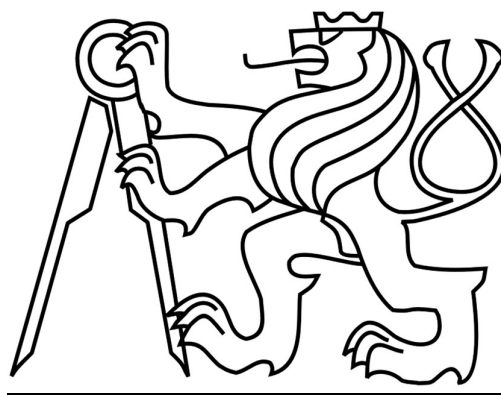


České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



133BAPC – Bakalářská práce

**Konstrukční řešení
ustupujících podlaží budov**

Vypracoval: Jiří Kovář

LS 2021

Vedoucí práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Kovář</u>	Jméno: <u>Jiří</u>	Osobní číslo: <u>477148</u>
Zadávající katedra: <u>K133 - katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Konstrukční řešení ustupujících podlaží budov</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Structural Design of Buildings with Receding Floor</u>	
Pokyny pro vypracování: Konstrukce budov s ustupujícími podlažími - typy řešení, příklady realizací Varianty konstrukčního návrhu zadaného objektu Podrobnější výpočet a základní výkresy vybrané varianty	
Seznam doporučené literatury: dle konzultací	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Doc.Ing.Jitka Vašková, CSc.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>15.2.2021</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>16.5.2021</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
_____	_____
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>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“.</i>	
_____	_____
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně pod vedením vedoucího bakalářské práce a že jsem uvedl veškeré informační prameny, ze kterých jsem čerpal.

V

dne

.....

Jiří Kovář

Poděkování

Rád bych tímto poděkoval vedoucí bakalářské práce doc. Ing. Jitce Vaškové, CSc. za odborné vedení práce, za trpělivost a ochotu při konzultacích a zejména za cenné rady a připomínky jak v odborné, tak formální stránce.

Konstrukční řešení ustupujících podlaží budov

Structural Design of Buildings with Receding Floor

Anotace

Práce se zabývá problematikou budov s ustupujícími podlažími a jejich konstrukčním řešením. V rámci práce je představeno několik příkladů takových objektů a možností obecného řešení uvedeného problému. Hlavní částí práce je konstrukční řešení konkrétního vybraného objektu se zaměřením na návrh stropní konstrukce předposledního podlaží (pod ustupujícím) s uplatněním vylehčené kazetové desky.

Klíčová slova: ustupující podlaží, konstrukční řešení, vylehčená stropní deska

Abstract

Bachelor thesis focuses on problematics of buildings with receding floors and their structural design. First part of the work includes examples of these buildings and solutions of this problem in general. The main part consists of design of a particular building. Emphasis is placed on design of a voided slab as a ceiling construction of second-last floor.

Keywords: receding floor, structural design, voided slab

Obsah

1	Úvod	9
2	Objekty s ustupujícím podlažím, penthouse, příklady realizací	10
2.1	Příklady realizací	10
2.1.1	Ustupující podlaží kopíruje nosný systém typického podlaží.....	10
2.1.2	Ustupující podlaží nekopíruje nosný systém typického podlaží	11
2.2	Potenciálně vznikající problémy a jejich návaznost na nosnou konstrukci.....	13
3	Varianty řešení ustupujícího podlaží	15
3.1	Stěnový nosník.....	15
3.1.1	Působení a analýza stěnových nosníků	16
3.2	Plná ŽB deska	18
3.3	Železobetonový průvlak pod stěnou, parapetní nosník	19
3.4	Vylehčená stropní deska.....	19
3.4.1	Monolitická kazetová stropní deska.....	20
3.4.2	Monolitická žebrová stropní deska (Velox/Daliform U-Bahn)	22
3.5	Použití lehké konstrukce na poslední podlaží.....	22
3.5.1	Lehký beton	23
3.5.2	Lehký ocelový/dřevěný skelet.....	23
3.6	Shrnutí	25
4	Popis řešeného objektu	26
4.1	Varianta A - Deska na velký rozpon	30
4.2	Varianta B - Stěnový nosník.....	31
4.3	Varianta C - Průvlak	32

5	Návrh vybraných řešení	33
5.1	Stěna posledního podlaží z monolitického železobeton	34
5.2	Vylehčená deska, stěna posledního podlaží z lehké zděné konstrukce	35
5.2.1	Vytvoření modelu a zatížení desky.....	38
5.2.2	Kontrola výpočtu a modelu	40
5.2.3	Návrh ohybové výztuže	41
5.2.4	Návrh smykové výztuže.....	45
5.2.5	Posouzení průhybu.....	48
5.3	Průvlak a deska s plným průřezem	50
5.3.1	Vytvoření modelu desky s nosníkem PN	50
5.3.2	Kontrola výpočtu a modelu	52
5.3.3	Vliv tuhosti průvlaku P1 na namáhání nosníku PN	53
5.3.4	Posouzení přínosu návrhu nosníku PN.....	54
5.3.5	Porovnání průhybu.....	56
6	Závěr	58
	Reference.....	59
	Použité programy	60
	Seznam obrázků	61
	Seznam příloh	63
	Příloha 1.....	63

1 Úvod

Bakalářská práce se zabývá konstrukčním řešením budov s ustupujícím podlažím se zaměřením na interakci mezi posledním podlažím a jeho návazností na nosnou konstrukci pod ním.

Pro toto téma jsem se rozhodl především ze dvou důvodů. Prvním důvodem je popularita těchto prvků v současné době a jejich častý výskyt v architektonických návrzích. Druhým důvodem je inspirace v absolvovaném předmětu Projekt 1, během kterého jsem řešil objekt s ustupujícím podlažím a místo půdorysného ustoupení představovalo nejsložitější část návrhu. Proto bych se rád blíže seznámil s uvedenou problematikou a možnostmi jejího řešení.

První část práce je věnována uvedené problematice obecně. Proč se ustupující podlaží stává trendem a jaké problémy mohou při návrhu nastat a je nutno jim věnovat zvýšenou pozornost. Dále je uvedeno několik příkladů realizací.

Ve druhé části je shrnuto několik variant, jak je možné konstrukci řešit. U každé z nich je popis konstrukce, specifika návrhu, uvedeny výhody či nevýhody a vhodnost volby pro zvolený objekt.

Hlavní částí práce je návrh konstrukčního řešení konkrétního vybraného objektu se zaměřením na interakci konstrukce posledního ustupujícího podlaží a patra pod ním. V rámci práce byl proveden koncepční návrh konstrukčního systému celého objektu a několik variant řešení posledních podlaží. Bližší analýza se týkala návrhu a posouzení vylehčené stropní desky v předposledním podlaží. Deska byla vymodelována a posouzena s pomocí softwaru SCIA Engineer 20.0 a online softwaru firmy Daliform. Pro uvedené řešení byly zpracovány skici výkresu výztuže a výkresu tvaru.

Další varianta zpracovaná v menším rozsahu se zabývá deskou s plným průřezem podepřenou průvlakem. Ztužujícím prvkem je zde navržen trámek vystupující nad horní líc desky v místě ustupující stěny. V této části byly porovnány modely s trámekem a bez něj a vyhodnocen přínos jeho návrhu.

2 Objekty s ustupujícím podlažím, penthouse, příklady realizací

V dnešní době mají architekti v oblibě vše, co není obvyklé či pravidelné, čím méně pravidelnosti, tím zajímavější objekt. Zejména u bytových domů se dnes stává populární půdorysně ustupující poslední podlaží, přičemž uvolněná část půdorysu tvoří terasy. Vzniká tzv. *penthouse*, který je oblíbený jak u architektů, tak u developerů, neboť toto řešení nabízí větší luxus a tím lepší prodejnost.

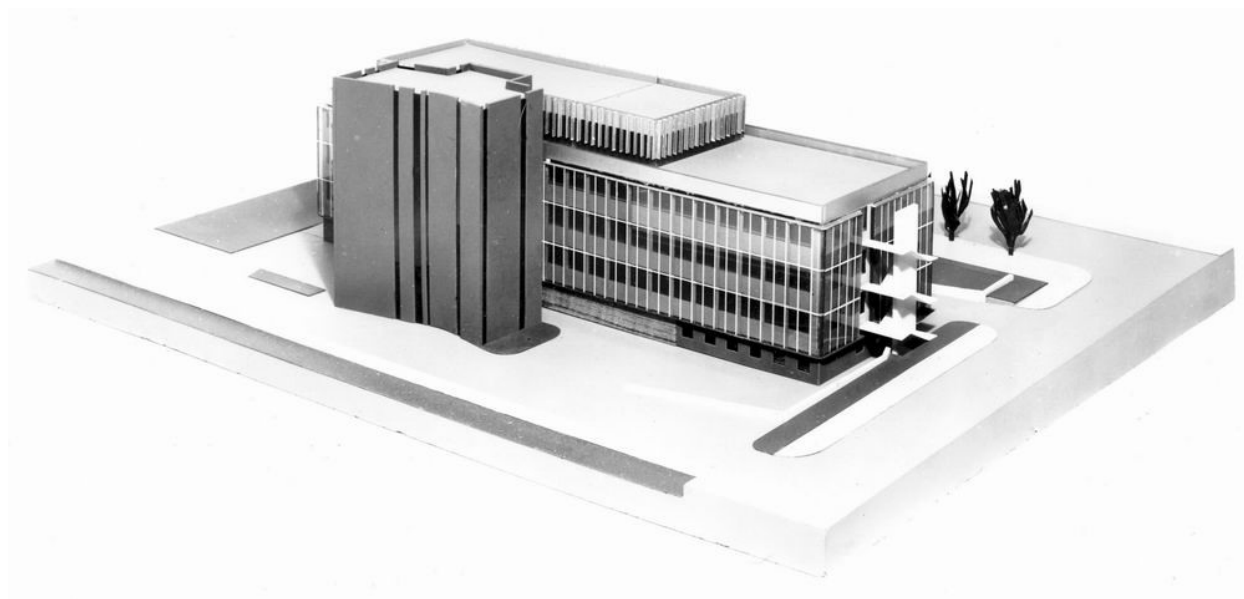
2.1 Příklady realizací

Ustupující podlaží je možné rozdělit na dvě kategorie.

2.1.1 Ustupující podlaží kopíruje nosný systém typického podlaží

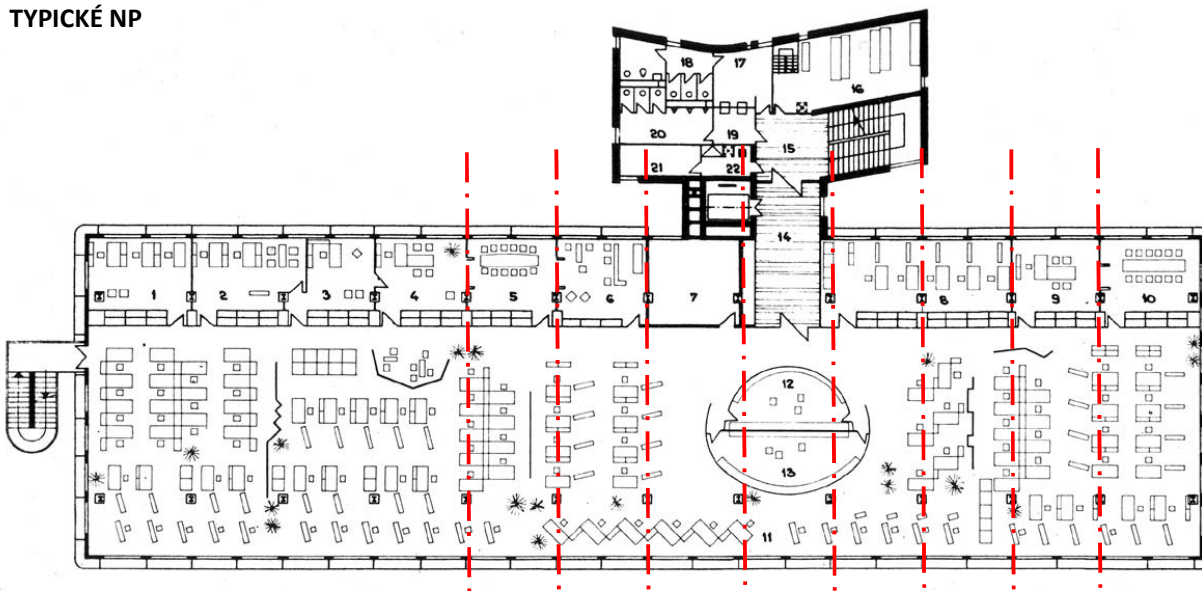
První kategorii tvoří objekty, kde konstrukční prvky ustupujícího podlaží (sloupy či části stěn) pokračují v podlažích nad sebou. Výhodou je, že není potřebné dělat žádná podstatná opatření v návrhu stropních konstrukcí. Ne vždy však zachování nosného systému vyhovuje dispozici, kterou investor nebo architekt požaduje, a proto se zvolí druhá varianta.

Názorným příkladem objektu, kde nosný systém pokračuje přes všechna podlaží, je administrativní budova společnosti *Ingstav* v Brně. Svislou nosnou konstrukci zde tvoří pravidelný třítraktový systém sloupů. Část sloupů v prostředním traktu pokračuje až do posledního, kde tvoří totožný nosný systém (viz *Obr. 2.2*). Není tudíž nutno nijak zvlášť přizpůsobovat nosnou konstrukci navrženému půdorysnému ustoupení.

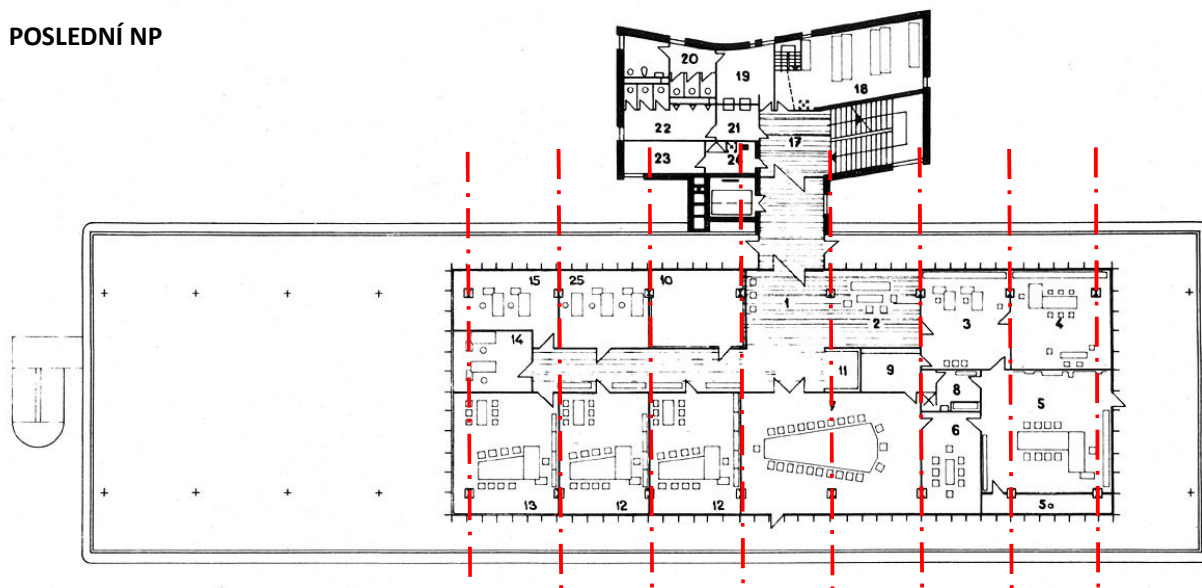


Obr. 2.1: Administrativní budova společnosti Ingstav [1]

TYPICKÉ NP



POSLEDNÍ NP



Obr. 2.2: půdorys typického a posledního podlaží objektu [1]

2.1.2 Ustupující podlaží nekopíruje nosný systém typického podlaží

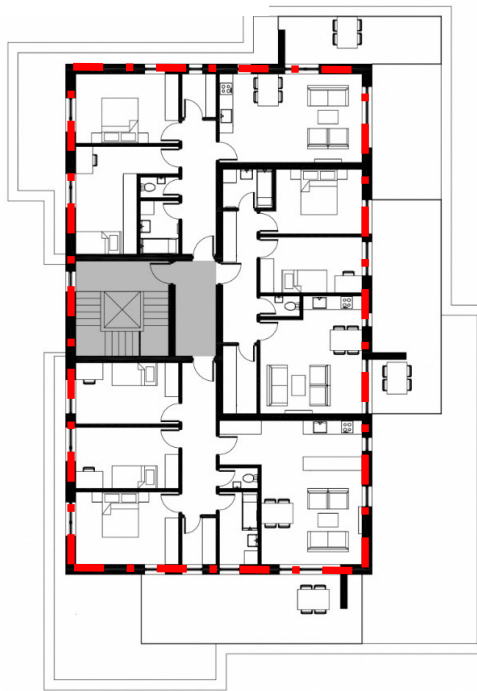
Do druhé kategorie se dají zařadit objekty, u nichž je ustoupené podlaží „náhodně nasazeno“ na podlaží předchozí a pouze z malé části nebo vůbec nenavazují svíslé konstrukce na sebe. V takovém případě je nutné tomu přizpůsobit nosné prvky, zejména stropní konstrukci, kterou ustupující patro primárně namáhá.

Jako ukázkový příklad mohou být uvedeny bytové domy 13 a 22 v Podzámčí v Hradci Králové (autor: OBRŠÁL ARCHITEKTI s.r.o.). U dvojice objektů je patrná značná nepravidelnost v každém patře a výjimku netvoří ani podlaží poslední, jak lze vidět na obrázcích *Obr. 2.3* a *2.4*.

TYPICKÉ PODLAŽÍ



USTUPUJÍCÍ PODLAŽÍ



Obr. 2.3: BD 13, půdorys „typického“ a ustupujícího podlaží [2]

TYPICKÉ PODLAŽÍ



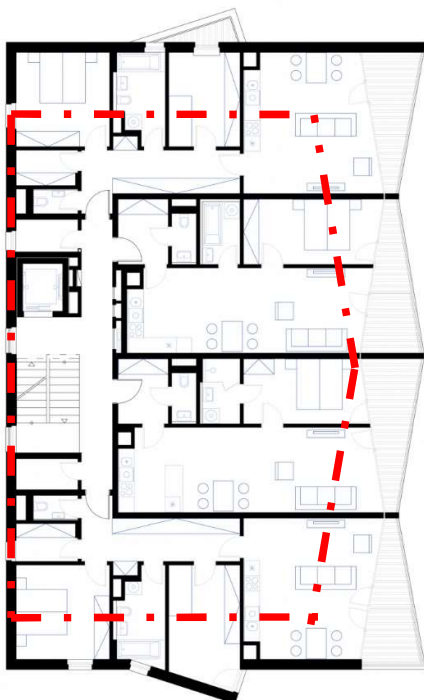
USTUPUJÍCÍ PODLAŽÍ



Obr. 2.4: BD 22 - půdorys „typického“ a ustupujícího [2]

Jak již bylo krátce zmíněno v kapitole 1, jedním takovýmto objektem jsem se zabýval i v rámci předmětu Projekt 1. Řešil jsem novostavbu bytového domů Corso nacházejícího se v Berouně (autor: OV-A, Opočenský Valouch architekti). Dům sestával z 5 nadzemních podlaží. 1NP sloužilo jako společné parkoviště, bylo zde technické zázemí a sklepní kóje majitelů bytových jednotek. 2 - 4NP byla typická podlaží se čtyřmi bytovými jednotkami. Poslední patro pak bylo právě ustupující podlaží, nacházely se zde pouze dvě větší BJ s prostornými terasami (viz *Obr. 2.5*). Zde poslední patro též z velké části nerespektuje nosný systém pod ním. Bližší řešení a návrh bude ještě zmíněn v [kapitole 3.5.2](#).

TYPICKÉ PODLAŽÍ



USTUPUJÍCÍ PODLAŽÍ



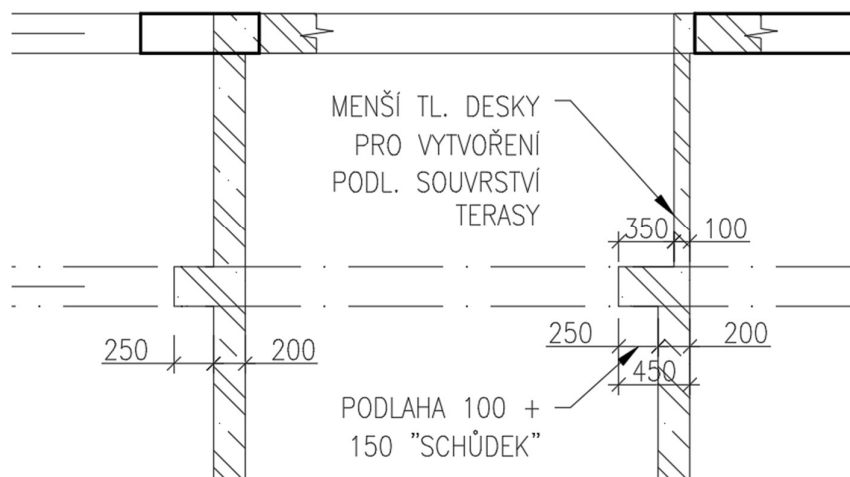
Obr. 2.5: BD Corso - půdorys „typického“ a ustupujícího podlaží [3]

2.2 Potenciálně vznikající problémy a jejich návaznost na nosnou konstrukci

Při vzniku každého projektu je klíčová komunikace a domluva mezi jednotlivými profesemi a hlavním projektantem. Je důležité mít před návrhem konstrukčního systému vyřešeny alespoň koncepčně obálkové a kompletační konstrukce. Na základě toho může být optimalizována i konstrukce nosná a může tak přispět k ideálnímu řešení celé budovy.

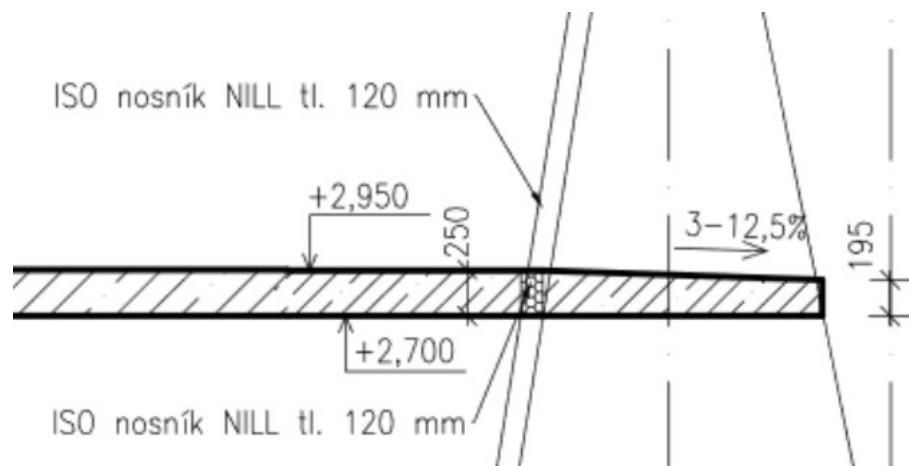
U budov s ustupujícím podlaží takřka vždy vzniká problém v rámci terasy nad obytným prostorem v nižším patře. Nastávají zde dva problémy, kterým je vhodné pro správný návrh věnovat pozornost.

