

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

FAKULTA STAVEBNÍ

Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

**Dodatečné provádění otvorů v nosných stěnách
panelových objektů**

**Additional execution of openings in the bearing walls of
panel buildings**

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Demuthová Jméno: Anna Osobní číslo: 477408
Zadávací katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Dodatečné provádění otvorů v nosných stěnách panelových objektů

Název bakalářské práce anglicky: Additional execution of openings in the bearing walls of panel buildings

Pokyny pro vypracování:

Konstrukční systémy panelových domů

Postupy pro návrh a realizaci dodatečných prostupů ve stěnových železobetonových systémech, nutné konstrukční úpravy

Variantský návrh realizace dodatečného otvoru v nosné stěně vybraného panelového objektu - statické posouzení, konstrukční opatření, základní výkresová dokumentace

Seznam doporučené literatury:

ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992

Procházka, Šmejkal: Betonové vícepodlažní a halové konstrukce. ČVUT, 2018

Witzany, Pašek, Čejka, Zigler: Konstrukce pozemních staveb 70 - Prefabrikované konstrukční systémy a části staveb. ČVUT 2003

Witzany, Vrba, Honzík: Otvory v panelových domech. ČKAIT, 2014

Zich, Bažant: Montované betonové konstrukce. CERM, 2018

Archiv časopisu Beton TKS

Další vhodná samostatně vyhledaná literatura

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Martin Típka, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 10.2.2021 Termín odevzdání bakalářské práce: 16.5.2021

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

.....
Podpis vedoucího práce

.....
Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

.....
Datum převzetí zadání

.....
Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Čestné prohlášení: „Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracovala samostatně, a že jsem uvedla veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.“

V Praze: 16.5.2021

.....

Anna Demuthová

Poděkování

Chtěla bych velmi poděkovat Ing. Martinu Tipkovi, Ph.D. za ochotu, trpělivost, cenné rady v průběhu studia a odborné vedení při zpracování této bakalářské práce, které mi velmi pomohlo k jejímu dokončení.

Dále děkuji rodičům a blízkým za umožnění studia a podporu v jeho průběhu.

Anna Demuthová

Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá problematikou dodatečného provádění prostupů v nosných panelových stěnách. V úvodní části práce jsou popisovány jednotlivé panelové soustavy a jejich specifika. Následně je podrobněji popsána soustava T06B, stropní a stěnové panely včetně stykování panelů. Je rozebrána technologie provádění dodatečných otvorů, možnosti ztužení nadpraží a ostění včetně úskalí jednotlivých metod a zásady provádění dodatečných otvorů. Obsahem konstrukční části práce je variantní návrh provedení dodatečného otvoru v nosné stěně panelového objektu. Varianty jsou srovnávány na základě nutné plochy výztuže v závislosti na umístění otvoru a na přítomnosti již provedených dodatečných prostupů v přilehlých podlažích. Analýza jednotlivých variant je provedena na základě výsledků výpočetního programu SCIA Engineer.

Klíčová slova

Železobetonový panel, panelová soustava T06B, styky panelů, dodatečné provádění otvorů, CFRP materiály.

Abstract

The bachelor's thesis is dealing with the issue of additional execution of openings in the load-bearing panel walls. In the introduction part each panel system and its specifics are described. Next, the system T06B, ceiling and wall panels including panel joints are covered more thoroughly. The technology of additional hole making and stiffening options of lintel and wall lining is discussed, including pitfalls of individual methods and principles of additional hole making. The constructive part of thesis comprises of variant design of an additional opening in the load-bearing wall of a panel object. The variants comparison is based on necessary stiffing area needed in connection with hole localization and on presence of additional penetrations already made in the adjacent floors. Individual variant analysis is conducted with use of computer program SCIA Engineer results.

Keywords

Reinforced concrete panel, panel system T06B, panel joints, additional hole making, CFRP materials.

Obsah

1	Úvod.....	8
2	Výstavba panelových domů	9
2.1	Soustava G40	10
2.2	Soustava G57	11
2.3	Soustava T06B.....	12
2.4	Soustava T08B.....	12
2.5	Soustava VVÚ-ETA	13
3	Podrobná charakteristika soustavy T06B.....	16
3.1	Krajské varianty soustavy T06B.....	16
3.1.1	Středočeská varianta.....	16
3.1.2	Severočeská varianta	17
3.1.3	Jihočeská varianta.....	18
3.1.4	Západočeská varianta – Karlovy Vary	18
3.2	Stropní dílce.....	19
3.3	Stěnové dílce nosné konstrukce	21
3.4	Styky dílců nosné konstrukce	25
3.4.1	Svislé styky.....	26
3.4.2	Vodorovné styky	30
4	Provádění otvorů v nosných stěnách.....	34
4.1	Ztužení nadpraží pomocí FRP materiálů	37
4.1.1	Zásady pro dimenzování CFRP prvků	39
4.2	Další varianty ztužení nadpraží.....	41
4.3	Zásady provádění dodatečného otvoru	45
5	Analýza vlivu polohy, velikosti a četnosti otvorů na napětí v konstrukci	47
5.1	Zatížení	50
5.2	Výpočetní modely.....	51

5.2.1	Ověření výpočetního modelu	53
5.3	Materiálové charakteristiky	55
5.4	Vyhodnocení variant konstrukčních úprav	55
5.4.1	Varianta 1	55
5.4.2	Varianta 2	58
5.4.3	Varianta 3	60
5.4.4	Varianta 4	62
5.4.5	Porovnání jednotlivých variant.....	64
6	Závěr	65
7	Literatura a podklady	67
Příloha 1: Statický výpočet		
Příloha 2-7: Výkresová dokumentace		

1 Úvod

Panelová výstavba bytových domů započala na začátku padesátých let minulého století a byla ukončena přibližně v polovině devadesátých let minulého století. Během této doby se podoba panelových domů značně proměnila.

Bylo použito několik typů soustav, které se liší typem panelů, jejich vyztužením, stykáním panelů nebo i uspořádáním modulů. Spojuje je však skutečnost, že se jedná o konstrukce, které se snažily co nejvíce optimalizovat tloušťku nosných prvků, snížit náklady výstavby a poskytnout tak všem možnost na kvalitní bydlení s otevřenou fasádou a dostatkem přirozeného světla. Cenou za to je značná uniformita, všechna podlaží jsou totožná, aby nedocházelo ke vzniku smykových sil a momentů od stálého zatížení.

V panelových domech v dnešní době žije přibližně 1/3 obyvatel České republiky. Je tedy nutné se jimi zabývat i přesto, že se jejich výstavba ukončila před více než 20 lety (opravy, rekonstrukce).

V poslední době se začíná stále více skloňovat otázka životnosti panelových domů. Nejedná se přímo o životnost nosné konstrukce (s výjimkou předsazených konstrukcí), výměna a opravy vyžadují spíše rozvody TZB a obvodový plášť. V tomto případě je však myšlena především tzv. morální životnost konstrukce. Obyvatelé panelových domů čím dál častěji vznášejí požadavky na modernizaci bytových jednotek, což je značná výzva nejen pro architekty, ale i pro statiky. Velmi častý je požadavek na propojování místností a vytváření dodatečných otvorů v nosných stěnách. I přesto, že stěny jsou tloušťky pouze např. 150 mm, jedná se o nosné stěny.

Neodborné provedení otvoru v nosné stěně může mít za následek vznik trhlin vlivem nadměrné deformace, vyčerpání rezervy konstrukce a následně fatální dopad při mimořádném zatížení konstrukce. Proto je potřeba se problematikou panelových domů zabývat i v dnešní době.

Cílem této práce je zjistit vliv provádění dodatečných otvorů v nosných stěnách na celkovou tuhost a únosnost konstrukce. Porovnání výsledků napětí u různých variant pozic, velikosti a četnosti dodatečně prováděných otvorů v nosné příčné stěně soustavy T06B.

2 Výstavba panelových domů

Vývoj panelových domů v Československu započal už během druhé světové války. Podílelo se na něm především stavební oddělení firmy Baťa ve Zlíně. Od monolitické konstrukce se opustilo kvůli její nízké efektivitě a vývoj se soustředil na prefabrikaci betonových dílců. Vývoj byl přerušen znárodněním stavebnictví v roce 1948, avšak poválečná bytová krize si žádala rychlou výstavbu bytových objektů, a tak se ve vývoji pokračovalo v národním podniku Stavosvit. Před koncem padesátých let minulého století byl realizován první třípodlažní bytový dům na sídlišti Podvesná IV. Dům byl postaven z betonových bloků o výšce jednoho celého podlaží, ale šířce pouze 900 respektive 1080 mm. [1]



Obr. 2.1 Experimentální panelový dům na sídlišti Podvesná ve Zlíně [1]

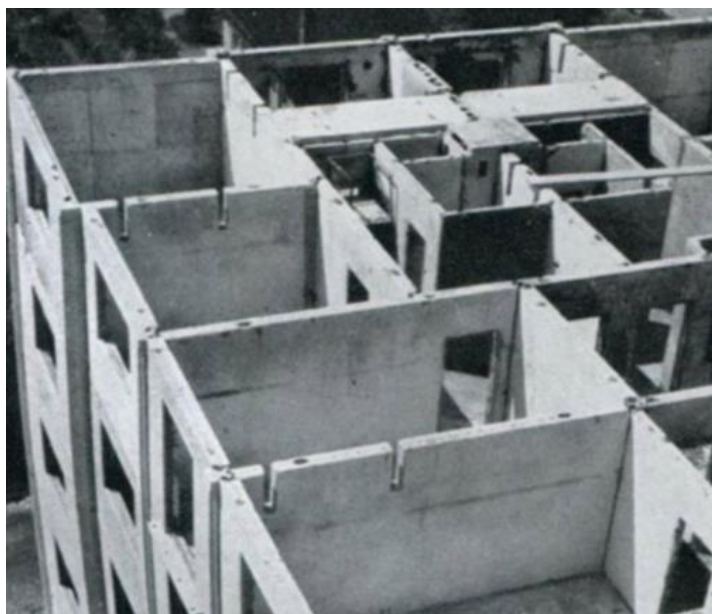
Použití úzkých panelů bylo zvoleno zejména z důvodu požadavků mechanizací a nedostatečných zkušeností pracovníků. Významná část prací, jako zasekávání drážek pro elektroinstalace či vnější fasáda, byla prováděna klasickým způsobem. Proto byl tento typ výstavby označován za „polomontovanou“ a stále nedostatečně efektivní.

Nadále byla snaha o to, aby se co nejdůležitější část prací přenesla do výroby a pouze minimum prací bylo prováděno na stavbě. Proto byly vyvinuty velkoformátové celostěnové dílce se záměrem vytvořit konstrukci s příčným nosným systémem. Nevýhodou tohoto řešení bylo, že dílec vážil téměř 5 t. Aby bylo možné technicky zvládnout výstavbu, byl sestaven nový typ portálového jeřábu se dvěma kočkami. Ocelová konstrukce jeřábu byla svařena s možností rozebírání na menší díly.

2.1 Soustava G40

První panelový dům v Československu byl postaven ve Zlíně v soustavě G40 roku 1953. Název soustavy neodkazuje na rok vzniku, ale G v názvu reprezentuje Gottwaldov, kde byla soustava převážně vyvíjena a číslo 40 značí počet bytových jednotek.

Panelové domy této soustavy mají 5 nadzemních podlaží, dvě sekce a celkem 40 bytových jednotek. Nosné stěnové panely měly tloušťku 160 nebo 180 mm a byly realizovány jako dutinové. Stropní panely byly vyrobeny jako plné, tloušťky 120 mm. Bylo využito podlahové vytápění Crittall. Bytové jádro obsahovalo sdruženou instalační šachtu – dva byty měly společnou jednu šachtu. [1]



Obr. 2.2 Hrubá stavba soustava G40 [1]

Unikum této panelové soustavy je, že se jedná o jedinou zdobenou soustavu. Zdobení bylo provedeno v duchu socialistického realismu. Na objektech najdeme zdobení v podobě portálu a atik.



Obr. 2.3 Prvky fasády soustavy G40 [2]

2.2 Soustava G57

Soustava G57 je nástupcem soustavy G40. Je to první celostátní soustava, její výstavba probíhala po celém Československu. Jedná se o systém s příčnými nosnými stěnami a podélně ztužujícími stěnami. Konstrukce byla postavena s rozponem 3,6 m. Původně byly vždy tři sekce – trojdomy s 3, 4 nebo 5 podlažími, bez výtahů. Později se objevovaly i varianty s šesti podlažími a výtahem.

Odlišností od soustavy G40 je buď zcela chybějící nebo velmi malé zdobení fasády a na rozdíl od svého předchůdce již má lodžie.[2]



Obr. 2.4 Čelní pohled na panelový dům soustavy G57 [2]

2.3 Soustava T06B

Výrobní řada T06B vznikla vývojem soustavy G57. Jedná se o nejrozšířenější typ soustavy. I proto má tato soustava velké množství variant. Při výstavbě této soustavy byly dané směrnice pro nosný systém. Řešení obvodového pláště bylo v kompetenci jednotlivých krajů, proto se v souvislosti se soustavou T06B často mluví o jejich krajských variantách. Například na Ostravsku se do betonové směsi obvodového pláště přidávala struska, která byla odpadním produktem ostravského hutního průmyslu.

Byl použit jednotný rozpon nosné konstrukce, a to 3,6 m. Stropní panely byly vyráběny plné tloušťky 120, případně 150 mm. Stěnové panely byly vyráběny v tloušťce 140 nebo 150 mm. U všech variant soustavy T06B jsou lodžie nebo balkony, v jednotlivých krajských variantách se liší hloubka lodžie a její zapuštění. U varianty T06B-PSB-U jsou lodžie pouze u schodišť a u bytů jsou balkony, které jsou konzolově vyneseny ze stropních panelů.[2]



Obr. 2.5 Čelní pohled na panelový dům soustavy T06B-OS [3]



Obr. 2.6 Čelní pohled na panelový dům soustavy T06BU v Ústeckém kraji [3]

2.4 Soustava T08B

Panelová soustava T08B byla vyvíjena souběžně se soustavou T06B a ve stejné době začala i výstavba. Oproti soustavě T06B byla tato konstrukční soustava řešena s rozponem 6 m, což umožňovalo velkou variabilitu dispozice bytových jednotek. Nenosné příčky byly realizované z lehčených materiálů, aby se snížilo zatížení stropních panelů od jednotlivých buněk. Tato soustava je stavěna zásadně s jednoramenným schodištěm a předsazenými lodžiami.

Stropní panely byly předpjaté, dutinové, tloušťky 190 mm. Předpětí stropních panelů se provádělo elektro ohřevem. Nosné stěnové panely měly tloušťku 190 mm a byly plné. [2]



Obr. 2.7 Panelový dům soustavy T08B [2]

2.5 Soustava VVÚ-ETA

Jedna z posledních panelových soustav, která vznikla, byla soustava VVÚ-ETA. Vyvinula se ze soustavy T08B. Byl zachován hlavní rozpon nosné konstrukce 6 m, ke kterému byl přidán doplňkový rozpon 3 m.

Rozdíl oproti T08B je především v tom, že tato soustavu již zcela spadá do NKS, tedy je vyrobena podle podkladů pro nové konstrukční soustavy. Tyto podklady měly opravit nedostatky předchozích soustav a také reagovaly na neštěstí roku 1968 v Londýně, kde došlo k výbuchu plynu v 18. podlaží a následnému progresivnímu kolapsu.[2][4]



Obr. 2.8 Progresivní kolaps v roce 1968 Ronan Point [4]

Podle nových směrnic byly požadovány vícevrstvé obvodové panely, dvouplášťové střechy a byl vyvinut nový typ oken s lepšími izolačními vlastnostmi. Velmi důležitým bodem byl požadavek na vyšší prostorovou tuhost. Stropní panely nebyly přivařovány pouze k nosným stěnám, ale i k sousedním panelům. To mělo zajistit vyšší tuhost konstrukce a schopnost redistribuce napětí v případě mimořádného zatížení. [2]



Obr. 2.9 Čelní pohled na panelový dům soustavy VVÚ-ETA [2]

Tab. 2.1 Porovnání vybraných typů panelových soustav [2][5]

Soustava	G40	G57	T06B	T08B	VVÚ – ETA
Začátek výstavby	1953	1957	1963	1963	1971
Rozpon nosného systému	3,2 a 3,8 m	3,6 m	3,6 m	6 m	6 m a doplňkový 3 m
Tloušťka stropních panelů	120 mm	100 mm	120 nebo 150 mm	190 mm	190 mm
Průřez stropních panelů	Plný	Plný	Plný	Dutinové	Dutinové
Předpětí výztuže	NE	ANO	NE	ANO	ANO
Tloušťka stěnových panelů	160 nebo 180 mm	200 nebo 160 mm	140 nebo 150 mm	190 mm	190 mm
Průřez stěnového panelu	Dutinový	Plný	Plný	Plný	Plný
Počet podlaží	5	Původně 3-5	4, 8, 13	4 případně 8	4,8,12

3 Podrobná charakteristika soustavy T06B

3.1 Krajské varianty soustavy T06B

Soustava T06B se stavěla po celé Československé republice. Na českém území vzniklo nejvíce panelových domů právě v soustavě T06B. V době vzniku této panelové soustavy byly vydány základní podklady, které mají všechny varianty stejné, jako například jednotný rozpon 3,6 m, příčný nosný systém nebo konstrukční výšku 2,8 m. V ostatních ohledech se měla výstavba přizpůsobit materiálovým možnostem krajů, díky čemuž vzniklo několik variant.[5]

Jednotlivé varianty vznikaly souběžně, nelze tedy říct, že některá z krajských variant by byla výchozí. Pro snazší porovnání krajských modifikací bude v následujících pasážích práce uvažována jako výchozí Středočeská varianta.

3.1.1 Středočeská varianta

Pro středočeskou variantu jsou typické řadové domy o čtyřech nebo osmi podlažích a věžové domy o třinácti podlažích. Nosné stěny byly realizovány z železobetonových nebo betonových celostěnových dílců tloušťky 150 mm (řadové domy) nebo 200 mm (věžové domy), stropní dílce železobetonové plné tloušťky 120 mm. Nosné štítové dílce byly tloušťky 310 mm z keramzitbetonu. Nenosný obvodový plášť v průčelí byl i v rámci krajské varianty postupně obměněn. Často užívané varianty byly jednovrstvé keramzitbetonové celostěnové dílce tloušťky 270 mm, samonosné sendvičové celostěnové panely tl. 320 mm nebo jednovrstvé parapetní křemelinové dílce tl. 200 mm zavěšené na příčných nosných stěnách.

Lodžie byly realizované jako zapuštěné nebo polozapuštěné a balkóny se prováděly zavěšené.

Spodní stavba byla prováděna jako montovaná, stejně jako dvouramenné schodiště. Dělicí příčky byly realizovány jako železobetonové dílce tloušťky 60 mm a 80 mm. Střecha byla jednoplášťová, později dvouplášťová.[5]



Obr. 3.1 Zadní průčelí středočeské varianty soustavy T06B [3]

3.1.2 Severočeská varianta

Jedním z významných rozdílů v nosné konstrukci je skutečnost, že železobetonové stěny byly tloušťky 140 mm. Štítové stěny byly realizovány jako vrstvené celostěnové dílce tloušťky 320 mm s tepelnou izolací z plynosilikátu. Obvodový plášť v průčelí se opět vyskytoval v několika různých provedeních, např. samonosné vrstvené celostěnové dílce tloušťky 240 mm s tepelnou izolací z plynosilikátu nebo sendvičové celostěnové železobetonové dílce tloušťky 220 mm s tepelnou izolací z polystyrenu. [5]



Obr. 3.2 Průčelí severočeské varianty soustavy T06B [3]

3.1.3 Jihočeská varianta

Stejně jako severočeská varianta se i jihočeská liší od středočeské v tloušťce nosné stěny. Nosné stěny byly prováděny v tloušťce 140 mm z železobetonových plných panelů. Stropní panely byly vyráběny ve dvou tloušťkách 120 a 140 mm, železobetonové s plným průřezem.

Obvodový plášť průčelí se vyskytoval v rámci jihočeské oblasti ve dvou variantách: dvouvrstvé parapetní keramické dílce tloušťky 300 mm nebo jednovrstvé parapetní křemelinové dílce tloušťky 200 mm zavěšené na příčných nosných stěnách. Štítové stěny se prováděly z křemelinových panelů tloušťky 200 mm zavěšené na železobetonové panely tloušťky 140 mm.

