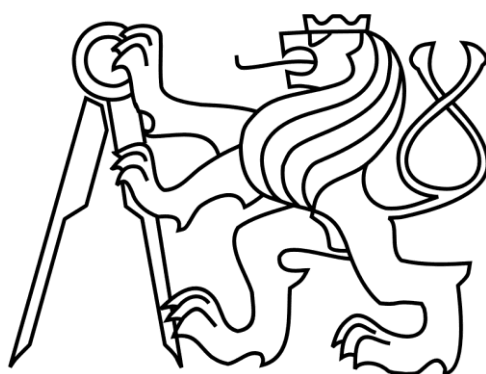


České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Konstrukční řešení objektu s konferenčním sálem



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Tháškova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Slavata Jméno: Martin Osobní číslo: 438944
Zadávající katedra: K133 Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Konstrukční řešení objektu s konferenčním sálem
Název bakalářské práce anglicky: Structural Design of the Building with Conference Hall

Pokyny pro vypracování:

Pro zadaný objekt administrativní budovy vypracujte variantní řešení konstrukce s vyhodnocením a podrobnější dokumentací vybrané varianty.

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího bakalářské práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Datum zadání bakalářské práce: 20.2.2018 Termín odevzdání bakalářské práce: 27.5.2018
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)

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucí doc. Ing. Jitky Vaškové, CSc.

Dále prohlašuji, že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne 26.5.2018

.....

Martin Slavata

Děkuji doc. Ing. Jitce Vaškove, CSc. za odborné vedení, připomínky a cenné rady, kterými mi pomáhala při vypracování této bakalářské práce a za čas, jenž mi věnovala.

Konstrukční řešení objektu
s konferenčním sálem

Structural Design of the Building
with Conference Hall

Anotace:

Cílem této práce je porovnat konstrukční varianty objektu s konferenčním sálem a provést návrh jedné vybrané varianty. Ve stručnosti jsou představeny jednotlivá konstrukční řešení, jejich výhody a nevýhody. Při návrhu vybrané varianty, vylehčené monolitické desky, je kladen důraz na porovnání výpočetních modelů.

Klíčová slova: konstrukční řešení, vyhodnocení variant, konferenční sál, vylehčená monolitická deska

Abstract:

The aim of the thesis is to compare the design variants of the building with the conference hall and to design one selected variant. In brief all design solutions are presented including their advantages and disadvantages. The emphasis is placed on comparing calculation models for design of voided slab.

Keywords: Structural Design, Assessment, Conference Hall, In situ Voided Slab

Obsah

1	Úvod.....	9
2	Základní údaje objektu.....	10
2.1	Dispoziční řešení	10
2.2	Umístění konferenčního sálu.....	11
2.3	Technické řešení.....	12
2.4	Zatížení objektu.....	12
2.5	Materiálové řešení	12
3	Cíle	13
4	Konstrukční varianty	14
4.1	Masivní ŽB průvlaky v 2.NP	15
4.1.1	Rozšíření průřezu sloupů na 600x600 mm.....	16
4.1.2	Zkrácení rozpětí průvlaků	17
4.1.3	Rám s náběhy	18
4.1.4	Zhodnocení.....	19
4.2	ŽB průvlaky v 2.-4.NP	21
4.2.1	Statické řešení	21
4.2.2	Návrh stropní konstrukce	22
4.2.3	Návrh průvlaků.....	23
4.2.4	Zhodnocení.....	25
4.3	Spražené nosníky Deltabeam	26
4.3.1	Statické řešení	26
4.3.2	Návrh nosníků Deltabeam.....	27
4.3.3	Zhodnocení.....	28
4.4	Prefabrikované předpjaté dutinové stropní dílce.....	29
4.4.1	Statické řešení	29
4.4.2	Návrh stropní konstrukce	30
4.4.3	Návrh průvlaků.....	31
4.4.4	Pracovní postup	33
4.4.5	Zhodnocení.....	33
4.5	Vylehčená monolitická stropní deska	34
4.5.1	Statické řešení	34
4.5.2	Návrh stropní konstrukce	35
4.5.3	Pracovní postup	36
4.5.4	Zhodnocení.....	36
4.6	Konstrukce z předpjatého betonu	37
4.6.1	Průvlaky z předpjatého betonu v 2.NP.....	37
4.6.2	Konstrukce z předpjatého betonu na střeše a zavěšené sloupy	37
4.6.3	Zhodnocení.....	38
4.7	Porovnání variant	39

5	Návrh monolitické vylehčené desky.....	40
5.1	Výpočetní modely pro stanovení vnitřních sil	42
5.1.1	Prutový model	42
5.1.2	Deskový model.....	50
5.1.3	Porovnání výpočetních modelů	61
5.2	Návrh výztuže	62
5.2.1	Návrh ohybové výztuže.....	64
5.2.2	Návrh smykové výztuže	68
5.3	Posouzení MSP	71
5.3.1	Průhyb	71
5.3.2	Šířka trhlin.....	74
5.4	Posouzení podpůrných prvků	75
5.5	Zhodnocení.....	75
6	Závěr.....	77
	Seznam příloh	86
	Literatura	79
	Použité programy	80
	Seznam obrázků	81
	Seznam tabulek	85
	Seznam příloh	86
	Příloha č. 1	87
	Příloha č. 2	
	Příloha č. 3	

1 Úvod

Předmětem bakalářské práce je porovnání konstrukčních variant šestipodlažní administrativní budovy s konferenčním sálem v 1. a 2.NP. Navazuji na práci v rámci předmětu 133P02C Projekt 2.

V předchozím semestru jsem řešil konferenční sál návrhem masivních železobetonových průvlaků průřezu 600x1200 mm, které jsou podepřeny sloupy průřezu 400x400 mm – viz podkapitola 4.1.

Hlavním motivem pro výběr tématu bakalářské práce bylo řešení Projektu 2, ve kterém se mi podařilo navrhnout konstrukci splňující MSÚ, ale s problémy z hlediska MSP, konkrétně nadměrnými průhyby v 3.-4.NP v prostoru nad konferenčním sálem.

Ve druhé kapitole této práce je stručně představen řešený objekt, ve třetí kapitole jsou stanoveny cíle práce.

Ve čtvrté kapitole jsou popsány a porovnány různé možnosti řešení stropní konstrukce konferenčního sálu od monolitických železobetonových průvlaků, včetně předpjatých, přes vylehčenou monolitickou desku a prefabrikované dílce až po využití speciálních ocelových prvků.

V páté kapitole je rozpracována vybraná varianta konstrukčního řešení, vylehčená monolitická deska. Důraz je kladen na analýzu různých výpočetních modelů, jejich následné porovnání a zdůvodnění výběru zvoleného výpočetního modelu.

V šesté kapitole je obecný závěr pro danou problematiku i konkrétní závěr pro řešený objekt, zhodnocení dosažených výsledků a nastínění možností dalšího zkoumání.

V příloze práce je popis rámového výpočetního modelu a výkresy. Výkresová část obsahuje výkresy tvaru a skicy výztuže vylehčené desky.

2 Základní údaje objektu

Jedná se o novostavbu administrativní budovy s kanceláři v 1.-4.NP, konferenčním sálem se samostatným zázemím a vstupem v části 1.NP a 2.NP a parkovacími stáními v 2.PP a 1.PP. Objekt se nachází v Praze 4.

2.1 Dispoziční řešení

Půdorysné rozměry objektu jsou 30,7x30,7 m, úroveň 1.NP se nachází na úrovni upraveného terénu.

Vjezd do podzemních garáží je v 1.PP. Pohyb vozidel mezi 1.PP a 2.PP je umožněn výtahem pro automobily. Požadovaná průjezdná šířka byla ověřena normou ČSN 73 6058 (minimálně 6,0 m) i rozměry parkovacích stání (minimální šířka běžného stání 2,5 m, rozšíření krajního stání o 0,25 m; minimální šířka krajního stání pro invalidy 3,5 m; minimální délka všech stání 5,0 m). V 1.PP se nachází 20 parkovacích stání (včetně čtyř rozšířených parkovacích stání pro invalidy), v 2.PP je stejný počet parkovacích stání.

V 1.NP se nachází vstup do objektu, jednotlivé kanceláře, případně obchodní plochy a konferenční sál se samostatným vstupem a provozem odděleným od zbytku budovy. V 2.NP je v části plochy konferenční sál a ve zbylé části kanceláře. V 3.-4.NP se nacházejí kanceláře.

Střecha má dvě výškové úrovně. Nižší část je pochozí, určená k relaxaci zaměstnanců, přístupná schodištěm a výtahy. Vyšší úroveň (v rozsahu ztužujícího jádra) je střecha nepochozí.

Změny dispozice se tak dotkly pouze 1.NP a 2.NP. Požadavek na konferenční sál o minimální půdorysné ploše 120 m² byl splněn, požadavek na odpovídající světlou výšku místnosti vzhledem k půdorysným rozměrům také. Další výhodou tohoto návrhu je rozsáhlé zázemí (toalety, šatna, atrium) a galerie, kterou se podařilo umístit do konferenčního sálu.

2.3 Technické řešení

Objekt je založen na desce. Nosný systém budovy je skeletový doplněný ztužujícím jádrem uprostřed objektu. Stropní desky jsou ve většině objektu řešeny jako lokálně podepřené monolitické železobetonové tloušťky 240 mm, stropní desky v oblasti schodiště a oblastech dotčených konferenčním sálem jsou jednosměrně pnuté tloušťky 240 mm, jednosměrně pnutá deska galerie sálu je tloušťky 150 mm. Schodiště je řešeno jako železobetonové deskové monolitické dvouramenné s mezipodestou. Ztužení objektu je zajištěno železobetonovými stěnami ztužujícího jádra.

Konstrukční výška 2.PP a 1.PP je 3 000 mm, konstrukční výška 1.NP je 4 000 mm a konstrukční výška 2.-4.NP je 3 500 mm. V 4.NP v části ztužujícího jádra je odlišná konstrukční výška oproti zbylé části 4.NP a to 3 755 mm kvůli výstupu na pochozí střechnu.

2.4 Zatížení objektu

Níže jsou uvedeny charakteristické hodnoty zatížení.

- Zatížení vlastní tíhy: 25,0 kN/m³ (ŽB konstrukce)
- Zatížení od skladby podlahy: 1,83 kN/m²
- Zatížení od příček: 0,8 kN/m²
- Zatížení užité: 3,0 kN/m², respektive 5,0 kN/m² (oblast konferenčního sálu)

2.5 Materiálové řešení

Konstrukce je navržena ze železobetonu.

- Základy, suterénní stěny: železobetonové, beton C25/30 XC2 (CZ)-Cl 0,2-D_{max} 16-S3.
- Nosné stěny, sloupy, průvlaky a desky: železobetonové, beton C30/37 XC1 (CZ)-Cl 0,2-D_{max} 16-S3.
- Výztuž železobetonových konstrukcí: ocel B500B.

3 Cíle

Cílem bakalářské práce je porovnání konstrukčních variant objektu s konferenčním sálem ze statického hlediska, náročnosti provádění a dalších problémů, specifických pro každou variantu.

V průběhu práce byl zvolen ještě jeden cíl, a to analýza a porovnání různých výpočetních modelů pro zvolenou variantu, vylehčenou monolitickou desku, pro kterou bude proveden i návrh výztuže.

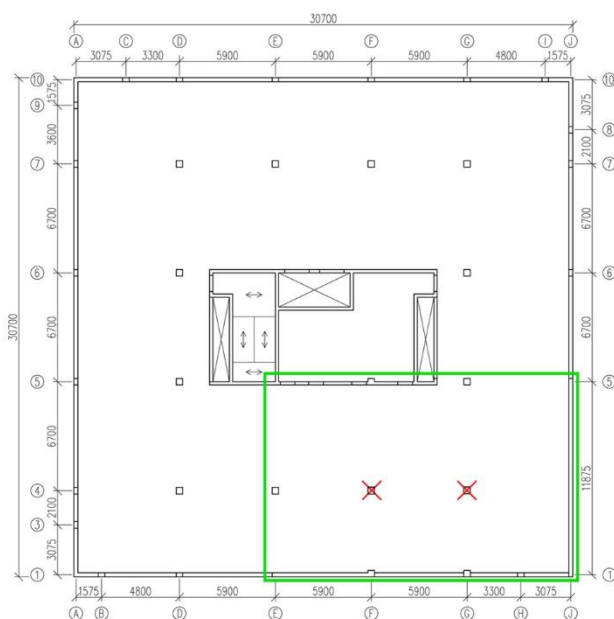
Kromě řešení konstrukce pro konkrétní objekt bylo mým cílem získání přehledu nad danou problematikou, prohloubení znalostí získaných při studiu a ověření jejich aplikace na nové problémy, se kterými jsem se dříve nesetkal.

Výstupem práce jsou výkresy a textová část s porovnáním jednotlivých variant, jejich výhod a nevýhod, analýza výpočetních modelů pro vylehčenou monolitickou desku a návrh výztuže. Jako podklad uvedených výstupů a závěrů jsou v příloze popsány výpočetní modely.

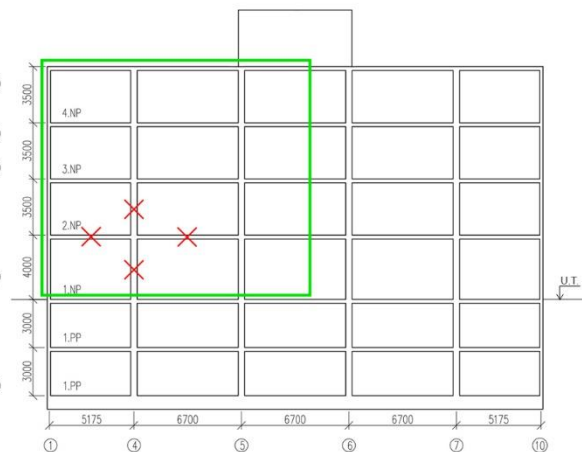
4 Konstrukční varianty

Konstrukční řešení respektuje dispoziční uspořádání objektu (viz podkapitola 2.1 a 2.2), ze kterého vychází nutnost odstranění nosných sloupů F4 a G4 v 1.-2.NP, a požadavek na volnou dispozici ve zbylé části budovy. V podkapitolách 4.1 – 4.6 jsou představeny různé možnosti lišící se statickým působením a technologií výstavby. U každé varianty je popsáno konstrukční řešení, její výhody a nevýhody.

Půdorys – strop 2.NP



Řez - osa G



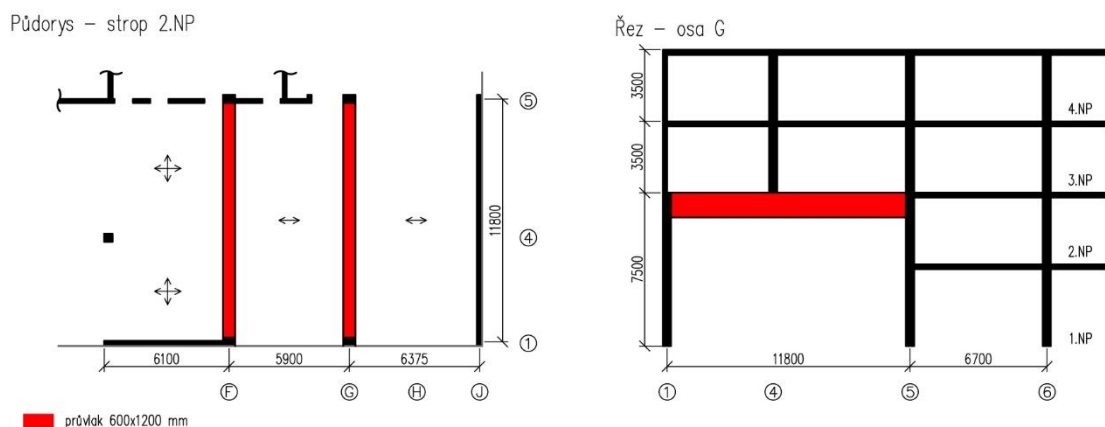
Obr. 4.1: Vyznačení řešené části objektu, půdorys a řez

Pro přehlednost jsou dále v textu obrázky statických schémat a průběhy vnitřních sil se zobrazením jen řešené části objektu, tedy oblasti konferenčního sálu.

Pro výpočet vnitřních sil byl u varianty 4.1 a 4.2 použit program Scia Engineer v17, konkrétně rámový model. Konstrukce byla namodelována pomocí prutových prvků, model v rozsahu os 1-6 v 1.-4.NP odpovídá vyznačené části objektu (řezu) výše. Návrhové kombinace zatížení odpovídají ČSN EN 1991-1-1. Výpočetní rámový model včetně zatížení je podrobněji popsán v příloze č. 1.

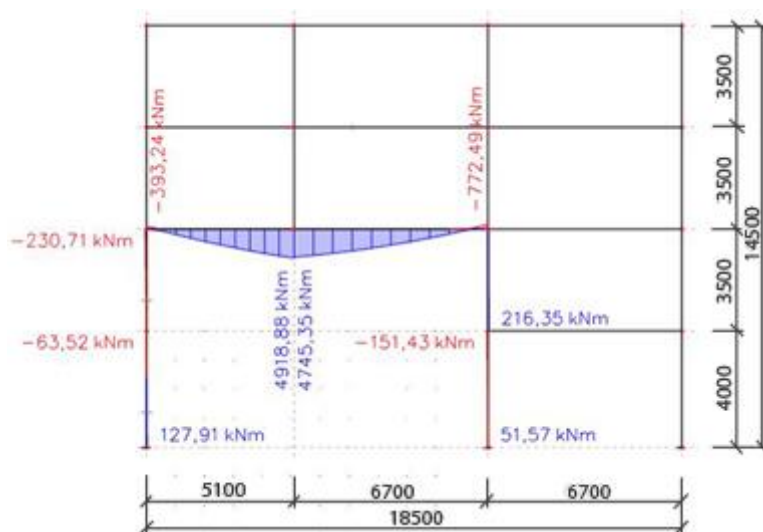
4.1 Masivní ŽB průvlaky v 2.NP

V předmětu 133P02C Projekt 2 jsem řešil absenci sloupů F4 a G4 v 1.-2.NP uprostřed dispozice konferenčního sálu pomocí dvojice masivních železobetonových průvlaků průřezu 600x1200 mm na rozpětí 11,8 m – viz obr. 4.2.



Obr. 4.2: Schématický půdorys a řez řešené části objektu

Důležitou roli v této variantě hrálo zatížení vlastní tíhou průvlaků, které výrazně zvyšovalo výsledný ohybový moment. Významným aspektem bylo také napojení masivních průvlaků na sloupy průřezu 400x400 mm, které neměly dostatečnou tuhost, aby přebraly výraznější část ohybového momentu průvlaku, a ten tak působil téměř jako prostý nosník.