Prvním je značný rozdíl v tloušťce podlah ve střešním bytě a na terase, kde už se spíš jedná o skladbu pochozí střechy. Vzhledem k tomu, že terasa se nachází nad obytným prostorem, musí kromě konstrukčních zásad pro odvodnění splňovat určité tepelně-technické požadavky. Z toho důvodu často nabývá tloušťek ne menších než 250 mm oproti skladbě podlahy v bytě, která se mezi obytnými podlažími pohybuje do 100 mm. Jedním poměrně efektivním řešením mohou být rozdílné tloušťky desek v místě před a za obvodovou stěnou oddělující terasu (viz *Obr. 2.6*). Terasa nebývá často na tak velké rozpětí, protože je možné navrhnout tenčí desku a tím pak vyrovnat (nebo alespoň zmenšit) schod při přechodu z interiéru do exteriéru. Nevýhoda této varianty může nastat při technologii provádění, kdy by mohly rozdílné tloušťky způsobovat problém při bednění a betonování. Na druhou stranu však může kladně přispět ke komplexnímu řešení celé budovy.



Obr. 2.6: Schematický řez v místě obvodové stěny oddělující terasu

Další problém vyplývá z nutnosti odvodnění terasy. Je několik způsobů, jak se odvodnění terasy (resp. ploché střechy) dá navrhnout, ale opět může být i výhodné využít betonovou konstrukci (stropní desku) k vytvoření buď žlabu nebo ji přímo provést ve spádu. Vytvoření spádu je sice technologicky náročnější, protože stahování latí vyžaduje pečlivost a pracnost, ale může představovat efektivní řešení třeba i na balkonech, kdy může odstranění nutnosti spádové vrstvy představovat výhodu a umožní přímé kladení dlažby na betonovou desku. (viz *Obr. 2.7*) Toto řešení jsem použil i v rámci Projektu 1, jak bylo zmíněno výše.



Obr. 2.7: Schématický řez provedení desky ve spádu

Problémy ze statického hlediska jsou blíže řešeny v kapitole 3.

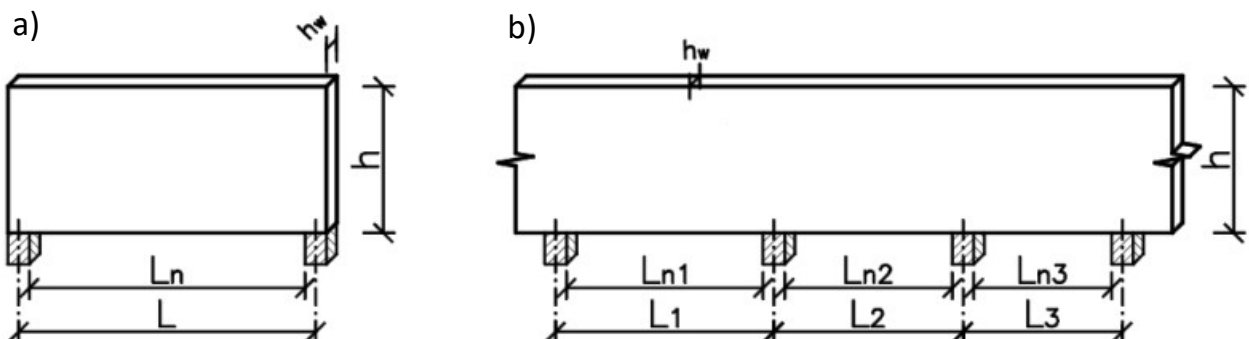
3 Varianty řešení ustupujícího podlaží

Dnešní technologie, materiály a různorodý sortiment výrobců nabízí velkou variabilitu řešení této problematiky. Několik takových variant bylo zpracováno v následujících podkapitolách. U každé je popsáno působení konstrukce a její výhody/nevýhody při použití. Na konci kapitoly jsou varianty shrnuty do tabulky.

3.1 Stěnový nosník

(vypracováno s využitím článku [5] a skript [6])

Stěnový nosník je rovinná konstrukce, jejíž tloušťka h_w je násobně menší než její výška h a délka rozpětí L . V odborné literatuře autoři uvádí více poměrů (rozpětí/výška) jako kritérium pro uvažování stěnového nosníku. Pro prostý nosník se uvádí poměr $L/h \leq 2$ a pro spojitý nosník $L_i/h \leq 2,5$. Dle normy [4], citují: „Trám je prvek, který má rozpětí rovné nejméně trojnásobku celkové výšky průřezu. Jinak má být prvek považován za stěnový nosník.“



Obr. 3.1: Stěnový nosník a) prostý, b) spojitý [6]

V současnosti je použití stěnových nosníků stále častější díky jejich výhodným vlastnostem. Dokáží překlenout velká rozpětí, což se využívá zejména nad patrem s garážemi, kde je požadovaným velký volný prostor. Použití stěnového nosníků z obdobného důvodu přichází vhod právě i u ustupujících podlaží, kde zpravidla bývají obvodové či vnitřní nosné stěny mimo konstrukční prvky nižšího podlaží (viz příklady v [kapitole 2.1.2](#)) a nosník tak je nutno pnout na poměrně velkou vzdálenost mezi nosnými prvky pod ním.

Železobetonové stěny zároveň poskytují poměrně vysokou akustickou izolaci, proto je při návrhu šikovní tyto stěny navrhnout jako mezibytové nebo na oddělení jednotlivých bytů od společných prostor jako je chodba, schodiště, výtahová šachta.

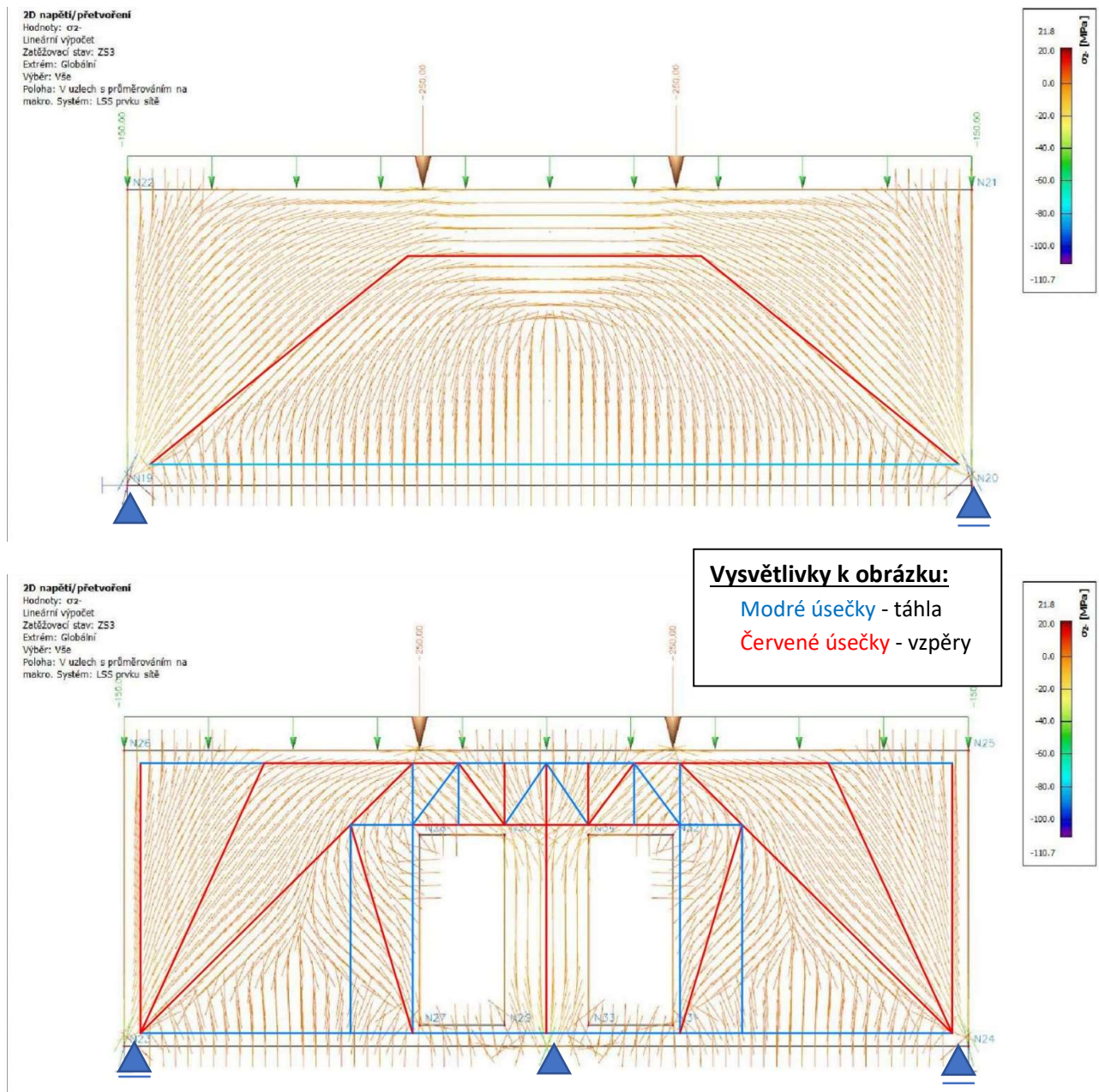
Největší problém při navrhování stěnových nosníků nastává v místě otvorů. Protože představují zásadní prvky pro dispoziční řešení (prostupy, komunikace, vedení instalací apod), nelze se jim vyhnout. Z toho důvodu je nutné při návrhu těmto místům věnovat zvýšenou pozornost, jak je uvedeno na příkladu v následující podkapitole. Obecně se nedoporučuje navrhovat větší otvory (zejména dveřní, průchody atp.) v blízkosti podpory nebo uprostřed rozpětí.

3.1.1 Působení a analýza stěnových nosníků

U stěnových nosníků, na rozdíl od nízkých (trámů, průvlaků), neplatí předpoklad Bernoulli-Navierovy hypotézy. Průřez tedy po deformaci nezůstává rovinný a kolmý na střednici prvku. Není proto možné použít stejný postup jako při řešení prutových prvků, ale musí se přistoupit na metody řešení prvků dvojrozměrných. Celý stěnový nosník se považuje za tzv. D-oblast (tj. poruchové oblasti, kde vnitřní síly a tok napětí není lineární, tudíž v těchto místech nelze použít standardní postupy návrhu). Nejčastěji se používají lineární a nelineární metody založené na MKP a metoda příhradové analogie.

Při analýze se obvykle používá kombinace 2D lineární analýzy pomocí softwaru, podle které se následně na základě trajektorií hlavních tahových a tlakových napětí navrhne náhradní příhradový model. Po vypočtení sil v prutech příhradové konstrukce se ověří tlačené vzpěry z hlediska příčného tlaku, ověří se napětí ve styčnicích a navrhne se výztuž táhel. Pokud se jedná o složitější nosník (např. v případě mnoha otvorů), návrh se ověří pomocí nelineární analýzy.

Složitost příhradoviny závisí na okrajových podmínkách (podporách) a hlavně na otvorech, jejich umístění a velikosti. Následující obrázek (*Obr. 3.2*) představuje dva nosníky a jejich rozdíl při návrhu (resp. rozdíl návrhu náhradní příhradoviny). Jsou vykresleny trajektorie hlavních napětí a navržený model příhradoviny. Červené úsečky představují tlačené vzpěry, modré pak táhla.



Obr. 3.2: Návrh příhradového modelu na stěnovém nosníku bez otvorů a s otvory na základě trajektorií hlavních tlakových napětí (vypracováno s pomocí [14])

Z obrázků je patrné, že přidání otvorů do nosníku se značně komplikuje návrh příhradového modelu. Jak je však zvykem, penthouse zpravidla bývá velký, otevřený byt, z čehož nutně plynou i přísnější požadavky na osvětlení. Tím pádem se v obvodové stěně v místě terasy téměř vždy navrhují velká francouzská okna a okenní pásy. Z toho důvodu jsou stěnové nosníky většinou oproti dalším řešením méně vhodné pro návrh obvodových nosných stěn ustoupeného podlaží.

3.2 Plná ŽB deska

Monolitické železobetonové desky s plným průřezem jsou sice jednoduché konstrukce co se týče návrhu i technologie provádění, jejich efektivita však prudce klesá se zvětšujícím se rozpětím a tím pádem zvětšující se potřebnou tloušťkou (resp. zatížením od vlastní tíhy). Optimální rozpětí pro desku jednosměrně pnutou bývá do 5 metrů, u křížem pnuté desky cca do 7-7,5 metru.

Typické plošně zatížené desky se zpravidla ani neposuzují na smyk z toho důvodu, že u desek toto namáhání není primární. V případě ustupujícího podlaží (zejména pokud je těchto podlaží víc nebo ho netvoří lehká konstrukce) však vzniká lokální (liniové) zatížení v podobě stěny/pilířů, které může způsobit to, že právě průřez s největším smykovým namáháním bude představovat kritické místo pro návrh a bude se muset zvolit patřičné opatření.

Dle ČSN EN 1992 [4] se obecně návrhová smyková únosnost vypočte dle vztahu (1).

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d \geq v_{min} * b_w * d \quad (1)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$$

$k = 1 + \sqrt{200/d}$zohledňuje vliv výšky prvku

ρ_lstupeň vyztužení

f_{ck}charakteristická pevnost betonu v tlaku

b_w nejmenší šířka průřezu v tahové oblasti (u desky uvažován 1 metr)

d účinná výška průřezu

$k_1 * \sigma_{cp}$zohledňuje vliv normálové síly

v_{min}redukuje pevnost betonu v tlaku

Z výpočtu únosnosti ve smyku plyne, čím se dá prakticky smyková únosnost železobetonové desky zvýšit. Jednou z možností je použití betonu vyšší třídy. Volit však třídu betonu na základě jednoho problému by mohlo být zbytečné a neekonomické. Další možností je přidání výztuže do desky. Může se jednat o zhuštění výztužných prutů v místě namáhání nebo použít smykovou výztuž v podobě smykových lišt. Jednou z možností je též návrh větší výšky (resp. tloušťky) desky. Záleží na rozsahu, na kterém by bylo nutné takto tlustou desku navrhnout a musel by se zvážít ekonomický dopad. Zvýšení výšky desky může pak být realizováno vylehčenou deskou nebo lokálním zvětšením průřezu a vytvořením tzv. parapetního nosníku (příp. průvlaku). Několik alternativ bylo zpracováno v dalších kapitolách.

3.3 Železobetonový průvlak pod stěnou, parapetní nosník

Asi nejjednodušším způsobem podepření nenavazující stěny ve vyšším podlažím je navržení liniové podpory v podobě průvlaku. V návaznosti na text v předchozí kapitole lze říci, že jde o lokální zvětšení výšky průřezu desky a zvýšit tak její únosnost v místě ustoupené stěny. Klasický průvlak by však zřejmě byl nevhledný pro uživatele prostoru v patře pod ustoupením. Proto je vhodnější navrhnout zvýšení průřezu v horní části desky a vytvořit tzv. parapetní nosník. Výhodou je poměrně jednoduchý návrh. Naopak nevýhodou je nutnost podpor a uložení nosníku. To je často zásadní problém, protože obvodové stěny ustupujícího podlaží vyžadují zalomené nosníky, které už jsou na návrh složitější. Zejména u nízkých nosníků zalomených do pravého úhlu může být rozhodující namáhání torzní moment.

3.4 Vylehčená stropní deska

Vylehčené desky se volí při zastropení většího rozpětí, kdy by volba stropní desky s plným průřezem představovala nevýhodu z hlediska optimalizace. S větší tloušťkou stropu roste i konstrukční výška podlaží a při vyšším počtu podlaží to tak může být kritériem, kvůli kterému se investor rozhodne pro jinou variantu.

Důvodem, proč jsou vylehčené desky na větší rozpětí výhodné, je větší rameno vnitřních sil, avšak s menším nárůstem vlastní tíhy díky vylehčovacím prvkům. Tlačenou část desky tvoří horní příruba, která by dle normy neměla mít menší tloušťku než 50 mm [4] a tažená výztuž je pak v žebrech nebo spodní přírubě (podle zvolené technologie viz podkapitoly 3.4.1 a 3.4.2).

Tyto desky nejsou nikterak složité na návrh, jelikož se při výpočtu při splnění podmínek dovoluje je uvažovat jako spojitou desku. A protože vylehčovací i vyztužovací prvky jsou zpravidla typové, nabízí výrobci software, ve kterém se snadno vylehčená deska vymodeluje a zároveň je spočtena její únosnost. To velmi usnadňuje optimalizaci návrhu takového stropu.

Norma [4] dovoluje tyto konstrukce idealizovat při výpočtu na spojitou desku při splnění podmínek, citují:

*„Žebrové nebo kazetové desky nemusí být při analýze považovány za diskrétní prvky za předpokladu, že deskové příruby, popř. konstrukční nadbetonování a příčná žebra **mají dostatečnou tuhost** v kroucení. Toto lze předpokládat pokud:*

- vzdálenost žeber není větší než 1 500 mm;
- výška žebra pod deskovou přírubou není větší než 4násobek jeho šířky;
- tloušťka deskové příruby je nejméně 1/10 světlé vzdálenosti mezi žebry nebo 50 mm; rozhoduje větší hodnota;
- příčná žebra jsou umístěna ve světlých vzdálenostech nepřesahujících desetinásobek celkové tloušťky desky.“

Nejčastějšími případy vylehčených desek jsou buď tzv. kazetová nebo žebrová deska. Bližší popis v dalších podkapitolách.

3.4.1 Monolitická kazetová stropní deska

Tento typ desky se navrhuje, jedná-li se o desku po obvodě nepoddajně podepřenou (obousměrně pnutou). Jedná se o žebrový rošt s horní železobetonovou přírubou (vhodné navrhovat tloušťku příruby např. 60-70 mm pro použití dostatečné výztuže jednak kvůli lokálním zatížením, jednak pro dosažení dostatečného krytí v místě přesahů) a případně s dolní přírubou. Vylehčení je provedeno pomocí různých vylehčovacích boxů, které se osadí do bednění a po zabetonování tvoří ztracené bednění. (např. systémy společnosti Daliform nebo Cobiax - viz Obr. 3.3)



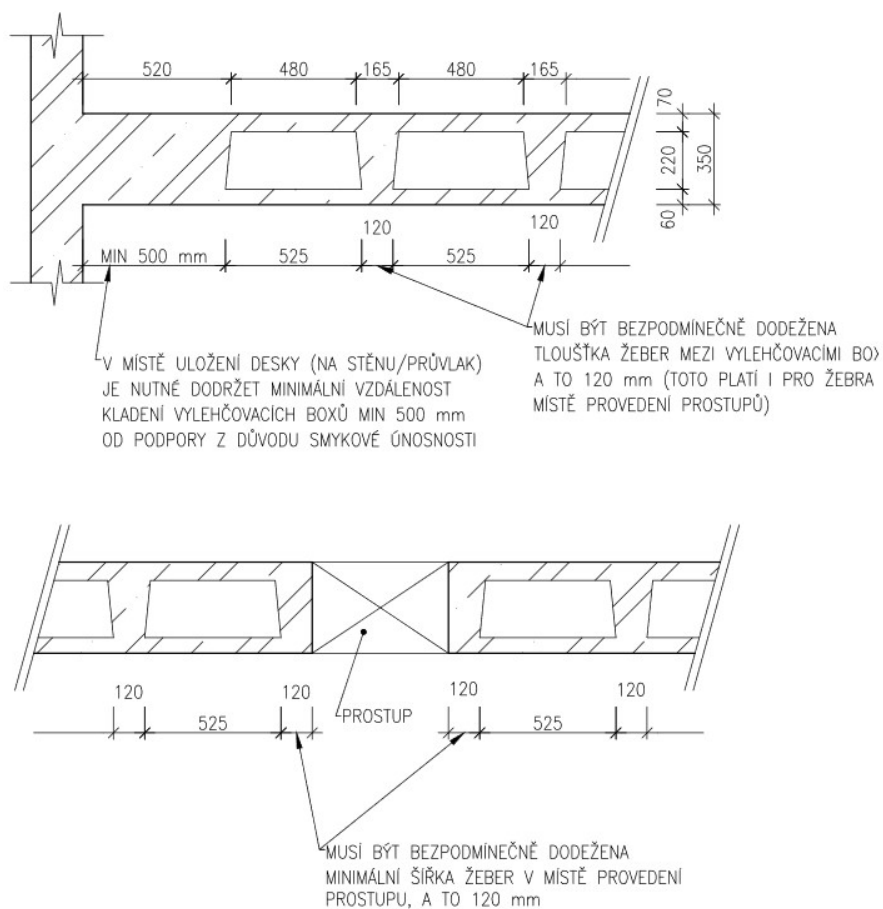
Obr. 3.3: Vylehčená stropní deska se systémem U-Boot@Beton firmy Daliform [13]

Dolní příruba se ne vždy navrhuje, protože přináší nevýhodu v podobě technologické prodlevy. Jak je vyznačeno na obrázku, na spodní část vylehčovacího boxu se připevní distanční trn podle požadované tloušťky příruby. Zde ale přichází zmiňovaná nevýhoda, kdy se musí nejprve vybetonovat spodní vrstva, následuje technologická přestávka a až poté se vybetonuje zbylá tloušťka desky. Obě příruby jsou opatřeny výztuží v obou dvou směrech obvykle $\varnothing 8-10$ mm a do žeber se navrhují jednostřížné třmínky.

Optimální rozpon desek (dle výrobce Daliform) je 7-9 m v kratším rozpětí (max 12-16 m). Dle empirických vztahů a sortimentu výrobce se obvykle celkové tloušťky desek pohybují v rozmezí 300-450 mm (výjimečně jsou pak možné vytvořit desky až do 600 mm).

Z důvodu zamezení porušení z důvodu smykového namáhání se deska po obvodě nevylehčuje a nechává se pruh o celkové tloušťce desky. Pruh se navrhuje o šířce přibližně 400-500 mm, což zpravidla odpovídá vynechání jedné řady vylehčovacích boxů. Též je vhodné toto vynechání přizpůsobit celkové geometrii, aby budoucí prostupy deskou nevycházely do míst žebra. Okolo prostupů je pak nutné nechat

ztužující žebro alespoň v tloušťce 120 mm (dle systému výrobce). Ve specifických případech je pak nutno desku u podpor posoudit na smyk.