U panelových domů s keramickým obvodovým pláštěm byla konstrukce balkónu prováděna jako ocelová zavěšená, u objektů s křemelinovým obvodovým pláštěm byly balkóny prováděny jako vykonzolovaná železobetonová deska šířky 3,6 m. [5]



Obr. 3.3 Zadní průčelí jihočeské varianty soustavy T06B (varianta s balkony)[3]

3.1.4 Západočeská varianta – Karlovy Vary

Hlavním rozdílem oproti středočeské variantě je, že stěnové dílce pro příčné nosné stěny mají tloušťku 150 mm. Podélné ztužující stěny a stěny štítové byly prováděny v tloušťce 150 mm plné, tloušťky 120 mm, po roce 1980 se přešlo na stropní dílce tloušťky 150 mm.

Obvodový plášť byl prováděn z celostěnových keramzitbetonových fasádních prvků tloušťky 320 mm, které byly nesené ocelovými konzolami. [5]

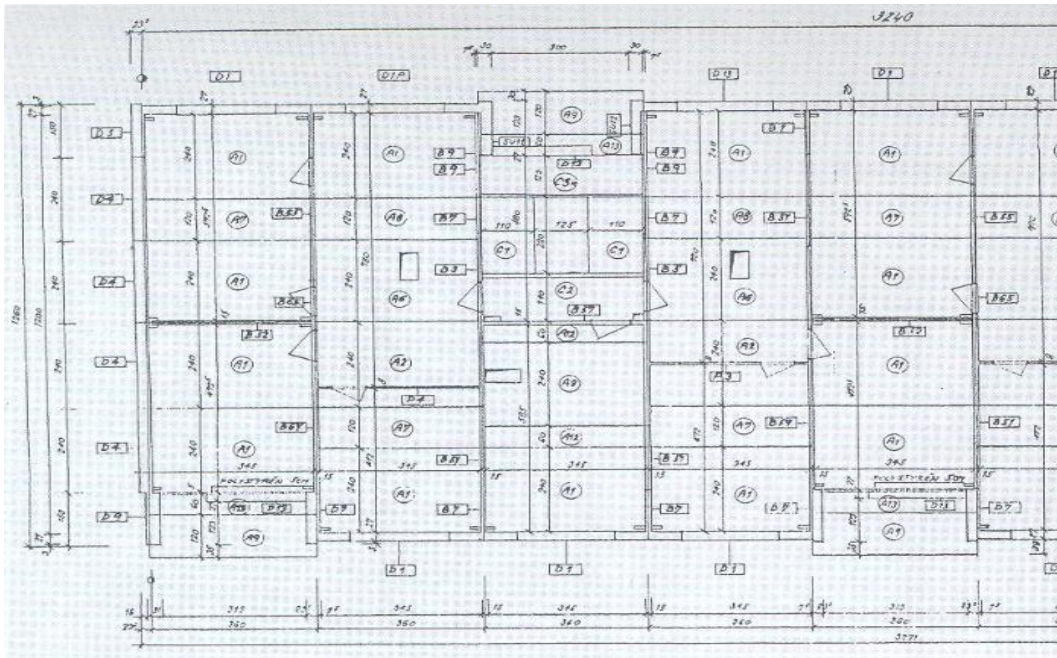


Obr. 3.4 Zadní průčelí západočeské varianty soustavy T06B[3]

3.2 Stropní dílce

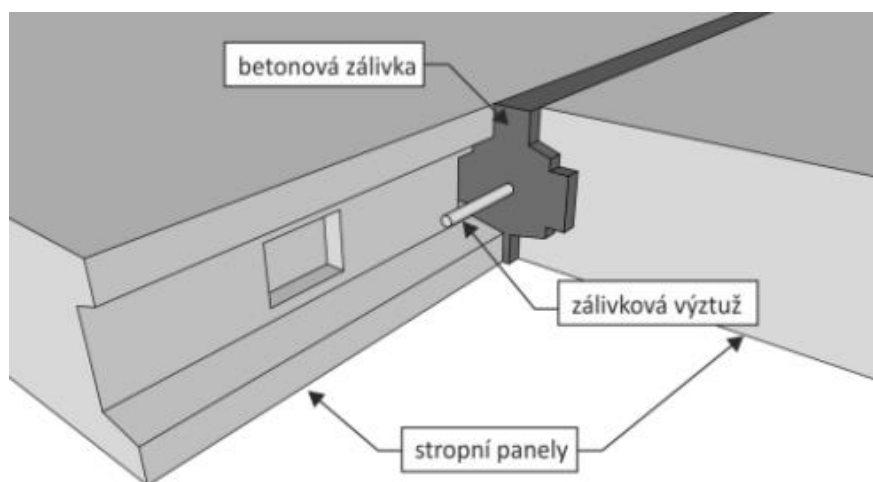
Při výstavbě soustavy T06B se používaly stropní dílce plné, nepředpjaté tloušťky nejčastěji 140 mm později 150 mm z betonu B20 (dle současného značení C16/20). Stropní panely byly kloubově ukládány na příčné nosné stěny s rozponem 3,6 m (malorozponová soustava).

Stropní panely se obecně vyráběly v modulových násobcích 50 mm, respektive 300 mm nebo 600 mm. Z hlediska pracnosti a estetiky by bylo vhodné, aby stropní panel byl na celou šířku místnosti (zamezení viditelných spár ve stropní konstrukci), ale kvůli montáži a přepravě se využívaly nejčastěji panely šířky 2400 mm – 2700 mm. Pro soustavu T06B se používaly stropní panely šířky 2400 mm (panel A1 viz Obr. 3.1) a 1200 mm (panel A7 viz Obr. 3.1)



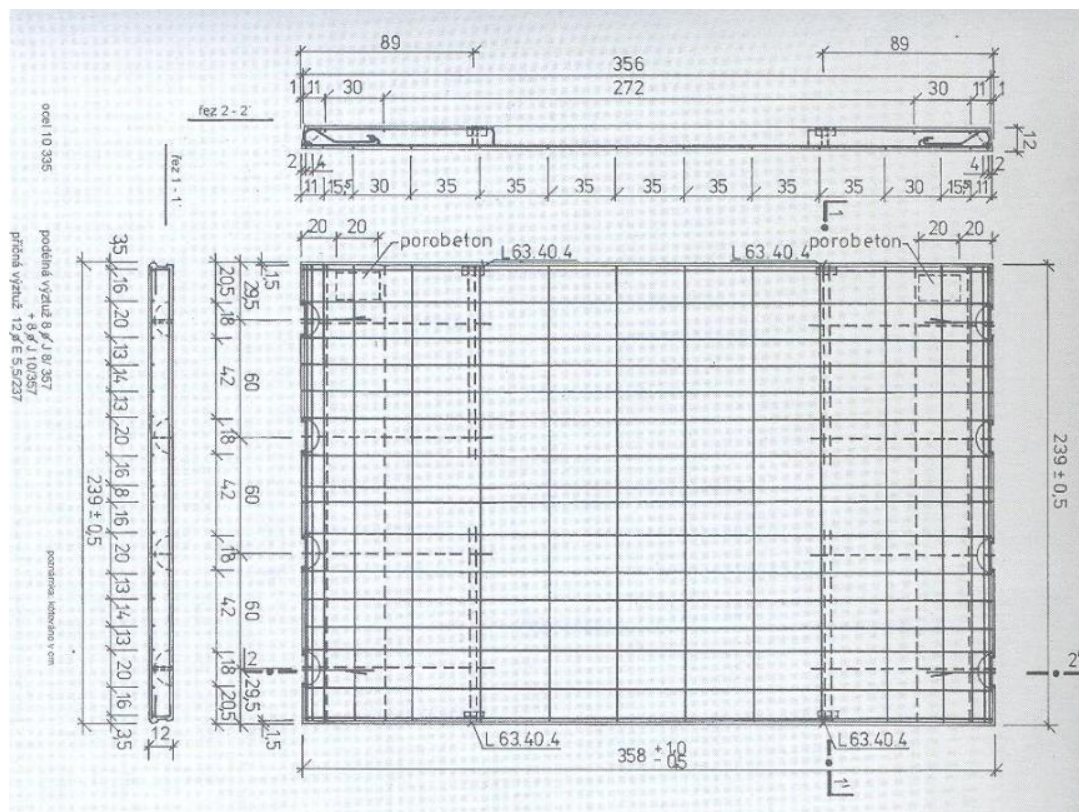
Obr. 3.1 Uspořádání stropních dílců [5]

Stropní deska panelových objektů je tvořena stropními panely, které jsou vzájemně propojeny ve stycích mezi bočními a čelními plochami dílců. Způsob provedení těchto styků a jejich statické vlastnosti mají vliv na chování konstrukce jako celku. Styky jsou provedeny pomocí cementové malty nebo stykového betonu. Sousední dílce jsou obvykle spojeny pomocí háků nebo příložek z betonářské oceli, hlavní výztuž bývá ve stycích spojena jen výjimečně. Kvalitnější provedení styku znamená jejich vyšší tuhost a únosnost, díky čemuž dochází i k vyšší míře spolupůsobení panelů a schopnosti redistribuce napětí.



Obr. 3.2 Podélný styk stropních panelů [6]

Stropní panely jsou vyztuženy svařovanou sítí uloženou při dolním povrchu panelu s krycí vrstvou 10 mm. Ze statického hlediska bylo působení stropních panelů při výpočtu uvažováno konzervativně jako prostý nosník, kde nebylo zohledněno deskové chování panelových dílců. Vzhledem ke způsobu vyztužení panelu nebylo využito příznivého vlivu statického působení stropní desky. Od kvality provedení (jejich tuhosti) podélných styků stropních dílců se odvíjí velikost ohybového momentu m_y . V případě že nejsou viditelné trhliny mezi panely je velikost ohybového momentu m_y vždy nenulová.

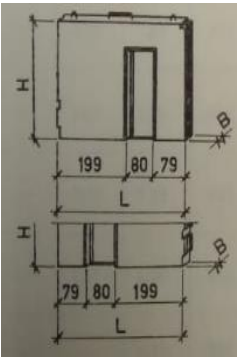


Obr. 3.3 Schéma vyztužení stropního dílce soustavy T06B 67[5]

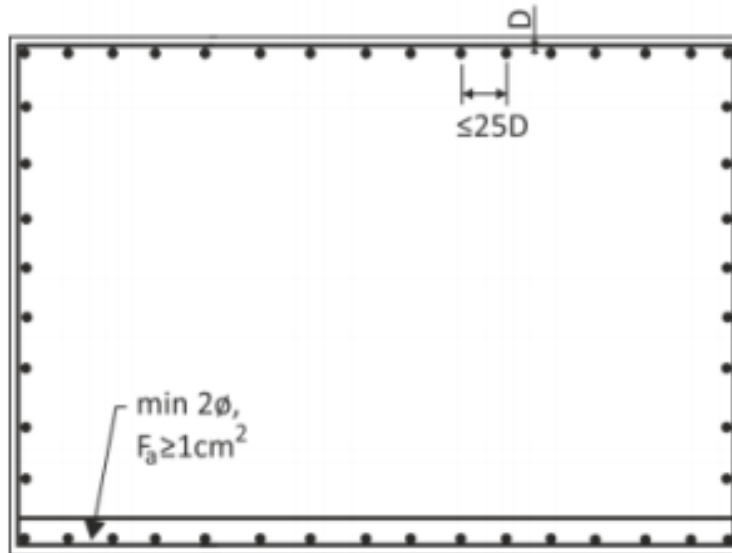
3.3 Stěnové dílce nosné konstrukce

Stěnové dílce používané pro výstavbu soustavy T06B odpovídají 4 t technologii. Příčné (nosné) a podélné (ztužující) mají tloušťku 140 mm, výšku 2640 mm, jedinou výjimkou jsou schodišťové stěnové panely, které mají výšku 1380 mm. Základní šířkou panelových dílců pro soustavu T06B je 3580 mm, která je doplněna panely šířky 3420 mm, 2380 mm, 1780 mm a 1180 mm (viz Tab. 3.1). Stěnové panely se dále liší umístěním otvoru a jeho velikostí. Vyskytují se dvě velikosti otvorů 800 mm a 1250 mm.

Tab. 3.1 Příklad typizovaného panelového dílce [7]

Zobrazení	Označení	Výrobní rozměry [cm] Objem			Hmot. Iks [kg]	Druh betonu	N_{u1}	N_{u2}	Pozn.
		L	H	B			[Mp]	[Mp]	
	NZD 149a-360/265 NZD 149c-360/265	358	264	14	2692	170	106	42	Dveře pravé
	NZD 150a-360/265 NZD 150c-360/265	358	264	14	2692	250	144	57	Dveře pravé
	NZD 151a-360/265 NZD 151c-360/265	358	264	14	2692	250	182	62	Dveře pravé
	NZD 149b-360/265 NZD 149d-360/265	358	264	14	2692	170	106	42	Dveře levé
	NZD 150b-360/265 NZD 150d-360/265	358	264	14	2692	250	144	57	Dveře levé
	NZD 151b-360/265 NZD 151d-360/265	358	264	14	2692	250	182	62	Dveře levé

Z hlediska vyztužení můžeme stěnové panely rozdělit na dílce z prostého betonu a slabě vyztužené dílce. Všechny stěnové panely (včetně panelů uvažovaných jako panely z prostého betonu) musí být vyztuženy po obvodu panelu. U horního i dolního okraje musí být umístěna alespoň jedna svařovaná rohož o ploše podélných prutů minimálně 100 mm, příčné pruty byly průměru 6 mm, umístěny ve vzdálenosti $25 \times d_s$, kde d_s je průměr podélných prutů. Tato minimální výztuž měla především za úkol přenést montážní zatížení, způsobené přesunu dílců pomocí jeřábů. Všechny stěnové dílce jsou opatřeny zvedacími háky případně stavěcími šrouby.[8][9]



Obr. 3.4 Schéma stěnového dílce plného nevyztuženého [6]

Vyztužené stěnové panely měly být navrhovány dle zásad ČSN 731211. Svislá výztuž měla mít průměr alespoň 10 mm a osovou vzdálenost maximálně 400 mm. Třmínky (příčná výztuž) měly být průměru minimálně 6 mm. Vzdálenost vodorovných vložek neměla být větší než 2,5násobek vzdálenosti svislé výztuže a její minimální plocha se určila ze vztahu:

$$A_{sh} = \frac{A_{sv} \cdot a_{sh}}{8a_{sv}}, \quad (1)$$

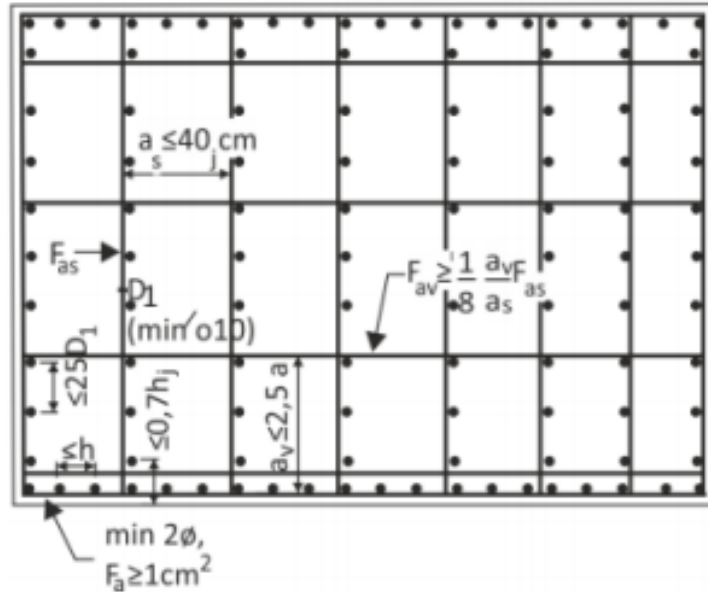
kde:

A_v plocha svislých vložek

a_h vzdálenost vodorovných vložek

a vzdálenost svislých vložek

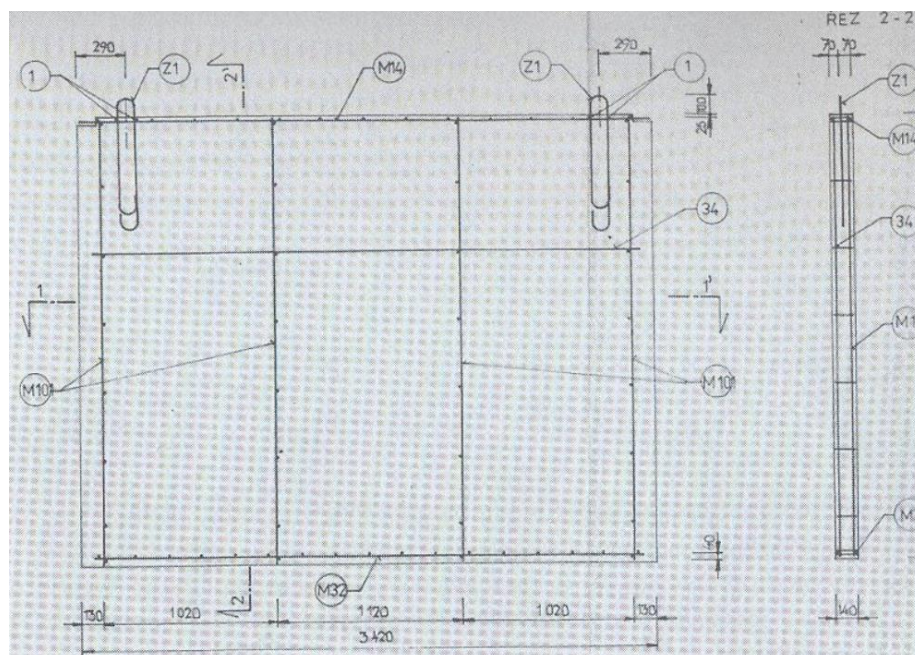
Déle platí, že průměr vodorovných vložek musí být větší než průměr příčných vložek.



Obr. 3.5 Schéma vyztuženého stěnového dílce [6]

Tyto zásady však nespĺňujú stěnové dílce panelových domů vyrobené před rokem 1987 (rok vydání normy ČSN 73 1211). Byla snaha šetřit výztuží, kvůli čemu panely nespĺňovaly konstrukční zásady pro vyztužení panelů. Ze schématu výztuže (viz Obr. 3.6)

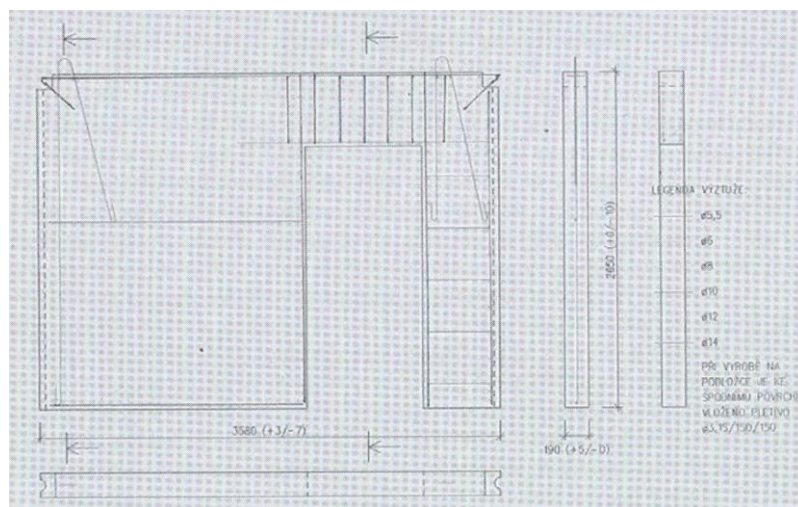
je zřejmé, že vzdálenost svíslé výztuže je více než dvojnásobná oproti požadované maximální hodnotě. Je tedy nutné při posouzení dílce posuzovat jako panely z prostého betonu. [8]



Obr. 3.6 Schéma vyztužení stěnového panelu soustavy T06B [5]

Pro stěnové dílce s otvorem platí, že stěnový pilíř by měl mít minimální šířku 250 mm. Optimální variantou je umístit otvor na osu dílce, aby se zamezilo vzniku úzkých pilířů. Úzký pilíř je nutné více vyztužit než širší část dílce. Pilíř v důsledku vyššího procenta vyztužení má rozdílné vlastnosti oproti širší části, především z hlediska reologických změn. Rozdílné smršťování a dotvarování jednotlivých částí vede ke vzniku smykových sil.