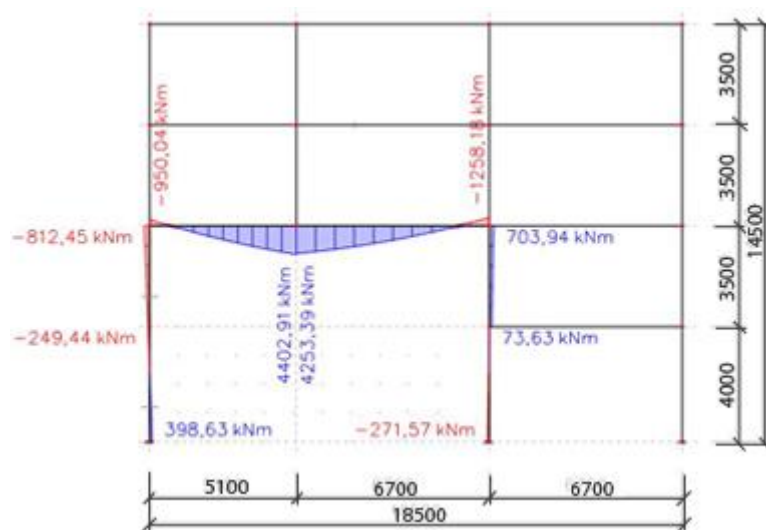
Obr. 4.3: Průběh ohybového momentu (M) na průvlaku 600x1200 mm a sloupech G1 a G5

Hlavním problémem návrhu byly stropní konstrukce ve vyšších podlažích (navrženy jako lokálně podepřená deska) v oblasti nad konferenčním sálem z hlediska MSP, konkrétně jejich průhyb. Z důvodu průhybu masivních průvlaků (pro které byla kritéria MSP splněna) došlo k poklesu sloupů F4 a G4 v 3.-4.NP, což mělo vliv na průhyb stropních desek v těchto podlažích.

4.1.1 Rozšíření průřezu sloupů na 600x600 mm

V dalším kroku jsem zvětšil průřez sloupů G1 a G5 (analogicky i sloupů F1 a F5) na 600x600 mm. Dle předpokladů přebraly nyní tužší sloupy větší část ohybového momentu, ohybový moment průvlaků v poli se zmenšil a nad podporami se zvětšil. Tato změna průřezů sloupů by si vyžádala drobnou změnu dispozice (kvůli zachování minimální průchozí šířky na chodbě v 2.-4.NP ovlivněné sloupem G5), jinak lze však říct, že se jedná o efektivní úpravu.

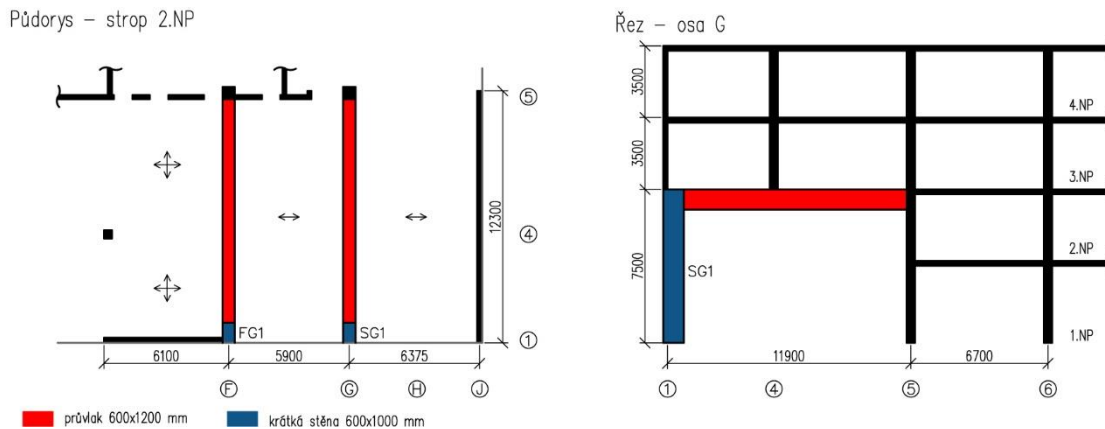
V případě optimalizace návrhu by bylo možné v dalších krocích zmenšit šířku průvlaků, a tím dále snížit zatížení vlastní tíhou a ohybový moment. Tuto změnu jsem již dále podrobněji neprověřoval, bylo by nutné ověřit vyztužení užšího průvlaků.



Obr. 4.4: Průběh ohybového momentu (M) na průvlaků průřezu 600x1200 mm a sloupech G1 a G5 průřezu 600x600 mm

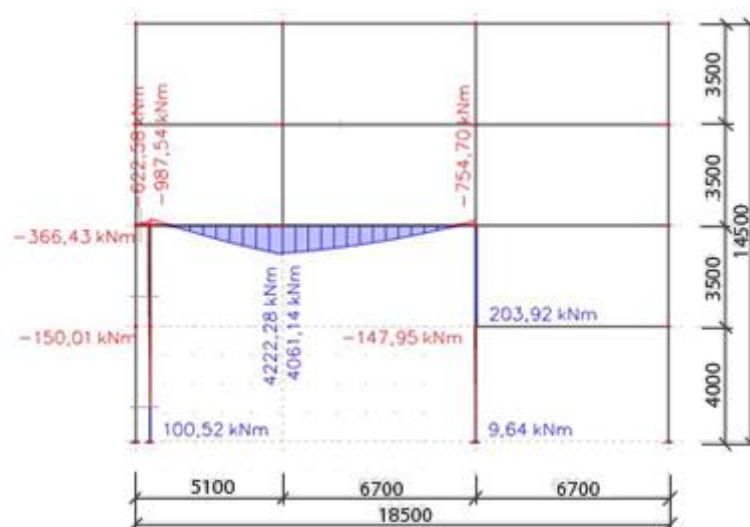
4.1.2 Zkrácení rozpětí průvlaků

Druhou možností, jak zmenšit ohybový moment na průvlacích, je zmenšení rozponu. Vzhledem k tomu, že se osa F a G nachází přesně na rozhraní parkovacích stání v 2.PP a 1.PP, je možné sloupy F1 a G1 v 2.-1.PP a v 1.-2.NP nahradit krátkými stěnami, aniž by byl snížen počet parkovacích stání. Byla zvolena stěna délky 1000 mm a šířky 400 mm.



Obr. 4.5: Schématický půdorys a řez řešené části objektu s krátkými stěnami SF1 a SG1

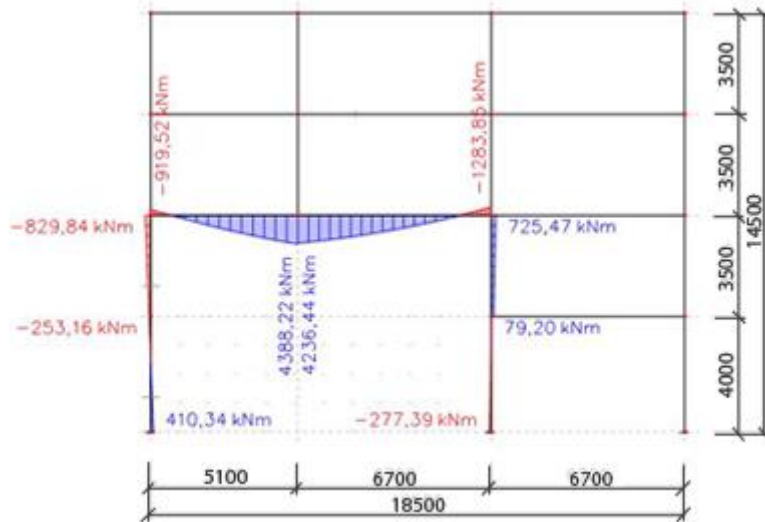
Toto řešení efektivně snižuje maximální hodnoty ohybových momentů průvlaků a stejně jako v předchozí variantě by bylo možné optimalizovat návrh zmenšením šířky průvlaků, tím zmenšit zatížení vlastní tíhou a ohybový moment. Na druhou stranu není toto řešení příliš vhodné z hlediska využití vnitřního prostoru. V podzemních podlažích krátké stěny nijak neomezují parkovací stání, avšak v 1.-2.NP snižují užitečnou plochu konferenčního sálu a z tohoto důvodu nepovažují řešení za vhodné.



Obr. 4.6: Průběh ohybového momentu (M) na průvlaku 600x1200 mm, krátké stěně SG1 a sloupu G5

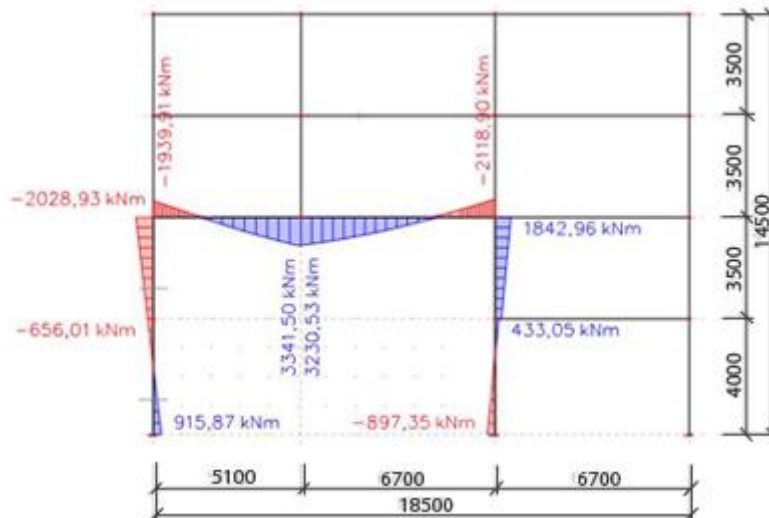
4.1.3 Rám s náběhy

Další možností, jak snížit velký ohybový moment na průvlaku v poli, je provedení náběhů. V místě napojení na sloup je průřez průvlaku 600x2400 mm, v délce 1200 mm se poté lineárně zmenšuje na konstantní průřez 600x1200 mm. Sloupy mají průřez 600x600 mm.



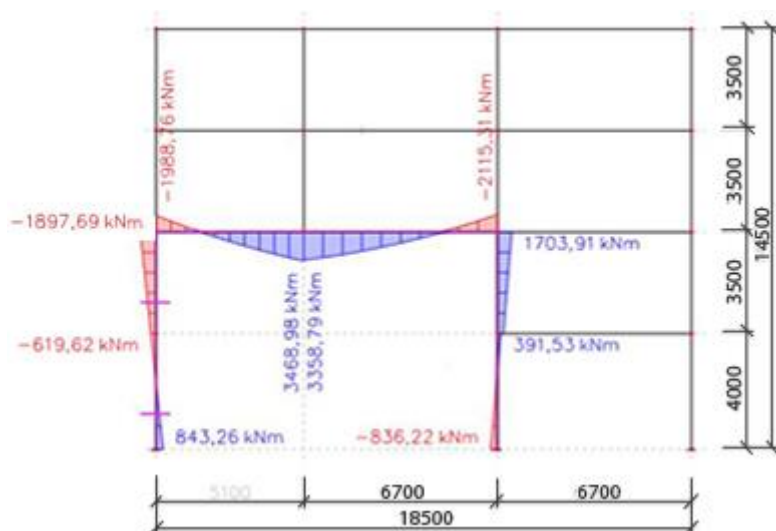
Obr. 4.7: Průběh ohybového momentu (M) na průvlaku průřezu 600x1200 mm s náběhy a sloupech G1 a G5

Z výsledků vyplývá, že ohybový moment v poli má stejnou hodnotu jako na průvlaku bez náběhu podepřeného sloupy stejného průřezu (podkapitola 4.1.1, respektive obr. 4.4). Provedl jsem další výpočet, ve kterém jsem zvětšil průřez sloupů na 600x1000 mm (větší rozměr ve směru rámu), náběhy jsem ponechal stejné.



Obr. 4.8: Průběh ohybového momentu (M) na průvlaku průřezu 600x1200 mm s náběhy a sloupech G1 a G5 průřezu 600x1000 mm

Po úpravě došlo podle očekávání ke zmenšení ohybové momentu v poli a nárůstu ohybového momentu v podporách a na sloupech. Pro ověření, zda mají náběhy nějaký vliv na přerozdělení momentů, jsem je odstranil a provedl výpočet bez nich.



Obr. 4.9: Průběh ohybového momentu (M) na průvlaku průřezu 600x1200 mm bez náběhů a sloupech G1 a G5 průřezu 600x1000 mm

Z výsledků vyplývá, že náběhy mají minimální vliv. V tabulce 4.1 níže lze přehledně vidět vliv náběhů na ohybový moment a průhyb průvlaků.

Tab. 4.1: Porovnání vlivu náběhů na ohybový moment (M) a pružný průhyb (w) průvlaku průřezu 600x1200 mm

Průřez sloupu [mm]	600x600	600x600	600x1000	600x1000
Náběh	Ano	Ne	Ano	Ne
M průvlak v poli [kNm]	4 388	4 403	3 342	3 469
M průvlak nad podporou [kNm]	1 284	1 258	2 119	2 115
M sloup [kNm]	830	812	2 029	1 898
w průvlak [mm]	11,8	11,9	7,7	8,1

4.1.4 Zhodnocení

Varianta masivních ŽB průvlaků v 2.NP má minimální vliv na konstrukční i dispoziční řešení ve zbylé části objektu, avšak je potřeba si uvědomit také určité nevýhody.

Hlavními nedostatky výchozího řešení, které jsem v Projektu 2 rozpracoval až k návrhu výztuže, bylo napojení masivních průvlaků průřezu 600x1200 mm do sloupů menšího průřezu

400x400 mm a průhyb průvlaků. V důsledku průhybu došlo k poklesu sloupů F4 a G4 ve vyšších podlažích, což dále zapříčinilo nárůst průhybu stropních desek 3.NP a 4.NP a vedlo k problému splnění MSP z hlediska průhybu těchto desek.

Z výše uvedených možností, jak nedostatky odstranit, se jako nejvhodnější ukázalo zvětšení průřezu sloupů na 600x600 mm. Tato varianta měla minimální vliv na dispozici, byly odstraněny problémy s napojením masivnějšího průvlaku na subtilnější sloup a snížil se průhyb průvlaku. Ten lze dále omezit výztuží v tlačené oblasti, delší dobou ošetřování a pozdějším odbedněním. Z hlediska návaznosti na kompletační konstrukce lze průhyb dále zmenšit provedením podlah do roviny po odbednění průvlaku.

Zkrácení rozpětí krátkými ŽB stěnami v podzemních podlažích a prostoru konferenčního sálu nevedlo k příliš výraznému zmenšení ohybové momentu a průhybu, navíc se snížila využitelnost konferenčního sálu a z tohoto důvodu se toto řešení nejeví jako vhodné.

Provedení náběhů na průvlacích nevedlo k očekávaným statickým účinkům, kdy se ohybový moment a průhyb téměř nezměnil.

Tab. 4.2: Porovnání ohybových momentů (M) a pružných průhybů (w) výše uvedených variant

Varianta	Původní	4.1.1	4.1.2	4.1.3
M průvlak v poli [kNm]	4 919	4 403	4 222	4 338
M průvlak nad podporou [kNm]	772	1 258	988	1 284
M sloup [kNm]	231	812	366	830
w průvlak [mm] (pružný průhyb)	15,0	11,9	11,7	11,8

Jako nejvhodnější návrh se po zvážení všech výhod a nevýhod jeví průvlaky průřezu 600x1200 mm podepřených sloupy průřezu 600x600 mm. Jedná se o efektivní úpravu bez významných nepříznivých důsledků na dispozici oproti původnímu návrhu. Přesto je i nadále průhyb průvlaků, a tedy i pokles sloupů F4 a G4 ve vyšších podlažích, významný a může být rozhodující z hlediska MSP stropních desek 3.-4.NP.

Celkově lze konstatovat, že varianta s ŽB masivními průvlakami v 2.NP je výhodná především z hlediska návaznosti na další část objektu, náročnosti výstavby a ceny.

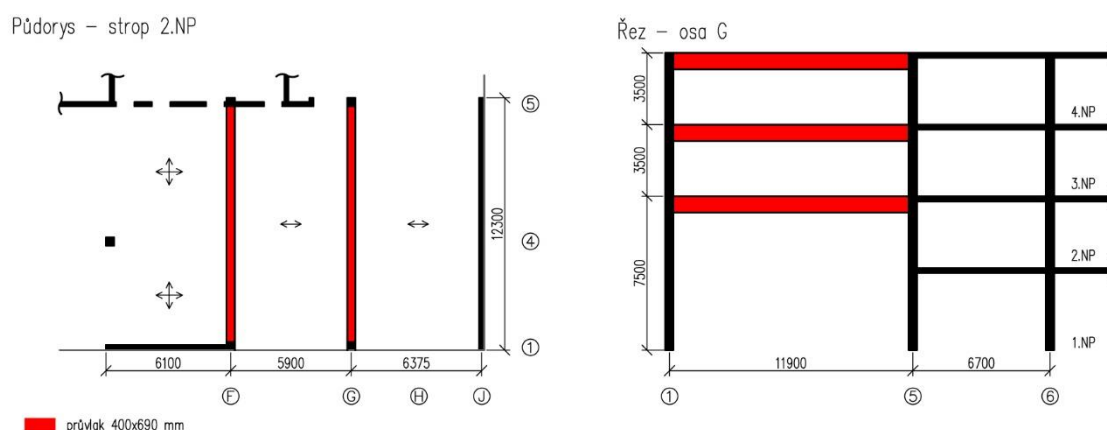
Tab. 4.3: Porovnání výhod a nevýhod masivních ŽB průvlaků v 2.NP

Výhody	Nevýhody
Minimální vliv na zbylou část objektu	Pokles sloupů F4 a G4 v 3.-4.NP
Kompatibilita technologie	⇒ nadměrný průhyb stropních desek
Nenáročnost provádění	v 3.-4.NP (problém z hlediska MSP)
	Snížení světlé výšky konferenčního sálu

4.2 ŽB průvlaký v 2.-4.NP

V podkapitole 4.1 bylo prokázáno, že varianta s ŽB masivními průvlaký v 2.NP je proveditelná. Alternativní řešení spočívá ve vyjmutí sloupů F4 a G4 též v 3.-4.NP. To odstraní problém s poklesem těchto sloupů a výrazně sníží zatížení na průvlak, který tak bude možné navrhnout subtilnější. Na druhou stranu budou stejné průvlaký muset být i v 3.-4.NP.

Rozhodující pro vhodnost tohoto řešení je výška průvlaků, aby byla zachována volná dispozice ve vyšších podlažích. Minimální světlá výška kancelářských pracovišť s plochou do 50 m² je 2,7 m podle ČSN 73 5305. Vzhledem ke konstrukční výšce 3500 mm a výšce skladby podlah 110 mm, je maximální vhodná výška průvlaků 690 mm. V případě vyšších průvlaků by bylo potřeba konzultovat s investorem, zda je přijatelné splnění pouze podchozí výšky v prostorách kanceláří pod průvlaký.



