dokončili dalších patnáct domů, které byly postaveny z lehkých dutých panelů. Tyto panely se připevňovaly k dočasné pomocné konstrukci až do chvíle, kdy byly položeny stropnice a celá konstrukce tak byla stabilizována. V roce 1947 dosáhl Kula dalšího technologického pokroku a navrhl dva dvojdomky s názvem „typ K“ z žebrových panelů, které se spojovaly zevnitř. Montáž vždy začínala od rohu, s pomocí speciálních rohových dílů s kónickými drážkami, do nichž se vkládaly impregnované lišty pro ukotvení vnitřního tepelně izolačního obkladu. Další panely se k sobě spojovaly v místě styku žeber. Stabilita tohoto systému byla však problematická, neboť žebra a šrouby přenášely největší část zatížení budovy. Tato technologie byla roku 1950 znovu použita na třípodlažním osmnácti bytovém domě. Později bylo však rozhodnuto, že stavební náklady jsou příliš vysoké a od této technologie bylo upuštěno. (8)

V roce 1950 bylo Oddělení prefabrikovaných staveb ze Svitů (jak byly přejmenovány znárodněné Baťovy závody) vyjmuto a stalo se výzkumným ústavem v rámci Československých stavebních závodů. V lednu 1952 byl přejmenován na Ústav montovaných staveb a přešel pod dohled Stavoprojektu, se sídlem v Praze a pobočkami v Brně a Gottwaldově. Bohumír Kula a Hynek Adamec pokračovali ve vývoji prefabrikovaných technologií a v roce 1950 se jim podařilo navrhnout první hromadně opakovanou stavbu z montovaných panelů, tedy první panelový dům v poválečném Československu, který byl roku 1953 vystavěn. Dostal označení „G40“, kde G značilo tehdejší Gottwaldov a 40 počet bytových jednotek a šlo o první objekt, který využil panelů celostěnových. (8)

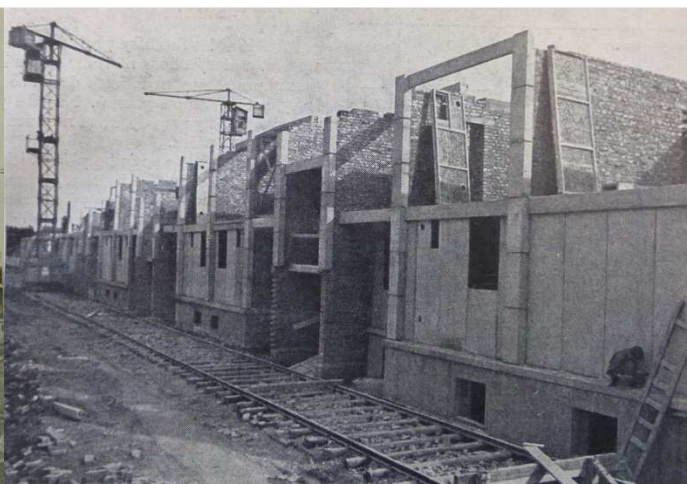
1.3.3. Solidarita a její prefabrikáty

Při nahlédnutí do historie prefabrikace v Československu tedy nelze prohlásit, že Solidarita byla průkopníkem této nové technologie. Byla však první velkou bytovou akcí, která značnou měrou zavedla industrializaci a prefabrikaci do praxe. U ostatních obytných souborů z období dvouletky se tyto metody uplatnily pouze v hromadné výrobě typizovaných oken, dveří a dveřních rámců. Nájemné i rodinné domy na sídlišti představovali na danou dobu nejen úplně nový způsob technologického řešení v dosavadní stavbě budov tohoto druhu, ale měli také velice specifický architektonický ráz. Konstrukce domů byly do značné míry sestaveny ze stavebních prvků předem vyrobených v továrnách nebo ve výrobnách na staveništi (především stropy, obvodové konstrukce a příčky), dodávaných na stavbu hotové a osazené na místě jeřáby nebo lehčí díly také ručně. Jen menší část stavby byla prováděna tradičními rukoděl-

nými metodami (vyzděné základové konstrukce a štíty stěn, krov a krytina apod.). Příčné nosné zdi byly provedeny z rodinných domů ze škvárobetonových tvárnic a u nájemných domů z cihelného zdiva. Fasády domů otevřeně přiznávají montážní skladbu obvodového pláště a jsou tvořeny neomítnutými prefabrikovanými panely. V rodinných domcích tvořil zapadlou vstupní část přízemí místo betonových dílců dřevěný obklad. (2)



Obr. 1.8: Jižní průčelí bytového domu bloku E ve výstavbě



Obr. 1.9: Osazování fasádních panelů na severní průčelí bytového domu bloku E (9)

Protože výroba prefabrikátů byla u nás nepatrná a omezovala se jen na některé typy stropních konstrukcí nevhodných pro tuto stavbu vzhledem k předpokládanému způsobu ručního osazování i drahotu, bylo nutné nejdříve vybudovat nové výroby a konstrukce stavebních dílů navrhovat tak, aby je bylo možno vyrábět prostředky, které byly k dispozici bez strojního zařízení ze staviv známých a vyzkoušených. Jedním z nejpřednějších úkolů tedy bylo rozřešit výrobu vhodných stropních konstrukcí. (10)

V bytových domech bloku A byly navrženy velice unikátní stropní konstrukce, které jsou k vidění u nás pravděpodobně pouze na sídlišti Solidarita ve Strašnicích. Ty se skládají ze specifických prefabrikovaných železobetonových stropnic, jejichž seskládáním k sobě bočními podélnými stranami vytváří působivý plastický vlnkovatý podhled. Stropnice se vyráběly ručně přímo na staveništi. Do dřevěné formy vyložené plechem a vymazané mýdlem byla vložena kovová armatura, která se zalila betonem, a výsledný vlnitý tvar byl ručně vytažen obloukovou šablonou. V bytovém domě blok E byly navrženy technologicky stejné vodorovné nosné konstrukce, akorát průřez stropnic nebyl vlnkovatý, ale byl tvořen malými klenbičkami. (2) (3)

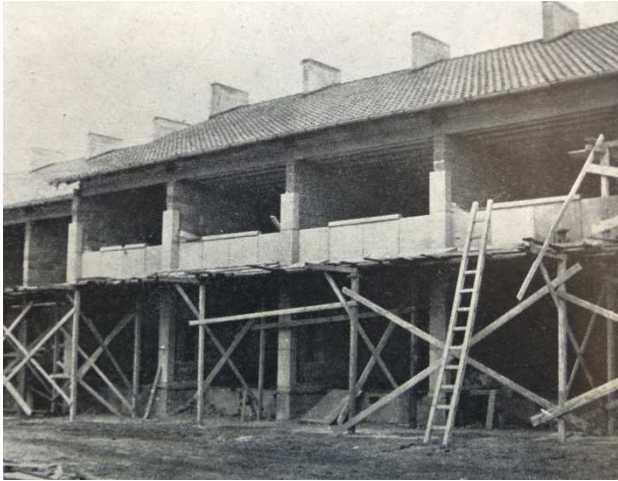
Návrhu tohoto řešení stropních konstrukcí předcházelo několik stanovených podmínek. Váha stropnic měla být co nejnižší z důvodu snadné manipulace a maximální nosnosti jeřábů 1 t. Stropnice měla být opatřena už ve výrobě hladkým povrchem na ploše podhledu, aby hotový strop nebylo nutno v celé ploše omítat a upravit je jen ve stykových spárách. Na stavbě měly být vyloučeny větší dodělávky stropu, zejména zřizováním rovného podhledu z důvodu úspory pracovních sil a finanční ekonomie. Podhled stropů měl být plastický, jelikož nebyly k dispozici zařízení pro výrobu dutých stropnic. Protože stropnice měly být kladeny souběžně s průčelím na nosné zdi jdoucí v pravém úhlu k průčelí a světlo přicházelo příčně, bylo nutno pečlivě uvážit jak výšku stropnice, tak tvar průřezu, aby bylo pokud možno omezeno tvoření stínů v podhledu stropu. Bez ohledu na rozdílnou světlou vzdálenost nosných zdí (3,15 m a 4,2 m) bylo požadováno, aby výška stropnic byla pro obě rozpětí stejná a řídila se rozpětím větším. Pro to mluvily jak důvody výrobní (shodná forma), tak i jednotná výška zdí v úrovni uložení stropnic. Při nestejně výšce by bylo nutno rozdílnou výšku stropnic vyrovnávat tlustší vrstvou násypu v polích menšího rozpětí, nebo zřizovat dvojitou úroveň v uložení stropnic, nebo vyrovnávat tento rozdíl větší výškou zhlaví stropnic. (10)

Dalšími požadavky bylo, že stropnice měly být vsazovány na sucho a teprve po položení celého stropu měly být spáry zabetonovány z důvodu ekonomičtějšího využití pracovních sil a strojů. Spojování jednotlivých panelů musely být upraveny tak, aby při nerovnoměrném zatížení bylo zajištěno dokonalé spolupůsobení sousedních stropnic a tím byly vyloučeny jemné vlasové trhliny v těchto stycích, vznikající zejména v důsledku nedokonalého spolupůsobení stropnic při nerovnoměrném zatížení. Stropní konstrukce měly dále umožňovat zřizování prostupů pro instalace. Elektrická instalace měla procházet stropem, aby ji nebylo nutno provádět pod podlahou v pancéřových trubkách. Bylo zapotřebí, aby nosné zdivo nebylo rozrušováno horizontálními tratěmi elektrické instalace a tím zmenšovaná jeho statická bezpečnost. (10)

S uvážením všech těchto okolností byly navrženy vodorovné nosné konstrukce znázorněné na Obr. 1.13. Cena těchto stropnic se tehdy pohybovala okolo 250 Kčs za jeden m^2 a váha jedné stropnice (dlouhé 4480 mm) byla asi 600 kg. (10)



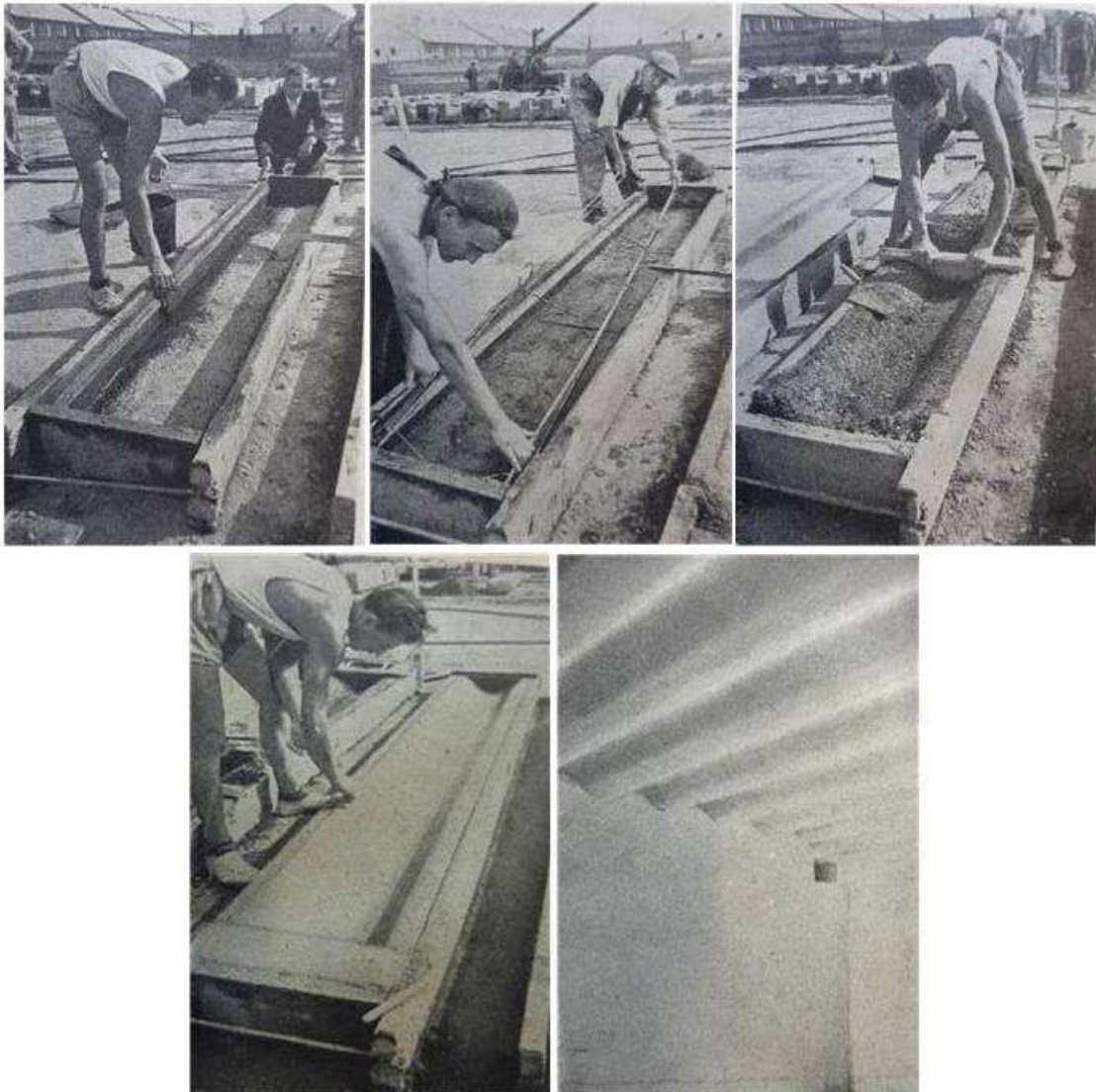
Obr. 1.10: Jižní průčelí bytového domu bloku A ve výstavbě (7)



Obr. 1.11: Osazování betonových fasádních dílů východního průčelí řadových domů (3)



Obr. 1.12: Západní průčelí řadových domků ve výstavbě (11)



Obr. 1.13: Znárodnění výroby stropních panelů bytových domů bloku A, jejichž poskládání bočními podélnými stranami vzniká plastický „vlnitý“ strop (11)

1.4. Výstavba sídliště

Výstavba Sídlíště Solidarita byla slavnostně zahájena 30. dubna 1947 primátorem hlavního města Prahy Václavem Vackem, za přítomnosti předsedy družstva Josefa Krosnáře, zástupců vojenské správy a jiných významných osobností. Z ekonomických důvodů bylo rozhodnuto soustředit se v prvním roce především na stavbu rodinných domků a připravit stavbu domů nájemných. Se stavbou prvních 500 řadových domků se začalo na konci května 1947 a výstavbou bytových domů na podzim roku 1947. (3)

Při plánování staveniště bylo především potřeba věnovat pozornost dopravě stavebních hmot. Na staveniště muselo být dopraveno zhruba 200 tun hmot denně. Při použití nákladních aut nosnosti 5 tun by toto množství vyžadovalo nepřetržitého použití 10 aut, která by denně spotřebovala asi 200 litrů benzínu a 5 litrů oleje. Naproti tomu stačilo stejné množství materiálu dopravit po úzkorozchodné drážce 2 Diesellovy motory s 15 přivěšenými vozíky. Jejich denní spotřeba činila asi 50 litrů nafty a 4 litrů oleje. S přihlédnutím nejen k mnohonásobně vyšším nákladům, ale také k problémům spojeným s udržováním cest v blátivém a v důsledku zemních prací porušeném terénu staveniště, bylo rozhodnuto vybudovat vlastní vlečku. Tato železnice umožňovala nejen přísun materiálu na stavbu, ale také rozvoz materiálu po staveništi a byla na ní vyprojektována teplárna, což pro ni umožňovalo přísun uhlí přímo z vagonu. (3)

Již od samého začátku se družstvo potýkalo s celou řadou potíží. Muselo opatřit nejen veškeré potřebné stavební hmoty, ale pomáhat také stavebním firmám opatrovat dělníky. Jedním z největších problémů, na kterém byla závislá rychlost výstavby, byl ohromný nedostatek potřebného stavebního materiálu. Dodací lhůty základního materiálu, jako např. cementu, cihel, šterku, litiny apod., byly 3 i více měsíců (až 12měsíční), některý materiál nebyl k dispozici téměř vůbec nebo v nedostatečném množství a v horší jakosti. Kromě toho úřady vydávaly stavebníkům odběrní poukazy a známky na vázané stavební hmoty se značným opožděním v množství naprosto nedostačujícím. Na stavbu bylo denně dováženo 15 až 25 vagonů materiálu (nárázově i 30 až 50), který rozvážely po staveništi tři lokomotivy. V Čechách a na Moravě mělo zadanou výrobu jednotlivých součástí pro výstavbu Solidarity asi 40 závodů a továren. I přesto však zásobování potřebným materiálem nestačila. (3)

Nedostačující dodávka cihelných tvárnic byla zapříčiněna nejen nepřípravou výroben, ale také tím, že cihelny většinou vyráběly cihly německého formátu (tj. délka cihly pouze 250 mm), kdežto pro výstavbu domů bylo zapotřebí téměř výhradně cihly klasické délky 290 mm. Proto bylo družstvo nuceno vyrábět tvárnice přímo na staveništi. Tato výroba se prováděla

v důsledku nedostatku nutných strojů ručně, a přesto dosahovala na staveništi výkonu až 8000 kusů denně. Nouze o cement a prudké mrazy však výrobu omezovaly. Družstvo muselo dát také do provozu cihelnu v Hořicích v Podkrkonoší. Solidarita také založila ze zapracovaných zaměstnanců na staveništi výrobní družstvo Monstav pro výrobu a montáž staveb z prefabrikovaných dílců. Chyběl také instalační materiál pro vodovody, plynovody, kanalizace i elektrovody, nebyly zařizovací předměty do kuchyní, koupelen, scházelo kování pro okna i dveře. Byly značné potíže s dodávkami řeziva, zvláště truhlářského, dostatečně suchého. (11) (3)



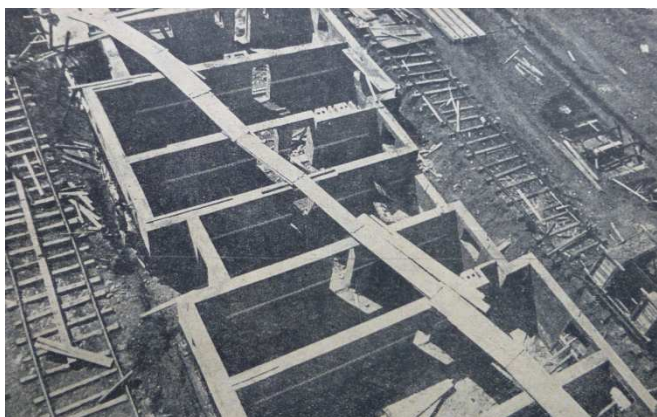
Obr. 1.14: Výroba tvárníc pro rodinné domky za pomoci dobrovolných brigád (11)



Obr. 1.15: Letní výroba železobetonových stropnic na staveništi ve Strašnicích (11)

Druhým velkým problémem byl značný nedostatek stavebních zaměstnanců všech kategorií. Nejen při výstavbě sídliště Solidarita, ale také na všech stavbách v republice. Nebyl jen velký nedostatek dělníků, hlavně odborných, úředníků a mistrů. Značně také chyběly kvalitní vědomosti, zkušenosti a výkonnosti. Bylo nutno zaměstnávat dělníky, kteří nikdy na stavbě nepracovali, zedníky, které bylo napřed třeba naučit zdít a úředníky, kteří se museli nejdříve zaškolit. Také kvalifikovaných architektů a kresličů bylo málo. Dělníci dávali přednost „černým a šedým“ stavbám, za které dostali až dvojnásobné mzdy, než které by dostali na dvouletkových stavbách. Proto se KSČ ve Strašnicích rozhodlo postavit dobrovolnou brigádu, která by pomohla při výstavbě rodinných domků družstva Solidarity ve Strašnicích a uveřejnila v Rudém Právu výzvu, aby se každý, kdo má zájem na bytové výstavbě, ve svém volném čase nebo dovolené dostavil a vypomohl. Na stavbě Solidarity vypomáhalo také mnoho brigádníků cizinců, kteří k nám do Prahy přijeli na Světový festival mládeže a studentstva. Mnoho z nich se hlásilo k práci u festivalového výboru a na staveništi to vypadlo tak, že zde byl vytvořen jakýsi „babylon jazyků“. Pracovali zde Dánové, Australané, Francouzi, Belgičané a další. Pro

urychlení zemních prací bylo staveniště opatřeno rýhovačkou, buldozerem, drapáky, ale také byly dodány dva jeřáby od ministerstva techniky pro usnadnění montážních prací. Přesto pro nedostatek nutných montážních strojů bylo družstvo nuceno některé výrobky zmenšit a montovat ručně bez pomoci strojů. (3) (11)



Obr. 1.16: Pohled z vrcholu jeřábu na podzemní podlaží bytového domu před osazením stropnic (11)



Obr. 1.17: Osazování stropnic pomocí jeřábu na 1.NP bytového domu (12)

Obydlení prvních 321 řadových domků se mělo konat v květnu 1948. Tento termín však nebyl dodržen a první řada domů byla hotova až 14. srpna 1948 a další 25. září 1948. Práce na rodinných domcích byly definitivně ukončeny až v červnu 1949. Pro představu bylo do konce roku 1948 ve výstavbě použito 5,5 tisíce tun cementu, 3 miliony cihel, 23,5 tisíce tun písku, 500 tisíc tašek a 1000 tun vápna. Také výstavba bytových domů byla značně zpožděna, plánovaný počet hotových bytů byl 360 a k užívání měl být předán do konce roku 1948. Do října 1948 bylo však skutečně hotovou pouze 144 bytů. Blok E byl dokončen na počátku listopadu roku 1949 a bloky A byly definitivně ukončeny až v roce 1950. (2) (11)

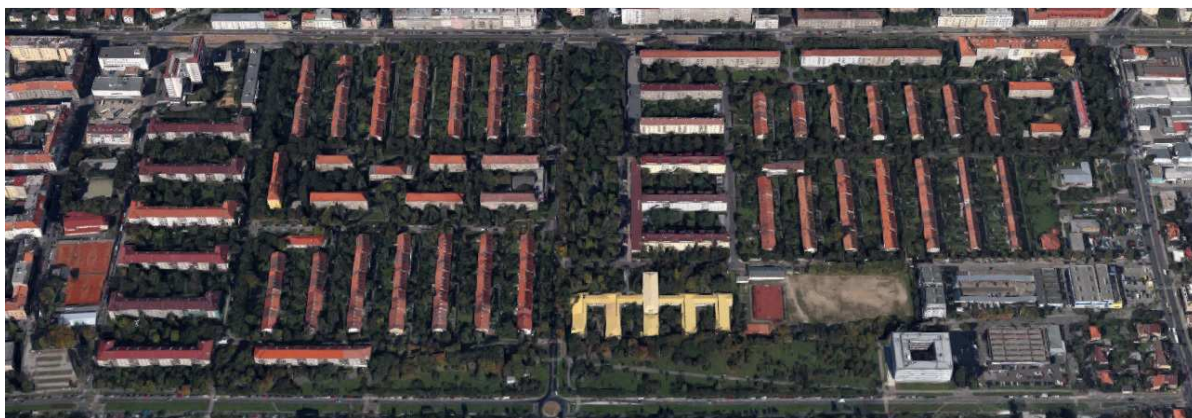
Návrh rozsahu stavebního dvouletého plánu byl značně předimenzován. Samotné provádění muselo již od začátku čelit velkým překážkám a problémům a původně plánovaný objem výstavby musel být později velmi omezen. Program prvního roku byl ve stavebnictví v prvním roce splněn asi na 50% z celostátního průměru, přičemž Solidarita dodržela svůj plán asi na 44%. Přesto byla v porovnání s jinými velkými stavbami v Praze o dost napřed. Teoretický průměr v Praze celkem byl zhruba pouhých 17%. Zpoždění výstavby sídliště zapříčinili nejen velké problémy s pracovními silami a dodávkou veškerého materiálu, jak bylo popsáno výše, ale i celá řada dalších faktorů, mezi které lze zařadit například nedostatek zkušeností, omyly vzniklých v plánování, nečasné vydání zákonů, nedostatečná spolupráce a příprava úřadů,

chaotický stav ve stavebnictví v poválečném období, postih neobvyklého sucha v roce 1947 i nezájem některých politických stran na úspěšném splnění plánu. (3)

Od roku 1949 byl vytvořen hlavním městem Praha komunální stavební podnik a sídliště tak od té doby spadalo do nové centralizované struktury stavebnictví. Do Stavebních podniků Ústředního národního výboru hl. m. Prahy byly zapojeny stavební firmy, výrobní podniky, pily, cihelny a řemesla. Výstavbu nedokončeného sídliště Solidarita tak převzaly stavební podniky, takže družstvo vykonávalo už pouze stavební dozor. (9)

I přesto, že se nepodařilo splnit všechny úkoly dvouletého plánu tak, jak bylo původně zamýšleno, se stala Solidarita pro tehdejší stavebnictví velkým přínosem. Výstavba napomohla rozluštit řadu nových technologických myšlenek a získala mnoho zkušeností nejen s předvýrobou, ale i s vyzkoušením nových typů strojů, postupů prací a organizací práce. Stavba se těšila neobyčejnému zájmu řady odborníků nejen z Československa, ale i ze zahraničí, kteří téměř denně navštěvovali stavbu sídliště a studovali tak nové montážní techniky. Nejen svými zkušenostmi, ale i vybudováním početných kombinátů na výrobu stavebních materiálů připravila Solidarita ve dvouletce půdu pro následující vyhlášený stavební pětiletý plán. (11) (3)

Jak již bylo popsáno v kapitole 1.2.2, dnešní podoba sídliště se částečně liší od původního navrhovaného plánu z roku 1947, zejména přehodnocení návrhů občanské vybavenosti. Původní plánovaný charakter sídliště s velkým množstvím zeleně, volnějším zastavěním domy a organizací prostoru byl však zachován dodnes. V současné době na sídlišti najdeme celkem 604 řadových domků, 26 bytových domů a 10 objektů občanské vybavenosti. (2)



Obr. 1.18: Současný letecký pohled na sídliště Solidaritu ve Strašnicích (13)

Kapitola 2

Stávající stav objektu – Stavebně technický průzkum

2.1. Průzkum objektu

2.1.1. Informace o stavbě

Název stavby: **Bytový dům blok A6 na sídlišti Solidarita – Praha 10, Strašnice**

Místo stavby: Bečvářova 210/2 a Dětská 2454/19, 2455/17, 2456/15, 2457/13, 2458/11

Obec: Praha [554782]

Část obce: Strašnice [490181]

Katastrální území: Strašnice [731943]

P. č.: 2798/18, 2798/37, 298/378, 298/379, 2798/380, 2798/381

Způsob využití: Bytový dům (14)

2.1.2. Základní charakteristika objektu

Zkoumaný objekt bytového domu byl navržen v roce 1947 architektem Františkem Jechem a v roce 1950 zkolaudován, jako součást jihozápadního bloku A šesti stejných bytových domů značených A1-A6, za sebou řazených od severu k jihu na sídlišti Solidarita ve Strašnicích. Tento dům je označován jako blok A6, situovaný ze všech nejjižněji, s jižním průčelím jdoucím podélně s hlavní silnicí V Olšínách, severním a východním průčelím s ulicí Dětská a západním průčelím s ulicí Bečvářova.

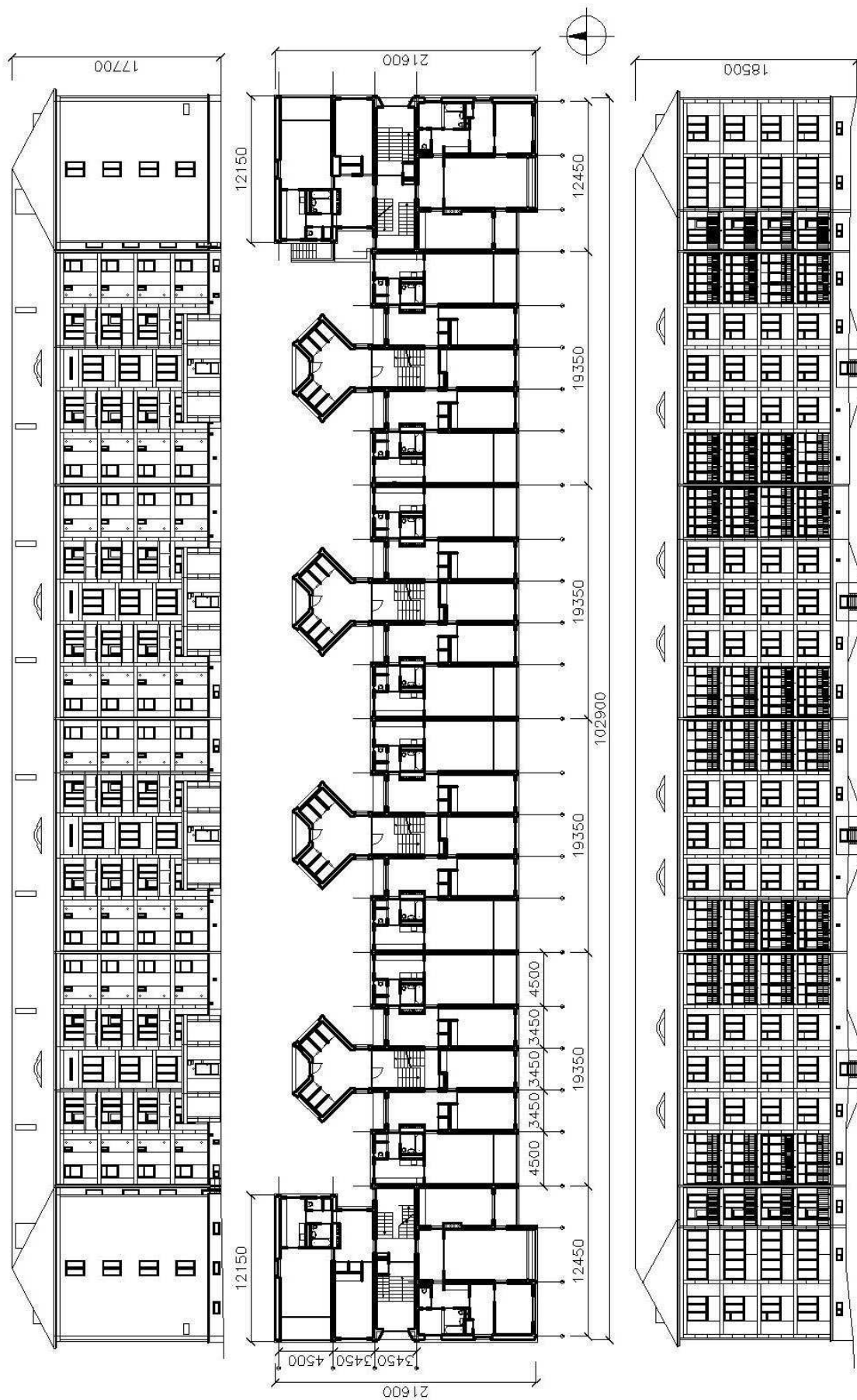
Bytový dům o jednom dilatačním celku má čtyři nadzemní a jedno podzemní podlaží. Je tvořen šesti účelově oddělenými částmi, čtyřmi vnitřními a dvěma krajními sekcemi, celkem se šesti hlavními a šesti zadními vstupy. Hlavní vstupy vnitřních sekcí jsou umístěny na se-

verním průčelí a jsou navrženy jako vstupní vestibuly předsazené před líc konstrukce, neobvyklého půdorysného tvaru sestaveného z devíti různě orientovaných stěn. Tyto vestibuly jsou napojeny na přilehlý chodník táhnoucí se po celé délce severního průčelí, odděleného od objektu plochou zeleně. Hlavní vchody krajních sekcí jsou řešeny rozdílně, jsou zapuštěny do líce fasády na východním a západním průčelí objektu a jsou přístupné přímo z chodníku kopírujícího příjezdovou komunikaci v ulici Bečvářova a Dětská. Čtyři zadní vchody vnitřních sekcí jsou umístěny na jižním průčelí, přístupné po schodišti do podzemního podlaží z oplocené plochy zeleně navržené po celé délce jižního průčelí. Zadní vchody krajních sekcí jsou na východní a západní straně severního průčelí, v úrovni mezipodesty mezi podzemním a prvním nadzemním podlažím a přístupné ze zelených pásů dělících severní průčelí objektu a chodník.

Půdorys objektu má tvar protáhlého písmene „U“, s délkou 102,9 m, šířkou krajních sekcí 21,6m a vnitřních sekcí 12,15 m. Krajní sekce mají na délku v severním průčelí 12,15 m a na jižním 12,75 m, vnitřní sekce jsou po 19,35 m. Konstrukční výška nadzemních podlaží je 3,05 m, podzemního podlaží 2,7 m a půdního prostoru 3,89 m. Maximální výška objektu (od úrovně terénu po hřeben konstrukce) činí 18,5 m na jihovýchodním nároží a minimální výška 17,7 m na severozápadním nároží. Schéma půdorysu 1.NP s vyznačením hlavních délkových kót a pohledů na severní a jižní průčelí domu je vyobrazeno na Obr. 2.1.

Podzemní podlaží je zapuštěno zhruba z poloviny své výšky pod terén a není navrženo přes celou půdorysnou plochu. Jedna krajní sekce a dvě vnitřní sekce jsou z poloviny nepodsklepeny. Podzemní podlaží slouží pro domovní vybavení. Jsou zde umístěny sklepní prostory a v krajních sekcích čtyři koje pro kočárky, v dnešní době sloužící jako odkládiště předmětů. Ve východní sekci jsou navrženy podzemní nebytové prostory, samostatně přístupné po venkovním schodišti přiléhající k západní fasádě bytového domu. Původně se zde nacházela domovní prádelna se dvěma kójemi, sušárnou a žehlírnou a v současné době slouží jako komerční prostory, konkrétně opravna obuvi.

V prvním až čtvrtém nadzemním podlaží se vyskytují bytové jednotky. V každé sekci jsou dva byty na jednom patře, tedy osm bytových jednotek v jedné sekci. V objektu je celkem 48 bytových jednotek, z toho 18 s jednou ložnicí a 30 se dvěma ložnicemi. Podzemní podlaží je se čtvrtým nadzemním podlažím propojeno v každé sekci dvouramenným schodištěm. Vstupní vestibuly jsou navrženy v úrovni mezipodesty mezi podzemním a prvním nadzemním podlažím. V každé vstupní hale je umístěno šest kójí, původně sloužící pro kočárky a státní telefon a dnes využívané jako prostory pro uskladnění předmětů. V domě není výtah. Přístup na půdu je umožněn po dřevěném jednoramenném schodišti ze čtvrtého nadzemního podlaží, kde



Obr. 2.1: Schéma půdorysu 1.NP a severního a jižního průčelí bytového domu

je půdorysná plocha jednoho bytu přiléhajícího k chodbě zmenšena o prostor tohoto půdního výlezu. Střecha objektu je navržena jako sedlová zakončená valbami, se sklonem 30° a krytinou z keramických pálených tašek. Krov je řešen jako tradiční vaznicová soustava typu bačkora. Podkrovní prostor není využíván.



Obr. 2.2: Severní průčelí bytového domu



Obr. 2.3: Jižní průčelí



Obr. 2.4: Západní průčelí

2.1.3. Předmět průzkumu

Rozsah stavebně technického průzkumu je dán účelem, pro který se průzkum provádí, stavem objektu, časem, který je pro průzkum k dispozici, přístupností objektu, případně dalšími okolnostmi. Rozsah průzkumu je vždy omezen, a to cenou průzkumových prací, uvolněním, případně vyklizením prostoru pro průzkum, možnostmi provedení sond pro zjištění stavu zakrytých částí, existencí a možnostmi zkušebních metod apod. (15)

Základním cílem této diplomové práce je provést stavebně technický průzkum bytového domu A6 na sídlišti Solidarita, zhodnotit stávající stavebně technický stav rozhodujících konstrukcí a provést komplexní regeneraci objektu s přihlédnutím na přání a požadavky místních obyvatel domu. Vzhledem k roku výstavby objektu (1949-1950), k použitým stavebním technologiím a materiálům konstrukcí a platným normám je vysoce pravděpodobné, že jedním z hlavních problémů budou dnešním požadavkům nevyhovující tepelně-technické parametry obvodových konstrukcí a bude tedy nutné objekt zateplit. Jak již bylo zmíněno v kapitole 1, jedná se o jeden z prvních poválečných bytových domů u nás, tedy o unikátní objekt zhotoven neobvyklými, na danou dobu moderními, technologiemi a s bohatou historií. Proto je třeba k této skutečnosti přihlídnout při architektonicko-stavebním řešení bytového domu a zanechat tak celkový vzhledový charakter fasád, které tvoří montážní skladba prefabrikovaných dílců. Dalším z jevů modernizace bytových jednotek je v dnešní době stále častější nevyhovující dispoziční řešení bytu. Lidé si často přejí zrenovovat bytové jádro a spolu s tím změnit půdorysné uspořádání kuchyně, koupelny, WC, chodby, ale i obytných místností. To s sebou přináší změnu umístění dělicích příček a tedy změnu zatížení působícího nejen na stropní panely, ale i na svislé nosné konstrukce objektu. Tuto změnu zatížení nelze opomenout, a proto je třeba také ověřit únosnosti nosných konstrukcí příslušné dnešním platným normám.

Hlavním důvodem tohoto realizovaného technického průzkumu je poskytnout soubor vyčerpávajících informací o stávajícím, celkovém stavu bytového domu včetně návrhu vhodné rekonstrukce objektu. Průzkum bude zaměřen především na vypracování objektivních podkladů pro tepelně technické posouzení vybraných konstrukcí a návrh zateplení a pro statické posouzení vodorovných i svislých nosných konstrukcí. Diagnostika bytového domu nebude zahrnovat zhodnocení stavu rozvodů TZB. Bude proveden rozbor řešení jednotlivých konstrukčních částí budovy, popis zjištěných poruch, stanovení příčin jejich vzniku a možných následků a návrh vhodného způsobu sanace.

2.1.4. Podklady

Pro zpracování stavebně technického průzkumu byla poskytnuta Archivem stavebního úřadu Městské části Praha 10 neúplná výkresová část původní projektové dokumentace ověřené ve stavebním řízení, zpracovaná Pracovní a architektonickou skupinou „Solidarita“ ve vedení Arch. Ing. Františkem Jechem. K dispozici byly dvě rozdílné výkresové dokumentace, jedna návrhová, schválená Obvodním národním výborem Praha 10 dne 24. 1. 1948 (16) a jedna kolaudační, schválená radou ústředního národního výboru hl. města Prahy dne 6. 12. 1950 (17). Obsahem dokumentace byly zjednodušené půdorysy všech podlaží, půdorys krovu, pohled severní, jižní a západní, řez objektem a koordinační situace. Dále bylo možno nahlédnout do spisů v Archivu stavebního úřadu Městské části Praha 10 všech šesti sekcí nájemného domu, které mimo jiné obsahovali velice stručnou technickou zprávu s krátkým statickým výpočtem.