Nadpraží stěnových panelů bylo navrhováno jako vetknutý nosník, výztuž se navrhovala oboustranná, kotvená do obou pilířů. Vzhledem k působení nadpraží jako krátkého nosníku, bylo vhodné v této oblasti navrhovat menší profily s menší roztečí.[9]



Obr. 3.7 Schéma vyztužení panelu s otvorem soustavy T06B [5]

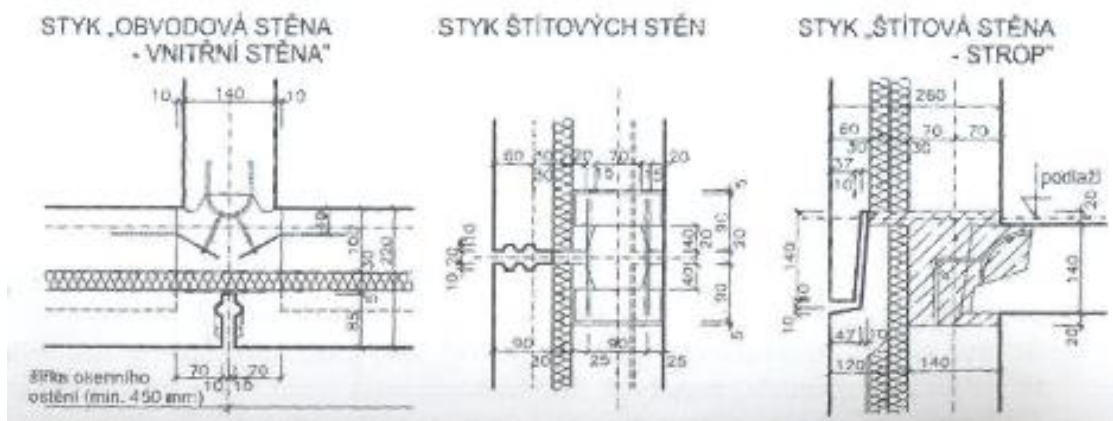
3.4 Styky dílců nosné konstrukce

Styky nosných prefabrikovaných dílců mají zásadní vliv na zajištění statické spolehlivosti a odolnosti proti účinkům zatížení. Zajišťují zmonolitnění konstrukce a spolupůsobení jednotlivých dílců. Kvalita jejich provedení je zásadní i pro volbu výpočetního modelu konstrukce. V případě kvalitně provedených styků můžeme konstrukci posuzovat jako monolitickou.

Bohužel právě v souvislosti s kvalitou provedených styků se ukazuje, že praxe předběhla teorii. Nedostatečné znalosti a nekázeň pracovníků během výstavby způsobily, že zejména v počáteční výstavbě jsou styky provedeny nekvalitně.

Nedostatky v provádění styků se nemusí za běžných situací vůbec projevit, ale ve chvíli, kdy nešetrně zasáhneme do nosné konstrukce, např. neodborným provedením otvoru v nosné stěně, to může mít fatální následek.

Právě proto je důležité během zásahů do nosné konstrukce panelových domů ověřovat kvalitu styků a v případě viditelných nespojitostí se blíže zajímat o jejich provedení. Při posuzování je vhodné přihlížet také k historii zatížení, protože při nedostatečném vyztužení může dojít k únavě a snížení tuhosti styku. [5]

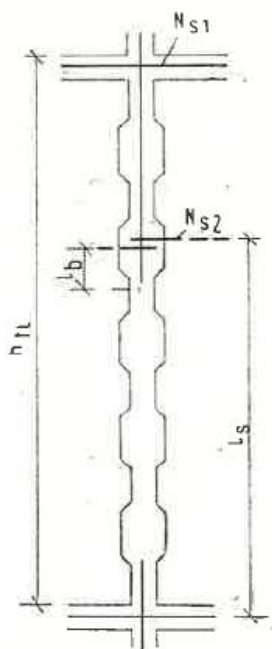


Obr. 3.8 Charakteristické řešení styků soustavy T06B [5]

3.4.1 Svislé styky

Svislé styky nosných dílců hrají zásadní roli z hlediska tuhosti panelové nosné konstrukce jako celku. Jsou tvořeny svislými čely dílců s podélnou drážkou, ozuby a zálivkovým betonem, uloženým do oboustranně profilované drážky mezi čely (viz Obr. 3.9). V případech, kde byly styky provedeny nekvalitně, nedostatečné vyztužení, chybně řešené ozuby nebo čela stěnových dílců byla hladká, nezajistí styk spolehlivý přenos smykových sil.

Příčné vyztužení svislých spár bylo u starších panelových soustav realizováno především diskrétně v místě styku vodorovných a svislých panelů. V důsledku toho jsou smykové síly přenášeny převážně jednotlivými ozuby vytvořenými v profilovaných čelech stěnových dílců.



Obr. 3.9 Diskrétní vyztužení svislého styku [8]

V případech, kdy bylo profilování stykových ploch chybně provedeno, dochází k znemožnění spolupůsobení stěnových dílců a tím pádem snížení smykové únosnosti stěny tvořené jednotlivými dílci. Také se snižuje ohybová únosnost stěnových dílců.

Pro velikost mezní únosnosti svislého styku ve smyku je rozhodující pevnost stykového betonu v tlaku a tahu, stupeň vyztužení styků ($\mu \cdot \sigma_{kt}$), způsob a jakost výztuže, tvar stykových ploch (svislých čel) a normálové napětí v tlaku působící kolmo na styčnou spáru ($-\sigma_x$). Normálové napětí může být zajištěno předepnutím styku věncovou výztuží, sepnutím stěnových dílců nebo rozpínavým cementem.

Normálové napětí v tlaku působící kolmo na střednicovou rovinu má zamezit vzájemnému oddálení dílců. Zamezení oddálení dílců je zásadní předpoklad pro zajištění statické únosnosti styku s ozuby. [5]

Stanovení únosnosti svislého styku ve smyku

Lze provést dvěma způsoby v závislosti na zvolené normě

- a) dle ČSN 73 1211
- b) dle Eurokódu 2

Výpočet odpovídající ČSN 73 1211 [8]

Uvedený výpočet je převzat z již neplatné normy Navrhování betonových konstrukcí panelových budov. Pomocí tohoto výpočtu stanovíme únosnost svislého styku na mezi únosnosti.

Mezní síla Q_{ju} na výšku jednoho podlaží se za předpokladu $N_s \geq 0,2 Q_{bu}$ stanoví z podmínky:

$$Q_{ju} = [Q_{bu} + 0,8 (N_s - 0,2Q_{bu})]\omega_{sx}, \quad (2)$$

Přičemž

$$Q_{bu} = \sum_{i=1} Q_{dow,ui} + Q_{bfu} + Q_{bsu}, \quad (3)$$

$$N_s = \sum_{j=1}^m N_{sj}, \quad (4)$$

kde

$$Q_{dow,u} = A_{dow,c} * \gamma_{bf} * R_{bfd}, \quad (5)$$

$$Q_{bfu} = 2 * \gamma_{bf} * R_{bftd} * A_{bfv}, \quad (6)$$

$$Q_{bsu} = 2 * \gamma_{bf} * R_{bstd} * A_{bsv} * \chi_a, \quad (7)$$

Pro dané podmínky platí omezení:

$$Q_{bsu} \leq \omega_a * A_{ba} * \sigma_x \quad (8)$$

$$N_s \leq 3 * \gamma_{bf} * R_{bftd} * A_{bx}, \quad (9)$$

$$\omega_{sx} = 0,85 + \left(1 - \frac{l_s}{h_{fl}}\right) 0,225, \quad (10)$$

Ve výše uvedených rovnicích představují symboly:

Q_{ju} výpočtová hodnota posouvající síly na mezi únosnosti ve svislém styku na výšku podlaží

N_s výpočtová síla na mezi únosnosti ve vodorovných výztužných vložkách na výšku jednoho podlaží, které svislým stykem procházejí, nebo jsou v něm spojeny a jsou ve spojovaných dílcích dostatečně zakotveny.

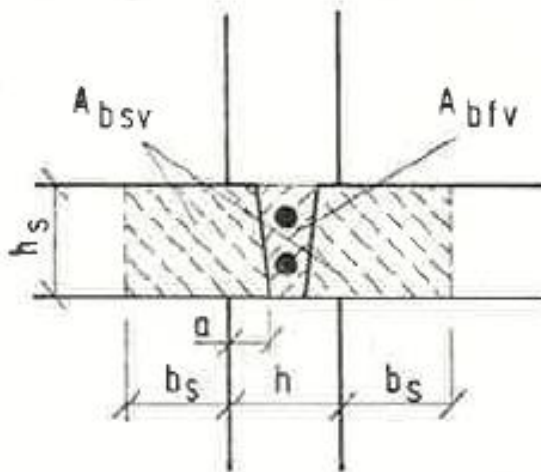
ω_{sx} součinitel vlivu rozdělení vodorovných vložek po výšce styku

$Q_{dow,u}$ výpočtová hodnota posouvající síly na mezi únosnosti hmoždinky

$A_{dow,c}$ vodorovný průmět účinné opěrné plochy betonové hmoždinky při porušení otlačení

γ_{bf} součinitel působení stykového betonu

A_{bfv} plocha svislého průřezu věncem



Obr. 3.10 Spolupůsobící části stropní desky se svislým stykem [8]

- R_{bfd} výpočtová pevnost stykového betonu v tlaku
 R_{bftd} výpočtová pevnost stykového betonu v tahu
 Q_{bfu} posouvající síla na mezi únosnosti věnce, který je vytvořen stykovým betonem mezi čely stropních dílců
 Q_{bsu} posouvající síla na mezi únosnosti stropních dílců převazujících svislý styk
 R_{bstd} výpočtová pevnost betonu stropního dílce v tahu
 A_{bsv} plocha spolupůsobících částí stropních dílců, která se stavoví podle prototypových zkoušek (viz Obr. 3.10)
 χ_a součinitel délky převázání styku stropním dílcem
 A_{ba} střední plocha vodorovného průřezu částí stropních dílců uložené v prostoru příčné stěny při stanovení plochy A_{bsv}
 l_s největší vzdálenost mezi vložkami umístěnými v různých úrovních

Výpočet odpovídá postupu dle Eurokódu 2 pro návrhové únosnosti ve smyku styčné spáry stěnových dílců.

$$V_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu \sigma_n + f_{yd}(\mu * \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v f_{cd} \quad (11)$$

- c a μ součinitele vyjadřující drsnost styčné spáry
 f_{ctd} návrhová pevnost betonu v tahu
 σ_n normálové napětí kolmé na spáru
 f_{yd} návrhová pevnost oceli
 f_{cd} návrhová pevnost betonu v tlaku
 α úhel, který svírá svislice s výztuží procházející styčnou spárou $45 \leq \alpha \leq 90$
 v redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku

$$\rho = A_s/A_i$$

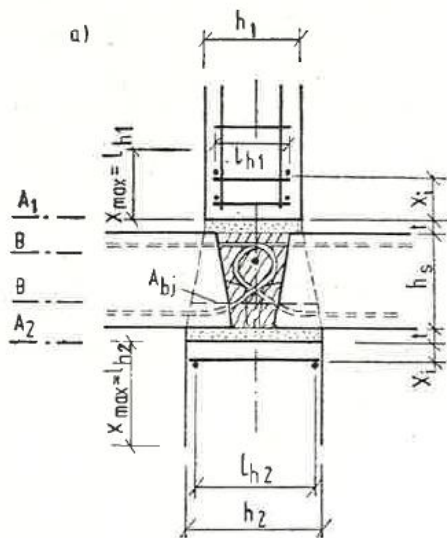
A_s plocha výztuže procházející styčnou spárou

A_i plocha styku

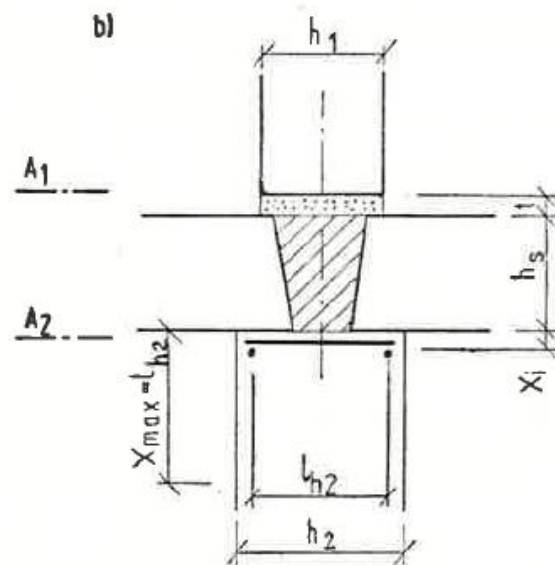
3.4.2 Vodorovné styky

Vodorovné styky jsou stejně jako styky svislé zásadní pro fungování konstrukce jako celku. Smyková únosnost vodorovných styků nebývá díky působení stálého tlakového předpětí zdaleka tak problematická jako u svislých spojů. Problém může nastat v nejvyšších podlažích, kde je tlakové předpětí nízké. Zásadní pro fungování konstrukce i její návrh (podlažnost) je tak únosnost vodorovného styku v tlaku.

Vodorovný styk byl ve většině případů prováděn nekontaktním způsobem. Přenos zatížení mezi horním a dolním stěnovým dílcem je tak uskutečněn přes uložené stropní dílce a věnec mezi čely stropních dílců.



Obr. 3.11 Svislý řez vodorovným stykem při uložení stropních dílců na vrstvu malty [8]



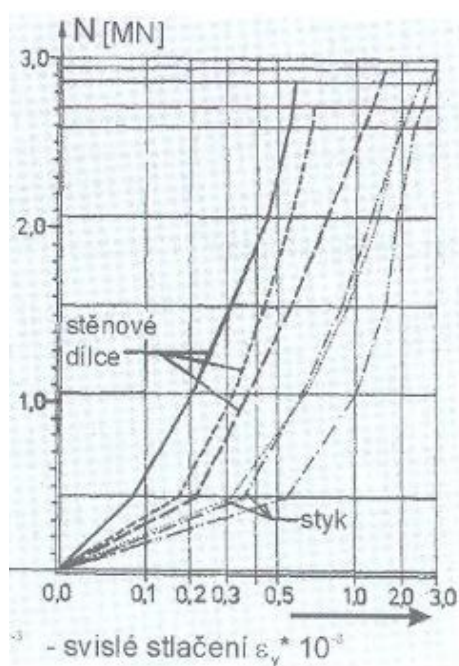
Obr. 3.12 Svislý řez vodorovným stykem při uložení stropních dílců na sucho [8]

Méně častou variantou je styk kontaktní. Při této variantě je mezi stěnovými panely pouze ložná spára.

Nevýhodou nekontaktní varianty je vznik D-oblasti, která je způsobená náhlou změnou průřezu. Náhlá změna průřezu způsobuje složité napjatostní stavy. Tlakové namáhání je v místě tohoto detailu doprovázeno tahovým a smykovým namáháním. Podrobnější analýzy poukazují na to, že při dostředném zatížení vznikají v průřezu svislé

trhliny, způsobené příčným tahovým namáháním, a to i při hodnotách tlakových sil nižších, než je mezní hodnota.

V současné době se při výpočtu uvažují stěnové dílce jako homogenní systém o daných vlastnostech po celé výšce konstrukce, popřípadě po výšce podlaží. Detailnější zkoumání problému však poukazuje na to, že v místě styku jsou větší poměrné deformace ve svislém směru ε_y , což naznačuje nižší tuhost styku při namáhání tlakem (viz Obr. 3.13). Je to způsobeno nižším modulem pružnosti E stykového betonu v ložných spárách. Rozdílné hodnoty modulů pružnosti zapříčiňují rozdílné rozložení normálových tlakových napětí, čímž se zvyšuje vodorovné tahové napětí v místě styku.



Obr. 3.13 Naměřené svislé deformace při zatěžování dostředným tlakem [5]

Stanovení únosnosti vodorovného styku spočívá ve vyčíslení normálové síly, kterou je schopen styk přenést. Výpočtová normálová síla styku se určuje jednak v průřezích A ležících v opěrné oblasti stěnových dílců (viz Obr. 3.11) a v oblasti B procházející stropem (viz Obr. 3.11). Jako výsledná únosnost se uvažuje nižší z obou hodnot. Následně se uvažuje nižší z hodnot jako normálová síla styku.

Tento postup se může dle ČSN 73 1211 použít za předpokladu splnění podmínek:

- stěnové dílce jsou plné tloušťky 140 až 250 mm a s výztuží vyhovující bodu 7.4.2.1 (stěnové dílce z prostého nebo slabě vyztuženého betonu musí být po celém obvodu vyztuženy a u horního i dolního okraje musí být umístěna

svařovaná rohož), popřípadě bodu 7.4.3.3 (definuje vzdálenost vodorovné a svislé výztuže) ČSN 73 1211,

- stropní dílce jsou buď plné, nebo dutinové tloušťky 120 až 240 mm, přičemž průměr dutin je roven nejvýše 0,8 násobku tloušťky dílce.

Za předpokladu splnění předchozích podmínek se výpočtová normálová síla v průřezech A stanoví ze vztahu:

Výpočet normálové síly na mezi únosnosti N_{ju} v průřezech A se určí ze vztahu:

$$N_{ju} = A_b * R_{bd} * \gamma_b * \omega_j * \omega_h * \omega_s * \omega_e, \quad (12)$$

kde:

A_b je plocha průřezu A stěny

γ_b součinitel podmínek působení betonu, přitom se součinitel vyztužení průřezu stanoví vždy hodnotou $\gamma_{bs} = 0,8$

ω_j součinitel vrstvy stykového betonu (stykové malty) tloušťky t stanovený ze vztahu:

$$\omega_j = \rho_j + (1 - \rho_j) \left(1 - \frac{t}{2h}\right)^3, \quad (13)$$

kde

$$\rho_j = 0,85 \frac{R_{bfd}}{R_{bd}} \quad (14)$$

ω_h je součinitel nerovnoměrného namáhání, který se určí ze vztahu:

$$\omega_h = 1 - 2 * \frac{|R_{bsd} - 0,85 * R_{bfd}|}{R_{bsd}} * \frac{A_{bf} * A_{bs}}{A_b^2} * \left(1 - 1,5 \frac{t}{h}\right) \quad (15)$$

s omezením $\omega_h \leq 1$,

ω_s je součinitel příčného vyztužení, který se určí v souladu s ČSN 73 1201 ze vztahu:

$$\omega_s = 1 + 6 \frac{\gamma_s * R_{sd} \sum_{i=1}^m A_{ssi}}{\gamma_b * R_{bd} * h * b} \text{ s omezením } \omega_s \leq 1,5, \quad (16)$$

ω_e součinitel vlivu výstřednosti, rovný hodnotě:

$$\omega_e = \frac{N(e)_u}{N_{cu}} \text{ s omezením } \omega_e \leq 0,8 \quad (17)$$

A_{bs} část plochy A_b ve styku s přiléhajícími stropními dílci

A_{bf} část plochy A_b ve styku se stykovým betonem mezi stropními dílci

A_{ssi} náhradní průřezová plocha i -té svařované rohože (přičemž celkový počet rohoží je m), umístění ve vzdálenosti $x_i \leq x_{\max} = l_{hi}$ od čela stěnového dílce podle Obr. 3.11 se určí ze vztahu:

$$A_{ssi} = A_{si} \left(1 - \frac{x_i}{l_{hi}}\right)^2, \quad (18)$$

A_{si} skutečná průřezová plocha příčných vložek i -té svařované rohože ve stěnovém dílci o délce b ,

x_i vzdálenost i -té rohože od čela dílce,

l_{hi} osová vzdálenost krajních podélných prutů i -té svařované rohože,

N_{cu} výpočtová normálová síla na mezi porušení při dostředném tlaku ($e_d = 0$) stanovená podle ČSN 731201 pro průřez A stěnového dílce z prostého betonu,

$N(e)_u$ výpočtová normálová síla na mezi únosnosti při výstřednosti e_d stanovená podle ČSN 73 1201 pro průřez A stěnového dílce z prostého betonu

Výpočtová normálová síla na mezi únosnosti N_{ju} v průřezech B se určí ze vztahu:

$$N_{ju} = (A_{bs} * \gamma_b * R_{bsd} * \chi_{bs} * \omega_d + A_{bf} * \gamma_{bf} * R_{bfd} * \chi_{bf}) * \omega_{ss} * \omega_e, \quad (19)$$

kde

A_{bs} část účinné plochy A_{bj} styku, která prochází stropními dílci viz Obr. 3.10