Obr. 3.4: Schematický řez kazetovou str. deskou s konstrukčními zásadami (vynecháním pruhu u podpory a žebro v místě prostupu)

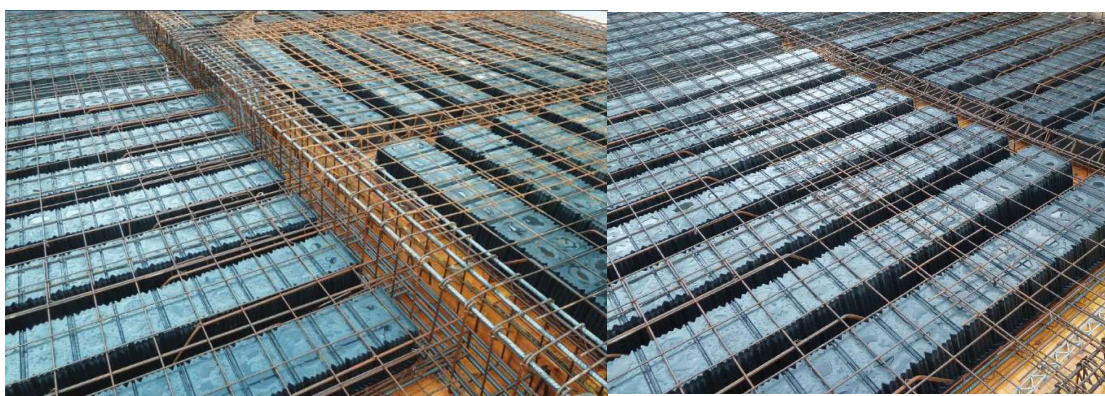
Obdobné řešení je pak možno využít při návrhu ustupujícího podlaží, kdy stěna nekopírující nosný systém tvoří lokální liniové zatížení stropu, takže v tomto místě vzniká větší smykové namáhání. Je tedy možné pod stěnou vynechat řadu vylehčovacích boxů a uvažovat tak celou tloušťku desky.

Podobné opatření lze provést v případě, že nosným prvkem ustupujícího podlaží jsou pouze sloupy/pilíře. Při návrhu by se projektant měl snažit zachovat právě půdorysné uspořádání „pilíř nad vylehčeným polem“, kde by ve skutečnosti vylehčené pole nebylo, ale opět by se vynechal box (příp. boxy, podle rozměrů sloupy/pilíře). Toto místo je pak nutné posoudit na propíchnutí (obdobně jako u lokálně podepřené desky).

3.4.2 Monolitická žebrová stropní deska (Velox/Daliform U-Bahn)

Žebrové a kazetové stropní desky využívají v podstatě stejného principu jen s výjimkou, že žebrovými stropy se označují desky, u kterých hlavním nosným prvkem jsou žebra (menší trámy s menší roztečí) pnuté v jednom směru a opět je možné je počítat jako spojité, pokud splňují normové požadavky vypsané v minulé kapitole.

Vylehčovací dílce opět nabízí řada výrobců, například firma Velox nebo opět systém Daliform U-Bahn@Beton. Pokud nejsou vylehčovací dílce plné, je velkou výhodou možnost vedení instalací právě tímto prostorem mezi žebry. Žebra bývají v roztečích dle systému výrobce, v případě Daliform je to 400 mm, u firmy Velox 500-600 mm.



Obr. 3.5: Vybedněná a armovaná žebrová deska systému Daliform U-Bahn@Beton před betonáží [13]

V místě půdorysně ustupující stěny je zase nutné zajistit dostatečnou smykovou únosnost stropu. S variantou žebrového stropu se nabízí zdvojení či ztrojení žebra v místě pod stěnou. Je to v podstatě obdoba zdvojení nosníků u klasických prefa-monolitických stropních systémů např. Heluz nebo Porotherm.

3.5 Použití lehké konstrukce na poslední podlaží

Velice efektivním způsobem řešení je odlehčení stropní konstrukce pod ustupujícím podlažím. Největší část zatížení zpravidla tvoří vlastní tíha samotné konstrukce. Použitím lehkého materiálu nebo lehké konstrukce je možné vlastní tíhu snížit až o 75 %. Nabízí se dva vhodné typy lehkých konstrukcí: lehký skelet (ze dřeva či oceli) nebo použití lehkého betonu. Správná technologie se zvolí zejména na základě rozsahu konstrukce. Blíže je volba a vhodnost technologie rozepsána v následujících podkapitolách.

3.5.1 Lehký beton

Jak bylo zmíněno výše, volba technologie lehké konstrukce závisí zejména na rozsahu ustupujícího podlaží. Dá se použít buď beton s lehkým kamenivem (např. Liapor) nebo zděná konstrukce z lehkých tvárnic (např. Ytong).

Pokud je ustupující podlaží pouze v rámci jednoho podlaží nebo ustoupené pouze na části půdorysu, potom by se z důvodu malého rozsahu nevyplatilo navrhovat lehký beton. Objednávat pouze menší množství by mohlo být ekonomicky nevýhodné. Nabízí se proto použití lehkých tvarovek například od výrobce Ytong nebo Liapor. Objemová hmotnost tvárnic se pohybuje okolo 500 kg/m³. [8] [9] Největším omezením je celková modulová koordinace konstrukcí (monolitu a vyzdívek) a omezení rozměrů nadpraží otvorů podle sortimentu výrobce.

Naopak pokud ustupující podlaží prochází přes několik pater, je velmi výhodné použít právě monolitický lehký beton. Jeho cena je sice vyšší než cena zdiva, ale při velkém rozsahu může značně ovlivnit pracnost a rychlost provádění, a tím zase celkovou cenu oproti použití zdiva snížit. Norma ČSN EN 206+A1 [10] definuje lehký beton pro nosné konstrukce jako beton, jehož objemová hmotnost je minimálně 800 kg/m³ a maximálně 2 000 kg/m³. Pravděpodobně největším výrobcem a dodavatelem lehkého betonu v ČR je firma Liapor. Technologie lehkého betonu je založena na použití z velké části plniva v podobě lehkého kameniva. Keramický LiaporBeton lze použít i jako transportbeton pro monolitické konstrukce stejně jako betonu prostý, vyztužený, případně i dodatečně předpínaný. [11]

Lehké betony mají sice lepší tepelně-technické a mrazuvzdorné vlastnosti, značně se ale snižuje jejich pevnost a jejich návrh se tedy liší od návrhu konstrukcí z běžného betonu. Z důvodu nižší pevnost se však doporučuje používat lehký beton pouze jako konstrukční. Například vytvořit hlavní nosné konstrukce v rámci nosného jádra budovy (pokud to konstrukční systém objektu umožňuje), z něj případně vykonzolovat vodorovné nosné prvky a lehký beton použít pouze na obvodové konstrukce nebo na méně namáhané stropní konstrukce.

3.5.2 Lehký ocelový/dřevěný skelet

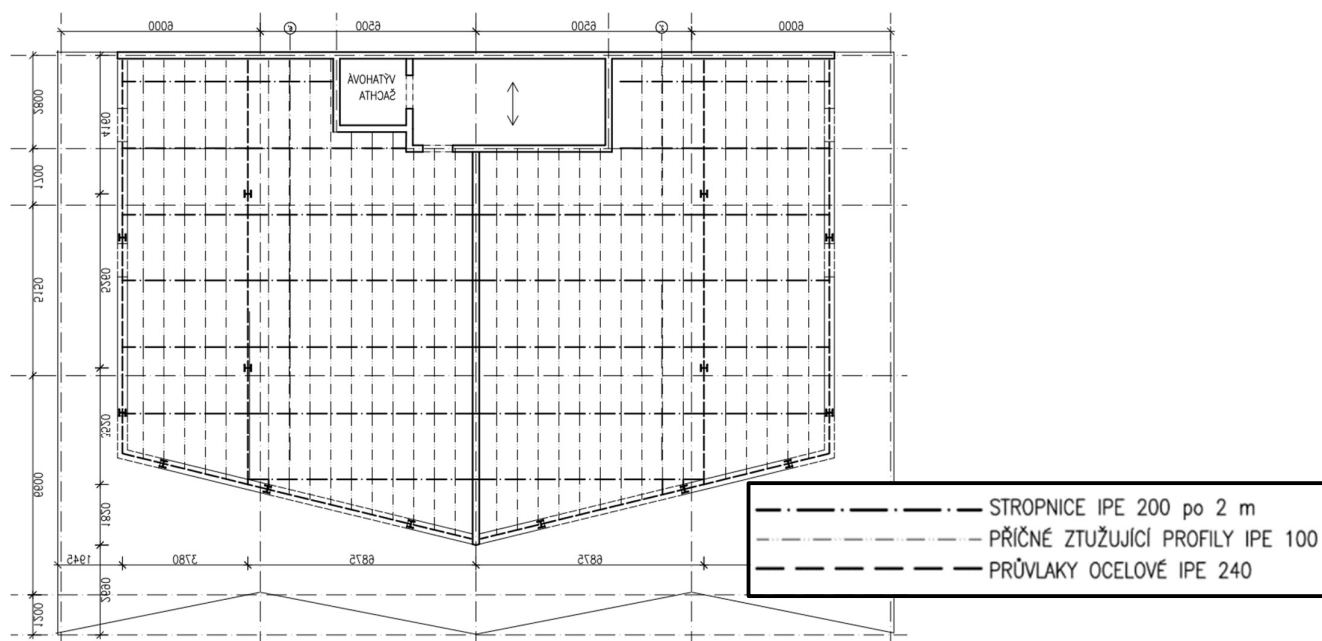
Skelety s dřevěnými nebo ocelovými prvky se navrhují právě pro svoji nízkou hmotnost z důvod použití subtilních prvků. Konstrukce skeletu sice jen málo přitěžuje stropní konstrukci, na které je uložena, ale jedná se o zatížení lokální silou, a to může provázet riziko porušení desky vlivem propíchnutí. Z toho důvodu se musí navrhnout buď smykové lišty do stropní desky nebo opatřit uložení sloupů roznášecími prvky (například plechy).

Jak bylo krátce zmíněno v [kapitole 2.2](#), objektem s ustupujícím podlažím jsem se zabýval při řešení budovy v rámci předmětu Projekt 1, což byla jedna z motivací i pro výběr tématu bakalářské práce. V návaznosti na uvedenou kapitolu je níže popsán konstrukční systém a navržené konstrukční řešení.

Nosné konstrukce pokračující z typických podlaží do posledního byly pouze ztužující jádro se schodištěm a výtahovou šachtou a střední nosná stěna ze železobetonu. Byla zvolena konstrukce ocelového skeletu. Svislé nosné prvky tvořily profily HEB 200. Na stropní desce pod nimi byly navrženy roznášecí plechy o tloušťce 15 mm. Vodorovná nosná konstrukce sestávala z třístupňového roštu na sebe kolmých nosníků profilu IPE. (Schéma systému na obrázku níže *Obr. 3.6*)

Součástí řešení projektu nebyla podrobně navržena nosná ocelová konstrukce, byly pouze nastíněny možné budoucí problémy. To byla zejména kombinace technologií (beton + ocel) a zejména uložení stropnic na železobetonovou stěnu. Dalším rizikovým místem byly například detaily spojů stropnic a průvlaků v šikmém směru. Nevhodný též může být zásah do dispozice a zmenšení obytného prostoru z důvodu zakrytí sloupků (oplaštění SDK).

Čemu jsem se v předmětu věnoval blíže, byl návrh kompletačních konstrukcí (střešního pláště a obvodové stěny). Na ocelové skelety se obvykle navrhují střešní či stěnové panely. Ty však nejsou příliš vhodným řešením u obytných budov z důvodu hluku. Návrh zejména obvodového pláště byl tedy náročnější než by býval byl v případě celistvé stěny.



Obr. 3.6: Schéma nosné konstrukce ocelového skeletu použitého při návrhu v předmětu Projekt 1

3.6 Shrnutí

Řešení	Výhody	Nevýhody
Stěnový nosník	<ul style="list-style-type: none"> - sloučení nosné a oddělující funkce - bez nutnosti liniové podpory 	<ul style="list-style-type: none"> - složitá analýza a návrh výztuže - vliv otvorů
Plná ŽB deska	<ul style="list-style-type: none"> - jednoduchá konstrukce 	<ul style="list-style-type: none"> - nízká efektivita - nutnost dodatečných (lokálních) vyztužení
Vylehčená stropní deska - kazetová	<ul style="list-style-type: none"> - efektivita - variabilita rozmístění vyleh. prvků - snadné vytvoření prostupů 	<ul style="list-style-type: none"> - tloušťka konstrukce - výška celého objektu
Vylehčená stropní deska - žebrová	<ul style="list-style-type: none"> - efektivita - vedení instalací podél žebra 	<ul style="list-style-type: none"> - pnutí pouze v jednom směru
ŽB průvlak, parapetní nosník	<ul style="list-style-type: none"> - jednoduchá konstrukce 	<ul style="list-style-type: none"> - nutné podpory pro uložení - možná nežádoucí geometrie
Zděná konstrukce z lehkých tvárnic	<ul style="list-style-type: none"> - velká redukce zatížení od vl. tíhy 	<ul style="list-style-type: none"> - modulová koordinace - omezení rozměry sortimentu
Lehký beton	<ul style="list-style-type: none"> - možnost monolitického spojení - redukce zatíže od vlastní tíhy 	<ul style="list-style-type: none"> - cena - složitější návrh
Lehký skelet	<ul style="list-style-type: none"> - efektivní nosná, subtilní konstrukce 	<ul style="list-style-type: none"> - kombinace technologií, materiálů

4 Popis řešeného objektu

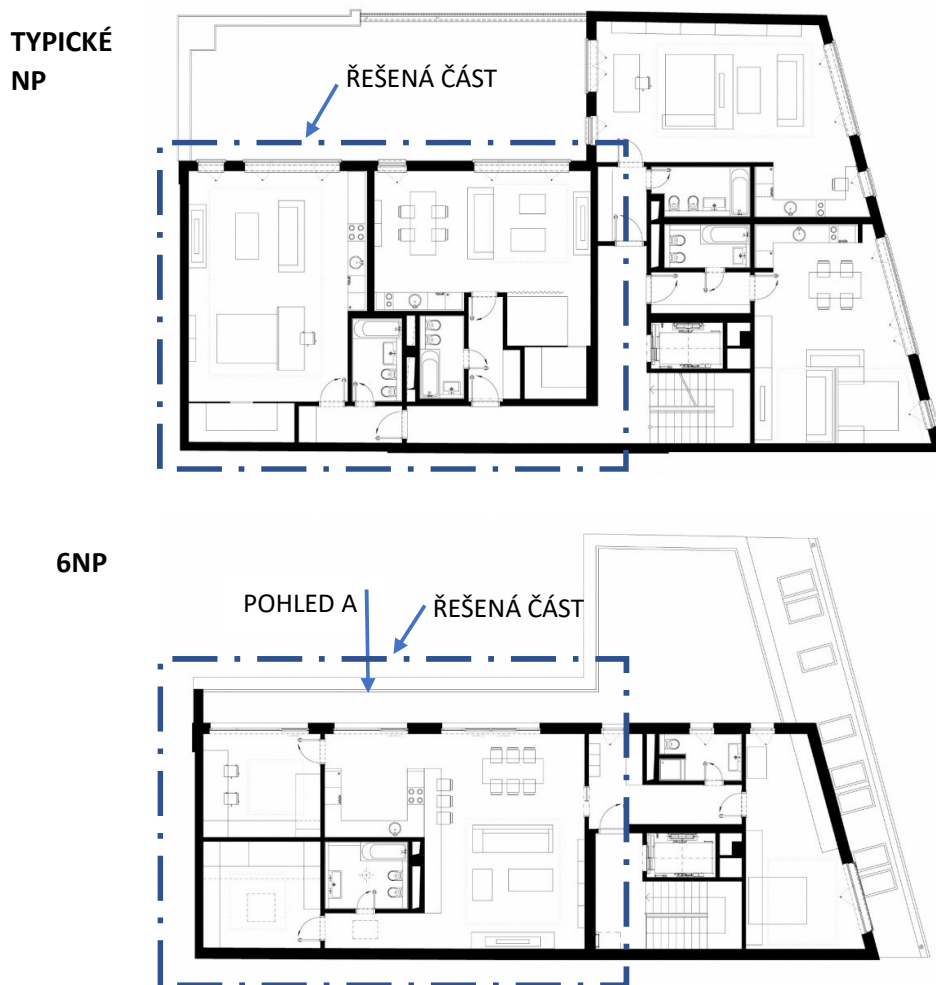
V rámci bakalářské práce byla též prakticky zpracována část projektu zaměřující se na konstrukci ustupujícího podlaží. Na webu www.archiweb.cz byly dle parametrů vyhledány objekty a jeden takový, na kterém by se daly výše rozebrané varianty prezentovat, byl vybrán pro podrobnější zpracování. Jako podklady posloužily fotografie a studie (dispoziční schémata půdorysů) nahrané autorem. Na webu bohužel nebylo dispoziční schéma podzemních garáží, proto bylo jejich řešení pouze hrubě odhadnuto.

Vybraným objektem je apartmánový dům nepravidelného půdorysného tvaru na Banskobystrické ulici v Bratislavě. Je součástí dvojice objektů, přičemž jedinou spojovací částí jsou podzemní garáže. Jedná se o dům o jednom podzemním podlaží a šesti nadzemních. Poslední šesté podlaží tvoří penthouse s ustupující obvodovou stěnou a terasou. V prvním podlaží se nachází komerční prostory, pronajímatelné kanceláře a komunikační prostory jako schodiště, chodby, osobní výtah a výtah pro automobily do garáží. V typických podlažích jsou potom vždy čtyři bytové jednotky. V posledním patře se nachází jediný byt, a to právě penthouse s prostornou terasou.

Předmětem práce bylo konkrétní řešení ustupujícího podlaží. Bylo zhruba navrženo konstrukční řešení celého objektu a detailnější návrh a výkresová dokumentace je zaměřena právě na konstrukci posledních podlaží (tj. strop nad 5NP a konstrukci 6NP).



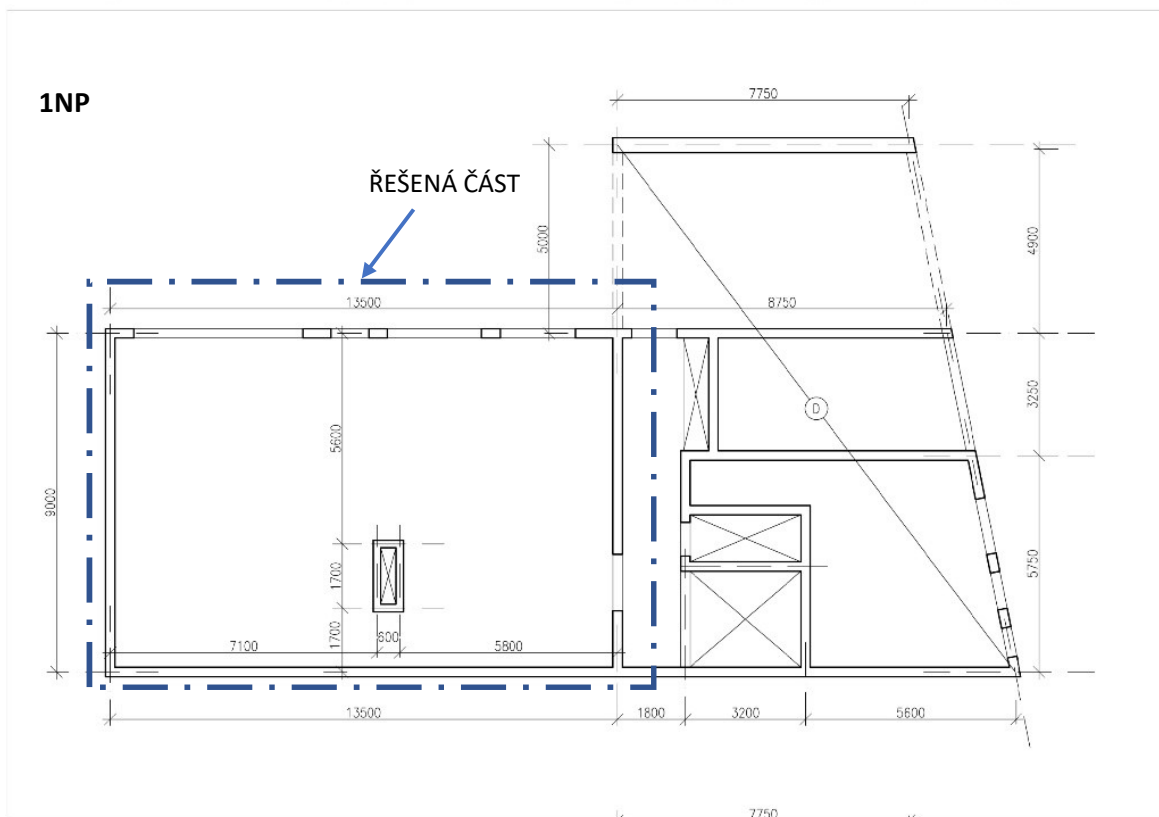
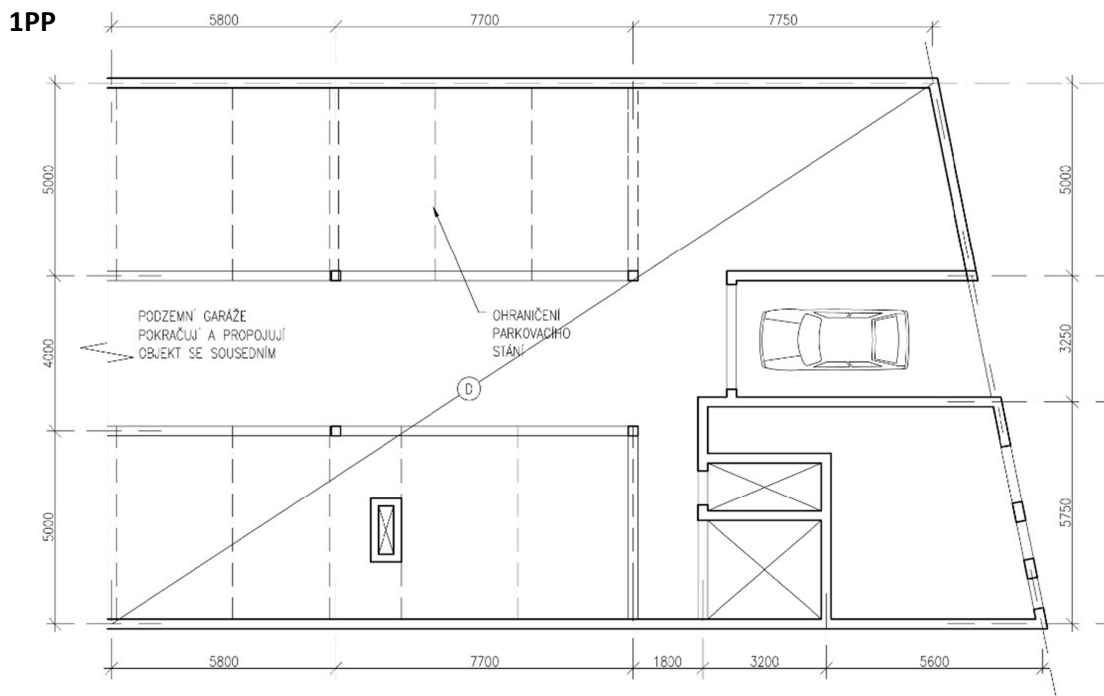
Obr. 4.1: Dispoziční schémata 1NP [7]