V letech 1946-1949, tedy v období návrhu a výstavby sídliště Solidarita, vydávalo Obecně prospěšné stavební družstvo Solidarita časopis s názvem Solidarita. Zpravodaj dobrého bydlení, které mělo za úkol průběžně informovat o programu družstva, realizaci samotného sídliště, průběhu stavebních prací, popisu jednotlivých objektů (rodinné domy, bytové domy, občanská vybavenost), chodu sídliště, zkrátka o všem, co se Solidarity týkalo. Časopis vycházel čtvrtletně, většina z těchto čísel byla dohledána a některá z nich pro stavebně technický průzkum použita.

Jak již bylo zmíněno v kapitole 2.1.3, stavebně technický průzkum je vždy omezen, v tomto případě možnostmi provedení sond pro zjištění stavu zakrytých částí. Vzhledem k tomu, že jedním z řešených problémů této diplomové práce bude tepelně technické posouzení obvodových konstrukcí, je zapotřebí přesně stanovit skladbu a stav obvodového pláště a navazujících konstrukcí nájemného domu. Jakékoliv destruktivní zkoušky, které by narušily nebo poškodily vzhled objektu bytového domu A6 na sídlišti Solidarita, však nebyly vlastníky povoleny. Byly však poskytnuty materiály od akciové společnosti Centrum stavebního inženýrství (CSI, a.s.), která provedla zateplení vedlejších bytových domů bloku A, které jsou, co se týče konstrukčního řešení, totožné s řešeným objektem. Jedná se především o provedení a vyhodnocení výsledků dvou destruktivních sond s cílem upřesnit skladbu obvodového pláště a prověřit stav ocelové výztuže prefabrikovaných obvodových panelů, zpracované projektovou firmou STÚ-K, a. s. (18). Dále byly poskytnuty firmou CSI, a.s. fotografie z realizace revitalizace obvodového pláště bytového domu A1 na sídlišti Solidarita, konkrétně výměna starých dřevěných oken za nové. Také proběhla konzultace týkající se průběhu, nově zjištěných sku-

tečností o technologickém řešení stavby a vyskytnutých problémech při samotné realizaci zateplení obvodového pláště.

Bylo také nahlédnuto do archivní pozůstalosti architekta Františka Jecha, autora bytových domů bloku A, poskytnuté Archivem architektury a stavitelství Národního technického muzea. Spisy mimo jiné obsahují stručné osobní poznámky F. Jecha týkající se technologického řešení ojedinělých stropních prefabrikovaných panelů tzv. vlnovek z roku 1949. Tyto poznámky jsou napsány formou výpisků z tehdejšího publikovaného článku v časopise (název nedohledán) „Novinky ve stavebnictví: Stropnice vlnovky“ a z korespondence mezi F. Jechem a Stavoprojektem, Krajským architektonickým atelierem Plzeň, který stropní konstrukce navrhl.

V období únor – duben 2016 byla provedena místní prohlídka předmětného objektu. Byla pořízena vlastní fotografická dokumentace stávajícího stavu bytového domu. Dále byla umožněna konzultace s obyvateli domu, kteří zde žijí téměř od počátků výstavby sídliště Solidarita. Předmětem setkání bylo získání informací o vzniklých závadách a problémech samotných bytových jednotek i domu jako celku, zajímavostech a faktech o výstavbě, změnách a stavebních úpravách v průběhu užívání budovy a konstrukčním řešení bytového domu.

2.1.5. Metody a techniky provedeného průzkumu

V rámci předběžného stavebně technického průzkumu byla provedena vizuální prohlídka objektu a nejbližšího okolí. Na základě této kontroly a omezení rozsahu následného podrobného stavebně technického průzkumu bylo rozhodnuto o provedení následujících diagnostických prací s důležitými cíli:

- Tvorba výkresové dokumentace stávajícího stavu – aktualizace a doplnění existující dokumentace nevykazující dostatečnou správnost
 - Ověření a zaměření délek a výšek vybraných stavebních prvků objektu pomocí laserového dálkoměru a kapesního samonavíjecího dvoumetru
 - Podrobná vizuální prohlídka konstrukčních prvků objektu, závislá na umožnění zpřístupnění prostorů bytového domu
- Stanovení přesné skladby a konstrukčního řešení obvodového pláště bytového domu
 - Podrobná vizuální prohlídka stavu fasádních prvků a konstrukcí
 - Identifikace technologie obvodového pláště pomocí výsledků destruktivních zkoušek – dvou sond provedených s cílem upřesnit skladbu obvodového pláště a prověřit

řit stav ocelové výztuže, poskytnutých firmou CSI, a. s. a provedených firmou STÚ-K, a.s. (18)

- Zhodnocení stávajícího stavu obvodového pláště a přilehlých konstrukcí
- Příprava podkladů pro statické posouzení vodorovných a svislých nosných konstrukcí
 - Identifikace přesného technologického řešení stropních konstrukcí objektu
 - Stanovení pevnosti betonu v tlaku stropních nosných železobetonových panelů ne-destruktivními zkouškami – tvrdoměrná metoda
 - Stanovení způsobu vyztužení (množství a poloha výztuže) stropních nosných železobetonových panelů ne-destruktivními zkouškami – pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže
 - Identifikace přesného řešení svislých nosných konstrukcí objektu
 - Stanovení pevnosti zdiva v tlaku svislých nosných konstrukcí ne-destruktivními zkouškami
 - Zhodnocení stávajícího stavu vodorovných a svislých nosných konstrukcí
- Podrobná vizuální prohlídka ostatních konstrukčních prvků a celků objektu za účelem nálezů poruch a vad, zejména konstrukce krovu a zhodnocení stávajícího stavu těchto konstrukcí

2.2. Popis a stavebně technický stav konstrukcí

2.2.1. Svislé nosné konstrukce

Objekt je rozdělen do šesti sekcí, kde každá sekce má samostatný vchod. Čtyři vnitřní sekce mají konstrukční systém příčný, stěnový a dvě krajní sekce jsou otočeny o 90° proti systému ve vnitřních sekcích, jejich konstrukční systém je tedy podélný, stěnový. Tím tvoří půdorys objektu ve tvaru písmene „U“. Vnitřní nosné stěny jdoucí kolmo k průčelí jsou z cihelného zdiva tl. 300 mm v nadzemních podlažích a v podzemním podlaží tl. 450 mm. Vnější obvodové nosné stěny krajních sekcí ve štítech jsou vyžděny z cihel tl. 450 mm v nadzemních podlažích a v podzemních tl. 600 mm. Příčné vnitřní nosné stěny vystupují před líc obvodových panelů a jsou obloženy tenkostěnnými prefabrikovanými prvky tvaru písmene „U“ s nenosnou funkcí. Světlá vzdálenost nosných zděných stěn je 4,2 m a 3,15 m, jsou tedy uspořádány v modulech 3M a 4M, kde $M = 1050$ mm.

Při stavebně technickém průzkumu byly zjištěny tyto závady:

Na několika místech zděné obvodové konstrukce soklové oblasti byl zaznamenán z exteriéru výskyt mechanického porušení zdiva – vznik viditelných trhlin. Trhlina T01 byla vytvořena na severozápadním štítu mezi podzemním podlažím a prvním nadzemním podlažím. Táhne se od dolního levého rohu okenního otvoru 1.NP a pokračuje svisle dolů do soklové části objektu až pod terén. Nebyla zaznamenána jakákoliv návaznost na zrod dalších trhlin v následujících vyšších nadzemních podlažích. Trhlina T02 se nachází na severním průčelí v soklové části. Je započata v úrovni rozhraní podzemního podlaží a 1.NP a pokračuje svisle dolů skrz fasádní větrací otvor pod úroveň terénu. Větrací mřížka je osazena na líci fasády pod sestavou prefabrikovaných panelů horních nadzemních podlaží sousedící v interiéru s kuchyní a WC. Trhlina T03 se vyskytuje na východním průčelí bytového domu v soklovém zdivu pod zapuštěnými lodžii horních nadzemních podlaží. Opět má svůj původ vzniku na rozhraní podzemního podlaží a 1.NP, z těchto míst se šíří šikmo dolů a je zakončena na levém ostění okenního otvoru podzemního podlaží.

Všechny tyto trhliny jsou charakteristické svým rozevřením s neporušeným obrysem, mají svislý průběh a vznikly v místech oslabení průřezu nosné zděné konstrukce otvorem. S největší pravděpodobností se jedná o trhliny porušené tahem. Již v minulosti byly provedeny příčně přes trhliny sádrové terče za účelem pozorování rozvoje trhlin v čase. Terče jsou ze dne 22. 5.1999, jsou tedy 17 let staré a v sádře vznikla za tuto dobu trhlina velikosti cca 2 mm. V porovnání pohybu trhlin na terčích se stářím sádrových destiček a s faktem, že trhliny mají tendenci pracovat (tedy smršťovat se a rozšiřovat) i působením faktorů vnějšího prostředí bez přitížení statickým zatížením, není třeba tyto trhliny považovat za významné z hlediska ohrožení statiky objektu bytového domu a lze k nim přistupovat jako k pasivním.

Trhliny se vyskytují v konstrukci lokálně, mají mezi sebou velké rozestupy z hlediska půdorysného uspořádání a nevykazují mezi sebou žádné návaznosti ani spojitosti. Trhliny T02 a T03 vznikly v obvodovém zdivu podzemního podlaží, které je souběžné se směrem pnutí stropních nosných konstrukcí a je kolmé na svislé nosné stěny bytového domu, nepodpírá tedy primárně svislé ani vodorovné nosné konstrukce nadzemních podlaží. Trhliny mohly být způsobené vynuceným přetvořením od účinku lokálního poklesu nebo pootočení základových konstrukcí objektu. Další z možných příčin může být také nestejnorodost a nehomogenita materiálu zdiva nebo nekázeň a nesprávné technologické provedení vyzdění v těchto místech obvodových stěn. Tyto poruchy nevykazují zásadní význam z globálního hlediska a svým vznikem nijak neohrožují ani nenarušují statické působení nosného systému objektu. Je však vyžadováno trhliny vhodným způsobem sanovat a zajistit tak jejich další rozvoj a šíření.

V tomto případě bude použito tzv. stehování, neboli sepnutí a překrytí vzniklých trhlin ocelovými sponami.



Obr. 2.5: Trhlina T01 - pohled a detail



Obr. 2.6: Trhlina T02 - pohled a detail



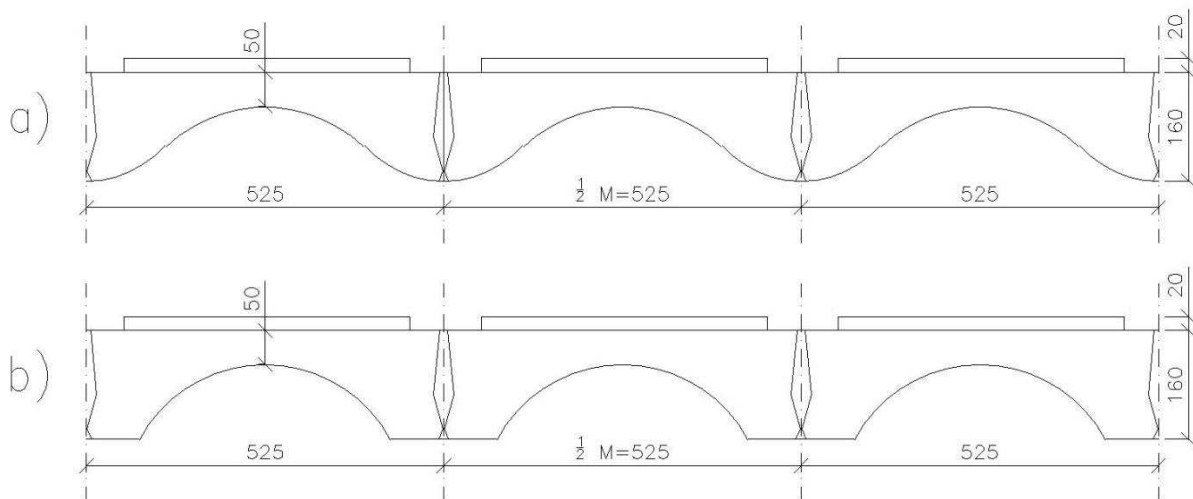
Obr. 2.7: Trhlina T03 - pohled a detail

2.2.2. Vodorovné nosné konstrukce

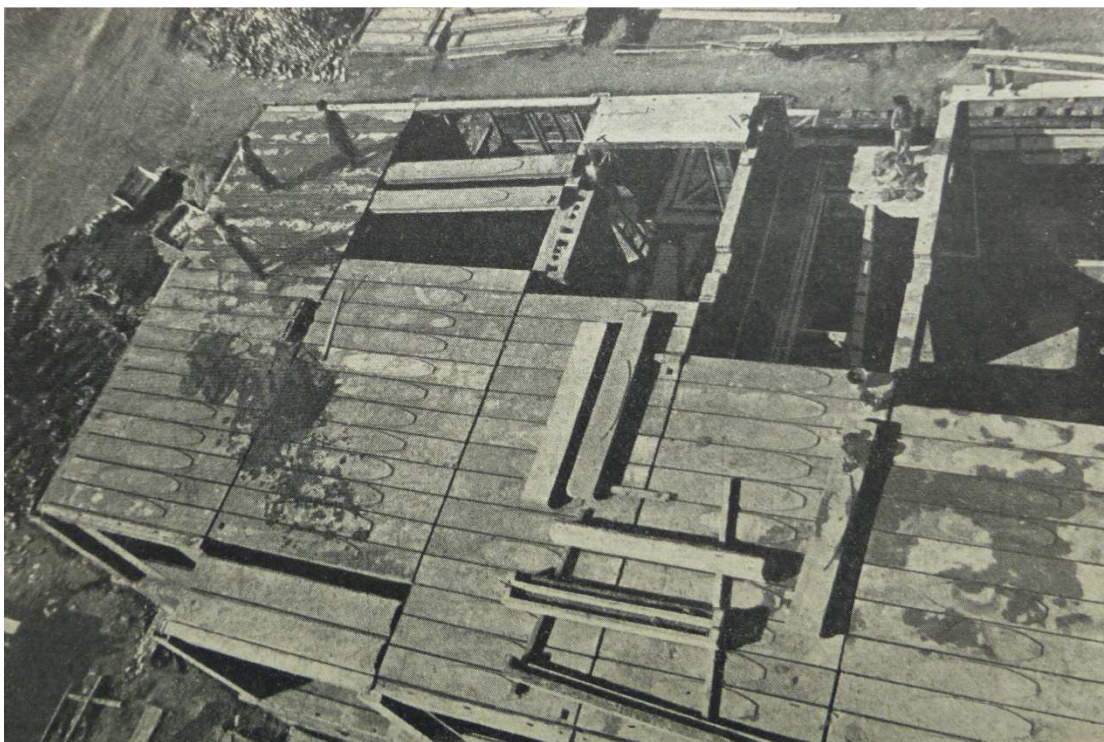
Stropní konstrukce objektu jsou složeny ze železobetonových prefabrikovaných stropnic ručně vyráběných na staveništi. Stropnice mají průřez tvaru vlnky s minimální tloušťkou 50 mm uprostřed rozpětí šířky průřezu panelu. Tloušťka průřezu se směrem ke krajům vlnovitě zvětšuje a tím vytváří na okrajích průřezu dva trámky, s maximální tloušťkou 160 mm. Poskládání několika jednotlivých stropnic vedle sebe vytváří plastický podhled neboli „vlnitý strop“ (viz Obr. 2.8). Šířka stropních panelů je navržena 525 mm a půdorys objektu je proveden do sítě $\frac{1}{2} M = 525 \text{ mm}$ ($1M = 1050 \text{ mm}$). Některé nesrovnalosti sítě a polohy příček jsou odstraněny zřízením rovného podhledu pomocí Staussova pletiva. Stropnice byly osazovány na nosné stěny bez malty a teprve po položení celého stropu byly styčné spáry vybetonovány. Stykové spáry byly modelovány tak, aby po vybetonování zajistili vzájemné spolupůsobení při nerovnoměrném zatížení. V čelech stropnic je provedena drážka pro trubky elektrického vedení, aby nebylo nutno sekát do nosného zdiva. Pro instalace svislých svodů bylo možné vynechat ve stropnicích prostupy až do šířky 280 mm. Uložení stropních panelů na svislé nosné konstrukce je provedeno na osu stěn, délka uložení je 140 mm. Konce stropnic – části uložené na svislých nosných konstrukcích mají plný obdélníkový průřez. Rozpětí prefabrikovaných dílců je rovno osové vzdálenosti nosných stěn, tedy 3,45 m a 4,5 m. Výrobní rozměry délky panelů jsou 3430 a 4480 mm. Průřez stropních panelů je ve střední části rozpětí délky zesílen o betonovou vrstvu tl. 20 mm, jak je patrné z historického Obr. 2.9 z dob výstavby objektu. Tato fotografie zachycuje pohled shora na osazené stropnice nájemného domu v bloku E. Nejedná se o konkrétní řešený bytový dům v bloku A, ale technologie řešení objektu je stejná. Bytový dům blok E má pouze rozdílně řešeno půdorysné uspořádání a tvar jeho stropních panelů je navržen jako Obr. 2.8 b). Na Obr. 2.10 můžeme vidět osazení stropních panelů nad podzemním podlažím nájemného domu bloku A. Stropnice byly již při výrobě opatřeny omítkou, takže se začišťovaly pouze ve spárách (10). Stropní konstrukce je zakončena po obvodu železobetonovým monolitickým věncem ve tvaru obráceného písmene „L“ vystupujícího před líc fasády, jeho hlavní rozměry BxH jsou 250x300 mm.

Ve všech prostorách bytových jednotek a společných prostorách chodeb jsou vlnité, výše popsané stropy. V prostorách hlavního schodiště v posledním nadzemním podlaží se vyskytují stropní panely trochu rozdílného průřezu, ale na stejném technologickém principu (viz Obr. 2.8 b)). Jejich průřez není vlnitý, ale půlkruhovitý s mezilehlými rovnými vodorovnými částmi. Ve střední části s nejmenší tloušťkou má průřez opět 50 mm a kruhovitě se zvětšuje až do maximální výšky průřezu 160 mm. Po stranách průřezu jsou opět vytvořeny dva

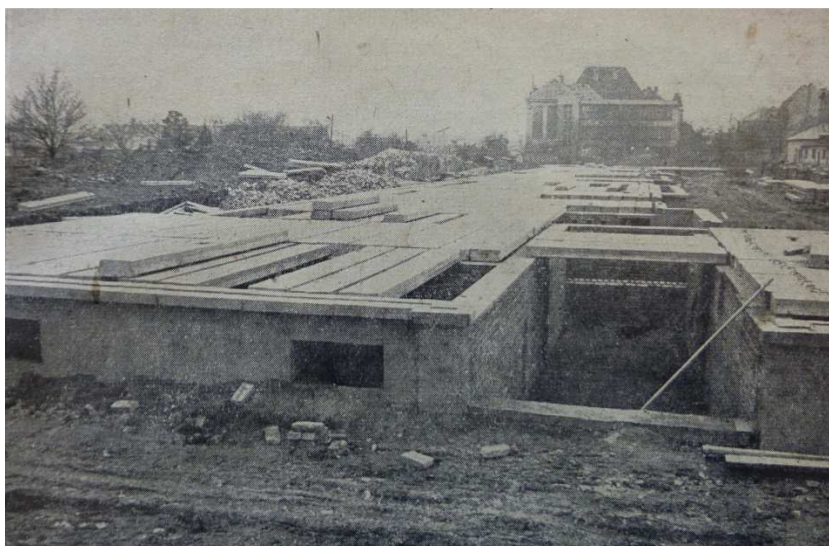
trámy, s konstantní výškou 160 mm a se šířkou cca 90 mm. Šířka stropních panelů je 525 mm. Tento typ stropů je také umístěn v některých prostorách sklepů, není to však pravidlem. V prostorách sklepů je vytvořen velice specifický, nepravidelný tvar stropní konstrukce, kde jsou spojeny dohromady jak vlnité stropy – typ a) na Obr. 2.8, tak stropní panely tvaru typu b). V některých místech zde také můžeme vidět, že stropnice k sobě nebyly přiloženy přímo na sráz bočních stran panelů a větší vzniklá mezera mezi nimi byla dobetonována.



Obr. 2.8: Tvary železobetonových stropních prefabrikovaných panelů (10)



Obr. 2.9: Osazené železobetonové stropnice nad prvním patrem nájemných domů v bloku E (11)



Obr. 2.10: Sklepy nájemných domů v bloku A s osazenými železobetonovými stropnicemi (11)

Při stavebně technickém průzkumu byly zjištěny tyto závady:

- Trhliny v podélných spárách mezi stropními prefabrikovanými železobetonovými panely ve společných prostorech bytového domu
- Odlupování a rozpad betonové zálivky mezi stropními prefabrikovanými dílci v podzemním podlaží

Prostřednictvím styků mezi stropními dílci prefabrikované stropní konstrukce stěnového systému dochází k jejich vzájemnému spolupůsobení, jehož kvalita a velikost jsou především závislé na tuhosti a únosnosti těchto styků. Stropní deska přenáší účinky svislých a vodorovných zatížení do nosných stěn a má zásadní význam pro zajištění vodorovné tuhosti nosného systému budovy – zajišťuje distribuci účinků vodorovných zatížení do jednotlivých nosných stěn v závislosti na jejich tuhosti (ohybové a smykové) (19). Vznik trhlin a rozevírání podélných styčných spár mezi jednotlivými stropními panely je zde zapříčiněn nedokonalým spolupůsobením sousedních stropnic při nerovnoměrném působícím zatížení. To může být způsobeno nesprávně navrženým tvarováním stykových ploch dílců, nekvalitním materiálem betonové zálivky mezi stropními panely, absence ocelové výztuže v drážkách mezi panely, ale především také technologickou nekázní a nedodržením montážních a výrobních postupů při osazování a betonování spár stropní konstrukce. Stropní panely byly vyráběny během výstavby ručně přímo na staveništi, proto ani nelze uvažovat s velkou kvalitou technologie a přesností provádění prefabrikovaných prvků. Nelze také vyloučit případné místní přetížení stropní konstrukce způsobené individuálními přestavbami obyvateli bytových jednotek (např. změna dispozičního uspořádání a s tím související nově vzniklé dělicí konstrukce) nebo uskladnění osobních předmětů a zařízení bytů nadměrné hmotnosti.

Vhodnou sanací styčných spár mezi prefabrikovanými dílci lze zamezit postupující degradaci betonu panelů, do budoucna nevyhnutelné obnažení výztuže a zrychlení její koroze a tím dosáhnout zvýšení zbytkové životnosti stropní konstrukce. Pro změny zatížení týkající se modernizace bytových jednotek (zahrnující přeskupení dispozičního řešení) je potřeba stropní konstrukci staticky posoudit a prověřit její stávající reálné rezervy v únosnosti a případně zvýšit únosnost stropní konstrukce.



Obr. 2.11: Degradace betonu stropních panelů ve sklepních prostorech



Obr. 2.12: Pohled na poškozený podhled stropní konstrukce PP



Obr. 2.13: Trhlina v podélné spáře styku stropních panelů ve sklepních prostorech



Obr. 2.14: Odpadávání záливkového betonu mezi dvěma stropnicemi



Obr. 2.15: Stropní konstrukce v PP sestavená ze stropnic „vlnek“



Obr. 2.16: Stropní konstrukce v prostorách hlavního schodiště ve 4.NP sestavená ze stropnic „klenbiček“

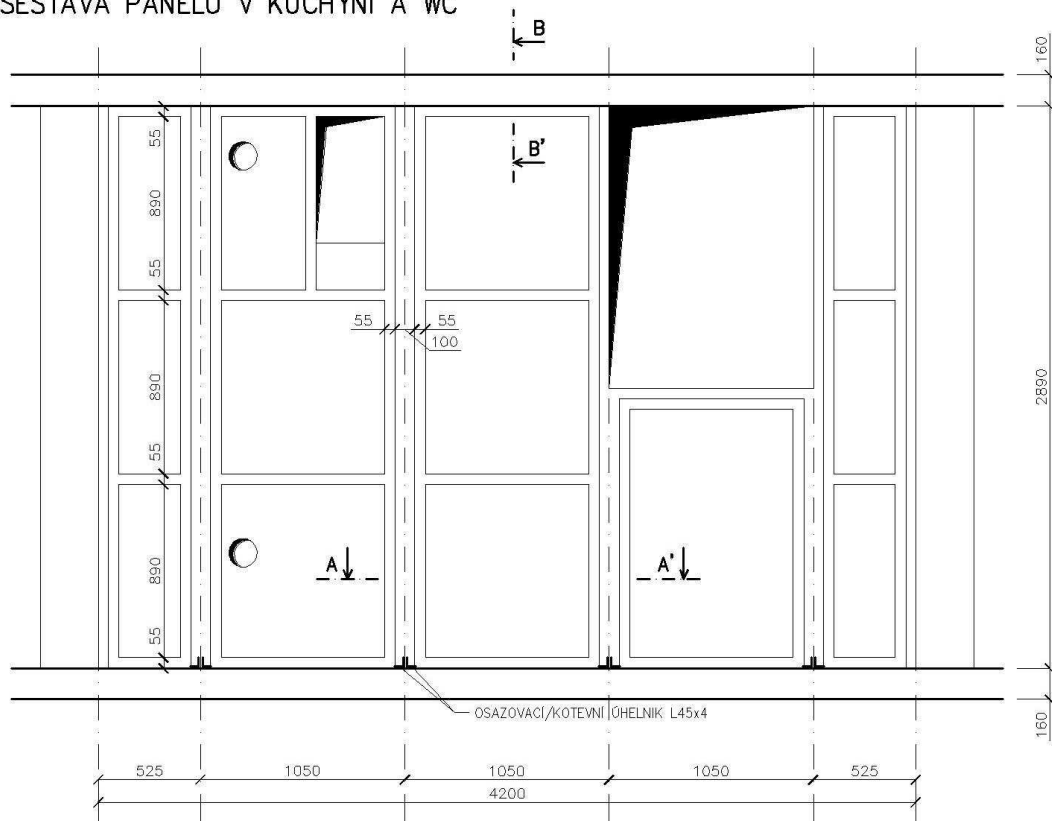
2.2.3. Obvodový plášť

Obvodový plášť je ve štítech v pohledu severním a z poloviny ve štítech východním a západním (v krajních sekcích) vyzděný z plných pálených cihel tloušťky 450 mm. Zbylé obvodové konstrukce jsou provedeny jako lehká sendvičová konstrukce z prefabrikovaných železobetonových dílců s nevětranou vzduchovou mezerou. Vnější nosná železobetonová vrstva je tvořena skořepinou tloušťky 30 až 35 mm se ztužujícími žebry o tloušťce 80 mm a šířce 55 mm po jejím obvodu. Z vnitřního líce je skořepina opatřena heraklitovou deskou tloušťky 30 mm. K žebřům je přisazena heraklitová deska, přiléhající z vnitřní strany k betonové moniérce tloušťky 40 až 50 mm opatřená vnitřní omítkou. S největší pravděpodobností sloužila jako ztracené bednění a současně jako dílčí tepelně izolační vrstva obvodového pláště. Svislý styk o šířce cca 100 mm dvou prefabrikovaných železobetonových dílců byl po osazení vyplněn zmonolitňujícím betonem. Styk však nebyl vyplněn na celou hloubku žebra, ale jen zhruba do poloviny, tloušťky 40-50 mm, čímž vznikla i v této části vzduchová mezera. (18)

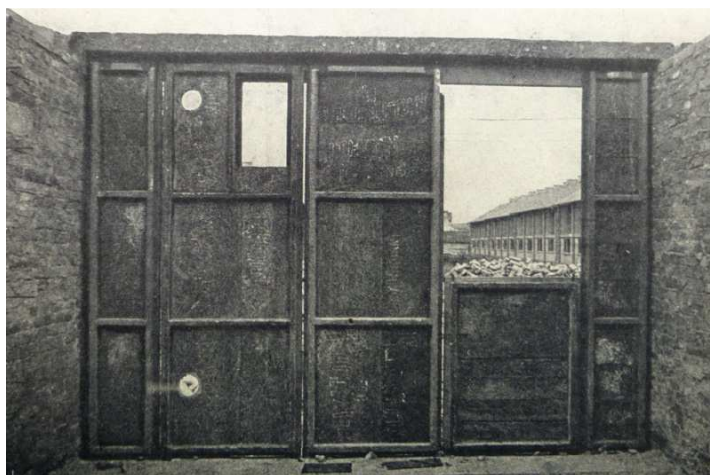
Prefabrikované dílce obvodového pláště byly vyráběny přímo na staveništi, o skladebných šířkách v násobcích modulu 525 mm. Jejich výška je rovna výšce celého podlaží nebo pouze výšce parapetu. Dílce na výšku podlaží jsou buď plné, nebo s malým okenním otvorem a dvěma kruhovými otvory pro větrání spíží. Prefabrikované dílce jsou v rozích opatřeny montážní armaturou z hladké výztuže $\varnothing 12$, která je na zahnutém a zploštělém konci přinýtována na osazovací úhelníky L 45x45x6. Dílce byly montovány tak, že v dolní části byly podklínovány a přinýtovány na osazovací úhelníky a v horní části byly zakotveny do železobetonového věnce. Ve svislých spárách jsou dílce propojeny spojovací výztuží, resp. svorníky.

Příčné nosné stěny z plných pálených cihel tl. 300 mm vystupují až před líc fasády a jsou na výšku obloženy tenkostěnnými prefabrikovanými prvky tvaru „U“. Před líc fasády rovněž vystupují monolitické železobetonové věnce tvaru obráceného písmene „L“, výšky 300 mm a tloušťky 250 mm. (18)

PŘÍKLAD SKLADBY OBVODOVÉHO PLÁŠTĚ
SESTAVA PANELŮ V KUCHYNI A WC

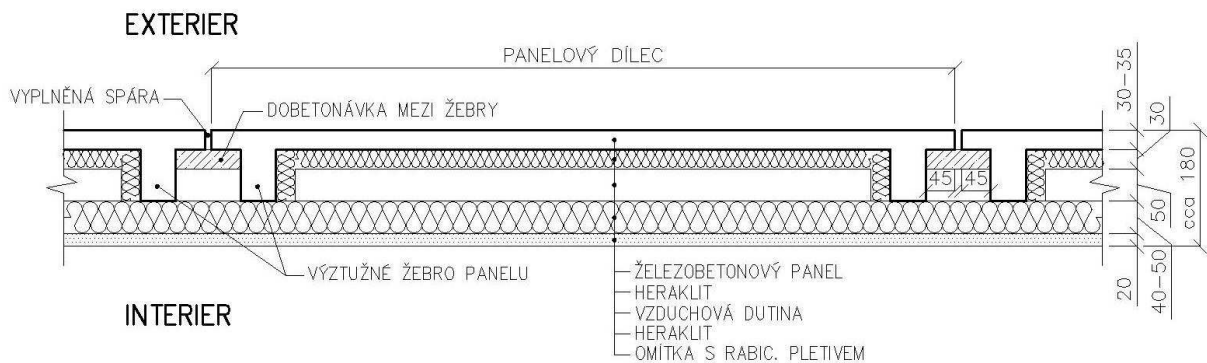


Obr. 2.17: Příklad skladby obvodového pláště z prefabrikovaných panelů (18)



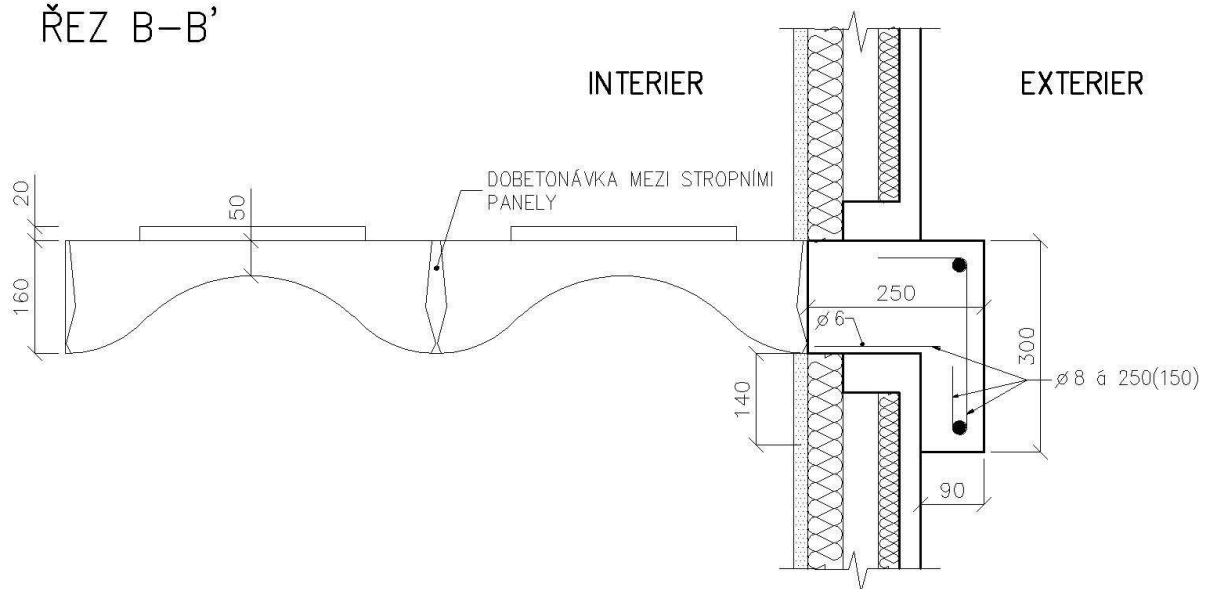
Obr. 2.18: Historická fotografie z doby výstavby objektu: Obvodový plášť bytového domu před obložení tepelně izolační vrstvou heraklitu na vnitřní straně (11)

ŘEZ A-A'



Obr. 2.19: Vodorovný řez obvodovým pláštěm z prefabrikovaných panelů (18)

ŘEZ B-B'



Obr. 2.20: Svislý řez obvodovým pláštěm z prefabrikovaných panelů (18)

Informace o přesné skladbě a technologii provedení obvodového pláště byly převážně zjištěny na základě poskytnutí výsledků měření provedených firmou STÚ-K, a.s, která provedla v březnu 2011 na jednom ze sousedních bloků (blok A1) bytového domu dvě deskutivní sekané sondy z vnější strany obvodového pláště. Sondy byly provedeny s cílem upřesnit skladbu obvodového pláště a prověřit stav ocelové výztuže. Realizaci sond předcházela prohlídka stavebního otvoru při výměně oken. Prohlídka pomohla ověřit skladbu a stav obvodového pláště a upřesnit, jakým způsobem byly provedeny následující sondy. Sonda č. 1 byla provedena v místě styku dvou dolních rohů prefabrikovaných panelů a sonda č. 2 byla provedena zhruba v dolní třetině výšky dílce, rovněž u svislé spáry. Oblasti obou sond se vymeziprořezáním materiálu úhlovou bruskou a sekacím kladivem se odstranila ohraničená část kon-

strukce, aby došlo k obnažení betonářské výztuže. Byla provedena orientační zkouška 10% fenolftaleinem, která potvrdila karbonataci betonu do značné hloubky. (18)



Obr. 2.21: Výměna oken v bloku A1 – Pohled na skladbu obvodového pláště (18)



Obr. 2.22: Výměna oken v bloku A1 – Ověření skladby a stavu obvodového pláště (18)



Obr. 2.23: Sonda č. 1 - Místo styku dvou dolních rohů prefabrikovaných panelů (18)



Obr. 2.24: Sonda č. 1 – Detailní pohled na kotvení prefabrikovaných dílců k ocelovým úhelníkům (18)



Obr. 2.25: Sonda č.2 – Svislá spára v dolní třetině výšky panelových dílců (18)



Obr. 2.26: Znárodnění polohy provedených sond na severním průčelí (18)

Při stavebně technickém průzkumu byly zjištěny tyto závady:

- Dnešním požadavkům nevyhovující tepelně technické parametry konstrukcí obvodového pláště.
- Značný výskyt tepelných mostů v obvodovém plášti.
- Odpadávání a rozpad krycí vrstvy železobetonového věnce vystupující před líc fasády na severním průčelí, obnažení a koroze jeho ocelové výztuže.
- Vodorovné trhliny obvodových železobetonových věnců především v místech zapuštěných lodžii.
- Porušení a vypadávání betonové zálivky ve svislých spárách mezi jednotlivými obvodovými železobetonovými panely.
- Karbonatace betonu, obnažení a koroze výztuže prefabrikovaných železobetonových obvodových panelů.
- Degradace tenkostěnných obkladových prvků tvaru písmene „U“ ukončující příčné nosné stěny vystupující před líc fasády, snížení jejich statické bezpečnosti a riziko odpadnutí.