A_{bf} část účinné plochy A_{bj} styku, která prochází stykovým betonem; u styku s dutinovými stropními dílci se plocha A_{bf} určuje za předpokladu, že dutiny jsou účinně zaplněny od čela dílce na hloubku rovnou nejvýše 0,2 násobku průměru dutin,

A_{bj} účinná plocha styku, která je vymezena rovinami spojujícími povrchy horních a dolních stěnových dílců viz Obr. 3.10

γ_b součinitel podmínek působení betonu stropních dílců, přitom se součinitel vyztužení průřezu stanoví vždy hodnotou $\gamma_{bs} = 0,8$

χ_{bs}, χ_{bf} součinitele spolupůsobení dílců se stykovým betonem, které jsou dány hodnotami

bud': $\chi_{bs} = 1$ a $\chi_{bf} = 0,8$

nebo: $\chi_{bs} = 0,8$ a $\chi_{bf} = 1$

ω_d součinitel vlivu uložení stropních dílců na sucho při uložení stropních dílců bez vrstvy malty viz Obr. 3.11, který je dán vztahem:

$$\omega_d = 0,6 + 0,4 \frac{A_{bf}}{A_{bs} + A_{bf}}, \quad (20)$$

přičemž plochy A_{bs} a A_{bf} se vztahují na průřez v místě uložení,

ω_{ss} součinitel vyztužení příčnou vodorovnou výztuží spojující stropní dílce, který se stanoví ze vztahu:

$$\omega_{SS} = 1 + 2,5 \frac{N_s}{\gamma_b * R_{bsd} * b h_s}, \quad (21)$$

kde N_s je výpočtová síla na mezi únosnosti vodorovných vložek umístěných v uvažované délce b styku v horní polovině tloušťky h_s stropu, vypočtená v závislosti na způsobu spojení vložek ve styku podle 5.4.5.5 ČSN 73 1211

ω_e součinitel vlivu výstřednosti

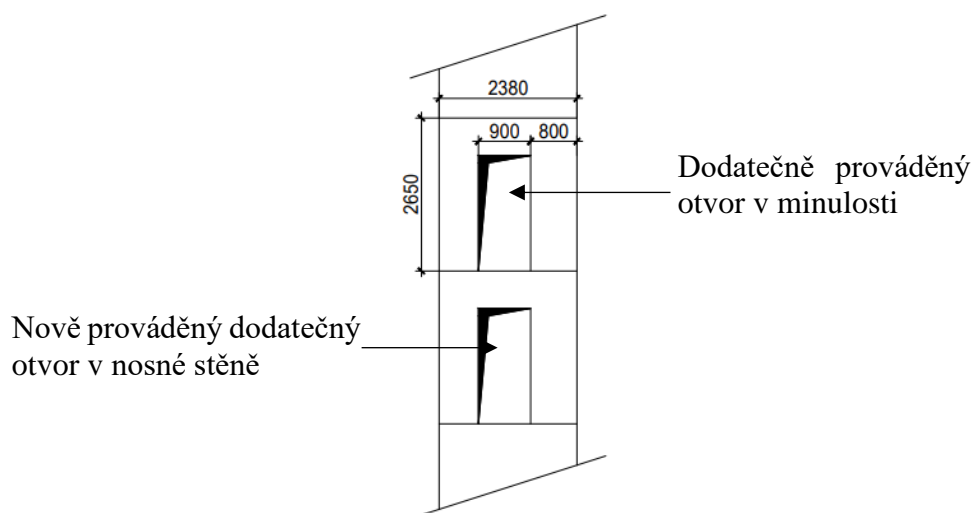
Pozn.: Problematika únosnosti vodorovného styku v detailu „stěna-strop-stěna“ není v Eurokódu 2 řešena.

4 Provádění otvorů v nosných stěnách

Existuje několik postupových variant pro vlastní provádění i následné zesilování dodatečných prostupů v nosných stěnách z ŽB prefabrikátů.

Prvním krokem při provádění dodatečného otvoru v panelové konstrukci by mělo být zhodnocení stavebně technického stavu nosné konstrukce v místě, kde má být otvor proveden a zároveň přilehlé nosné konstrukce. Přilehlou nosnou konstrukcí je myšlen rozsah jednoho podlaží pod a nad bytovou jednotkou, kde by měl být otvor proveden.

Je nutné se zaměřit především na viditelné trhliny v oblasti vodorovných a svislých styků panelů, tloušťku stěny, ve které bude otvor prováděn, rozpon nosné konstrukce a v neposlední řadě existenci již provedených dodatečných otvorů v sousedících podlažích. V případě, že by byl ve spodním či vrchním podlaží již v minulosti proveden dodatečný otvor, je vhodné provést otvory nad sebou ve stejné šířce.



Obr. 4.1 Schéma vhodného provedení dodatečného otvoru

Následně statik na základě zjištěných informací při stavebně technickém průzkumu navrhne způsob zesílení konstrukce např. CFRP materiály, helikální výztuží, ocelovým rámem.

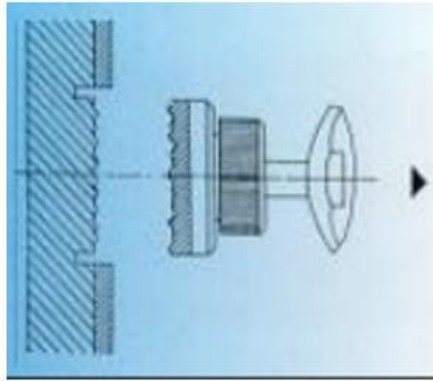
Pro dodatečné provádění otvorů je specifické, že zásah do nosné konstrukce je prováděn pod zatížením. Je tedy nutné před započítím bouracích prací podepřít stropní dílce z obou stran v blízkosti stěny, do které bude otvor prováděn. V případě malých otvorů do šířky 1000 mm podepření stropní konstrukce není nutné. Díky podepření dojde k odlehčení stěny během provádění otvoru a lepší aktivaci výztužných prvků po odstranění podpěrné konstrukce.



Obr. 4.2 Podepření stropní konstrukce [10]

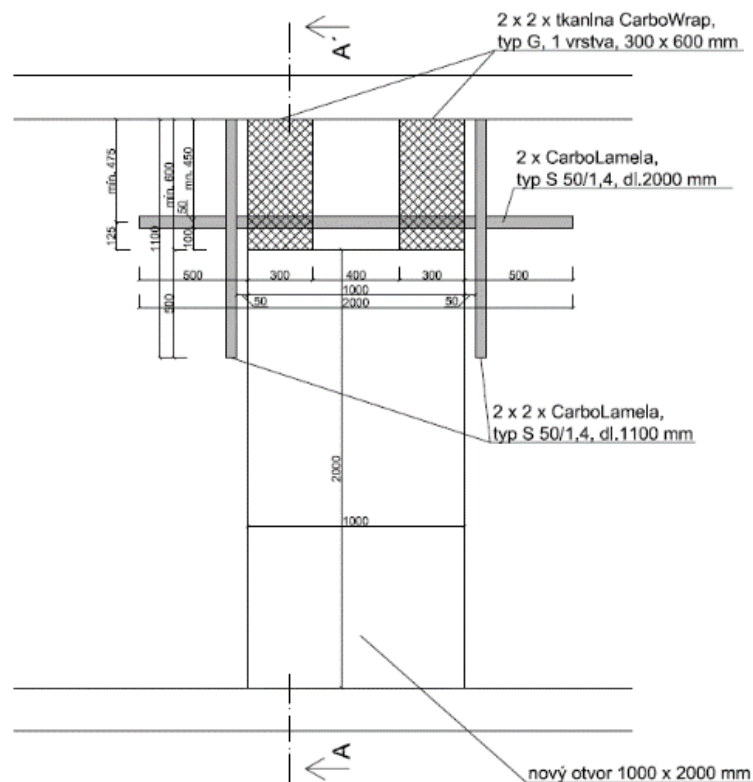
Dále uvedený postup se týká vyztužování nadpraží pomocí CFRP materiálů (podrobněji viz kapitola 4.1). V případě jiného způsobu ztužení (helikální výztuž, ocelový rám) by se postup lišil.

Je nutné připravit povrch v místě, kde má být aplikován výztužný kompozit. Je nutné povrch zbrousit, odstranit stávající omítku, ověřit rovinnost podkladu a zbavit povrch prachu a mastnoty. Pro ověření kvality povrchu se používá odtrhová zkouška dle ČSN EN 1542 (viz Obr. 4.3), která slouží k ověření tahové pevnosti materiálu. Minimální požadovaná odtrhová síla se pohybuje od 1-1,5 N/mm², ve všech zkušebních bodech (min. 2).



Obr. 4.3 Postup provádění odtrhové zkoušky [11]

Po připravení povrchu se přistupuje k lepení uhlíkových lamel. Postup lepení lamel je nutné dodržovat podle pokynů statika. Nejprve se aplikují podélné CFRP lamely u nadpraží otvoru, následně příčné CFRP lamely a jako poslední se aplikuje uhlíková tkanina (viz Obr. 4.4).



Obr. 4.4 Schéma zesílení konstrukce – pohled

Po nalepení výztužného materiálu je nutná technologická přestávka pro vyžrání lepidla. Pro ověření správnosti aplikace lamel je vhodné opět ve dvou místech provést odtrhovou zkoušku pro ověření soudržnosti podkladu s výztužným materiálem.

Vybourání otvoru se provádí řezáním pomocí stěnové diamantové pily a vrtáním diamantovým vrtákem (viz Obr. 4.5). Při horním okraji se vytvoří vrty, které mají zabezpečit, že nedojde k oslabení nadpraží přetažením řezu. V žádném případě není vhodné použít bourací kladivo, protože by došlo ke značným otřesům v celé konstrukci. Je nutné vyřezávanou plochu rozčlenit na několik částí, aby se usnadnil transport vyjmuté části panelového dílce a nehrozil otřes v případě pádu odstraněného výseku.



Obr. 4.5 Rozšíření stávajícího dveřního otvoru [10]

V případě použití pily s vodním chlazením je nutné zajistit podlahu proti proniknutí vody do nižšího podlaží, např. odsáváním vody a opatřením podlahy vhodnou folií.

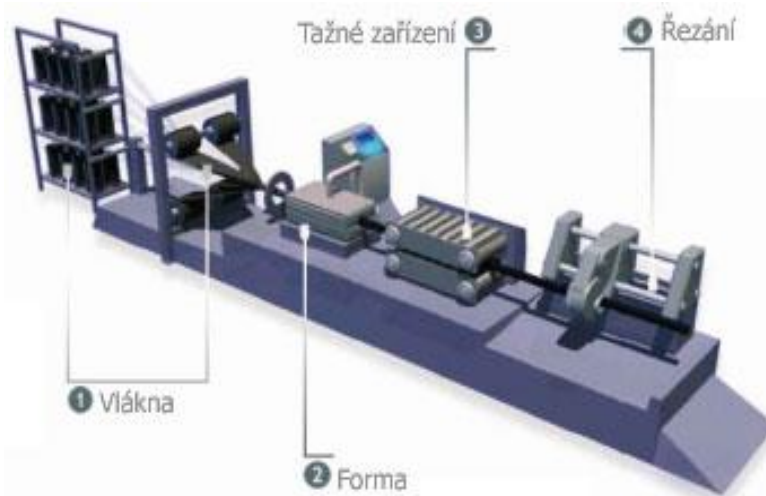
Po vybourání otvoru je možné odstranit podepření stropní konstrukce.

Posledním krokem musí být zajištění požární odolnosti výztužných prvků (jednou z hlavních nevýhod CFRP materiálů je velmi nízká požární odolnost). Tento kompozitní materiál je nutné opatřit nehořlavými deskami, popřípadě protipožární omítkou s odolností, která odpovídá hodnotám předepsaným požárním technikem.

4.1 Ztužení nadpraží pomocí FRP materiálů

Při zesilování únosnosti železobetonových konstrukcí na ohyb a smyk se v dnešní době čím dál častěji využívají vyztužené polymery (FRP = fibre reinforced polymer). Jedná se o kompozitní materiál vyráběný pomocí technologie pultruze (viz Obr. 4.6). Pultruze neboli tažení je kontinuální proces výroby kompozitních materiálů. Vstupním materiálem jsou vlákna, která se odvíjí z cívek a jsou rovnoměrně rozmístěna pomocí

srovnávače. Následně jsou vlákna ve vyhřívací formě spojena pryskyřicí. Ve vyhřívané formě proběhne termosetická reakce a kompozit se vytvrzuje. [12]



Obr. 4.6 Schéma pultruze [12]

Jde o materiál složený ze dvou základních složek. První složkou je matrice z nízkopevnostního, ale velmi ohebného polymeru. Druhým prvkem kompozitu jsou vlákna, která naopak disponují velkou pevností a tuhostí, ale jsou křehká. Vlákna, na něž působí napětí, využívají plastického chování matrice k přenosu napětí mezi sebou, díky čemuž dochází ke vzniku vysokopevnostního kompozitu. Volba polymerní složky a typu vláken značně ovlivňuje výsledné vlastnosti kompozitu.

Existuje celá řada možných **matric**. Dominantním typem užívaným pro zesilování konstrukcí jsou termosetická pojiva, konkrétně epoxidy či vinylester. Funkce matrice je především ochranná. Polymer chrání křehká vlákna před korozí a oděrem, což zabraňuje znehodnocení vlastností kompozitu.

Vlákna se v současnosti používají nejčastěji uhlíková, aramidová a skleněná, konečné rozhodnutí však musí být vždy provedeno na základě vlastností zesilované konstrukce a požadovaných vlastností polymeru. Vlákna jsou velmi dlouhá a mají průměr cca 10 μm . Mají vysokou pevnost a tuhost, jsou však velmi křehká a musí se s nimi zacházet s extrémní opatrností.

Z FRP materiálu lze pro konstrukční účely vyrábět uhlíkové tkaniny nebo uhlíkové lamely. **Uhlíkové tkaniny** jsou nejčastěji používány pro zesilování železobetonových konstrukcí v ohybu a ve smyku. Vyrábí se v rolích (viz Obr. 4.7). Ve srovnání s uhlíkovými lamelami jsou velmi ohebné a snadno se přizpůsobí tvaru zesilované konstrukce. Díky této vlastnosti se uhlíkové tkaniny často využívají pro ovinutí sloupů,

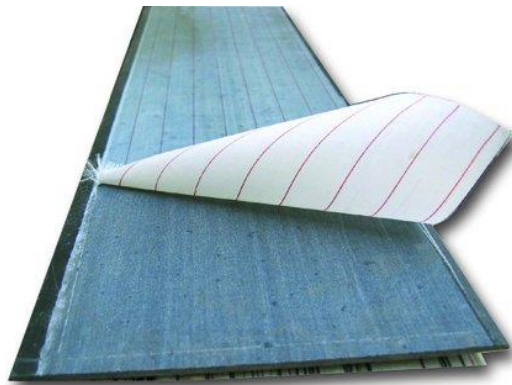
případně sanaci kleneb. Při zesilování nadpraží se využívají jako doplnění uhlíkových lamel.



Obr. 4.7 Uhlíková tkanina [12]

Uhlíkové lamely (viz Obr. 4.8) disponují velmi vysokou odolností v tahu, čehož se využívá pro zesilování stěn, průvlaků a desek namáhaných v ohybu a smyku. Často se využívají při vytváření otvorů jako náhrada za přerušenu výztuž. Modul pružnosti uhlíkových lamel se pohybuje 170-250 GPa, pevnost v tahu 1400 do 2600 MPa v závislosti na velikosti modulu pružnosti.

Šířka lamely se pohybuje v rozmezí od 50 do 80 mm, tloušťka je 1,2-2,5 mm, délka může být až několik desítek metrů. Konkrétní rozměry lamel záleží na výrobci.



Obr. 4.8 Uhlíková lamela [12]

4.1.1 Zásady pro dimenzování CFRP prvků

Vzhledem k tomu, že vyztužování konstrukcí pomocí CFRP materiálů je stále ještě poměrně nová metoda, nemá podporu v českých normách. Hodnoty materiálových charakteristik a součinitelů spolehlivosti, uvedené v následujících částech (viz Tab. 4.1) vychází z obecně uznávané uživatelské příručky Technical Report 55 [14], resp.

uživatelské příručky firmy SIKA [13], která se používáním CFRP materiálů zabývá. Tyto součinitele vedou k omezení návrhové pevnosti v tahu a přetvoření a ke snížení návrhového modulu pružnosti.

Tab. 4.1 Dílčí součinitele pro CFRP materiály

	Značení	Hodnota	Poznámka
Součinitel spolehlivosti pro Youngův modul pružnosti pro MSÚ	$\gamma_{FRP, Ef}$	1,1	
Doplňující dílčí součinitele spolehlivosti podle metody výroby nebo aplikace pro MSÚ	$\gamma_{FRP, m}$	1,05	pro aplikaci strojem
		1,1	podtlaková infuze
		1,2	mokrý proces
Doplňující dílčí součinitel spolehlivosti poměrného přetvoření při MSÚ	$\gamma_{FRP, ef}$	1,25	mokrý proces

Pozn.: Uvedené hodnoty platí při použití uhlíkových vláken na deskové konstrukce, pro výpočet zesilování jiným typem vláken musí být použity odpovídající součinitele spolehlivosti.

Pro stanovení návrhových hodnot materiálových vlastností CFRP uvádí [14] následující vztahy:

- návrhový modul pružnosti:

$$E_{fd} = \frac{E_{fk}}{\gamma_{FRP, Ef} * \gamma_{FRP, m}}, \quad (22)$$

- návrhové mezní přetvoření:

$$\varepsilon_{fd} = \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{FRP, e}} \quad (23)$$

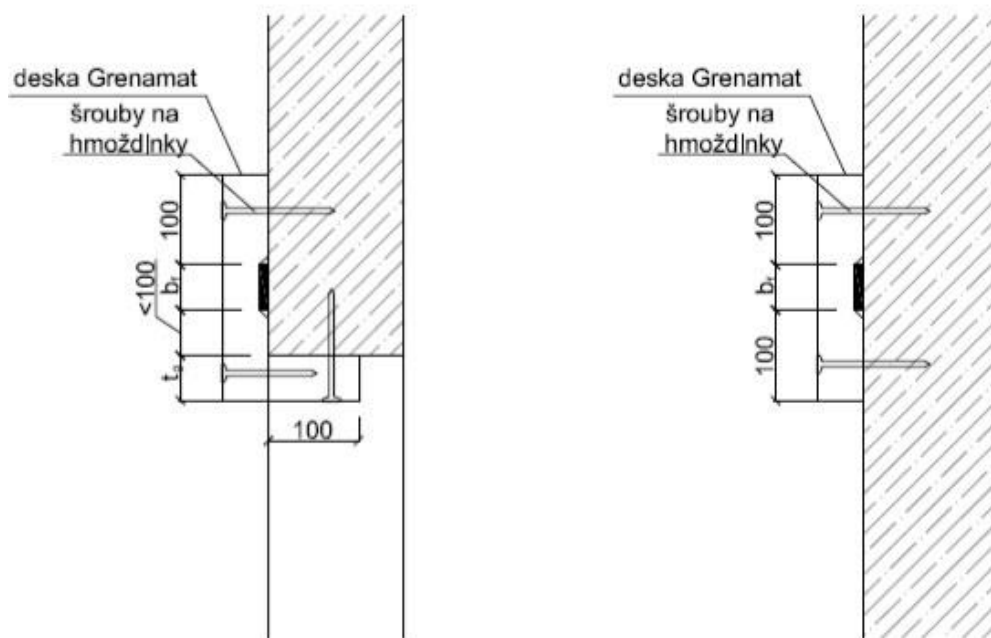
- návrhová pevnost:

$$f_{fd} = E_{fd} * \varepsilon_{fd} \quad (24)$$

Zásadním faktorem pro zajištění spolupůsobení kompozitu a zesilované konstrukce je soudržnost lamely (tkaniny) s podkladem. Pro zajištění spolupůsobení je nutné odstranit omítku, očistit povrch od prachu a mastnoty. Ztužující materiál se umísťuje přímo na očištěný panelový dílec. Nutností je rovinnost povrchu, v případě nerovností je nutné povrch zarovnat pomocí epoxidové malty.

Dále je nutné ověření kvality podkladu pomocí odtrhové zkoušky přilnavosti. Je potřeba, aby měl povrch dostatečnou tahovou pevnost a vykazoval minimální odtrhovou sílu 1 N/mm².