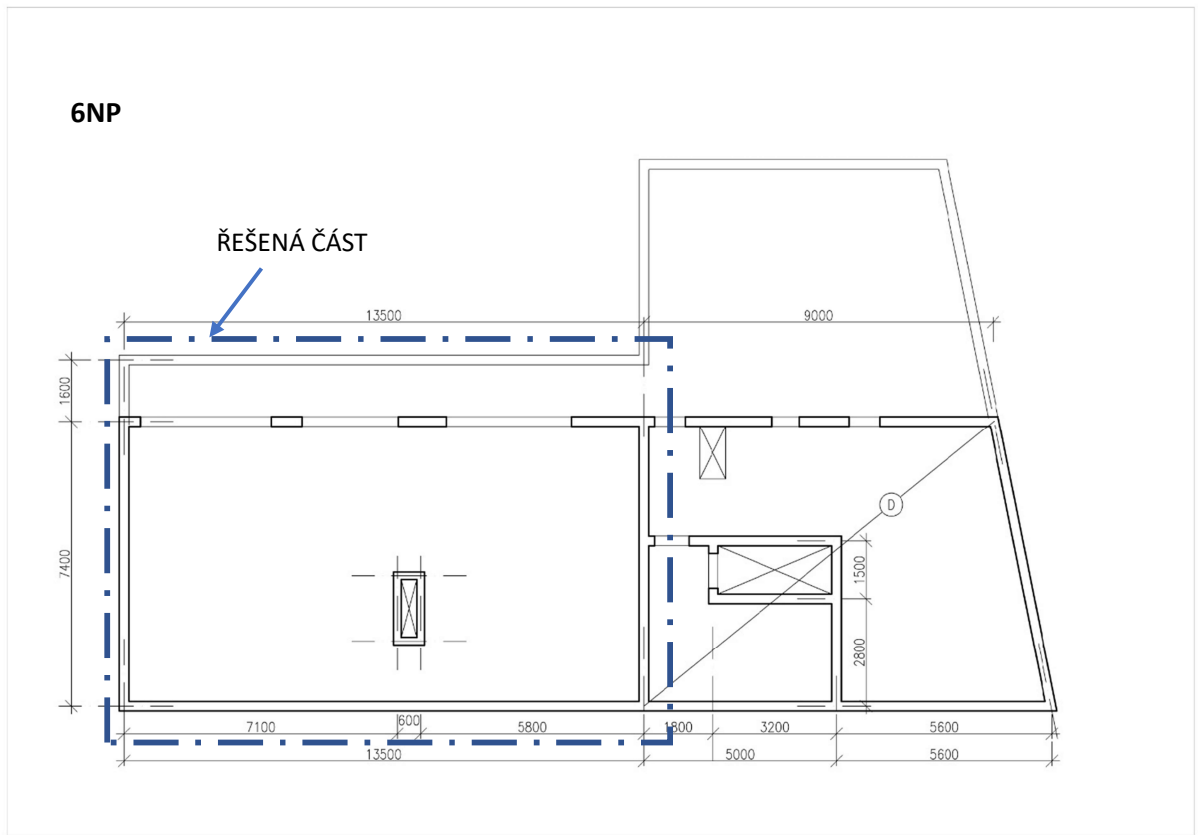
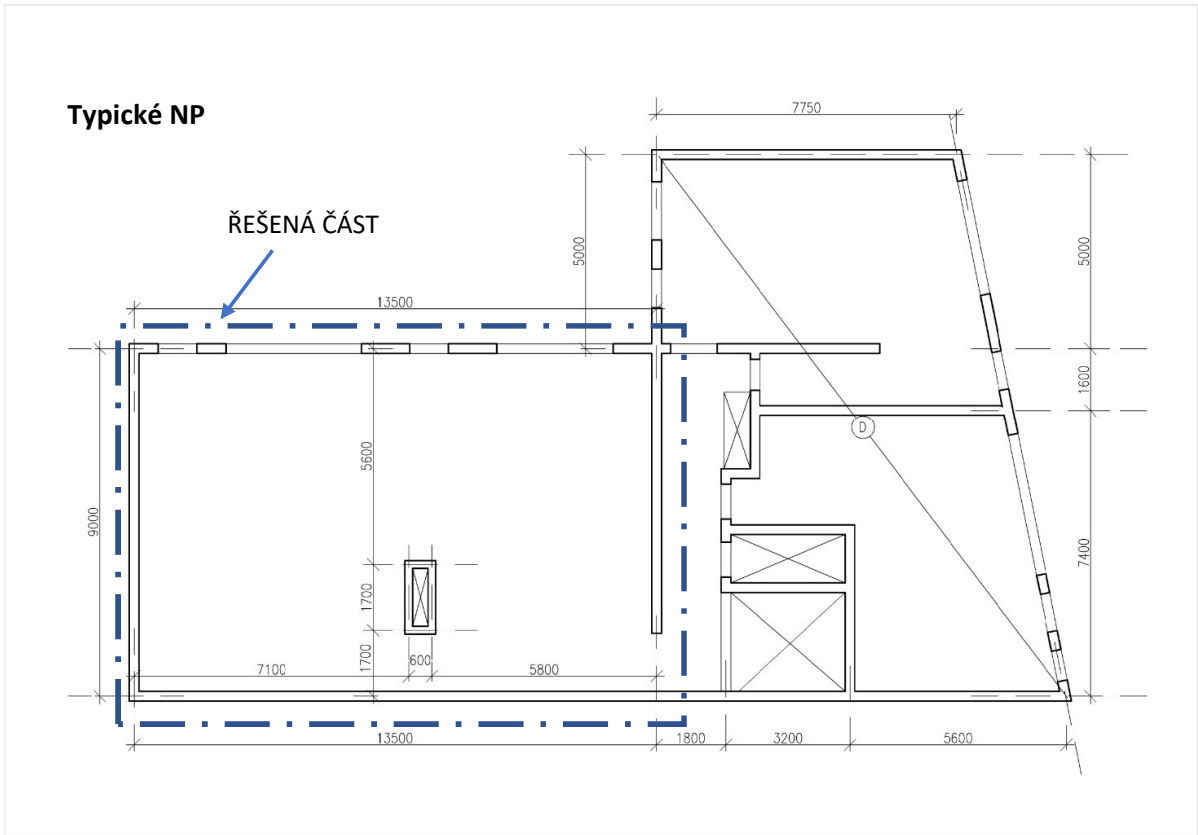
Obr. 4.2: Dispoziční schéma půdorysů typického a posledního podlaží [7]

Objekt je z monolitického železobetonu. Schodišťová ramena budou provedena v podobě prefabrikátů a osazena na ozub na monolitické mezipodestě a podestách. Konstruktivní řešení pravé lichoběžníkové části víceméně jednoznačně vyplývá z dispozičních požadavků (zejména akustické oddělení jednotlivých bytů, komunikačních prostor a výtahových šachet). V levé části objektu, kde jsou umístěny kanceláře určené k pronájmu v 1NP a dvě bytové jednotky ve 2-5NP, jsem zpracoval 3 varianty řešení. Navržené varianty jsou v následujících kapitolách popsány a porovnány.

Na následujících obrázcích je nastíněn konstrukční systém celého objektu. Podrobnější návrh a popis v dalších kapitolách je pak řešen pouze na vyznačené části. Z důvodu nedostatku podkladů dispozičního řešení 1PP (podzemních garáží) byl proveden pouze hrubý odhad dispozičního a konstrukčního řešení.



Obr. 4.3: Schémata konstrukčního řešení 1PP a 1NP



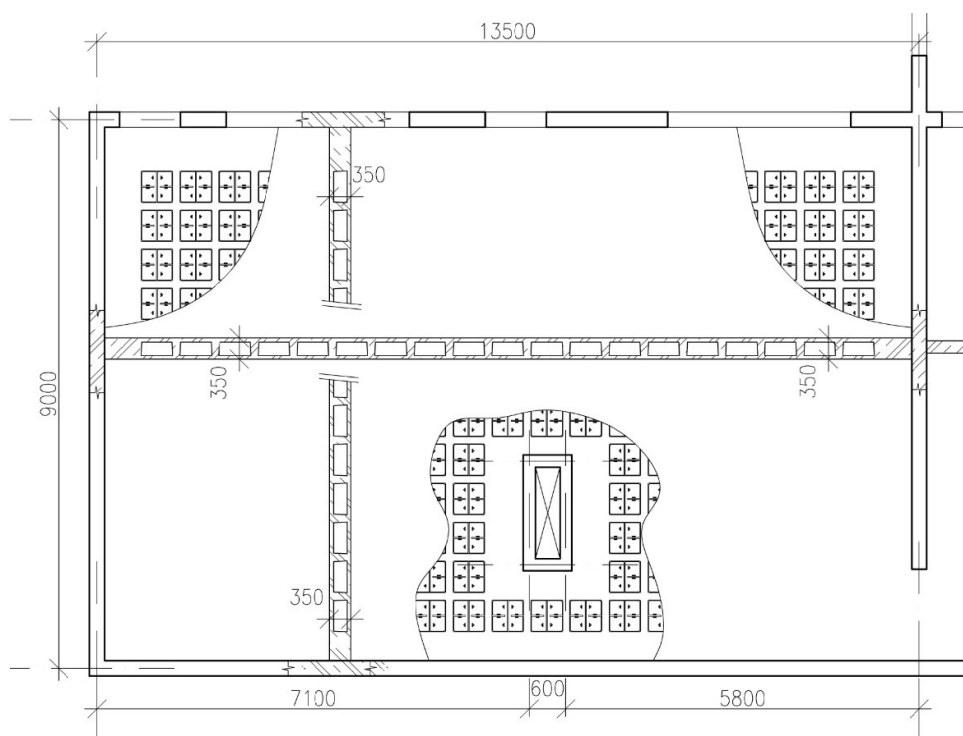
Obr. 4.4: Schémata konstrukčního systému typického a 6NP

4.1 Varianta A - Deska na velký rozpon

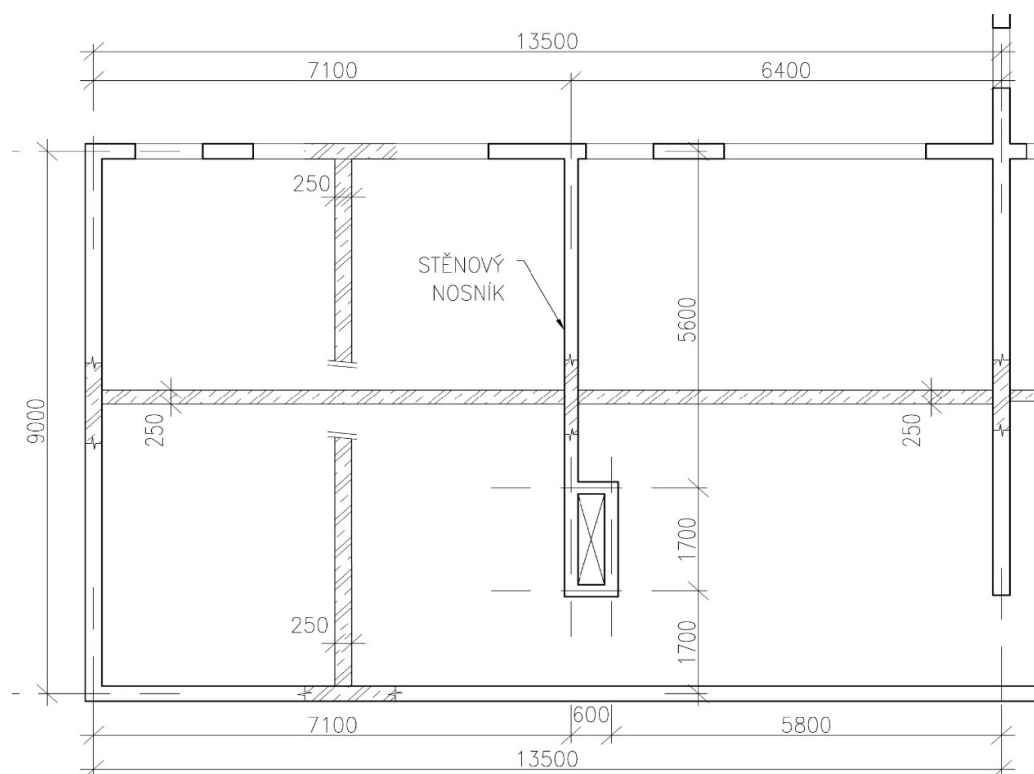
Levá část půdorysu má tvar obdélníku o osových rozměrech 9,0 x 13,5 m. Nachází se zde kancelářské prostory, ve kterých investor často vyžaduje maximální volnost manipulace s dispozicí pro případné budoucí přizpůsobení. Z toho důvodu je vhodný otevřený prostor doplněný přemístitelnými příčkami. Aby bylo kritériu open space vyhověno, je nutné překlenout větší rozpětí. Jediná svislá nosná konstrukce procházející přes celou výšku objektu je instalační jádro, jenž bylo využito pro ztužení desky na velké rozpětí. Pro zastropení byla navržena vylehčená kazetová deska se systémem firmy Daliform U-Boot@Beton. Bližší popis technologie viz [kapitola 3.4.1](#).

Dle empirie vychází celková tloušťka 350 mm (viz Příloha 1). Deska je tvořena žebry o šířce 120 mm v obou směrech. Vylehčovací prvky jsou speciální plastové tvarovky výšky 220 mm na spodní straně opatřené distančními trny pro vytvoření spodní desky (příruba) o tloušťce 60 mm. Horní deska (příruba) má tloušťku 70 mm. Příruby jsou vyztuženy kari sítí $\varnothing 10$ po 150 mm, výztuž žeber tvoří jednostřížné třmínky $\varnothing 8$ po 150 mm. Kolem stěn jsou vylehčovací prvky vynechány kvůli zvýšení smykové únosnosti desky pro přenos podporových reakcí (Ize vidět na *Obr. 4.5*). V kapitole 5.2 byl zpracován podrobnější návrh a posouzení desky včetně výztuže.

(pozn.: z bližší analýzy v hlavní části práce vyplývá, že stěny instalačního jádra tvoří poměrně tuhou podporu a lze tak v typických podlažích navrhnout desku s plným průřezem tl. 200-250 mm)



Obr. 4.5: Konstruktivní schéma nosného systému s deskou na velký rozpon - typické podlaží



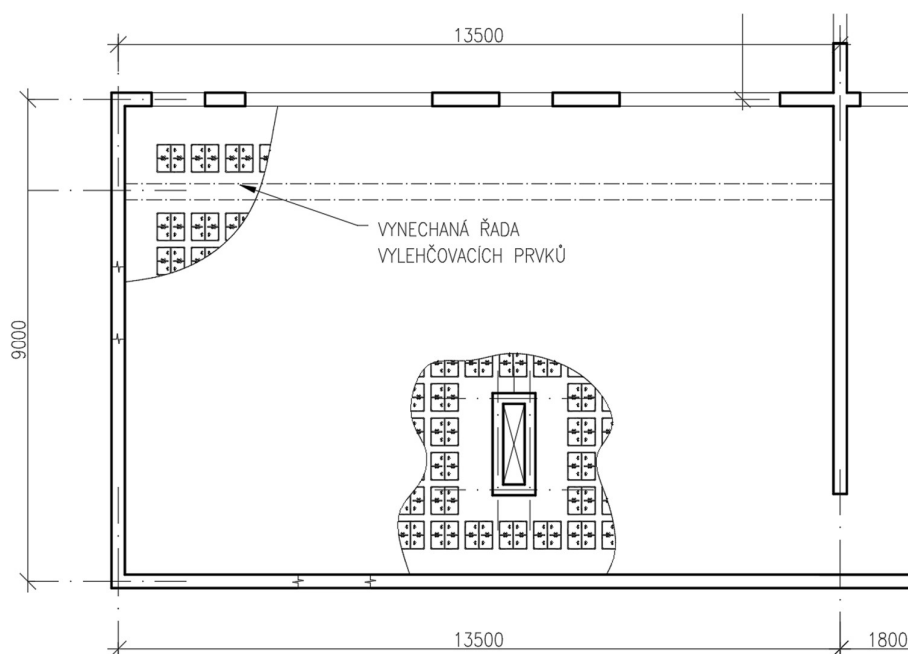
Obr. 4.7: Konstrukční schéma nosného systému se stěnovým nosníkem - typické podlaží

4.3 Varianta C - Průvlak

Průvlak pnutý mezi ztužující stěny instalačního jádra a obvodovou nosnou stěnu představuje obdobnou možnost vytvoření stropní konstrukce jako stěnový nosník. Tvoří však (pro desku i pro řešení posledních podlaží) podporu o násobně menší tuhosti než stěnový nosník. Zároveň ale oproti nosníku zasahuje jen minimálně do navržené dispozice (resp. pouze ovlivňuje vzhled interiéru, ale může být zajímavým prvkem pro optické oddělení prostoru kuchyně od zbytku bytu).

Oproti stěnovému nosníku (viz minulá kapitola) ale představuje pro stropní desku podporu o značně menší tuhosti. Důsledkem je rozdílné rozložení namáhání. V případě stěnového nosníku vzniká větší nadporový moment nad ním, a tím pádem o něco menší moment v poli desky a nad podporami v podobě obvodových stěn.

Z empirie (viz Příloha 1) vychází průřez průvlaku o rozměrech 350x200 mm. Tuhost takového průvlaku je však příliš malá a nepřebírá skoro žádné ohybové namáhání. Z toho důvodu byly navrženy vyšší rozměry průvlaku alespoň na 500x300 mm (bližší návrh a analýza v hlavní části - [kapitola 5.3.3](#)).



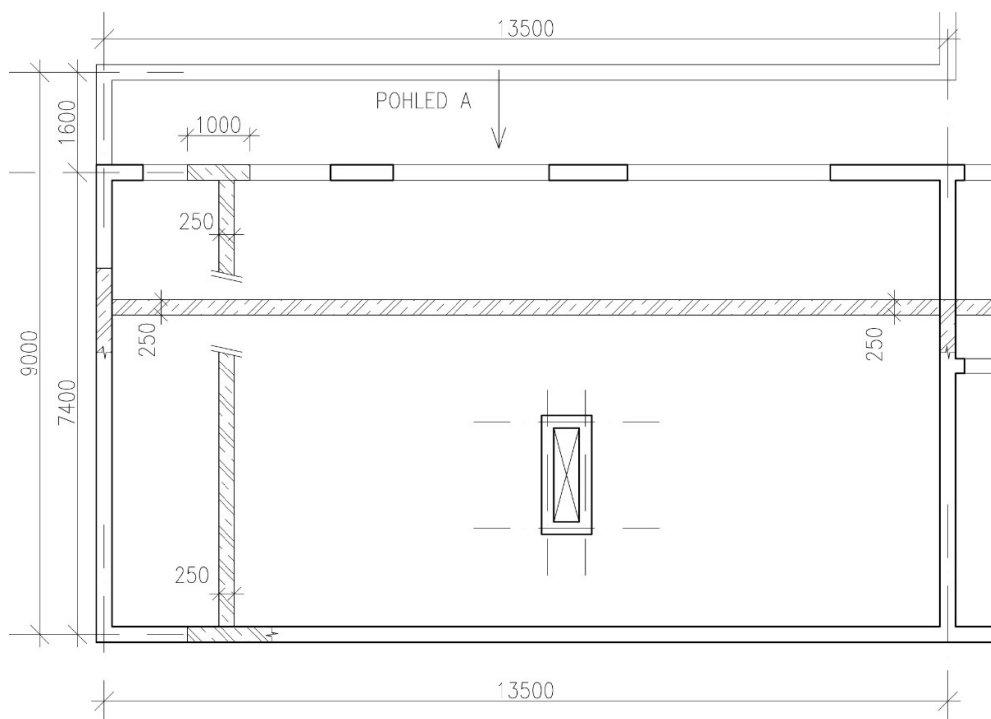
Obr. 5.1: Schéma stropní konstrukce 5NP tvořená vylehčenou deskou

Druhá vybrané řešení navazuje na konstrukční systém představený v [kapitole 4.3](#), tedy s průvlakem pnutým mezi obvodovou stěnou a stěny instalačního jádra. V místě ustupující stěny 6NP byl navržen nosník vystupující nad horní líc desky v podobě spojitého nosníku (krajní podpory tvoří stěny, střední podporu tvoří výše zmíněný průvlak). Řešení je blíže představeno v kapitole 5.3.

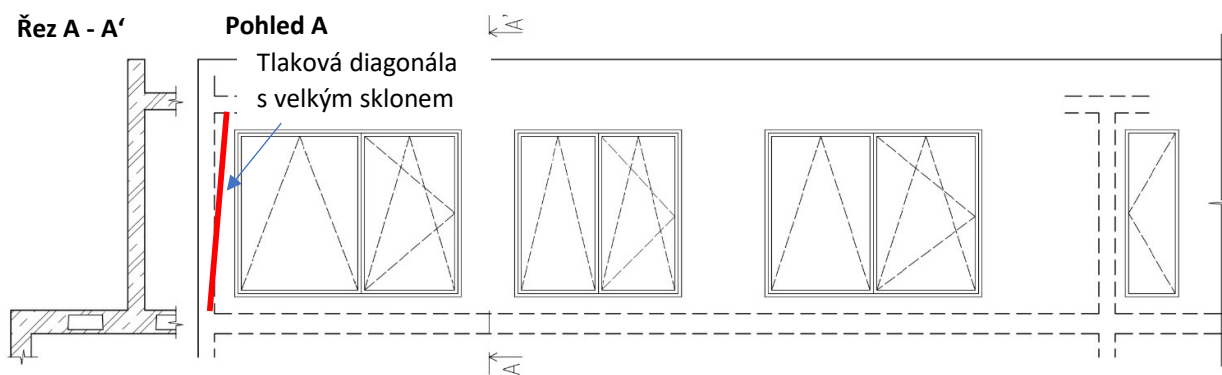
5.1 Stěna posledního podlaží z monolitického železobeton

Monolitická železobetonová stěna se příliš nedá považovat za stěnový nosník právě z důvodu četných a velkých otvorů, jak lze vidět na schematicém pohledu níže (Obr. 5.3). Vliv otvorů na stěnové nosníky byl více popsán v [kapitole 3.1.1](#). Při návrhu výztuže by pravděpodobně nejrizikovější místo bylo ve styku stěn. Důvodem by mohl být příliš velký úhel tlakové diagonály (vyznačeno na obrázku Obr. 5.3). Dalším místem, kterému by bylo vhodné věnovat zvýšenou pozornost, je styk odsazené železobetonové stěny v 6NP se stropní deskou 5NP, kde by pravděpodobně bylo nejvhodnější provést výpočet pomocí nelineární analýzy.

Z důvodu rozsahu podrobnější analýzy nebyla tato varianta v rámci bakalářské práce detailněji navrhována.