Podélné trhliny v místech probíhající výztuže železobetonových obvodových věnců jsou důsledkem porušení betonu příčným tahem, k němuž dochází při tvorbě korozních zplodin zaujímajících až několikanásobně větší objem než původní ocel ve výztuži. Stejně tak jako znehodnocení zálivky spojů prefabrikovaných obvodových dílců a porušení obkladových prvků nosných stěn tvaru písmene „U“, je koroze výztuže a porušování betonového povrchu prefabrikovaných dílců způsobeno přímým stykem s vnějším prostředím. Konstrukce obvodového pláště je vystavována atmosférickým vlivům oxidu uhličitého, změnám vlhkosti, změnám teploty, dešťům a povětrnosti. Mezi další faktory přispívající k těmto poruchám můžeme zařadit nedostatečnou povrchovou ochranu proti působení agresivních vlivů okolního prostředí, nedostatečnou krycí betonovou vrstvou ocelové výztuže a technologickou nekázeň při výrobě,

osazování prefabrikovaných dílců a jejich stykování. Uvedené poruchy mají negativní vliv na životnost obvodového pláště, tedy na jeho mechanickou odolnost a spolehlivost. Dále hrozí pronikání srážkové vody do trhlin a poškozených styků prefabrikovaných dílců. Ve vlhkých místech může docházet na vnitřním povrchu stěny k poklesu teploty pod teplotu rosného bodu a následně ke kondenzaci vodní páry, vzniku plísní, snížení kvality vnitřních povrchových úprav a znehodnocování vnitřních vrstev sendvičových obvodových panelů. Poruchy stykování obvodových dílců vedou také ke snížení jejich vzduchotěsnosti, což vede k vyšší energetické náročnosti a zhoršení kvality prostředí interiéru. Velkou pozornost je třeba věnovat porušení obkladových svislých prvků nosných zděných stěn, které jsou na západní straně jižního průčelí značně uvolněné. Je zcela pravděpodobné, že odpadávání těchto prvků bude do budoucna narůstat. Tento pokles statické bezpečnosti obvodových dílců s rizikem odpadnutí velmi nebezpečný pro osoby pohybující se v blízkosti fasády. (18)

V minulosti již byly provedeny udržovací práce spočívající v opravě fasádních panelů. Byly utěsněny vodorovné i svislé spáry mezi jednotlivými dílci, vyměněny vybrané okrasné svislé panely nosných stěn, které se samovolně uvolňovaly z fasády domu a proběhlo také zesílení některých obvodových železobetonových věnců. Kvalita provedených prací je však nedostačující a je třeba navrhnout nová vhodná sanační opatření, která odstraní výše uvedené problémy.



Obr. 2.27: Pohled na porušený železobetonový obvodový věnec na severovýchodní straně fasády



Obr. 2.28: Pohled na porušené a odpadlé tenkostěnné obložení nosných zděných stěn předsazených před líc fasády



Obr. 2.29: Pohled na lodžie jižního průčelí, utěsnění spar mezi jednotlivými dílci v minulosti, trhliny železobetonových věnců v oblasti lodžii



Obr. 2.30: Porušení betonové zálivky mezi dílci v místech parapetu okna



Obr. 2.31: Obnažení výztuže obvodového panelu v soklové oblasti



Obr. 2.32: Porušení betonové zálivky a obnažení výztuže mezi fasádními dílci v soklové oblasti

2.2.4. Fasáda – fasádní omítky a fasádní prvky

Fasáda bytového domu je velmi členitá. Hlavní fasáda je tvořena železobetonovými prefabrikovanými panely popsanými v předchozí kapitole, vystouplými vodorovnými obvodovými věnci v každém podlaží, svislými dekorativními sloupky ze železobetonových obkladů tvaru písmene „U“ zdobících příčné nosné stěny vystupující před líc fasády, výplněmi otvorů a zapuštěnými lodžiami. Prefabrikované prvky jsou opatřeny povrchovou úpravou pohledovým betonem nebo hlazenou omítkou a celkový charakter fasád tak tvoří jejich montážní skladba. Fasáda přiznává prefabrikovaný ráz konstrukce, při pohledu na budovu je jasně patrná sestava betonových dílců obvodových stěn.

Fasáda je ukončena římsou, která zakrývá přesah střechy. Římsa je také tvořena prefabrikovanými železobetonovými dílci, tloušťky 100 mm a je přesazena před fasádu o 500 mm.

Obvodové stěny tvořené zdivem z plných cihel, především ve štítech objektu a v krajních sekcích, jsou opatřeny tradiční vápenocementovou omítkou tl. 20 mm. Na štítech severní fasády je omítka rýhovaná, na východní a západní fasádě hlazená. Soklová část je taktéž opatřena vápenocementovou hlazenou omítkou.

Předsazené vchodové vestibuly na severní straně objektu jsou taktéž tvořeny příznanými prefabrikovanými železobetonovými dílci v kombinaci s omítnutím stěn z betonových tvárnic vápenocementovou omítkou rýhovanou. Vestibuly byly v průběhu užívání opatřeny na severním průčelí bílým nátěrem, vchod 2457/13 byl v minulosti již nově omítnut.

Boční stěny zapuštěných lodžii jsou omítnuty vápenocementovou rýhovanou omítkou. Kromě toho, boční stěny lodžii sousedící s interiérem bytového domu byly ještě před omítnutím opatřeny přídatnou vrstvou heraklitu o tloušťce 50 mm pro vyrovnání tepelných ztrát.

Fasáda je dále opatřena větracími mřížkami sloužícími pro větrání spíží a drobnými předměty, jako jsou čísla popisná, domovní světla, věšáky na prádlo, satelity, reklamy, poštovní schránky a zvonková tabla a držáky na prapory.

Při stavebně technickém průzkumu byly zjištěny tyto závady:

- Koroze a mechanické poškození větracích mřížek na fasádě. Koroze drobných předmětů na fasádě a znečišťování povrchových úprav vyplavováním korozních zplodin.
- Opadaná, popraskaná, znehodnocená rýhovaná omítka na stěnách vstupních vestibulů, omítnutých nosných zděných stěnách severních štítů objektu a bočních stěn zapuštěných lodžii způsobená stářím a vystavením okolním vnějším vlivům. Může docházet k zatékání srážkových vod do konstrukce.



Obr. 2.33: Znehodnocená rýhovaná omítka na stěně vstupního vestibulu na severním průčelí



Obr. 2.34: Opadaná rýhovaná omítka na bočních stěnách lodžii a obnažení nosného zdiva

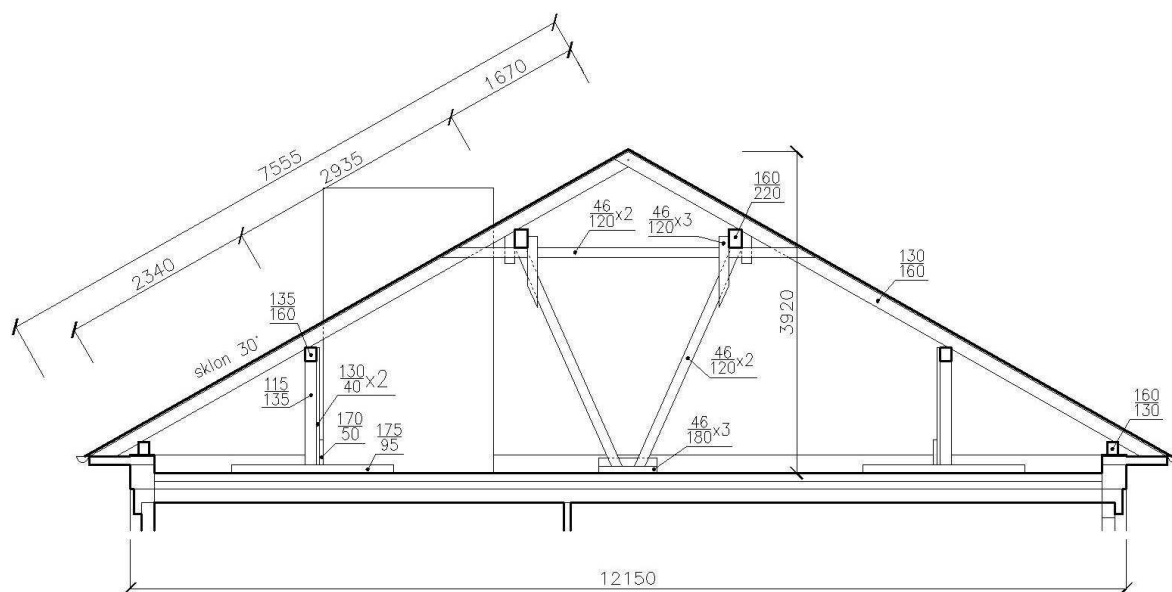
2.2.5. Střešní konstrukce

Střecha bytového domu je navržena jako šikmá sedlová, ukončená valbami, se sklonem 30° a rozpětím 12,15 m. Konstrukce krovu je řešena jako tradiční vaznicová soustava specifického typu ležaté stolice, tzv. bačkora. Vazný trám je zde nahrazen krátkým trámcem nazývaný bačkora, který je umístěn ve středu rozpětí krovu a leží nad příčnými nosnými stěnami čtvrtého nadzemního podlaží. Krokve jsou podpírány pozednicemi a dvěma středními vaznicemi. Plná vazba je tvořena dvěma šikmými sloupky kotvenými v dolní části do středové bačkory a v horní části do kleštin vyztužených pásky. Plná vazba se opakuje po intervalech rovných vzdálenosti příčných nosných stěn objektu a mezi dvěma plnými vazbami jsou umístěny tři vazby prázdné. Příčné ztužení je u této vaznicové soustavy zajištěno tuhým spojením bačkory, šikmých sloupků a kleštinami. Podélné ztužení bylo původně řešeno dvěma zkříženými diagonálami pnutými mezi dvě plné vazby v rovině krokví. Geometrie konstrukce a jednotlivé dimenze prvků jsou znázorněny na Obr. 2.35.

Krokve jsou osazeny na pozednice a středové vaznice osedláním a v hřebeni jsou spojeny čepováním – ostřihem. Střední vaznice jsou kotveny do nosných stěn mezi jednotlivými sekcemi. Šikmé sloupky byly montovány do bačkor pomocí čepování a do kleštin lípnutím. Vyztužené pásky jsou spojeny se šikmými sloupky a kleštinami na sraz, stejně jako kleštiny s krokve a kleštiny s vaznicemi.

Půdní prostory jednotlivých sekcí objektu jsou rozděleny nosnou stěnou vyzděnou plnými cihlami tl. 300 mm. Do každé podkrovní části je umožněn přístup po dřevěném jednoramenném schodišti v půdním výlezu odděleném od bytových jednotek a schodišťového prostoru ve čtvrtém nadzemním podlaží zděnými příčkami tl. 80 mm. Vzniklý podkrovní prostor není nijak využíván. Krytina je tradiční, skládaná z plných pálených tašek.

V průběhu užívání stavby již proběhla rekonstrukce střešní konstrukce. Byla provedena výměna střešní krytiny spolu s novým laťováním, aplikací pojistné hydroizolační fólie a výměnou střešních oken. Dále bylo provedeno nové podélné ztužení konstrukce krovu z důvodu nedostatečné tuhosti v tomto směru. Namísto původních diagonál pnutých mezi pevné vazby v rovině krokví bylo provedeno podepření krokví s přídatnou vaznicí po celém obvodě. Přídatné střední vaznice jsou podporovány svislými sloupky a šikmými pásky kotvenými do krátkého trámce v úrovni podlahy. Ve štítech jsou vaznice podporovány šikmými vzpěrami pnutými mezi bačkora a vaznici. Společně s tím bylo provedeno příčné ztužení prázdných vazeb osazením přídatných kleštin. Tyto kleštiny jsou osazeny vždy na jedné prostřední ze tří prázdných vazeb mezi dvěma vazbami plnými.



Obr. 2.35: Typický řez konstrukcí krovu

Při stavebně technickém průzkumu byly zjištěny tyto závady:

- Vybrané prvky krovu, zejména pozednice a krokve v dolní polovině výšky střešní konstrukce, jsou napadeny souvislou plísní na povrchu dřeva, která je následkem zvýšené vlhkosti v půdních prostorách.
- Nekvalitní provedení detailů a technologická nekázeň při aplikaci pojistné hydroizolační vrstvy. Nesprávné provedení ukončení fólie u prostupů, pokládka hydroizolačních pásů s velkým průvěsem se zvlněním a jejich nedostatečné a chybné délkové překrytí.
- Sesychání dřeva jednotlivých prvků krovu způsobené stářím (stáří krovu činí 66 let). Viditelné sesychací trhliny zejména na krokvích a středových vaznicích.

Sesychací trhliny nijak mechanicky nenarušují ani neuvolňují jednotlivé spoje dřevěných prvků a nevyskytují se v takovém rozsahu, aby ohrožovali statický stav konstrukce krovu. Jejich stav (hloubka, četnost výskytu) odpovídá stáří střešní konstrukce. Napadení částí krovu souvislou plísní je pravděpodobně zapříčiněno zvýšenou vlhkostí způsobenou zatékáním srážkové vody do konstrukce díky nekvalitnímu provedení hydroizolační vrstvy při výměně nové střešní krytiny. Při aplikaci pojistné hydroizolační vrstvy je nutné dodržovat určité zásady provádění tak, aby nedocházelo k následnému vnikání atmosférických srážek do půdního prostoru a tvorbě nadměrné vlhkosti, která v kombinaci s nízkými teplotami vytváří ideální podmínky pro vznik a růst plísní. Na mnoha místech jsou viděny značná otevření mezi překrytím jednotlivých pásů fólií, nedostatečné vytažení fólie nad konstrukci střešního pláště kolem prostupů a vzniklé vyboulení způsobující výrazně menší větrací průřez pod krytinou.

Napadení nijak neohrožuje statickou funkci konstrukce, je zapotřebí zamezit vnikání vlhkosti do konstrukce a ošetřit jednotlivé prvky vhodnými sanačními prostředky proti biotickým škůdcům.



Obr. 2.36: Chybné provedení hydroizolační vrstvy v místech prostupů střešní konstrukcí



Obr. 2.37: Dodatečné podélné ztužení krokví podepřením krokví přídavnými vaznicemi, podpíranými sloupky s rozpěrami



Obr. 2.38: Nekvalitní provedení hydroizolační vrstvy – nedostatečné překrytí, zvlnění



Obr. 2.39: Dodatečné ztužení krokví podepřením v místech severních štítů s valbami



Obr. 2.40: Napadení krokví souvislou plísní



Obr. 2.41: Dodatečné ztužení krokví prázdných vazeb kleštinou, sesychací trhliny na vaznici a krokvích

2.2.6. Základové konstrukce

Svislé nosné konstrukce objektu byly založeny na základových pasech z prostého betonu nebo železobetonu, žádné podrobnější informace týkající se založení objektu však nebyly dohledány. Geologické poměry o podloží objektu nebyly nijak zjišťovány.

2.2.7. Lodžie

V objektu byly navrženy čtyři typy lodžií. Severní fasáda je členěna zapuštěnými lodžiami o šířce 3,15 m a hloubce 1,05 m. Zábradlí je zhotoveno z betonových prefabrikovaných dílců. Horní madlo je tvořeno prefabrikovaným betonovým nosníkem čtvercového průřezu kotveného do bočních lodžiových stěn. Výplň je zhotovena ze třech prefabrikovaných betonových deskových panelů pnutých mezi horní madlo a stropní konstrukci lodžie. Průčelní lodžiové stěny jsou tvořeny sendvičovou konstrukcí z prefabrikovaných panelů a výplně otvoru jsou složeny ze vstupních dveří, okna a dřevěné parapetní části. Boční lodžiové stěny jsou tvořeny z plných pálených cihel tl. 300 mm. Boční lodžiové stěny sousedící s obytnými místnostmi interiéru jsou navíc doplněny vnější heraklitovou vrstvou tl. 50 mm.

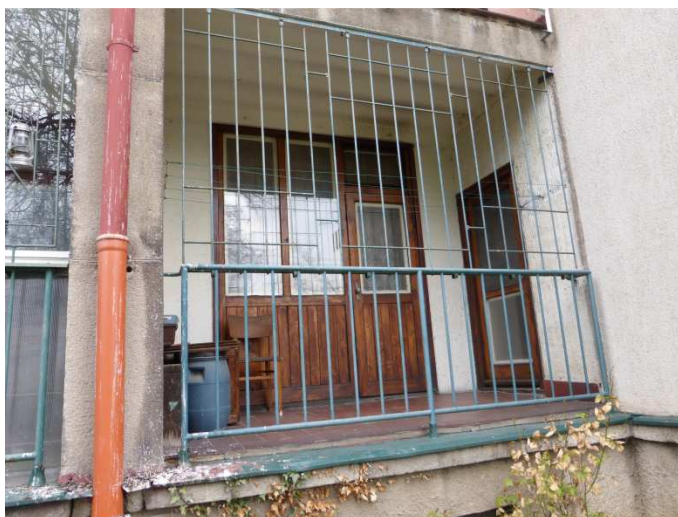
Na východním a západním štítu jsou lodžie o půdorysných rozměrech 2,06 x 1,94 m, které byly navrženy jako zimní zahrady. Jejich zábradlí z betonových prefabrikovaných dílců do úrovně parapetu je doplněno oknem, čímž se jejich celý vnitřní prostor stal uzavřeným. Betonové zábradlí je tvořeno opět madlem čtvercového průřezu a výplní tvořenou deskovým prefabrikovaným panelem. Průčelní a jedna z bočních lodžiových stěn jsou tvořeny zdivem z plných pálených cihel tl. 160 mm, druhá boční stěna je zhotovena ze zdiva z plných pálených cihel tl. 300 mm.

Na jižním průčelí se vyskytují dva druhy zapuštěných lodžií o rozdílných rozměrech. První typ lodžií má šířku 3,15 m, hloubku 1,82 m. Průčelní lodžiové stěny jsou tvořeny ze sendvičového pláště z prefabrikovaných panelů a výplně otvoru složeného ze vstupních dveří, okna a dřevěné parapetní části. Kromě průčelních vstupních dveří z ložnice mají lodžie na boční stěně druhé dveře vedoucí do obývacího pokoje. Druhý typ lodžií má půdorysné rozměry 1,875 x 4,2 m. Přes celou šířku průčelí lodžie je navržena prosklená stěna. Tento druh lodžií můžeme také spatřit na východním a západním štítu budovy. Oba tyto typy lodžií mají boční stěny tvořeny ze zdiva z plných pálených cihel tl. 300 mm. Stěny sousedící s obytnými místnostmi interiéru jsou opět opatřeny vnější heraklitovou vrstvou tl. 50 mm. Zábradlí je původní, ocelové, s tyčovou svislou výplní. Sloupky jsou kotveny v úrovni 1.NP na horní líc lodžiového panelu a v úrovni 2.NP – 4.NP do železobetonového obvodového věnce vystupujícího před líc obvodového pláště. Horní madlo a spodní vodorovná výplň jsou kotveny do bočních lodžiových stěn. Stropní konstrukce všech lodžií jsou složeny z prefabrikovaných železobetonových dílců vlnkovitého průřezu, ukončené po obvodu železobetonovým věncem ve tvaru obráceného písmene „L“.

V 1.NP jsou na všech lodžiích umístěny ocelové tyčové mřížoviny různých druhů ocelových výplní proti vniknutí. Řada obyvatel si nechala sama v minulosti lodžiový prostor zasklít bezrámovým posuvným systémem OPTIMI. Na některých lodžiích jsou v posledním nadzemním podlaží též umístěny ochranné sítě.

Při stavebně technickém průzkumu byly zjištěny tyto závady:

- Dnešním požadavkům nevyhovující tepelně-technické parametry konstrukcí obvodového pláště lodžií.
- Značná koroze ocelových konstrukcí zábradlí, oplechování lodžií a ochranných mříží a tím znečištění konstrukce vyplavováním korozními zplodinami.
- Nejednotné úpravy zábradlí a zasklení lodžií, ztěžující nebo vylučující bez demontáže nebo úpravy provedení detailů a návazností fasádního obkladu.
- Degradace a rozpad vybraných skladeb podlah, absence hydroizolační vrstvy. Může docházet k zatékání srážkových vod do konstrukce.
- Nevhodné řešení detailů a návazností pro aplikaci nové tepelně izolační vrstvy na fasádu objektu.



Obr. 2.42: Detailní pohled na zapuštěnou lodžii na jižním průčelí objektu

2.2.8. Podlahy

Původní skladby stropních konstrukcí jednotlivých prostor bytového domu jsou následující:

Stropní konstrukce nadzemních podlaží bytových jednotek:

- Nášlapná vrstva – obytné místnosti vlysová dubová podlaha, ložnice a předsíň palubová podlaha, kuchyně a příslušenství šamotová dlažba
- Prkenný záklop tl. 25 mm
- Dřevěný rošt se škvárovým zásypem tl. 100 mm
- Železobetonová kce ze stropních prefabrikovaných panelů tl. 160 mm
- Vápenná omítka tl. 20 mm

Stropní konstrukce 4. NP – půda:

- Betonová mazanina tl. 100 mm
- Heraklit tl. 80 mm
- Železobetonová kce ze stropních prefa panelů tl. 160 mm
- Vápenná omítka tl. 20 mm

Stropní konstrukce bytových lodžií

- Keramická dlažba + lepení dlažby (bez hydroizolace)
- Škvárobetonová vrstva pro vytvoření spádu, min. tl. 50 mm
- Železobetonová kce ze stropních prefa panelů tl. 160 mm

Stropní konstrukce v prostorách chodby

- Nášlapná vrstva – teracová dlažba + lepení teracové dlažby
- Betonový podklad tl. cca 20 mm
- Železobetonová konstrukce ze stropních prefabrikovaných panelů tl. 160 mm
- Vápenná omítka tl. 20 mm

V průběhu užívání objektu byla většina skladeb podlah v bytových jednotkách vyměněna za nové, plovoucí podlahy. Jejich přesná skladba a poloha však nebyla zjišťována. Skladby podlah lodžii a všech společných prostor zůstaly původní.

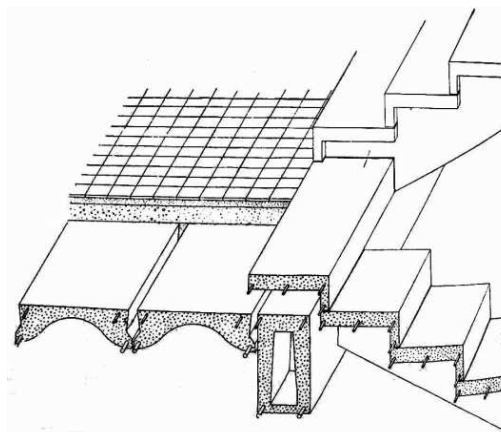
2.2.9. Příčky

Nenosné dělicí příčky ve všech bytových jednotkách jsou zhotoveny z cihel tl. 80 mm. V podzemním technickém podlaží jsou příčky dělicí jednotlivé technické prostory taktéž vyzděné, tloušťky 100 mm. V prostorách sklepů jsou sklepní kóje rozděleny dřevěnými laťovanými příčkami o tloušťce 50 mm. Přesný druh použitých zdících prvků nebyl dohledán. Jakýkoliv výskyt poruch dělicích příček projevující se trhlinami byl obyvateli bytových jednotek negován.

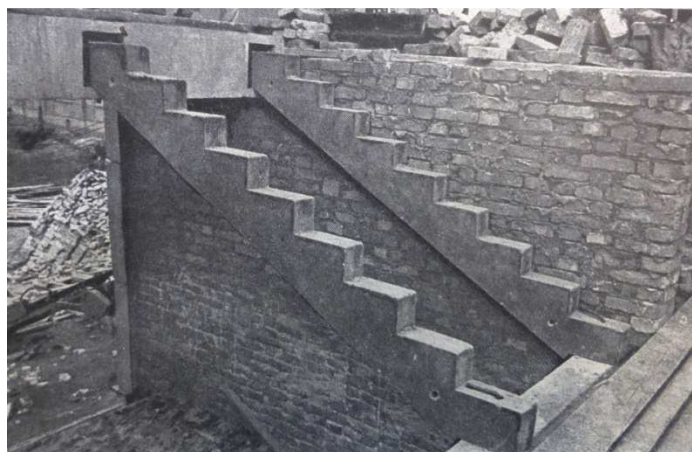
2.2.10. Schodiště

V objektu je situováno několik typů schodišť. V každé sekci je hlavní schodišťový prostor s dvouramenným prefabrikovaným železobetonovým schodištěm spojující podzemní podlaží se čtvrtým nadzemním podlažím. Schodiště je tvořeno dvěma stupňovitě zalomenými schodnicemi kotvenými na každém konci do podestových nosných prefabrikovaných vylehčených trámů obdélníkového tvaru s vnitřní dutinou a na nich položenými schodišťovými nosníky ve tvaru písmene „L“ z teracoty. Podesta i mezipodesta jsou tvořeny prefabrikovanými železobetonovými panely vlnkovitého průřezu. Šířka schodišťového prostoru je 3,15 m a šířka schodišťových ramen je 1,3 m. Zrcadlo mezi nimi je šířky 550 mm, opatřené ocelovým tyčovým zábradlím s madlem a svislými výplňovými sloupky z kulatiny. Schéma technologie provedení prefabrikovaného schodiště, konkrétně napojení schodišťových ramen na podestu je vyobrazeno na Obr. 2.43. Ramena hlavního schodišťového prostoru spojující podzemní a první nadzemní podlaží jsou rozměrově jinak řešené, šířka schodišťových ramen, rozměry a počet schodišťových stupňů je od ostatních nadzemních podlaží trochu rozdílné. Na Obr. 2.44 je

historická fotografie z dob výstavby bytového domu, ze kterého je patrný způsob kotvení schodnic do podestového nosníku.



Obr. 2.43: Schéma provedení napojení schodišťových ramen hlavního schodišťového prostoru na podestu (9)



Obr. 2.44: Fotografie prefabrikovaného schodiště z dob výstavby sídliště Solidarity (11)

Hlavní vchody na východním a západním průčelí objektu u krajních sekcí jsou dispozičně odlišné od hlavních vchodů vnitřních sekcí severního průčelí. Hlavnímu společnému komunikačnímu prostoru spojujícímu první až čtvrté nadzemní podlaží předchází další dvojramenné schodiště, na stejném technologickém principu, s jinými šířkami schodišťových ramen a rozměrů schodišťových stupňů. Vstup do objektu v těchto dvou krajních sekcích se nachází na úrovni mezipodesty tohoto prvního schodiště, zatímco vchody do objektu ve vnitřních čtyřech sekcích vedou přímo na mezipodestu mezi podzemním a prvním nadzemním podlažím hlavního schodiště. Vstup do půdního prostoru objektu umožňuje jednoramenné dřevěné schodnicové schodiště opatřeno ochranným madlem.

V exteriéru budovy jsou navrženy dva druhy schodišť. Zadní vchody jižního průčelí všech čtyř vnitřních sekcí jsou přístupné po jednoramenném venkovním betonovém schodišti, které vyrovnává výškové rozdíly úrovně okolního terénu a úrovně podlahy prvního podzemního

podlaží. Schodišťové prefabrikované stupně jsou zapuštěny do sklonitého terénu a na obou stranách jsou podpírány dvěma železobetonovými prefabrikovanými základy vystupujícími nad terén. Druhý typ venkovního schodiště je situován v krajní východní sekci. Spojuje přední vedlejší vchod podzemního podlaží, vedoucí do prostorů navržených původně jako domovní prádelny a sloužící v současné době jako komerční prostor (opravna obuvi) a úroveň terénu. Navazuje tak na přilehlý chodník, který se táhne po celé délce severního průčelí objektu. Rameno konstrukce tvořené z prefabrikovaných betonových schodišťových stupňů je podbetonované po celé své ploše a osazeno do terénu. Schodišťový prostor po jedné straně kopíruje líc fasády objektu a ze dvou stran je lemován železobetonovou stěnou tl. 300 mm, na které je umístěno zábradlí svařené z ocelových úhelníků, opatřené madlem a barevným nátěrem.

Při stavebně technickém průzkumu byly zjištěny tyto závady:

- Jednoramenná venkovní schodiště zadních vstupů jsou neudržovaná a jejich povrch je znehodnocen porostem mechů a trav. Betonová konstrukce je místy narušená trhlinami a rozpadem materiálu, dochází zde k degradaci betonu a u železobetonových základů vystupujících nad terén a kopírující schodišťová ramena je ocelová výztuž značně obnažená a zkorodovaná.
- U jednoramenného schodiště přiléhajícího k severovýchodnímu průčelí objektu je místy porušena železobetonová zeď kopírující schodišťový prostor. Dochází k degradaci povrchové vrstvy a v místech dolní podesty k odpadávání a rozpadu betonové konstrukce. Vzhled povrchu je zhoršen porostem mechů. Ocelové zábradlí je místy zkorodované a jeho povrchová úprava je oprýskána.

Degradace betonu je zapříčiněna vystavením schodišťových konstrukcí klimatickým účinkům a agresivním vlivům vnějšího prostředí. Obnažení výztuže může být také z důvodu nedostatečného krytí při návrhu betonových základů. Tento jev má negativní vliv na zbytkovou životnost konstrukcí schodišť. Vhodným sanačním opatřením lze tuto životnost prodloužit. Je třeba zamezit přístupu vlhkosti a vzduchu k ocelové výztuži a místa, kde je výztuž již obnažena doplnit části chybějící konstrukce.

Vnitřní schodišťové konstrukce nevykazují závažné ani méně závažné poruchy, nejsou zde patrné žádné známky trhlin schodišťových stupňů, podestových nosníků a stropních konstrukcí nebo porušení nosného zdiva. Obložení stupňů i ochranné zábradlí je ve velice zachovalém stavu.



Obr. 2.45: Jednoramenné schodiště přiléhající k severovýchodnímu průčelí objektu, poškození betonové zdi



Obr. 2.46: Jednoramenné schodiště v místě zadního vstupu na jižním průčelí, degradace betonu, obnažení výztuže



Obr. 2.47: Hlavní schodišťový prostor vnitřní sekce bytového domu

2.2.11. Výplně otvorů, okna, dveře

Většina výplní otvorů nadzemních podlaží v bytových jednotkách (bytová okna a lodžiové dveře) byla již v průběhu užívání budovy vyměněna za nová, s plastovým vícekomorovým rámem a izolačním dvojsklem. Některá z nich jsou ale stále původní, s dřevěným rámem, většinou opatřena novým hnědým nátěrem. Téměř veškeré výplně otvorů ve společných prostorech jsou původní konstrukce, s dřevěným světlým rámem, bez jakýchkoliv úprav. Jedná se o sklepní okna, okna na chodbách v prostorách schodišť, prosklené stěny ve vchodových vestibulech, zadní vchodové dveře a vedlejší vchody krajních sekcí v severním průčelí. Vybraná sklepní okna jsou opatřena ochrannou tyčovou ocelovou mříží. Jediné v minulosti vyměněné

výplně otvorů ve společných prostorách jsou hlavní dveře všech hlavních vstupů vnitřních i krajních sekcí. Na severním průčelí objektu jsou navrženy jednokřídlé prosklené dveře s hnědým ocelovým rámem. Na východním a západním průčelí jsou vstupní dveře řešeny jako dřevěné jednokřídlé, osazené do stěny s dřevěným rámem a skleněnými výplněmi.

V podzemním podlaží krajní východní sekce se nachází prostory původně navržené jako domovní prádelna a v současnosti sloužící jako komerční prostor s opravnou obuvi. Veškeré výplně otvorů těchto prostor jsou nové. Okna jsou bílé barvy, s plastovým rámem a izolačním dvojsklem a jsou opatřena ochrannými ocelovými mřížemi s tyčovou výplní. Dveře jsou prosklené a mají hnědý ocelový rám.

Při stavebně technickém průzkumu byly zjištěny tyto závady:

- Dnešním požadavkům nevyhovující tepelně-technické parametry původních výplní otvorů.
- Původní okna a lodžiové dveře mají lokálně dožilé netěsné zdvojené dřevěné rámy. Mezi skleněnými výplněmi kondenzuje vzdušná vlhkost.
- Dřevěné konstrukce původních výplní otvorů všech společných prostor (sklepní okna, zadní vchody, přední vedlejší vchody krajních sekcí, prosklené stěny vstupních vestibulů) jsou ve velmi neudržovaném stavu. Rám je mechanicky poškozen, místy dochází až k popraskání dřevěné konstrukce okna a povrchová úprava je znehodnocena. Skleněné výplně podzemního podlaží jsou místy popraskané a rozbité, v jednom ze sklepních oken prosklení dokonce chybí. Ochranné mříže jsou lokálně zkorodované.
- Stávající oplechování okenních parapetů má pro aplikaci fasádního obkladu nedostačující přesah, lokálně vykazuje známky koroze a místy je v nedostatečném spádu.
- U v minulosti nově osazených oken lze na ostění a nadpraží aplikovat pouze rámem oken omezenou tloušťku fasádního obkladu. A to z důvodu místy nedostatečné vzdálenosti mezi rámem okna a ostěním, nadpražím a parapetem. U původních dřevěných oken je situace obdobná.

Špatný nevyhovující technický stav původních dřevěných výplní otvorů je způsoben především zanedbanou údržbou těchto konstrukcí, stářím, vlivem působení klimatických účinků vnějšího prostředí v čase, ale i rozdílností požadavků na tepelně-technické vlastnosti

normám poplatným dnešní době. Následkem těchto poruch je značná přítomnost tepelných mostů v místech výplní otvorů, zvýšení možnosti tvorby plísní v interiéru a snížená pohoda vnitřního prostředí způsobené narušením vzduchotěsnosti a vodotěsnosti výplní otvorů a jejich styků s obvodovým pláštěm, ale také vyšší spotřeba energií pro vytápění bytového domu. Při návrhu zateplení objektu bude muset být zohledněna tloušťka rámu v minulosti vyměněných plastových okenních a lodžiových otvorů a hrozí zde nutnost obložení tepelným izolantem nedostatečné požadované tloušťky a tím vznik nepříznivých tepelných mostů.



Obr. 2.48: Původní dřevěné sklepní okno severního průčelí



Obr. 2.49: Absence okenní výplně v soklové oblasti na severním průčelí



Obr. 2.50: Původní dřevěná prosklená stěna vstupního vestibulu vnitřní sekce na severním průčelí



Obr. 2.51: Původní dřevěné zadní vchodové dveře krajní sekce na severním průčelí



Obr. 2.52: Původní dřevěná výplň okenního otvoru nadzemního podlaží



Obr. 2.53: Původní dřevěné vchodové dveře zadního vchodu vnitřní sekce objektu

2.2.12. Klempířské prvky

Oplechování soklové části, střešních konstrukcí vstupních vestibulů, parapety nevyměněných dřevěných oken a oplechování stříšek zapuštěných lodžii je původní, provedené z pozinkovaného plechu, který byl v minulosti opatřen nátěrem. U původních dřevěných oken podzemního podlaží a u oken lodžii není oplechování provedeno. Oplechování střešní konstrukce (střešních oken, komínů apod.) a podokapních žlabů bylo již v průběhu užívání objektu vyměněno za nové, jako součást rekonstrukce při výměně střešního pláště. Je zrealizováno z pozinkovaného plechu, není však opatřeno antikoročním nátěrem. Svislé svody dešťového potrubí jsou převážně původní z pozinkovaného plechu s ochranným nátěrem, některé části u terénu byly však nahrazeny za plastové svody nebo nové pozinkované, ošetřené barvou.

Při stavebně technickém průzkumu byly zjištěny tyto závady:

- Oplechování parapetů oken nadzemních podlaží lokálně koroduje a jsou nedostatečně řešeny detaily. Stávající oplechování okenních parapetů má pro aplikaci tepelně-izolačního obkladu nevyhovující vlastnosti a nedostačující přesah.

- Oplechování parapetů oken podzemního podlaží není vůbec provedeno. V kombinaci s popraskanou omítkou v blízkosti sklepních oken může docházet k zatékání do skladby obvodového pláště.
- Oplechování soklové části, lodžií a střech vstupních vestibulů na severním průčelí lokálně koroduje a místy je mechanicky značně poškozeno, čímž může docházet k zatékání do skladby obvodového pláště.
- Ocelové pozinkované klempířské prvky střešní konstrukce nejsou udržovány ochranným antikoročním nátěrem, čímž se podstatně snižuje jejich trvanlivost.
- Ochranný nátěr dešťových svodů z pozinkovaného plechu je značně poškozen, čímž vzrůstá pravděpodobnost výskytu koroze těchto konstrukcí. Jednotlivé části svislých svodů jsou z rozdílných materiálů (plastové potrubí u terénu), nejsou opatřeny antikorozní ochranou nebo jsou provedeny z několika rozdílných barevných odstínů, což z hlediska estetiky působí velmi nepříznivě na celkový vzhled a dojem objektu.

Vzniklé závady, které zahrnují hlavně nedostatečnou odolnost klempířských prvků a narušení vzhledu vlivem rozpadu povrchových úprav nebo neprovedených úprav, jsou především způsobeny pravidelným neudržováním těchto konstrukcí (ochranné nátěry, výměna po uplynutí doby životnosti apod.) a působením klimatických faktorů po dobu jejich existence (změny teplot, vlhkosti, vítr, škodliviny v ovzduší). Mechanické poškození nebo úplná absence oplechování může mít do budoucna za následek vnikání srážkové vody do obvodového pláště a s tím související zvýšení vlhkosti uvnitř konstrukce, znehodnocení fasádních exteriérových i interiérových povrchových úprav, snížení kvality vnitřního prostředí a životnosti obvodového pláště.

2.2.13. Vstupy do objektu – střešní konstrukce

Střešní konstrukce vstupních vestibulů je navržena jako plochá střecha ve dvou výškových úrovních. Krytina je provedena pomocí asfaltových izolačních natavovaných pásů, které jsou vytažené na horní líc přilehlé atiky nebo jsou vytaženy na líc fasády hlavního objektu. Přesná skladba střešní konstrukce nebyla dohledána. Atika je opatřena oplechováním a dešťové vody jsou odváděny ze střechy podokapními žlaby a střešními svody do dešťové kanalizace.

Při stavebně technickém průzkumu byly zjištěny tyto závady:

- Popraskání a špatný technický stav izolačních asfaltových pásů vlivem degračních procesů způsobených vnějším prostředím.
- Nevhodné řešení detailů a návazností pro aplikaci nové tepelně izolační vrstvy na fasádu objektu.



Obr. 2.54: Pohled shora na střešní konstrukci vstupních vestibulů

2.2.14. Ostatní změny provedené v průběhu existence objektu

V průběhu užívání bytového domu došlo k několika změnám v dispozičním uspořádání interiéru budovy. V bytové jednotce ve 3. patře vchodu s č. p. 2454/19 byla provedena majiteli v rámci rekonstrukce bytového jádra obměna situačního řešení bytu. V jedné z ložnic byla zrušena vestavěná skříň a místo ní vybudována šatna, která vznikla oddělením obytné místnosti na dvě části nenosnou dělicí příčkou s otvorem. Dále byl zamezen průchod mezi kuchyní a předsíní zrušením druhých dveří v chodbě v nenosné příčce. Koupelna tím mohla být zvětšena o jednu polovinu půdorysné plochy chodby.