Obr. 4.10: Schématický půdorys a řez řešené části objektu s průvlaký průřezu 400x690 mm v 2.-4.NP

4.2.1 Statické řešení

Jak bylo popsáno již výše, princip této varianty vychází ze snížení zatížení odstraněním sloupů zatěžujících průvlaký zhruba v polovině rozpětí a zopakování průvlaků ve vyšších

podlažích. Rozhodující pro vhodnost tohoto řešení je výška průřezu, aby byla zachována volná dispozice ve vyšších podlažích.

Sloupy podporující průvlaky mohou při uvedeném řešení zůstat nezměněného průřezu 400x400 mm, protože se do nich nebudou napojovat masivnější prvky.

Předpokladem k možnosti navrhnout dostatečně nízké průvlaky je malé zatížení průvlaků od stropní konstrukce. Z tohoto důvodu bylo provedeno porovnání pro tři varianty stropní konstrukce v této oblasti: monolitickou plnou deskou, vylehčenou monolitickou deskou a prefabrikované dutinové panely Spiroll.

4.2.2 Návrh stropní konstrukce

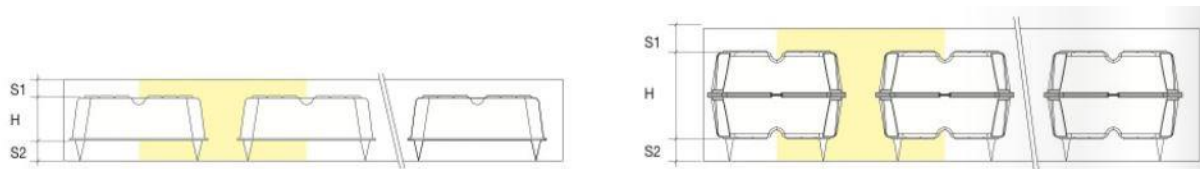
Monolitická plná deska je navržena empiricky:

$$h = \frac{L}{30} = \frac{6\,375}{30} = 212,5 \text{ mm}$$

Navrhuji desku tl. 240 mm.

$$g_{0,k} = h \times m' = 0,24 \times 25 = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

Vylehčená monolitická deska je předběžně navržena podle podkladů výrobce U-Boot:



Square mesh clearance	Thickness of the proposed slab with overload 500 kg/m ²	S1	H U-Boot	S2	Lightened slab inertia*	Full slab inertia	Percentage loss of stiffness	Equivalent percentage loss of height	Lightened slab weight	Full slab weight	Weight savings
		cm	cm	cm	cm ⁴ /m	cm ⁴ /m	%	%	kg/m ²	kg/m ²	%
7	26	5	16	5	122.364	146.467	16	5,85	482,6	650,0	26
8	30	7	16	7	200.897	225.000	11	3,73	582,6	750,0	22
9	34	5	24	5	246.063	327.533	25	9,12	596,2	850,0	30
10	36	10	16	10	364.697	388.800	6	2,14	732,6	900,0	19
11	38	7	24	7	375.796	457.267	18	6,36	696,2	950,0	27
12	42	5	32	5	429.513	617.400	30	11,43	715,2	1050,0	32
12	44	10	24	10	628.396	709.867	11	4,02	846,2	1100,0	23
12	46	7	32	7	623.247	811.133	23	8,44	815,2	1150,0	29
13	50	5	40	5	673.542	1.041.667	35	13,56	828,8	1250,0	34
14	52	10	32	10	983.847	1.171.733	16	5,70	965,2	1300,0	26
14	54	7	40	7	944.075	1.312.200	28	10,43	928,8	1350,0	31
15	58	5	48	5	989.345	1.625.933	39	15,30	942,4	1450,0	35
15	60	10	40	10	1.431.875	1.800.000	20	7,38	1.078,8	1500,0	28
16	62	7	48	7	1.349.478	1.986.067	32	12,13	1.042,4	1550,0	33
18	68	10	48	10	1.983.678	2.620.267	54	8,90	1.192,4	1700,0	30

Obr. 4.11: Tabulka pro předběžný návrh vylehčené monolitické desky systému U-Boot [zdroj: daliform.com]

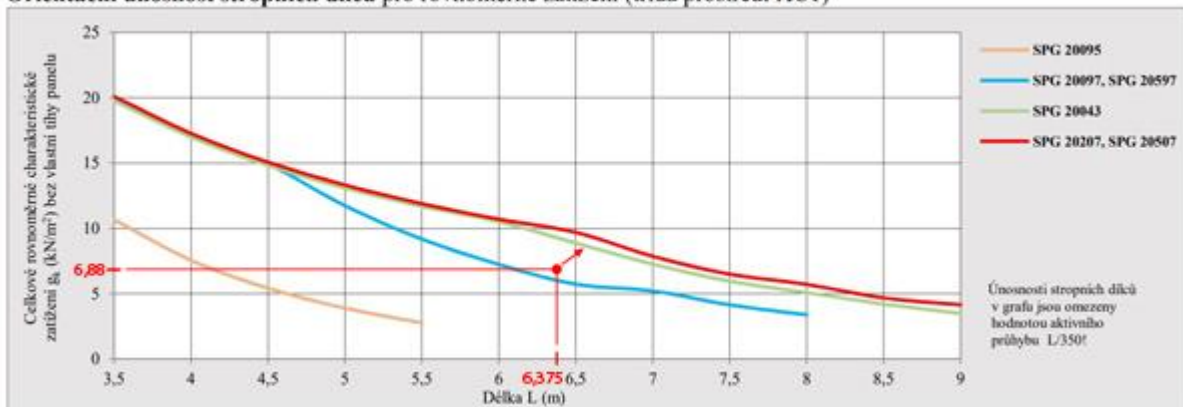
Navrhuji vylehčenou monolitickou desku tl. 260 mm.

$$g_{0,k} = 4,83 \text{ kN/m}^2$$

Prefabrikované předpjaté dutinové panely Spiroll jsou navrženy podle podkladů výrobce Goldbeck (omezení průhybu hodnotou $L/350$):

- $L = 6,375 \text{ m}$
- $g_k = g_{\text{nabetonávka}} + g_{\text{podlaha}} + g_{\text{příčky}} + q_k = 0,05 \times 25 + 1,83 + 0,8 + 3 = 6,88 \text{ kN/m}^2$

Orientační únosnost stropních dílců pro rovnoměrné zatížení (třída prostředí XC1)



Obr. 4.12: Graf pro návrh panelů Spiroll tl. 200 mm (výrobce Goldbeck) dle rozpětí a zatížení [zdroj: stropsystem.cz]

Navrhuji dutinové panely Spiroll tl. 200 mm.

$$g_{0,k} = g_{\text{spiroll}} + g_{\text{nabetonávka}} = 2,7 + 1,25 = 3,95 \text{ kN/m}^2$$

4.2.3 Návrh průvlaků

Navrženy průvlaky výšky $h_p=690 \text{ mm}$ a šířky $b_p=400 \text{ mm}$.

Statické ověření průvlaků z hlediska ohybu:

Návrhové zatížení průvlaků:

$$\begin{aligned} f_d &= \gamma_g \times [(g_{0,k} + g_{\text{podlaha}} + g_{\text{příčky}}) \times B + (h_p \times b_p \times 25)] + \gamma_q \times (q_k \times B) = \\ &= 1,35 \times [(g_{0,k} + 1,83 + 0,8) \times 6,15 + (0,69 \times 0,4 \times 25)] + \\ &\quad + 1,5 \times (3 \times 6,15) = 58,83 + 1,35 \times g_{0,k} \times 6,15 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Max. návrhový moment a průhyb průvlaků:

Výpočet v programu Scia Engineer v17 (rámový model, konstrukce namodelována pomocí prutových prvků, model v rozsahu os 1-6 v 1.-4.NP, návrhové kombinace zatížení podle ČSN EN 1991-1-1).

Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ :

- Poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}}$
 \Rightarrow poměrná výška tlačené oblasti: ξ ... z tabulek
 $d = h_p - c - \emptyset - \emptyset_t = 690 - 30 - 20 - \frac{10}{2} = 635 \text{ mm}$
- Potřebná plocha výztuže: $A_{s,rqd} = \frac{0,8 \times b \times d \times \xi \times f_{cd}}{f_{yd}}$
- Orientační stupeň vyztužení: $\rho = \frac{A_{s,rqd}}{b \times d}$

Tab. 4.4: Porovnání průvlaků z hlediska ohybu pro tři varianty stropní konstrukce

Stropní konstrukce	d [mm]	f_a [kN/m]	M_{Ed} [kNm]	w [mm]	μ [-]	ξ [-]	A_{s,rqd} [mm ²]	ρ [%]
Plná deska	635	108,6	1 119	25,3	0,347	0,558	5 213	2,05
Vylehčená deska	635	98,9	1 022	22,6	0,317	0,494	4 615	1,82
Spirolly	635	91,6	949	20,6	0,294	0,448	4 185	1,65

Statické ověření průvlaků z hlediska smyku:

Přibližně stanovená posouvající síla:

Výpočet v programu Scia Engineer v17.

Únosnost tlačené diagonály:

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

Tab. 4.5: Porovnání průvlaků z hlediska smyku pro tři varianty stropní konstrukce

Stropní konstrukce	L [m]	V_{Ed,max} [kN]	z = 0,9 × d [mm]	cotθ [-]	V_{Rd,max} [kN]
Plná deska	11,8	657	580	1,5	1 130
Vylehčená deska	11,8	599	580	1,5	1 130
Spirolly	11,8	555	580	1,5	1 130

Ověření ohybové štíhlosti průvlaků:

Součinitelé zjednodušeně: $\kappa_{c1} = \kappa_{c2} = \kappa_{c3} = 1,0$

$$\lambda = \frac{L}{d} = \frac{11\,800}{635} = 18,6 \not\leq \lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab} = 1 \times 1 \times 1 \times 14 = 14$$

NEVYHOVUJE

⇒ Ověření z hlediska ohybu a smyku prokázalo, že je možné průvlaky navrhnout (stupeň vyztužení $\rho \approx 1,5-2\%$). Průvlaky nesplňují podmínku ověření ohybové štíhlosti, bylo by potřeba podrobněji ověřit požadavky MSP, respektive lépe zvýšit výšku průvlaků.

4.2.4 Zhodnocení

Varianta s ŽB průvlaky ve 2.-4.NP odstraňuje největší nedostatek předchozí varianty masivních ŽB průvlaků ve 2.NP, a to nadměrný průhyb stropních desek ve 3.-4.NP v důsledku poklesu sloupů F4 a G4 v těchto podlažích.

Průvlaky průřezu 400x690 mm nesplňují podmínku ověření ohybové štíhlosti, bylo by proto potřeba podrobněji ověřit požadavky MSP. Z hlediska ohybu a smyku bylo prokázáno, že je průvlaky možné navrhnout. Vhodnější ze statického hlediska by byly vyšší průvlaky.

Monolitická plná deska je nejjednodušší z hlediska náročnosti provádění a také kompatibility se zbylou částí objektu. Přestože dojde k významnému zvětšení ohybových momentů a průhybů, tak průvlaky stále splňují podmínku maximálního průhybu z hlediska MSP a podle předběžného ověření je možné je vyztužit.

Vylehčená monolitická stropní konstrukce není na malé rozpony příliš efektivní a nepřináší významné snížení vlastní hmotnosti (v tomto případě pouze o 20 %). Nedostatek této varianty, větší náročnost provádění oproti monolitické plné desce, zůstává.

Dutinové stropní dílce Spiroll výrazněji snižují vlastní hmotnost stropní konstrukce (o 33 %), snižují ohybové momenty průvlaků a jejich průhyby. Nevýhodou použití prefabrikovaných stropních panelů je větší náročnost provádění a potřeba provedení průvlaků s ozuby, na které budou stropní dílce uloženy.

Jednoznačně výhodné by bylo zvýšení průřezu průvlaku, což by vedlo ke splnění podmínky ohybové štíhlosti a také k výraznému snížení průhybů. Při této úpravě by byla splněna pouze podchozí výška v prostorách kanceláří pod průvlaky. V tom případě by bylo potřeba konzultovat s investorem, zda je to přijatelné. Nevýhodou je také nerovný podhled (deska s průvlaky) v oblasti nad konferenčním sálem.

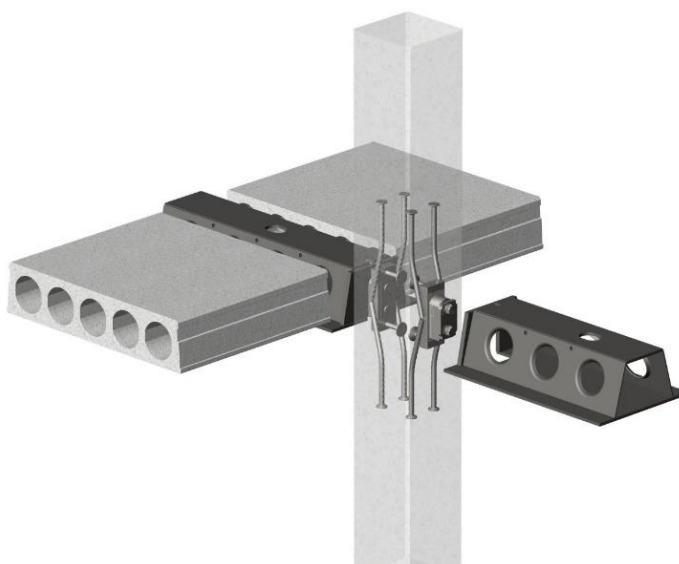
Tab. 4.6: Porovnání výhod a nevýhod ŽB průvlaků v 2.-4.NP

Výhody	Nevýhody
Splnění MSP (průhyb)	Průvlakly nesplňují podmínku ohyb. štíhlosti ⇒ podrobnější ověření požadavků MSP, nebo vyšší průvlakly
Kompatibilita technologie	
Náročnost provádění	
	Snížení podchozí výšky v 3.-4.NP
	Nerovný podhled

4.3 Spřažené nosníky Deltabeam

Největším problémem varianty 4.2 je malá výška průřezu, což mělo za následek nesplnění podmínky ohybové štíhlosti a poměrně velký průhyb. K odstranění těchto nedostatků jsem se rozhodl prověřit možnost použití spřažených nosníků Deltabeam od firmy Peikko místo monolitických ŽB průvlaků v 2.-4.NP.

Z důvodu potřeby snížit co nejvíce zatížení nosníků, aby je bylo možné použít na velké rozpětí 11,8 m, jsem prověřil pouze variantu se stropní konstrukcí z prefabrikovaných panelů Spiroll.

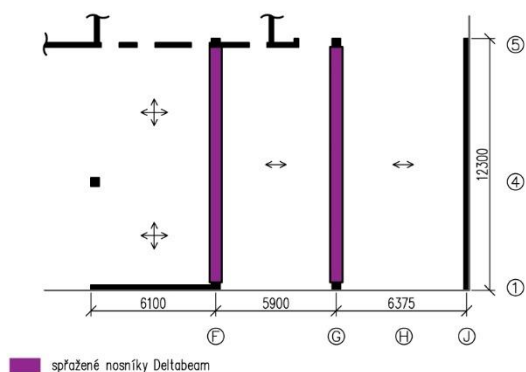


Obr. 4.13: Zavěšení nosníků Deltabeam na ŽB sloupy pomocí zabetonovaných ocelových konzol PCs [zdroj: peikko.sk]

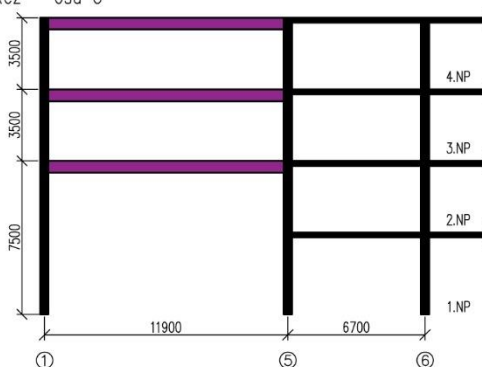
4.3.1 Statické řešení

Statické řešení je stejné jako u varianty 4.2. Nosníky Deltabeam jsou podepřeny ŽB sloupy průřezu 400x400 mm, ve kterých jsou zabetonovány PCs konzoly od společnosti Peikko pro zavěšení nosníků. Stropní konstrukce se skládá z prefabrikovaných dutinových dílců Spiroll tloušťky 200 mm a nabetonávky tloušťky 50 mm.

Půdorys – strop 2.NP



Řez – osa G



Obr. 4.14: Schématický půdorys a řez řešené části objektu se spřaženými nosníky Deltabeam v 2.-4.NP

4.3.2 Návrh nosníků Deltabeam

Návrh nosníků Deltabeam je proveden podle podkladů výrobce dle zatížení a rozpětí nosníků.

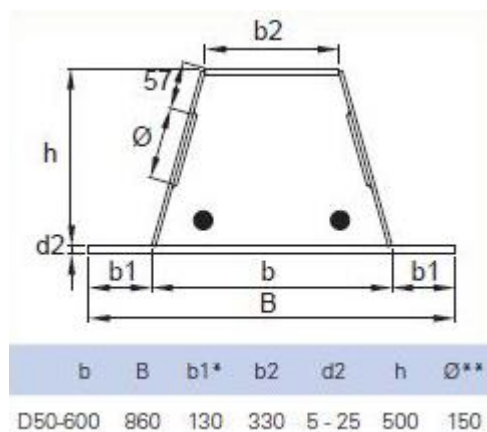
Návrhové zatížení nosníků Deltabeam (v ose F – nejvíce zatížených):

$$\begin{aligned}
 f_d &= \gamma_g \times [(g_{0,k} + g_{podlaha} + g_{příčky}) \times B] + \gamma_q \times (q_k \times B) = \\
 &= 1,35 \times [(0,5 \times 3,95 + 0,5 \times 6) + 1,83 + 0,8] \times 5,9 + \\
 &+ 1,5 \times (3 \times 5,9) = 87,2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Není souhlas ke zveřejnění.

Obr. 4.15: Graf pro předběžný návrh nosníků Deltabeam dle zatížení a rozpětí [zdroj: peikko.com]

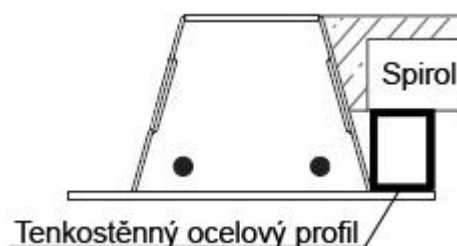
Danému zatížení a rozpětí vyhovuje pouze nosník D50-600, rozměry na obrázku 4.16 níže.