Obr. 5.2: Schéma konstrukčního systému 6NP



Obr. 5.3: Schématický řez A-A' a pohled A na řešenou stěnu

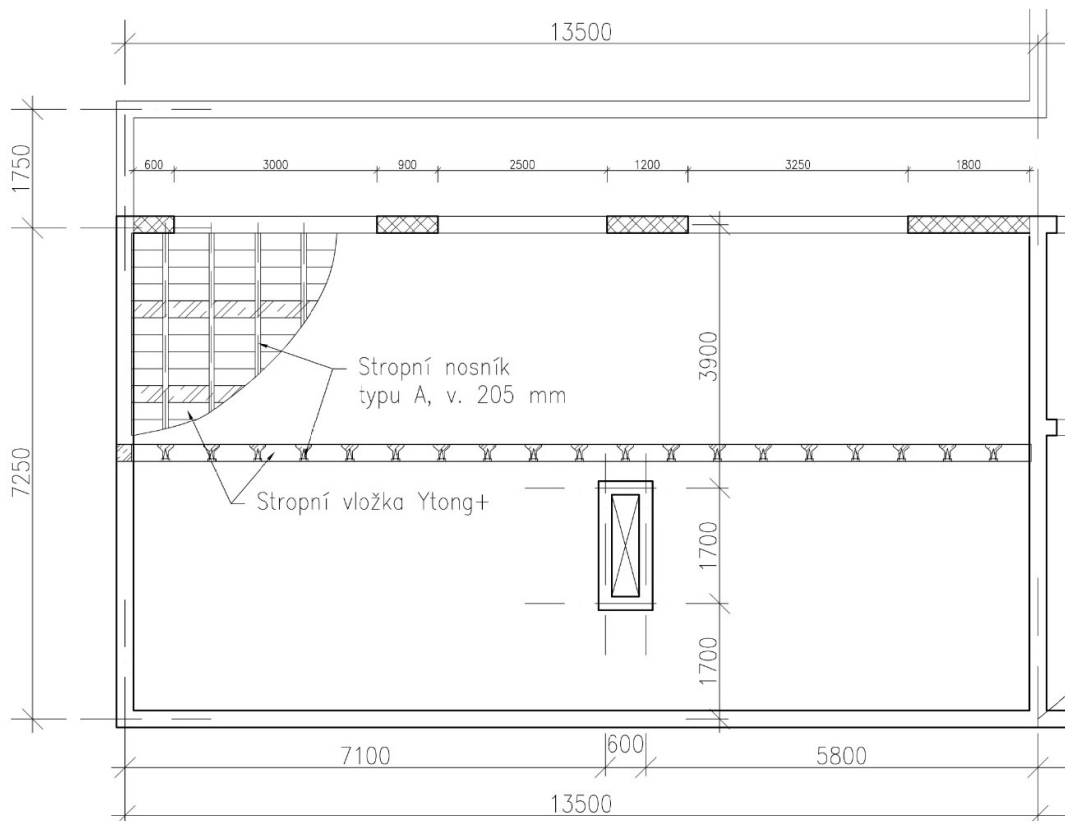
5.2 Vylehčená deska, stěna posledního podlaží z lehké zděné konstrukce

Je možné použít tvárnice z lehkého betonu v různém rozsahu.

Celá ustupující stěna včetně části atiky může být z lehkých tvárnic, na vrcholu atiky by však stejně bylo nutné provést železobetonový věnec. Proto by bylo vhodnější navrhnout v řešeném místě průvlak přes celou výšku atiky.

Další možnosti se nabízí v oblasti stropní konstrukce 6NP. Strop je možné navrhnout buď jako plnou železobetonovou desku o tloušťce 250 mm (viz Příloha 1), nebo opět použít technologii firmy Ytong a využít lehký prefa-monolitický strop z nosníků a vložek (ukázka na obrázku Obr. 5.4). Nosníkový strop s výplňovými stropními vložkami představuje zhruba o dvě třetiny menší zatížení, co se týče vlastní tíhy.

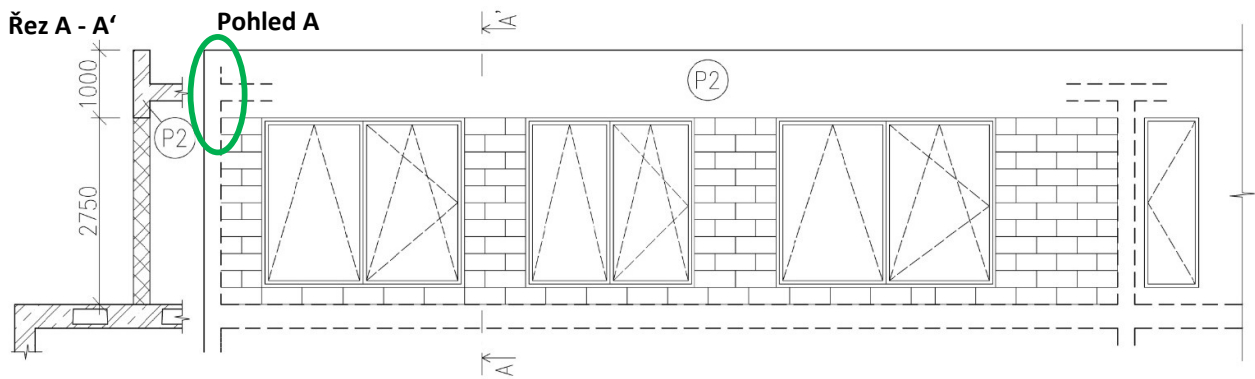
Dle podkladů výrobce se u stropů bez nadbetonávky pohybuje zatížení vlastní tíhou kolem $2,0 \text{ kN/m}^2$, zatímco plná železobetonová deska představuje na stejná rozpětí zatížení kolem $6,0 \text{ kN/m}^2$.



Obr. 5.4: Schéma stropní konstrukce 6NP z prefamonolitického stropu Ytong Ekonom

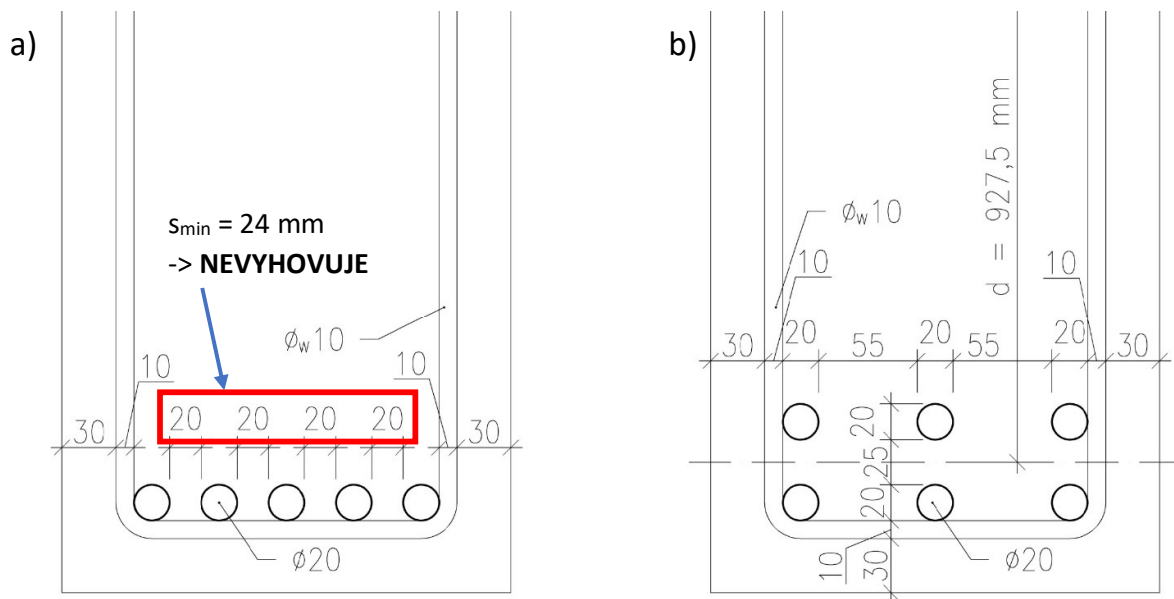
Kombinací je několik, v rámci práce však byla zvolena varianta, která by pravděpodobně byla nejpraktičtější a nejvhodnější.

Pro detailnější návrh bylo zvoleno provedení vyzdívky obvodové stěny o výšce 2,75 m. Stěna ze zdících prvků stropní desku v 5NP narozdíl od stěny z železobetonu pouze zatěžuje a nepředstavuje pro ni žádné ztužení. Vyzdívka byla navržena z tvárnic tloušťky 250 mm od firmy Ytong. Jako nosná konstrukce podporující monolitickou železobetonovou stropní desku v 6NP byl navržen vysoký průvlak, jak je vidět na obrázku níže (Obr. 5.5).



Obr. 5.5: Pohled a řez konstrukčním řešením kombinace vysokého průvlaku a vyzdívky

Výška průvlaku P2 vychází z geometrie konstrukce 1 000 mm. Podle empirie je doporučená výška cca 800 - 900 mm (viz Příloha 1). Z důvodu velkého rozpětí průvlaku (13,5 m) bylo v rámci předběžného návrhu ověřeno i to, zda je průvlak možné vyztužit vzhledem k jeho šířce 250 mm. Průvlak byl navržen s jednostranně vyztuženým průřezem. Problém nastal při kontrole konstrukčních zásad, kdy nebyla dodržena minimální světla vzdálenost mezi výztužnými pruty v jedné řadě. Při návrhu výztuže ve dvou řadách (viz Obr. 5.6) už průvlak vyhověl jak na předběžné ověření únosnosti ve smyku i v ohybu, tak všem konstrukčním zásadám. Bližší výpočet viz Příloha 1.



Obr. 5.6: Schéma vyztužení průvlaku P2 a) výztuž v jedné řadě; b) výztuž ve dvou řadách

5.2.1 Vytvoření modelu a zatížení desky

Detailnějším návrhem a výkresovou částí jsem se zabýval v případě vylehčené desky s uvedeným konstrukčním řešením. Návrh byl proveden pomocí softwaru SCIA Engineer 20.0 a online softwaru firmy Daliform.

Scia Engineer 20.0 neumožňuje přímo modelování vylehčené stropní desky. Byl proto využit alternativní způsob, jak desku modelovat, a to využití informací ze softwaru Daliform. K dispozici jsou vypočteny údaje, pomocí nichž se dá vytvořit model plné desky s ekvivalentními vlastnostmi desky vylehčené. Program ukazuje, jak tlustá by byla s plným průřezem, aby měla shodný modul setrvačnosti a tím stejnou tuhost. Proto byla modelována deska v ekvivalentní tloušťce (tj. $h = 326$ mm, viz *Obr. 5.8*) a v místech vynechaných vylehčovacích boxů (vyznačených na *Obr. 5.9*) byla modelována skutečná tloušťka desky (tj. 350 mm).

Velikost prvku sítě byla nastavena podle obecného doporučení rovna převažující tloušťce desky, tedy 326 mm. SCIA obsahuje funkci kontroly nastavené velikosti prvků sítě a navrhuje oblasti, ve kterých by bylo vhodné síť zjemnit. Na obrázku níže je výstup této kontroly. Kolem podpor byly zadány průměrovací pásy pro eliminaci singularit. Šířka pásu je 550 mm (tloušťka podpory + tloušťka desky).

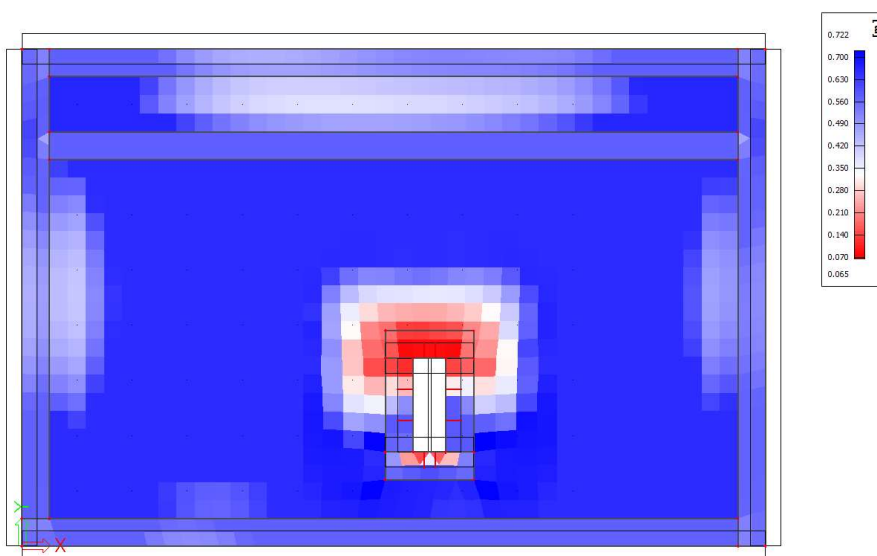
Vysvětlivky k obrázku:

Bílá barva - nastavená velikost odpovídá doporučené

Modrá barva - postačila by hrubší velikost prvků

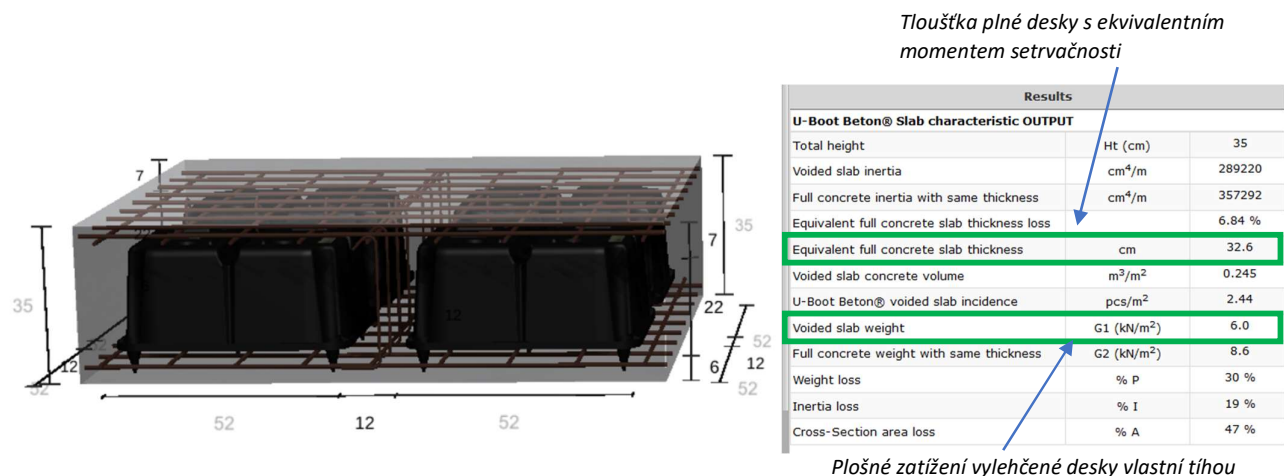
Červená barva - bylo by vhodné síť prvků zjemnit

pozn.: Červené oblasti jsou v místech tzv. singularit a je vhodné jim věnovat pozornost při posuzování výsledků a zhodnotit jejich validitu.

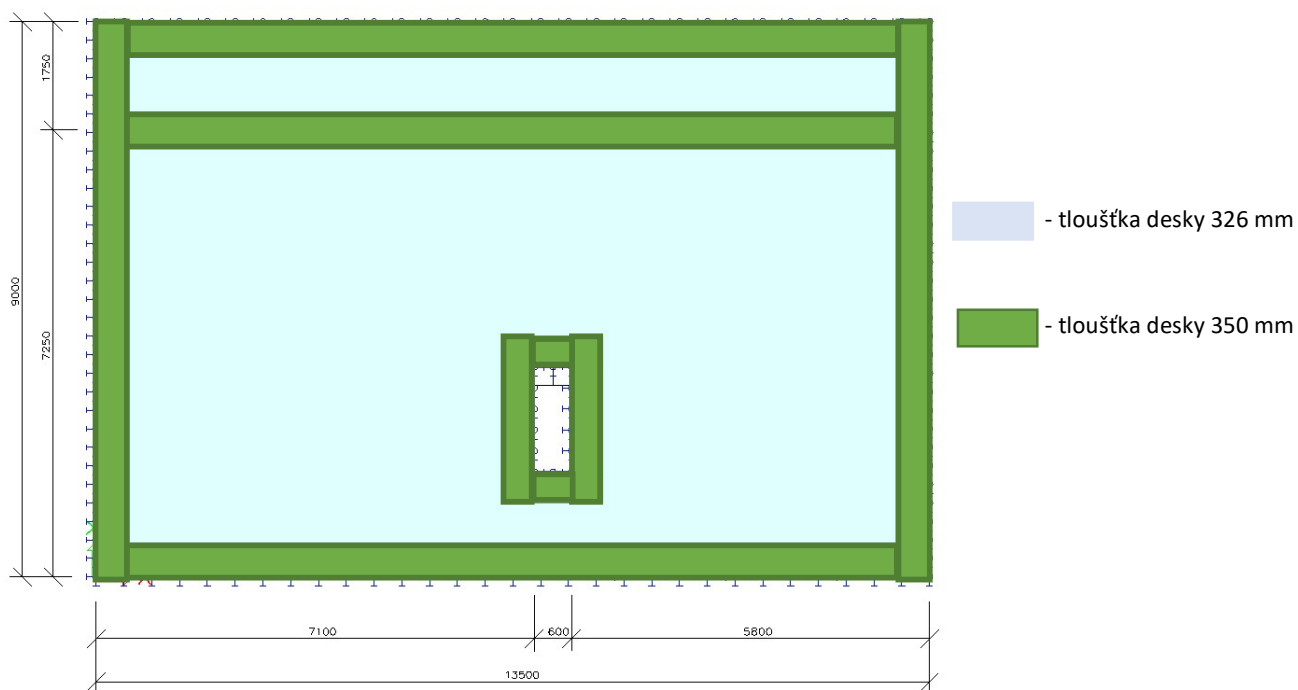


Obr. 5.7: Kontrola velikosti prvků sítě

V důsledku modelování jiné tloušťky desky než skutečné bylo nutné zadat i odpovídající zatížení vlastní tíhou konstrukce, kterou si software SCIA Engineer počítá sám. Vlastní tíha desky byla též odečtena z online programu firmy Daliform (viz Obr. 5.8). Nabízí se v podstatě dvě možnosti, jak zatížení zadat. První je nechat vlastní tíhu počítat programem a přidat další zatížení v opačném směru o velikosti rozdílu tíhy desky vylehčené a modelované (tedy 326 mm). Druhá možnost je nepracovat se zatěžovacím stavem *Vlastní tíha* v programu, ale zadat skutečné zatížení. V tomto případě byla zvolena první možnost. Zatížení od ustupující stěny bylo uvažováno jako rovnoměrné liniové (bližší výpočet viz Příloha 1).



Obr. 5.8: Model vylehčené desky v online softwaru firmy Daliform a charakteristiky vylehčené a ekvivalentní desky s plným průřezem



Obr. 5.9: Model desky v programu SCIA Engineer 20.0

5.2.2 Kontrola výpočtu a modelu

- Kontrola zatížení pomocí výslednice reakcí (bližší výpočet viz Příloha 1)

$R_{ruční} = 1835,2 \text{ kN}$ Ruční součet zatížení

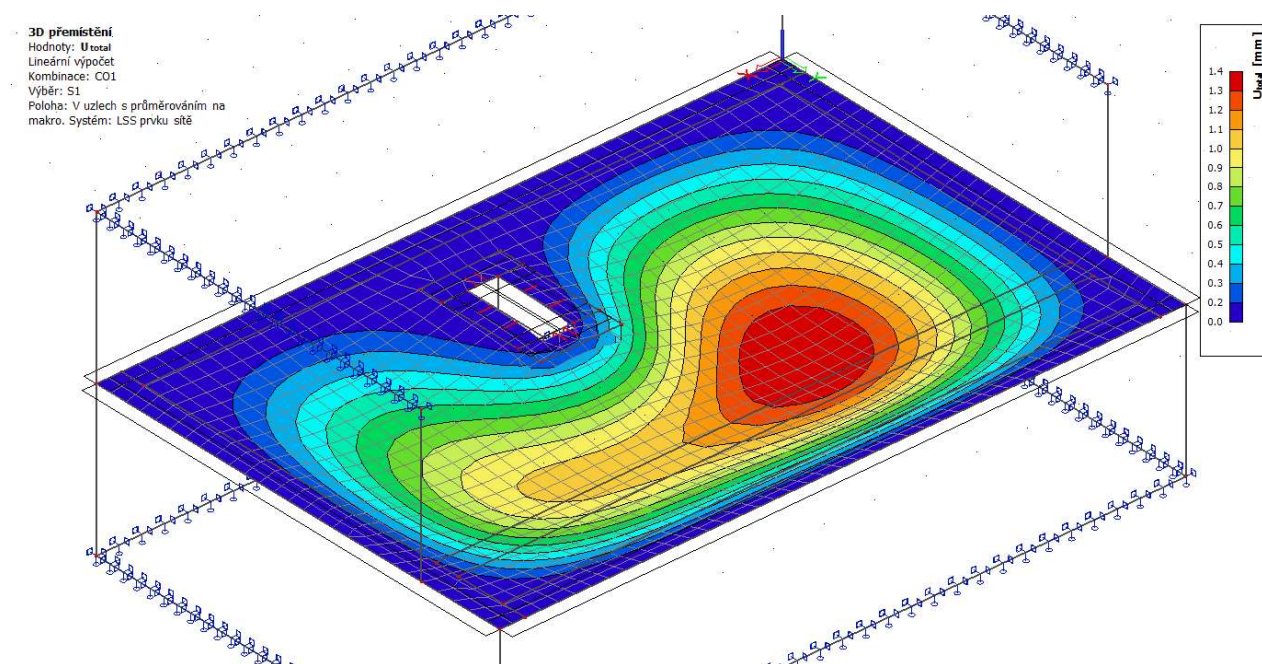
$R_{z,SCIA} = 1852,2 \text{ kN}$ Výslednice reakcí z programu SCIA

Rozdíl mezi ručním součtem zatížení a součtem svislých reakcí pomocí programu SCIA je rozdíl 17 kN, což je přijatelné pro kontrolu funkčnosti zatížení v modelu. Rozdíl je v řádu desetin procenta, což je důsledkem zaokrouhlení některých zatížení a ploch v ručním výpočtu.

- Kontrola podle tvaru lineární deformace

Jako vhodná kontrola slouží i tvar lineárního 3D přetvoření. Tento model deformace není pro železobetonové konstrukce přesný, protože neuvažuje vznik trhlin a na základě toho změnu tuhosti. Poskytuje však zřetelně vykreslené chování konstrukce, podle které je možné zkontrolovat, zda nebylo například zatížení zadáno s opačným směrem nebo zda se podpory chovají tak, jak očekáváme.

Kolem podpor (obvodových stěn i stěn instalačního jádra) je deformace nulová. Největší průhyb nastává ve větším poli dál od jádra. Lze říci, že deformace na následujícím obrázku (Obr. 5.10) odpovídá předpokládané deformaci konstrukce.