Dále došlo ke změně užívání nebytových prostor v podzemním podlaží východní krajní sekce, kde se původně nacházela domovní prádelna se sušárnou a žehlírnou. S postupem let a nástupem automatických praček se staly tyto prostory nevyužitými a tak začali sloužit k mnoha účelům. Byla zde zřízena klubovna, později pinpongárna, kancelář na dílnu a výrobu přípravků pro kriminalistiku a v dnešní době se zde nachází opravna obuvi. Vnitřní propojení dveřmi těchto nebytových prostor se sklepy je zazděno příčkou v tl. 150 mm. Vnitřní dispozice je rozdělena cihelnými příčkami v tl. 100 mm. Tento prostor jako celek má samostatné WC. Vzhledem k tomu, že se zde dříve nacházela prádelna, byly tu původně navrženy podlahové vpusti se značným spádem, aby byl zajištěn dostatečný odpad. V minulosti zde proběhla

rekonstrukce podlahových vrstev, která zahrnovala především vyrovnání spádů konstrukce podlahy. Žádné z těchto dispozičních úprav nezasahovaly do nosných konstrukcí.

V bytovém domě bylo původně navrženo topení ústřední ze společné teplárny, která byla naprojektována v rámci výstavby sídliště Solidarity. V každé bytové sekci jsou však navrženy dva vestavěné komíny s osmi průduchy pro případné náhradní lokální vytápění. V průběhu existence došlo k přestavbě dálkového vytápění na individuální a bylo instalováno plynové etážové topení ve všech bytových jednotkách.

V tomto objektu pravděpodobně došlo i k dalším výše neuvedeným přestavbám, jako jsou například obdobné změny dispozičního řešení bytových jednotek, rekonstrukce podlahových vrstev, zřízení rovného podhledu vlnkovitých stropů apod. Z důvodu omezení dostupnosti informací od obyvatel domu a přístupnosti objektu (bytových jednotek) však nebyly zjištěny podrobnější informace týkající se přesných skladeb, technologického provedení a umístění jednotlivých změn.

2.3. Výsledky provedených zkoušek

Jelikož jedním z úkolů této diplomové práce je statické posouzení vodorovných a svislých nosných konstrukcí z důvodu ověření možnosti změny dispozičního řešení vnitřního jádra bytových jednotek, je zapotřebí nejdříve stanovit materiálové složení těchto konstrukcí. Je nutné stanovit tlakovou pevnost betonu stropních železobetonových panelů, způsob jejich vyztužení a pevnost v tlaku zdiva svislých nosných konstrukcí. Tyto zkoušky a jejich metody budou popsány v následujících třech podkapitolách.

2.3.1. Stanovení pevnosti betonu v tlaku stropních železobetonových panelů

Stanovení mechanického parametru tlakové pevnosti betonu stropních prefabrikovaných panelů bude provedeno pomocí nedestruktivního měření odrazovým tvrdoměrem - Schmidovým kladívkem. Na trhu je k dostání několik druhů odrazových tvrdoměrů pro beton lišící se energií vyvinutou při zkušebním rázu, určených ke zkouškám různě masivních konstrukcí. Pro vyhodnocení tlakové pevnosti stropních panelů byl použit tvrdoměr DIGI-SCHMIDT 2000 model ND od firmy Proceq (viz Obr. 2.55).

DIGI-SCHMIDT 2000 od firmy Proceq

Tento přístroj může sloužit ke zkoušení pevnosti betonu, měření rovnoměrné kvality na betonové ploše a stavebních dílcích a k vyhledávání místních porušení. Jeho rozsah měření je od 10 do 70 MPa pevnosti betonu v tlaku.

Zkušební tvrdoměr DIGI-SCHMIDT 2000 zahrnuje testovací kladivo a zobrazovací jednotku. Mechanismus kladiva sestává z ocelové osy – tyče a na ní napojeného ocelového razníku se zaobleným koncem, z úderného ocelového beranu nasunutého na osu, a z ocelové pružiny uchycené na hlavici zkušebního tvrdoměru, která vymršťuje úderné zařízení proti razníku. Ocelová tyč udeří do povrchu betonu definovanou silou. Po dopadu kovové tělo odskočí. Velikost odrazu je měřena snímačem a přenesena dále elektronicky do indikačního přístroje. Signál převedený prostřednictvím elektroniky se zobrazí na displeji jako hodnota odskoku R a pokud je to požadováno, zobrazí se spolu s přepočtem na odpovídající pevnost betonu v tlaku. Naměřená data jsou zaznamenávána do paměti a tvrdoměr sám vyhodnocuje měření pomocí naprogramovaných kalibračních křivek. V přístroji jsou instalovány standardní křivky pro beton stáří od 7 a 28 dní a je umožněna automatická korekce vlivu polohy tvrdoměru při úderu zabudovaným akcelerometrem. (20)



Obr. 2.55: Přístroj Digi-Schmidt 2000 od firmy Proceq

Způsoby vyhodnocení výsledků metodou odrazového tvrdoměru

Pro zabezpečení opakovatelnosti zkoušek a reprodukovatelnosti výsledků je nezbytné stanovit jednoznačná pravidla pro jejich provádění a vyhodnocení. Zkoušet a vyhodnocovat výsledky ze zkoušení odrazovými tvrdoměry lze postupy dle ČSN 73 1373: 2011 a ČSN EN

12504-2, eventuálně postupem doporučeným výrobcem tvrdoměru. Pro stanovení pevnosti betonu v tlaku stropních železobetonových panelů bytového domu na sídlišti Solidarita bude použito pro porovnání dvou způsobů, a to ČSN 73 1373: 2011 a automatické vyhodnocení měření přednastavené v přístroji Digi-Schmidt 2000. Tvrdost stanovená metodou dle ČSN EN 12504-2 se využívá pro posouzení rovnoměrnosti uloženého betonu, k ohraničení míst s nižší jakostí nebo narušeného betonu v konstrukcích. Není alternativní ke stanovení betonu v tlaku, avšak při vhodné korelaci ji lze použít pro odhad pevnosti uloženého betonu. Proto v této diplomové práci nebude porovnávána se dvěma dalšími metodami. (21)

Zkušební místo

Pro provedení zkoušky pevnosti betonu v tlaku stropních železobetonových prefabrikovaných panelů byly pro porovnání zvoleny tři zkušební místa. Dvě z nich byly vybrány v interiéru objektu, v podzemním podlaží kvůli omezení uvolnění prostoru pro průzkum, ale i z důvodu absence omítnutí konstrukce ve sklepních prostorech. První na chodbě v místech zadních vstupů (viz Obr. 2.63) a druhé v prostorech sklepů (viz Obr. 2.57). Třetí zkušební místo bylo zvoleno v exteriéru budovy, taktéž na stropní konstrukci podzemního podlaží, a to nad zadními vchody (viz Obr. 2.56). Lze předpokládat rozdílnost výsledků měření z důvodu působení vnějších klimatických vlivů v průběhu užívání stavby.

- 1) Chodba v místech zadních vstupů v PP (vchod 2454/19) – provedena jedna sada o 10 měření, v poloze Schmidtova tvrdoměru pod úhlem 45° směrem nahoru
- 2) Prostor sklepů v PP (vchod 2454/19) – provedena jedna sada po 10 měření, v poloze Schmidtova tvrdoměru svisle nahoru
- 3) Exteriér nad zadním vchodem do objektu (vchod 2454/19) – provedeny dvě sady měření:
 - a. Jedna sada po 10 měření v poloze svisle nahoru
 - b. Jedna sada po 10 měření v poloze pod úhlem 45° směrem nahoru



Obr. 2.56: Stropní konstrukce nad zadními vchody do objektu



Obr. 2.57: Stropní konstrukce v prostorech sklepů v podzemním podlaží

Metoda Schmidtových tvrdoměrů podle ČSN 73 133: 2011

- **Provedení zkoušky**

Podstatou zkoušky je stanovení pevnosti v tlaku betonu z hodnoty odrazu (odskoku) přístroje od povrchu betonu. Pevnost betonu se určuje z tvrdosti cementové malty. Za jedno zkušební místo považujeme takové místo na povrchu konstrukce, kde předepsaným způsobem měření a vyhodnocení získáme jeden údaj pevnosti betonu. Zkušební plocha má být tak velká, aby se na ní dal provést potřebný počet úderů tak, aby po vyloučení nevhodných zůstalo alespoň 7 platných měření. Místa jednotlivých úderů na jednom zkušebním místě musí být od sebe vzdálena minimálně 30 mm od okraje betonu a 30 mm od sebe.

Zkušební místa se zbaví zkarbonatované vrstvy betonu a vybrousí se tak, aby byla jasně patrná struktura betonu. Zkoušky se provádějí na cementovém tmelu, který je rozhodující pro pevnost v tlaku betonu.

Při zkoušce Schmidtovým tvrdoměrem je nutno zaznamenat i polohu, ve které byl přístroj při zkoušce (vodorovně, svisle nahoru, svisle dolů). Tato skutečnost se totiž projeví při vyhodnocení ve formě korekce vlivu gravitace na funkci přístroje. (21) (22)

- **Zpracování výsledků měření a test platnosti odrazů**

Vyhodnocení bude provedeno podle kalibračního vztahu obecného z ČSN 73 1373. Při vyhodnocování se berou v úvahu výsledky, při jejichž měření byla zkouška provedena do cementové malty v betonu a nedošlo v místě zkoušky k destrukci. Přesto však mohlo dojít k ovlivnění zkoušky tím, že těsně pod povrchem byl velký kámen anebo velká dutina. Hodno-

ta pevnosti betonu v tlaku f_{be} v MPa s nezaručenou přesností se stanoví na základě závislosti na velikosti odrazu z křivky obecného kalibračního vztahu pro Schmidtův tvrdoměr typu N (viz Obr. 2.58). Hodnota pevností jednotlivých platných měření se nesmí lišit od aritmetického průměru všech měření na témže zkušebním místě o více než $\pm 20\%$. Pevnosti, které vybočují z těchto mezních odchylek, se vyloučí. Pokud platných měření zůstane alespoň 7, je celá sada platná a ze všech platných měření se vypočte znovu aritmetický průměr pevnosti, který se zaokrouhlí na celý MPa. Jeli zkoušený beton starší 56 dnů a pro kalibrační vztahy nebo upřesněné zkoušky nebyly odebrané vzorky z konstrukce, pak se odvozená hodnota pevnosti v tlaku z obecného kalibračního vztahu vynásobí součinitelem stáří α_t . Pro stáří betonu nad 360 dnů $\alpha_t = 0,90$. (22) (21)

1) Chodba v místech zadního vstupu do objektu v PP

Na zkušebním místě bylo tvrdoměrem Digi-Schmidt 2000 pod úhlem 45° nahoru naměřeno 10 hodnot odrazů $a_i = 48, 48, 44, 45, 51, 44, 44, 42, 37, 43$.

Každé z těchto hodnot je přiřazen příslušný obecný kalibrační vztah pro stanovení pevnosti v tlaku s nezaručenou přesností f_{be} z ČSN 73 1373: $f_{be,i} = 51, 51, 43, 45, 57, 43, 43, 40, 30, 41$.

Průměrná pevnost ze všech měření: $f'_{be} = 44,4$ MPa

Dolní mez intervalu: $0,8 \cdot f'_{be} = 0,8 \cdot 44,4 = 35,5$ MPa

Horní mez intervalu: $1,2 \cdot f'_{be} = 1,2 \cdot 44,4 = 53,8$ MPa

Jedna hodnota (30) je nižší než 35,5 a jedna hodnota (57) je vyšší než 53,8. Tyto hodnoty se vyřadí, ostatní jsou platné.

Z 8 platných měření byl vypočten nový aritmetický průměr $f_{be} = 44,6$ MPa

Přenásobení součinitelem stáří α_t : $\alpha_t \cdot 44,6 = 0,90 \cdot 44,6 = 40,2$ MPa

Výsledkem je hodnota pevnosti betonu v tlaku zaokrouhlená na celé jednotky:

$f_{be} = 40$ MPa

2) Prostory sklepů v PP

Na zkušebním místě bylo tvrdoměrem Digi-Schmidt 2000 ve směru svisle nahoru naměřeno 10 hodnot odrazů $a_i = 45, 45, 47, 42, 52, 51, 40, 45, 34, 45$.

Každé z těchto hodnot je přiřazen příslušný obecný kalibrační vztah pro stanovení pevnosti v tlaku s nezaručenou přesností f_{be} z ČSN 73 1373: $f_{be,i} = 43, 43, 47, 37, 56, 54, 34, 43, 23, 43$.

Průměrná pevnost ze všech měření: $f'_{be} = 42,3$ MPa

Dolní mez intervalu: $0,8 \cdot f'_{be} = 0,8 \cdot 42,3 = 33,8$ MPa

Horní mez intervalu: $1,2 \cdot f'_{be} = 1,2 \cdot 42,3 = 50,8$ MPa

Jedna hodnota (23) je nižší než 33,8 a dvě hodnoty (56, 54) jsou vyšší než 50,8. Tyto hodnoty se vyřadí, ostatní jsou platné.

Ze 7 platných měření byl vypočten nový aritmetický průměr $f_{be} = 41,4$ MPa

Přenásobení součinitelem stáří α_t : $\alpha_t \cdot 41,4 = 0,90 \cdot 41,4 = 37,3$ MPa

Výsledkem je hodnota pevnosti betonu v tlaku zaokrouhlená na celé jednotky:

$f_{be} = 37$ MPa

3) *Exteriér – stropní konstrukce nad zadním vchodem do objektu v PP*

a. Poloha Schmidtova kladiva svisle nahoru

Na zkušebním místě bylo tvrdoměrem Digi-Schmidt 2000 v poloze svisle nahoru naměřeno 10 hodnot odrazů $a_i = 35, 40, 31, 33, 37, 33, 35, 35, 35, 40$.

Každé z těchto hodnot je přiřazen příslušný obecný kalibrační vztah pro stanovení pevnosti v tlaku s nezaručenou přesností f_{be} z ČSN 73 1373: $f_{be,i} = 25, 34, 18, 21, 28, 21, 25, 25, 25, 34$.

Průměrná pevnost ze všech měření: $f'_{be} = 25,6$ MPa

Dolní mez intervalu: $0,8 \cdot f'_{be} = 0,8 \cdot 25,6 = 20,5$ MPa

Horní mez intervalu: $1,2 \cdot f'_{be} = 1,2 \cdot 25,6 = 30,7$ MPa

Žádná z hodnot není nižší než 20,5 a dvě hodnoty (34, 34) jsou vyšší než 30,7. Tyto hodnoty se vyřadí, ostatní jsou platné.

Z 8 platných měření byl vypočten nový aritmetický průměr $f_{be} = 23,5$ MPa

Přenásobení součinitelem stáří α_t : $\alpha_t \cdot 23,5 = 0,90 \cdot 23,5 = 21,2$ MPa

Výsledkem je hodnota pevnosti betonu v tlaku zaokrouhlená na celé jednotky:

$f_{be} = 21$ MPa

b. Poloha Schmidtova kladiva pod úhlem 45° nahoru

Na zkušebním místě bylo tvrdoměrem Digi-Schmidt 2000 pod úhlem 45° nahoru naměřeno 10 hodnot odrazů $a_i = 40, 35, 30, 35, 31, 36, 36, 24, 35, 31$.

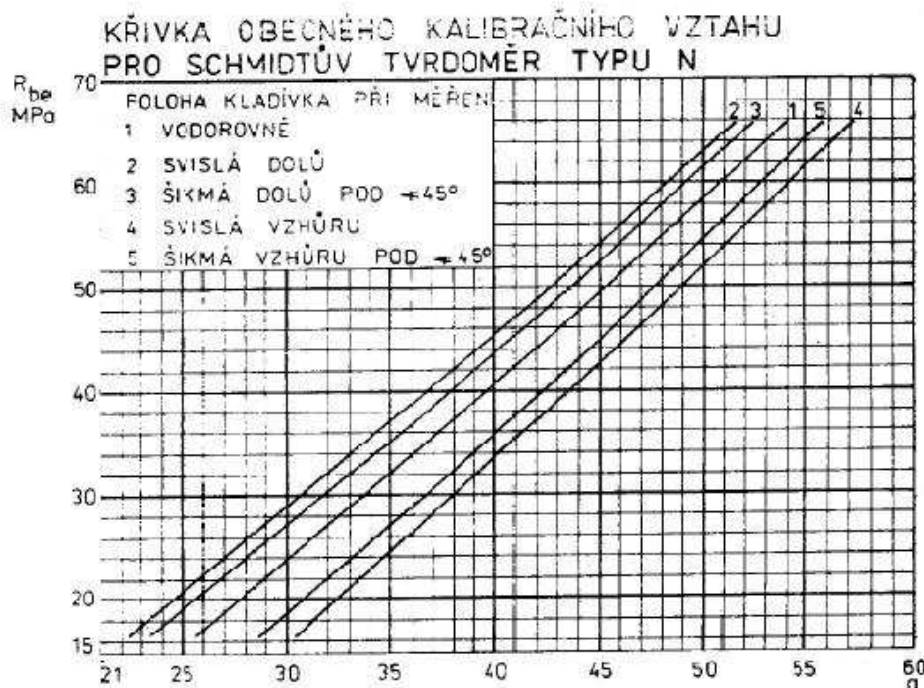
Každé z těchto hodnot je přiřazen příslušný obecný kalibrační vztah pro stanovení pevnosti v tlaku s nezaručenou přesností f_{be} z ČSN 73 1373: $f_{be,i} = 36, 27, 19, 27, 20, 28, 28, -, 27, 20$.

Průměrná pevnost ze všech měření: $f'_{be} = 25,8$ MPa

Dolní mez intervalu: $0,8 \cdot f'_{be} = 0,8 \cdot 25,8 = 20,6 \text{ MPa}$

Horní mez intervalu: $1,2 \cdot f'_{be} = 1,2 \cdot 25,8 = 31 \text{ MPa}$

Dvě hodnoty (20, 20) jsou nižší než 20,6 a jedna hodnota (36) je vyšší než 31. Tyto hodnoty se vyřadí, ostatní jsou platné. Po vyřazení nevhodných měření zbylo pouze 6 vhodných měření. Pro posouzení dle ČSN 73 1373 je potřeba alespoň 7 platných hodnot, proto je tato sada měření považována za neplatnou. (22) (21)



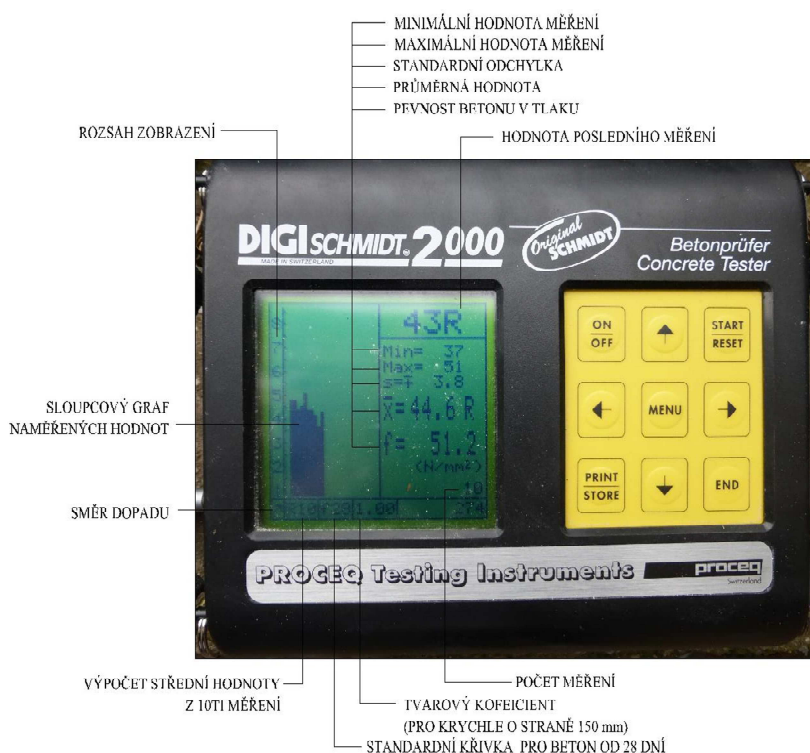
Obr. 2.58: Křivka obecného kalibračního vztahu pro Schmidtův tvrdoměr typu N (22)

Vyhodnocení výsledků dle předem nastavených parametrů přístroje DIGI-SCHMIDT 2000 model ND

- **Provedení zkoušky**

Před započítáním zkoušky je třeba na přístroji DIGI-Schmidt 2000 řádně přednastavit technická data pro konkrétní zkušební konstrukci. Tvrdoměr pomocí snímače měří hodnotu odrazu ocelového razníku R od betonového povrchu a na základě velikosti odskoku a dalších přednastavených faktorech sám elektronicky vyhodnotí odpovídající pevnost betonu v tlaku f_{ck} . Před měřením je třeba nastavit požadovaný směr nárazu ocelového razníku, tedy polohu, v jaké se bude nacházet přístroj při zkoušce (vodorovně, svisle směrem nahoru, svisle směrem dolů, šikmo nahoru nebo dolů o definovaný počet stupňů). Dále byla v přístroji zvolena od

výrobce nainstalovaná standardní křivka Proceq kalibračního vztahu pro Schmidtův tvrdoměr a beton stárí od 28 dní, která znázorňuje závislost hodnoty odrazu R na krychelné pevnosti betonu v tlaku (zjištěná na krychlích o hraně 150 mm). Na základě těchto předdefinovaných parametrů tvrdoměr sám elektronicky vyhodnotí průměrnou hodnotu vypočtenou ze zvolené počtu měřených odrazů ocelového razníku R , stanoví standardní odchylku a vypočte odpovídající krychelnou pevnost betonu v tlaku f_{ck} . Na Obr. 2.59 můžeme vidět příklad vyhodnocení měření zobrazeného na displeji indikačního přístroje. (20)



Obr. 2.59: Příklad vyhodnocení měření tvrdoměru Digi-Schmidt 2000 model ND (20)

- **Zpracování výsledků měření**

- 1) **Chodba v místech zadního vchodu do objektu v PP**

- Provedena jedna sada po 10 měření

Tab. 2.1: Výsledky měření zkušebního místa 1 přístrojem Digi-Schmidt 2000

Směr dopadu	Pod úhlem 45° směrem nahoru
Maximální hodnota odrazu R	51
Minimální hodnota odrazu R	37
Standardní odchylka s	$\pm 3,8$
Průměrná hodnota měření R	44,6
Krychelná pevnost betonu v tlaku f_{ck}	51,2 N/mm²

2) Prostory sklepů

- Provedena jedna sada po 10 měření

Tab. 2.2: Výsledky měření zkušebního místa 2 přístrojem Digi-Schmidt 2000

Směr dopadu	Svisle nahoru
Maximální hodnota odrazu R	52
Minimální hodnota odrazu R	34
Standardní odchylka s	$\pm 5,2$
Průměrná hodnota měření R	44,6
Krychelná pevnost betonu v tlaku f_{ck}	51,2 N/mm²

3) Exteriér – stropní kce nad zadním vchodem do objektu

- Provedeny dvě sady po 10 měření

Tab. 2.3: Výsledky měření zkušebního místa 3a přístrojem Digi-Schmidt 2000

Směr dopadu	Svisle nahoru
Maximální hodnota odrazu R	40
Minimální hodnota odrazu R	30
Standardní odchylka s	$\pm 2,9$
Průměrná hodnota měření R	34,4
Krychelná pevnost betonu v tlaku f_{ck}	32,5 N/mm²

Tab. 2.4: Výsledky měření zkušebního místa 3b přístrojem Digi-Schmidt 2000

Směr dopadu	Pod úhlem 45° směrem nahoru
Maximální hodnota odrazu R	40
Minimální hodnota odrazu R	24
Standardní odchylka s	$\pm 3,4$
Průměrná hodnota měření R	33,3
Krychelná pevnost betonu v tlaku f_{ck}	30,6 N/mm²

Závěr měření

Pro stanovení pevnosti betonu v tlaku stropních železobetonových panelů byly zvoleny dva postupy vyhodnocení výsledků naměřených tvrdoměrem Digi-Schmidt 2000. V Tab. 2.5 je uvedeno vyhodnocení naměřených výsledků dle obou metod pro analýzu jednotlivých postupů. Můžeme si všimnout, že pro zkušební místo 3 v místech stropní konstrukce nad zadním vchodem v exteriéru objektu byly stanoveny výrazně menší pevnosti betonu v tlaku než

na zkušebních místech uvnitř budovy. Tato skutečnost je ovlivněna vystavením betonové konstrukce okolním vlivům venkovního prostředí, které významně ovlivňují trvanlivost a životnost železobetonu. Jde především o výrazně větší působení změn teploty, vlhkosti, mrazů a škodlivých chemických látek působících z vnějšího prostředí. Tím dochází k degradačním procesům betonu a společně s tím i k poklesu významných vlastností materiálu, jako například pevnosti.

Tyto dva způsoby vyhodnocení výsledků se liší v množství tolerovaných neplatných měření. Při postupu nastaveném v tvrdoměru je jejich počet nulový, všechny hodnoty měření jsou tak zahrnuty do výpočtu tlakové pevnosti betonu. Norma ČSN 73 1373 připouští pouze hodnoty, které se neliší o více jak 20% od aritmetického průměru těchto hodnot. Při postupu automatického vyhodnocování tvrdoměrem tak vycházejí hodnoty pevností betonu v tlaku výrazně větší, zato ale s větší nepřesností.

Vzhledem k tomu, že konečný výsledek pevnosti betonu v tlaku stropních prefabrikovaných panelů bude sloužit ke statickému posouzení těchto konstrukcí z důvodu možnosti změny dispozičního řešení bytových jednotek, bude se jednat o posuzované prvky uvnitř objektu. Bude se vycházet z výsledků naměřených na zkušebních místech v interiéru, založených na konzervativnějším postupu vyhodnocení měření, tedy podle ČSN 73 1373. Pro posouzení stropních nosných konstrukcí bude uvažována konečná hodnota tlakové krychelné pevnosti betonu $f_{ck,cube} = 40 \text{ MPa}$.

Tab. 2.5: Vyhodnocení výsledků naměřených tvrdoměrem Digi-Schmidt 2000

Způsob vyhodnocení:		ČSN 13 733	Nastavení tvrdoměru
Zkušební místo	Směr dopadu	Pevnost betonu v tlaku v [MPa]	
1 (chodba)	Svisle nahoru	40	51,2
2 (sklep)	Pod 45° nahoru	37	51,2
3 (vchod-exteriér)	Svisle nahoru	21	32,5
	Pod 45° nahoru	-	30,6

2.3.2. Stanovení způsobu vyztužení stropních železobetonových panelů

Jakékoliv plány a informace týkající se vyztužení stropních železobetonových panelů nebyly nalezeny, proto je potřeba pro lokalizaci ocelové výztuže použít metodu nedestruktivního charakteru, elektromagnetický indikátor výztuže. V tomto případě bude pro měření použit přístroj Profometer 3 od firmy Proceq.

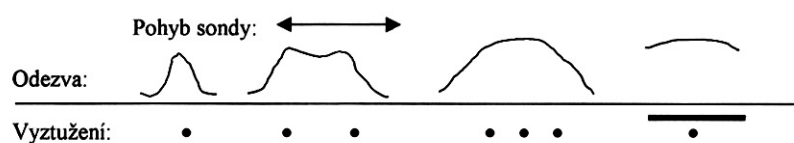
Princip elektromagnetického indikátoru výztuže

Tato metoda k detekci výztuže využívá feromagnetického jevu a vířivých proudů. Přístroj obsahuje sondu, jejíž součástí je jádro ovinuté cívkou. Tato soustava vyvozuje konstantní magnetické pole, jež je považováno za výchozí stav. Přítomnost výztuže nebo jakéhokoliv feromagnetického materiálu (např. dráty elektrického vedení, rozvody TZB apod.) toto pole deformuje, což přístroj zaznamenává a v poloze sondy, ve které snímá největší odchylku, se výztuž nachází. (23)

Princip elektromagnetického indikátoru výztuže však má několik omezujících faktorů. Patří mezi ně především:

- V případě hustého vyztužení (malá vzdálenost prutů výztuže) nebo vyztužení v několika vrstvách tato metoda zčásti, nebo zcela selhává.
- Nelze určit druh výztuže (většinou je nutné pruty obnažit).
- Není možné stanovit míru koroze výztuže (nutno použít jinou nedestruktivní metodu nebo rovněž pruty obnažit).
- Blízkost silných elektromagnetických polí, např. od elektrické trakce. Tato elektromagnetická pole mohou měření přímo znemožnit.
- Dosah přístrojů – při použití běžných sond 60 mm až 100 mm, při použití hloubkových sond 150 mm až 220 mm.
- Pomocí elektromagnetických indikátorů nelze zjistit výztuž v druhé rovnoběžné vrstvě. (24) (25)

Znázornění odezvy přístroje na různé situace vyztužení



Obr. 2.60: Znázornění odezvy přístroje na různé situace vyztužení – postupně zleva: a) Samostatný prut = jednoznačné maximum; b) Více prutů „dostatečně“ vzdálených = rozlišitelná maxima; c) Více prutů „příliš blízko“ = nelze rozlišit pruty; d) Překrytí hledané výztuže třmínkem (24)

Profometer 3 od firmy Proceq

Tento přístroj sloužící pro lokalizaci ocelové výztuže v železobetonu umožňuje nejen určení polohy prutu, ale i průměr a krytí výztuže. Skládá se z vlastní konstrukce, základní sondy, hloubkové a průměrové sondy. Je znázorněn na Obr. 2.61.

Výsledky měření

Cílem měření bylo stanovit způsob vyztužení nosných stropních železobetonových panelů, tedy zjistit polohu, průměr a krytí nosné ocelové výztuže. Měření bylo provedeno na stropních panelech v podzemním podlaží, na chodbě u zadních vstupů do objektu, na nejlepším možném zpřístupněném místě (viz Obr. 2.63).



Obr. 2.61: Profometer 3 (Proceq) – zleva: vlastní konstrukce přístroje, hloubková sonda, základní sonda, průměrová sonda

Nejdříve byla použita základní sonda pro určení přesného místa vedení ocelových prutů, tedy pro rozpoznání přítomnosti výztuže v betonové konstrukci a její průběh bez ohledu na druh oceli, průměr výztuže a krytí. Při měření se posouvá sonda po líci vyšetřované konstrukce a hledá se maximum ukazatele měření. Maximum se objeví, pokud je osa sondy rovnoběžná s prutem nebo skupinou prutů výztuže při minimální vzdálenosti od ní. Předpokladem bylo, že železobetonový panel má nosnou výztuž pouze taženou, v dolní části ve „vystouplých vlnkách“ na každé straně a v nejužší části panelu (tl. 50 mm) „mezi vlnkami“ není nijak vyztužen. Tento předpoklad se potvrdil a Profometer skutečně zaznamenal přítomnost výztuže pouze v těchto místech. Měření bylo provedeno na několika rozdílných panelech v podzemním podlaží, v různých bodech rozpětí, vždy se stejným výsledkem. Když se ale koukneme na historický Obr. 1.13 z Kapitoly 1, který zaznamenává dělníky, jak vyrábějí prefabrikovaný stropní panel přímo na místě staveniště v době výstavby bytového domu, můžeme si všimnout, že na každé straně panelu jsou pruty dva. Tyto pruty jsou dvěma třímínky směrem do středu rozpětí panelu spojeny „do jednoho“. Jak bylo ale zmíněno výše, Profome-

ter není schopen rozlišovat výztuž v několika vrstvách. Potvrdil, že v předpokládaných místech se výztuž skutečně nachází, ale už nelze tímto přístrojem změřit, zda je v panelu pouze jeden prut nebo více prutů nad sebou.

I přesto, že nelze stanovit počet prutů nosné výztuže panelu z výše uvedených důvodů, byla pro zajímavost použita sonda hloubková a sonda průměrová, pro změření průměru a krytí ocelové výztuže. Opět bylo odzkoušeno měření na několika místech stropní konstrukce, ale ve všech případech přístroj na displeji nahlásil chybu a dané parametry nebylo možné změřit. Tento fakt ještě více dokazuje, že ve stropních panelech bylo pravděpodobně použito více prutů umístěných nad sebou. Znemožnění změření těchto požadovaných hodnot mohla také ovlivnit malá vzdálenost nosných ocelových prutů dvou sousedních stropních panelů. Při měření krytí výztuže je nejdůležitější skutečnost, zda je měřený prut osamocený, anebo jsou v jeho blízkosti pruty. Měření na osamoceném prutu o známém průměru dává jednoznačné výsledky velikosti krytí. Pokud není dodržena minimální vzdálenost prutů (prut je považován za osamocený, pokud ukazatel přístroje není ovlivněn sousední výztuží o více než 5% - nutná minimální vzdálenost sousední výztuže se určí měřením na modelu), ukazuje přístroj menší krytí, než ve skutečnosti je (více prutů ve větší hloubce se chová jako jeden prut v menší hloubce). (25) Na Obr. 2.62 znázorňujícím přiložení sondy Profometeru na líc konstrukce vidíme, že nosné výztuže dvou vedle sebe kladených stropních panelů jsou nejen velmi blízko sebe, ale daná přiložená sonda se navíc neposouvá po rovném vodorovném nebo svislém povrchu. Při měření je sonda nakloněna, o to víc může výztuž vedlejšího panelu měření znemožnit. Posledním možným faktorem ovlivňujícím nezdařené měření krytí je, že přístroj umožňuje měřit tloušťku krycí vrstvy jen od určité minimální hodnoty, konkrétně od hodnoty cca 25 mm.



Obr. 2.62: Schéma měření Profometerem 3

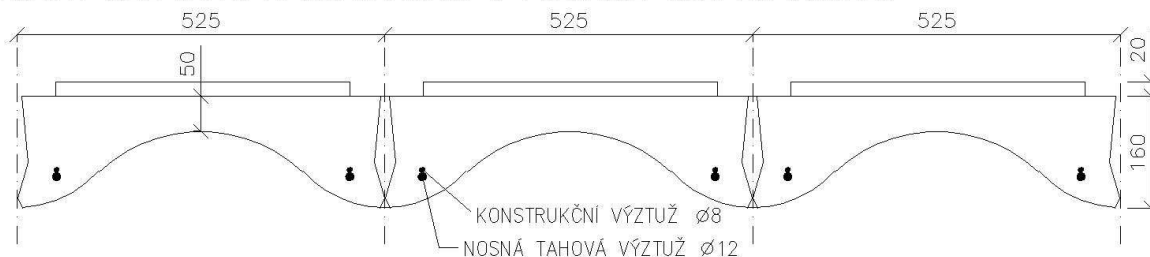


Obr. 2.63: Prostor chodby u zadních vstupů do objektu, podzemní podlaží

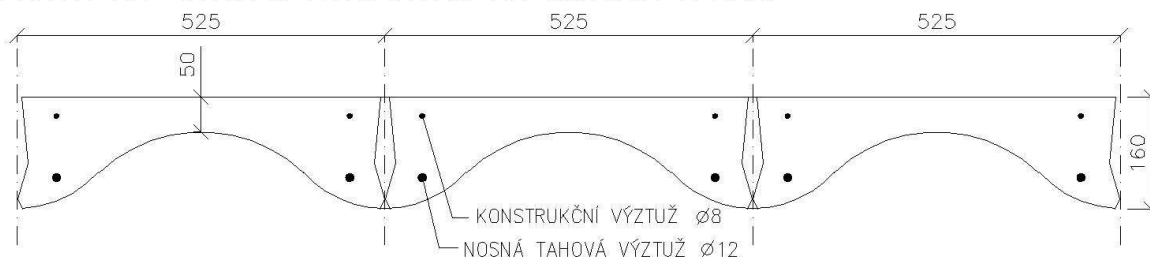
Závěr měření

Velice podstatným výsledkem měření je zjištění, že stropní panely nejsou žádným způsobem vyztuženy v místech své nejmenší tloušťky 50 mm a jeho okolí, tedy v místech v prostřední části průřezu. Tato skutečnost bude dále využita ve statickém posouzení stropních panelů v Kapitole 4. Stropní panel je vyztužen pouze po obou stranách, v místech největší tloušťky průřezu. Pomocí použité nedestruktivní metody na principu elektromagnetického indikátoru výztuže však nebylo možné stanovit, zda při každé straně panelu vede pouze jeden nebo více prutů ocelové výztuže, její průměr a tloušťka krycí vrstvy. Jakékoliv destruktivní metody pro zjištění přesného způsobu vyztužení panelů nebyly obyvateli domu povoleny a jiné přístroje pro nedestruktivní metody se schopností identifikace výztuže tohoto druhu nebyly pro tuto diplomovou práci k dispozici. Pro následné statické posouzení stropních konstrukcí v Kapitole 4 bude tedy nutné vycházet ze způsobu vyztužení podle obrázku Obr. 1.13 a průměr a tloušťku krycí výztuže pro tento posudek odhadnout. Schéma provedení výsledného vyztužení je znázorněno na Obr. 2.64.

PŘÍČNÝ ŘEZ STROPNÍ KONSTRUKCÍ V POLOVINĚ ROZPĚTÍ PANELŮ



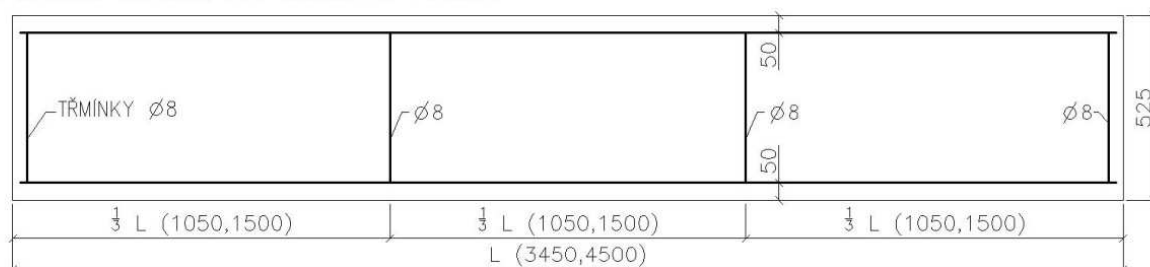
PŘÍČNÝ ŘEZ STROPNÍ KONSTRUKCÍ NA KONCÍCH PANELŮ



PODÉLNÝ ŘEZ STROPNÍM PANELEM



POHLED SHORA NA STROPNÍ PANELE



Obr. 2.64: Schématické znázornění vyztužení stropních prefabrikovaných panelů

2.3.3. Stanovení pevnosti zdiva svislých nosných konstrukcí

Jakékoliv destruktivní zkoušky, které by narušovaly vzhled konstrukce a vyžadovaly by odběr zkušebních vzorků, byly předem zavrhnuty z důvodu omezení vlastníky objektu. Stanovení pevnosti zdiva v tlaku nedestruktivními zkouškami se provádí výpočtem z vyšetřených pevností v tlaku zvlášť pro kusové zdivo a zvlášť pro pojící maltu. Pevnost malty se určuje pomocí příklepové vrtačky TZÚS Praha a identoru vyvinutého v KÚ ČVUT, kdy se podle hloubky proniku a množství spotřebované energie stanoví ukazatel tvrdosti materiálu a podle kalibračních vztahů se odvodí pevnost malty v tlaku. Pro pevnost jednotlivých cihelných prvků se využívá Schmidtova tvrdoměru a pro dosažení vyšší přesnosti výsledků měření se kombinuje se zkouškami vyjmutých cihel. Zdivo je však velice nehomogenní a neizotropní mate-

riál a nelze určit jeho objektivní mechanické vlastnosti pouze na základě omezeného výběru zkušebních míst. Když také vezmeme v úvahu, za jakých podmínek byl bytový dům postaven a jakými technologiemi byly vyrobeny jednotlivé stavební prvky konstrukce (viz Kapitola 1), je vysoce pravděpodobné, že naměřené mechanické vlastnosti zdiva uvedenými technikami by vyšly zcela rozdílně například v podzemním podlaží a ve čtvrtém nadzemním podlaží. Pro stanovení pevnosti zdiva v tlaku odpovídající skutečnosti by bylo zapotřebí zpřístupnění mnoha zkušebních reprezentativních míst v různých prostorách objektu, které opět nebyly pro zpracování této diplomové práce k dispozici. Touto nedestruktivní metodou tedy není zaručena správnost výsledků měření. (26)

Z výše uvedených důvodů bude stanovení pevnosti zdiva v tlaku provedeno přímým odhadem na základě vizuální prohlídky. Pro statické posouzení svislých nosných konstrukcí bude pro nosné zdivo s přihlédnutím na stranu bezpečnosti uvažována návrhová hodnota pevnosti v tlaku kolmo na ložné spáry 1 MPa.