Obr. 4.16: Rozměry navrženého nosníku Deltabeam v mm [zdroj: peikko.com]

4.3.3 Zhodnocení

Byla prokázána možnost použití spřažených nosníků Deltabeam, je nutné použít nosník výšky 500 mm. V důsledku toho, že jsou jako stropní prvky použity dutinové dílce Spiroll tl. 200 mm, které se ukládají na spodní líc nosníků Deltabeam, vzniká problém rozdílné výškové úrovně nosníků (500 mm) a stropní konstrukce (250 mm včetně nabetonávky). Z tohoto důvodu je třeba upravit nosníky Deltabeam například navařením ocelových tenkostěnných profilů tak, aby horní hrana nabetonávky panelů Spiroll lícovala s horní hranou nosníků.



Obr. 4.17: Schématická znázornění úpravy nosníků Deltabeam pro vyrovnání výškové úrovně

Nepodařilo se tedy docílit rovného podhledu. Světlá výška pod průvlaky je dostatečná (2,89 m > 2,7 m), zároveň je průhyb nosníků Deltabeam eliminovaný nadvýšením při výrobě.

Tab. 4.7: Porovnání výhod a nevýhod spřažených nosníků Deltabeam

Výhody	Nevýhody
Statically účinné	Náročnost provádění
Redukce průhybu nosníků Deltabeam	Nerovný podhled
Dostatečná světlá výška	

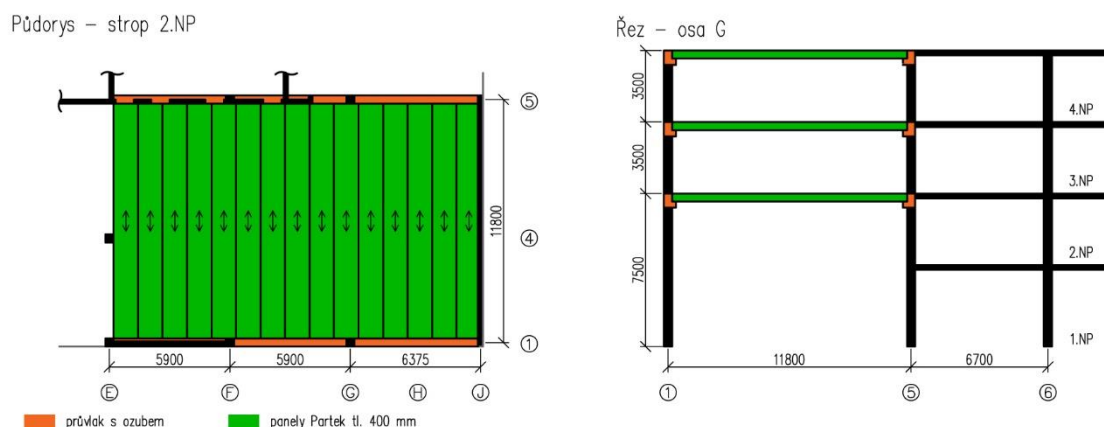
4.4 Prefabrikované předpjaté dutinové stropní dílce

Předpjaté dutinové stropní panely Spiroll nebo Partek jsou často používané pro stropní konstrukce na větší rozpony. Panely jsou vylehčené podélnými dutinami a výztuž tvoří předpjatá ocelová lana. Panely se vyrábí ve standardní skladebné šířce 1 200 mm s výškou od 150 mm do 500 mm. Výšku panelu, počet a průměr lan předpínací výztuže určuje zatížení a délka dílce.

Pro zadaný objekt jsem se v rámci této práce rozhodl prefabrikované panely navrhnout pouze do oblasti konferenčního sálu a zbylou část objektu ponechat konstrukčně nezměněnou, tedy monolitické ŽB konstrukce. Při konečném návrhu by mohlo být výhodnější navrhnout celý objekt jako prefabrikovaný skelet.

4.4.1 Statické řešení

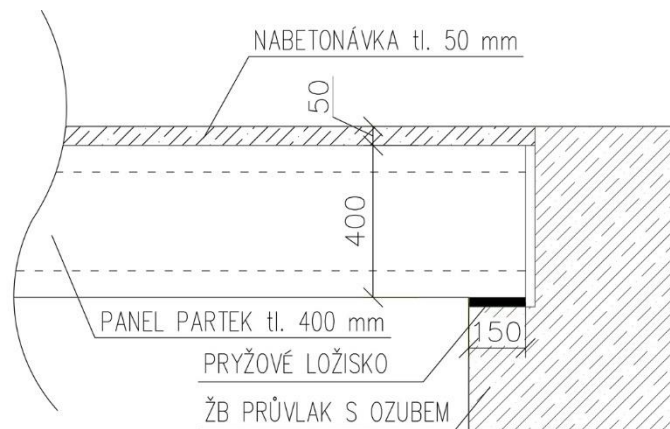
Pro zadaný objekt je v této variantě nutné odstranit sloupy F4 a G4 ve všech podlažích a použít předpjaté dutinové stropní dílce. Z toho vyplývá nutnost použít předpjaté stropní panely ve 2.-4.NP. Výhodou tohoto řešení ze statického hlediska je odstranění bodové síly vnášené sloupy F4 a G4. Stropní konstrukce z prefabrikovaných panelů je pak zatížena pouze plošným zatížením a není nutné provádět žádné složité a komplikované výpočty, zda konstrukce vyhoví MSÚ a MSP.



Obr. 4.18: Schématický půdorys a řez řešené části objektu s prefabrikovanými předpjatými panely

Panely jsou uloženy po celé délce minimálně 150 mm na průvlaky, respektive stěnu ztužujícího jádra. Z tohoto důvodu je potřeba navrhnout průvlaky s ozubem a také konzolu ze stěny ztužujícího jádra. V místě styčnicků průvlak-sloup jsou sloupy opatřeny konzolkami,

případně zabetonovanými ocelovými deskami, aby byly stropní panely uloženy kontinuálně po celé své délce.



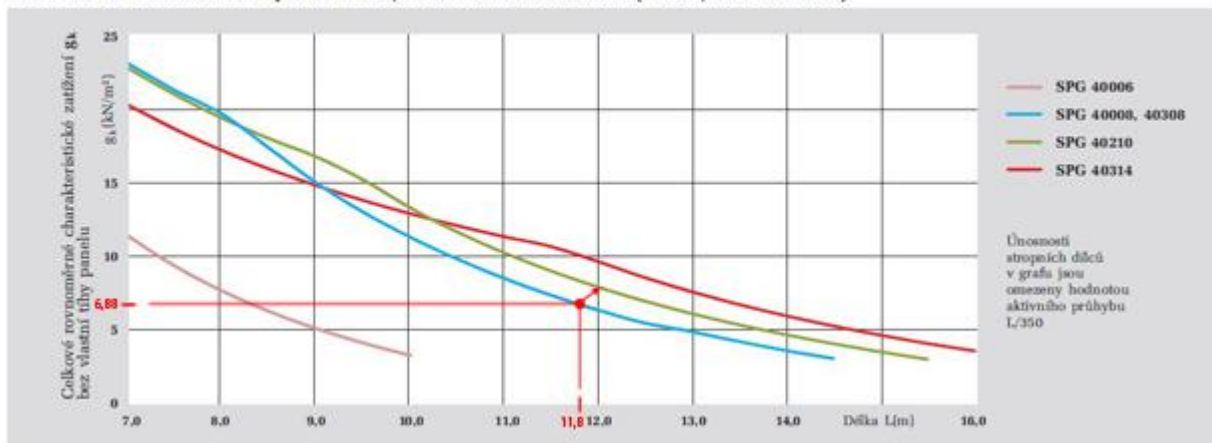
Obr. 4.19: Schématické znázornění uložení prefabrikovaných stropních dílců

4.4.2 Návrh stropní konstrukce

Prefabrikované předpjaté dutinové panely Partek jsou navrženy dle podkladů výrobce Goldbeck (omezení průhybu hodnotou $L/350$):

- $L=11,8$ m
- $g_k = g_{\text{nabetonávka}} + g_{\text{podlaha}} + g_{\text{příčky}} + q_k = 0,05 \times 25 + 1,83 + 0,8 + 3 = 6,88 \text{ kN/m}^2$

Orientační únosnost stropních dílců pro rovnoměrné zatížení [třída prostředí XC1]



Obr. 4.20: Graf pro návrh panelů Partek tl. 400 mm (výrobce Goldbeck) dle rozpětí a zatížení [zdroj: stropssystem.cz]

Navrhují prefabrikované panely Partek tl. 400 mm.

$$g_{0,k} = g_{\text{spirroly}} + g_{\text{nabetonávka}} = 4,75 + 1,25 = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

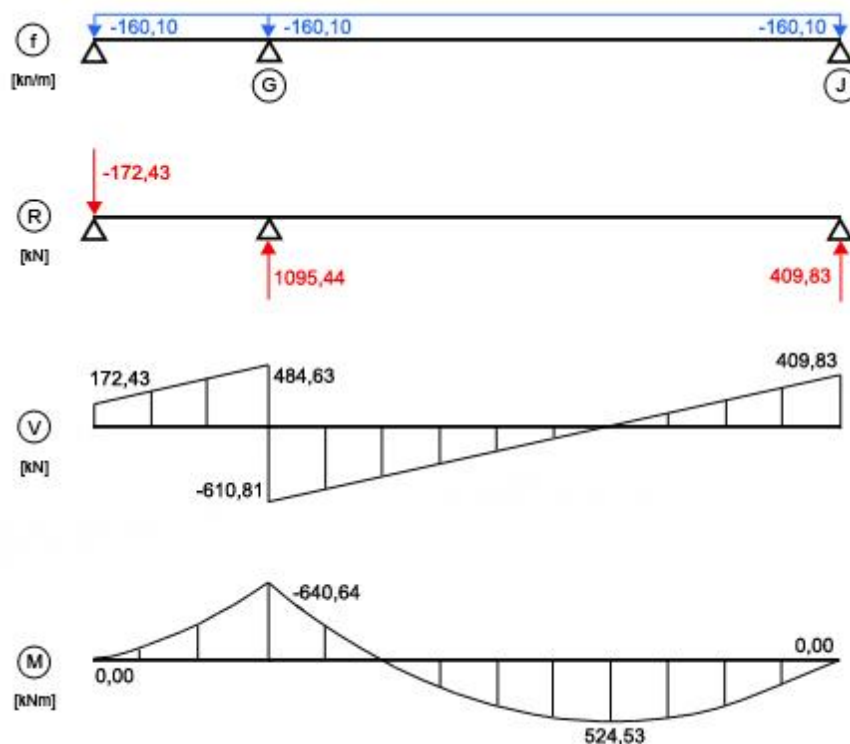
4.4.3 Návrh průvlaků

Navrhují průvlaky výšky $h_p=790$ mm a šířky $b_p=400$ mm (ozub v předběžném návrhu zanedbán, ozub 0,15x0,34 m má zanedbatelnou vlastní tíhu pouze 1,3 kN/m). Ověření bylo provedeno pro nejvíce zatížený průvlak mezi sloupy G5 a J5.

Statické ověření průvlaků z hlediska ohybu:

Návrhové zatížení průvlaků:

$$\begin{aligned} f_d &= \gamma_g \times [(g_{0,k} + g_{podlaha} + g_{příčky}) \times B + (g_{plná,k} + g_{podlaha} + g_{příčky}) \times B + \\ &+ (h_p \times b_p \times 25)] + \gamma_q \times (q_k \times B) = 1,35 \times [6,0 + 1,83 + 0,8) \times \frac{11,8}{2} + \\ &+ (0,24 \times 25 + 1,83 + 0,8) \times \frac{6,7}{2} + (0,79 \times 0,4 \times 25)] + 1,5 \times (3 \times (\frac{11,8}{2} + \frac{6,7}{2})) = \\ &= 160,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$



Obr. 4.21: Statické schéma a výpočet vnitřních sil v programu LinPro27

Max. návrhový moment průvlaků: $M_{Ed} = 640,7 \text{ kNm}$

Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ :

- Poměrný ohybový moment: $\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}}$
 \Rightarrow poměrná výška tlačené oblasti: ξ ... z tabulek
 $d = h_p - c - \emptyset - \emptyset_t = 790 - 30 - 20 - \frac{10}{2} = 735 \text{ mm}$
- Potřebná plocha výztuže: $A_{s,rqd} = \frac{0,8 \times b \times d \times \xi \times f_{cd}}{f_{yd}}$
- Orientační stupeň vyztužení: $\rho = \frac{A_{s,rqd}}{b \times d}$

Tab. 4.8: Porovnání tří variant stropní konstrukce z hlediska ohybu

Průvlak	d [mm]	f _d [kN/m]	M _{Ed} [kNm]	μ [-]	ξ [-]	A _{s,rqd} [mm ²]	ρ [%]
Mezi sloupy G5 – J5	735	160,1	6402	0,148	0,201	2 174	0,74

Statické ověření průvlaků z hlediska smyku:

Přibližně stanovená posouvající síla: $V_{Ed} = 610,8 \text{ kN}$

Únosnost tlačené diagonály:

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

Tab. 4.9: Porovnání tří variant stropní konstrukce z hlediska smyku

Průvlak	L [m]	V _{Ed,max} [kN]	z = 0,9 × d [mm]	cotθ [-]	V _{Rd,max} [kN]
Plná deska	6,375	610,8	661	1,5	1 288

Ověření ohybové štíhlosti průvlaků:

Součinitel bezpečně: $\kappa_{c1} = \kappa_{c2} = \kappa_{c3} = 1,0$

$$\lambda = \frac{L}{d} = \frac{6\,375}{735} = 8,7 \not\leq \lambda_d = \kappa_{c1} \times \kappa_{c2} \times \kappa_{c3} \times \lambda_{d,tab} = 1 \times 1 \times 1 \times 18 = 18$$

VYHOVUJE

\Rightarrow **Návržený průvlak vyhovuje. V dalším kroku by bylo potřeba navrhnout ozub a jeho výztuž (například užitím modelu náhradní příhradoviny).**

4.4.4 Pracovní postup

Výhodou této varianty je rychlost výstavby. Položení panelů trvá pouze několik hodin, vložení výztuže do spár a zmonolitnění je také poměrně rychlé. Panely nejsou opatřeny žádnými montážními úchyty, manipulace s nimi je možná pomocí montážních kleští. Při montáži není potřeba panely podpírat, jsou okamžitě pochozí a po betonáži také únosné. Zabetonování spár mezi dílci je doporučeno co nejdříve po montáži, lokální zatížení panelů například stavebním materiálem se doporučuje až po získání 70% pevnosti, tedy po 3 – 4 dnech. Před provedením povrchové úpravy je nutné provrtat neprůchozí odvodňovací otvory, aby došlo k odvodu zbytkové vody z dutin. Poté je na panely nanesena stěrka, případně se nainstaluje sádkartonový nebo kazetový podhled.

4.4.5 Zhodnocení

Předpjaté dutinové dílce jsou oblíbeným řešením pro stropní konstrukce na velký rozpon především z důvodu ceny a rychlé a jednoduché montáže. Navržené řešení s předpjatými panely Partek tl. 400 mm je efektivní. Prefabrikované stropní dílce splňují MSÚ a MSP, především zde není žádný problém s překročením maximálního přípustného průhybu.

Náročnější a kritickou částí návrhu této varianty tak jsou podpůrné konstrukce, průvlaky, sloupy a ŽB stěny. Jak bylo uvedeno výše, průvlaky je potřeba navrhnout s ozuby pro uložení panelů, z toho důvodu nebude docíleno rovného podhledu. Průvlaky také dále snižují světlostou výšku, nicméně se nacházejí po obvodu budovy, případně ztužujícího jádra, a tak je z tohoto pohledu problémové pouze místo v ose 5 mezi ztužujícím jádrem a osou J.

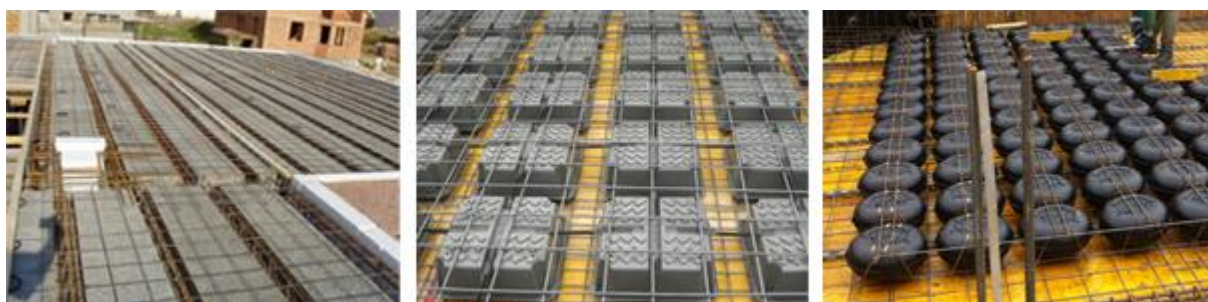
Tato varianta je podobná variantě 4.2 s použitím dílců Spiroll s tím rozdílem, že jsou průvlaky umístěny ve vhodnější poloze, kde nenarušují světlostou výšku a rovný podhled (kromě průvlaku v ose 5).

Tab. 4.10: Porovnání výhod a nevýhod prefabrikovaných předpjatých dutinových panelů

Výhody	Nevýhody
Rychlost výstavby	Uložení na průvlaky s ozuby
Nenáročnost provádění	Nerovný podhled
Volná dispozice	

4.5 Vylehčená monolitická stropní deska

Monolitická stropní deska vylehčená prvky ztraceného bednění je staticky výhodná a lze ji použít na velké rozpory. Plné desky na velké rozpětí ztrácejí vlivem nárůstu vlastní hmotnosti efektivitu, vložením tvarovek ztraceného bednění do desky se odstraní beton bez nosné funkce a dojde ke snížení hmotnosti. Vznikne tak žebírkový strop s rovným podhledem, který může být buď s žebírky v jednom směru (např. systém od firmy VELOX, systém U-Boot od firmy Daliform), nebo s žebírky v obou směrech (např. systém U-Boot a Cobiax). Po obvodu desky a v místech uložení se deska nevylehčuje, aby byl zajištěn přenos smykových sil.



Obr. 4.22: Systémy vylehčené monolitické desky: VELOX, U-Boot, Cobiax [zdroj: velox.at; cobiax.com; daliform.com]

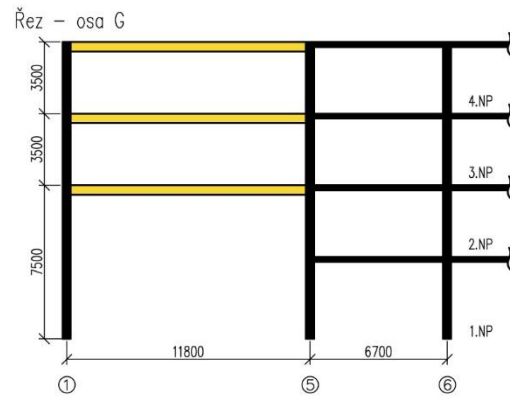
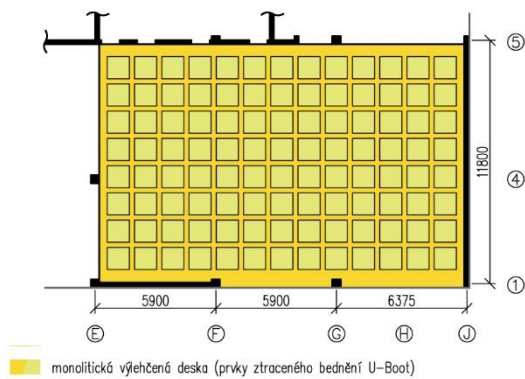
Vylehčená monolitická stropní deska je hospodárná z hlediska úspory materiálu až o 35 % a snížení zatížení podpůrných konstrukcí a základů. Má také lepší protipožární a akustické vlastnosti než plná deska a umožňuje provádět konstrukce na velké rozpory (až 20 m).