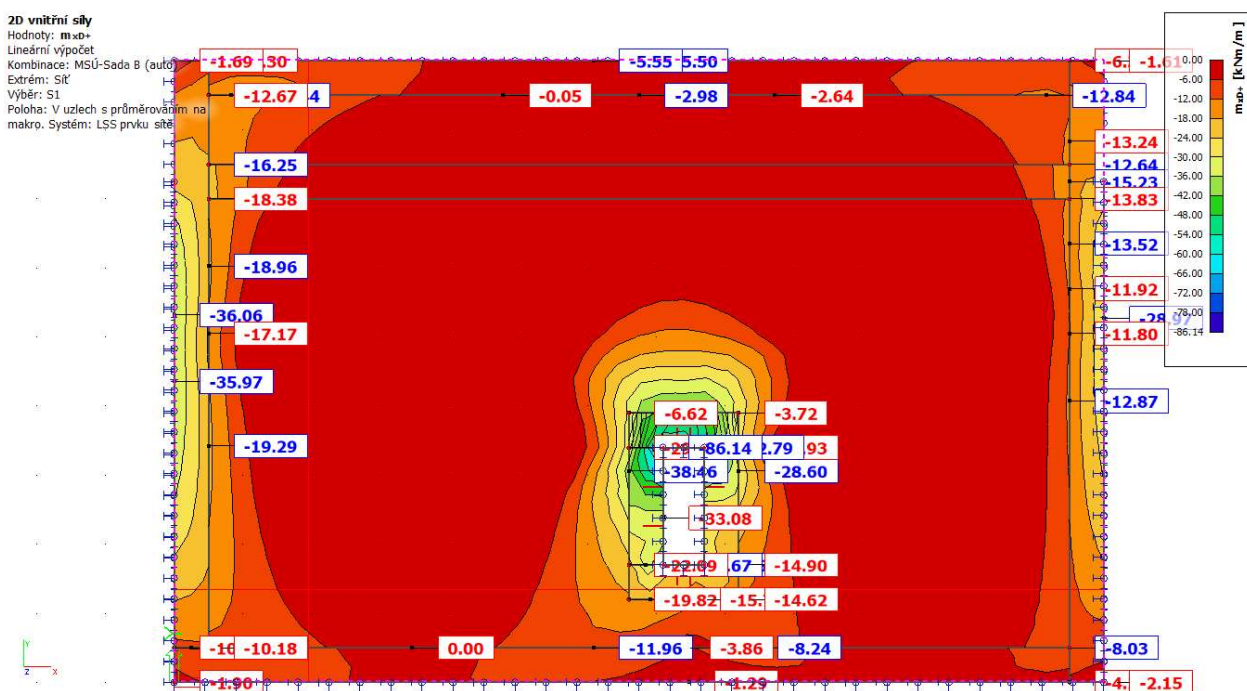


Obr. 5.10: Vykreslení 3D lineární deformace desky

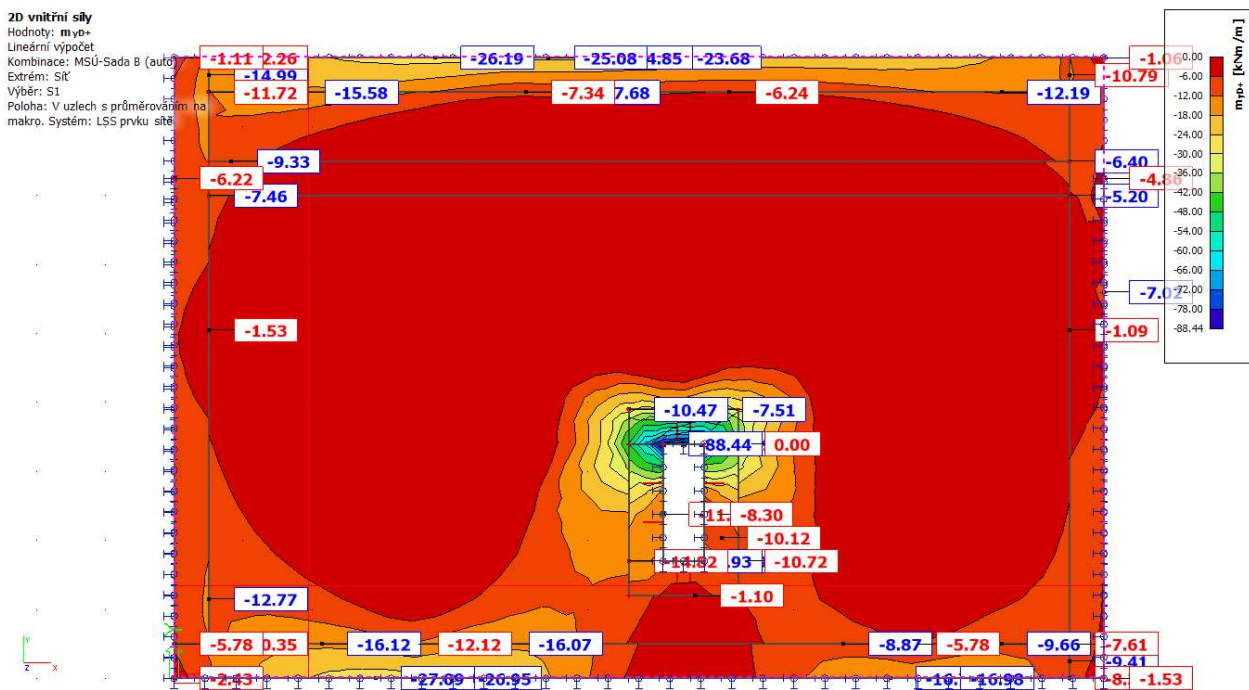
5.2.3 Návrh ohybové výztuže

Ohybová výztuž byla navržena taktéž pomocí programu SCIA Engineer a online softwaru Daliform, který počítá i únosnost v jednotlivých směrech na základě modelu desky a zadané výztuže. Výchozí profil výztuže byl předpokládán $\varnothing 8$, krycí vrstva 20 mm.

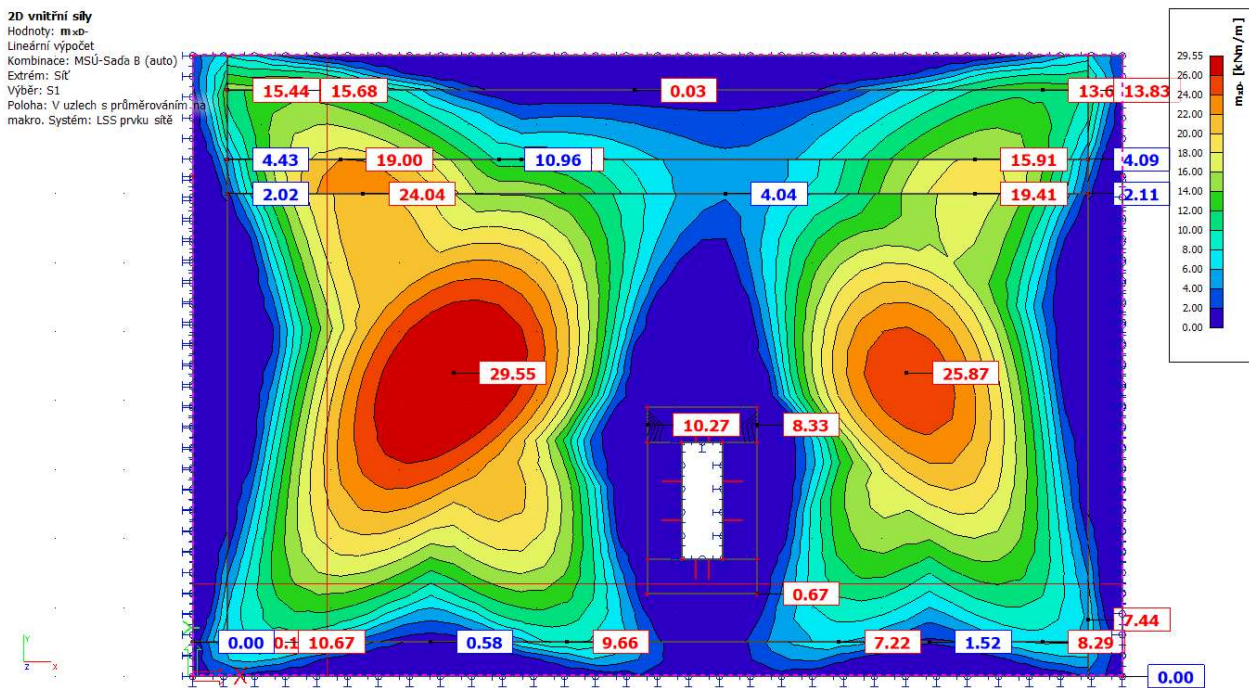
Na základě průběhu momentů vykreslených programem SCIA Engineer byla navržena výztuž a ověřeny konstrukční zásady (zejména minimální plocha výztuže). Při ručním návrhu na ohybové momenty je nutné používat momenty dimenzační (tj. momenty, ve kterých už je zahrnutý vliv kroucení). Vykreslení dimenzačních ohybových momentů je prezentováno na následujících obrázcích (Obr. 5.11 - 5.14).



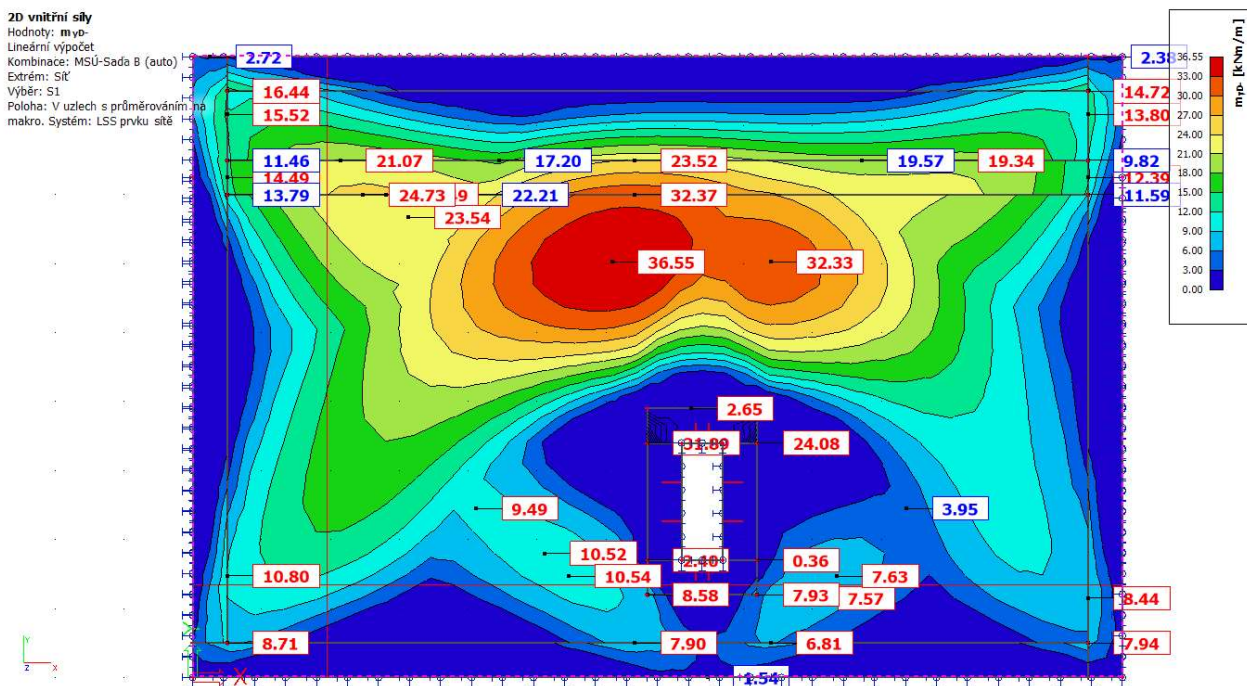
Obr. 5.11: Průběh dimenzačních ohybových momentů u horního povrchu ve směru X



Obr. 5.12: Průběh dimenzačních ohybových momentů u horního povrchu ve směru Y



Obr. 5.13: Průběh dimenzačních ohybových momentů u dolního povrchu ve směru X



-> přepočet na mm^2/m'

$$a_{s,min} = 258 \text{ mm}^2/m'$$

$$a_{s,min} = 222 \text{ mm}^2/m'$$

Konstrukční zásady - maximální vzdálenost výztužných prutů

$$s_{max} = 2 * h_d = 2 * 350 = 750 \text{ mm}$$

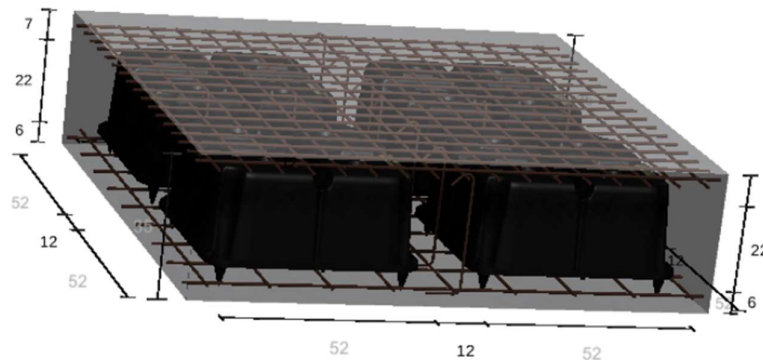
$$s_{max} = 300 \text{ mm}$$

Výztuž byla navržena na základě konstrukčních zásad a pokrytí ohybových momentů. Pro zvýšení efektivity realizace a pokládky výztuže byla navržena výztužná síť $\varnothing 8 \text{ mm}$ s velikostí oka $150 \times 150 \text{ mm}$ ($a_{s,prov} = 335 \text{ mm}^2/m'$). Únosnost desky s danou výztuží má ohybovou únosnost dostatečnou pro přenesení ohybového momentu na velké části desky. Problém pak nastává v místě stěn kolem instalačního jádra, kde byly navrženy příložky (viz únosnost ze softwaru výrobce - Obr. 5.15).

Navržená výztuž:

KARI síť $\varnothing 8 \bar{a} 150 \text{ mm}$ v obou směrech

Tento návrh byl zpracován v podobě skici výkresu vyztužení viz Příloha 2 - Výkres 03.



	Mr (KNm/m)	Mr (KNm)	X (mm)	C (cm) from axis	Φ (mm)	n°	Ai (cm ² /m)	Concrete Cover Check
Positive Resistant moment direction 1-1								
ULS with only base reinf.	47.13	30.16	17.48	2.40	8.00	6.67	3.35	OK
ULS with base and int. reinf.	0.00	0.00	17.48	0.00	0	0.00	3.35	OK
Positive Resistant moment direction 2-2								
ULS with only base reinf.	47.58	30.45	21.43	3.20	8.00	6.67	3.35	OK
ULS with base and int. reinf.	0.00	0.00	21.43	0.00	0	0.00	3.35	OK
Negative Resistant moment direction 1-1								
ULS with only base reinf.	47.13	30.16	17.48	2.40	8.00	6.67	3.35	OK
ULS with base and int. reinf.	90.84	58.14	22.57	2.40	8	6.67	6.70	OK
Negative Resistant moment direction 2-2								
ULS with only base reinf.	47.58	30.45	21.43	3.20	8.00	6.67	3.35	OK
ULS with base and int. reinf.	89.22	57.10	25.79	3.20	8	6.67	6.70	OK

Obr. 5.15: Únosnost dané desky v ohybu s navrženou výztuží dle systému výrobce

Alternativní způsob vyztužení může být pomocí jednotlivých prutů namísto KARI sítí. Tento způsob představuje pomalejší realizaci (kladení prutů, vázání). Velkou výhodou však představuje rozmístění výztuže vzhledem k žebřím mezi vylehčovacími boxy. Osová vzdálenost mezi žebry je 640 mm. Při návrhu výztuže po 160 mm vychází každá čtvrtá vložka výztuže do osy žebra, a to umožňuje osazení klasických jednostřížných třmínků bez nutnosti použití složitých a členitých „žebříčků“. Dalším usnadněním je možnost navržení kontinuálního třmínku v místě ustupující stěny, které značně urychlí jejich ukládání. Únosnost této desky činí 43,79 kNm/m', což pokryje maximální momenty v poli a nad obvodovými stěnami. V místech lokálních extrémů kolem stěn instalačního jádra byly navrženy příložky.

Návrh: $\varnothing 8$ á 160 mm, $a_{s,prov} = 314 \text{ mm}^2/\text{m}'$

Tento návrh byl zpracován v podobě skici výkresu výztuže (viz Příloha 2 - Výkres 04).

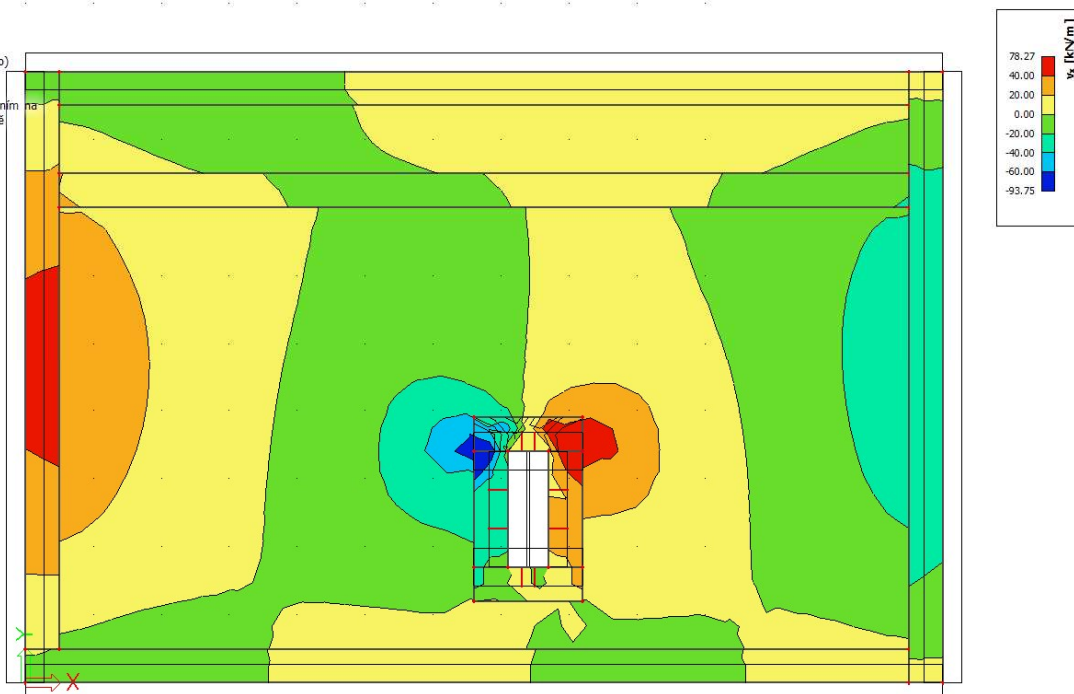
5.2.4 Návrh smykové výztuže

Smyková výztuž je v desce v podobě jednostřížných třmínků umístěných v každém žebru. Pro návrh byly též použity oba výše uvedené softwary. Vzhledem k použitému modelu, který byl založen na ekvivalentní ohybové tuhosti, je nutné zvážit vhodnost modelu pro navržení smykové výztuže. Téměř celá smyková únosnost desky spočívá v místě žeber (resp. nevylehčených částech desky). Jak bylo možné vidět na obrázku *Obr. 5.8*, deska vylehčená má oproti shodné desce o plném průřezu téměř poloviční smykovou tuhost.

Pro rozložení a velikost posouvajících sil by bylo přesnější vytvářet prutový model představující soustavu žeber. Při použití modelu plné desky tloušťky s ekvivalentním momentem setrvačnosti vykazuje model vyšší hodnoty posouvajících sil v místech podpor než u přesnějšího prutového modelu. Byl proto i návrh smykové výztuže proveden na stejném modelu. Návrh je tak na straně bezpečnosti a při návrhu nevznikl problém příliš vysokého stupně vyztužení. (Předpoklad na základě bakalářské práce [12])

2D vnitřní síly

Hodnoty: v_x
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)
 Extrém: Slt'
 Výběr: S1
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



Obr. 5.16: Průběh posouvající síly ve směru X z programu SCIA Engineer

2D vnitřní síly

Hodnoty: v_y
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)
 Extrém: Slt'
 Výběr: S1
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



Obr. 5.17: Průběh posouvající síly ve směru Y z programu SCIA Engineer

- **Smyková únosnost desky v nevylehčených částech**

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

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 * 1,78^{\frac{3}{2}} * 30^{\frac{1}{2}} = \mathbf{0,455}$$

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

$$k = 1 + \left(\frac{200}{325}\right)^{\frac{1}{2}} = 1,78 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{a_s}{b * d} = \frac{393}{1000 * 325} = 1,2 * 10^{-3} = 0,0012 = 0,12\%$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,36 * 1,78 * (100 * 0,0012 * 30)^{\frac{1}{3}}\right] * 1000 * 325 \geq 0,45 * 1000 * 325$$

$$V_{Rd,c} = 319,2 \text{ kN/m} \geq 147,9 \text{ kN/m}$$

V místech desky bez vylehčovacích boxů (tedy zejména v místech podpor) je únosnost větší než nejvyšší návrhová posouvající síla vznikající v místě podpor.

$$V_{Rd,c} = 319,2 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 103,6 \text{ kN/m}$$

Byla navržena smyková výztuž v podobě jednostřížných třmíneků $\varnothing 8 \text{ mm} \bar{a} 200 \text{ mm}$. Návrhová únosnost vylehčené desky ve smyku je tak 126,75 kN/m. Tato hodnota vyhovuje návrhové hodnotě posouvající síly na všech místech (viz Obr. 5.16 a 5.17). Důvod pro návrh vzdálenosti třmíneků 200 mm jsou konstrukční zásady doporučené výrobcem na základě zvolené geometrie.

Z důvodu, že pruty hlavní nosné ohybové výztuže nevychází při dané geometrie pravidelně do žeber, je nutné smykovou výztuž předem připravit do podoby „svislých žebříčků“, tzn. dva podélné pruty, na které budou připevněny třmínky. V řadě vynechaných boxů pak byl navržen dvojstřížný třmínek (v alternativní verzi vyztužení pro zlepšení realizace navržen kontinuální třmínek).