Kapitola 3

Tepelně technické posouzení konstrukcí objektu

3.1. Cíl posouzení

Tato kapitola se zabývá tepelně technickým posouzením jednotlivých vybraných konstrukcí bytového domu A6 na sídlišti Solidarita. Cílem je vyhodnocení stavu tepelně technických vlastností stávajících konstrukcí, kterými dochází k tepelným ztrátám, a ověření rizika vzniku kondenzace vodní páry a růstu plísní, podle předpisů ČSN 730540 – „Tepelná ochrana budov“ a v souladu s ČSN EN ISO 13788 a ČSN EN ISO 6946. Pro posouzení byly vybrány rozhodující konstrukce, kterými dochází k úniku tepla vně budovy a svými tepelně technickými vlastnostmi ovlivňují tepelnou pohodu a potřebu tepla na vytápění objektu. Pro výpočet byly zvoleny obvodové stěny zděné tloušťky 450 mm a 300 mm, obvodové prefabrikované železobetonové panely, stropní konstrukce sklepních prostorů a stropní konstrukce čtvrtého nadzemního podlaží (pod nevytápěnými půdními prostory). Posouzení je zaměřeno na šíření tepla konstrukcí (požadavky na součinitel prostupu tepla a nejnižší vnitřní povrchovou teplotu) a na šíření vlhkosti konstrukcí (zkondenzovaná vodní pára uvnitř konstrukce a roční bilance kondenzace a vypařování vodní páry uvnitř konstrukce).

Nelze hodnotit tepelně technické vlastnosti jednotlivých konstrukcí pouze v jejich ploše, ale je zapotřebí věnovat pozornost také hodnocení kritických míst (tepelných mostů a vazeb), tedy míst v konstrukci se zvýšeným tepelným tokem způsobeným nehomogenitami či geometrií. Pro posouzení byla vybrána tři charakteristická kritická místa, která se na fasádě objektu vyskytují nejčastěji. Jedná se o styk příčné nosné zděné stěny se dvěma prefabrikovanými panely v ploše fasády, styk příčné nosné boční lodžiové stěny s fasádním panelem a návaznost železobetonového obvodového věnce s fasádními prefabrikovanými panely a stropní konstrukcí.

Vzhledem k tomu, že výsledky výpočtů dokazují převážně nesplňující současné předpisové požadavky skladeb posuzovaných konstrukcí, je zapotřebí je opatřit obkladem tepelného izolantu a pro něj navrhnout vhodnou tloušťku. Tato kapitola je tedy věnována také posouzení obvodových konstrukcí opatřených navrženou vhodnou skladbou vnějšího kontaktního zateplovacího systému a stropních konstrukcí podzemního podlaží a 4.NP opatřených tepelným izolantem.

3.2. Podklady, použité programy a výpočetní postupy

Pro vyhodnocení šíření tepla a vlhkosti zděnými obvodovými konstrukcemi byl použit výpočetní program Teplo 2014 (hodnocení stavebních konstrukcí podle ČSN 730540, EN ISO 6946 a EN ISO 13788). Vzhledem k tomu, že se jak v obvodových prefabrikovaných panelech, tak ve stropních konstrukcích, objevují systematické, pravidelně se opakující, tepelné mosty, nelze jejich vliv do výsledné hodnoty součinitele prostupu tepla opomenout a tento program nelze pro přesné vyčíslení jeho hodnoty použít. Pro výpočet tepelně technických parametrů těchto konstrukcí s pravidelnými tepelnými mosty byl použit přesný výpočet pomocí výpočetního programu Area 2014 (hodnocení tepelných mostů podle EN ISO 10211 a ČSN 30540), který vychází z řešení vícerozměrného teplotního pole v charakteristickém výseku konstrukce. Pro hodnocení tepelných mostů byl taktéž použit výpočetní software Area 2014.

3.3. Použité okrajové podmínky

3.3.1. Teplota

Hodnota návrhové vnitřní teploty je uvažována $\theta_i = 22^\circ\text{C}$. Je stanovena jako návrhová teplota vnitřního vzduchu 20°C (teplota suchého teploměru) dle ČSN 730540-3 a ČSN EN 12831 s přírůžkou 2°C pro typy objektů bytových a občanských s neupravovanými konstrukcemi dokončeným do roku 1975 včetně. Převažující návrhová vnitřní teplota odpovídá hodnotě návrhové vnitřní teploty. Hodnota návrhové venkovní teploty je pro posouzení obvodových stěn (horizontální tepelný tok) stanovena jako návrhová hodnota venkovního vzduchu v zimním období pro Prahu $\theta_e = -13^\circ\text{C}$. Pro posouzení stropní konstrukce podzemního podlaží (konstrukce ve styku s nevytápěným prostorem – sklepy zcela pod terénem) je hodnota návrhové venkovní teploty stanovena jako $\theta_e = 5^\circ\text{C}$ a pro stropní konstrukci 4.NP (konstrukce ve styku s podstřešními prostory s netěsnou krytinou) hodnota $\theta_e = -6^\circ\text{C}$, podle ČSN 060210.

3.3.2. Relativní vlhkost

Návrhová relativní vlhkost vnitřního vzduchu je stanovena dle ČSN 730540-3 jako tabulková návrhová relativní vlhkost vnitřního vzduchu pro běžné přirozeně větrné prostory 50% s bezpečnostní přírážkou 5%, zohledňující nepřesnosti použité výpočtové metody a kolísání reálných okrajových podmínek. Výsledná hodnota relativní vlhkosti je uvažována pro posouzení 55%, pro běžné bytové a občanské stavby. Návrhová hodnota relativní vlhkosti vnějšího vzduchu dle ČSN 730540-3 stanovena jako 84%. Pro posouzení stropních konstrukcí 4.NP a PP je počítáno s hodnotou návrhové relativní vlhkosti v prostorách sklepů 80% a pro půdní prostory 84%.

3.3.3. Tepelné odpory při přestupu tepla

Pro výpočet jsou uvažovány tepelné faktory při prostupu tepla na vnitřní straně R_{si} a na vnější straně R_{se} dle Tab. 3.1.

Tab. 3.1: Tepelné faktory při přestupu tepla dle ČSN 730540-3

Účel výpočtu	Konstrukce	R_{si} [$m^2.K/W$]	R_{se} [$m^2.K/W$]
Součinitel prostupu tepla	Stěna (horizontální tepelný tok)	0,13	0,04
	Strop 4.NP (tepelný tok vzhůru)	0,10	0,10
	Strop PP (tepelný tok dolů)	0,17	0,17
Povrchové teploty, tepelný faktor	Stěna (horizontální tepelný tok)	0,25	0,04
	Strop 4.NP (tepelný tok vzhůru)	0,25	0,10
	Strop PP (tepelný tok dolů)	0,25	0,17

3.4. Parametry materiálů

V Tab. 3.2 jsou uvedeny návrhové hodnoty stavebních materiálů použitých pro tepelně technické posouzení konstrukcí objektu. Parametry jednotlivých materiálů byly převzaty z katalogu materiálů ve výpočetním programu Teplo 2014 a Area 2014, tepelně technické vlastnosti heraklitu byly převzaty z ČSN 73 0540-3.

Tab. 3.2: Parametry stavebních materiálů použitých pro posouzení

Materiál	Součinitel tepelné vodivosti λ [W/m.K]	Měrná tepelná kapacita v suchém stavu c [J/kg.K]	Objemová hmotnost v suchém stavu ρ [kg/m³]	Faktor difúzního odporu μ [-]
Zdivo z plných pálených cihel CP	0,86	900	1800	9,0
Omítka vápenná	0,87	840	1600	6,0
Heraklit	0,15	1580	400	6,5
Omítka vápenocementová	0,99	790	2000	19,0
Betonová zálivka mezi prefabrikovanými panely – beton hutný	1,36	1020	2300	23,0
Železobeton pro prefabrikované fasádní panely	1,58	1020	2400	29,0
Železobeton pro prefabrikované stropní dílce	1,74	1020	2500	32,0
Železobeton pro dekorativní sloupky „U“	1,43	1020	2300	23,0
Vlasy	0,18	2510	600	157
Tesařská podlaha - dřevo měkké	0,18	2510	400	157,0
Násyp - škvárobeton	0,74	830	1500	6,0
Cementový potěr	1,23	1020	2100	17,0
Tepelná izolace Knauf Classic 039	0,039	840	150	1,0
Tepelná izolace Knauf FKDS Thermal	0,035	840	120	1,0

3.5. Požadavky ČSN 730540-2

3.5.1. Součinitel prostupu tepla

Pro každou stavební konstrukci musí být splněna podmínka $U \leq U_N$ [W/m².K], kde U je součinitel prostupu tepla konstrukce a U_N je jeho normou požadovaná hodnota ve W/(m².K).

Tab. 3.3: Požadovaný součinitel prostupu tepla U_N podle ČSN 730540-2

Popis konstrukce	Součinitel prostupu tepla U_N [W/m ² .K]	
	Požadované hodnoty	Doporučené hodnoty
	$U_{N,20}$	$U_{rec,20}$
Obvodové zdivo tl. 450 mm	0,30	0,25
Obvodové zdivo tl. 300 mm	0,30	0,25
Fasádní prefabrikované panely	0,30	0,25
Stropní konstrukce nad PP	0,60	0,40
Stropní konstrukce 4.NP	0,30	0,20
Dřevěné lodžiové stěny staré	1,70	1,20
Dřevěné lodžiové stěny nové	1,70	1,20
Výplně otvorů bytových jednotek staré	1,70	1,70
Výplně otvorů bytových jednotek nové	1,70	1,70
Výplně otvorů společných prostor staré	3,5	2,3
Výplně otvorů společných prostor nové	3,5	2,3

3.5.2. Nejnižší povrchová teplota a teplotní faktor

Tab. 3.4: Požadované hodnoty kritického teplotního faktoru vnitřního povrchu $f_{Rsi,cr}$ pro relativní vlhkost vnitřního vzduchu $\varphi_i \leq 50\%$ podle ČSN 730540-2 (pro všechny konstrukce vyjma výplní otvorů)

Návrhová teplota vnitřního vzduchu θ_{ai} [°C]	Návrhová venkovní teplota θ_e [°C]	Požadovaný kritický teplotní faktor vnitřního povrchu $f_{Rsi,cr}$ [-]
22	-13	0,759
22	5	0,802
22	-6	0,775

Pro hodnocení požadavků na vnitřní povrchovou teplotu používá norma teplotní faktor vnitřního povrchu. Konstrukce ve vnitřních vytápěných prostorech musí ve všech místech svého vnitřního povrchu splňovat podmínku $f_{Rsi} \geq f_{Rsi,N} = f_{Rsi,cr}$ [-], kde f_{Rsi} je vypočtený nejnížší teplotní faktor vnitřního povrchu konstrukce a $f_{Rsi,cr}$ je kritický teplotní faktor vnitřního povrchu.

3.5.3. Šíření vlhkosti konstrukcí

1. Kondenzace vodní páry nesmí ohrozit funkci konstrukce.
2. Roční množství kondenzátu musí být nižší než roční kapacita odparu.
3. Roční množství kondenzátu $M_{c,a}$ musí být nižší než 0,1 kg/m².rok nebo 3-6% plošné hmotnosti materiálu (nižší z hodnot).

3.5.4. Lineární činitel prostupu tepla

Pro každou tepelnou vazbu mezi konstrukcemi musí být splněna podmínka $\Psi \leq \Psi_N$ [W/m.K], kde Ψ je vypočtený lineární činitel prostupu tepla tepelné vazby mezi konstrukcemi a Ψ_N je jeho normou požadovaná hodnota ve W/(m.K). Pro styk vnější stěny a další konstrukce s výjimkou výplně otvoru je podle ČSN 730540-2 požadovaná hodnota lineárního činitele prostupu tepla $\Psi_N = 0,20$ W/(m.K) a doporučená hodnota $\Psi_{rec} = 0,10$ W/(m.K).

3.6. Výpočet tepelně technických parametrů rozhodujících stavebních konstrukcí

3.6.1. Obvodové stěny ze zdiva tloušťky 450 mm

Hodnocená konstrukce (skladba od interiéru):

- Vápenná omítka tl. 20 mm
- Zdivo z cihel plných pálených tl. 450 mm
- Vápenocementová omítka tl. 20 mm

Výpočet tepelně technických parametrů skladby stavební konstrukce a její komplexní posouzení z hlediska šíření tepla a vodní páry bylo provedeno pomocí výpočetního software Teplo 2014. Výsledky jsou uvedeny v Tab. 3.5.

Tab. 3.5: Tepelně technické posouzení obvodové stěny ze zdiva tl. 450 mm

1	Součinitel prostupu tepla U [$\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}$]	1,358	Požadavek není splněn
	Požadovaný součinitel prostupu tepla U_N [$\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}$]	0,30	
2	Zkondenzované množství vodní páry za rok $M_{c,a}$ [$\text{kg}/\text{m}^2\cdot\text{a}$]	0,0315	Požadavek je splněn
	Vypařitelné množství vodní páry za rok $M_{ev,a}$ [$\text{kg}/\text{m}^2\cdot\text{a}$]	2,2984	
	Ke kondenzaci dochází při venkovní teplotě nižší než -5°C		
3	Teplotní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,708	Požadavek není splněn
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,759	

3.6.2. Obvodové stěny ze zdiva tloušťky 300 mm

Hodnocená konstrukce (skladba od interiéru):

- Vápenná omítka tl. 20 mm
- Zdivo z cihel plných pálených tl. 300 mm
- Heraklit tl. 50 mm
- Vápenocementová omítka tl. 20 mm

Výpočet tepelně technických parametrů skladby stavební konstrukce a její komplexní posouzení z hlediska šíření tepla a vodní páry bylo provedeno pomocí výpočetního software Teplo 2014. Výsledky jsou uvedeny v Tab. 3.6.

Tab. 3.6: Tepelně technické posouzení obvodové stěny ze zdiva tl. 300 mm

1	Součinitel prostupu tepla U [$\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}$]	0,992	Požadavek není splněn
	Požadovaný součinitel prostupu tepla U_N [$\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}$]	0,30	
2	Zkondenzované množství vodní páry za rok $M_{c,a}$ [$\text{kg}/\text{m}^2\cdot\text{a}$]	-	Požadavek je splněn
	Vypařitelné množství vodní páry za rok $M_{ev,a}$ [$\text{kg}/\text{m}^2\cdot\text{a}$]	-	
	Při venkovní návrhové teplotě nedochází v konstrukci ke kondenzaci vodní páry.		
3	Teplotní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,778	Požadavek není splněn
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,759	

3.6.3. Fasádní prefabrikované panely

Posouzení prefabrikovaných obvodových panelů vychází ze skladby podle Obr. 2.19, na kterém je vyobrazen vodorovný řez konstrukcí.

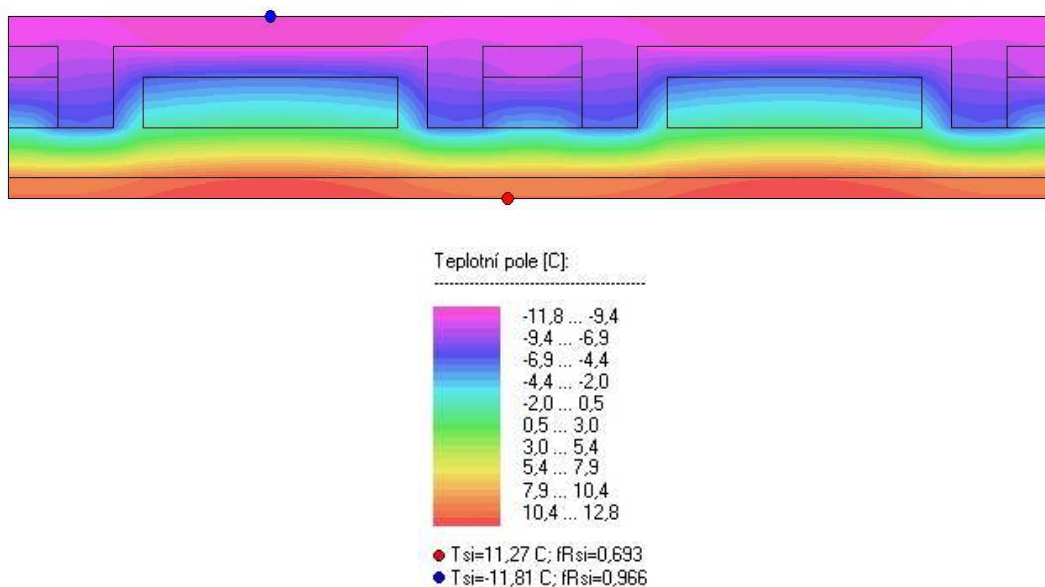
Tab. 3.7: Tepelně technické posouzení obvodového prefabrikovaného panelu

1	Součinitel prostupu tepla U [$\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$]	1,324	Požadavek
	Požadovaný součinitel prostupu tepla U_N [$\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$]	0,30	není splněn
2	Minimální požadovaná teplota vnitřního povrchu ve všech místech konstrukce [$^{\circ}\text{C}$]	13,55	Požadavek
	Minimální vnitřní povrchová teplota konstrukce [$^{\circ}\text{C}$]	11,27	není splněn
3	Teplotní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,693	Požadavek
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,759	není splněn

Výpočet tepelně technických parametrů skladby stavební konstrukce a její komplexní posouzení z hlediska šíření tepla bylo provedeno pomocí výpočetního software Area 2014. Výsledky jsou uvedeny v Tab. 3.7. Bylo vymodelováno dvourozměrné teplotní pole charakteristického výseku konstrukce (dvou obvodových panelů skladebné šířky 525 mm) a vypočtena tepelná propustnost L [$\text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})$] výsekem konstrukce. Součinitel prostupu tepla byl pak vyjádřen pomocí vztahu:

$$U = \frac{1}{b} \cdot \frac{\Phi}{\theta_i - \theta_e} = \frac{L}{b} = \frac{1,39044}{1,05} = 1,324 \text{ W}/\text{m}^2 \cdot \text{K},$$

kde b je šířka hodnoceného výseku v m, Φ je vypočtená hustota tepelného toku ve W/m a θ_i a θ_e jsou návrhové vnitřní a venkovní teploty ve $^{\circ}\text{C}$. Na Obr. 3.1 je znázorněno rozložení teplotních polí v sendvičovém dílci a s vyznačením minimální povrchové teploty na vnitřním povrchu v interiéru $11,27^{\circ}\text{C}$.



Obr. 3.1: Grafický výstup z Area 2014 – Rozložení teplotních polí ve fasádním sendvičovém obvodovém dílci (červený bod – vnitřní povrch, modrý bod – vnější povrch konstrukce)

3.6.4. Stropní konstrukce nad podzemním podlažím

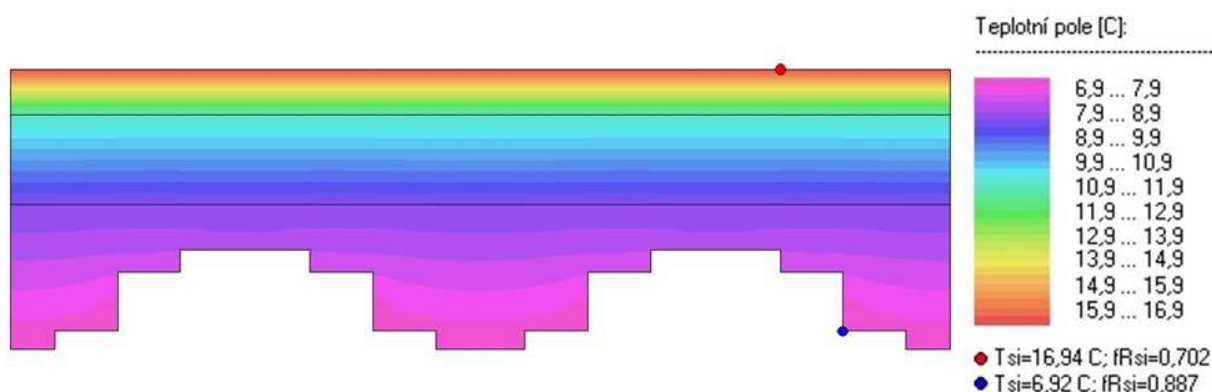
Hodnocená konstrukce (skladba od interiéru):

- Vlýsky tl. 15 mm
- Tesařská podlaha tl. 25 mm
- Násyp – škvárobeton tl. 100 mm
- Železobetonová stropní deska z prefabrikovaných vlnitých panelů tl. 50-160 mm

Výpočet tepelně technických parametrů skladby stavební konstrukce a její komplexní posouzení z hlediska šíření tepla bylo provedeno pomocí výpočetního software Area 2014. Výsledky jsou uvedeny v Tab. 3.8. Bylo vymodelováno dvourozměrné teplotní pole charakteristického výseku konstrukce (dvou stropnic o skladebné šířce 525 mm) a součinitel prostupu tepla opět dopočítán pomocí vypočtené tepelné propustnosti $L = 1,381 \text{ W/(m.K)}$. Vlnkový průřez stropnic je pro vymodelování v software pro zjednodušení uvažován jako soustava obdélníků. Na Obr. 3.2 je znázorněno rozložení teplotních polí ve stropní konstrukci s vyznačením minimální vnitřní povrchové teploty na povrchu podlahy 1.NP $16,94 \text{ }^\circ\text{C}$.

Tab. 3.8: Tepelně technické posouzení stropní konstrukce nad podzemním podlažím

1	Součinitel prostupu tepla $U \text{ [W/m}^2\text{.K]}$	1,315	Požadavek
	Požadovaný součinitel prostupu tepla $U_N \text{ [W/m}^2\text{.K]}$	0,60	není splněn
2	Minimální požadovaná teplota vnitřního povrchu ve všech místech konstrukce $[\text{ }^\circ\text{C}]$	18,64	Požadavek
	Minimální vypočtená povrchová teplota konstrukce $[\text{ }^\circ\text{C}]$	16,94	není splněn
3	Teplotní faktor v návrhových podmínkách $f_{Rsi} [-]$	0,702	Požadavek
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N} [-]$	0,802	není splněn



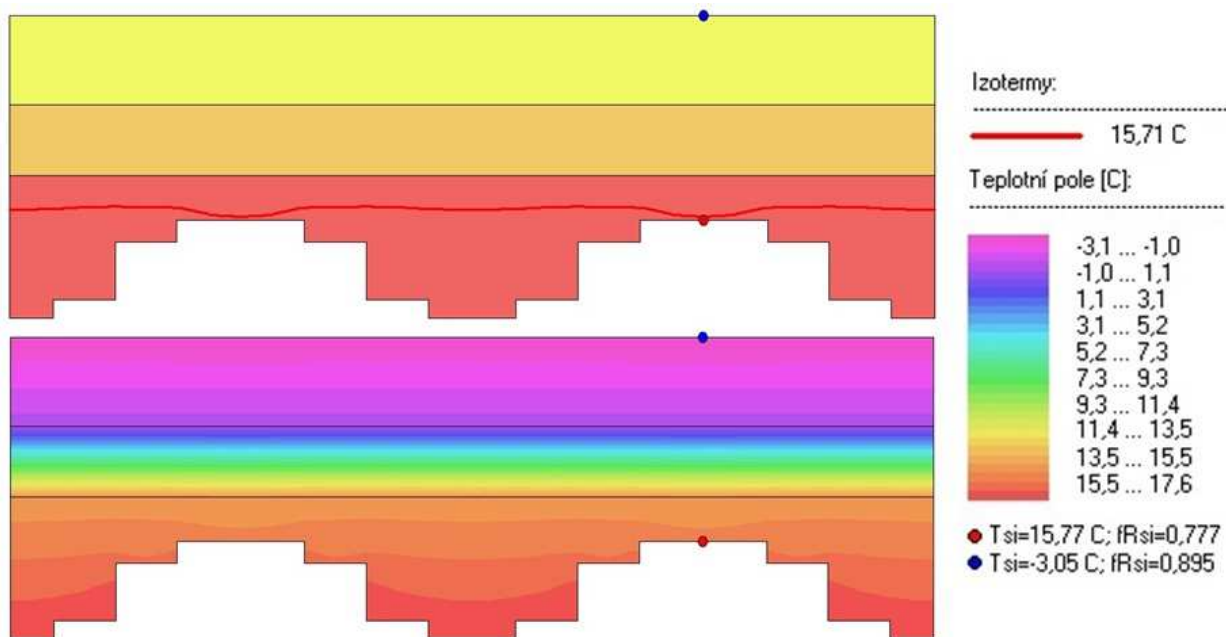
Obr. 3.2: Grafický výstup z Area 2014 - Rozložení teplotních polí ve stropní konstrukci (červený bod – vnitřní povrch podlahy 1.NP, modrý bod – vnější povrch konstrukce strop PP)

3.6.5. Stropní konstrukce 4.NP

Hodnocená konstrukce (skladba od interiéru):

- Železobetonová stropní deska z prefabrikovaných vlnitých panelů tl. 50-160 mm
- Heraklit tl. 80 mm
- Cementový potěr tl. 100 mm

Výpočet tepelně technických parametrů skladby stavební konstrukce a její komplexní posouzení z hlediska šíření tepla bylo provedeno pomocí výpočetního software Area 2014. Výsledky jsou uvedeny v Tab. 3.9. Bylo vymodelováno dvourozměrné teplotní pole charakteristického výseku konstrukce (dvou stropnic o skladebné šířce 525 mm) a součinitel prostupu tepla opět dopočítán pomocí vypočtené tepelné propustnosti $L = 1,249 \text{ W/(m.K)}$. Vlnkový průřez stropnic je pro vymodelování v software pro zjednodušení uvažován jako soustava obdélníků. Na Obr. 3.3 je v horní části červeně znázorněn průběh izotermy minimální požadované teploty vnitřního povrchu a v dolní části rozložení teplotních polí ve stropní konstrukci s vyznačením minimální povrchové teploty $15,77^\circ\text{C}$ na povrchu podhledu stropu 4.NP.



Obr. 3.3: Grafický výstup z Area 2014 – Průběh izotermy minimální požadované teploty vnitřního povrchu $15,71^\circ\text{C}$ a rozložení teplotních polí ve stropní konstrukci (červený bod – vnitřní povrch strop 4.NP, modrý bod – vnější povrch konstrukce podlaha půdního prostoru)

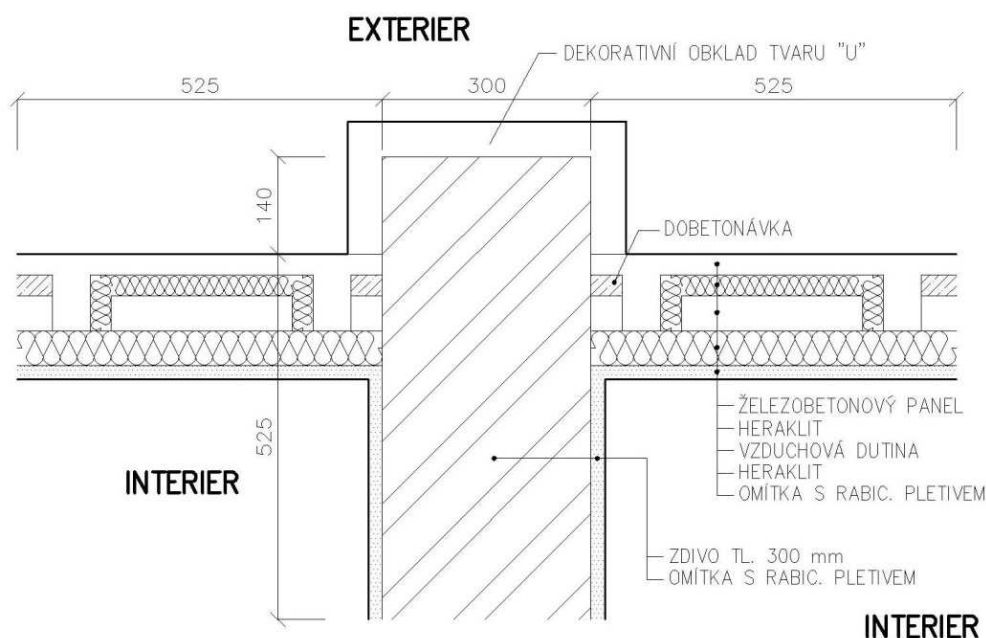
Tab. 3.9: Tepelně technické posouzení stropní konstrukce 4.NP

1	Součinitel prostupu tepla U [$\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$]	1,189	Požadavek není splněn
	Požadovaný součinitel prostupu tepla U_N [$\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$]	0,30	
2	Minimální požadovaná teplota vnitřního povrchu ve všech místech konstrukce [$^{\circ}\text{C}$]	15,71	Požadavek je splněn
	Minimální vypočtená povrchová teplota konstrukce [$^{\circ}\text{C}$]	15,77	
3	Teplotní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,777	Požadavek je splněn
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,775	

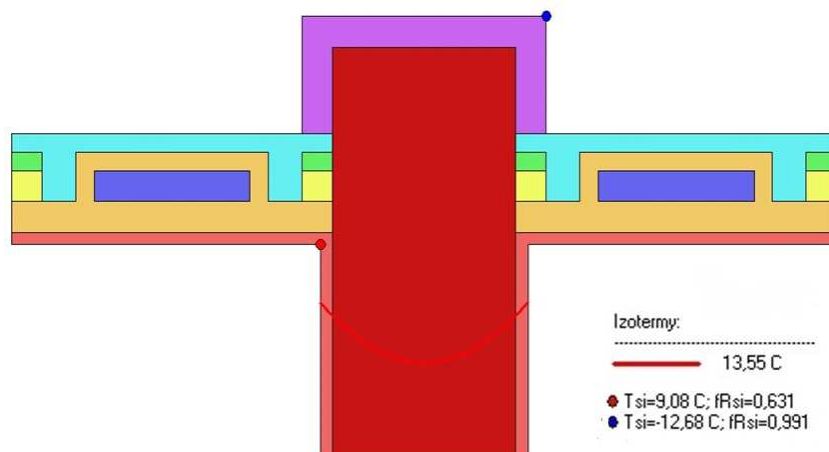
3.7. Hodnocení tepelných mostů rozhodujících konstrukčních detailů

3.7.1. Styk příčné zděné nosné stěny se dvěma fasádními panely

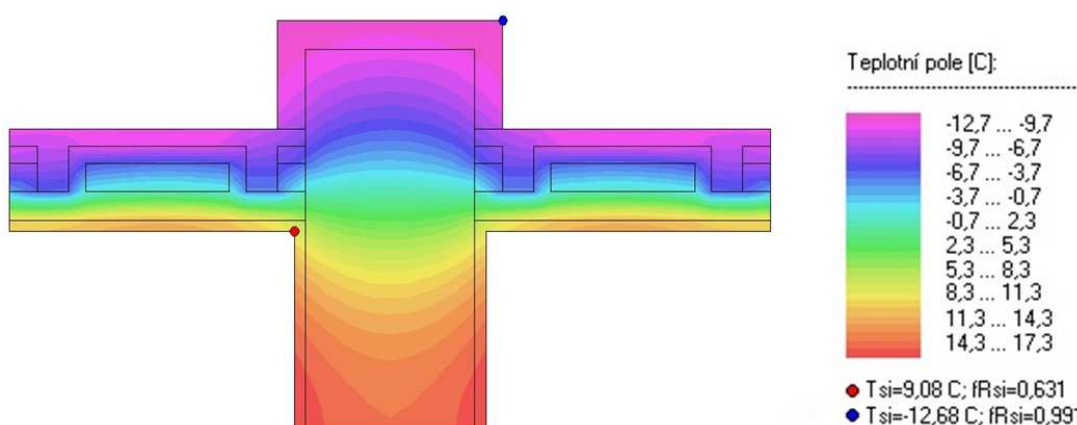
Posuzovaný detail je znázorněn na Obr. 3.4. Výpočet tepelně technických parametrů detailu a jeho posouzení z hlediska šíření tepla bylo provedeno vmodelováním dvourozměrného teplotního pole charakteristického výseku pomocí výpočetního software Area 2014. Výsledky jsou uvedeny v Tab. 3.10. Na Obr. 3.5 a Obr. 3.6 jsou dále vyobrazeny grafické výstupy programu.



Obr. 3.4: Detail styku příčné nosné zděné stěny se 2 fasádními panely – vodorovný řez konstrukcí



Obr. 3.5: Grafický výstup z Area 2014 - Průběh izotermie minimální požadované teploty vnitřního povrchu 13,55 °C (červený bod – vnitřní povrch, modrý bod – vnější povrch)



Obr. 3.6: Grafický výstup z Area 2014 – Rozložení teplotních polí v konstrukci (červený bod – vnitřní povrch, modrý bod – vnější povrch)

Tab. 3.10: Tepelně technické posouzení detailu styku příčné zděné stěny s fasádními panely

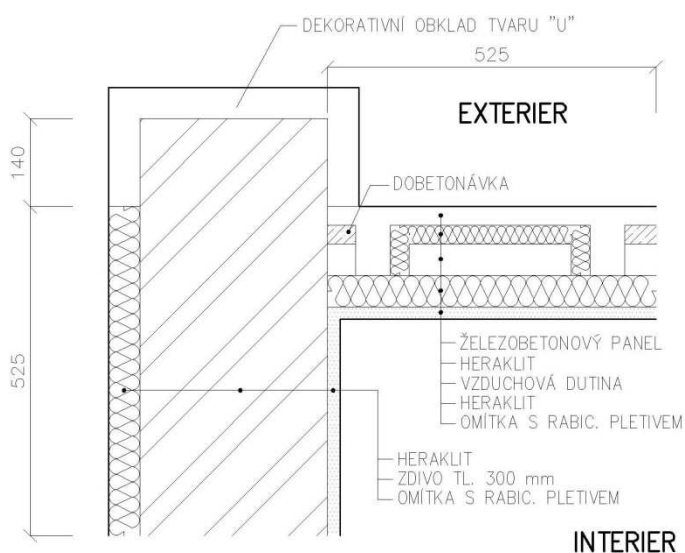
1	Minimální požadovaná teplota vnitřního povrchu ve všech místech konstrukce [°C]	13,55	Požadavek není splněn
	Minimální vypočtená povrchová teplota konstrukce [°C]	9,08	
2	Teplotní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,631	Požadavek není splněn
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,759	
3	Tepelná propustnost L [W/m.K]	2,002	Požadavek není splněn
	Vypočtený lineární činitel prostupu tepla Ψ [W/m.K]	0,23	
	Normou požadovaná hodnota lineárního činitele prostupu tepla Ψ_N [W/m.K]	0,20	

3.7.2. Styk zděné nosné boční lodžiové stěny s fasádním panelem

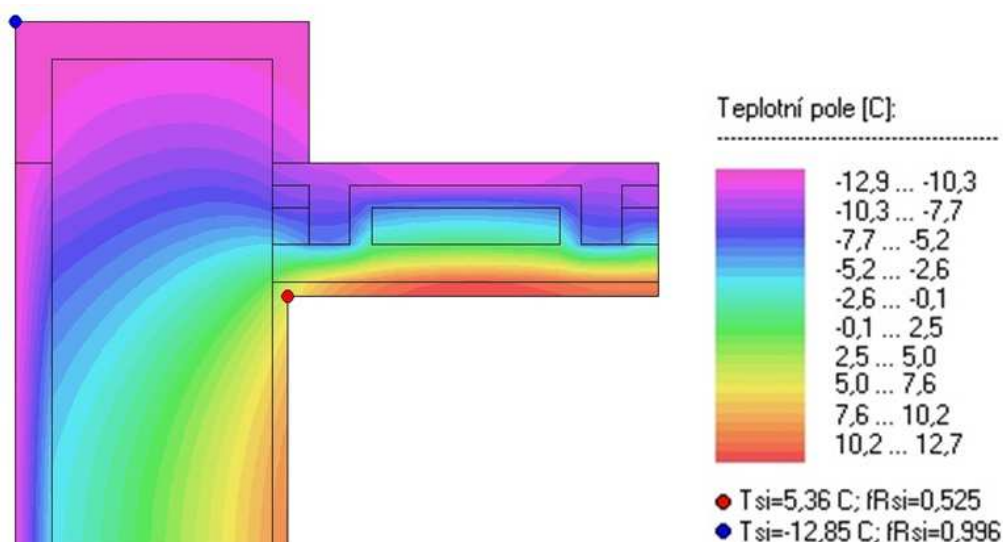
Posuzovaný detail je znázorněn na Obr. 3.7. Výpočet tepelně technických parametrů detailu a jeho posouzení z hlediska šíření tepla bylo provedeno vmodelováním dvourozměrného teplotního pole charakteristického výseku pomocí výpočetního software Area 2014. Výsledky jsou uvedeny v Tab. 3.11. Na Obr. 3.8 je vyobrazeno rozložení teplotních polí v konstrukci a červený bod znázorňuje minimální teplotu na povrchu konstrukce v interiéru 5,36°C. Průběh izotermy minimální požadované teploty 13,55°C zde není uveden, jelikož všechny místa povrchu interiéru mají nižší teplotu, než je tato minimální povolená hodnota.