Mezi nevýhody patří vyšší konstrukční výška stropní konstrukce a náročnost provádění. Náročnější je také betonáž, kdy je potřeba zajistit dostatečné probetonování spodní desky pod bedničkami. Velkou výhodou je maximální možné otevření dispozice, prostor není narušen podpůrnými prvky svislými (sloupy, stěny) ani horizontálními (průvlaky).

4.5.1 Statické řešení

Pro použití vylehčené monolitické stropní desky je nutné vyloučit vysoké lokální zatížení (z hlediska spolehlivosti v protlačení). V případě zadaného objektu je tak potřeba odstranit sloupy F4 a G4 ve vyšších podlažích, z čehož vyplývá použití vylehčené desky nejen v 2.NP, ale také v 3.-4.NP. Z důvodu odstranění průvlatku mezi sloupy F1 a F5 je potřeba rozšířit vylehčenou monolitickou stropní desku mezi osami E a J.

Půdorys – strop 2.NP



Obr. 4.23: Schématický půdorys a řez řešené části objektu s vylehčenou monolitickou deskou (systém U-Boot)

4.5.2 Návrh stropní konstrukce

Vylehčená monolitická deska je předběžně navržena podle podkladů výrobce U-Boot:

Square mesh clearance	Thickness of the proposed slab with overload 500 kg/m ²	S1	H U-Boot	S2	Lightened slab inertia*	Full slab inertia	Percentage loss of stiffness	Equivalent percentage loss of height	Lightened slab weight	Full slab weight	Weight savings
		cm	cm	cm	cm ⁴ /m	cm ⁴ /m	%	%	kg/m ²	kg/m ²	%
7	26	5	16	5	122.364	146.467	16	5,85	482,6	650,0	26
8	30	7	16	7	200.897	225.000	11	3,73	582,6	750,0	22
9	34	5	24	5	246.063	327.533	25	9,12	596,2	850,0	30
10	36	10	16	10	364.697	388.800	6	2,14	732,6	900,0	19
11	38	7	24	7	375.796	457.267	18	6,36	696,2	950,0	27
12	42	5	32	5	429.513	617.400	30	11,43	715,2	1050,0	32
12	44	10	24	10	628.396	709.867	11	4,02	846,2	1100,0	23
12	46	7	32	7	623.247	811.133	23	8,44	815,2	1150,0	29
13	50	5	40	5	673.542	1.041.667	35	13,56	828,8	1250,0	34
14	52	10	32	10	983.847	1.171.733	16	5,70	965,2	1300,0	26
14	54	7	40	7	944.075	1.312.200	28	10,43	928,8	1350,0	31
15	58	5	48	5	989.345	1.625.933	39	15,30	942,4	1450,0	35
15	60	10	40	10	1.431.875	1.800.000	20	7,38	1.078,8	1500,0	28
16	62	7	48	7	1.349.478	1.986.067	32	12,13	1.042,4	1550,0	33
18	68	10	48	10	1.983.678	2.620.267	54	8,90	1.192,4	1700,0	30

Obr. 4.24: Tabulka pro předběžný návrh vylehčené monolitické desky systému U-Boot [zdroj: daliform.com]

Navrhuji vylehčenou monolitickou stropní desku tl. 460 mm.

$$g_{0,k} = 8,2 \text{ kN/m}^2$$

4.5.3 Pracovní postup

Nejprve je potřeba provést bednění, na které se na distanční podložky vloží výztuž spodní desky. Poté se na nožičky do bednění vloží prvky ztraceného bednění (je možné je propojit systémovými rozpěrami, a tím stabilizovat jejich polohu), doplní se výztuž žebírek a horní desky. Následně se provede betonáž spodní desky. Je potřeba použít beton o vhodné konzistenci (dostatečně tekutý), aby zcela vyplnil spodní desku. Až poté se provede betonáž žebírek a horní desky.

Alternativně je možné použít prefabrikované filigránové stropní panely jako spodní desku. To může být výhodné z hlediska provádění, kdy není nutné provádět bednění, pokládku spodní výztuže a výztuže žebírek (je již součástí filigránové desky).

4.5.4 Zhodnocení

Vylehčená monolitická stropní deska je staticky velice účinná na větší rozpon a uvolňuje v maximální možné míře vnitřní dispozici. Nevýhodou je vyšší konstrukční výška stropu, ale je docíleno rovného podhledu bez rušivých průvlaků a světlá výška je dostatečná (2,93 m > 2,7 m).

Další výhody a nevýhody vylehčené monolitické desky jsou bodově uvedeny níže v tabulce. Z konstrukčního pohledu je nutné zmínit ještě kompatibilitu monolitické vylehčené desky v prostoru konferenčního sálu se zbylou částí objektu, která je rovněž monolitická.

Z výše uvedených důvodů považuji vylehčenou monolitickou deskou za vhodnou variantu, jejíž výhody jednoznačně převyšují nevýhody. V neposlední řadě je odstraněn problém nesplnění MSP z hlediska maximálního povoleného průhybu stropních desek 3.-4.NP, což byl prvotní motiv pro téma této práce.

Tab. 4.11: Porovnání výhod a nevýhod vylehčené monolitické desky

Výhody	Nevýhody
Staticky účinné	Vyšší tloušťka stropní konstrukce
Rovný podhled	Náročnost provádění
Protipožární a akustické vlastnosti	

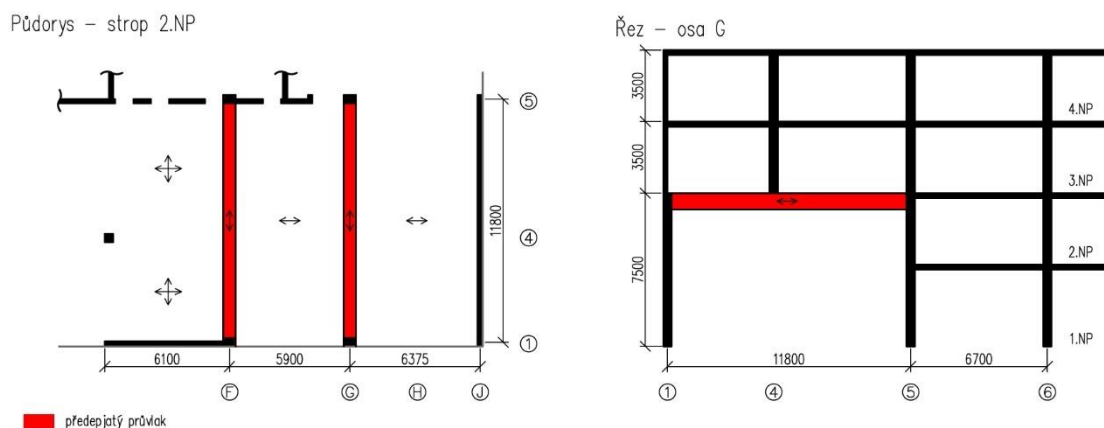
4.6 Konstrukce z předpjatého betonu

Dalším možným řešením je aplikace předpjatého betonu, což vede k efektivnějšímu využití materiálu a možnosti navrhovat subtilnější konstrukce. Níže jsou předloženy dvě možné konstrukční varianty využívající předpjatý beton.

4.6.1 Průvlaky z předpjatého betonu v 2.NP

První možností je nahrazení masivních ŽB průvlaků v 2.NP průvlaky z předpjatého betonu. Předpoklad je, že průhyb předpjatého průvlaku bude menší. Podrobným výpočtem by bylo potřeba ověřit, zda průhyb průvlaku bude dostatečně malý, aby pokles sloupů F4 a G4 v 3.-4.NP neovlivnil průhyb stropních konstrukcí v těchto podlažích nad maximální přípustnou hodnotu z hlediska MSP.

Případně by bylo možné při aplikaci předpjatého betonu navrhnout průvlaky nižší a tím zvětšit světlou výšku konferenčního sálu.



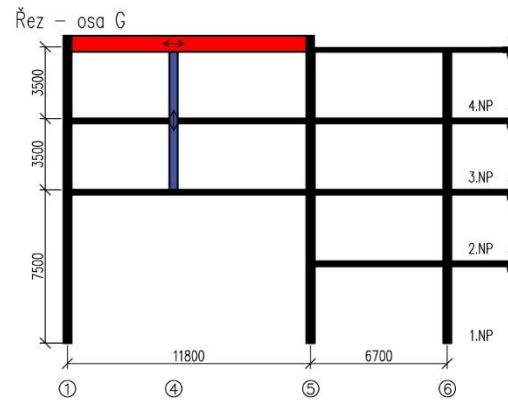
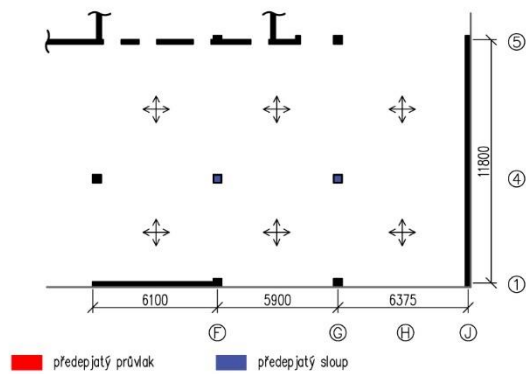
Obr. 4.25: Schématický půdorys a řez řešené části objektu s předpjatými průvlaky v 2.NP

4.6.2 Konstrukce z předpjatého betonu na střeše a zavěšené sloupy

Druhou možností je provedení předpjatých průvlaků ve 4.NP (v úrovni nižší pochozí střechy) v kombinaci s předpjatými sloupy F4 a G4 ve 3.-4.NP. Tato varianta odstraňuje problém se splněním MSP z hlediska nadměrného průhybu stropních konstrukcí ve vyšších podlažích.

Nevýhodou je konstrukce předpjatých průvlaků ve střešní rovině. Dojde tak k omezení využitelnosti pochozí střechy a problémům s provedením kompletačních konstrukcí střechy.

Půdorys – strop 2.NP



Obr. 4.26: Schématický půdorys a řez řešené části objektu s předpjatými prvky ve střešní rovině a předepjatými sloupy

4.6.3 Zhodnocení

Obě výše uvedené varianty využívající konstrukce z předpjatého betonu jsou zde uvedeny pouze jako možnosti. Pro posouzení, zda se jedná o vhodné řešení, by bylo potřeba provést nezbytné výpočty.

Takto lze jen konstatovat, že se jedná o výhodné řešení především z hlediska vnitřní dispozice a omezení průhybů kritických konstrukcí. Zakomponování předpjatých prvků na druhou stranu vnáší do monolitických ŽB konstrukcí přídavné napětí. Tento aspekt by mohl být kritický pro užití předpjatých prvků.

4.7 Porovnání variant

V předešlém textu bylo popsáno šest variant konstrukčního řešení zadaného objektu s konferenčním sálem. Jednotlivé varianty se liší statickým působením, použitou technologií a zásahy do vnitřní dispozice. Každá varianta má specifické výhody i nevýhody.

Přestože vzhledem k množství kritérií je obtížné stanovit jednu nejvýhodnější možnost, rozhodl jsem se v páté kapitole, věnované návrhu jedné vybrané konstrukční varianty, zaměřit na vylehčenou monolitickou desku s prvky ztraceného bednění od společnosti U-Boot. Vylehčená deska je na velké rozpony staticky efektivní, umožňuje maximální uvolnění dispozice a z konstrukčního hlediska má minimální negativní dopady.

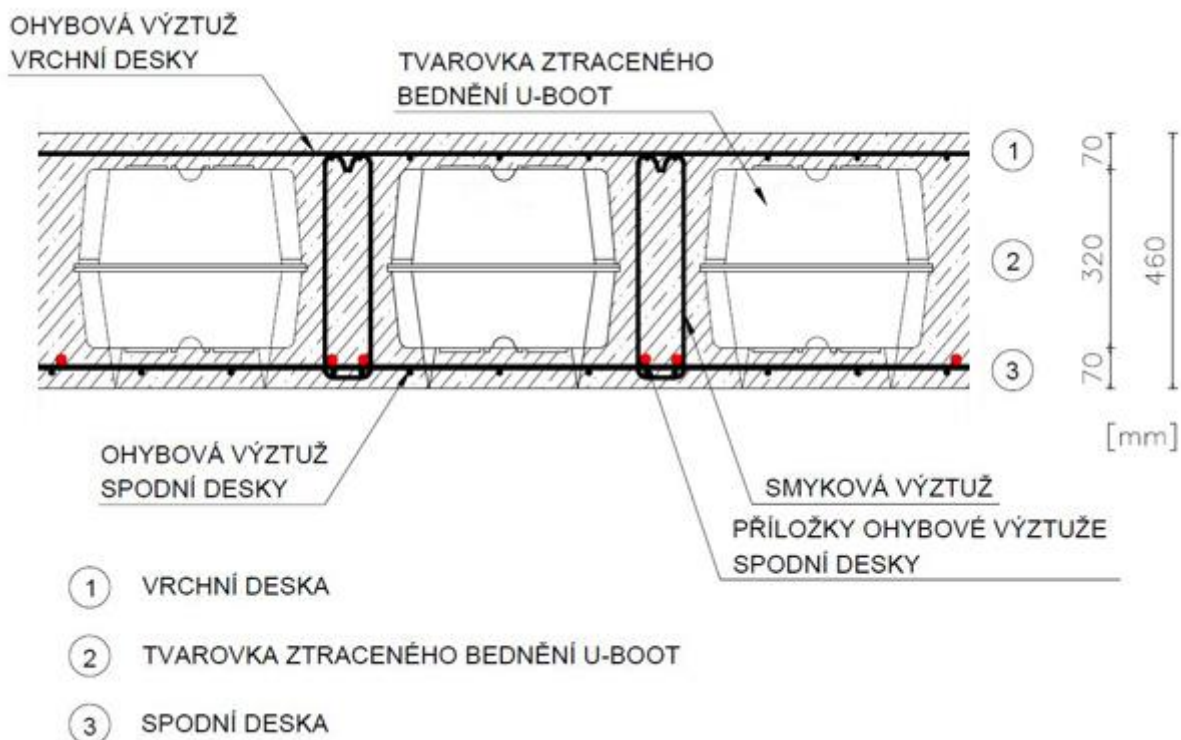
V tabulce níže je krátká a přehledná rekapitulace jednotlivých konstrukčních variant, jejich výhody a nevýhody.

Tab. 4.12: Přehledné porovnání všech variant

Varianta	Výhody	Nevýhody
4.1 masivní ŽB průvlaky v 2.NP - průvlaky 600x1200 mm - sloupy 600x600 mm	- minimální zásah do konstrukčního systému - nenáročnost provádění	- pokles sloupů F4 a G4 v 3.-4.NP ⇒ průhyb stropních desek (MSP)
4.2 ŽB průvlaky v 2.-4.NP - průvlaky 400x690 mm - sloupy 400x400 mm	- odstraněn problém poklesu sloupů F4 a G4 - nenáročnost provádění	- nutno podrobně ověřit průvlaky z hlediska MSP - nerovný podhled
4.3 spřažené nosníky Deltabeam - nosník Deltabeam D50-600 (výška 500 mm)	- dostatečná světlá výška - eliminace průhybů nosníků (navýšení z výr.)	- nerovný podhled - náročnost provádění (nutná úprava nosníků)
4.4 prefabrikované panely - předpjaté dutinové panely Partek tl. 400 mm	- rychlost výstavby - nenáročnost provádění - volná dispozice	- uložení na průvlaky s ozuby - nerovný podhled
4.5 monolitická vylehčená deska - deska tl. 460 mm (70+320+70), systém U-Boot	- rovný podhled - protipož. a akust. vlast. - volná dispozice	- vyšší tloušťka stropní konstrukce - náročnost provádění
4.6 předpjaté průvlaky - ploché průvlaky v 2.NP / průvlaky na střeše + tažené sloupy	- efektivnější využití materiálu - nezměněná dispozice	- vnášení přídavných vnitřních sil - náročnější výpočty

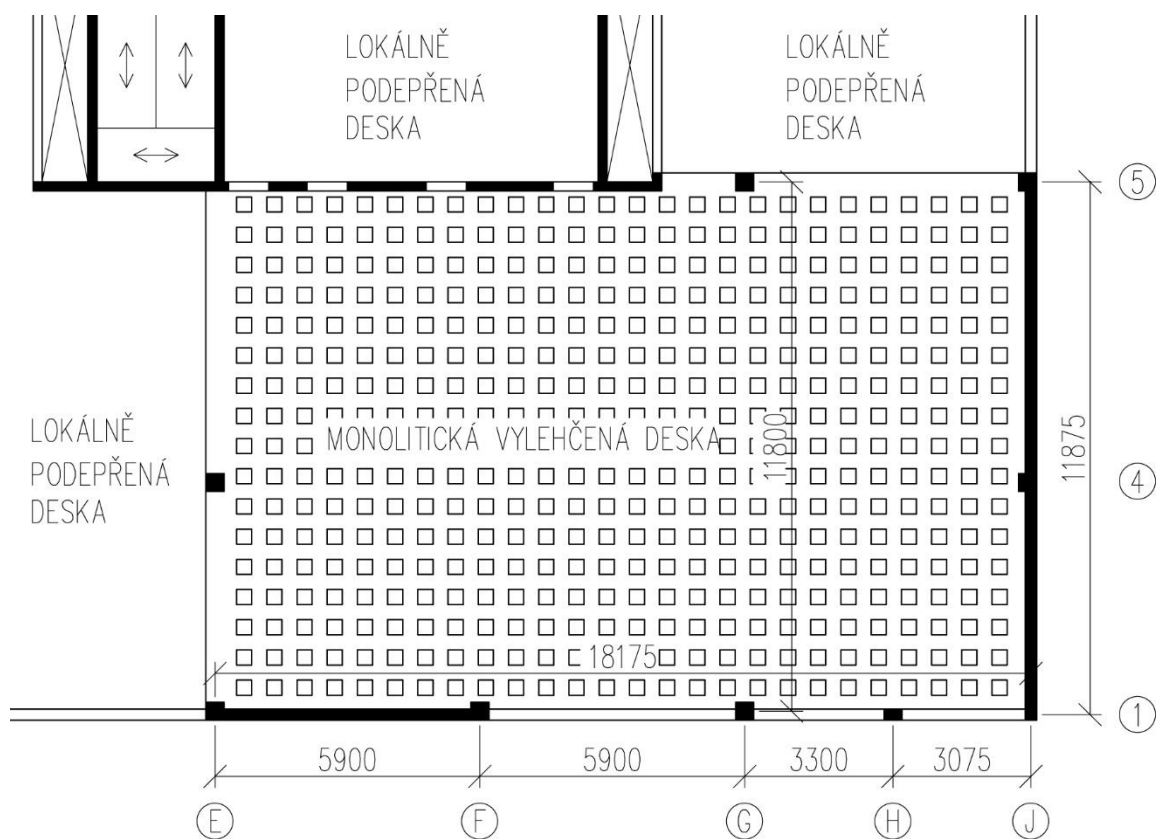
5 Návrh monolitické vylehčené desky

Na základě výsledků analýzy možných konstrukčních řešení (kapitola 4) jsem se rozhodl rozpracovat návrh monolitické vylehčené desky. Podle podkladů výrobce jsem v podkapitole 4.5 navrhl desku tloušťky 460 mm – tvarovky ztraceného bednění výšky 320 mm, dolní a horní deska tloušťky 70 mm, šířka žebér 120 mm.