Shear resistance with shear reinforcement			
Compression strut angle	ϑ	21.80	deg
Cotan of compression strut angle	$\cotan(\vartheta)$	2.50	
Shear reinforcement area single stirrup	A_{sw}	50.24	mm ²
Shear reinforcement total area	$\Sigma A'_{sw}$	50.24	mm ²
Coefficient v_1	v_1	0.50	
Design yield strength of shear reinforcement	f_{cd}'	8.50	N/mm ²
Design value of the shear force which can be sustained by the yielding shear reinforcement	V_{Rsd}	81.12	kN
Design shear reinforcement of the member without shear reinforcement	V_{Rcd}	104.50	kN
Design shear resistance	V_{Rd}	81.12	kN
	$v_{rd,s}$	126.75	kN/m
	$v_{rd,s}$	12925	Kg/m

Obr. 5.18: Smyková únosnost desky s navrženou výztuží z online softwaru firmy Daliform

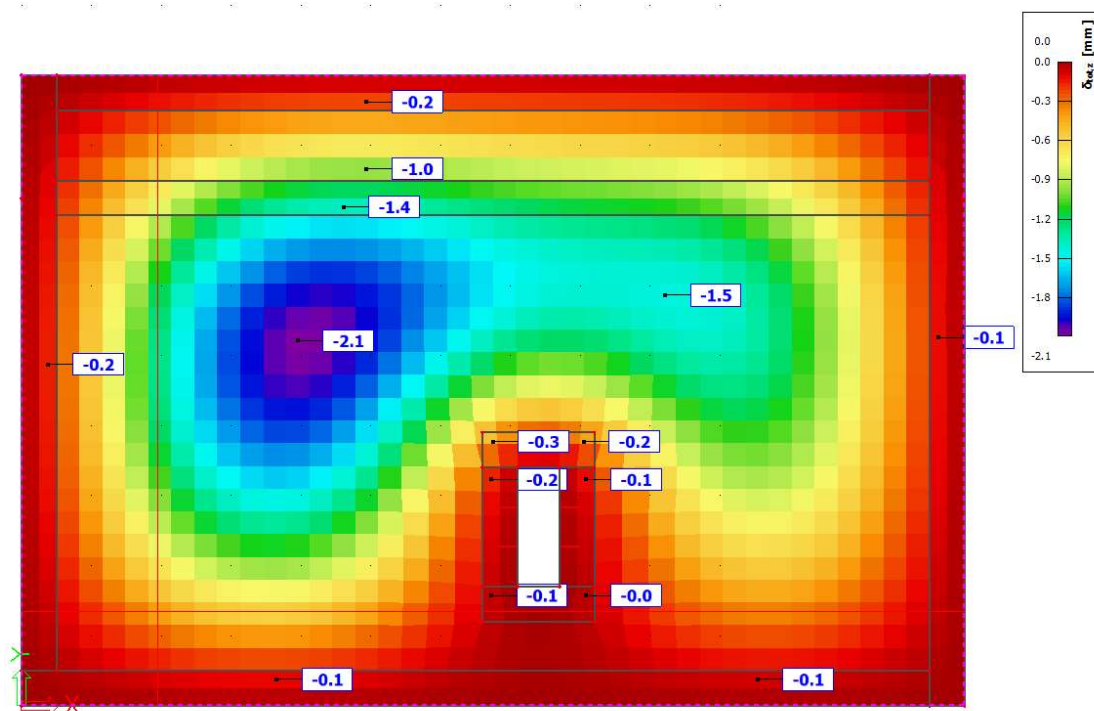
5.2.5 Posouzení průhybu

Limitní průhyb pro železobetonové konstrukce je dle ČSN [4] je:

$$\delta_{lim} = \frac{L}{250} = \frac{9\,000}{250} = 36,0 \text{ mm}$$

Modelováním desky s plným průřezem s ohybovou tuhostí odpovídající skutečné desce vylehčené je možné vykreslit normově závislý průhyb (Obr. 5.19 a Obr. 5.20). Uvedený způsob výpočtu je výstižnější než průhyb lineární, ne však natolik jako kdyby byl stanoven nelineární analýzou. Pro jeho výpočet už je nutné zadat výztuž. Průhyb je počítán pro kvazistálou kombinaci zatížení. SCIA nezohledňuje složku průhybu od smršťování. Ta závisí zejména na technologii provádění (ošetřování), receptuře betonové směsi a vyztužení. Tato složka však zpravidla nebývá rozhodující, pokud se nejedná o konstrukce velkého formátu a připočítat ji by bylo nutné až v případě, kdy by se hodnota skutečného průhybu blížila limitu.

Zadaná výztuž: u horního i spodního povrchu obousměrná výztuž $\varnothing 8$; 150x150 mm.

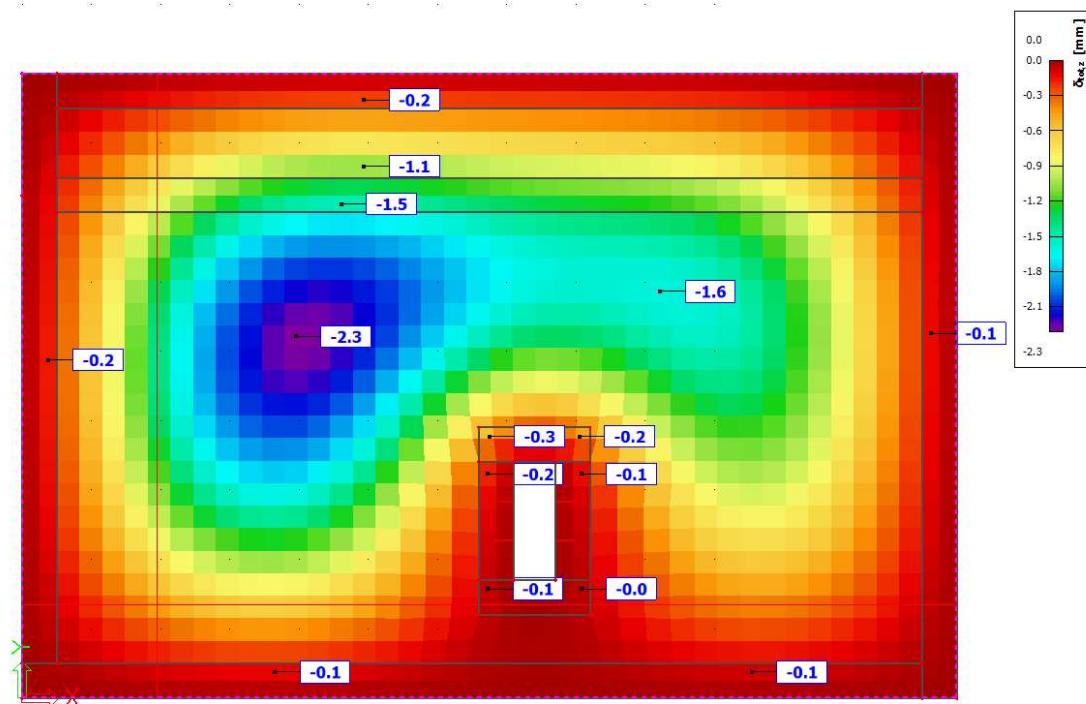


Obr. 5.19: Normově závislý průhyb desky stanovený programem SCIA Engineer $\varphi_{(\infty,28)} = 2,5$

$$\delta_{lim} = 36,0 \text{ mm} \geq \delta_{tot} = 2,1 \text{ mm}$$

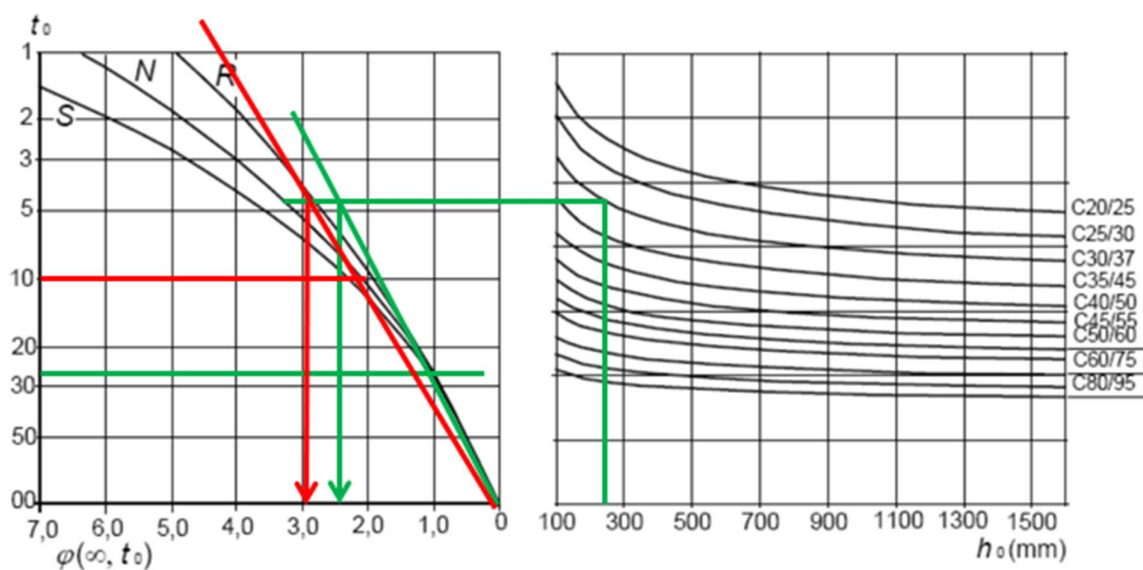
Deska dle posouzení na průhyb vyhovuje požadavkům s větší rezervou. Není tím pádem nutné blíže analyzovat průhyb od smrštění. Pro kontrolu přesnosti průhybu byl stanoven ručně součinitel dotvarování $\varphi_{(\infty,28)} = 2,5$ (blíže viz Příloha 1 - kapitola 6.4) nebo obrázek Obr. 5.21 a manuálně zadán do programu. Při jeho výpočtu bylo uvažováno odbednění a zatížení desky 28 dní, což je teoreticky ideální, avšak při realizaci nedosažitelné.

Následně byl součinitel dotvarování stanoven i pro reálnější hodnotu, která bývá v rozmezí 10-14 dnů. Na obrázcích *Obr. 5.19* a *5.20* lze vidět rozdíl ovlivněný pouze součinitelem dotvarování, který činí pouze 0,2mm. Po kontrole veškerých vstupních údajů (zejména tuhostí a podpor), ověření zatížení a zadání výztuže lze říct, že je výsledek správný. Z velké části je průhyb ovlivněn stěnami instalačního jádra.



Obr. 5.20: Normově závislý průhyb desky stanovený programem Scia Engineer, $\varphi_{(\infty,10)} = 3,0$

5.2.5.1 Určení součinitele dotvarování dle grafů



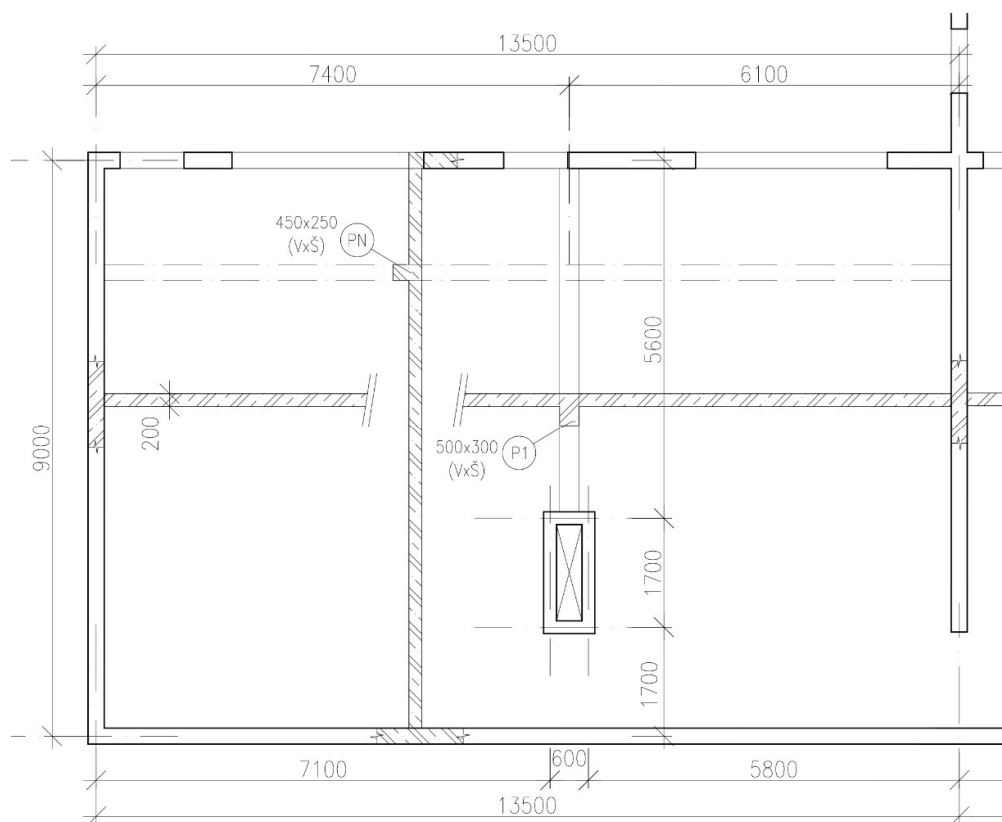
Obr. 5.21: Určení součinitele dotvarování pomocí grafů dle ČSN [4]

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 111\,863}{2 \cdot 640} = 175 \text{ mm} \quad \varphi_{(\infty,28)} = 2,5 \quad \varphi_{(\infty,10)} = 3,0$$

5.3 Průvlak a deska s plným průřezem

Druhé zpracované řešení se zabývá porovnáním působení stropní desky v předposledním podlaží při různých návrzích nosných prvků (průvlak, nosník vystupující nad horní líc desky). Navazuje na variantu C uvedenou v [kapitole 4.3](#).

Díky zmenšení rozpětí polí je nyní možné navrhnout desku s plným průřezem. Dle empirie vychází tloušťka desky 218 mm. Byla navržena tloušťka 200 mm z důvodu nepravidelnosti pole a přidavného ztužení nosníkem. V místě ustoupené stěny byl pro ztužení desky navržen nosník o celkové výšce 450 mm (200 mm v rámci desky + 250 mm nad lícem desky). Průvlak P1 o rozměrech průřezu 500x300 mm byl převzat z návrhu v zmíněné kapitole. V následujících kapitolách je představen model vytvořený pomocí programu SCIA Engineer, jeho kontrola a vypočtené výsledky s jejich vyhodnocením.

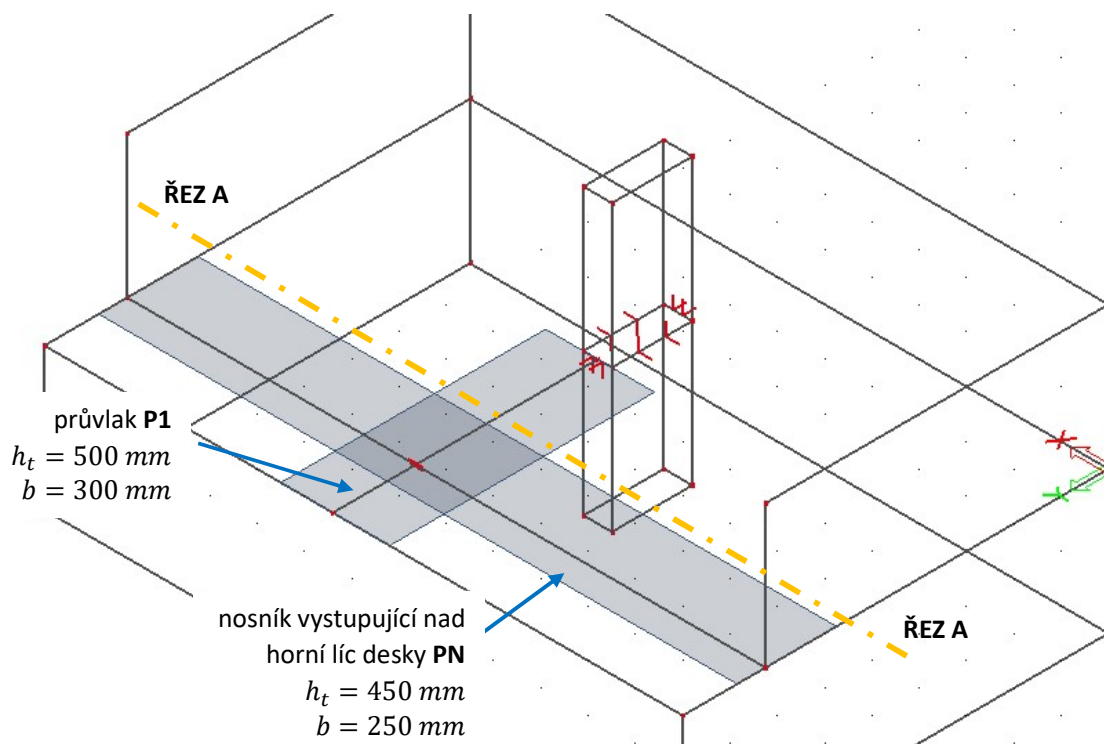


Obr. 5.22: Schéma konstrukčního systému s parapetním nosníkem

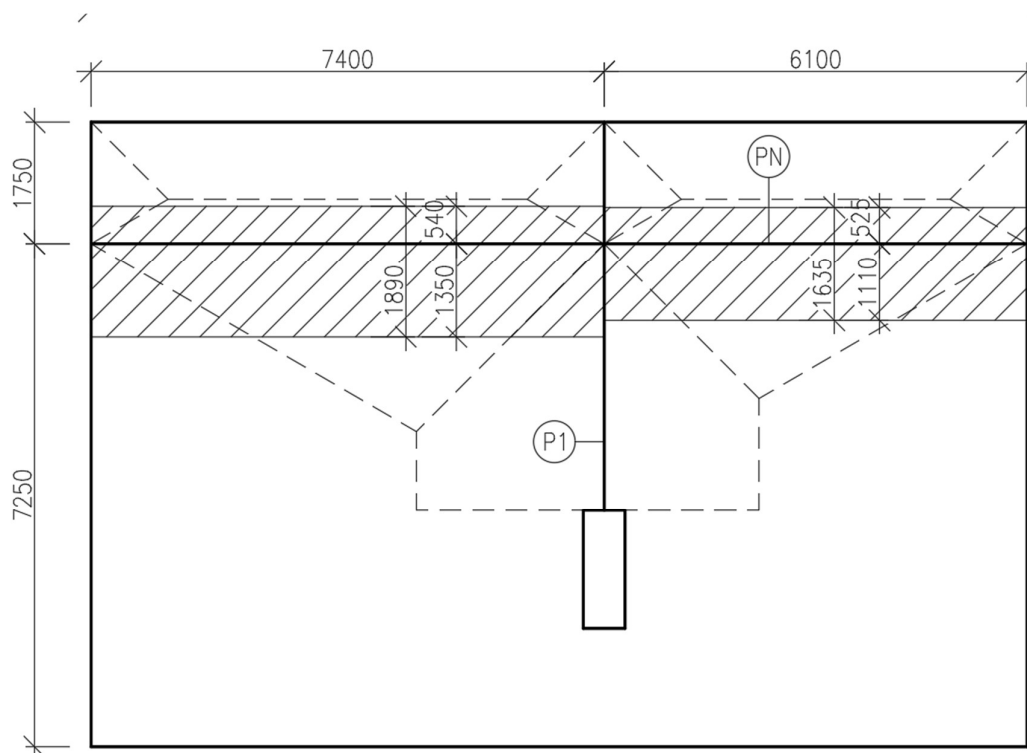
5.3.1 Vytvoření modelu desky s nosníkem PN

Model stropní konstrukce byl vytvořen obdobně jako v minulé kapitole. Velikost plošného prvku sítě byla nastavena stejná jako je tloušťka desky (tj. 200 mm). Pro větší přesnost chování podpor nebyla pevně nastavena vetknutí, ale navazující stěny (patrový výsek), díky kterým je docíleno tuhého styčnicku s konkrétní tuhostí. Průměrovací pásy v místě stěn instalačního jádra pro řešení singularit.

Odlišnost zde byla zejména při zadávání žebířek desky (resp. průvlastku P1 a nosníku PN). Stěžejní věc při jejich zadání je určení efektivní šířky. V případě nosníku PN bylo nutné upravit šířku působící v menším poli. Automatický výpočet určil šířku přes celé pole, což určitě neodpovídá skutečnosti. Všechny efektivní šířky byly zjednodušeně určeny pomocí schémat rozložení zatížení (viz *Obr. 5.24*). Bližší popis a sestavení těchto schémat viz Příloha 1. Při zadání nosníku PN bylo též nutné správně nastavit okrajové podmínky pro automatický výpočet vzpěrných délek, aby nosník fungoval jako spojitý s podporou v místě průvlastku P1.



Obr. 5.23: Model stropní konstrukce v programu SCIA engineer



Obr. 5.24: Schéma roznášení zatížení pro nosník PN

5.3.2 Kontrola výpočtu a modelu

Jak již bylo zmíněno, model vychází z již vytvořeného modelu v kapitole 4, kde byla provedena kontrola pomocí totálního momentu na průvltaku P1 (viz Příloha 1 - kapitola 4). Mimo zmíněné kontroly a ověření tvaru deformací byla provedena i kontrola velikosti výslednice.

$$R_{ručně} = 3\,637,41\text{ kN}$$

$$R_{SCIA} = 3\,637,41\text{ kN}$$

Reakce z výpočtu pomocí programu a manuální součet všech zatížení vyšel naprosto shodný. Lze tedy konstatovat, že zatížení bylo zadáno správně.

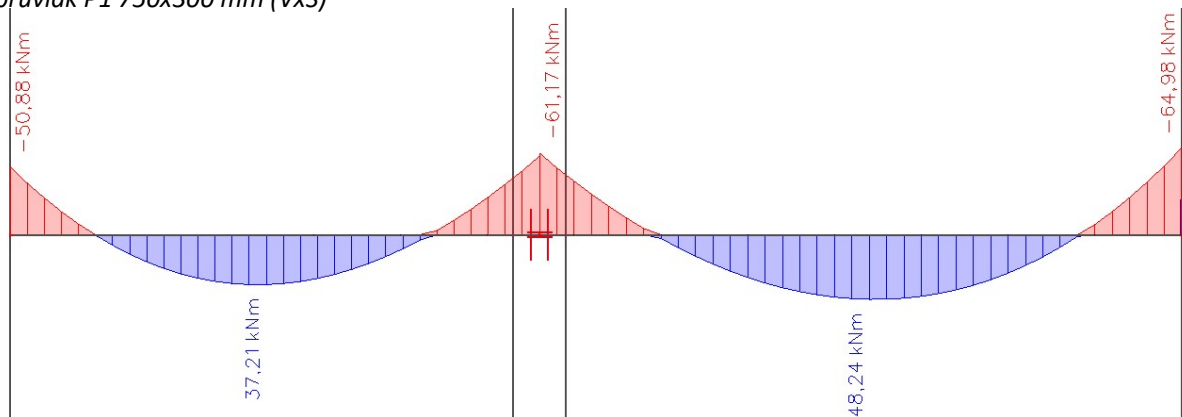
Jako dodatečná kontrola byl ještě ověřen průběh ohybového momentu na nosníku vystupujícím nad horní líc desky PN pomocí totálního momentu spočítaného ručně zjednodušenou metodou. Tvar průběhu je odpovídající podepření a velikosti polí. Rozdíl velikosti momentů je 24 %, což lze přisoudit odchylkám kvůli zjednodušení při ručním výpočtu a brát moment jako přijatelný. (podrobněji viz Příloha 1 - kapitola 7.1.2).

5.3.3 Vliv tuhosti průvzlaku P1 na namáhání nosníku PN

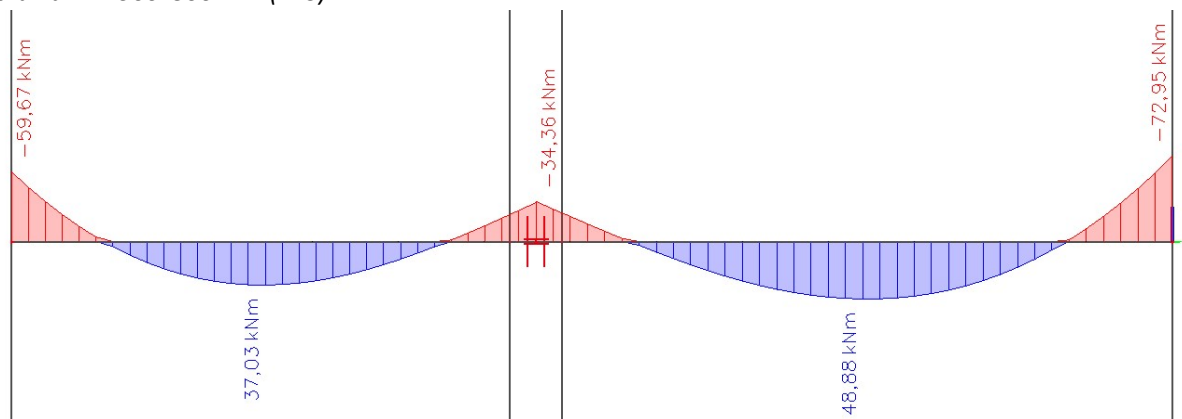
Vyhodnocování výsledků bylo zaměřeno na posouzení vlivu nosníku PN a průvzlaku na průběh momentů a ovlivnění průhybu desky. U rozměrů nosníků vystupujícího nad líc desky se nenabízí mnoho možností, protože je limitován stěnou nad ním. Ve stěně jsou otvory spojující terasu s interiérem, takže výška vystupující části nosníku je omezena na maximálně na 300 - 350 mm (lépe 250 mm, aby respektovala modulové rozměry vyzdívky Y_{tong}).