Tab. 3.11: Tepelně technické posouzení detailu styku boční lodžiové zděné stěny s fasádním panelem

1	Minimální požadovaná teplota vnitřního povrchu ve všech místech konstrukce [°C]	13,55	Požadavek není splněn
	Minimální vypočtená povrchová teplota konstrukce [°C]	5,36	
2	Teplotní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,525	Požadavek není splněn
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,759	
3	Tepelná propustnost L [W/m.K]	1,355	Požadavek je splněn
	Vypočtený lineární činitel prostupu tepla Ψ [W/m.K]	0,183	
	Normou požadovaná hodnota lineárního činitele prostupu tepla Ψ_N [W/m.K]	0,20	



Obr. 3.7: Detail styku zděné nosné boční lodžiové stěny s fasádním panelem – vodorovný řez konstrukcí



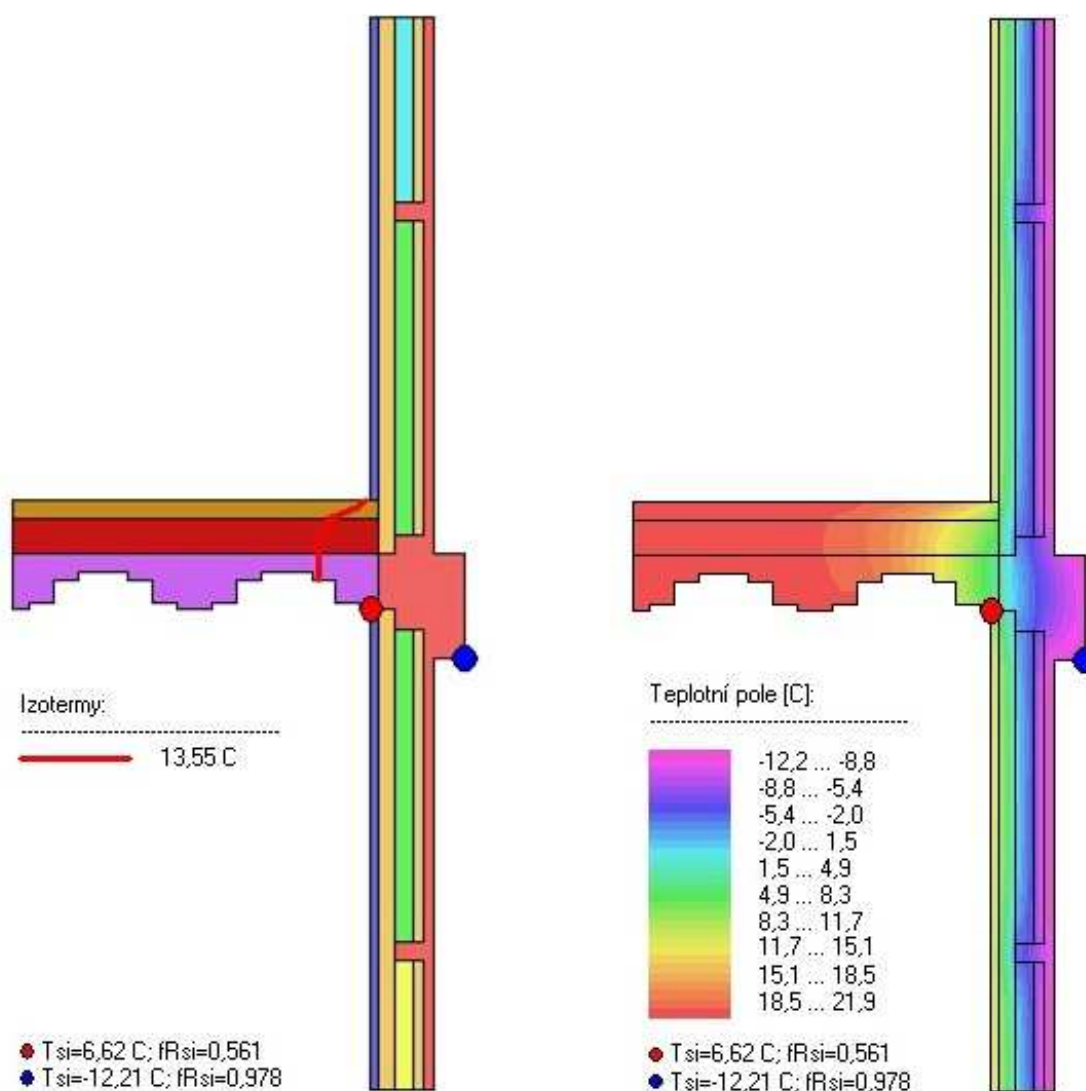
Obr. 3.8: Grafický výstup z Area 2014 - Rozložení teplotních polí v konstrukci (červený bod – vnitřní povrch, modrý bod – vnější povrch)

3.7.3. Styk železobetonového obvodového věnce se dvěma panely a stropní konstrukcí

Posuzovaný detail vychází z geometrických parametrů a skladeb z Obr. 2.20, jedná se tedy o svislý řez železobetonovým obvodovým věncem vyčnívajícím před líc fasády a jeho návaznost na stropní konstrukci a obvodové fasádní panely. Výpočet tepelně technických parametrů detailu a jeho posouzení z hlediska šíření tepla bylo provedeno vymodelováním dvourozměrného teplotního pole charakteristického výseku pomocí výpočetního software Area 2014. Výsledky jsou uvedeny v Tab. 3.12. Na Obr. 3.9 je dále vyobrazen grafický výstup z programu.

Tab. 3.12: Tepelně technické posouzení detailu styku železobetonového věnce se stropní konstrukcí a fasádními panely

1	Minimální požadovaná teplota vnitřního povrchu ve všech místech konstrukce [°C]	13,55	Požadavek není splněn
	Minimální vypočtená povrchová teplota konstrukce [°C]	6,62	
2	Teplotní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,561	Požadavek není splněn
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,759	
3	Tepelná propustnost L [W/m.K]	4,035	Požadavek není splněn
	Vypočtený lineární činitel prostupu tepla Ψ [W/m.K]	0,588	
	Normou požadovaná hodnota lineárního činitele prostupu tepla Ψ_N [W/m.K]	0,20	



Obr. 3.9: Grafický výstup z Area 2014 – Průběh izotermie minimální požadované teploty vnitřního povrchu 13,55 °C a rozložení teplotních polí v konstrukci (červený bod – interiér, modrý bod – exteriér)

3.8. Návrh tloušťek tepelných izolací

Posouzení jednotlivých konstrukcí opatřených obkladem tepelného izolantu je řešeno stejnými výpočetními metodami a postupy jako konstrukce stávající popsané v kapitole 3.6 a 3.7.

3.8.1. Obvodové zdivo tloušťky 450 mm

Hodnocená konstrukce (skladba od interiéru):

- Vápenná omítka tl. 20 mm
- Zdivo z cihel plných pálených tl. 450 mm
- Tepelná izolace z minerální vaty Knauf FKD S tl. 100 mm

Tab. 3.13: Tepelně technické posouzení zděné stěny tl. 450 mm opatřené tepelným izolantem

1	Součinitel prostupu tepla U [$\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}$]	0,28	Požadavek je splněn
	Požadovaný součinitel prostupu tepla U_N [$\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}$]	0,30	
2	Zkondenzované množství vodní páry za rok $M_{c,a}$ [$\text{kg}/\text{m}^2\cdot\text{a}$]	-	Požadavek je splněn
	Vypařitelné množství vodní páry za rok $M_{ev,a}$ [$\text{kg}/\text{m}^2\cdot\text{a}$]	-	
	Při venkovní návrhové teplotě nedochází v konstrukci ke kondenzaci vodní páry.		
3	Teplotní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,932	Požadavek je splněn
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,759	

3.8.2. Obvodové zdivo tloušťky 300 mm

Hodnocená konstrukce (skladba od interiéru):

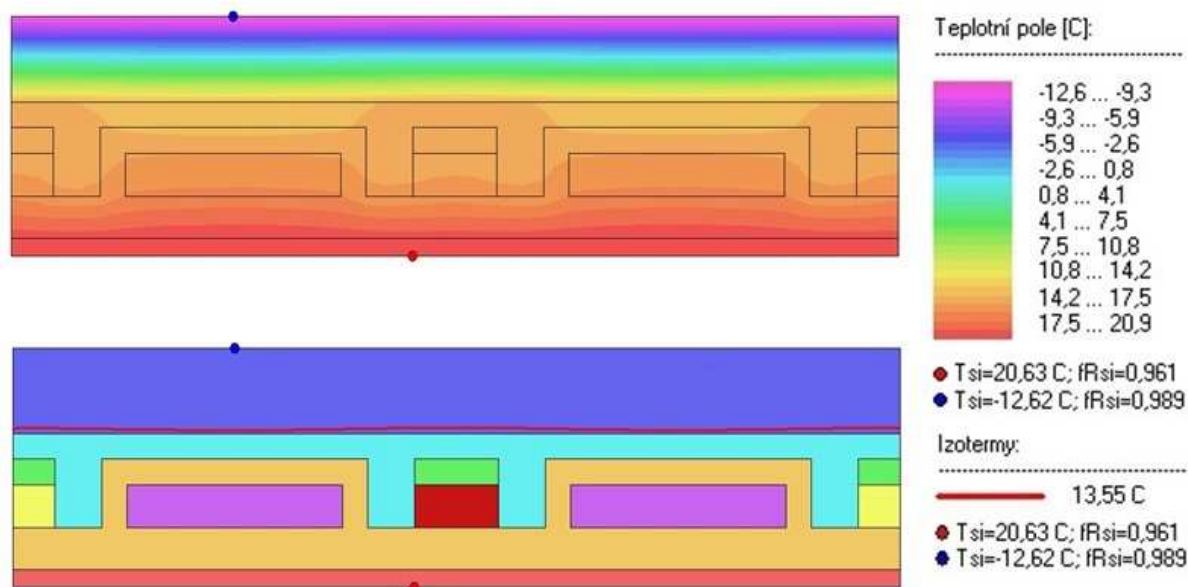
- Vápenná omítka tl. 20 mm
- Zdivo z cihel plných pálených tl. 300 mm
- Heraklit tl. 50 mm
- Tepelná izolace z minerální vaty Knauf FKD S tl. 100 mm

Tab. 3.14: Tepelně technické posouzení zděné stěny tl. 300 mm opatřené tepelným izolantem

1	Součinitel prostupu tepla U [$\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}$]	0,268	Požadavek je splněn
	Požadovaný součinitel prostupu tepla U_N [$\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}$]	0,30	
2	Zkondenzované množství vodní páry za rok $M_{c,a}$ [$\text{kg}/\text{m}^2\cdot\text{a}$]	-	Požadavek je splněn
	Vypařitelné množství vodní páry za rok $M_{ev,a}$ [$\text{kg}/\text{m}^2\cdot\text{a}$]	-	
	Při venkovní návrhové teplotě nedochází v konstrukci ke kondenzaci vodní páry.		
3	Teplotní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,935	Požadavek je splněn
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,759	

3.8.3. Fasádní prefabrikované panely

Posouzení fasádního sendvičového panelu vychází ze souvrství dle Obr. 2.19, opatřeného navíc tepelnou izolací z minerální vaty Knauf FKD S tl. 100 mm.



Obr. 3.10: Grafický výstup z Area 2014 – Rozložení teplotních polí ve fasádním panelu s vyznačením minimální vypočtené povrchové teploty 20,63°C v interiéru a vykreslení průběhu izotermy minimální požadované teploty vnitřního povrchu 13,55 °C (červený bod – interiér, modrý bod – exteriér)

Tab. 3.15: Tepelně technické posouzení fasádního panelu opatřeného tepelnou izolací

1	Tepelná propustnost L [W/m.K]	0,291	Požadavek je splněn
	Součinitel prostupu tepla U [W/m ² .K]	0,277	
	Požadovaný součinitel prostupu tepla U_N [W/m ² .K]	0,30	
2	Minimální požadovaná teplota vnitřního povrchu ve všech místech konstrukce [°C]	13,55	Požadavek je splněn
	Minimální vypočtená povrchová teplota konstrukce [°C]	20,63	
3	Teplovní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,961	Požadavek je splněn
	Maximální možný požadovaný teplovní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,759	

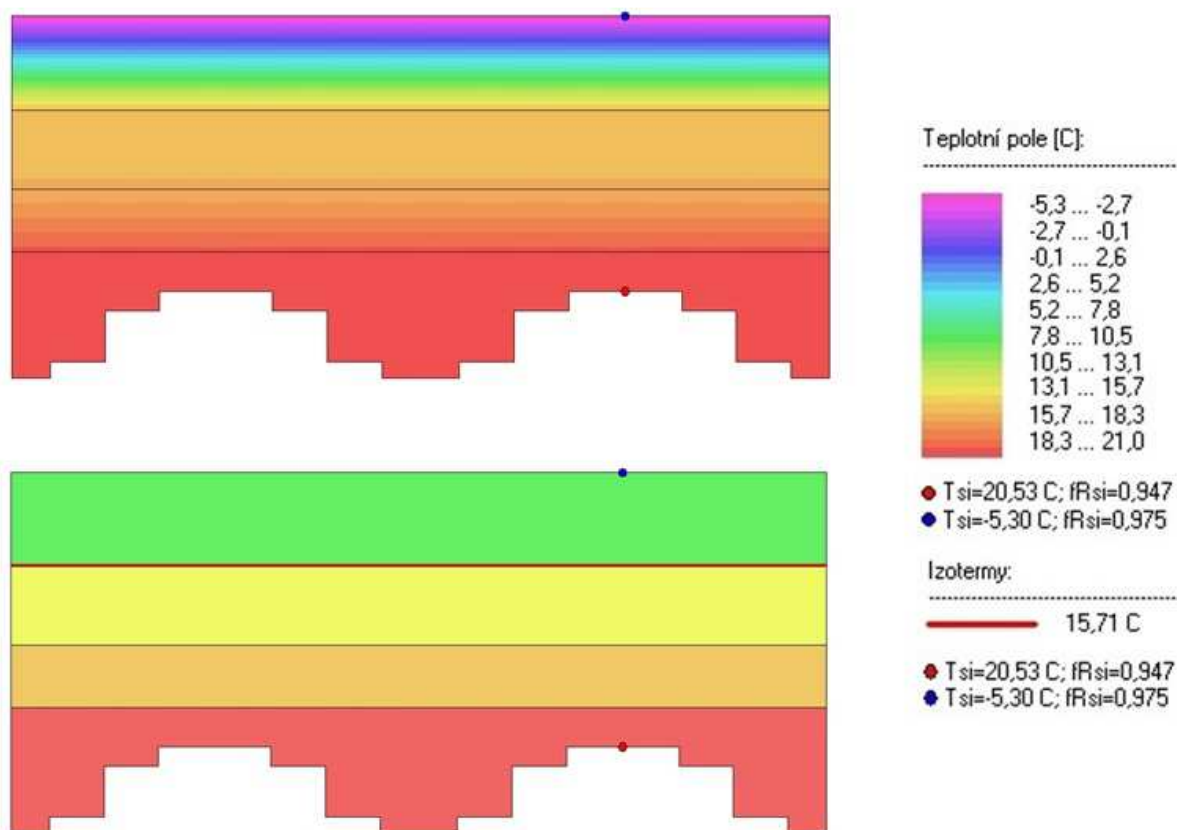
3.8.4. Stropní konstrukce 4.NP

Hodnocená konstrukce (skladba od interiéru):

- Železobetonová stropní deska z prefabrikovaných vlnitých panelů tl. 50-160 mm
- Heraklit tl. 80 mm
- Cementový potěr tl. 100 mm
- Tepelná izolace z minerální vaty Knauf Classic 039 tl. 120 mm

Tab. 3.16: Teplně technické posouzení stropní konstrukce 4.NP opatřené tepelnou izolací

1	Tepelná propustnost L [W/m.K]	0,268	Požadavek je splněn
	Součinitel prostupu tepla U [W/m ² .K]	0,255	
	Požadovaný součinitel prostupu tepla U_N [W/m ² .K]	0,30	
2	Minimální požadovaná teplota vnitřního povrchu ve všech místech konstrukce [°C]	15,71	Požadavek je splněn
	Minimální vypočtená povrchová teplota konstrukce [°C]	20,53	
3	Teplotní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,947	Požadavek je splněn
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,775	



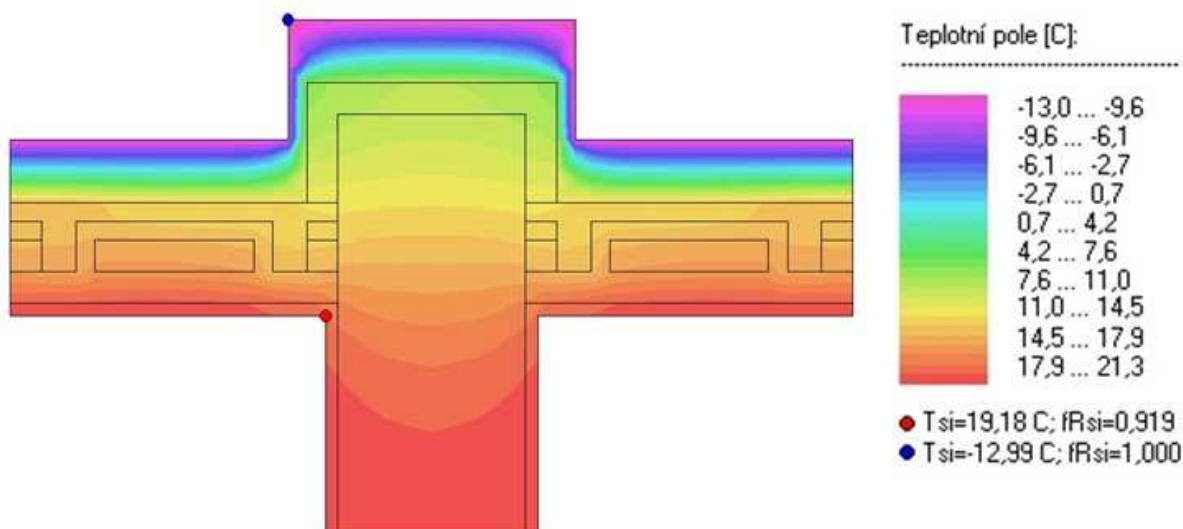
Obr. 3.11: Grafický výstup z Area 2014 – Rozložení teplotních polí ve stropní konstrukci s vyznačením minimální vypočtené povrchové teploty 20,53°C na pohledu 4.NP a vykreslení průběhu izotermy minimální požadované teploty vnitřního povrchu 15,71 °C (červený bod – interiér, modrý bod – exteriér)

3.9. Hodnocení tepelných mostů rozhodujících detailů zateplených konstrukcí

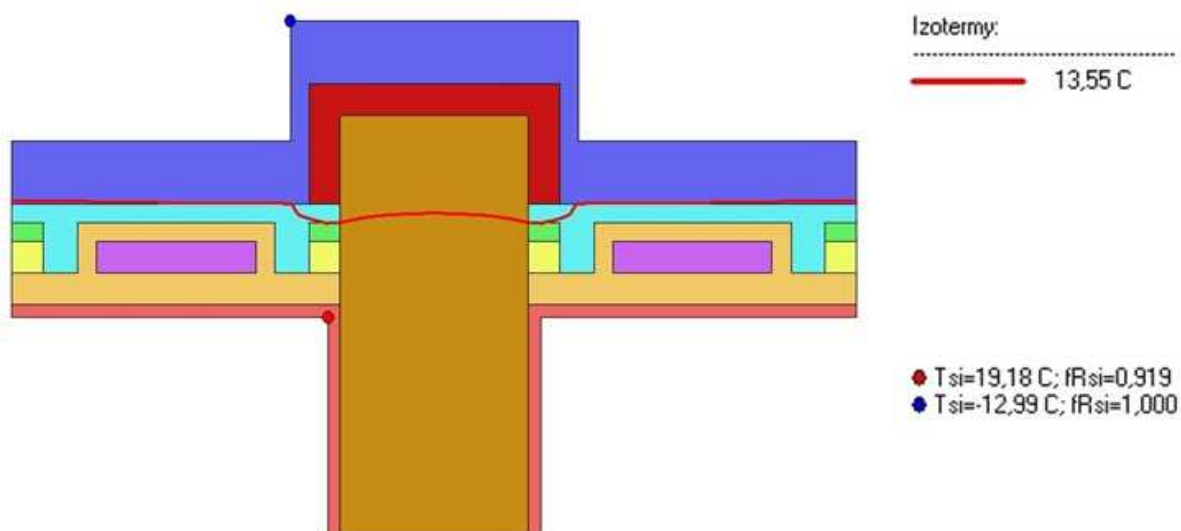
3.9.1. Styk příčné zděné nosné stěny se dvěma fasádními panely

Tab. 3.17: Tepelně technické posouzení detailu styku příčné nosné stěny a dvou fasádních panelů, opatřeného tepelnou izolací

1	Minimální požadovaná teplota vnitřního povrchu ve všech místech konstrukce [°C]	13,55	Požadavek je splněn
	Minimální vypočtená povrchová teplota konstrukce [°C]	9,08	
2	Teplotní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,631	Požadavek je splněn
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,759	
3	Tepelná propustnost L [W/m.K]	0,536	Požadavek je splněn
	Vypočtený lineární činitel prostupu tepla Ψ [W/m.K]	0,162	
	Normou požadovaná hodnota lineárního činitele prostupu tepla Ψ_N [W/m.K]	0,20	



Obr. 3.12: Grafický výstup z Area 2014 – Rozložení teplotních polí v konstrukci s vyznačením minimální vypočtené povrchové teploty v interiéru 19,18 °C (červený bod – interiéru, modrý bod – exteriéru)

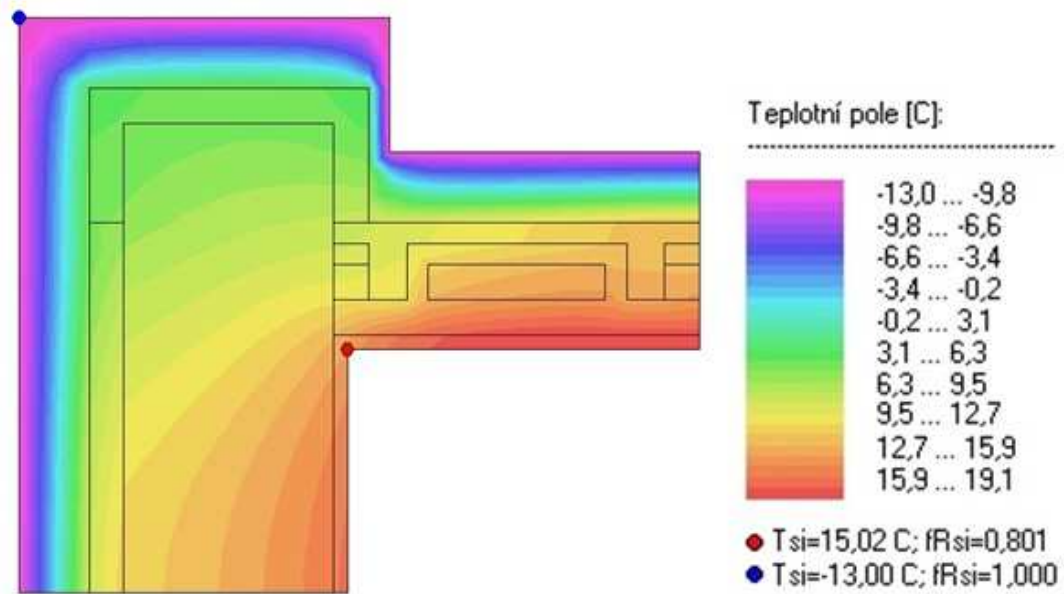


Obr. 3.13: Grafický výstup z Area 2014 – Vykreslení průběhu izotermy v konstrukci minimální požadované hodnoty teploty vnitřního povrchu 13,55 °C (červený bod – interiér, modrý bod – exteriér)

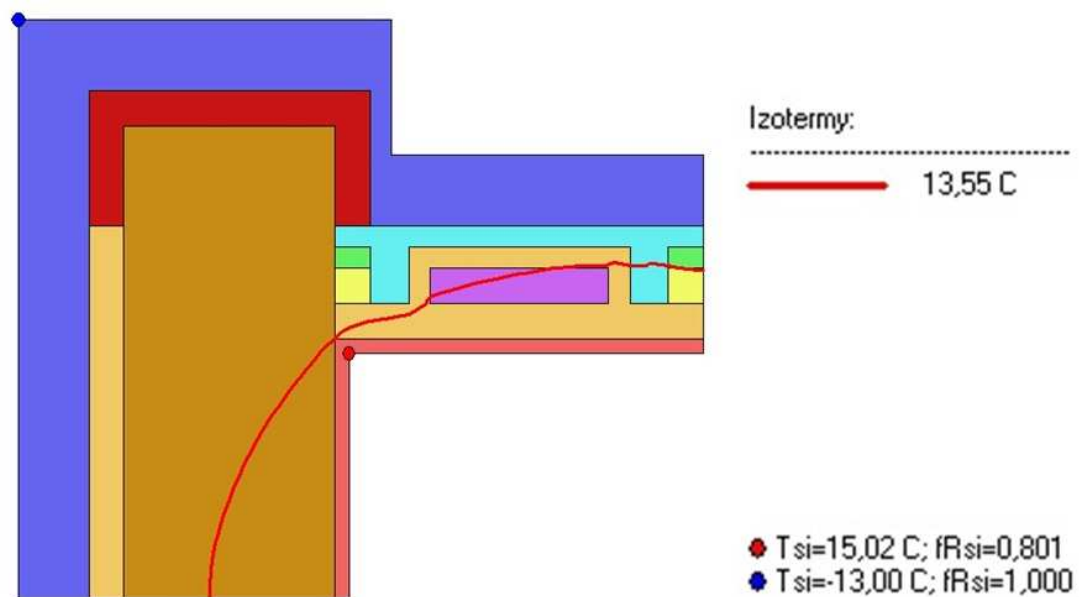
3.9.2. Styk zděné nosné boční lodžiové stěny s fasádním panelem

Tab. 3.18: Tepelně technické posouzení detailu styku boční lodžiové stěny s fasádním panelem, opatřeného tepelnou izolací

1	Minimální požadovaná teplota vnitřního povrchu ve všech místech konstrukce [°C]	13,55	Požadavek je splněn
	Minimální vypočtená povrchová teplota konstrukce [°C]	15,02	
2	Teplovní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,801	Požadavek je splněn
	Maximální možný požadovaný teplovní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,759	
3	Tepelná propustnost L [W/m.K]	0,451	Požadavek je splněn
	Vypočtený lineární činitel prostupu tepla Ψ [W/m.K]	0,164	
	Normou požadovaná hodnota lineárního činitele prostupu tepla Ψ_N [W/m.K]	0,20	



Obr. 3.14: Grafický výstup z Area 2014 – Rozložení teplotních polí v konstrukci s vyznačením minimální vypočtené povrchové teploty v interiéru 15,02 °C (červený bod – interiér, modrý bod – exteriér)

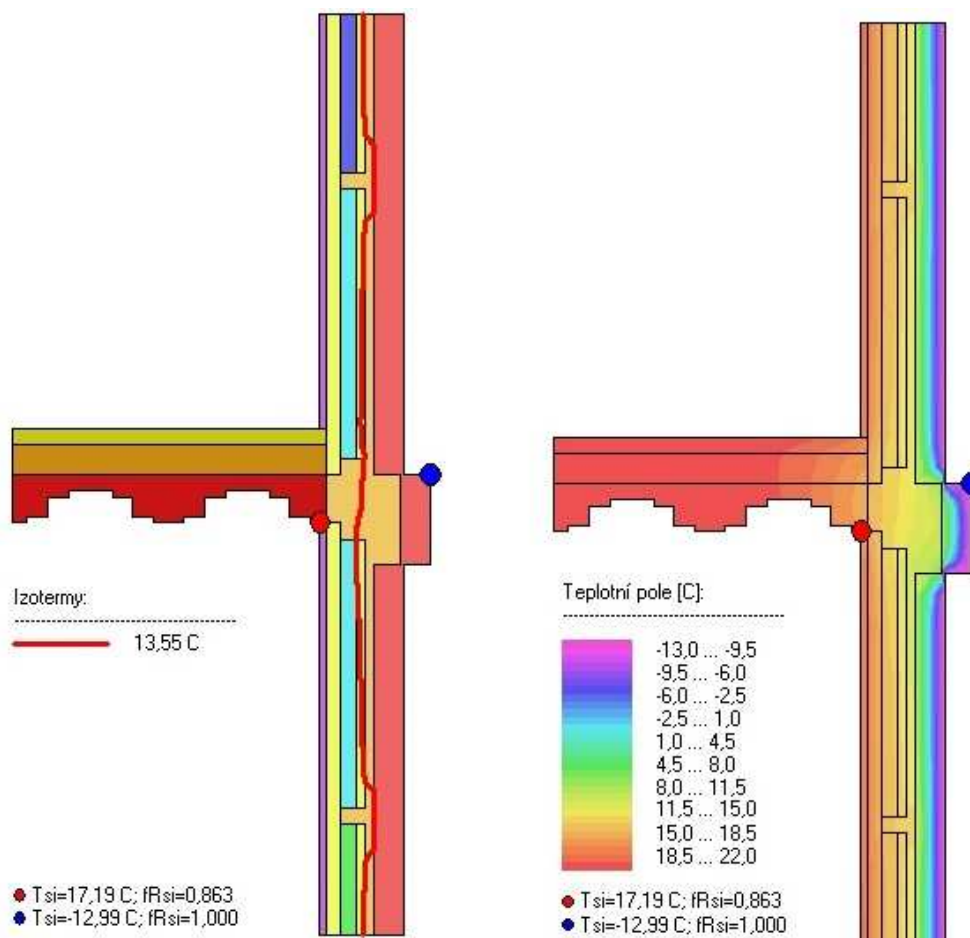


Obr. 3.15: Grafický výstup z Area 2014 – Vykreslení průběhu izotermy v konstrukci minimální požadované hodnoty teploty vnitřního povrchu 13,55 °C (červený bod – interiér, modrý bod – exteriér)

3.9.3. Styk železobetonového obvodového věnce se dvěma panely a stropní konstrukcí

Tab. 3.19: Tepelně technické posouzení detailu styku železobetonového věnce s fasádními panely a stropní konstrukcí, opatřeného tepelnou izolací

1	Minimální požadovaná teplota vnitřního povrchu ve všech místech konstrukce [°C]	13,55	Požadavek je splněn
	Minimální vypočtená povrchová teplota konstrukce [°C]	17,19	
2	Teplotní faktor v návrhových podmínkách f_{Rsi} [-]	0,863	Požadavek je splněn
	Maximální možný požadovaný teplotní faktor $f_{Rsi,N}$ [-]	0,759	
3	Tepelná propustnost L [W/m.K]	1,013	Požadavek je splněn
	Vypočtený lineární činitel prostupu tepla Ψ [W/m.K]	0,168	
	Normou požadovaná hodnota lineárního činitele prostupu tepla Ψ_N [W/m.K]	0,20	



Obr. 3.16: Grafický výstup z Area 2014 – Průběh izotermy minimální požadované teploty vnitřního povrchu 13,55 °C a rozložení teplotních polí v konstrukci (červený bod – interiér, modrý bod – exteriér)

Kapitola 4

Statické posouzení svislých a vodorovných nosných konstrukcí objektu

4.1. Cíl posouzení

V dnešní době se rekonstrukce bytových jednotek panelových nebo bytových domů stává čím dál častějším jevem. Lidé si přejí zmodernizovat své bydlení, což s sebou často přináší i změnu dispozičního řešení, tedy přemístění či přistavění dělicích příček a tím i změnu působícího zatížení na stropní konstrukce. Ani v řešeném objektu bytového domu na sídlišti Solidarita tomu není jinak a bylo zaznamenáno, že zde v minulosti již rekonstrukce vybraných bytů proběhla. Před započítáním těchto prací je však nutné stanovit statickým výpočtem reálné rezervy stávající stropní konstrukce a následně uvážit přesné umístění těchto dělicích příček v závislosti na únosnosti stropních panelů. V případě uskutečnění jakýchkoliv stavebních úprav, které znamenají změnu zatížení od vodorovných nosných konstrukcí je však také zapotřebí posoudit reálné rezervy svislých nosných konstrukcí dle současných platných norem, do kterých se působící zatížení přenáší.

4.2. Podklady pro výpočet a výpočetní postupy

Jednotlivé železobetonové stropní panely vlnkovitého tvaru, popsané v podkapitole 2.2.2 a vyztužené dle Obr. 2.64, byly navrženy jako prosté nosníky kloubově uložené na obou koncích na osu svislých nosných konstrukcí. Vzhledem k tomu, že v drážkách vytvořených mezi podélnými styčnými plochami jednotlivých stropnic není provedeno vůbec žádné armování ocelovou výztuží a praskliny vzniklé mezi těmito stropními panely svědčí o jejich vzájemném nedokonalém spolupůsobení, nelze tyto styky označit jako staticky účinné. Konstrukci není možné považovat za monolitickou desku, ale bude provedeno posouzení jednotlivých strop-

nic, působících jako prosté nosníky. Dělicí příčky budou umístěny do třech poloh vůči nosnému stropnímu panelu, vyvolující nejnepříznivější účinky vnitřních sil. Stropnice budou následně posouzeny pro všechny tyto tři varianty na ohybové namáhání a na smykové namáhání, vyvolané od působícího zatížení posouvající silou a ohybovým momentem. Výpočet bude proveden pro různé hmotnosti dělicích příček (velmi lehké příčky $m < 50 \text{ kg/m}^2$, lehké $m = 50 - 120 \text{ kg/m}^2$, těžké $> 120 \text{ kg/m}^2$) a pro dvě rozdílná rozpětí stropních panelů (3,45 m a 4,5 m). Tím bude stanovena maximální možná dovolená hmotnost dělicích konstrukcí v závislosti na jejich poloze osazení na stropnice a na rozpětí stropní konstrukce. Stropní konstrukce budou posouzeny dle ČSN EN 1992 – 1 – 1. (27)

Pro posouzení svislých nosných konstrukcí byla vybrána vnitřní nejvíce zatížená nosná svislá konstrukce, na které jsou ze dvou stran osazeny na osu vodorovné nosné konstrukce o osovém rozpětí 4,5 m. Posouzení bude provedeno pro zděnou stěnu tl. 450 mm v podzemním podlaží, kde je působící svislé zatížení od konstrukce objektu největší. Nelze však také opomenout svislou nosnou stěnu v prvním nadzemním podlaží o rozdílné menší tloušťce 300 mm. Stěny v obou podlažích budou posouzeny ve dvou svých průřezech, tedy v hlavě a v polovině světlé výšky stěny dle ČSN EN 1996 – 1 – 1. (28)

Použité hodnoty objemových tíh materiálů, vlastních tíh stavebních prvků či užžitných zatížení byly pro výpočet působícího zatížení převzaty z původního velmi stručného statického výpočtu objektu nebo z ČSN EN 1991 – 1 – 1. (29)

4.3. Stropní konstrukce z prefabrikovaných panelů

4.3.1. Potřebné hodnoty pro výpočet

Materiály

Pro stropní panely byla nedestruktivními zkouškami odrazovým tvrdoměrem stanovena charakteristická krychelná tlaková pevnost 40 MPa, bude tedy uvažováno s třídou betonu C30/37.

Návrhová pevnost betonu v tlaku f_{cd} :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

Návrhová pevnost betonu v tahu f_{ctd} :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{2,0}{1,5} = 1,333 \text{ MPa}$$

kde: $\gamma_c = 1,5$...součinitel spolehlivosti betonu

$\alpha_{cc} = 1,0$...součinitel uvažující dlouhodobé účinky na tlakovou pevnost betonu a nepříznivé účinky ze způsobu zatížení

$\alpha_{ct} = 1,0$...součinitel uvažující dlouhodobé účinky na tahovou pevnost betonu a nepříznivé účinky ze způsobu zatížení

Výztuž ve stropních panelech bude uvažována jako B500A.

Návrhová pevnost výztuže v tahu i tlaku f_{yd} :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

kde: $\gamma_s = 1,15$...součinitel spolehlivosti výztuže

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

Návrhová hodnota tloušťky krycí vrstvy bude uvažována jako $c = 20 \text{ mm}$.

Zatížení

Vlastní tíha železobetonových stropnic je stanovena $2,5 \text{ kN/m}^2$ (jedna stropnice o délce 4480 mm váží přibližně 600 kg).