Obr. 5.1: Schématický řez části vylehčené monolitické desky [zdroj: daliform.com + upraveno]

Stanovení vnitřních sil vylehčené monolitické desky a návrh výztuže je provedeno pro stropní desku 2.NP. V případě realizace objektu by bylo nezbytné navrhnout samostatně i stropní desku pro 3. a 4.NP, které se mírně liší podepřením po obvodu budovy.

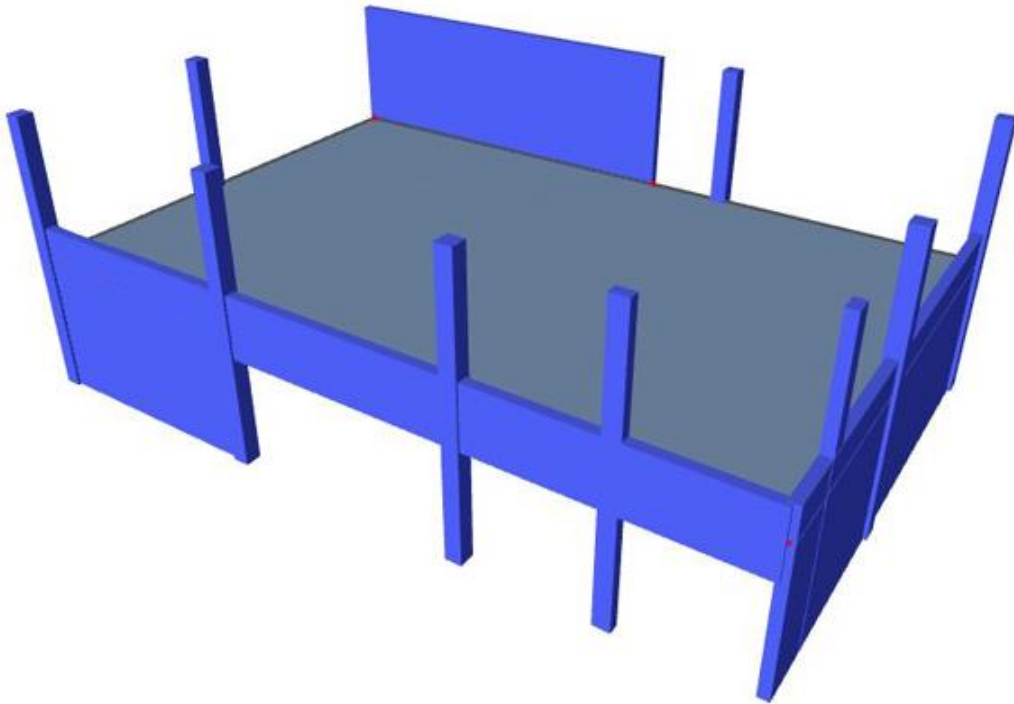


Obr. 5.2: Schématický půdorys vylehčené monolitické desky (strop 2.NP)

Program Scia Engineer do verze v16 umožňoval výpočet vylehčené monolitické desky. Ve verzi v17 není tento výpočet podporovaný. V předchozích verzích byl výpočet možný pouze s tvarovkami tvaru koule. Z tohoto důvodu není výpočet použitelný v případě aplikace jiných tvarovek, například U-Boot od firmy Daliform, které mají čtvercový půdorys.

Rozhodl jsem se proto porovnat různé výpočetní modely pro stanovení vnitřních. V podkapitole 5.1 jsou porovnány různé prutové a deskové modely, které se dále liší různými parametry. Výpočetní modely, jejich výhody a nevýhody jsou popsány v příslušné podkapitole.

Návrh výztuže je proveden v softwaru firmy Daliform, výrobce systému bednicích tvarovek ztraceného bednění U-Boot. Posouzení MSÚ je provedeno ručně na základě porovnání návrhových vnitřních sil stanovených v programu Scia Engineer v17 a únosnosti konstrukce vypočtené v softwaru firmy Daliform. Posouzení MSP, průhybu a šířky trhlin, je provedeno v programu Scia Engineer v17 na deskovém výpočetním modelu a doplněno ručním výpočtem.



Obr. 5.3: 3D pohled na vylehčenou monolitickou desku včetně podpor (strop 2.NP)

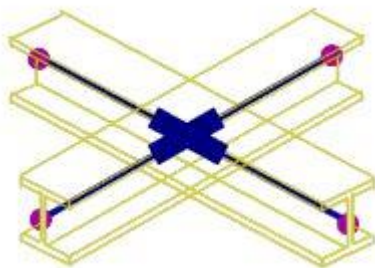
5.1 Výpočetní modely pro stanovení vnitřních sil

Jak bylo uvedeno, program Scia Engineer ve verzi v17 neumožňuje provádět analýzu vylehčené monolitické desky. Ve verzi v16 bylo možné modelovat vylehčenou desku pouze při použití předem definovaných tvarovek tvaru koule. V této kapitole jsou představeny náhradní výpočetní modely pro stanovení vnitřních sil.

Výpočetní modely jsou zvoleny tak, aby co nejvíce odpovídaly skutečnému chování konstrukce. Modely jsou stručně popsány a komentovány. Důraz je kladen především na porovnání výsledků vnitřních sil, možnosti ověření MSÚ a MSP a rychlosti vytvoření modelu a provedení výpočtů.

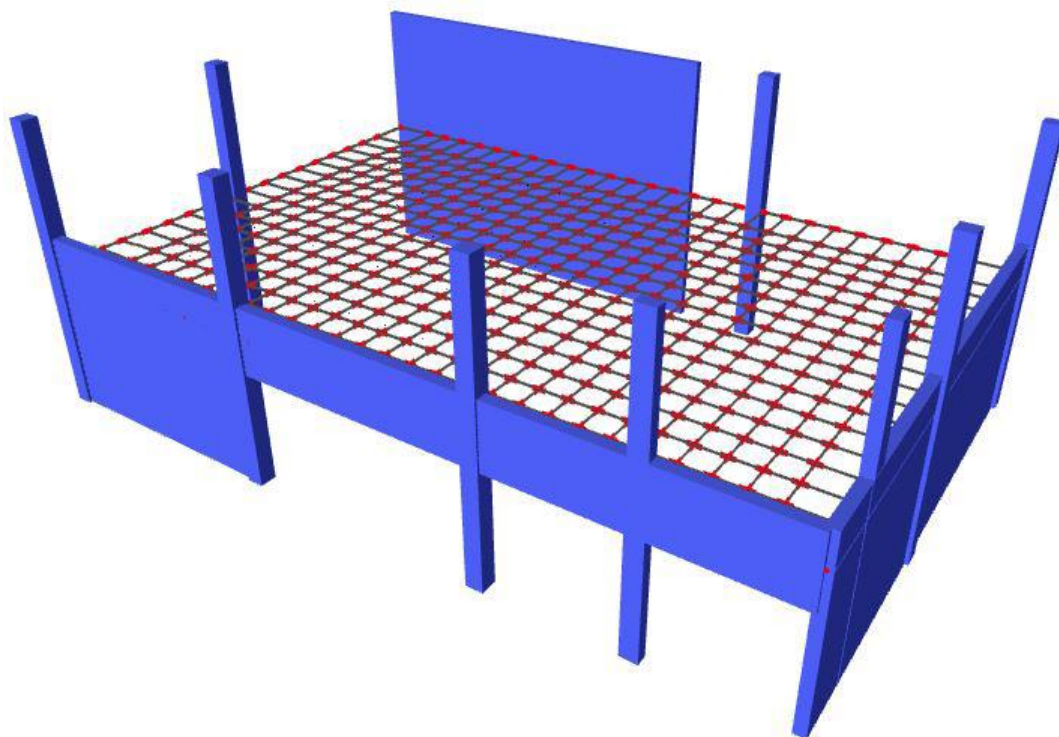
5.1.1 Prutový model

Při návrhu deskové konstrukce lze pro stanovení vnitřních sil efektivně použít prutový model. Vylehčená monolitická deska je v podstatě žebírkový strop s deskami na dolním i horním povrchu. Žebírka je možné modelovat pomocí prutových prvků a zatížení zadat jako spojitě na prutu. Výhodou tohoto modelu je rychlé zadání konstrukce. Nevýhodou naopak to, že spolupůsobení žebírek je omezeno pouze na propojení v uzlech prutových prvků.



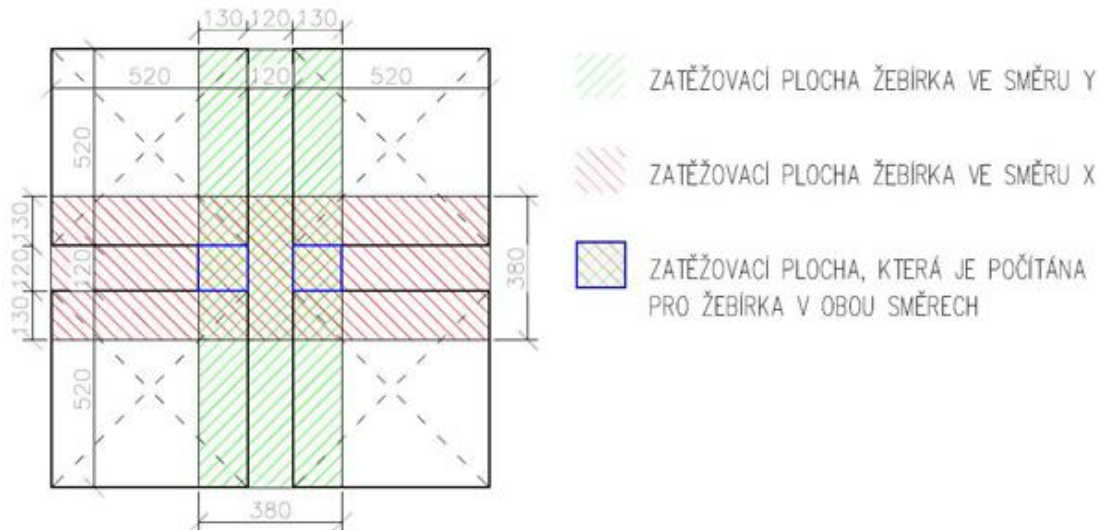
Obr. 5.4: Vyznačení vzájemného působení prutových prvků [zdroj: program Scia Engineer v17]

V této kapitole jsou porovnány dva prutové výpočetní modely, které se liší pouze průřezem prutů nahrazujících žebírka vylehčené desky. Oba modely jsou modelovány s obvodovými pruty obdélníkového průřezu 520x460 mm (plná obvodová žebra vylehčené desky tl. 460 mm), tyto pruty jsou podepřeny bodově (sloupy průřezu 400x400 mm, respektive 250x400 mm) a liniově (parapety tl. 250 mm a výšky 1 550 mm a stěnami tl. 250 mm po obvodě, respektive 200 mm uvnitř objektu). Žebírka vylehčené desky jsou modelována pomocí prutových prvků, v obou směrech v osové vzdálenosti 640 mm (odpovídá půdorysným rozměrům tvarovky ztaceného bednění 520x520 mm a šířce žebra 120 mm).



Obr. 5.5: 3D pohled na prutový model (strop 2.NP)

Zatížení je zadáno spojitě na pruty. Zatěžovací šířka byla stanovena jako 0,38 m. Při kontrole reakcí (lineární kombinace) však bylo odhaleno, že celkové zadané zatížení je větší, než které na desku reálně působí. Stanovení zatěžovací šířky 0,38 m a důvod vyšší výsledné reakce viz obr. 5.6.



Obr. 5.6: Stanovení zatěžovací šířky 0,38 m a důvod vyšší výsledné reakce

$$R_{scia} = 4\,392 \text{ kN}$$

$$R_{kontrola} = 11,8 \times 18,2 \times [\gamma_g \times (g_{0,k} + g_{podlaha} + g_{příčky}) + \gamma_q \times q_k] =$$

$$= 11,8 \times 18,2 \times [1,35 \times (8,2 + 1,83 + 0,8) + 1,5 \times 3] = 4\,107 \text{ kN}$$

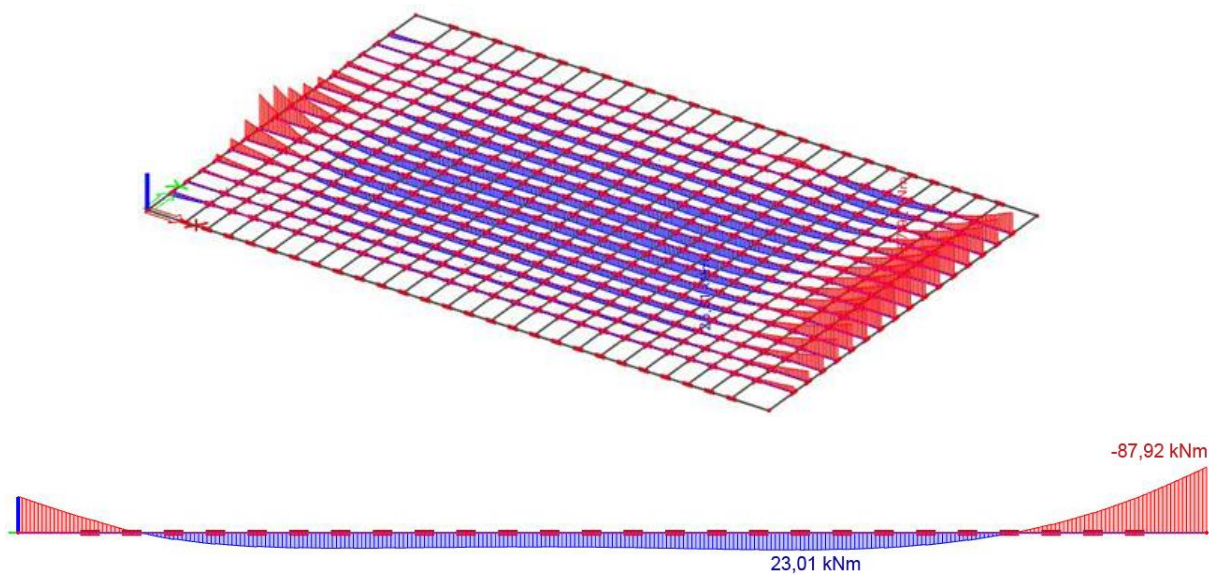
$$R_{scia} \neq R_{kontrola}$$

Zatěžovací šířka je dopočítána dle délky prutových prvků ($L=658 \text{ m}$), na které je liniové zatížení zadáno.

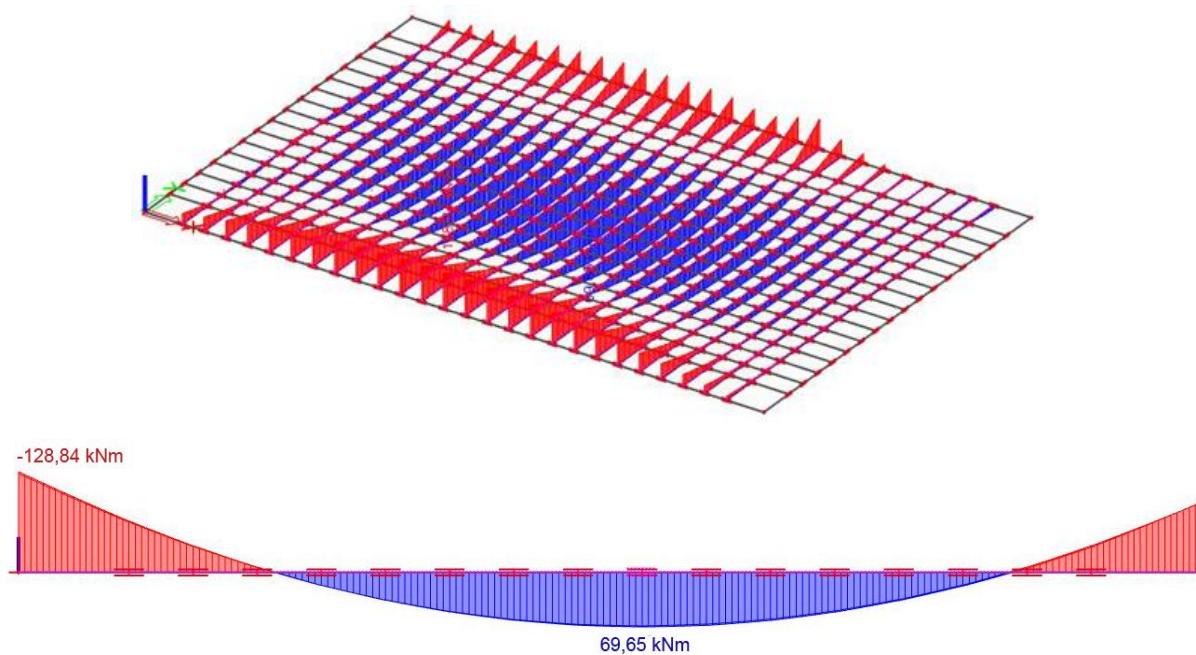
$$b = \frac{R_{kontrola}}{f_d \times L} = \frac{4\,107}{19,1 \times 658} = 0,327 \text{ m}$$

Prutový model – obdélníkový průřez

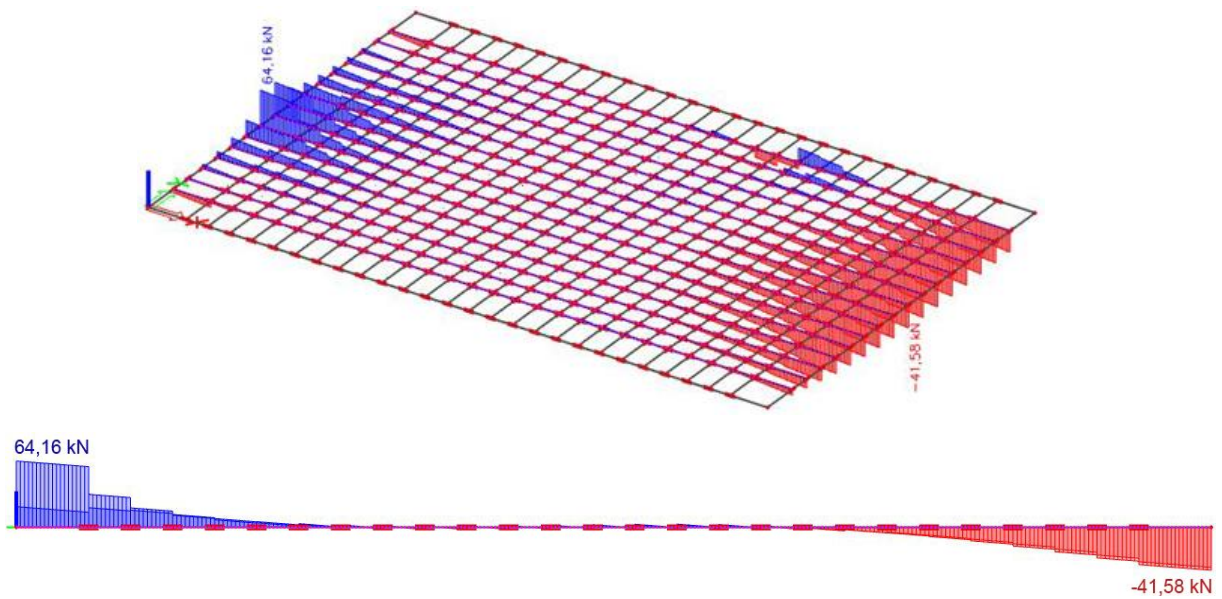
Pruty nahrazující žebírka vylehčené desky mají obdélníkový průřez výšky 460 mm a šířky 120 mm. Tento výpočetní model je značně zjednodušený oproti skutečnosti z důvodu zanedbání efektivního průřezu I. Průhyb je vyšší z důvodu zanedbání deskového působení a obdélníkového průřezu žebírek, které mají menší tuhost.