Jednou z největších nevýhod používání FRP prvků je jejich nízká požární odolnost. V případě požáru se uvažuje úplná ztráta únosnosti zesilujících prvků, neboť již při relativně nízkých teplotách (60°-130°) přestává matrice plnit svou funkci. Polymer začíná tát a nastává delaminace jednotlivých vláken lamely nebo může dojít ke ztrátě soudržnosti s podkladem. Pro zvýšení požární odolnosti je vhodné použít protipožární obkladu z certifikovaných desek (např. Grenamat AL) nebo certifikovanou požární omítku (např. Vermiplaster). [13]



Obr. 4.9 Požární ochrana lamel pomocí protipožárního obkladu 67[12]

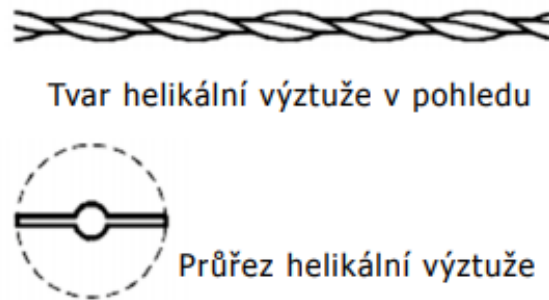
4.2 Další varianty ztužení nadpraží

Kromě výše uvedeného postupu (použití FRP materiálů) lze při dodatečném provádění prostupů použít i další způsoby zesilování konstrukce:

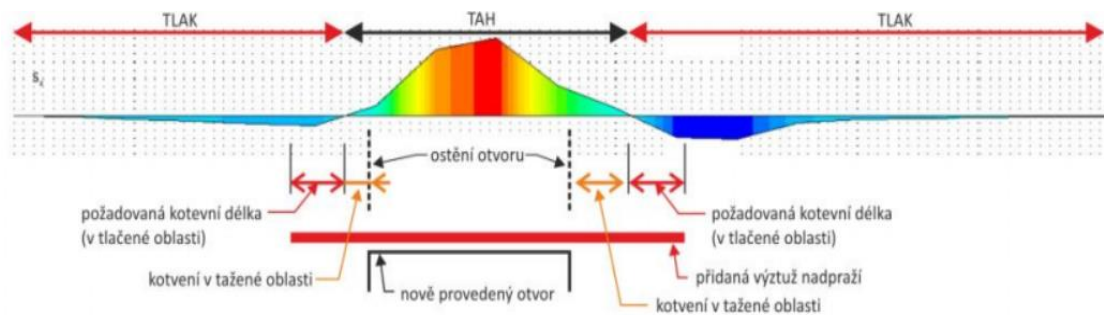
- ztužení nadpraží pomocí helikální výztuže
- spínání příčných stěn
- olemování otvorů pomocí ocelových profilů

Jeden ze způsobů, jak zajistit bezpečný přenos zatížení stěnovým dílcem i po provedení dodatečného otvoru, je ztuzit nadpraží pomocí **helikální výztuže**. Helikální

výztuž je výztuž z nerezové oceli šroubovitého tvaru, která je vyrobena válcováním a tažením za studena (viz Obr. 4.10). Oboustranně vyztužené nadpraží vysokopevnostní ocelí (helikální výztuží) zajistí spolehlivý přenos vodorovných tahových napětí. Výztuž je nutné řádně zakotvit v tlakové oblasti. [15]

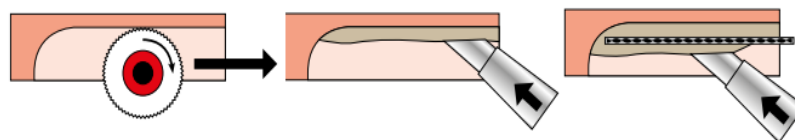


Obr. 4.10 Helikální výztuž [16]



Obr. 4.11 Kotevní oblasti dodatečně vkládané výztuže [6]

Helikální výztuž se vkládá do vyčištěné drážky vyfrézované pomocí diamantové frézky se dvěma kotouči. Před vložením výztuže se do drážky nanese souvislá vrstva lepicí malty v tloušťce cca 8-10 mm, do které se výztuž vloží a souvisle překryje maltou, tak aby byla drážka zcela vyplněna. Poté následuje technologická přestávka, po vytvrnutí malty je možné přistoupit k provedení otvoru. [16]

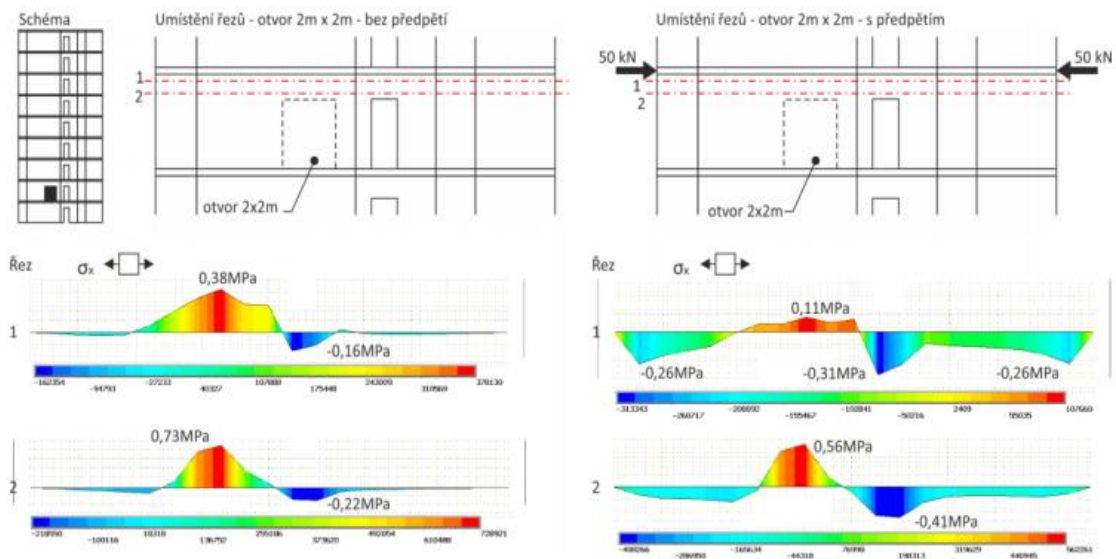


Obr. 4.12 Schéma ukládání helikální výztuže [16]



Obr. 4.13 Zesilování konstrukce pomocí helikální výztuže[10]

Další vhodný způsob, jak eliminovat tahová napětí, způsobená dodatečně prováděným otvorem v nosném panelovém dílci, je **sepnutí příčné stěny** v úrovni paty a zhlaví stěnových dílců. Toto řešení je vhodné především v případech nedostatečné dimenze věncové a lemující výztuže. Pro maximální účinnost této metody je důležité zajistit vnesení předpínací síly po celé délce stěny – zajistit soudržnost předpínacích prvků.



Obr. 4.14 Průběh normálových napětí σ_x před a po sepnutí nosné stěny v úrovni stropních věnců [6]

Stále velmi často používanou, ale ne zcela vhodnou metodou je vyztužení otvoru pomocí **ocelového olemování**. Ztužení otvoru se provádí pomocí ocelových úhelníků, které lemují ostění otvoru. Překlad nad otvorem a stojky musí být dimenzovány tak, aby plně nahradily odstraněnou část panelu a přenesly veškeré zatížení z vyšších podlaží. Konstrukce se doplňuje o ocelový práh, který zachytí tahové namáhání v úrovni věnce a roznese zatížení od stojek. Tuhost spojů jednotlivých prvků se zajistí jejich svařením. Je nutné výztužné prvky natřít protipožárním nátěrem, případně obložit protipožárním obkladem či obetonovat. [17] [18]



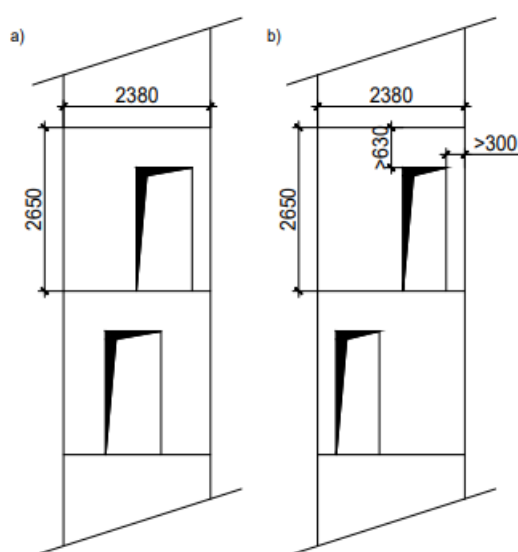
Obr. 4.15 Ztužení otvoru pomocí ocelového rámu [10]

Jedním z důvodů, proč není tato metoda vhodná, je skutečnost, že ztužující ocelové prvky se do konstrukce vkládají až po vytvoření otvoru. To znamená, že v montážním stádiu není zajištěn spolehlivý přenos svislých sil a je ohrožena stabilita konstrukce (podstojkování stropních panelů nelze uvažovat jako plnohodnotné pro přenos zatížení). K aktivaci výztužných prvků nedojde okamžitě, ale až po dodatečném přetvoření konstrukce. Neméně podstatnou komplikací je umístění tuhé ocelové výztuže po obvodě otvoru, což může způsobit narušení nadpraží smykovými silami vyvolanými náhlou změnou tuhosti dveřních pilířů v místech lemujících úhelníků. [6]

4.3 Zásady provádění dodatečného otvoru

Při navrhování dodatečně prováděných otvorů je nutné respektovat několik zásad, aby se zamezilo vzniku rizikových situací. Vzniklé pilíře by neměly být užší než 500 mm optimálně, hranice proveditelnosti a zabezpečení spolehlivého přenosu sil je 300 mm. Výška nadpraží by neměla být nižší než 630 mm.

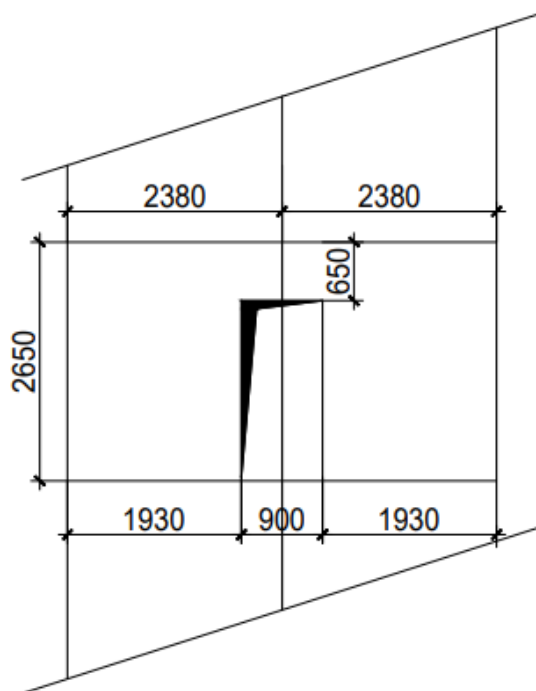
Při dodatečném provádění otvoru je nutné respektovat rozmístění a přítomnost již provedených otvorů v přilehlých podlažích. Je velmi nevhodné otvory navrhnout v různých místech panelu, důsledkem jsou složité napjatostní stavy.



Obr. 4.16 Nevhodného umístění otvorů v podlažích nad sebou

V obou případech zobrazených na Obr. 4.16 se jedná o nevhodně umístěné otvory, z důvodu vzniku složitých napjatostních stavů. V případě striktního požadavku investora je nutný velmi podrobný výpočet celé stěny, včetně posouzení styků panelů a velká důslednost při provádění otvoru, ztužování nadpraží a pilířů.

Nejméně vhodnou variantou je provedení otvoru přes dva panely (viz oObr. 4.17). Došlo by tak k narušení konstrukční výztuže po obvodě panelů, která má příznivý vliv na kompaktnost panelu v blízkosti svislého styku. Dodatečné vyztužení nadpraží nezajistí spolehlivé spolupůsobení a homogenitu sousedních panelů a nadpraží bude působit jako konzola. Na rozdíl od problematického umístění otvorů uvedeného na Obr. 4.16, tuto variantu nelze doporučit ani po důkladné analýze. Výpočet by obsahoval velké množství vstupních parametrů, které nelze spolehlivě určit. 67[5]

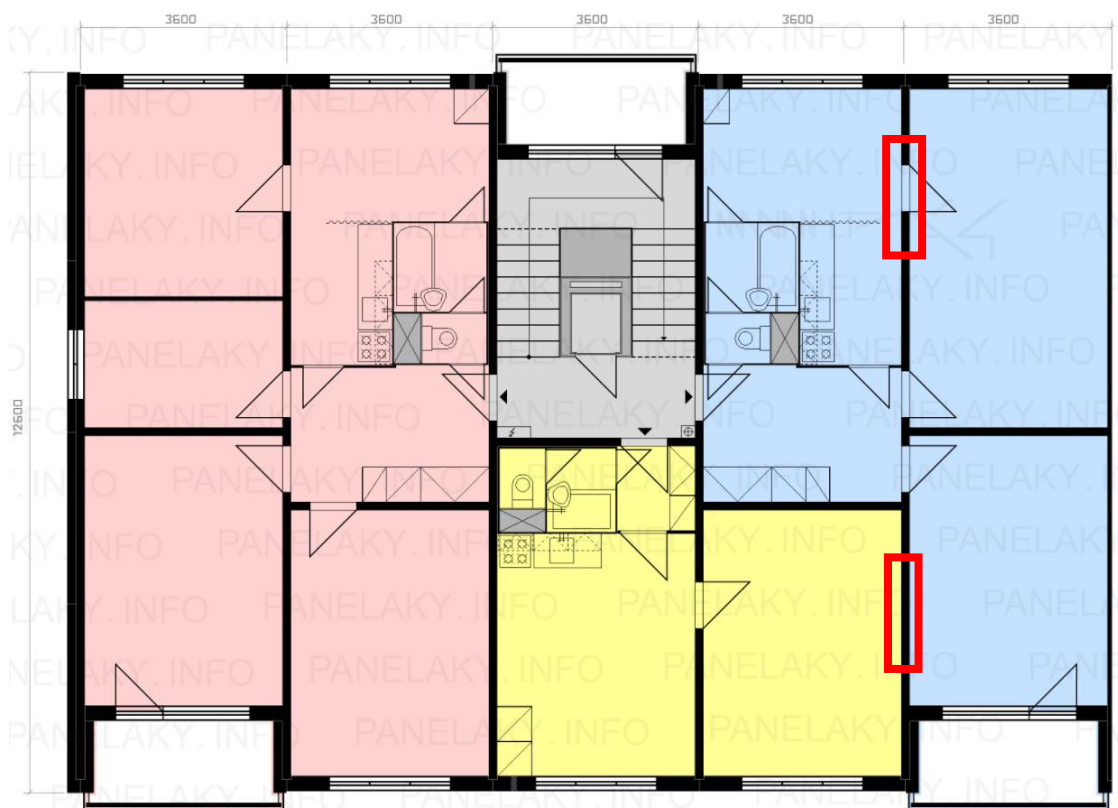


Obr. 4.17 Nevhodného umístění otvoru v místě svislého styku stěnových panelů

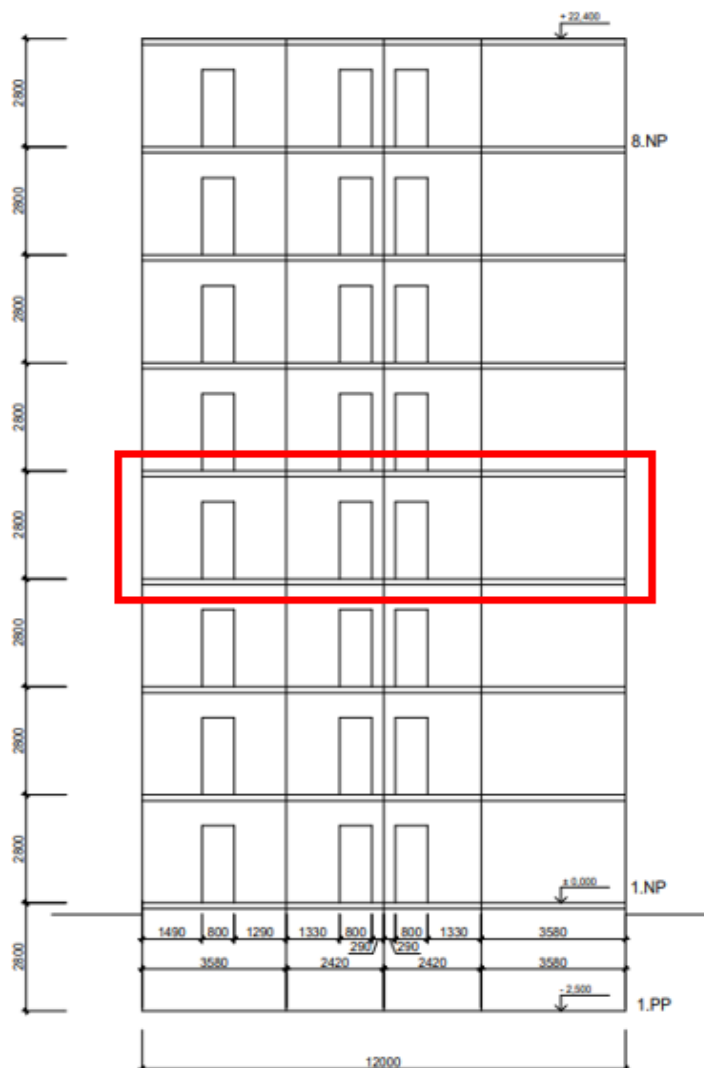
5 Analýza vlivu polohy, velikosti a četnosti otvorů na napětí v konstrukci

Obsahem druhé poloviny práce je posouzení vlivu čtyř typických případů dodatečného provádění otvoru, případně rozšiřování stávajícího otvoru. Je posuzována svislá a vodorovná únosnost panelové stěny vyjmuté z devítipodlažního objektu soustavy T06B.

Z praxe je nejčastější požadavek na rozšíření otvoru mezi kuchyní a obývacím pokojem, případně na propojení dvou bytových jednotek (Obr. 5.1).



Obr. 5.1 Schéma půdorysu typického podlaží soustavy T06B [3]



Obr. 5.2 Schéma řešení stěny

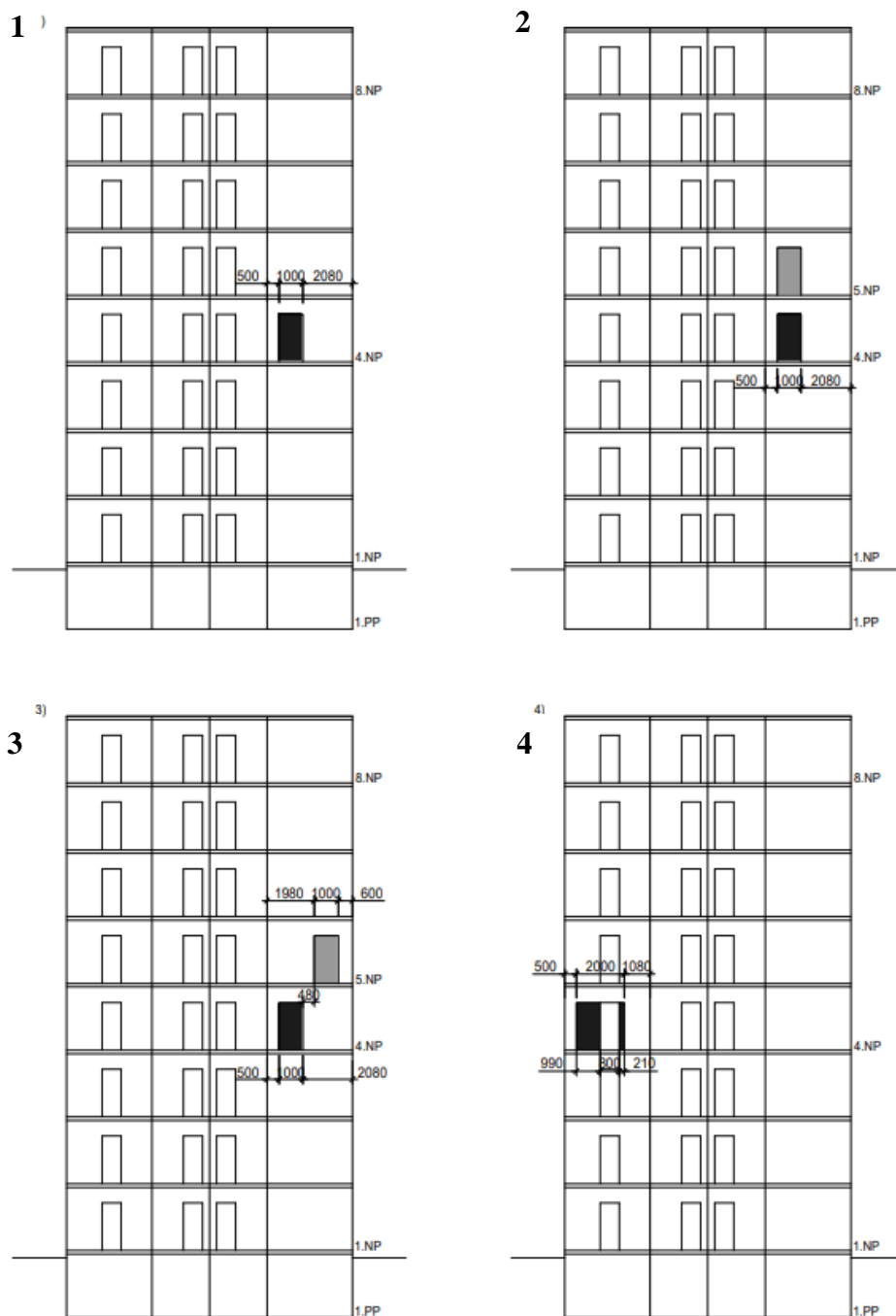
Zásahy do nosné konstrukce budou situovány do čtvrtého nadzemního podlaží (Obr. 5.2), aby bylo možné snadněji porovnat vzniklé namáhání konstrukce.