Zatížení od vlastní tíhy konstrukce podlahy bude vycházet z původních skladeb podlah v bytových jednotkách. Předpokládá se, že v minulosti rekonstruované skladby podlahy byly navrženy s objemovou tíhou stejnou nebo menší než původní souvrství. Hodnota působícího stálého zatížení od konstrukce podlahy je $1,5 \text{ kN/m}^2$ (výpočet viz Tab. 4.1). Hodnota užitého zatížení pro stropní konstrukci bude uvažována $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ (kategorie A, plochy pro domáci a obytné činnosti). (29)

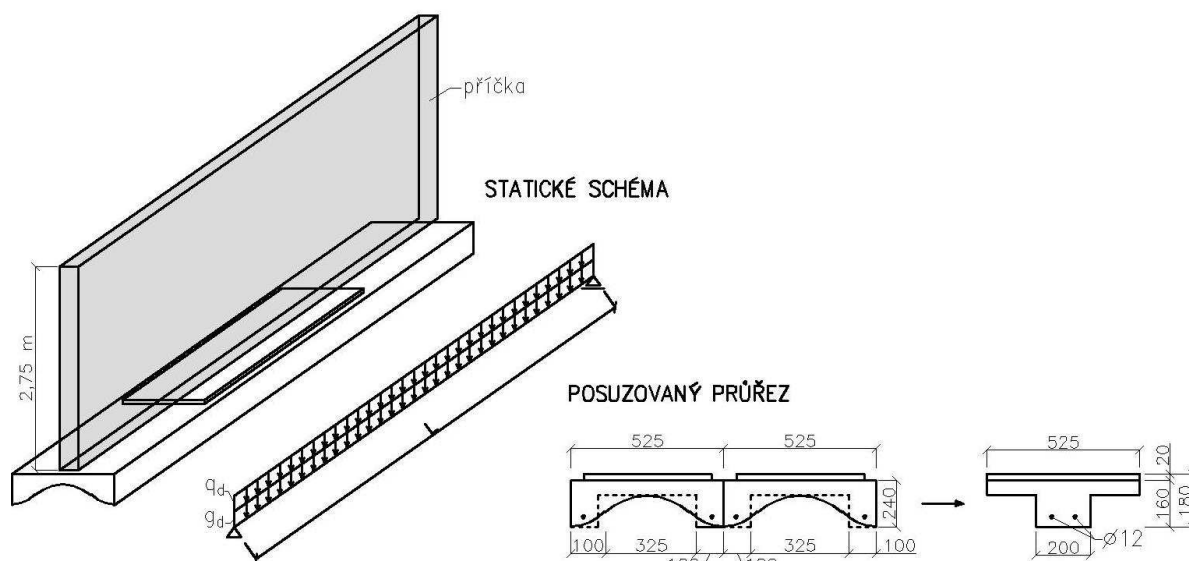
Tab. 4.1: Výpočet zatížení působícího od skladby podlahy

Vrstvy podlahy	Výpočet	Charakteristické zatížení [kN/m ²]
Vlýsky ($m = 20 \text{ kg/m}^2$)	0,2	0,2
Tesařská podlaha ($\rho = 650 \text{ kg/m}^3$)	0,025 . 6,5	0,16
Násyp ($\rho = 1400 \text{ kg/m}^3$)	0,08 . 14	1,12
Celkem		1,48

4.3.2. Posouzení stropního panelu na ohybové namáhání

Jsou uvažovány následující tři varianty osazení dělicí příčky vůči stropnímu dílci:

A. Příčka umístěna rovnoběžně se stropním panelem – posouzení příčného průřezu



Obr. 4.1: Varianta A - Příčka umístěna rovnoběžně se stropním panelem, posuzován příčný průřez stropnice

Příčka je osazena rovnoběžně se stropnicí a působí jako rovnoměrné spojité zatížení po celé délce nosníku. Vyvozuje tak největší ohybové namáhání uprostřed jejího rozpětí. Bude provedeno posouzení příčného železobetonového průřezu stropnice ve tvaru vlnky na účinek ohybového momentu v tomto nejvíce namáhaném místě. Průřez bude zjednodušeně uvažován jako T průřez s rozměry dle Obr. 4.1. V následující Tab. 4.2 jsou stanoveny hodnoty návrhových momentů vypočtené pro tři různé hodnoty hmotnosti dělicí příčky. V Tab. 4.3 je uveden příklad výpočtu spojitého rovnoměrného zatížení působícího na prostém nosníku s uvažováním hmotnosti dělicí příčky $m = 50 \text{ kg/m}^2$ a na následujícím obrázku je vyobrazeno vykreslení vnitřních sil vyvolaných tímto zatížením.

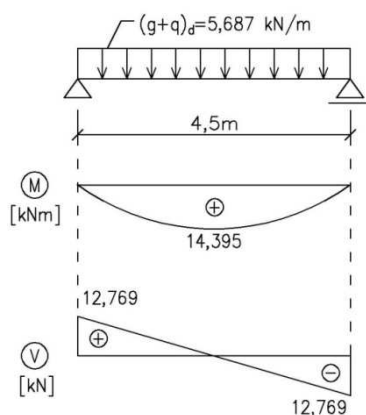
Tab. 4.2: Výpočet návrhových momentů M_{Ed} v závislosti na tíze uvažované dělicí příčky

Hmotnost příčky m [kg/m ²]	Hodnota návrhového zatížení $(g+q)_d$ [kN/m]	Rozpětí panelu L [m]	Návrhový moment M_{Ed} [kNm]
120	8,471	3,45	12,603
		4,5	21,442
50	5,822	3,45	8,662
		4,5	14,737
45	5,687	3,45	8,461
		4,5	14,395

Výpočet zatížení:

Tab. 4.3: Výpočet spojitého zatížení na prutu pro příčku o hmotnosti $m=50\text{kg/m}^2$

Zatížení	Výpočet	Charakteristické [kN/m]	γ_F [-]	Návrhové [kN/m]
Stálé				
vl. tíha stropnice	$2,5 \cdot 0,525$	1,313	1,35	1,772
konstrukce podlahy	$1,5 \cdot 0,525$	0,788	1,35	1,063
příčka	$0,45 \cdot 2,75$	1,238	1,35	1,671
Celkem stálé		$g_k = 2,926$		$g_d = 4,506$
Proměnné				
Užitné	$1,5 \cdot 0,525$	$q_k = 0,788$	1,5	$q_d = 1,181$
Celkem		$(g+q)_k = 3,714$		$(g+q)_d = 5,687$



Obr. 4.2: Vykreslení návrhových vnitřních sil vyvolaných dělicí příčkou o hmotnosti $m=50\text{kg/m}^2$ na stropním panelu o rozpětí 4,5 m

Výpočet momentu únosnosti železobetonového průřezu:

Účinná výška trámu:

$$d = h - c - \varnothing/2 = 180 - 20 - 12/2 = 154 \text{ mm}$$

Plocha výztuže:

$$A_s = 2 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 226 \text{ mm}^2$$

Výpočet výšky tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{226 \cdot 10^{-6} \cdot 435 \cdot 10^3}{0,525 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,012 \text{ m}$$

Omezení výšky tlačené oblasti:

$$\text{Kontrola podmínky: } \xi = \frac{x}{d} = \frac{0,012}{0,154} = 0,076 < \xi_{bal,1} = 0,617 \dots \text{ vyhovuje}$$

$$\text{kde: } \xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = \frac{3,5}{3,5 + 2,175} = 0,617$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200} = 2,175\text{‰}$$

Moment únosnosti železobetonového průřezu:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x)$$

$$M_{Rd} = 226 \cdot 10^{-6} \cdot 435 \cdot 10^3 \cdot (0,154 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,012) = \mathbf{14,668 \text{ kNm}}$$

Podmínka spolehlivosti:

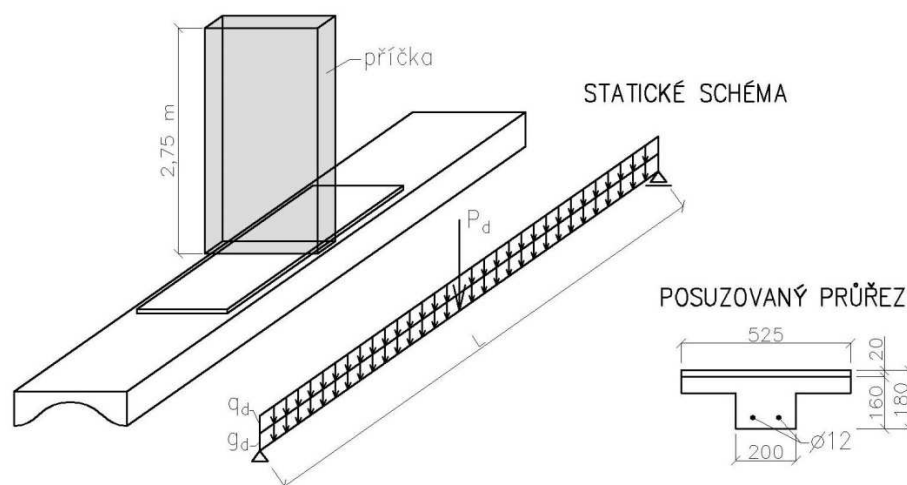
$$|M_{Ed}| \leq M_{Rd}$$

Pro $L=4,5 \text{ m}$ a $m=45 \text{ kg/m}^2$: $M_{Ed} = 14,395 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 14,668 \text{ kNm} \dots \text{VYHOVUJE}$

Pro $L=3,45 \text{ m}$ a $m=120 \text{ kg/m}^2$: $M_{Ed} = 12,603 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 14,668 \text{ kNm} \dots \text{VYHOVUJE}$

B. Příčka umístěna kolmo na směr pnutí stropního panelu, uprostřed jeho rozpětí

Příčka je osazena kolmo na osu stropnice uprostřed jejího rozpětí. Ve statickém schématu je uvažována jako osamělá síla a v kombinaci s ostatním stálým i nahodilým spojitým zatížením vyvolává opět největší ohybové namáhání v tomto místě. Posouzení únosnosti stropnice bude provedeno pro její příčný průřez uprostřed rozpětí, stejně jako v případě A. Stanovení vnitřních návrhových sil bude provedeno pouze pro dělicí příčku o hmotnosti $m = 120 \text{ kg/m}^2$ a rozpětí stropnice $4,5 \text{ m}$. Jak můžeme vidět v následujícím výpočtu, vyvolaný ohybový moment v tomto případě v porovnání s momentem únosnosti (stanoveném již v předchozí variantě A) vyhoví a není třeba dále posuzovat stropnice s menším rozpětím a pro příčky o menší hmotnosti.



Obr. 4.3: Varianta B – Příčka umístěna kolmo na stropní panel uprostřed jeho rozpětí

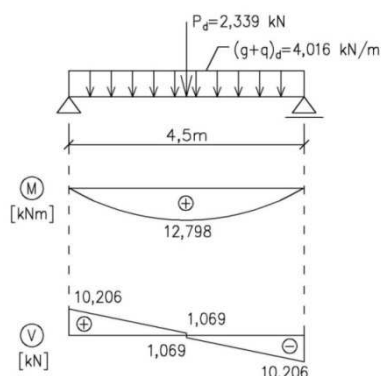
Výpočet zatížení:

Tab. 4.4: Výpočet spojitěho rovnoměrného zatížení na nosníku pro variantu B

Zatížení	Výpočet	Charakteristické [kN/m]	γ_F [-]	Návrhové [kN/m]
Stálé				
vl. tíha stropnice	$2,5 \cdot 0,525$	1,313	1,35	1,772
konstrukce podlahy	$1,5 \cdot 0,525$	0,788	1,35	1,063
Celkem stálé		$g_k = 2,101$		$g_d = 2,835$
Proměnné				
Užitné	$1,5 \cdot 0,525$	$q_k = 0,788$	1,5	$q_d = 1,181$
Celkem		$(g+q)_k = 2,889$		$(g+q)_d = 4,016$

Osamělá síla působící na stropnici od dělicí příčky o hmotnosti $m = 120 \text{ kg/m}^2$:

$$P_d = 1,2 \cdot 2,75 \cdot 0,525 \cdot 1,35 = 2,339 \text{ kN}$$



Obr. 4.4: Vykreslení návrhových vnitřních sil vyvolaných dělicí příčkou o hmotnosti $m=120 \text{ kg/m}^2$ na stropním panelu o rozpětí $L=4,5 \text{ m}$

Moment únosnosti železobetonového průřezu:

$$M_{Rd} = 14,668 \text{ kNm}$$

Podmínka spolehlivosti:

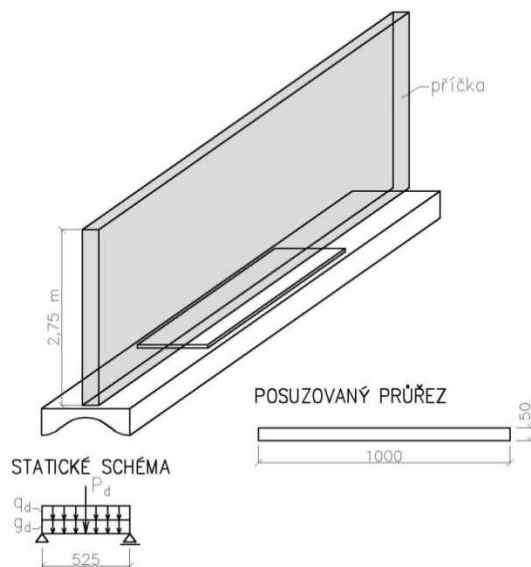
$$|M_{Ed}| \leq M_{Rd}$$

Pro $L = 4,5 \text{ m}$ a $m=120 \text{ kg/m}^2$: $M_{Ed} = 10,206 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 14,668 \text{ kNm} \dots \text{VYHOVUJE}$

C. Příčka umístěna v nejslabším místě průřezu rovnoběžně se stropním panelem - posouzení podélného průřezu (pouze prostý beton)

Pro umístění příčky rovnoběžně se stropním panelem do místa největšího oslabení příčného průřezu je zapotřebí stropnici posoudit také pro její průřez podélném směru. Stropnice není v místě nejslabšího průřezu v krajních třetinách rozpětí (50 mm) nijak vyztužena a v tahu zde působí pouze prostý beton. Příčný průřez prefabrikovaného panelu je uvažován jako prostý

nosník kloubově uložený na vyztužených koncích a tíha příčky pak působí jako osamělá síla uprostřed jeho rozpětí. Pro kombinaci jejího působení s ostatním stálým a proměnným zatížením jsou v Tab. 4.5 stanoveny hodnoty vnitřních sil opět pro tři různé hmotnosti dělicí konstrukce.



Obr. 4.5: Varianta C – Příčka umístěna nad nejslabším místem průřezu stropnice, rovnoběžně se stropním panelem

Tab. 4.5: Výpočet návrhových ohybových momentů M_{Ed} v závislosti na tíze dělicí příčky

Hmotnost příčky m [kg/m^2]	Hodnota návrhového spojitého zatížení $(g+q)_d$ [kN/m]	Hodnota návrhové osamělé síly P_d [kN]	Návrhový moment m_{Ed} [$\text{kNm/m}'$]
120	7,650	4,455	0,848
60	7,650	2,228	0,556
50	7,650	1,856	0,507

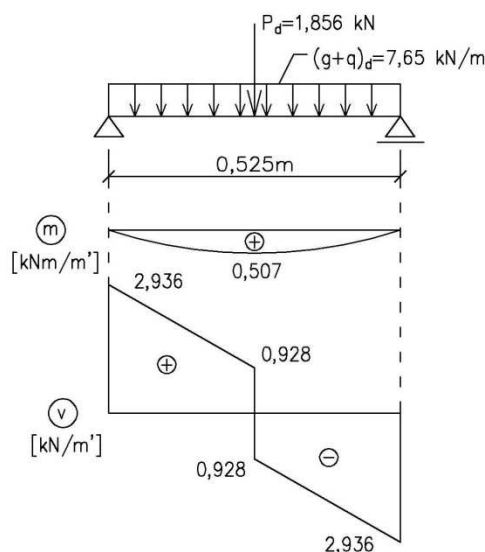
Výpočet zatížení:

Tab. 4.6: Výpočet spojitého zatížení na prutu pro variantu C

Zatížení	Výpočet	Charakteristické [kN/m]	γ_F [-]	Návrhové [kN/m]
Stálé				
vl. tíha stropnice	2,5 . 1,0	2,5	1,35	3,375
konstrukce podlahy	1,5 . 1,0	1,5	1,35	2,025
Celkem stálé		$g_k = 4,000$		$g_d = 5,400$
Proměnné				
Užitné	1,5 . 1,0	$q_k = 1,5$	1,5	$q_d = 2,250$
Celkem		$(g+q)_k = 5,500$		$(g+q)_d = 7,650$

Osamělá síla působící na stropnici od dělicí příčky o hmotnosti $m = 50 \text{ kg/m}^2$:

$$P_d = 0,5 \cdot 2,75 \cdot 1,0 \cdot 1,35 = 1,856 \text{ kN}$$



Obr. 4.6: Vykreslení návrhových vnitřních sil vyvolaných dělicí příčkou o hmotnosti $m=50 \text{ kg/m}^2$ na příčném průřezu stropního panelu

Výpočet momentu únosnosti průřezu z prostého betonu:

$$m_{Rd} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{ctd} = \frac{1}{6} \cdot 1,0 \cdot 0,05^2 \cdot 1,333 = 0,555 \text{ kNm/m'}$$

Podmínka spolehlivosti:

$$|m_{Ed}| \leq m_{Rd}$$

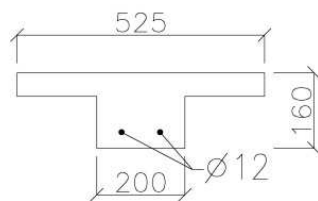
$$\text{Pro } m=50 \text{ kg/m}^2: m_{Ed} = 0,507 \text{ kNm/m}' \leq m_{Rd} = 0,555 \text{ kNm/m}'$$

4.3.3. Posouzení stropního panelu na smykové namáhání

Pro jednotlivá umístění dělicích příček byly stanoveny maximální možné přípustné hmotnosti těchto konstrukcí, v závislosti na rozpětí stropnic a pro tyto případy vypočteny hodnoty vnitřních sil. Stropní panely vyhovující stanoveným povoleným tížám příček musí být všechny tyto varianty následně posouzeny na účinky posouvajících sil, tedy na smykové namáhání. Z Obr. 2.64 je patrné, že osové vzdálenosti smykové výztuže stropnic jsou natolik veliké, že nelze považovat prvek za řádně vyztužený a bude provedeno posouzení jako pro prvek bez smykového vyztužení.

A. Příčka umístěna rovnoběžně se stropním panelem – posouzení příčného průřezu

Pro dovolenou hmotnost příčky $m=50 \text{ kg/m}^2$ vyhovující na ohybové namáhání stropnice o rozpětí 4,5 m byla stanovena maximální posouvající síla $V_{Ed} = 12,769 \text{ kN}$ působící v podporách, tedy v místech, kde je průřez oslaben o nadbetonovanou vrstvu 20 mm.



Obr. 4.7: Posuzovaný průřez na smykové namáhání pro variantu A a B

Účinná výška trámu:

$$d = h - c - \varnothing/2 = 160 - 20 - 12/2 = 134 \text{ mm}$$

Návrhová hodnota únosnosti průřezu bez smykového vyztužení:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

kde: $C_{Rd,c}$... součinitel smykové únosnosti

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

k ... součinitel výšky průřezu

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} = 1 + \left(\frac{200}{134} \right)^{\frac{1}{2}} = 2,22 \leq 2,0 \dots k = 2,0$$

$(100 \cdot \rho_l)^{\frac{1}{3}}$... součinitel vlivu podélného vyztužení, kde ρ_l je stupeň podélného vyztužení

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{226}{200 \cdot 134} = 0,00843 \leq 0,02 \dots \text{vyhovuje}$$

b_w ... nejmenší šířka průřezu v tahové oblasti

S ohledem na respektování únosnosti prvku bez podélné vyztuže byla stanovena na základě zkoušek minimální únosnost:

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2,0^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,542 \text{ MPa}$$

$$v_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,542 \cdot 200 \cdot 134 = 14,526 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,00843 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 200 \cdot 134 = 18,880 \text{ kN}$$

Podmínka spolehlivosti:

$$|V_{Ed}| \leq V_{Rd,c}$$

$$V_{Ed} = 12,769 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 18,880 \text{ kN} \dots \text{VYHOVUJE}$$

B. Příčka umístěna kolmo na směr pnutí stropního panelu, uprostřed jeho rozpětí

Pro umístění příčky o hmotnosti $m = 120 \text{ kg/m}^2$ kolmo na osu stropního panelu do středu jeho rozpětí 4,5 m byla stanovena návrhová posouvající síla $V_{Ed} = 10,206 \text{ kN}$, opět působící v podporách nosníku. Posuzovaný průřez i jeho návrhová hodnota únosnosti bude totožná s případem A.

Návrhová hodnota únosnosti průřezu bez smykového vyztužení:

$$V_{Rd,c} = 18,880 \text{ kN}$$

Podmínka spolehlivosti

$$|V_{Ed}| \leq V_{Rd,c}$$

$$V_{Ed} = 10,206 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 18,880 \text{ kN} \dots \text{VYHOVUJE}$$

C. Příčka umístěna v nejslabším místě průřezu rovnoběžně se stropním panelem - posouzení podélného průřezu (pouze prostý beton)

Průřez v podélném směru v místě jeho nejmenší tloušťky není nijak vyztužen, návrhová hodnota jeho únosnosti bude stanovena na základě minimální únosnosti průřezu bez podélné výztuže. Návrhová vnitřní posouvající síla pro příčku o hmotnosti $m = 50 \text{ kg/m}^2$ byla stanovena $v_{Ed} = 0,928 \text{ kN/m}'$.

Návrhová hodnota únosnosti průřezu bez smykového vyztužení:

$$v_{Rd,c} = v_{\min} \cdot b_w \cdot h = 0,542 \cdot 1000 \cdot 50 = 27,100 \text{ kN/m}'$$

$$\text{kde: } k = 1 + \left(\frac{200}{h} \right)^{\frac{1}{2}} = 1 + \left(\frac{200}{50} \right)^{\frac{1}{2}} = 3,0 \leq 2,0 \dots k = 2,0$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2,0^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,542 \text{ MPa}$$

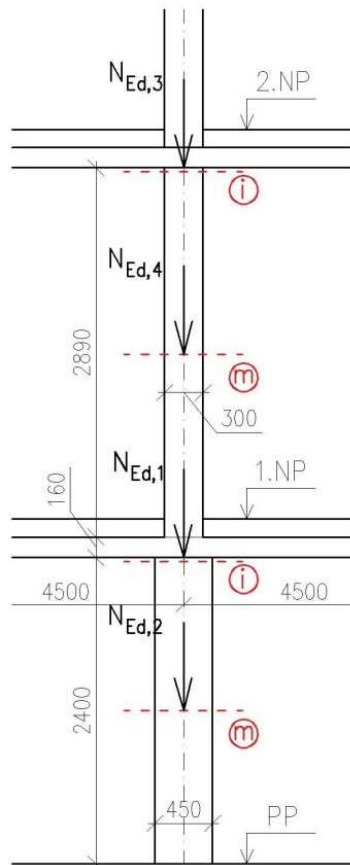
Podmínka spolehlivosti:

$$|v_{Ed}| \leq v_{Rd,c}$$

$$v_{Ed} = 0,928 \text{ kN/m}' \leq v_{Rd,c} = 27,100 \text{ kN/m}' \dots \text{VYHOVUJE}$$

4.4. Svislé nosné zděné stěny

Výpočet únosnosti zděné stěny v podzemním podlaží a v prvním nadzemním podlaží bude proveden jako posouzení zděného pilíře o šířce 1 běžný metr ve dvou průřezech – v hlavně stěny a v polovině její světlé výšky. Geometrie posuzovaných konstrukcí je patrna z Obr. 4.8.



Obr. 4.8: Schéma svislých nosných zděných stěn s vyznačením posuzovaných průřezů a geometrií konstrukcí

4.4.1. Potřebné hodnoty pro výpočet

Materiály

Hodnota návrhové pevnosti zdiva v tlaku byla v kapitole 2.3.3 stanovena $f_d = 1$ MPa a objemová hmotnost zdiva z cihel plných bude uvažována 1900 kg/m^3 .

Výpočet zatížení

Tab. 4.7: Výpočet návrhové síly působící od jednoho nadzemního podlaží

Zatížení	Výpočet	Charakteristické G_k [kN]	γ_F [-]	Návrhové G_d [kN]
Stálé				
stropní deska	$2,5 \cdot 1,0 \cdot 4,5$	11,250	1,35	15,188
konstrukce podlahy	$1,5 \cdot 1,0 \cdot 4,5$	6,750	1,35	9,113
vl. tíha stěny	$19 \cdot 2,89 \cdot 0,3 \cdot 1,0$	16,473	1,35	22,239
Celkem stálé		$G_k = 34,474$		$G_d = 46,540$
Proměnné				
Užitné	$1,5 \cdot 1,0 \cdot 4,5$	6,750	1,5	10,125
Příčky	$1,2 \cdot 1,0 \cdot 4,5$	5,400	1,5	8,100
Celkem proměnné		$Q_k = 12,150$		$Q_d = 18,225$
Celkem		$(G+Q)_k = 46,624$		$(G+Q)_d = 64,765$

Tab. 4.8: Výpočet návrhové síly působící od podkrovního podlaží

Zatížení	Výpočet	Charakteristické G_k [kN]	γ_F [-]	Návrhové G_d [kN]
Stálé				
krytina a krokve	1,0 · 1,0 · 4,5	4,500	1,35	6,075
vazba a vaznice	0,25 · 1,0 · 4,5	1,125	1,35	1,519
cementový potěr	0,44 · 1,0 · 4,5	1,980	1,35	2,673
heraklit	0,31 · 1,0 · 4,5	1,395	1,35	1,883
stropní deska	2,5 · 1,0 · 4,5	11,250	1,35	15,188
vl.tíha stěny	19 · 3,8 · 0,3 · 1,0	21,660	1,35	29,241
Celkem stálé		$G_k = 41,910$		$G_d = 59,509$
Proměnné				
Užitné	1,5 · 1,0 · 4,5	6,750	1,5	10,125
Nahodilé střechy	1,0 · 1,0 · 4,5	4,500	1,5	6,750
Celkem proměnné		$Q_k = 11,250$		$Q_d = 16,875$
Celkem		$(G+Q)_k = 53,160$		$(G+Q)_d = 76,384$

Výpočet návrhových sil působících v hlavě a polovině výšky stěny podzemního podlaží a prvního nadzemního podlaží:

$$N_{Ed,1} = 76,384 + 4 \cdot 64,765 = 335,444 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,2} = 76,384 + 4 \cdot 64,765 + 1,35 \cdot 19 \cdot 0,45 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,4}{2} = 349,295 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,3} = 76,384 + 3 \cdot 64,765 = 270,679 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,4} = 76,384 + 3 \cdot 64,765 + 1,35 \cdot 19 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,89}{2} = 281,798 \text{ kN}$$

4.4.2. Posouzení únosnosti stěny podzemního podlaží

Kontrola štíhlost pilíře

Účinná tloušťka stěny:

$$t_{ef} = \rho_t \cdot t = 1,0 \cdot 0,45 = 0,45 \text{ m}$$

Vzpěrná výška stěny:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h = 0,75 \cdot 2,4 = 1,8 \text{ m}$$

Ověření podmínky:

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{1,8}{0,45} = 4 \leq 27 \dots \text{vyhovuje}$$

Posouzení únosnosti v průřezu i v hlavě stěny podzemního podlaží

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot A \cdot f_d \geq N_{Ed,1}$$

$$\text{kde: } \Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{0,023}{0,45} = 0,898 \dots \text{zmenšující součinitel v hlavě stěny}$$

$$e_i = e_{if} + e_{ia} = 0,004 \text{ m} \geq e_{\min} = 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 0,45 = 0,023 \text{ m}$$

$$e_i = 0,023 \text{ m} \dots \text{výstřednost zatížení v hlavě stěny}$$

$$e_{if} = \frac{M_i}{N_i} = 0 \dots \text{výstřednost od svislého zatížení}$$

$$e_{ia} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{1,8}{450} = 0,004 \text{ m} \dots \text{počáteční výstřednost – vliv imperfekcí}$$

$$A = b \cdot t = 1,0 \cdot 0,45 = 0,45 \text{ m}^2 \dots \text{průřezová plocha stěny}$$

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot A \cdot f_d = 0,898 \cdot 0,45 \cdot 1 \cdot 10^3 = 404 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 404 \text{ kN} \geq N_{Ed,1} = 335,444 \text{ kN} \dots \text{VYHOVUJE}$$

Posouzení únosnosti v průřezu m v polovině výšce stěny podzemního podlaží

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d \geq N_{Ed,2}$$

$$\text{kde: } \Phi_m = 0,89 \dots \text{zmenšující součinitel v polovině výšky stěny}$$

$$\text{Odečtení z tabulek pro } E = \alpha_{\text{sec}} \cdot f_k = 750 \cdot f_k :$$

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{1,8}{0,45} = 4$$

$$\frac{e_{mk}}{t} = \frac{e_{mf} + e_{ma} + e_k}{t} = \frac{0,023}{0,45} = 0,05$$

$$e_{mk} = e_{mf} + e_{ma} + e_k = 0,004 \geq e_{\min} = 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 0,45 = 0,023 \text{ m}$$

$$e_{mf} = 0 \dots \text{výstřednost od zatížení}$$

$$e_k = 0 \dots \text{výstřednost od dotvarování}$$

$$e_{ma} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{1,8}{450} = 0,004 \text{ m} \dots \text{počáteční výstřednost}$$

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 0,89 \cdot 0,45 \cdot 1 \cdot 10^3 = 400,5 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 393,4 \text{ kN} \geq N_{Ed,2} = 349,295 \text{ kN} \dots \text{VYHOVUJE}$$

4.4.3. Posouzení únosnosti stěny prvního nadzemního podlaží

Kontrola štíhlost pilíře

Účinná tloušťka stěny:

$$t_{ef} = \rho_t \cdot t = 1,0 \cdot 0,3 = 0,3 \text{ m}$$

Vzpěrná výška stěny:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h = 0,75 \cdot 2,89 = 2,168 \text{ m}$$

Ověření podmínky:

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,168}{0,3} = 7,225 \leq 27 \dots \text{vyhovuje}$$

Posouzení únosnosti v průřezu i v hlavě stěny prvního nadzemního podlaží

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot A \cdot f_d \geq N_{Ed,3}$$

$$\text{kde: } \Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{0,015}{0,3} = 0,9 \dots \text{zmenšující součinitel v hlavě stěny}$$

$$e_i = e_{if} + e_{ia} = 0,0048 \text{ m} \geq e_{\min} = 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 0,3 = 0,015 \text{ m}$$

$$e_i = 0,015 \text{ m} \dots \text{výstřednost zatížení v hlavě stěny}$$

$$e_{if} = \frac{M_i}{N_i} = 0 \dots \text{výstřednost od svislého zatížení}$$

$$e_{ia} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2,168}{450} = 0,0048 \text{ m} \dots \text{počáteční výstřednost – vliv imperfekcí}$$

$$A = b \cdot t = 1,0 \cdot 0,3 = 0,3 \text{ m}^2 \dots \text{průřezová plocha stěny}$$

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot A \cdot f_d = 0,9 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 10^3 = 270 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 270 \text{ kN} \geq N_{Ed,3} = 270,679 \text{ kN} \dots \text{NEVYHOVUJE}$$

Posouzení únosnosti v průřezu m v polovině výšce stěny prvního nadzemního podlaží

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d \geq N_{Ed,4}$$

kde: $\Phi_m = 0,86 \dots$ zmenšující součinitel v polovině výšky stěny

$$\text{Odečtení z tabulek pro } E = \alpha_{\text{sec}} \cdot f_k = 750 \cdot f_k :$$

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,168}{0,3} = 7,226$$

$$\frac{e_{mk}}{t} = \frac{e_{mf} + e_{ma} + e_k}{t} = \frac{0,015}{0,3} = 0,05$$

$$e_{mk} = e_{mf} + e_{ma} + e_k = 0,0048 \geq e_{\min} = 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 0,3 = 0,015 \text{ m}$$

$e_{mf} = 0$... výstřednost od zatížení

$e_k = 0$... výstřednost od dotvarování

$$e_{ma} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2,168}{450} = 0,0048 \text{ m ... počáteční výstřednost}$$

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 0,86 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 10^3 = 258 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 258 \text{ kN} \geq N_{Ed,4} = 281,798 \text{ kN ... NEVYHOVUJE}$$

Kapitola 5

Vyhodnocení zjištěných skutečností a návrh sanačních prací bytového domu

5.1. Vyhodnocení stávajícího stavu bytového domu

Stavebně technický stav bytového domu na sídlišti Solidarita odpovídá jeho stáří 66 let a rozsahu dosud provedených rekonstrukčních prací. Vzniklé poruchy a závady na jednotlivých konstrukcích nejsou závažné, nijak neohrožují statické působení objektu a nemají zásadní vliv na bezpečnost a spolehlivost užívání bytového domu. Jsou většinou způsobené zanedbáním údržbových prací a stářím objektu. Vzhledem k četnému výskytu tepelných mostů a špatným tepelně technickým parametrům obvodových konstrukcí objektu a starých dřevěných výplní otvorů, především ve společných prostorách, je žádoucí provést kontaktní zateplení objektu a tím nejen prodloužit jeho životnost, ale také snížit tepelné ztráty objektu a spotřebu energií na vytápění. Aplikaci kontaktního zateplovacího systému musí předcházet vhodná sanace obvodových prefabrikovaných dílců fasády, zejména železobetonových věnců a fasádních panelů s degradovaným betonem a obnaženou výztuží, utěsnění spár mezi jednotlivými prefabrikáty a ukotvení nebo výměna okrasných dílců tvaru „U“ předsazených před fasádu. Dále je potřeba zajistit případné šíření trhlin nosného zdiva T01-T03 v soklové oblasti. Součástí zateplení bude také provedena výměna starých dřevěných výplní otvorů a všech ostatních výplní nesplňujících současné požadavky, a sanace či výměna ostatních doplňujících konstrukcí, souvisejících s provedením vnějšího kontaktního zateplovacího systému a řešením jeho detailů, popsaných v následujících kapitolách.

Poslední část této kapitoly bude věnována vnitřním úpravám bytového domu. Bude proveden rozbor výsledků statického posouzení stávajících stropních konstrukcí a svislých nos-

ných zděných stěn v případě uskutečnění stavebních úprav uvnitř bytových jednotek, které mohou znamenat značné změny ve statickém působení těchto konstrukcí.

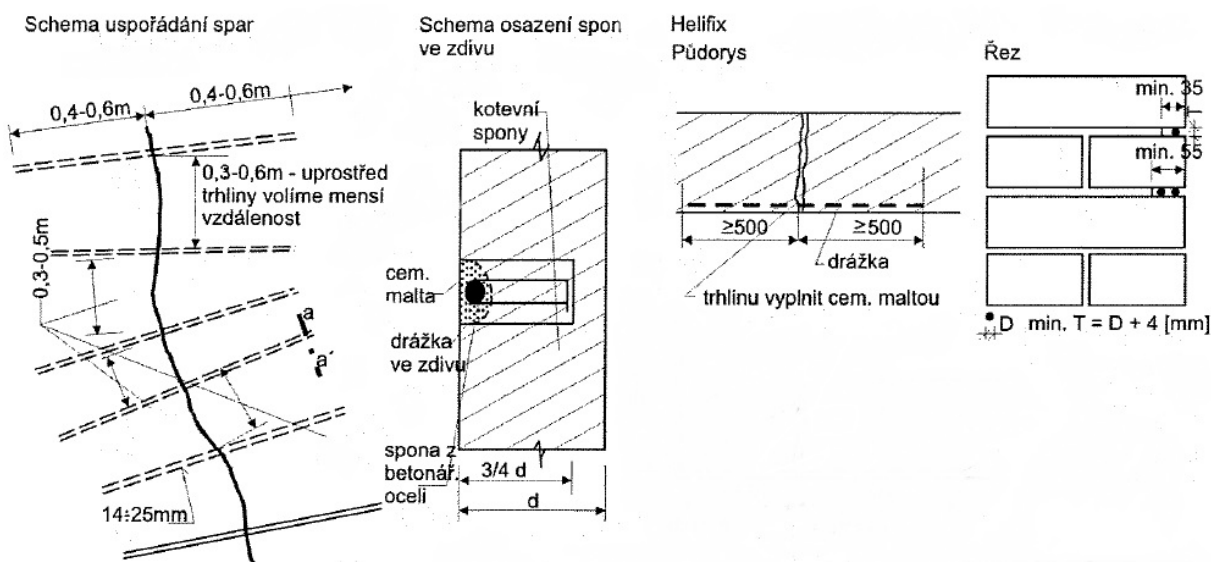
5.2. Sanační práce fasády před započítáním zateplení

5.2.1. Výměna výplní otvorů

Před samotnou aplikací vnějšího kontaktního zateplovacího systému je zapotřebí vyměnit všechny stávající výplně otvorů nesplňující požadavky dle ČSN 730540 – 2 na součinitele prostupu tepla uvedené v Tab. 3.3. Z důvodu provedení individuálních výměn okenních otvorů a lodžiových sestav obyvateli domu a tím značné četnosti způsobu v materiálovém i technologickém provedení těchto výplní nebyly pro jednotlivé konstrukce tepelně technické parametry stanovovány. Vzhledem ke špatnému stávajícímu technickému stavu výplní otvorů všech společných prostor (vyjma všech nových hlavních vchodových dveří) bude provedena výměna všech těchto původních konstrukcí. Dále budou vyměněny všechny okenní otvory a lodžiové sestavy bytových jednotek s původní dřevěnou konstrukcí. U ostatních výplní otvorů, které byly v minulosti již vyměněny, je zapotřebí individuálně prověřit normou požadované hodnoty tepelně technických vlastností. Rozměry, materiálové a technologické provedení jednotlivých konstrukcí je patrné z výkresové dokumentace.

5.2.2. Sanace trhlin v soklové oblasti svislých nosných obvodových stěn

Pasivní, tahové, lokální trhliny T01 až T03 vzniklých v soklové oblasti obvodových svislých nosných zděných konstrukcí je zapotřebí řádně zajistit proti jejich dalšímu případnému rozvoji a šíření. Pro sanaci těchto lokálních poruch bude využito tzv. stehování pomocí ocelových spon z kruhové oceli (vyšší kvality o průměru 14 mm až 25 mm) řádně zakotvených do nosného zdiva. Překrytí trhlin výztuží lze také provést ze speciálních šroubovicových profilů z vysokopevnostní oceli, např. Helifix. Spony musí být uspořádány kolmo na probíhající trhliny, s přesahem minimálně 400 mm a jejich vzájemných svislých vzdáleností 0,3 – 0,6 m. Vhodným řešením je provést stehování u obou stran narušeného zdiva s vystřídáním ocelových spon. Hloubka zapuštění koncových kotev je 0,5 až 0,8 tloušťky zdiva s vystřídáním hloubky zapuštění sousedních spon, do předvrtaných otvorů o průměru 30 až 40 mm výplněných cementovou maltou. Po provedení stehování ocelovými sponami je zapotřebí provést injektáž trhlin rozpínavou cementovou směsí nebo maltou, případně hloubkové tmelení pomocí aktivované cementové malty, plastbetonů či pryskyřic. Schéma technologického provedení stehování je znázorněno na Obr. 5.1.



Obr. 5.1: Schéma provedení stehování lokálních trhlin vzniklých v soklové oblasti nosného zdiva (19)

Před aplikací fasádního zateplovacího systému je dále zapotřebí odstranit všechny nesoudržné části fasádních omítek až na zdravé zdivo mechanickým osekáním a škrábáním nebo vysokotlakým proudem vody.