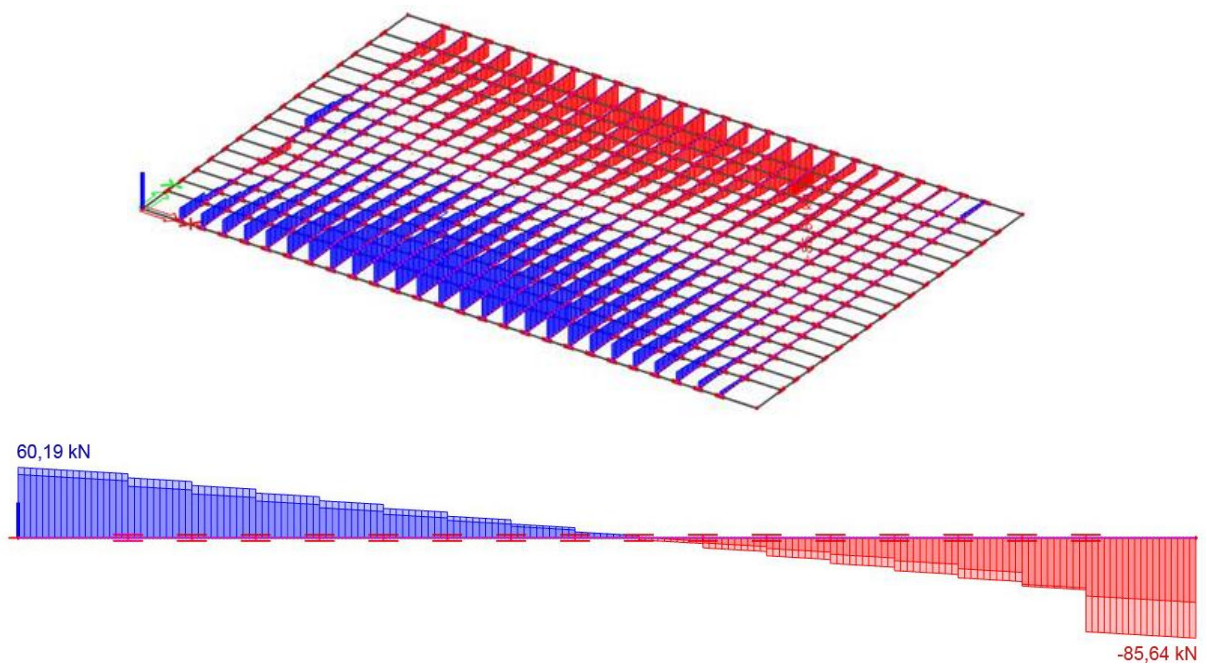
Obr. 5.7: Průběh ohybových momentů na prutech ve směru x (rozpon 18,2 m)



Obr. 5.8: Průběh ohybových momentů na prutech ve směru y (rozpon 11,8 m)



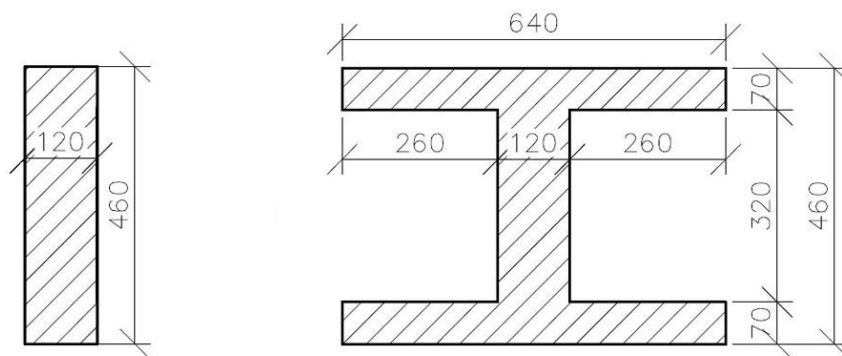
Obr. 5.9: Průběh posouvající síly na prutech ve směru x (rozpon 18,2 m)



Obr. 5.10: Průběh posouvající síly na prutech ve směru y (rozpon 11,8 m)

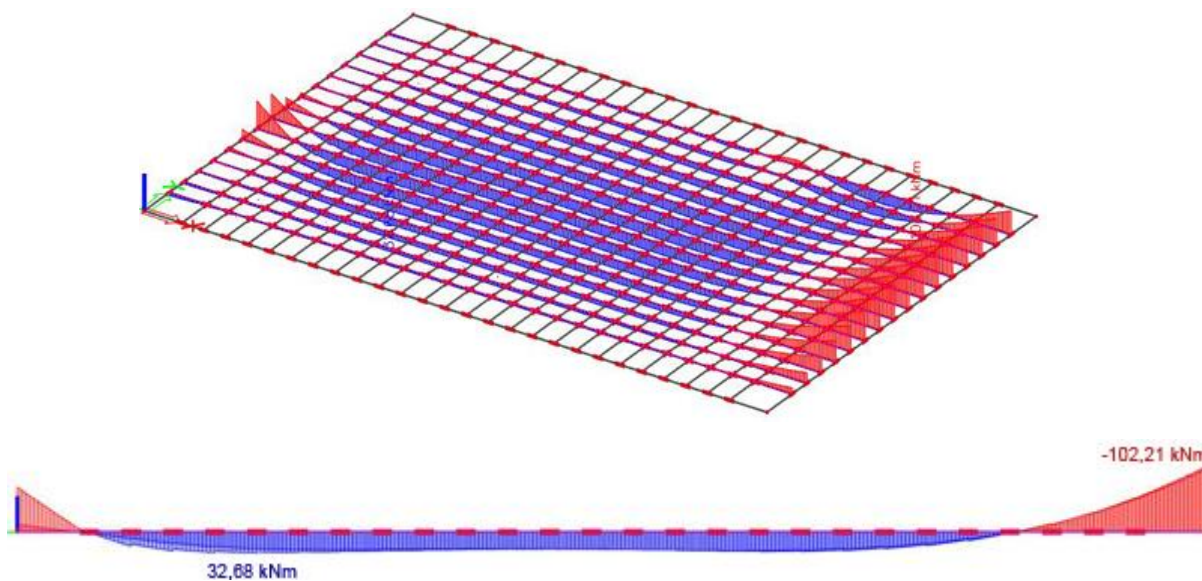
Prutový model – I průřez

Tento výpočetní model je totožný s předchozím pouze s tím rozdílem, že žebírka vylehčené desky jsou modelována pomocí prutů s průřezem I – viz obr. 5.11. Z tohoto důvodu výpočet průhybu více odpovídá skutečné deformaci vylehčené desky.

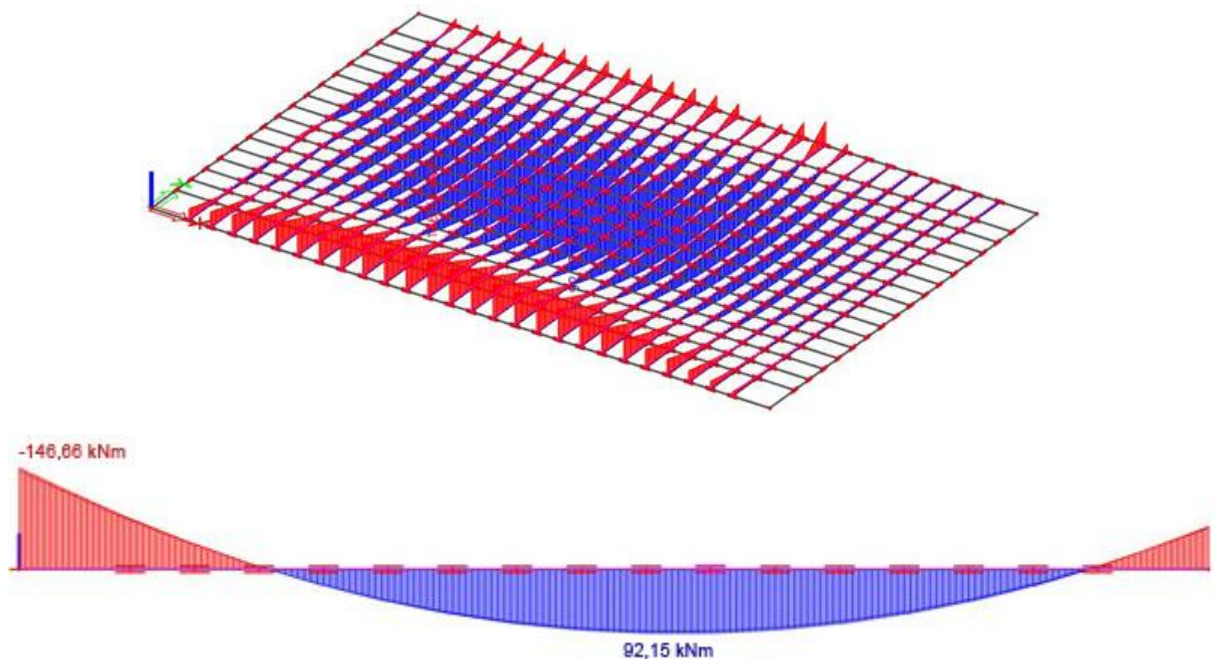


Obr. 5.11: Průřezy prutů nahrazují žebírka, vlevo obdelníkový průřez a vpravo I průřez

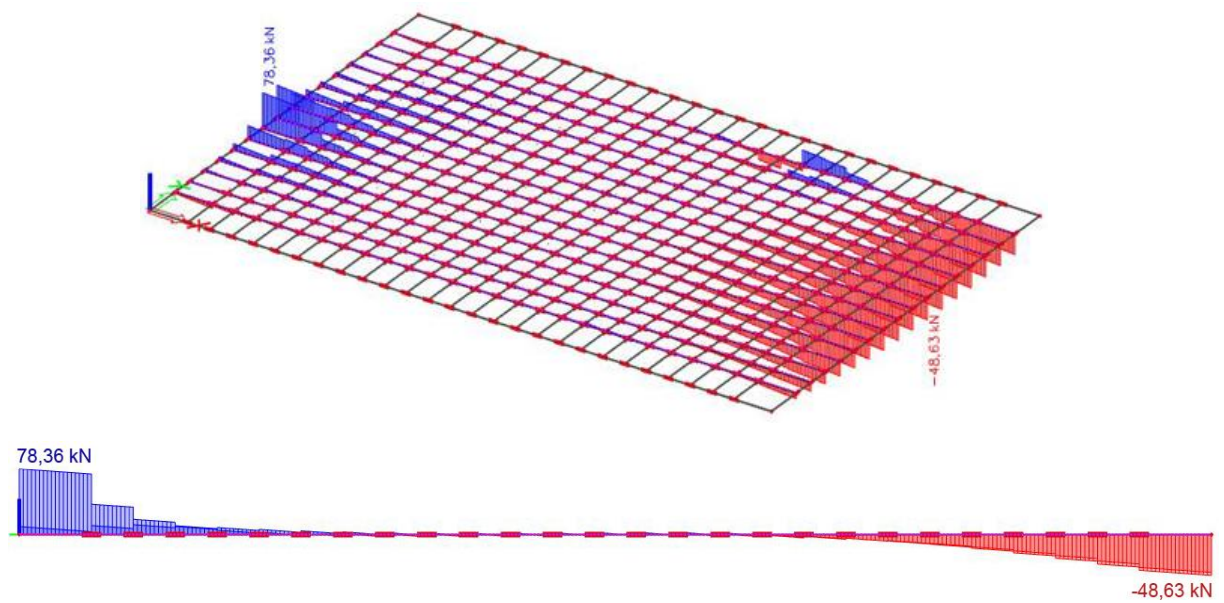
Vnitřní síly získané tímto výpočtním modelem jsou vyšší oproti modelu s obdelníkovým průřezem. Výpočet průhybu je přesnější z důvodu průřezu prutů s vyšší tuhostí, který více odpovídá skutečnosti, nicméně průhyb je stále nadhodnocen vlivem zanedbání deskového působení.



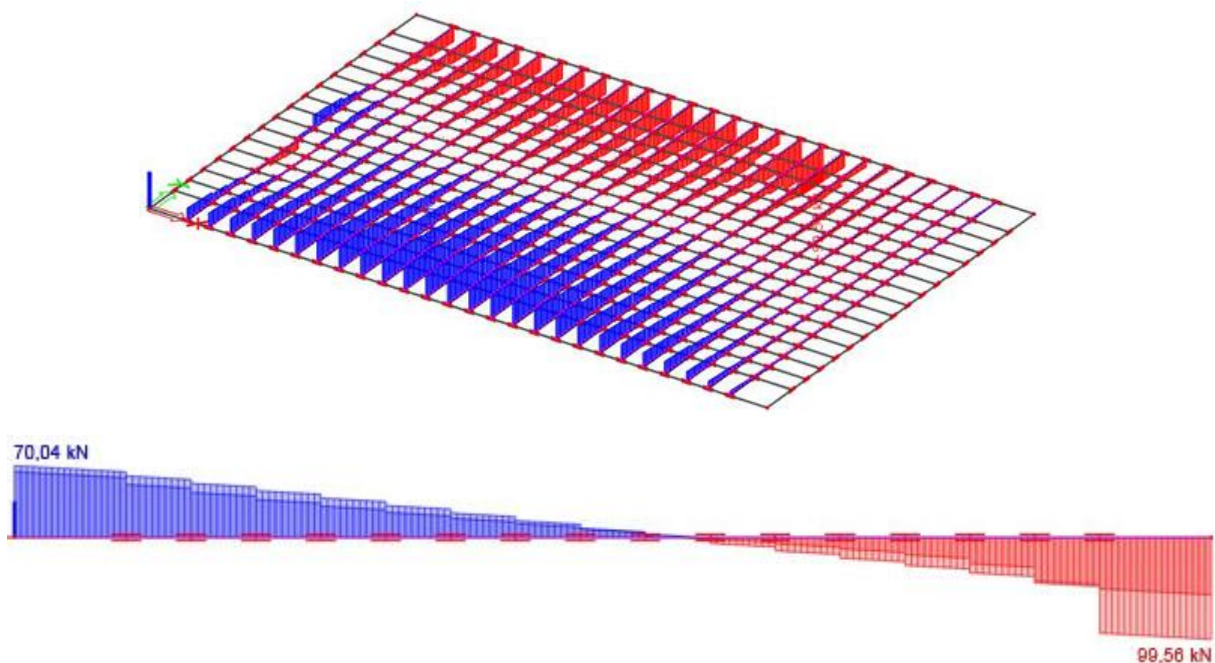
Obr. 5.12: Průběh ohybových momentů na prutech ve směru x (rozpon 18,2 m)



Obr. 5.13: Průběh ohybových momentů na prutech ve směru y (rozpon 11,8 m)



Obr. 5.14: Průběh posouvající síly na prutech ve směru x (rozpon 18,2 m)



Obr. 5.15: Průběh posouvající síly na prutech ve směru y (rozpon 11,8 m)

Výsledky vnitřních sil z obou výpočetních modelů jsou porovnány v tabulce 5.1. Prutové modely uvažují šířku 640 mm (osová vzdálenost prutů). Z důvodu možnosti porovnání výsledků s deskovými modely jsou vnitřní síly přepočítány následujícím vztahem:

$$k = \frac{1}{0,64} = 1,5625$$

Tab. 5.1: Porovnání vnitřních sil a průhybů prutových výpočetních modelů

Průřez prutů žebírek	Obdélníkový průřez		I průřez	
	b=0,64 m	b=1 m	b=0,64 m	b=1 m
$M_{Ed,x+}$	87,92 kNm	137,4 kNm/m	102,21 kNm	159,7 kNm/m
$M_{Ed,x-}$	23,01 kNm	36,0 kNm/m	32,68 kNm	51,1 kNm/m
$M_{Ed,y+}$	128,84 kNm	201,3 kNm/m	146,66 kNm	229,2 kNm/m
$M_{Ed,y-}$	69,65 kNm	108,8 kNm/m	92,15 kNm	144,0 kNm/m
$V_{Ed,x}$	64,16 kN	100,3 kN/m	78,36 kN	122,4 kN/m
$V_{Ed,y}$	85,64 kN	133,8 kN/m	99,56 kN	155,6 kN/m
Průhyb (pružný)	14,0 mm		5,6 mm	

Z porovnání v tabulce 5.1 vyplývá, že vnitřní síly vypočítané na modelu s Γ průřezem jsou zhruba o 10-20 kN, respektive kNm vyšší než na modelu s obdélníkovým průřezem. Vyšší hodnoty u modelu s Γ průřezem jsou způsobeny vyšší tuhostí prutů žebírek oproti obdélníkovému a jejich stykem s obvodovým žebrem. Násobná velikost pružného průhybu je způsobena také odlišným průřezem prutů nahrazujících žebírka.