Průvzlak P1 dovoluje navržení větších rozměrů. Pokud zanedbáme požadavky investora (resp. architekta), je omezujícím parametrem výšky průvzlaku pouze minimální požadovaná průchodná výška. Pokud je tedy světlá výška místnosti 2 750 mm, může být část pod deskou vysoká až 550 mm (celková výška $h_T = 750 \text{ mm}$). Na následujících obrázcích (Obr. 5.25a a 5.25b) je porovnání vlivu výšky průvzlaku na průběh a velikost ohybových momentů na nosníku PN. Na obrázku a) je průvzlak P1 o celkové výšce 750 mm, na obrázku b) pak 500 mm. Průvzlak o výšce 750 mm tvoří pro nosník PN střední podporu o mnohem větší tuhosti, a to má za následek vyšší nadpodporový moment (téměř dvakrát větší).

a) průvzlak P1 750x300 mm (Vxš)



b) průvzlak P1 500x300 mm (Vxš)



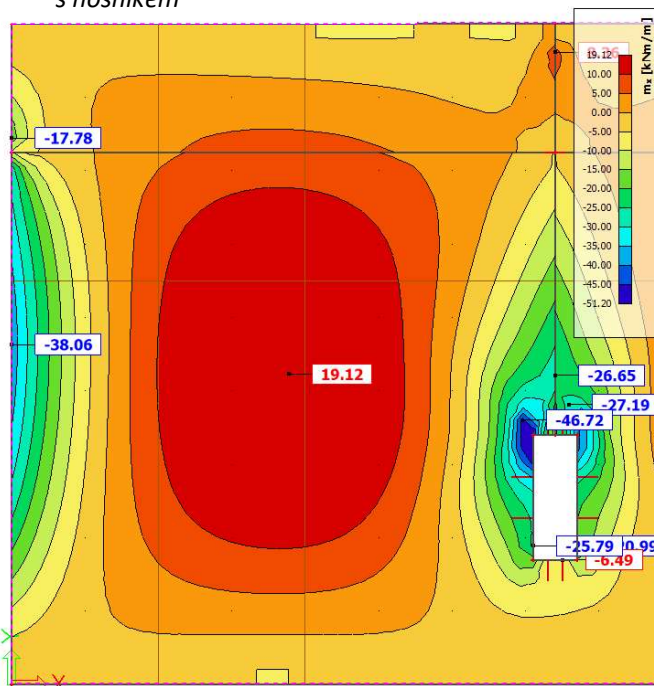
Obr. 5.25: Průběh ohybových momentů na parapetním nosníku

5.3.4 Posouzení přínosu návrhu nosníku PN

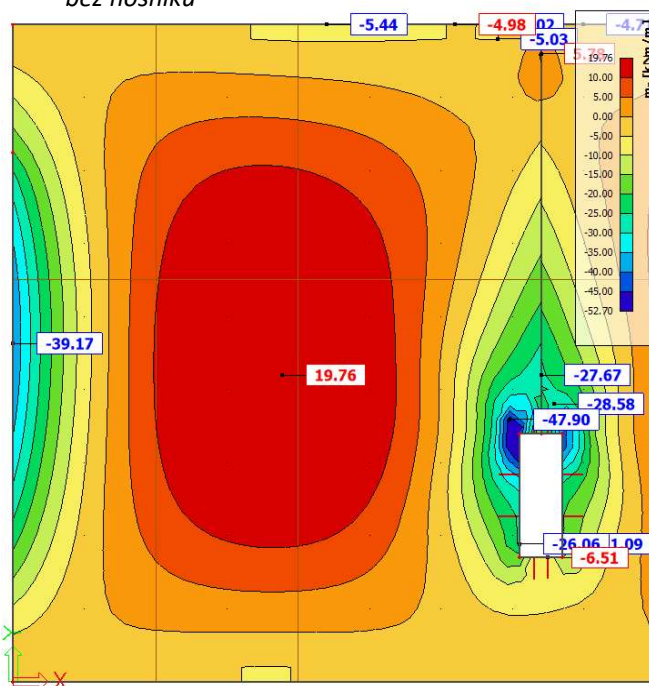
Na rozdíl od minulé kapitole byla následující kapitola věnována vytvoření modelu, vyhodnocení a porovnání výsledků spíše než návrhu řešené stropní konstrukce. Obrázek na následující straně (*Obr. 5.26*) ilustruje rozdíl průběhů ohybových momentů v případě s nosníkem PN (vlevo) a bez nosníku (vpravo). Na obrázcích jsou vykresleny základní momenty (tj. bez zahrnutí vlivu kroucení), nikoli návrhové, z toho důvodu, že slouží pouze pro porovnání jednotlivých konstrukcí. Kompletní návrh nebyl v rámci práce proveden. Z výstupů plyne, že nosník pouze minimálně ovlivňuje průběh momentů na desce. Není tím pádem v daném případě nutný navrhovat. Byla by to jak při návrhu, tak při realizaci spíše komplikace než přínos.

Návrh nosníku pod ustupující stěnou by našel smysluplnější využití u objektu, kde je ustupující podlaží v rámci více pater, s větším zatížením nebo s jiným nosným systémem.

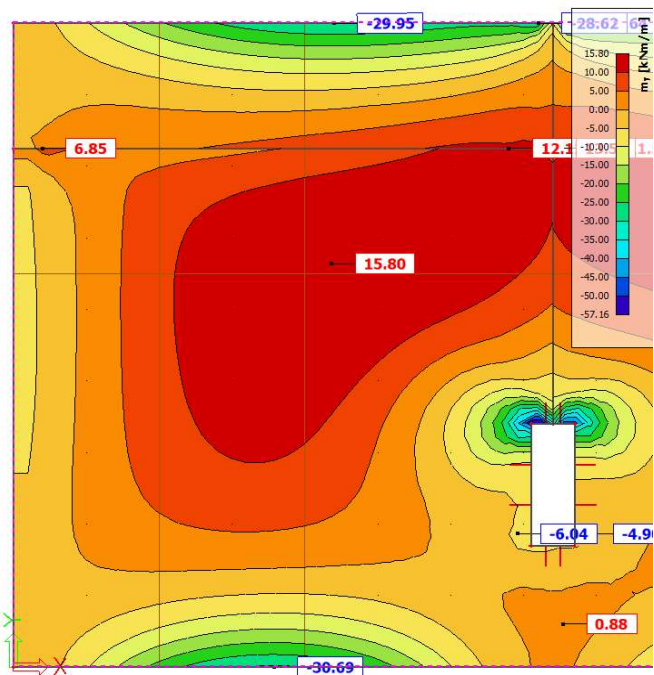
a) Základní momenty ve směru X;
s nosníkem



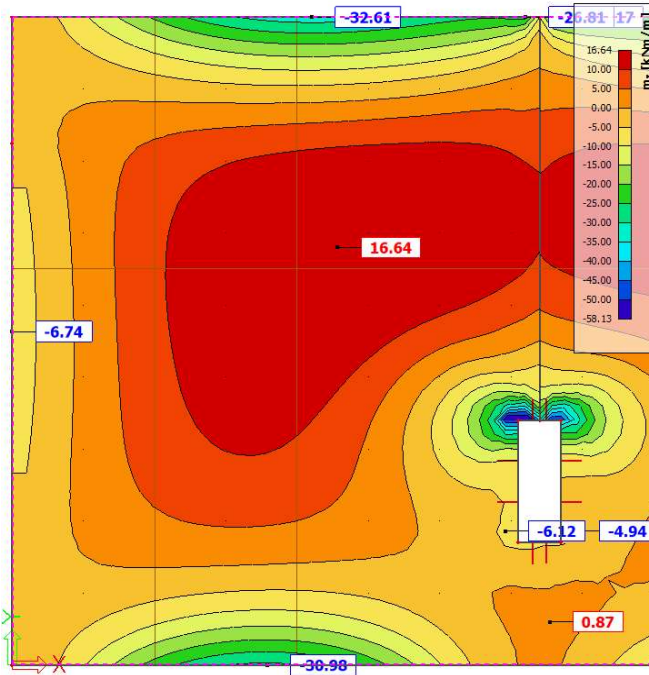
b) Základní momenty ve směru X;
bez nosníku



c) Základní momenty ve směru Y;
s nosníkem



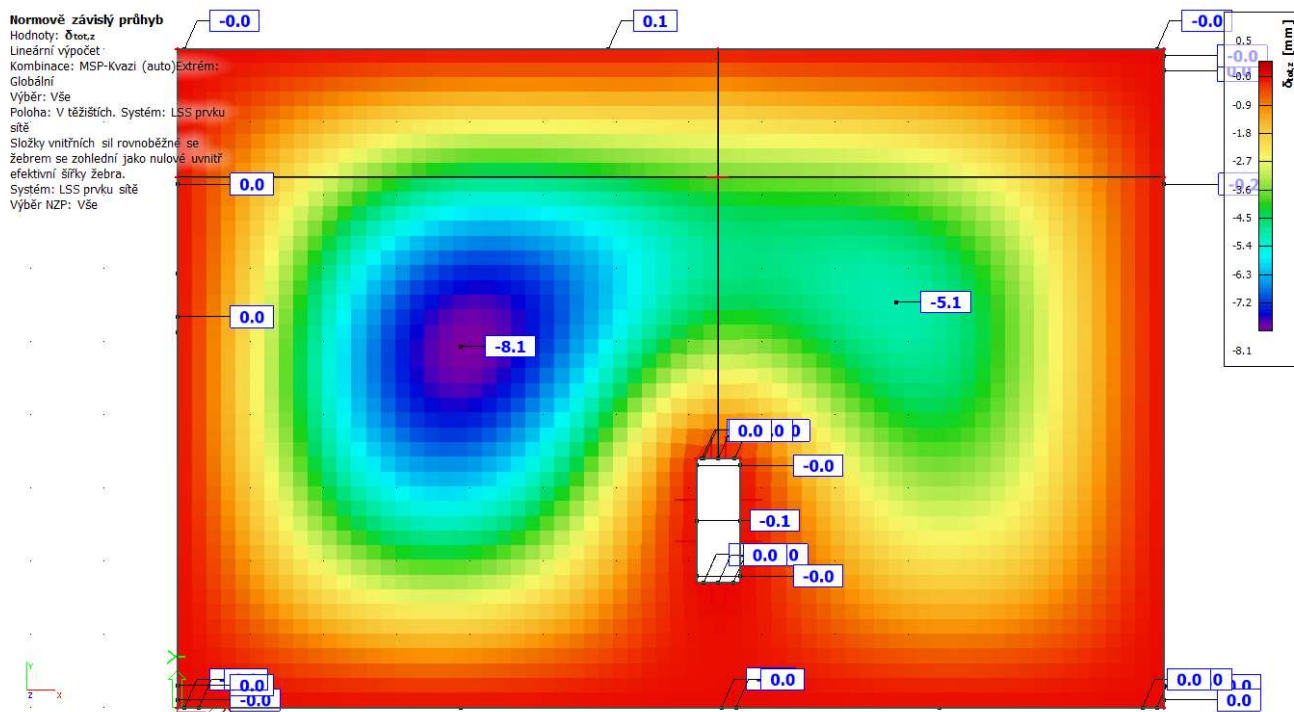
c) Základní momenty ve směru Y;
bez nosníku



Obr. 5.26: Porovnání průběhů momentů ve stropní desce s a bez nosníku

5.3.5 Porovnání průhybu

Mimo jiné byl porovnán i průhyb konstrukce pomocí funkce programu SCIA, Normově závislého průhybu (použití funkce, její předpoklady a složky byly blíže popsány v kapitole 5.2.5). Jak bylo zmíněno v minulé kapitole, nebyl proveden kompletní návrh včetně návrhu výztuže prvků, která je nutná pro tento výpočet zadat. Byl proto v obou případech proveden pouze zjednodušený návrh výztuže s pomocí softwaru. Dle vykreslení potřebné plochy výztuže byla zadána výztuž desky i žebek. Výsledky proto nelze uznat za finální. Pro porovnání variant jsou však dostatečné. Průhyb je počítám pro kvazistálou kombinaci.



Obr. 5.27: Normově závislý průhyb konstrukce s nosníkem

6 Závěr

Bakalářská práce se zabývala konstrukčním řešením budov s ustupujícími podlažími. Hlavní motivací pro výběr tématu byl projekt řešený v předchozím studiu, konkrétně v předmětu Projekt 1C. Řešeným objektem byl vícepodlažní bytový dům. V posledním patře obvodové stěny ustupovaly a z větší části nerespektovaly nosný systém nižších podlaží. Nacházely se zde velké, luxusní byty s prostornými terasami, které byly nad obytnou částí předposledního podlaží. Právě řešení této části objektu bylo v rámci Projektu nejproblematictější. Z toho důvodu jsem se rozhodl zpracovat tuto problematiku a naučit se ji co možná nejefektivněji řešit.

První část práce je věnovaná tematice ustupujících podlaží obecně. Bylo uvedeno proč se jejich návrh stává trendem a představeno několik příkladů realizací. Objekty byly rozděleny do dvou kategorií podle návaznosti nosného systému. Nosné prvky mohou pokračovat až do posledního podlaží, pak není řešení ustupujícího podlaží zvláště náročné. V opačném případě, kdy nosné prvky nerespektují konstrukční systém objektu je nutné navrhnout patřičné opatření. Tomu byla věnována další a hlavní část práce.

Ve druhé části práce bylo zpracováno několik obecných řešení, jak se s uvedeným problémem vypořádat. Opatření se týká zejména stropní konstrukce pod ustupujícím podlažím. Na konci třetí kapitoly jsou opatření shrnuta přehledně do tabulky se svými výhodami a nevýhodami.

Hlavní část práce se zabývala konstrukčním systémem konkrétního vybraného objektu se zaměřením na návrh posledních podlaží a podrobnějšího návrhu dvou z obecných řešení představených v předchozí části. První návrh se týkal vylehčené stropní desky systému Daliform a byl proveden s pomocí programu SCIA Engineer a online software firmy Daliform. Ve SCIA byl vytvořen model a převzaty dimenzační momenty. Návrh ohybové a smykové výztuže a posouzení únosnosti pak bylo provedeno ručně v kombinaci s druhým zmíněným softwarem. Po zadání výztuže byl posouzen i průhyb (přesnější normově závislý). K této variantě byly zpracovány skici výkresů tvaru 5NP a 6NP a výkresů výztuže.

Druhá varianta zpracovaná v této části se soustředila na vytvoření modelů a vyhodnocení výsledků. Předmětem byla stropní konstrukce tvořená průvlakem, deskou s plným průřezem a nosníkem vystupujícím nad horní líc desky. Vyhodnocení se soustředilo na posouzení vlivu návrhu nosníku a výhody (resp. komplikace), které přináší. Z analýzy vyplynulo, že v daném případě, kdy zatížení od ustupující stěny není nijak signifikantní, není nosník potřebný a naopak by komplikoval jak návrh, tak technologii provádění.

Reference

- [1] www.archiweb.cz/b/ingstav
- [2] www.archiweb.cz/b/bytove-domy-13-a-22-v-podzamci
- [3] www.archiweb.cz/b/bytovy-dum-corso-beroun
- [4] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČNI Praha 2006
- [5] PROCHÁZKA, Jaroslav, ŠMEJKAL, Jiří, Navrhování stěnových nosníků s použitím modelů náhradní příhradoviny
(Dostupné online na: https://www.betontks.cz/sites/default/files/2010-6-52_0.pdf)
- [6] ČÍRTEK, Ladislav, BAŽANT, Zdeněk a ZICH, Miloš: Betonové konstrukce I. Modul CS1 až CS3 (část studijní opory v elektronické podobě). Brno: VUT, 2005
- [7] <https://www.archiweb.cz/b/apartmanovy-dom>
- [8] <https://www.ytong.cz/presne-tvarnice-ytong.php>
- [9] <https://www.liapor.cz/produkty/zdivo/>
- [10] ČSN EN 206+A1 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda, Česká agentura pro standardizaci 2018
- [11] www.liapor.cz/produkty/beton/liaporbeton; www.liapor.cz/produkty/beton/transportbeton/
- [12] Slavata, Martin; *Konstrukční řešení objektu s konferenčním sálem*; Bakalářská práce 2018, ČVUT v Praze, Fakulta stavební
(Dostupné online na: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/77429>)
- [13] Katalog firmy Daliform,
(Dostupné online na: <http://htm.ps/index.php/en/component/virtuemart/building-construction-products/daliform/u-boot-detail?Itemid=0>)
- [14] Příklad analýzy stěnového nosníku s otvorem
(Dostupné online na: http://people.fsv.cvut.cz/~bilypet1/vyuka/YMVB/STM_priklad2.pdf)

Použité programy

- SCIA Engineer 20.0
- AutoCAD 2018
- online software firmy Daliform (Dostupný online na: <http://uboot-software.daliform.com/>)
- Microsoft Word 2016
- Microsoft Excel 2016

Seznam obrázků

Obr. 2.1: Administrativní budova společnosti Ingstav [1].....	10
Obr. 2.2: půdorys typického a posledního podlaží objektu [1].....	11
Obr. 2.3: BD 13, půdorys „typického“ a ustupujícího podlaží [2]	12
Obr. 2.4: BD 22 - půdorys „typického“ a ustupujícího [2].....	12
Obr. 2.5: BD Corso - půdorys „typického“ a ustupujícího podlaží [3].....	13
Obr. 2.6: Schematický řez v místě obvodové stěny oddělující terasu	14
Obr. 2.7: Schématický řez provedení desky ve spádu.....	15
Obr. 3.1: Stěnový nosník a) prostý, b) spojitý [6].....	15
Obr. 3.2: Návrh příhradového modelu na stěnovém nosníku bez otvorů a s otvory na základě trajektorií hlavních tlakových napětí (vypracováno s pomocí [14])	17
Obr. 3.3: Vylehčená stropní deska se systémem U-Boot@Beton firmy Daliform [13].....	20
Obr. 3.4: Schematický řez kazetovou str. deskou s konstrukčními zásadami (vynecháním pruhu u podpory a žebro v místě prostupu)	21
Obr. 3.5: Vybedněná a armovaná žebrová deska systému Daliform U-Bahn@Beton před betonáží [13].	22
Obr. 3.6: Schéma nosné konstrukce ocelového skeletu použitého při návrhu v předmětu Projekt 1.....	24
Obr. 4.1: Dispoziční schémata 1NP [7].....	26
Obr. 4.2: Dispoziční schéma půdorysů typického a posledního podlaží [7]	27
Obr. 4.3: Schémata konstrukčního řešení 1PP a 1NP	28
Obr. 4.4: Schémata konstrukčního systému typického a 6NP	29
Obr. 4.5: Konstrukční schéma nosného systému s deskou na velký rozpon - typické podlaží.....	30
Obr. 4.6: Konstrukční schéma nosného systému se stěnovým nosníkem - 1NP	31
Obr. 4.7: Konstrukční schéma nosného systému se stěnovým nosníkem - typické podlaží.....	32
Obr. 4.8: Konstrukční nosného schéma systému s průvlakem - typické podlaží.....	33
Obr. 5.1: Schéma stropní konstrukce 5NP tvořená vylehčenou deskou.....	34
Obr. 5.2: Schéma konstrukčního systému 6NP.....	35
Obr. 5.3: Schématický řez A-A' a pohled A na řešenou stěnu.....	35
Obr. 5.4: Schéma stropní konstrukce 6NP z prefamonolitického stropu Ytong Ekonom.....	36
Obr. 5.5: Pohled a řez konstrukčním řešením kombinace vysokého průvlaku a vyzdívky	37
Obr. 5.6: Schéma vyztužení průvlaku P2 a) vyztuž v jedné řadě; b) vyztuž ve dvou řadách.....	37
Obr. 5.7: Kontrola velikosti prvků sítě.....	38

Obr. 5.8: Model vylehčené desky v online softwaru firmy Daliform a charakteristiky vylehčené a ekvivalentní desky s plným průřezem	39
Obr. 5.9: Model desky v programu SCIA Engineer 20.0	39
Obr. 5.10: Vykreslení 3D lineární deformace desky.....	40
Obr. 5.11: Průběh dimenzačních ohybových momentů u horního povrchu ve směru X.....	41
Obr. 5.12: Průběh dimenzačních ohybových momentů u horního povrchu ve směru Y.....	42
Obr. 5.13: Průběh dimenzačních ohybových momentů u dolního povrchu ve směru X.....	42
Obr. 5.14: Průběh dimenzačních ohybových momentů u horního povrchu ve směru Y.....	43
Obr. 5.15: Únosnost dané desky v ohybu s navrženou výztuží dle systému výrobce.....	44
Obr. 5.16: Průběh posouvající síly ve směru X z programu SCIA Engineer	46
Obr. 5.17: Průběh posouvající síly ve směru Y z programu SCIA Engineer	46
Obr. 5.18: Smyková únosnost desky s navrženou výztuží z online softwaru firmy Daliform	47
Obr. 5.19: Normově závislý průhyb desky stanovený programem SCIA Engineer $\varphi_{\infty, 28} = 2,5$	48
Obr. 5.20: Normově závislý průhyb desky stanovený programem Scia Engineer, $\varphi_{\infty, 10} = 3,0$	49
Obr. 5.21: Určení součinitele dotvarování pomocí grafů dle ČSN [4]	49
Obr. 5.22: Schéma konstrukčního systému s parapetním nosníkem.....	50
Obr. 5.23: Model stropní konstrukce v programu SCIA engineer	51
Obr. 5.24: Schéma roznášení zatížení pro nosník PN.....	52
Obr. 5.25: Průběh ohybových momentů na parapetním nosníku	53
Obr. 5.26: Porovnání průběhů momentů ve stropní desce s a bez nosníku.....	55
Obr. 5.27: Normově závislý průhyb konstrukce s nosníkem.....	56
Obr. 5.28: Normově závislý průhyb konstrukce bez nosníku.....	57

Seznam příloh

Příloha 1 - Výpočtová část

Příloha 2 - Výkresová část

- **01** - Skica výkresu tvaru 5NP - varianta s vylehčenou deskou (1:50)
- **02** - Skica výkresu tvaru 6NP - varianta s vylehčenou deskou (1:50)
- **03** - Skica výkresu výztuže vylehčené desky - KARI síť (1:50, 1:30)
- **04** - Skica výkresu výztuže vylehčené desky - pruty (1:50, 1:30)
- **05** - Skica výkresu tvaru 5NP - varianta s plnou deskou a průvlakem (1:50)