5.2.3. Sanace obvodového pláště z prefabrikovaných dílců

Na základě provedeného stavebně technického průzkumu železobetonových prefabrikovaných dílců obvodového pláště bude dle zjištěného stavu provedena sanace těchto konstrukcí. Jedná se především o porušení betonové zálivky ve svislých i vodorovných spárách mezi jednotlivými fasádními dílci, odpadávání a rozpad krycí vrstvy železobetonových věnců před-sazených před líc fasády a lokální karbonataci betonu, obnažení a korozi výztuže prefabrikovaných železobetonových fasádních panelů. Oprava těchto konstrukcí znamená výměnu nebo nahrazení veškerého porušeného konstrukčního i výplňového betonu provedením injektáže spár mezi dílci nebo položením nové betonové vrstvy železobetonových prvků. V místech, kde k porušení povrchových vrstev betonu došlo tlakem korozních zplodin na betonářské výztuži, se během sanace výztuž obnaží, korozní zplodiny odstraní a zajistí se nová antikorozi ochrana výztuže. Veškerý nesoudržný trhlinami porušený a degradovaný neúnosný beton je zapotřebí mechanicky odstranit. Obnažené výztužné pruty se dokonale očistí od všech zkorodovaných vrstev otrýskáním pískem a obnažená viditelná výztuž se obnaží ještě 20 mm do nekorodující oblasti. Beton se oseká ještě do hloubky 10 mm za zadní stranu obnažených betonářských vložek. Při oslabení výztuže o více jak 25% se výztuž zesílí příložkami z betonářské oceli. Nedílnou součástí komplexní technologie opravy betonových konstrukcí je

konečná povrchová úprava s vysokou odolností proti vodě, mrazu, agresivním plynům z ovzduší, kyselému dešti a současně s vysokou propustností pro vodní páry. Pro zajištění dokonalého přilnutí reprofilačních malt je vyžadováno, aby betonový podklad byl zbaven cementového kalu a jiných méně pevných vrstev volného nebo porušeného betonu, nečistit, separačních hmot a odlupujících se nátěrů a prachu po očištění plochy. Pro sanace železobetonových konstrukcí může být použit například komplexní sanační systém firmy StoCretec, který obsahuje všechny kompatibilní materiály pro opravu od příprav podkladu, antikorozi ochranu výztuže, reprofilace, až po konečnou povrchovou ochranu.

Dále je zapotřebí věnovat pozornost tenkostěnným obkladovým prvkům tvaru písmene „U“ ukončujících nosné příčné stěny vystupující před líc fasády, které jsou místy uvolněné a hrozí nebezpečí jejich odpadnutí. Je žádoucí provést důkladnou revizi upevnění jednotlivých prvků a případně nedostatečně přídržné obklady dodatečně přikotvit k nosným konstrukcím, např. systémem Helifix a utěsnit všechny nefunkční spáry výše uvedeným způsobem.

5.3. Zateplení objektu

V Kapitole 3 byl proveden tepelně technický posudek hlavních stávajících konstrukcí objektu, kterými dochází k tepelným ztrátám budovy a tří vybraných charakteristických nejčastěji vyskytujících se detailů na fasádě s výraznými tepelnými mosty. Výpočty bylo prokázáno, že stávající jednotlivé konstrukce ani jejich konstrukční detaily nespĺňují tepelně technické parametry dle současných platných norem (zejména požadavky na součinitel prostupu tepla konstrukcí a vnitřní minimální požadovanou povrchovou teplotu konstrukce) a bytový dům je zapotřebí dle zjištěných skutečností vhodným způsobem sanovat. Bylo rozhodnuto o aplikaci vnějšího kontaktního zateplovacího systému na fasádu objektu, zateplení stropních konstrukcí podzemního podlaží dělících obytné prostory prvního nadzemního podlaží od nevytápěných sklepních prostor a zateplení stropní konstrukce čtvrtého posledního nadzemního podlaží dělících obytné prostory od nevytápěného podkroví.

Základním požadavkem pro aplikaci vnějšího kontaktního zateplovacího systému a jeho řešení je zachovat co možná nejvíce stávající architektonický ráz bytového domu. Jako materiál pro nový tepelný izolant byla zvolena minerální vlna a zateplení může být provedeno například technologií kontaktního zateplovacího systému Sto Therm Mineral 6. Základní plocha všech fasád (zděné obvodové stěny tloušťky 450 mm i fasádní prefabrikované sendvičové panely tloušťky 160 mm) bude zateplena navrženou tepelnou izolací o tloušťce 100 mm, stejně jako zděné stěny zapuštěných lodžii o tloušťce 300 mm. Vzhledem ke značnému velkému

plošnému členění objektu je zapotřebí především podrobně vyřešit jednotlivé konstrukční detaily. Je žádoucí přiznat veškeré prvky vystupující před líc fasády, jako jsou zejména železobetonové obvodové věnce, svislé nosné stěny obložené dekorativními prvky a zapuštěné lodžie a ponechat tak jejich původní tvar za současné požadované eliminace vzniku tepelných mostů. Pro tepelně technické posouzení a návrh konstrukčního řešení zateplení byly vybrány tři typické nejčtetnější detaily objektu. Jedná se o styk příčné nosné stěny se sendvičovými panely, nároží styku příčné nosné stěny (boční stěna zapuštěné lodžie) a sendvičového panelu a styk železobetonového věnce s fasádními panely a stropní konstrukcí. Řešení zateplení těchto detailů s vyznačením jednotlivých tloušťek tepelných izolací je patrné z projektové dokumentace.

Pro komplexní provedení zateplení bytového domu je dále nezbytně nutné obdobným způsobem vyřešit zbylá kritická místa, ve kterých dochází ke vzniku tepelných mostů, jako je například styk stropní konstrukce lodžie s průčelními lodžiovými stěnami. Jelikož jsou stropní dílce zapuštěných lodžii řešeny stejným způsobem jako vodorovné nosné konstrukce interiéru, tedy vlnitými železobetonovými panely, je zde velice problematické zachovat původní ráz konstrukce. Mezi stropní konstrukcí lodžie a stropní konstrukcí interiéru (které jsou oddělené železobetonovým věncem a na něm ukotvená výplň otvoru nebo fasádní sendvičový dílec) vzniká tepelný most do takové míry, že pro splnění tepelně technických požadavků současných platných norem je nezbytně nutné stropní lodžiový dílec opatřit z horní i spodní části tepelným izolantem požadované tloušťky. Toto řešení tedy vyžaduje provést výměnu stávajícího souvrství podlahových konstrukcí lodžii a provést nové s tepelně izolační vrstvou navržené tloušťky a současně opatřit spodní „vlnitou“ stranu dílce rovným podhledem a ten opatřit taktéž tepelným izolantem. Alternativní možností pro vyžadující zachování stávajícího vzhledu konstrukce by bylo opatřit namísto tepelného izolantu spodní stropní dílec lodžie tepelně izolační speciální maltou. Otázkou však zůstává, do jaké míry by tento způsob omezil vznik tepelného mostu a je vysoce pravděpodobné, že tepelně technickému posouzení dle dnešních platných norem nevyhoví. Dalšími kritickými oblastmi obálky konstrukce jsou výplně otvorů a jejich styky osazení do fasádních panelů, podhled obou vstupů na západním a východním průčelí nebo stropní konstrukce nad zadními vedlejšími vchody jižního průčelí. Všechny výše popsané detaily je zapotřebí pro kompletní zateplení objektu vyřešit dalším tepelně technickým odborným výpočtem dle současných platných norem. V této diplomové práci nejsou však již dále obsaženy, neboť kompletní zateplení objektu není jejím hlavním předmětem.

Vodorovné nosné konstrukce dělicí podzemní podlaží od prvního nadzemního podlaží taktéž nevyhovují svými tepelně technickými vlastnostmi požadovaným hodnotám a je žá-

doucí stropní konstrukci ze strany nevytápěných prostor sklepů zateplit. Zde se však vyskytuje opět problém s plastickým podhledem stropních konstrukcí sklepních prostor, na které nelze desky tepelného izolantu aplikovat. Pro řešení zateplení konstrukce z nevytápěných prostor by bylo zapotřebí vlnitou konstrukci nejdříve opatřit rovným zavěšeným podhledem. Toto řešení však s sebou s ohledem na výsledky statického výpočtu z Kapitoly 3 přináší řadu problémů. Kromě zvýšení statických nároků na stropní konstrukce z hlediska zvýšení intenzity působícího zatížení od zavěšené podhledové konstrukce je třeba také pečlivě uvážit možnost ukotvení této konstrukce do stropních panelů a bylo by zapotřebí provést další odborný statický posudek. Je třeba také zmínit, že tepelně technické posouzení bylo provedeno pro původní souvrství podlah v bytových jednotkách a stávající konstrukce individuálně v minulosti vyměněné uživateli nebyly podrobně zjišťovány. V kombinaci s tím, že některé části objektu navíc nejsou podsklepeny, se jeví navržení nových podlahových konstrukcí bytových jednotek s tepelně izolační vrstvou jako nejlepší řešení.

Předsazené konstrukce hlavních vstupů do objektu nebudou zateplovány, neboť tyto prostory nejsou nijak využívány a mezi vstupním vestibulem a samotným objektem jsou osazeny nové v minulosti vyměněné tepelně izolační prosklené stěny s jednokřídlými dveřmi. Bude však provedena nová povrchová úprava těchto konstrukcí, ze stejného materiálu jako hlavní zateplená budova.

5.4. Sanační práce konstrukcí souvisejících se zateplením objektu

5.4.1. Sanace střešní konstrukce vstupních vestibulů

Stávající střešní plášť vchodových vestibulů je již popraskán a poškozen vlivem degračních procesů a je žádoucí jej vhodným způsobem sanovat. Nový plášť je navržen z asfaltových hydroizolačních modifikovaných pásů SBS ROOFTEK 40 SPECIAL DEKOR, opatřen ochranným břidličným posypem a nosnou vložkou z polyesterové rohože. Nová asfaltová krytina bude natavena celoplošně na podkladní stávající asfaltovou vrstvu. Před započítím prací je třeba vyspravit stávající povrch, provést lokální vyrovnání případně lokální přespádování. Nová krytina bude vytažena na líc fasády objektu i na atiku vchodového vestibulu. Přechody z vodorovné do svislé plochy budou provedeny přes náběhové klíny z minerálních vláken. Na svislé stěně bude nová hydroizolace vytažena do minimální výšky 150 mm. Technologické provedení nového střešního pláště je patrné z výkresové dokumentace. Veškeré stávající oplechování bude demontováno a provedeno nové z pozinkovaného plechu opatřené ochranným nátěrem.

5.4.2. Sanace podlahových konstrukcí lodžii

U bytových lodžii dochází k rozpadu stávajících vrstev podlahové konstrukce, s absencí hydroizolační vrstvy. Pro splnění požadavků tepelně technických vlastností konstrukcí dle současných platných norem a zabránění hrozícího zatékání dovnitř konstrukce je nezbytné provést nové podlahy lodžii s tepelně izolační a hydroizolační vrstvou.

Stávající konstrukce podlahy budou ubourány na povrch nosného panelu. V případě výskytu porušeného betonového povrchu lodžiových konstrukcí vykazujícího známky trhlin nebo degradace betonu je zapotřebí před aplikací obkladu tepelnou izolací a provedení nových podlahových vrstev řádně vyspravit dle postupu popsáno v kapitole 5.2.3 (sanace železobetonových konstrukcí s narušenou betonovou vrstvou). Povrch vodorovného železobetonového lodžiového panelu musí být zbaven veškerých nepřidržených částí a jiných méně pevných vrstev a omyt tlakovou vodou. Na takto sanované betonové dílce bude proveden spádový klín z tepelně izolační vrstvy z PIR (polyisokyanurátové) pěny. Spádování povrchu lodžii bude provedeno k okapové hraně. S minimálním spádem 3 %. Tloušťka izolace bude navržena dle potřebného dalšího tepelně technického posouzení (viz kapitola 5.3). Následně bude provedena sěrková hydroizolace vytažená na stěny lodžii. Povrchovou úpravu podlahy bude tvořit keramická mrazuvzdorná dlažba a na volném okraji stropního dílce bude zakončena pomocí systémového ohýbaného hliníkového ukončovacího podlahového podokapního profilu. Nové skladby podlahy jsou navrženy s menší objemovou tíhou než skladby stávající, a proto nijak neohrožují statickou funkci lodžiových konstrukcí.

5.4.3. Klempířské prvky

V rámci sanace objektu je nutné provést výměnu stávajících klempířských prvků z důvodu jejich nedostatečných rozměrů, koroze a potřeby demontáže pro umožnění fasádního zateplení objektu. Stávající oplechování bude demontováno. Veškeré nové provedené klempířské práce musí být provedeny v souladu s ČSN 73 3610 - Navrhování klempířských prvků.

Oplechování parapetů oken bude provedeno ze systémového hliníkového plechu s povrchovou úpravou práškovou vypalovanou barvou včetně zakončení systémovými dilatačními koncovkami. Oplechování stříšek lodžii, soklové oblasti a střešní konstrukce vstupních vestibulů bude provedeno z pozinkovaného plechu opatřeného ochranným nátěrem. Při provádění zateplení je nutné také demontovat střešní svody i žlaby. Podokapní žlaby byly v minulých letech osazeny nové při výměně střešní krytiny. V případě jejich vyhovujícího technického stavu bude žlab osazen zpět původní a opatřen ochranným nátěrem. Dešťové

svody budou osazeny nové včetně lapačů nečistot ve spodní části, z pozinkovaného plechu opatřeného ochranným nátěrem.

5.4.4. Zábradlí a ochranné mříže

Veškeré ocelové zábradlí zapuštěných lodžii a ochranné mříže všech výplní otvorů a lodžii budou v rámci zateplení objektu demontovány a provedeny nové, z hliníkových systémových svařovaných profilů s tyčovou výplní a s povrchovou úpravou vypalovanou práškovou barvou. Geometrie řešení bude provedena dle stávajícího stavu těchto konstrukcí pro zachování architektonického rázu budovy. Nová zábradlí a ochranné mříže budou osazeny v závěrečné části provedení zateplení a budou kotveny do bočních lodžiových stěn a obvodových železobetonových věnců. Osazené konstrukce zábradlí musí ve všech ohledech splňovat ČSN 73 3305 (743305) – Ochranná zábradlí. Dále musí být provedena demontáž individuálních zasklení lodžii. Při jejím opětovném osazení bude použito stávající zasklení s úpravami skel, případně osazení zasklení nové.

5.4.5. Schodiště

Venkovní schodiště zadních vstupů mají značně narušený betonový povrch trhlinami a rozpadem materiálu, místy obnaženou výztuží. Schodiště na severním průčelí, přilehlé k fasádě objektu a vedoucí do podzemního podlaží má místy narušený betonový povrch u stěny kopírující schodišťový prostor. Je třeba odstranit veškerou rozrušenou vrstvu betonu otrýskáním nebo vysokotlakým proudem vody, očistit ocelovou výztuž od korozivních produktů a odstranit a nahradit korozi narušenou výztuž. Po ošetření výztuže je třeba aplikovat konzervační prostředky a nanést adhezni vrstvu (např. na bázi epoxidové pryskyřice). Následně je nanesena finální nová betonová vrstva. Postup sanace železobetonových venkovních schodišť je obdobná jako u železobetonových fasádních prvků popsaných v kapitole 5.2.3.

5.4.6. Ostatní navazující a doplňkové konstrukce

Pro umožnění sanace objektu je nutné postupně demontovat hromosvodnou soustavu a po provedení sanace jí namontovat zpět ve shodném místě. Nové dostatečně dlouhé úchytky z pozinkované oceli opatřené ochranným nátěrem budou připevněny na fasádu při provádění kontaktního zateplovacího systému. Po provedení nové finální povrchové úpravy budou namontovány nové svody hromosvodu. Provedení musí být provedeno v souladu s ČSN EN 62 305 – Ochrana před bleskem.

Dále je žádoucí provést v soklové oblasti po obvodu objektu na zatravněných nezpevněných plochách okapový chodník z nových betonových dlaždic položených ve spádu od objektu na nově vytvořený zhutněný podsyp tloušťky 150 – 300 mm.

V poslední řadě je třeba se zmínit o osazení nových větracích mřížek na fasády objektu, kruhových nebo obdélníkových hliníkových průřezů, s protihmyzovou sítí a dalších drobných fasádních předmětů, jako jsou čísla popisná, zvonková tabla či osvětlení.

5.5. Vnitřní stavební úpravy

5.5.1. Stropní konstrukce

Statickým výpočtem vodorovných nosných konstrukcí provedeným v Kapitole 4 bylo zjištěno, že při v budoucnosti požadované modernizaci bytových jednotek je třeba pečlivě uvážit volbu nejen materiálového složení těchto konstrukcí, ale i jejich přesné umístění. Během posouzení byly zvoleny tři nejkritičtější polohy dělicích bytových konstrukcí z hlediska vyvolání největšího ohybového a smykového namáhání stropního panelu, pro různé hmotnosti a obě osová rozpětí stropních konstrukcí vyskytujících se v objektu. Při umístění příčky rovnoběžně se směrem pnutí se stropnicí bylo nutné posoudit nejen příčný vlnkovitý průřez prefabrikovaného panelu, ale také jeho průřez podélný, v místech jeho nejslabšího místa při působení pouze prostého betonu. Bylo prokázáno, že v této poloze je konstrukce nejvíce namáhána, vyvolává zvýšení statických požadavků na vodorovné nosné konstrukce a nelze tak umístit dělicí příčku s vyšší hmotností než 45 kg/m^2 při rozpětí 4,5 m. Při rozpětí stropnic 3,45 m dle výpočtu vyhovuje i použití příček těžkých, o hmotnosti 120 kg/m^2 . Další vyšetřovanou polohou dělicích příček bylo její umístění kolmo na směr pnutí stropního panelu, uprostřed jeho rozpětí. Při této variantě však bylo dokázáno, že tento způsob nijak neovlivní statické působení nosných konstrukcí a stropní konstrukce vykazuje reálné rezervy i pro příčky těžší o hmotnosti 120 kg/m^2 , pro obě osová rozpětí.

Použití dělicích příček vyšších hmotností nepovolených dle provedených výpočtů v souladu současných platných norem by tedy znamenali zásadní zásah do statických požadavků stropnic, který by vyžadoval zesílení stropních konstrukcí vhodnými metodami. Nejčastěji se provádí zesilování železobetonových desek nadbetonováním vrstvy (v tloušťkách 30-80 mm), vyztužené svařovanou sítí a zajištěním soudržnosti ve styčné spáře mezi oběma částmi zesílení stropní desky pomocí epoxidové pryskyřice prováděné v těsném předstihu před ukládáním betonu zesilující vrstvy. Toto řešení s sebou přináší však značné zvýšení statických požadavků nejen na svislé nosné konstrukce popsané v následující kapitole, ale také na základové

konstrukce. Další alternativou sanace stropní konstrukce by bylo možné využít zvýšení únosnosti skelnou tkaninou lepenou do epoxidové pryskyřice nanesené na očištěný povrch stropní desky. Toto řešení by však znamenalo další podrobné statické a experimentální posouzení použití této metody a případné vzniklé komplikace způsobené specifickým tvarem stropních konstrukcí. (19)

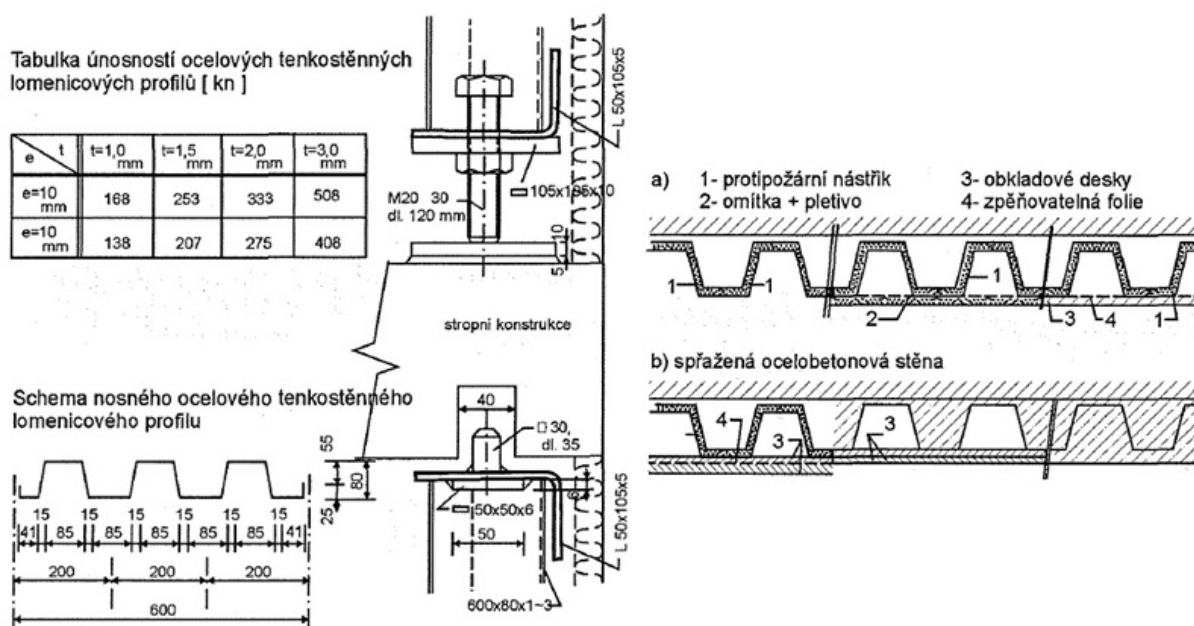
Vzhledem k pracnosti těchto zesilujících úprav stropních konstrukcí vyžadujících další odborná posouzení je však výhodné pro jakékoliv úpravy v dispozičním řešení bytových jednotek raději vhodně uvážit technologického řešení dělicích příček a tím nepřekračovat reálné rezervy nosných konstrukcí. V poslední řadě je třeba zmínit žádoucí sanaci stávajících poruch stropních konstrukcí vykazujících vznik podélných trhlinek a odpadávání betonové zálivky ve styčných spárách mezi jednotlivými stropními panely ve sklepních prostorech. Z důvodu prodloužení životnosti těchto konstrukcí a zabránění tím dalšího šíření těchto poruch znamenajících do budoucna hloubkovou korozi betonu a obnažení výztuže a její korozi je zapotřebí použít zainjektování těchto spár. Pro trhliny s šířkou 2 mm až 5 mm lze provést injektáž polymerními látkami na bázi epoxidové pryskyřice, pro trhliny větších rozměrů cementovým mlékem nebo cementovou suspenzí. (19)

5.5.2. Svislé nosné konstrukce

Statickým posouzením vybrané svislé nosné zděné stěny s největším působícím svislým zatížením v podzemním podlaží a prvním nadzemním podlaží dle ČSN EN 1996 – 1 – 1 byly vyšetřeny reálné rezervy v únosnosti těchto konstrukcí. Výpočty prokázaly, že nejkritičtějším místem posouzení je stávající zděná stěna tloušťky 300 mm v prvním nadzemním podlaží (zatížena vodorovnými nosnými konstrukcemi o osovém rozpětí 4,5 m), která nevyhovuje současným platným normám. Nosná svislá konstrukce byla posouzena v její hlavě a polovině světlé výšky a ani v jednom z těchto průřezů nesplňuje požadované hodnoty únosnosti. Jakékoliv úpravy a rekonstrukce znamenající navýšení intenzity zatížení těchto svislých nosných konstrukcí by vyžadovali zvýšení její únosnosti zesílením.

Zesílení svislých nosných konstrukcí s sebou však přináší nejen následná další podrobná statická posouzení pro použití konkrétní metody, ale především také nežádoucí zmenšení půdorysného prostoru interiéru zvýšením tloušťky těchto zděných konstrukcí. Vhodnou volbou pro zesílení nosných zdí ve vyšetřovaném bytovém domě by bylo v tomto případě využití tenkostěnných lomenicových stěn za použití plošných ocelových dílců z tenkostěnných, za studena tvarovaných lomenicových profilů. Tyto ocelové lomenicové stěny umožňují kontinuální zesílení svislých nosných zděných konstrukcí v celé ploše sanované stěny nebo v jejích

částech. Tloušťka ocelového plechu se pohybuje mezi 1 až 3 mm, vlny lichoběžníkového tvaru mají výšku 80 mm a celková skladebná šířka lomenicové stěny je 300 až 600 mm (doplňková 200 mm). Zesilující ocelová stěna zajišťuje kontinuální podepření stropní konstrukce a přebírá požadovanou část zatížení přímo ze stropní konstrukce, nikoliv prostřednictvím původní zděné stěny. Předností této metody je výrazné omezení mokrých procesů a bouracích prací, umožňující převážně suchou a rychlou montáž a zabezpečení stávající konstrukce. Pomocí předpínacích šroubů, umístěných na spodním roznášecím úhelníku lze zajistit okamžitou aktivaci zesilující ocelové stěny. Další výhodou řešení je nízká plošná hmotnost ocelových přídavných stěn, která umožňují zachování původních základových konstrukcí (pro tloušťku ocelového plechu je hmotnost stěny 13,5 kg/m², pro 3 mm hmotnost 40,5 kg/m²). Ocelové stěny lze opatřit nástřiky, nátěry nebo opatřit deskovými materiály (sádrové, cementotřískové desky, apod.), dle požadavků uživatelů bytových jednotek. (30) Schémata technologického řešení této metody jsou vyobrazeny na Obr. 5.2.



Obr. 5.2: Zesílení zděné nosné stěny ocelovou lomenicovou konstrukcí – schémata technologického řešení a řešení kompletačních úprav těchto stěn (19)

5.5.3. Střešní konstrukce

Tepelně technickým posouzením stropní konstrukce čtvrtého nadzemního podlaží v Kapi-tole 3 bylo zjištěno, že stávající souvrství nevyhovuje současným platným normám a je zapo-třebí provést zateplení podlahy půdního prostoru. Vzhledem k tomu, že tento prostor není nijak využíván, bylo navrženo zateplení pro nepochůzí stropní konstrukci. Tepelně technic-

kým výpočtem byla navržena tepelná izolace ze skelné vaty Knauf Insulation Classic 039 o tloušťce 120 mm. Izolace bude volně ložena a kladena vystřídáním ve dvou vrstvách tak, aby jednotlivé spáry po její výšce nebyly průběžné. Po pokládce izolace je třeba konstrukci chránit použitím difúzní fólie. V případě potřebné revize bude provedena v půdním prostoru pochází látka z podkladních hranolů výšky 140 mm přikotvených do konstrukce podlahy z betonové mazaniny a z prken na nich mechanicky připevněných. Prkna i hranoly budou impregnována proti působení vlhkosti.

Před započítáním zateplení půdního prostoru je nutné ošetřit dřevěné prvky krovu napadené místy souvislou plísní. Nejdříve je však zapotřebí odstranit příčinu jejího vzniku, tedy zabránit tvorbě zvýšené vlhkosti v půdním prostoru vnikáním srážkových vod do konstrukce, způsobené neodborně provedenou pojistnou hydroizolační vrstvou střešní konstrukce. Hydroizolace je chybně řešena především v místě prostupů střešní konstrukcí, ale i v místech jejích spojů a je nezbytné ji vyspravit či nahradit podle správných technologických postupů. Následně bude dřevěná konstrukce krovu ošetřena vhodnými přípravky nejen se sanačními (likvidačními) účinky, ale také s dlouhodobou preventivní účinností.

Závěr

Cílem této diplomové práce bylo provést komplexní stavebně technický průzkum bytového domu na sídlišti Solidarita ve Strašnicích, zhodnotit tak jeho stávající stav provedením analýzy všech jeho jednotlivých konstrukcí a následně pak navrhnout vhodná sanační opatření všech odhalených vad a poruch.

Provedením předběžného stavebně technického průzkumu bylo zjištěno, že objekt nevykazuje žádné známky závažných poruch ohrožujících jeho stavebně technický stav a majících zásadní vliv na bezpečnost a spolehlivost užívání bytového domu a všechny tyto závady jsou způsobeny především zanedbáním údržbových prací, stářím objektu nebo změnami požadavků současných platných norem. Vzhledem k tomu, že během výstavby objektu byla využita v hojné míře technologie prefabrikace, se kterou se v tehdejší době ještě příliš neexperimentovalo, a tato metoda byla spíše ve fázi vývinu, bylo rozhodnuto o zaměření podrobného průzkumu především na tyto ojedinělé konstrukce, charakterizující dnešní podobu Solidarity. Jedná se především o technologické řešení obvodových konstrukcí pomocí specifických sendvičových železobetonových panelů a vodorovných nosných konstrukcí sestavených ze stropních železobetonových panelů s plastickým vlnitým podhledem.

Po komplexní analýze bytového domu byl stávající stav tepelně technických vlastností jednotlivých konstrukcí objektu vyhodnocen za rozhodující závadu z hlediska stavebně konstrukčního. Průzkum byl orientován především na vypracování tepelně technického posouzení rozhodujících konstrukcí, kterými dochází k tepelným ztrátám objektu a následném návrhu vnějšího kontaktního zateplovacího systému na fasádu a zateplení s tím spjatých konstrukcí. Dále pak bylo provedeno statické posouzení svislých a vodorovných nosných konstrukcí za účelem stanovení jejich reálných rezerv v únosnosti v případě modernizace bytových jednotek přinášejících s sebou změny dispozičního řešení, které jsou v dnešní době stále více vyžadovány. Výpočty prokázaly, že stávající stropní konstrukce nevykazují požadovanou únosnost při nedostatečném uvážení rozmístění a materiálovém řešení dělících příček. Překročení jejich

stanovené povolené objemové tíhy v závislosti na jejich umístění by znamenalo zásadní zásah do statického působení nejen vodorovných, ale i svislých nosných konstrukcí, které by vyžadovali sanační opatření v podobě jejich zesílení.

Celkový stávající stav objektu odpovídá svému stáří 66 let, ale především také způsobu výstavby, použitým technologiím a okolnostem, za jakých sídliště vznikalo. Bytový dům, zaujímající svoji pozornost již na první pohled svojí členitou fasádou přiznávající montážní skladbu z prefabrikátů, během prováděného průzkumu postupně odhaloval nejen svoji bohatou historii, ale také problémy spjaté s použitými konstrukčními metodami. Na první dojem zdánlivě jednoduchý úkol provedení průzkumu později poukázal na mnoho komplikací spjatých nejen s omezením dostupné dokumentace bytového domu, ale také se silnou citovou vazbou místních obyvatel s tímto místem a tím i omezením možností prováděných sond a návrhových sanačních prací. Jedná se zejména o obtížnost v řešení řádného zateplení všech konstrukcí v souladu dle platných norem za současného zachování stávajícího architektonického rázu objektu.

Na práci v tomto modelu by bylo možné navazovat ve více směrech. Jednou z možností je provést další odborná statická posouzení stropních i svislých konstrukcí a podrobný návrh opatření v případě zvýšení intenzity působícího zatížení způsobeného například překročením stanovených povolených objemových tíh dělicích konstrukcí nebo také skladováním osobních předmětů nadměrných hmotností. Pro komplexní řešení zateplení objektu, které nebylo hlavním předmětem této práce, by bylo pak dále zapotřebí dořešit podrobně všechny konstrukční detaily rozhodující z tepelně technického hlediska.

Použité zdroje

1. *Solidarita. Zpravodaj dobrého bydlení.* Obecně prospěšné stavební družstvo, Solidarita. 2, Praha II: Svoboda, 1946, Sv. I.
2. JANEČKOVÁ, Michaela, NOVOTNÁ, Eva, ŠPIČÁKOVÁ, Barbora, ZARECO, Kimberly Elman. *Sídliště SOLIDARITA.* Praha : Archiv výtvarného umění o.s., 2014. ISBN 978-80-905744-2.
3. *Solidarita. Zpravodaj dobrého bydlení.* Obecně prospěšné stavební družstvo, Solidarita. 1, Praha II : Svoboda, 1947, Sv. II.
4. *Solidarira. Zpravodaj dobrého bydlení.* Obecně prospěšné stavební družstvo, Solidarita. 3, Praha II : Svoboda, 1946, Sv. I.
5. Institut plánování a rozvoje hl. m. Prahy, Oddělení spisovny a archivu. *Nesetříděný fond Sídliště Solidarita, fotografická dokumentace.* Praha 1950.
6. Institut plánování a rozvoje hl. m. Prahy, Oddělení spisovny a archivu. *Plán zastavění sídliště Solidarita ve Strašnicích.* Obecně prospěšné stavební družstvo Solidarita, Praha 1947.
7. *Solidarita. Zpravodaj dobrého bydlení.* Obecně prospěšné stavební družstvo, Solidarita. 1, Praha II : Svoboda, 1949, Sv. IV.
8. ZARECOROVÁ, Kimberly Elman. *Utváření socialistické modernity, Bydlení v Československu v letech 1945-1960.* Praha : Academia, 2015. ISBN 978-80-200-2308-7.
9. *Solidarita. Zpravodaj dobrého bydlení.* Obecně prospěšné stavební družstvo, Solidarita. 4, Praha : Svoboda, Praha II, 1948, Sv. III.
10. Národní technické muzeum, Muzeum architektury a stavitelství: Archiv architektury a stavitelství. Archivní pozůstalost architekta Františka Jecha. *Novinky ve stavebnictví: stropnice "vlnky".* 1949. Sv. 20130408/01.
11. *Solidarita. Zpravodaj dobrého bydlení.* Obecně prospěšné stavební družstvo, Solidarita. 1, Praha : Svoboda, Praha II, 1948, Sv. III.
12. *Solidarita. Zpravodaj dobrého bydlení.* Obecně prospěšné stavební družstvo, Solidarita. 2, Praha II : Svoboda, 1949, Sv. IV.

13. *Sídliště Solidarita ve Strašnicích*. [Online] Mapová data © 2016 Google. [Citace: 3. květen 2016.] Dostupné z: <https://www.google.cz/maps/@50.0672681,14.5013604,1712a,20y,359.21h,27.55t/data=!3m1!1e3>.
14. ČÚZK. Nahlížení do katastru nemovitostí. [Online] Český úřad zeměměřičský a katastrální, 13. duben 2016. [Citace: 13. duben 2016.] Dostupné z: <http://www.nahlizenidokn.cuzk.cz>.
15. BENEŠ, Petr, MACEKOVÁ, Věra, MOUDRÝ, Ivan, NOVOTNÝ, Miroslav, VLČEK, Milan. *Poruchy a rekonstrukce staveb*. Brno : ERA group spol. s r.o., 2001. ISBN 80-86517-10-1.
16. Úřad městské části Praha 10, Referát administrativy a archivu SÚ. *Nájemný dům "Solidarita", Výkresová projektová dokumentace ověřená ve stavebním řízení*. Praha-Strašnice : Solidarita, Obecně prospěšné stavební družstvo, 1948. Pozemek č.p. 2798/18. Č.p. 210. Katastrální území Strašnice.
17. Úřad městské části Praha 10, Referát administrativy a archivu SÚ. *Nájemný dům "Solidarita", Původní výkresová projektová dokumentace ověřená ve stavebním řízení*. Praha-Strašnice : Solidarita, Obecně prospěšné stavební družstvo, 1950. Pozemek č.p. 2798/18. Č.p. 210. Katastrální území Strašnice.
18. VIMMR, Tomáš, VIMMROVÁ, Radka a VOJTKOVÁ, Helena. *Stavebně technický průzkum obvodového pláště bytových domů na sídlišti Solidarita Praha 10 - Strašnice*. Praha 4 : STÚ - K, a. s., březen 2011.
19. WITZANY, Jiří, ČEJKA, Tomáš, WASSERBAUER, Richard, ZIGLER, Radek. *PDR - Poruchy, degradace a rekonstrukce*. Praha : České vysoké učení technické v Praze, 2010. ISBN 978-80-01-04488-9.
20. PROCEQ. Concrete Test Hammer DIGI-SCHMIDT 2000 MOdell ND/LD. [Online] duben 2006. [Citace: 1. duben 2016.] Dostupné z: http://www.proceq.com/fileadmin/documents/proceq/products/Concrete/Digi-Schmidt/English/DigiSchmidt_OI_DEF_2011.07.31_low.pdf.
21. Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební. BI03 - Diagnostické metody ve stavebnictví. *Tvrdoměrné zkoušení betonu*. [Online] 2012. [Citace: 1. duben 2016.] Dostupné z: http://www.szk.fce.vutbr.cz/vyuka/BI03/M_C2_2016_N%C3%A1vod.pdf.
22. ČSN 73 1373. *Nedestruktivní zkoušení betonu - Tvrdoměrné metody zkoušení betonu*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, září 2011.
23. ANTON, Ondřej. *Základy zkušebnictví: návody do cvičení*. Brno : Akademické nakladatelství CERM, 2002. ISBN 80-214-2079-0.

24. CIKRLE, Petr. BI52 Diagnostika stavebních konstrukcí. *Přednášky z předmětu Diagnostika stavebních konstrukcí*. [Online] 2012. [Citace: 14. duben 2016.] Dostupné z: <http://www.szk.fce.vutbr.cz/vyuka/BI52/BI52%20prednasky.zip>.
25. Ústav stavebního zkušebnictví, Fakulta stavební. BI52 - Diagnostika stavebních konstrukcí. *Elektromagnetické indikátory výztuže*. [Online] 2012. [Citace: 14. duben 2016.] Dostupné z: http://www.szk.fce.vutbr.cz/vyuka/BI52/2016/ESF_C5a_2016_N%C3%A1vod.pdf.
26. WITZANY, Jiří. *Poruchy a rekonstrukce zděných budov*. Praha : Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků, 1999. ISBN 80-902697-5-3.
27. ČSN EN 1992-1-1 (731201). Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. místo neznámé : Český normalizační institut, 2005.
28. ČSN EN 1996-1-1 (731101). Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce. místo neznámé : Český normalizační institut, 2007.
29. ČSN EN 1991-1-1 (730035). Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. místo neznámé : Český normalizační institut, 2003.
30. WITZANY, Jiří. *Konstrukce pozemních staveb 60. Díl 1., Poruchy a rekonstrukce staveb*. Praha : České vysoké učení technické, 1994. ISBN 80-01-01144-5.

Přílohy

Výkresová dokumentace

Výkres č. 1	Půdorys podzemního podlaží – stávající stav	M 1:100
Výkres č. 2	Půdorys 1. nadzemního podlaží – stávající stav	M 1:100
Výkres č. 3	Půdorys 2. nadzemního podlaží – stávající stav	M 1:100
Výkres č. 4	Půdorys 3. nadzemního podlaží – stávající stav	M 1:100
Výkres č. 5	Půdorys 4. nadzemního podlaží – stávající stav	M 1:100
Výkres č. 6	Půdorys krovu – stávající stav	M 1:100
Výkres č. 7	Pohled severní a jižní – stávající stav	M 1:100
Výkres č. 8	Pohled východní a západní + dvory – stávající stav	M 1:100
Výkres č. 9	Půdorys 1. nadzemního podlaží – nový stav	M 1:100
Výkres č. 10	Půdorys krovu – nový stav	M 1:100