V **první variantě** je posuzován nově provedený otvor šířky 1000 mm v plném panelovém dílci (Obr. 5.3.1). Je uvažováno, že se jedná o první dodatečně prováděný otvor v dané příčné stěně.

Ve **druhé variantě** je posuzován dodatečně prováděný otvor šířky 1000 mm v plné panelové stěně, který má propojovat sousední bytové jednotky. Rozdílem oproti první variantě je, že v přilehlém podlaží (5.NP) již byl v minulosti realizován dodatečně prováděný otvor (Obr. 5.3.2). Otvory budou provedeny nad sebou ve stejné šířce, tedy 1000 mm.

Třetí posuzovaná **varianta** vychází z druhé varianty s tím rozdílem, že otvory nebudou provedeny nad sebou, ale budou situovány zrcadlově vzhledem k ose panelu. Mezi otvory vznikne středový pilíř šířky 480 mm (Obr. 5.3.3).

Čtvrtou variantou je rozšíření stávajícího otvoru mezi kuchyní a pokojem z původních 800 mm na 2000 mm (Obr. 5.3.4).



Obr. 5.3 Varianty realizovaných konstrukčních úprav

5.1 Zatížení

Při tvorbě výpočetního modelu bylo uvažované zatížení od **vlastní tíhy**, vycházející z geometrie panelů. Stropní panely jsou plné, tloušťky 150 mm, šířky 2400 mm a délky 3600 mm. Stěnové panely jsou také plné, tloušťky 140 mm, výšky 2650 mm a šířka jednotlivých panelů se liší. Dodatečný otvor se budu provádět v panelu šířky 3580 mm, který je bez otvoru. Dále bylo uvažováno **ostatní stálé** zatížení od skladby podlahy a skladby střešního pláště, **užitné zatížení** a klimatická zatížení od **větru** a **sněhu**.

Tab. 5.1 Zatěžovací stavy a zatížení uvažované ve výpočetním modelu

Zatěžovací stav		2D model [kN/m]	3D model [kN/m ²]
ZS1 – vlastní tíha		-	-
ZS2 – ostatní stálé	Běžné podlaží	19,3	1,61
	Střecha	22,72	2,56
ZS3 – užitné	Běžné podlaží	5,4	1,5
	Střecha	2,7	0,75
	1.PP	27	7,5
ZS4 a ZS5 – vítr	Návětrná strana do 18 m	2,38	2,38
	Návětrná strana Od 18 do 23 m	2,59	2,59
	Závětrná strana do 18 m	- 1,51	- 1,51
	Závětrná strana Od 18 do 23 m	-1,66	-1,66
ZS6 – sních		2,02	0,56

Za účelem nalezení optimálního návrhového postupu byly v programu SCIA Engineer sestaveny dva výpočetní modely stejné konstrukce:

- 1) rovinný stěnový 2D model
- 2) prostorový 3D model představující výsek dvou sousedních polí přiléhajících k posuzované stěně

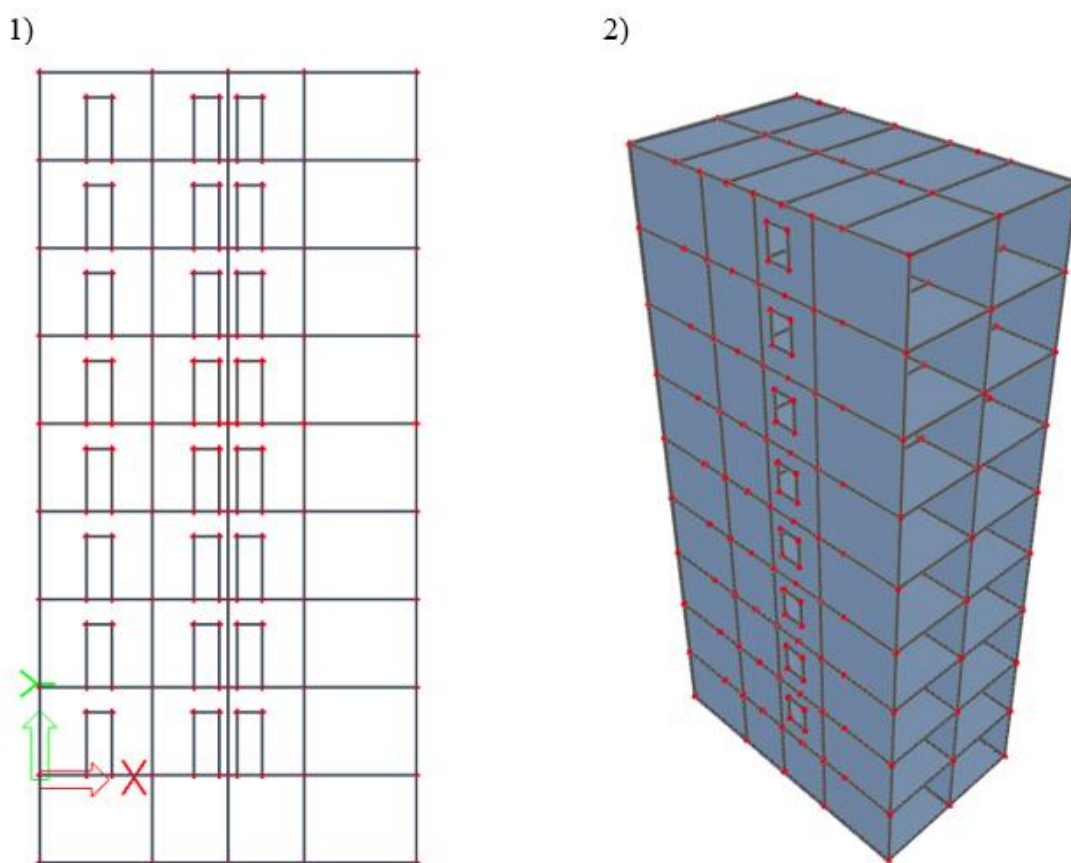
Vlastní tíha stěnových panelů byla v obou případech generována přímo výpočetním programem (korekce objemové hmotnosti materiálu za účelem přiblížení se skutečným hmotnostem panelů). Stropní panely byly v případě 3D modelu modelovány přímo jako součást konstrukce, v případě 2D modelu byla jejich tíha přičtena k tíze podlah,

resp. střešního pláště, a společně aplikována jako ostatní stálé zatížení. Podrobný rozpis zatížení a zatěžovacích stavů udává Tab. 5.1.

Výpočet vnitřních sil byl v obou modelech proveden na základě automatické kombinace MSU-Sada B, která vychází z Eurokódu EN 1990. S tím, že vítr zprava a vítr zleva se nesmí vzájemně kombinovat.

5.2 Výpočetní modely

Jak již bylo řečeno výše, pro výpočet vnitřních sil byl použit výpočetní model vytvořený v programu SCIA Engineer 20.0. Výpočetní model byl vytvořen ve dvou variantách: **stěnový 2D model** příčné stěny (Obr. 5.4.1), ve které se budou posuzovat dodatečně prováděné otvory a **prostorový 3D model** výseku objektu panelového domu, posuzované příčné stěny a přiléhajících deskových polí (Obr. 5.4.2).



Obr. 5.4 Schéma výpočetních modelů

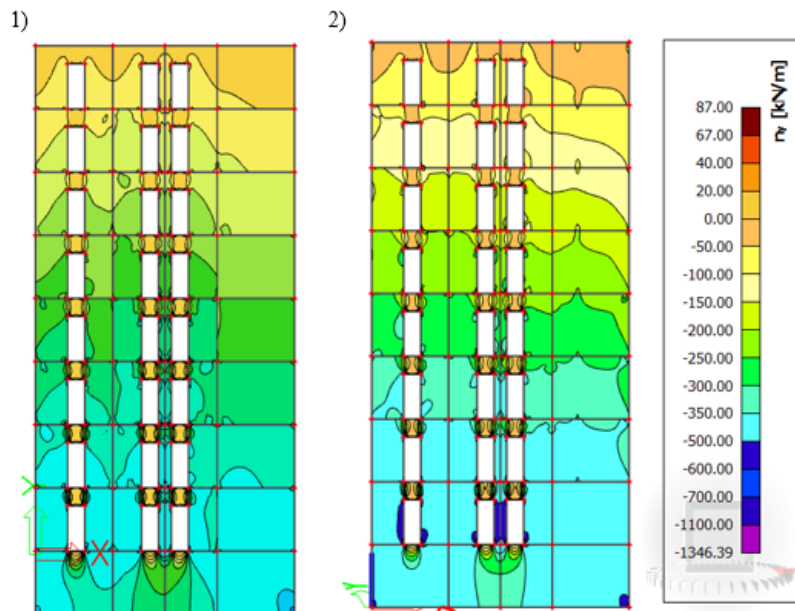
Stěnové panely byly modelovány tloušťky 140 mm, na výšku jednoho podlaží (2800 mm). Šířkové uspořádání panelů kopíruje skutečný výkres skladby konstrukce. Stropní dílce ve 3D modelu byly modelovány jako deskové prvky tloušťky 150 mm,

šířky 2400 mm a délky 3600 mm. Pro stěnové i stropní panely byl v modelu použit beton C16/20, což odpovídá dřívějšímu označení betonu B20, ze kterého byly panely vyráběny.

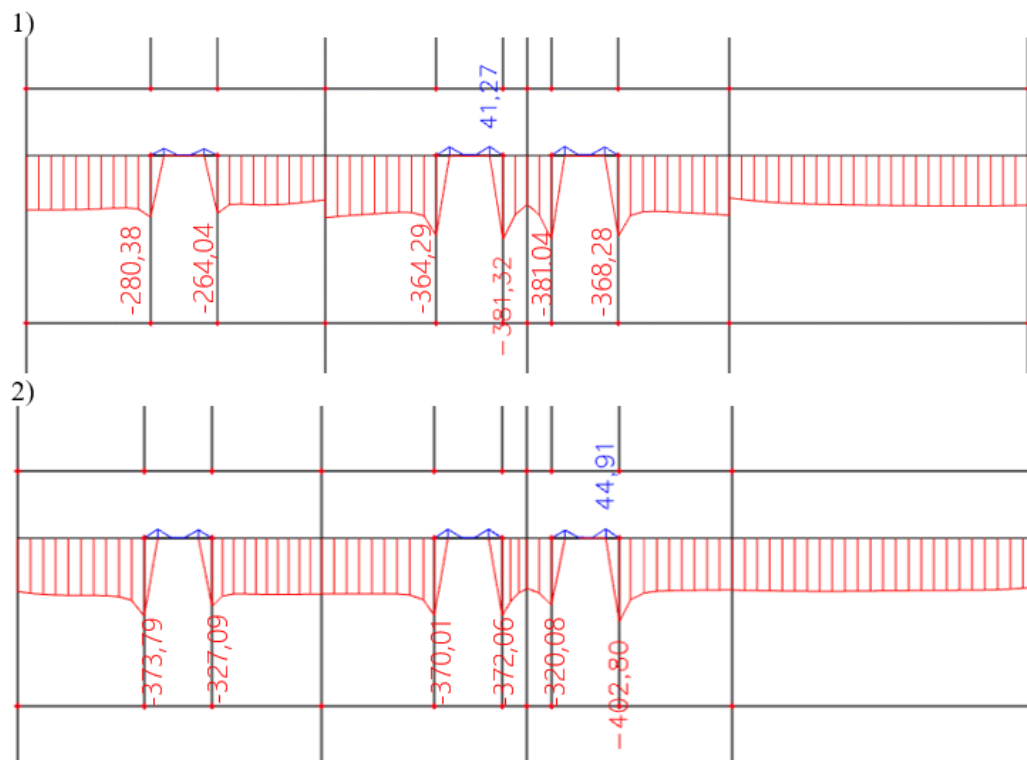
Styky mezi stěnovými a stropními panely byly definovány jako pružný kloub na hraně plochy s danou tuhostí 23 MPa [5].

Výsledky 2D stěnového modelu a 3D prostorového modelu se až na oblast diskontinuit liší jen zanedbatelně (viz Obr. 5.5). Největší rozdíl výsledných hodnot je patrný v místě napojení dveřního nadpraží na stěnový pilíř (rozdíl v hodnotách svislých normálových sil až 93 kN/m). Již 150 mm od otvoru je však rozdíl výrazně menší (viz Obr. 5.6).

Rozdíl v rozsahu škály zatížení může být způsoben rozdílným způsobem zadávání zatížení. Ve 2D modelu bylo zatížení ze stropních panelů přepočítáno pomocí zatěžovací šířky na lineární zatížení stěnového panelu. Oproti tomu ve 3D modelu bylo zatížení zadáváno jako plošné zatížení na stropní panel a přepočet zatížení na stěnový panel byl proveden automaticky. Obecně lze rozdíly v hodnotách zdůvodnit tím, že jeden model je 2D stěnový a jedná se tedy o 2D napjatost, zatímco prostorový model představuje 3D napjatostní problém, kvůli čemuž do výpočtu vstupují rozdílné okrajové podmínky. Dalším důvodem může být rozdílně vygenerovaná síť konečných prvků, což má za následek výraznější rozdíly numerických výsledků v místech singularit.



Obr. 5.5 Rozdělení svislého zatížení na příčné stěně 1) 2D model, 2) 3D model



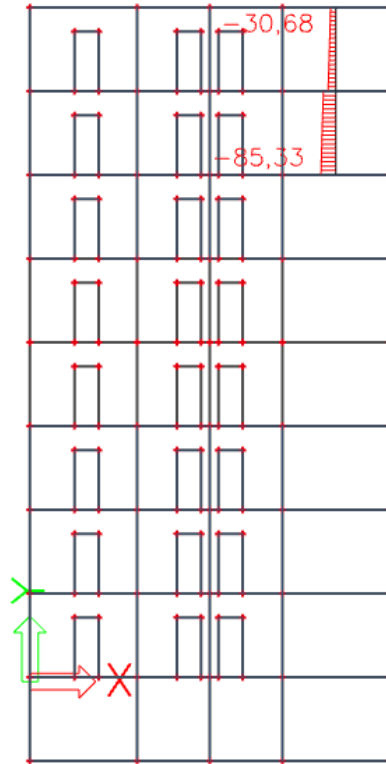
Obr. 5.6 Porovnání svislého normálového namáhání na úrovni spodní hrany nadpraží 1) 2D model, 2) 3D model

Rozdíly v hodnotách mezi modely jsou až na D oblasti minimální, lze tedy předpokládat, že oba modely jsou správné. Pro další výpočty tak je použit pouze 2D stěnový model, protože je vhodnější pro praktické využití a rychlost výpočtu.

5.2.1 Ověření výpočetního modelu

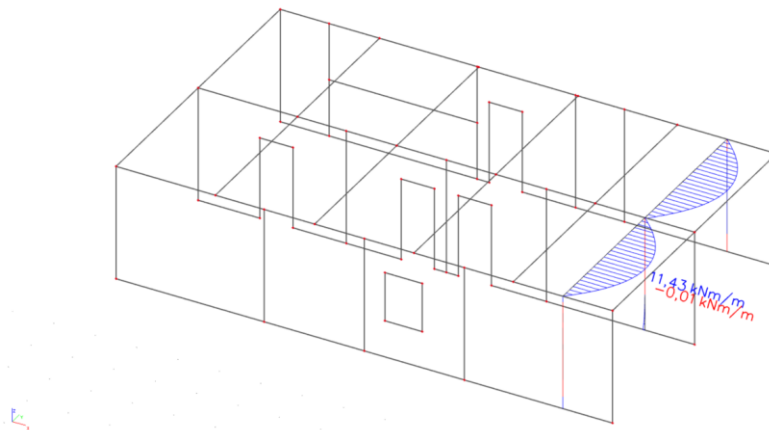
Výstižnost modelu a správnost výsledků programu SCIA Engineer byly ověřeny pomocí ručního výpočtu.

U 2D stěnového modelu byla kontrolována shoda svislé normálové síly v patě stěny 7.NP od kombinace MSÚ - Sada B (vl. tíha + ostatní stálé zatížení). Pro jednoduchost ručního výpočtu a snadnější kontrolu bylo ověření provedeno na pravém krajním plném panelu. Ručním výpočtem vyšlo $-83,2 \text{ kN/m}$ a výpočtem pomocí programu SCIA Engineer $-85,3 \text{ kN/m}$ (viz Obr. 5.7). Vzhledem k tomu, že odchylka výsledků je minimální můžeme uvažovat, že výpočetní model byl správně sestaven.



Obr. 5.7 Výpočet svislého zatížení v patě panelu v 7.NP od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení konstrukce

U 3D výpočetního modelu byla správnost modelu ověřena na výpočtu ohybového momentu desky m_y od kombinace MSÚ - Sada B (vl. tíha + ostatní stálé zatížení). Výpočet byl proveden na pravém krajním stropním panelu 4.NP. V ručním výpočtu bylo vzhledem ke způsobu uložení stropních panelů zjednodušeně uvažováno statické působení jako na prostém nosníku. Ručním výpočtem vyšel maximální ohybový moment $m_y = 11,72$ kNm/m a výpočtem v modelu $m_y = 11,43$ kNm/m. Rozdíl mezi výsledky je minimální, lze tedy předpokládat, že model je správně sestavený. Rozdíl je způsobený zjednodušující úvahou, že je možné situaci převést na výpočet na prostém nosníku.



Obr. 5.8 Ohybový moment m_y od vlastní tíhy a ostatního, stálého zatížení

5.3 Materiálové charakteristiky

Stropní a stěnové panely byly vyráběny z betonu **B20**. Jedná se o dřívější značení, jehož ekvivalentem dle současného značení je C16/20. Pro zálivkový beton byl obvykle používán **B10**, což dle dnešního značení odpovídá C12/15.

Pro výztuž stěnových i stropních dílců byla využívána **ocel 10 335**. Vliv stávajícího vyztužení není v následujících výpočtech zohledňován. Nejsou dodrženy konstrukční zásady pro vyztužování železobetonových prvků dle EN 1992-1-1. Nelze určit přesnou polohu a profil použité výztuže, protože během výstavby se vyztužení postupně lišilo i v rámci jedné soustavy. Přesné podklady pro konkrétní objekt se nepodařilo dohledat. V následujících výpočtech jsou proto stropní i stěnové panely uvažovány jako z prostého betonu.

Pro vyztužení dodatečně provedených otvorů je uvažováno zesílení pomocí **CFRP lamel a tkaniny**, konkrétně CarboLamela typ M a CarboWrap typ G.

Výpočetní model poskytl informace o staticky nutné betonářské výztuži, ta byla převedena na minimální nutnou plochu kompozitních výztužných materiálů. Přepočten byl proveden na základě napětí, které je daná výztuž schopna přenést.

5.4 Vyhodnocení variant konstrukčních úprav

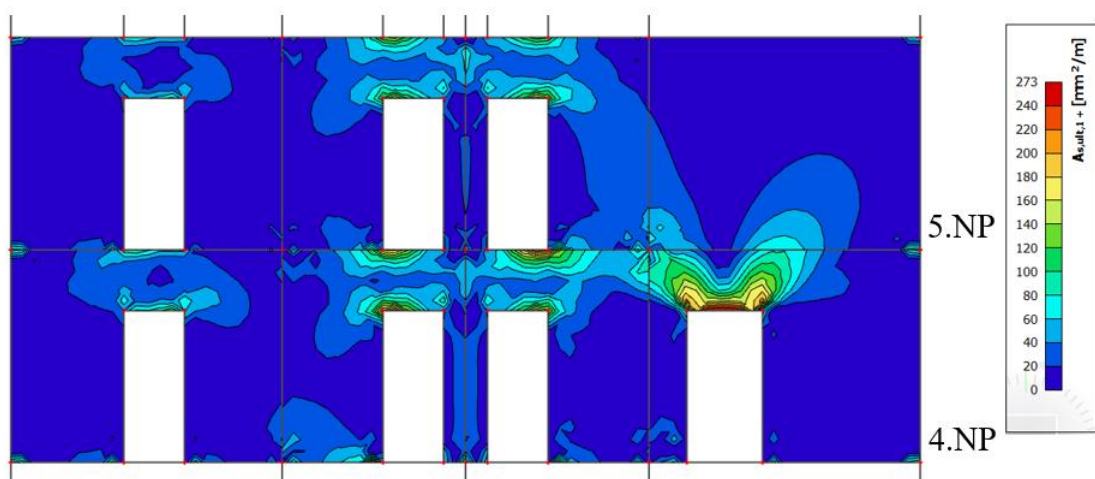
5.4.1 Varianta 1

U první varianty byl posuzován dodatečně provedený otvor šířky 1000 mm a výšky 2000 mm ve 4.NP panelového domu soustavy T06B za předpokladu, že se jedná o první dodatečně prováděný otvor v dané příčné stěně. Otvor byl umístěn do plného panelu šířky

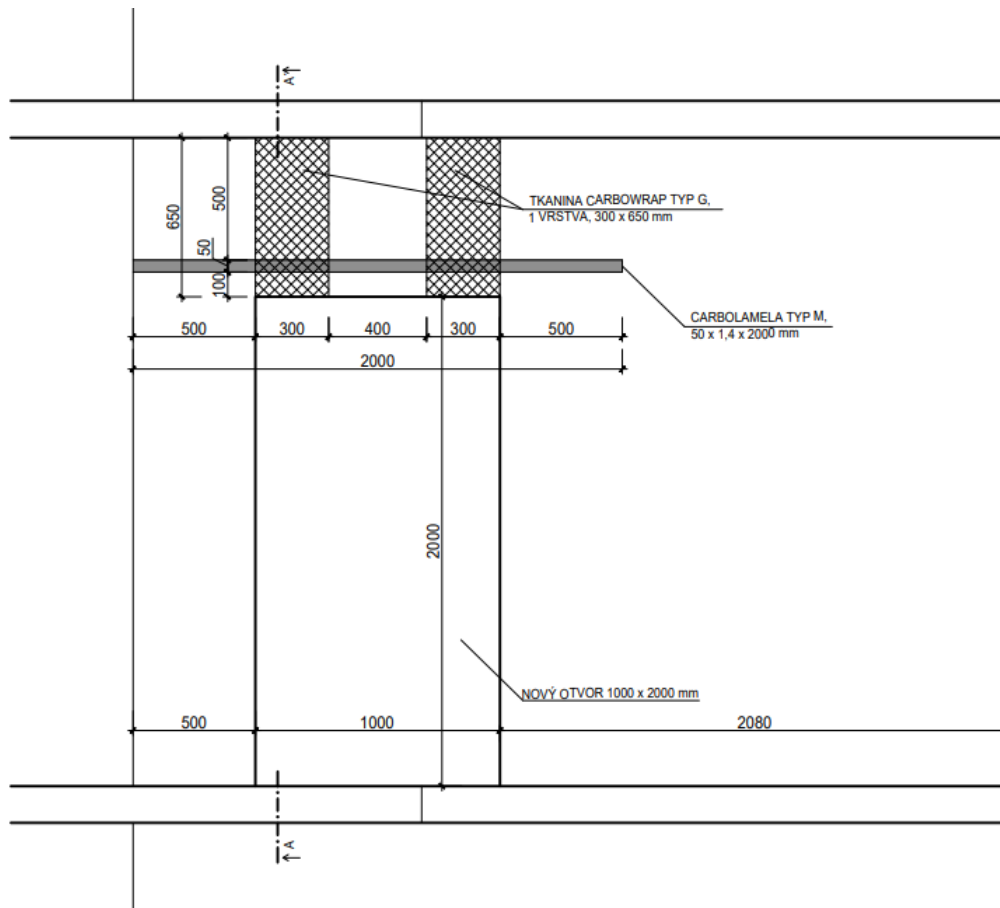
3580 mm tak, že nově vzniklý užší pilíř je šířky 500 mm. V této variantě byly dodrženy všechny zásady pro zabezpečení spolehlivého přenosu vnitřních sil u dodatečně prováděných otvorů v panelových stěnách.

Výpočty potvrdily, že za předpokladu dodržení minimální šířky pilíře 500 mm (hraniční hodnota pro bezpečné přenesení svislých sil 300 mm), není třeba pilíř dodatečně vyztužovat. Z výpočtů provedených na základě vnitřních sil vypočítaných pomocí programu SCIA Engineer vyšlo požadované zesílení nadpraží ve směru x pomocí CFRP lamely, **CarboLamela Typ M 50x1,4x2000 mm** (šířka x tloušťka x délka), aplikované při obou površích (viz Obr. 5.9). Ve směru y je požadované vyztužení nadpraží výrazně menší, postačí nadpraží zesílit pásy CFRP tkaniny (**CarboWrap Typ G**) šířky 300 mm v obou rozích otvoru při obou površích (viz Obr. 5.9).

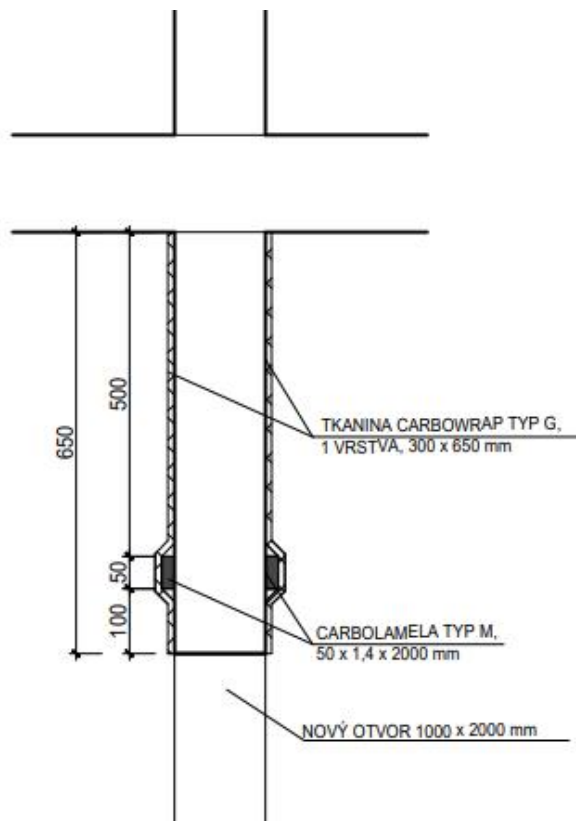
Pro ojedinělý otvor šířky do 1000 mm v příčné panelové stěně, ve které nejsou patrné žádné trhliny, je možné pro ověření únosnosti použít i zjednodušující modely. Při využití zjednodušujících modelů je důležité se ujistit, že jsou splněny všechny podmínky pro jejich použití. Mezi zjednodušující modely pro vyšetření daného problému patří Metoda stěnových nosníků nebo Metoda rámu s táhlem. V rámci této práce byl výpočet proveden **Metodou stěnového nosníku**. Nadpraží dodatečně prováděného otvoru při posouzení vyhovělo i bez dodatečného vyztužení. Přesto bych důrazně doporučila, při provádění dodatečného otvoru, nadpraží ztužit alespoň jednou CFRP lamelou 50x1,4x2000 mm, která vyšla jako staticky nutná při numerickém výpočtu.



Obr. 5.9 Plocha staticky nutné betonářské výztuže ve směru x (vodorovný směr), varianta 1



Obr. 5.10 Schéma vyztužení dodatečně provedeného otvoru – pohled, varianta 1

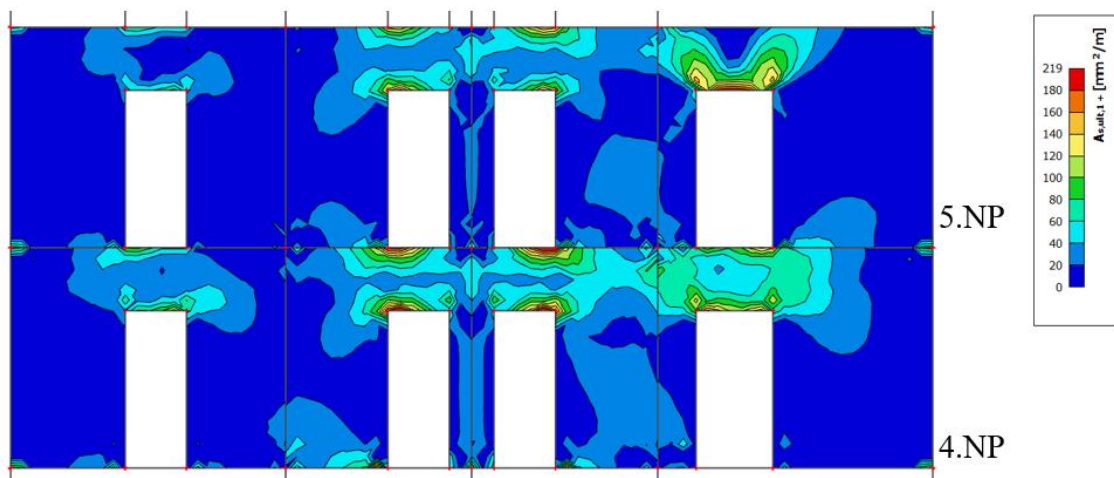


Obr. 5.11 Schéma vyztužení dodatečně prováděného otvoru – řez, varianta 1

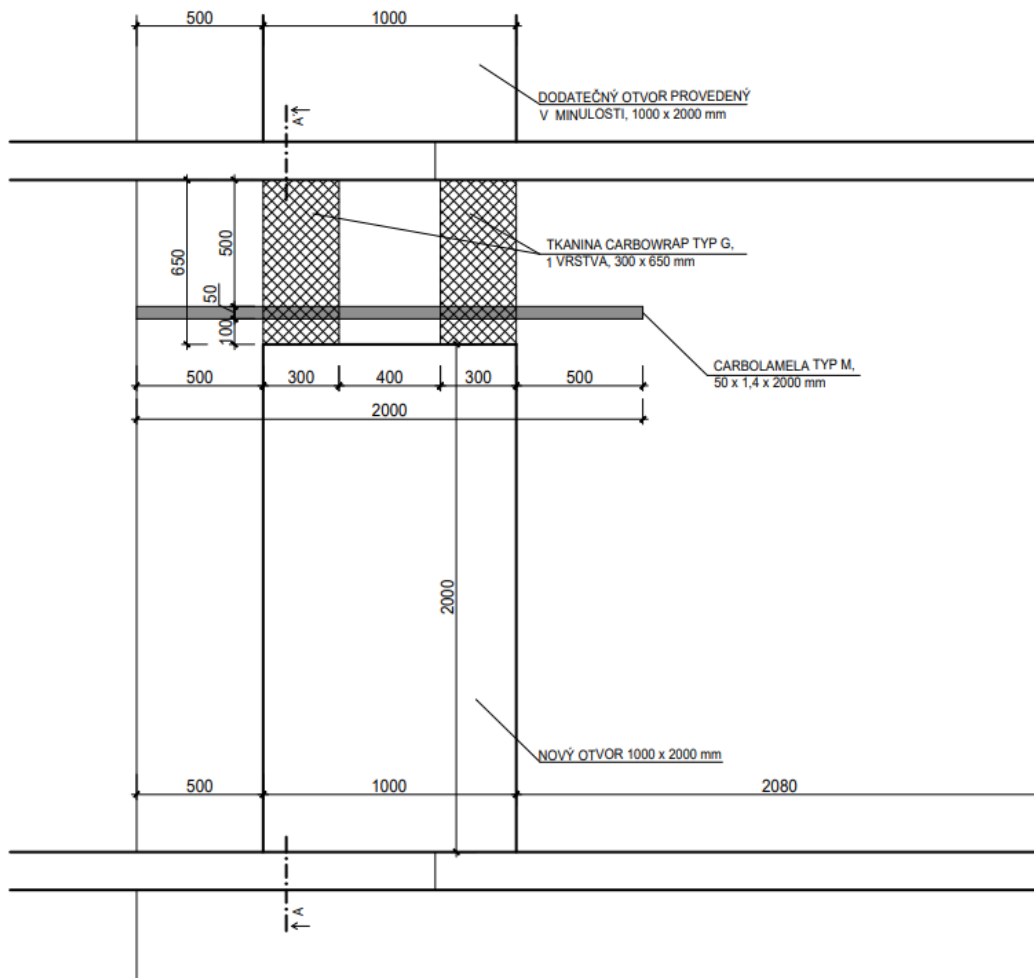
5.4.2 Varianta 2

Druhá posuzovaná varianta vychází z první varianty. Otvor zůstává stejného rozměru, tedy 1000x2000 mm a má stejnou polohu. Rozdílem oproti první variantě je, že v minulosti již byl dodatečný otvor prováděn. Otvory jsou provedeny nad sebou ve stejné šířce.

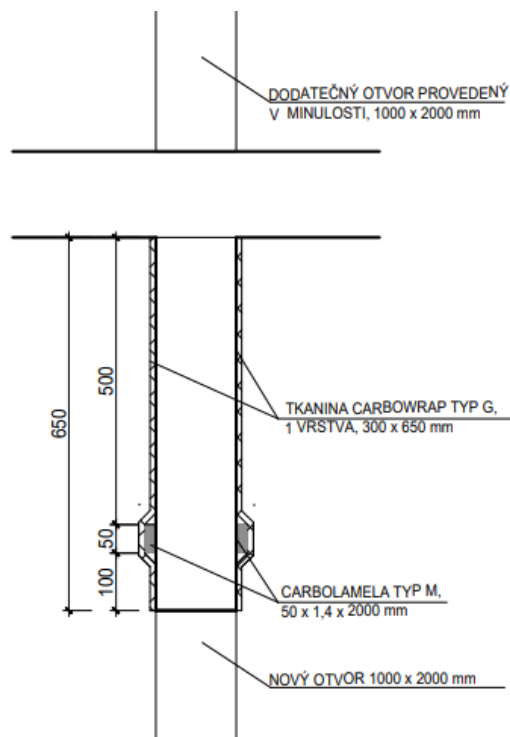
Výsledky potvrzují předpoklad, že pokud nový otvor respektuje polohu a šířku již provedeného otvoru, nenastává problém se zajištěním spolehlivého přenesení vnitřních sil. Únosnost vzniklého pilíře je dostatečující i bez vyztužení. Nadpraží bude nutné, stejně jako u varianty 1, ve směru x před provedením otvoru vyztužit pomocí CFRP lamely, **CarboLamela Typ M 50x1,4x2000 mm** (šířka x tloušťka x délka), aplikované při obou površích (viz Obr. 5.13). Ve směru y je požadované vyztužení opět značně nižší a bude zajištěno pomocí pásů CFRP tkaniny **CarboWrap Typ G 300x0,167x650 mm** (šířka x tloušťka x délka) v obou rozích otvoru (viz Obr. 5.13). Tkanina bude aplikována při obou površích.



Obr. 5.12 Plocha staticky nutné betonářské výztuže ve směru x (vodorovný směr), varianta 2



Obr. 5.13 Schéma vyztužení dodatečně prováděného otvoru – pohled, varianta 2



Obr. 5.14 Schéma vyztužení dodatečně prováděného otvoru – řez, varianta 2

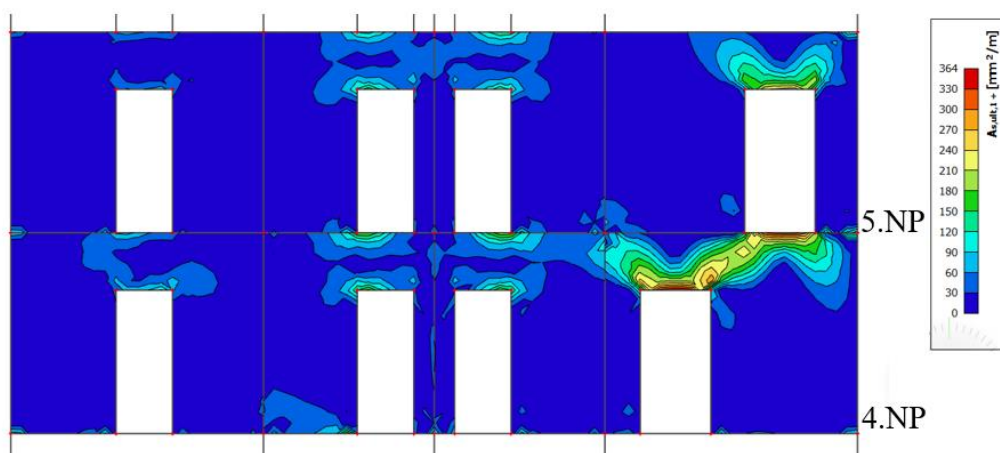
5.4.3 Varianta 3

Třetí varianta vychází z druhé varianty. Je posuzován nově prováděný otvor ve 4.NP stejných rozměrů a umístění jako v předchozí variantě. Rozdílem oproti variantě 2 je, že otvor v 5.NP, který byl již v minulosti proveden, není nad nově prováděným otvorem, ale je proveden u opačného kraje panelu.

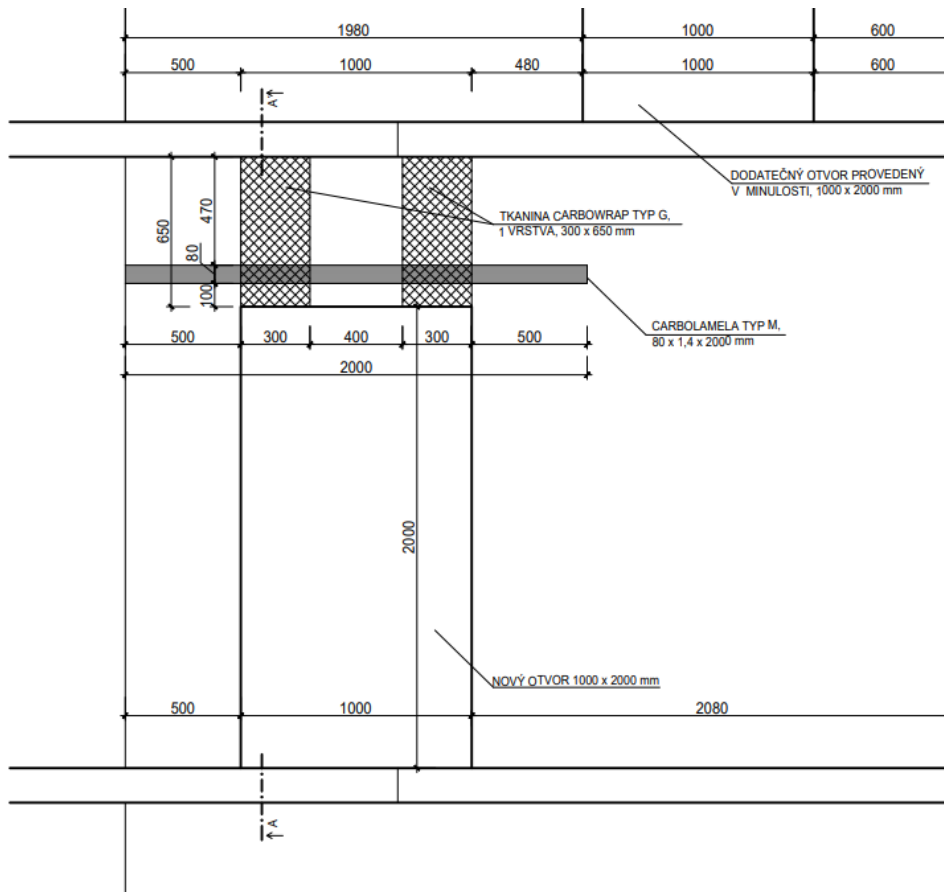
U této varianty se potvrdilo riziko, zda středový pilíř vzniklý mezi otvory, bude schopný přenést zatížení do nižšího podlaží. V posuzované situaci středový pilíř šířky 480 mm vyhověl s rezervou pouhých 8,3 kN. Lze tedy předpokládat, že při menší šířce, by musel být dodatečně vyztužen.

Zvýšilo se i namáhání nadpraží, které aby přeneslo zatížení ve směru x , musí být vyztuženo širší CFRP lamelou, **CarboLamela Typ M 80x1,4x2000 mm** (šířka x tloušťka x délka), aplikovanou při obou površích (viz Obr. 5.16). Pro vyztužení nadpraží ve směru y opět postačí zesílení CFRP tkaninou, **CarboWrap Typ G 300x0,167x650 mm** (šířka x tloušťka x délka) v obou rozích otvoru (viz Obr. 5.16). Tkanina bude aplikována při obou površích.

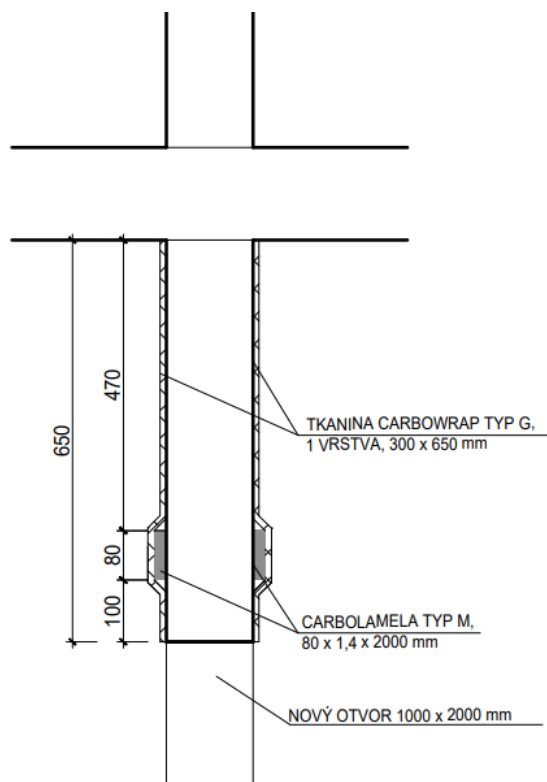
Výsledky potvrdily, že je vhodné respektovat již realizované otvory a nově prováděný dodatečný otvor umístit do stejné části panelu tak, aby otvory byly nad sebou a ve stejné šířce. Pokud otvory nejsou nad sebou, dochází ke složitějším napjatostním stavům a v místě středového pilíře je riziko vzniku trhlin od smykového napětí. V panelu jiné šířky než 3580 mm by tato varianta nebyla proveditelná. Další šířkový rozměr stěnových panelů je 2380 mm a vzniklé pilíře by nebyly ani 150 mm široké.



Obr. 5.15 Plocha staticky nutné betonářské výztuže ve směru x (vodorovný směr), varianta 3



Obr. 5.16 Schéma vyztužení dodatečně prováděného otvoru –pohled, varianta 3



Obr. 5.17 Schéma vyztužení dodatečně prováděného otvoru – řez, varianta 3

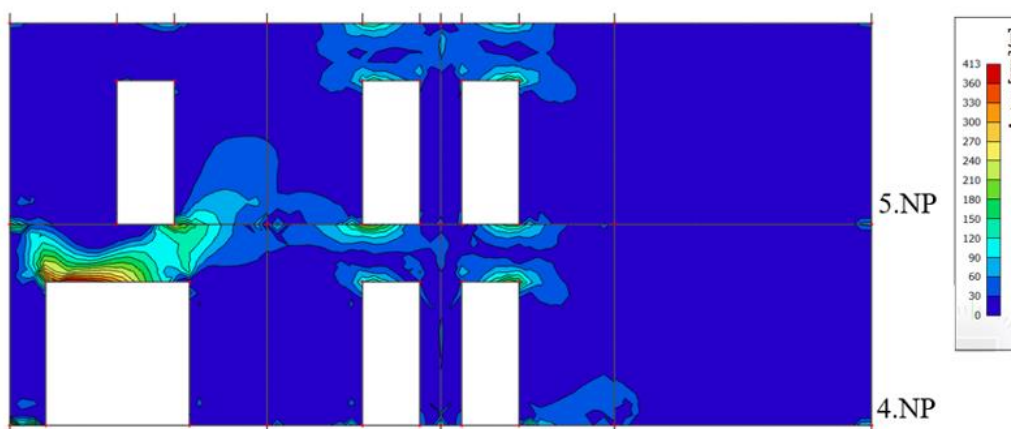
5.4.4 Varianta 4

Ve variantě 4 je posuzováno rozšíření stávajícího otvoru mezi kuchyní a pokojem. Původní otvor byl šířky 800 mm a výšky 2000 mm, po rozšíření bude mít otvor šířku 2000 mm a výšku 2000 mm.

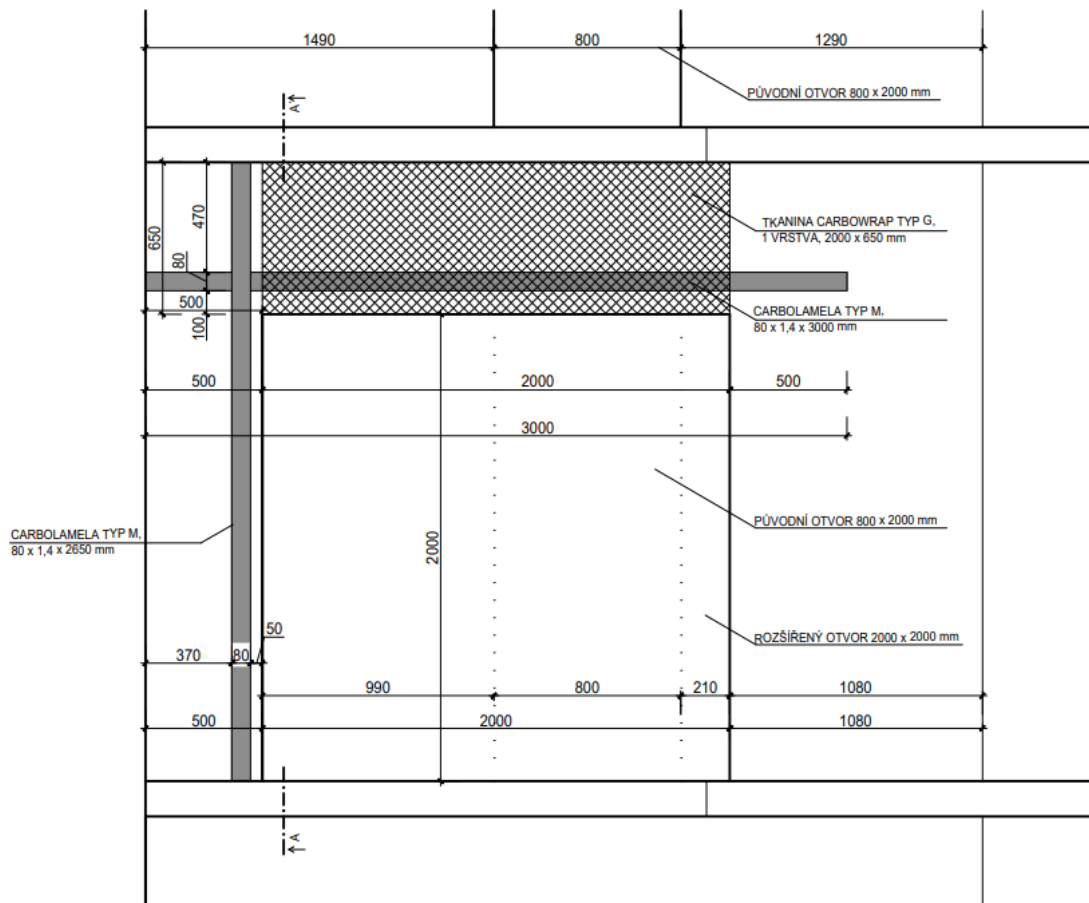
Rozšířením otvoru vznikne v kraji panelu pilíř šířky 500 mm. Vzhledem k působícím vnitřním silám je nutné dodatečné vyztužení pilíře, jelikož jeho únosnost není dostatečná a nebyl by schopen přenést zatížení z vyšších podlaží. Zvýšení únosnosti pilíře bude zajištěno pomocí CFRP lamel, **CarboLamela Typ M 80x1,4x2650 mm** (šířka x tloušťka x délka). Lamely budou umístěny 50 mm od okraje rozšířeného otvoru. Před prováděním otvoru budou aplikovány po celé výšce panelu a při obou površích. CFRP kompozitní materiály mají oproti únosnosti v tahu výrazně nižší tlakovou mez pevnosti. Ze zkoušek vyplývá, že tlaková pevnost dosahuje 50% tahové pevnosti. Ve výpočtu je bezpečně uvažováno 40% tahové pevnosti. [20]

Zajištění dostatečné únosnosti pilíře by bylo možné dosáhnout jeho rozšířením, tedy posunutím otvoru na střed panelu nebo výměnou materiálu pilíře, například nahradit betonový pilíř ocelovým prvkem. Zde se ale projevují nedostatky tohoto řešení popsané již v kapitole 4.2.

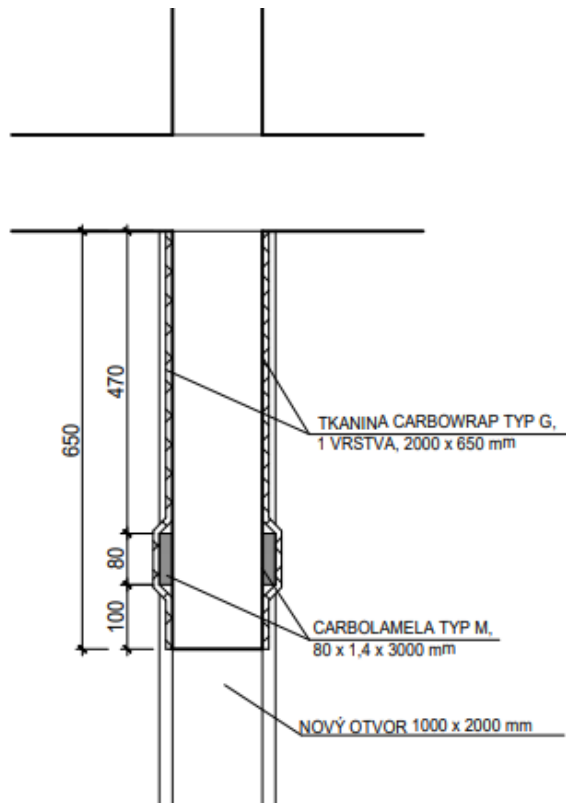
Pro světlost otvoru 2000 mm je nutné nadpraží rozšířeného otvoru zesílit ve směru x pomocí CFRP lamely, **CarboLamela Typ M 80x1,4x3000 mm** (šířka x tloušťka x délka), aplikované při obou površích (viz Obr. 5.19). Pro vyztužení nadpraží ve směru y bude použita CFRP tkanina, **CarboWrap Typ G 300x0,167x650 mm** (šířka x tloušťka x délka) aplikovaná po celé ploše nadpraží při obou površích (viz Obr. 5.19).



Obr. 5.18 Plocha staticky nutné betonářské výztuže ve směru x (vodorovný směr), varianta 4



Obr. 5.19 Schéma vyztužení rozšiřovaného otvoru – pohled, varianta 4



Obr. 5.20 Schéma vyztužení rozšiřovaného otvoru – řez, varianta 4

5.4.5 Porovnání jednotlivých variant

V následujících tabulkách je vzájemné porovnání jednotlivých variant z hlediska staticky nutné betonářské výztuže ve směru x a y a maximální svisle působící síly v nově vzniklém krajním pilíři šířky 500 mm. Jako výchozí varianta pro procentuální porovnání výsledků je ve vždy volena varianta 1.

Tab. 5.2 Porovnání staticky nutné výztuže ve směru x

	Nutná plocha betonářské výztuže ve směru x [mm ² /m]	Procentuální porovnání nutné plochy betonářské výztuže [%]
Varianta 1	250	100
Varianta 2	148	59,2
Varianta 3	337	134,8
Varianta 4	377	150,8

Tab. 5.3 Porovnání staticky nutné výztuže ve směru y

	Nutná plocha betonářské výztuže ve směru y [mm ² /m]	Procentuální porovnání nutné plochy betonářské výztuže [%]
Varianta 1	58	100
Varianta 2	35	60,3
Varianta 3	85	146,6
Varianta 4	108	186,2

Tab. 5.4 Porovnání působící svislé síly v pilíři

	Maximální svislá síla v pilíři šířky 500 mm ve y [kN/m]	Maximální svislá síla v pilíři šířky 500 mm ve y [%]
Varianta 1	-455,9	100
Varianta 2	-446,4	97,9
Varianta 3	-478,4	104,9
Varianta 4	-708,8	155,5

6 Závěr

Bakalářská práce v teoretické části popisuje nejčastější panelové soustavy, které byly v České republice stavěny, specifika výstavby a působení panelových soustav. Hlavní část se zabývá problematikou provádění dodatečných otvorů.

Z teoretické části vyplývá, že provádění dodatečných otvorů v nosných stěnách panelových domů má svá specifika a nelze aplikovat stejné technologie jako u provádění dodatečných prostupů ve zděných stavbách. V praxi je častý způsob zajištění otvoru pomocí ocelového rámu, ale to není pro tento typ konstrukce příliš vhodné. Šetnější variantou ztužení nadpraží nově vzniklého otvoru je použití FRP materiálů nebo helikální výztuže.

V konstrukční části se práce věnuje porovnání čtyř variant realizace dodatečného otvoru ve stěnových panelech. Umístění a rozměry otvoru byly voleny tak, aby odpovídaly skutečným požadavkům na dodatečné provádění otvorů z praxe.

Z výpočtové části vyplynulo, že za předpokladu dodržení zásad pro provádění dodatečných otvorů nenastává žádný problém, což potvrzují výsledky Varianty 1 a 2, kde byly tyto zásady dodrženy. Nově vzniklý užší pilíř šířky 500 mm spolehlivě přeneše působící síly z vyšších podlaží i bez dodatečného vyztužení a nadpraží vyžaduje minimální vyztužení.

Když porovnáme variantu 2, kde byla dodržena doporučení pro provádění dodatečných otvorů a variantu 3, kde tyto zásady dodrženy nebyly, je patrné, že požadované plochy výztuže ve variantě 3 jsou větší o 80 %. Na nově vzniklý středový pilíř působí velké svislé zatížení. Při šířce pilíře 480 mm má rezervu v únosnosti pouze 1,5% , takže při menší šířce nebo v nižším podlaží by sloupek bez vyztužení nevyhověl.

Ve 4. variantě se práce zaměřila na rozšíření stávajícího otvoru z původních 800 na 2000 mm. Z výsledků je zřejmé, že oproti provedení samostatného nového otvoru šířky 1000 mm se jedná o složitější návrh. Na vzniklý pilíř působí o 56% větší zatížení než u varianty 1. Pilíř není schopný přenést zatížení z vyšších podlaží bez vyztužení. Pro vyztužení nadpraží je staticky nutná plocha výztuže ve směru x vyšší o 51% a ve směru y je nutná plocha výztuže vyšší o 86%. Takto výrazné rozšíření otvoru je možné pouze v panelech šířky 3580 mm a maximální doporučenou světlostí otvoru 2400 mm.

Na závěr je možné konstatovat, že není důvod se k dodatečnému provádění otvorů v panelových domech stavět odmítavě. Jedná se o nutnou modernizaci bytových jednotek tak, aby splňovaly dnešní požadavky uživatelů. Prodlouží se tím morální životnost panelových domů, ve kterých v dnešní době žije přibližně 1/3 obyvatel České republiky. Je však nutné přistupovat k této problematice s obezřetností a vždy se řídit zásadami provádění dodatečných otvorů.

7 Literatura a podklady

- [1] LIPTÁK, Marián. *Konstrukční soustava G40*. [online]. 2016 [cit. 2021-03-01]. Dostupné z: <http://panelaky.info/g40/>
- [2] LIPTÁK, Marián. *Vývoj Konstrukčních soustav*. [online]. 2016 [cit. 2021-03-01]. Dostupné z: http://panelaky.info/vyvoj_panelaku/
- [3] LIPTÁK, Marián. *Konstrukční soustava T06B - přehled krajských variant* [online]. 2016 [cit. 2021-03-01]. Dostupné z: <http://panelaky.info/t06b/>
- [4] *The Ronan Point Collapse – On this day in 1968, a tragic event changed the world* [online]. 2014 [cit. 2021-03-01]. Dostupné z: <https://www.logic4training.co.uk/blog/safety/on-this-day-in-1968/>
- [5] WITZANY, Jiří. VRBA, Jaromír HONZÍK, Václav. *Otvory v panelových domech*. 1. vydání, Praha: Informační centrum ČKAIT, 2014, 132 s, ISBN 978-80-87438-55-8.
- [6] WITZANY, Jiří a kol. *Metodické a technické pokyny pro posuzování stavebních úprav a zásahů do nosné konstrukce panelových domů* [online]. 2016. Praha [cit. 2021-03-14]. Dostupné z: https://mmr.cz/getmedia/322ed361-637a-446f-a48b-76a7b99e95d6/Witzany_TACR-Beta_metodika_nosne_1.pdf. Certifikovaná metodika. ČVUT, VUT, VŠT-TUO.
- [7] ROCHLA, Milan. *Stavební tabulky*. 1. vyd. Praha: SNTL, 1970. 621 s.
- [8] ČSN 73 1211. *Navrhování betonových konstrukcí panelových budov*. Praha: Úřad pro normalizaci a měření Praha, 1987, 48s
- [9] WITZANY, Jiří. a kol. *Konstrukce pozemních staveb 70: Prefabrikované konstrukční systémy a části staveb*. 1. vyd. Praha: ČVUT, 2003. 268 s.
- [10] *Rekonstrukce panelákových bytů* [online]. [cit. 2021-03-07]. Dostupné z: <http://www.nikol-sro.cz/rekonstrukce-bytu>
- [11] *Zkoušky povrchové přidržitosti, odtrhové zkoušky materiálů* [online]. Brno [cit. 2021-03-18]. Dostupné z: <http://www.szk.fce.vutbr.cz/vyuka/CI57/odtrhove%20zkousky,%20kotveni.pdf>. Vysoké učení technické Brno, Fakulta stavební.
- [12] *Carbo systém* [online]. [cit. 2021-03-01]. Dostupné z: <http://www.stado.cz/statika-carbo-system>
- [13] *Uživatelská příručka, Výpočetní software Sika® CarboDur®* [online]. C2016, [cit. 2021-02-26]. Dostupné na: <https://cze.sika.com/content/dam/dms/cz01/u/manual-cz-Sika-CarboDur-software.pdf>
- [14] ARYA, C. *TR 55 Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials*. 3rd edition. Camberley: Concrete society, 2012. 187s. ISBN 1904448247.
- [15] WITZANY, Jiří. BROŽOVSKÝ, Jiří. ČEJKA, Tomáš. ZIGLER, Radek. *Dodatečné provádění otvorů v nosných stěnách vícepodlažních panelových budov*. BETON TKS. 2013(3).
- [16] *KOMPAKT systém* [online]. [cit. 2021-03-16]. Dostupné na: http://www.helikalni.cz/pdf/katalog_kompakt.pdf
- [17] ZICH, Miloš. BAŽANT, Zdeněk. *Montované betonové konstrukce*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2018, 188 s. ISBN 978-80-7204-983-7.
- [18] BAŽANT, Zdeněk. STRNAD, Jiří. ZICH, Miloš. *Ke stavu, poruchám, rekonstrukcím a úpravám panelových objektů*. Beton TKS. 2017(3)
- [19] KOSTKA, Jan. *Prostupy v betonových stropních deskách: bakalářská práce* [online]. Praha: ČVUT, Fakulta stavební, 2019 [cit. 2021-03-01]. Dostupné z: <https://dspace.cvut.cz/bitstream/handle/10467/83486/F1-BP-2019-Kostka-Jan-Bakalarska%20prace%20D-SPACE.pdf?sequence=-1&isAllowed=y>
- [20] GIRGLE, František. PROKEŠKA, Jan. JANUŠ, Ondřej. KOSTIHA, Vojtěch. ŠTĚPÁNEK, Petr. *Kompozitní výtuz do betonu – perspektivní materiál pro odolné a trvanlivé betonové konstrukce*. BETON TKS. 2017(2)