Výhodou prutových modelů je snadné a rychlé zadání konstrukce. Nutný je přepočet plošného zatížení na liniové. Vnitřní síly jsou věrohodné a odpovídají předpokladu před provedením výpočtu. Návrh smykové výztuže podle prutového modelu by byl efektivní, neboť lze rychle zobrazit průběh posouvající síly v každém žebírku.

Nevýhodou je nemožnost ověření MSP, průhybu a šířky trhlin, protože již nelze zanedbat deskové působení. Navíc výztuž se zadává jako v desce a prutový model neumožňuje zadat pruty, které se nachází mezi žebírky.

5.1.2 Deskový model

Vzhledem k tomu, že v programu Scia Engineer v17 nelze zadat do desky dutiny, které by simulovaly tvarovky ztraceného bednění, je potřeba provést jiné úpravy konstrukce nebo materiálu, které by vedly ke snížení tuhosti jako u vylehčené desky. První možností je snížení tloušťky stropní desky na takovou výšku, aby byl moment setrvačnosti plné desky shodný jako u vylehčené desky. Druhou možností je snížení modulu pružnosti betonu, aby ohybová tuhost konstrukce (EI) byla stejná jako při sníženém momentu setrvačnosti.

U-Boot Beton® Slab characteristic OUTPUT		
Total height	Ht (cm)	46
Voided slab inertia	cm ⁴ /m	611122
Full concrete inertia with same thickness	cm ⁴ /m	811133
Equivalent full concrete slab thickness loss		9.04 %
Equivalent full concrete slab thickness	cm	41.8
Voided slab concrete volume	m ³ /m ²	0.303
U-Boot Beton® voided slab incidence	pcs/m ²	2.44
Voided slab weight	G1 (kN/m ²)	7.4
Full concrete weight with same thickness	G2 (kN/m ²)	11.3
Weight loss	% P	34 %
Inertia loss	% I	25 %
Cross-Section area loss	% A	52 %
FEM Model modifiers for Shell with same thickness		
Inertia modifiers i11, i22		0.75
Shear stiffness modifiers t13, t23		0.48
Weight modifier		0.66

Obr. 5.16: Moment setrvačnosti vylehčené desky tl. 460 mm [zdroj: uboot-software.daliform.com]

$$E=32,8 \text{ GPa}$$

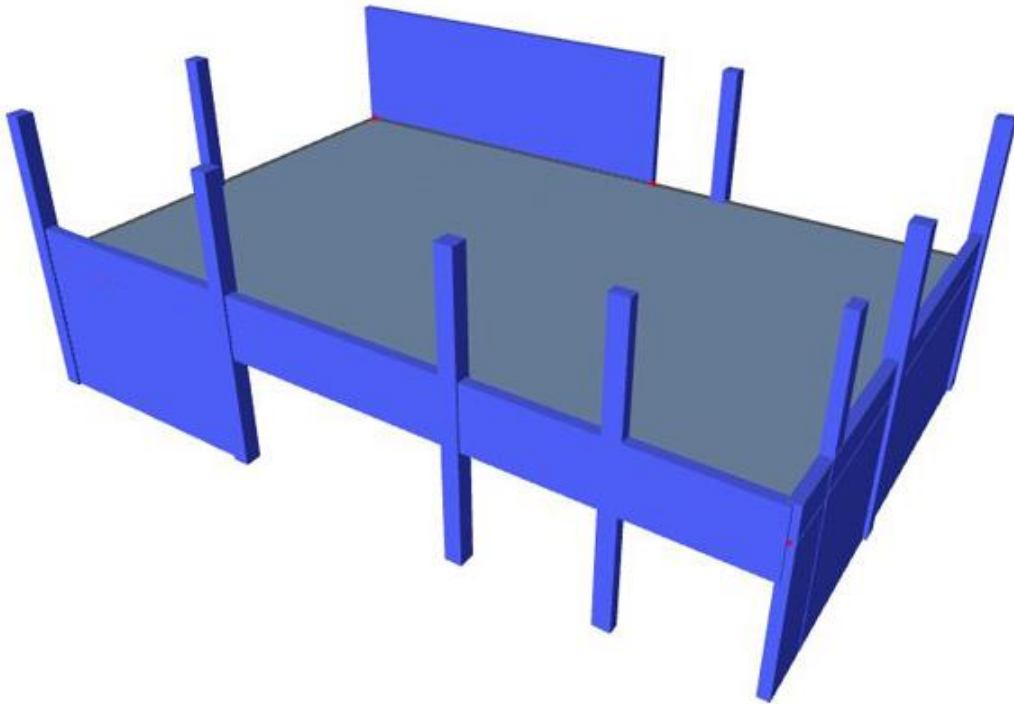
$$I_y = 6,11122 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times b \times h^3 \Rightarrow h_{\text{alt}} = \sqrt[3]{\frac{12 \times I_y}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \times 6,11122 \times 10^{-3}}{1}} = 0,418 \text{ m} = \mathbf{418 \text{ mm}}$$

$$EI = (32,8 \times 10^9) \times (6,11122 \times 10^{-3}) = 200,4 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{\text{alt}} = \frac{EI}{\frac{1}{12} \times b \times h^3} = \frac{200,4 \times 10^6}{\frac{1}{12} \times 1 \times 0,46^3} = 2,47 \times 10^{10} \text{ Pa} = \mathbf{24,7 \text{ GPa}}$$

Jsou porovnány dva výpočetní modely, které se liší tloušťkou desky a modulem pružnosti betonu. Oba deskové modely jsou podepřeny bodově (sloupy průřezu 400x400 mm, respektive 250x400 mm) a liniově (parapety tl. 250 mm, respektive stěna tl. 200 nebo 250 mm). Zatížení není potřeba přepočítávat, je zadáno jako plošné.



Obr. 5.17: 3D pohled na deskový model

Deskový model – alternativní tloušťka desky $h=418$ mm

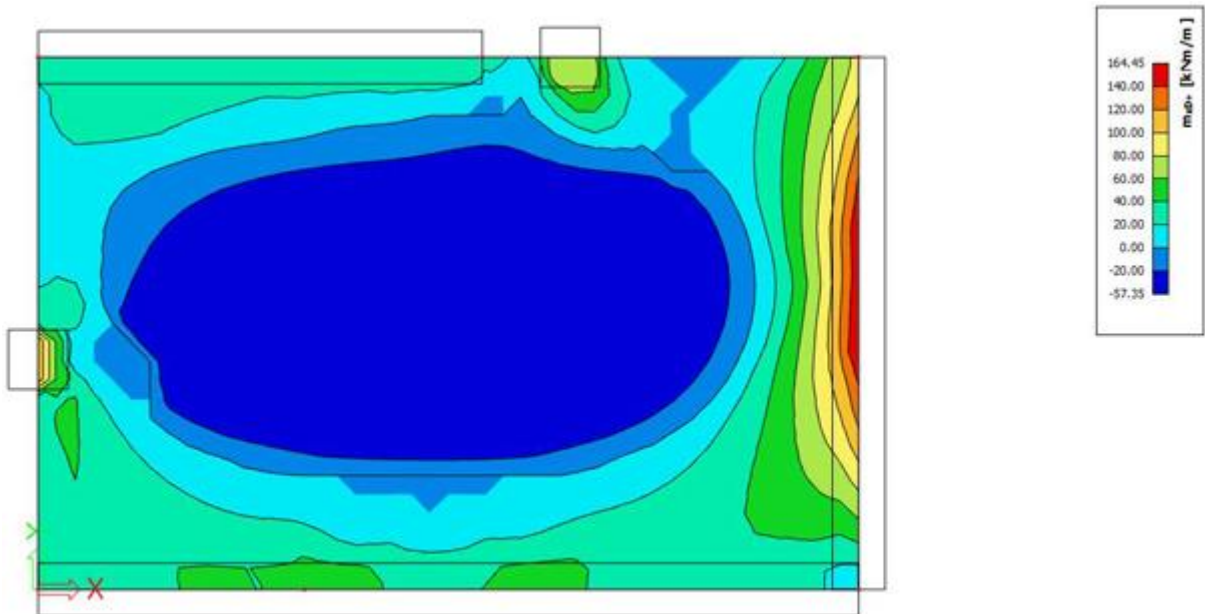
Deska je plná tl. 418 mm, modul pružnosti betonu $E=32,8$ GPa. Takto zadaná deska má stejnou ohybovou tuhost jako vylehčená monolitická deska, výpočetní model pak poskytuje hodnověrné výsledky nejen vnitřních sil, ale také průhybů.

Na konstrukci byl zadán v místě bodových podpor (sloupů) obousměrný průměrovací pás šířky $1,24 \times 1,24$ m a v místě liniových podpor (stěny, parapety) jednosměrný průměrovací pás šířky $1,09$ m. Šířka průměrovacího pásu je vypočítána dle doporučení softwaru Scia Engineer v17 jako: $2 \times$ tloušťka desky + šířka sloupu/stěny.

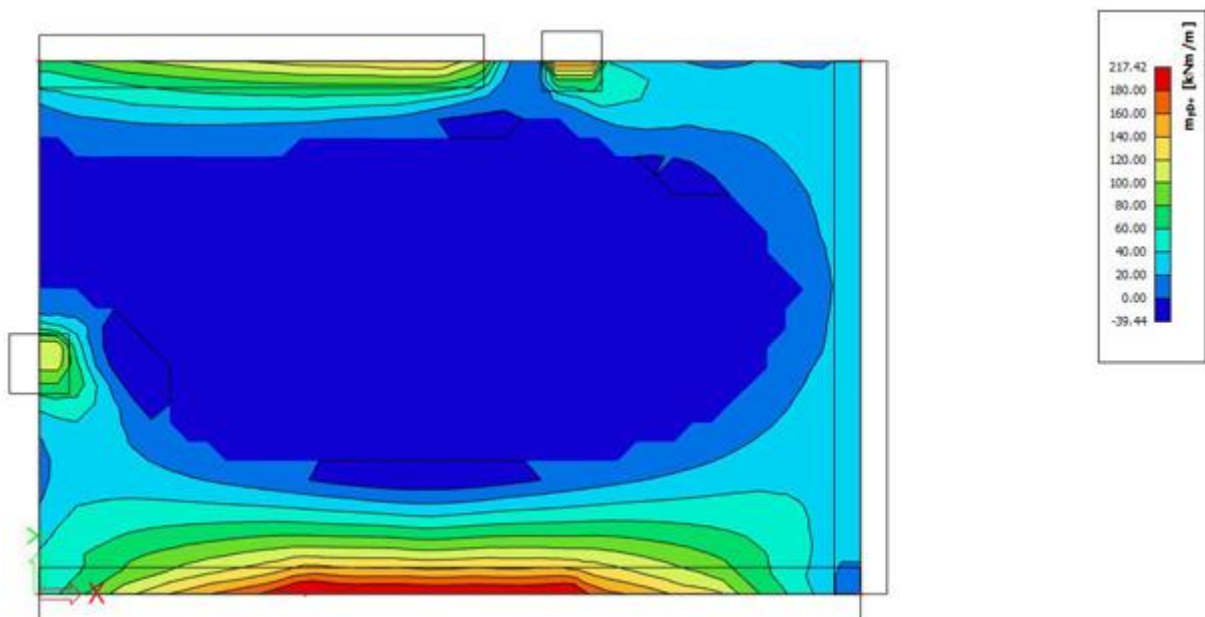
Vzhledem k tomu, že plná deska tl. 418 mm má vlastní hmotnost $10,45$ kN/m² a vylehčená deska $8,2$ kN/m², bylo potřeba ve výpočtu snížit hmotnost betonu:

$$m_{h=418} = \frac{m_{\text{vylehčená}}}{h} = \frac{8\,200}{0,418} = 1\,962 \text{ kg/m}^3$$

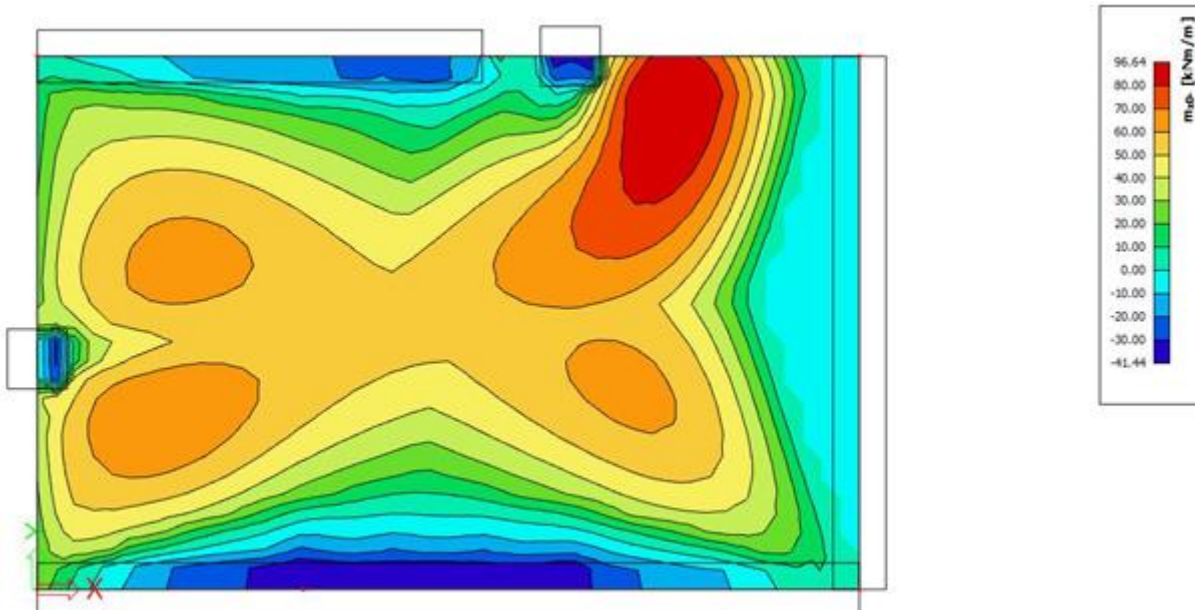
Ruční návrh ohybové výztuže je vhodné provádět na návrhové ohybové momenty, které v sobě již zahrnují vliv krouticích momentů.



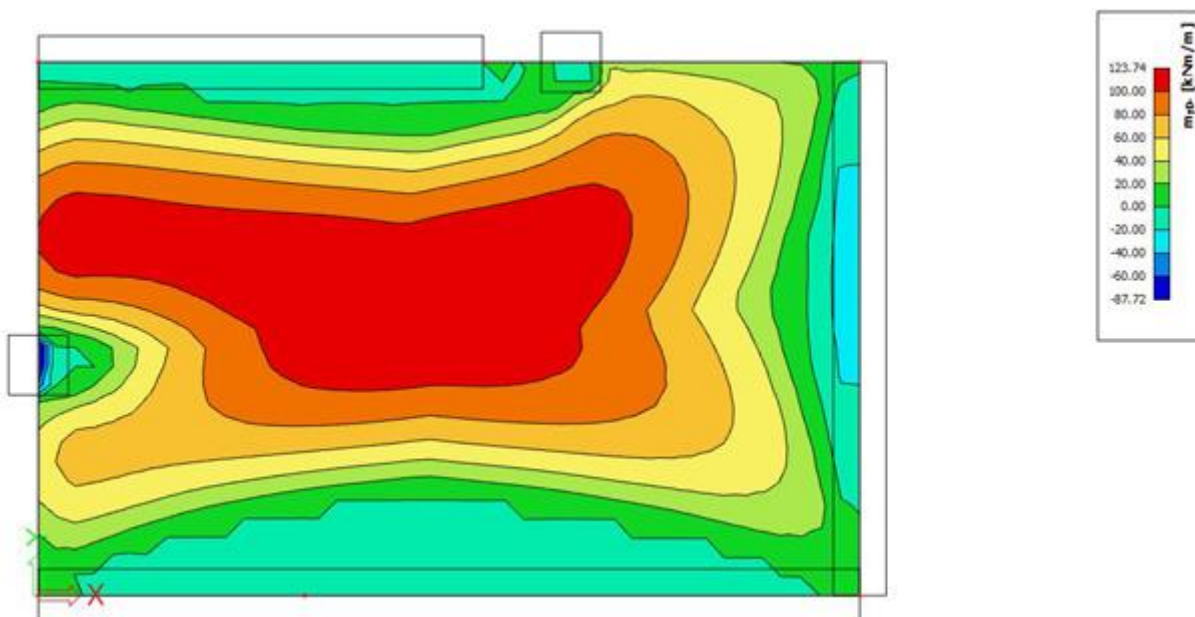
Obr. 5.18: Průběh momentu m_{xD+} na horní desce ve směru x (rozpon 18,2 m)



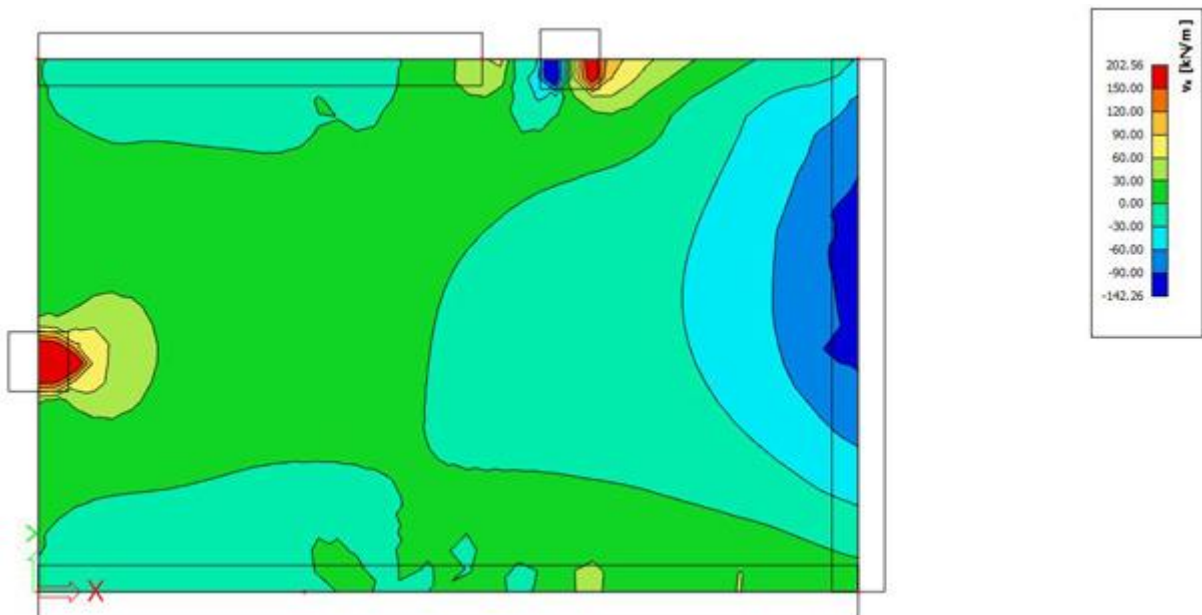
Obr. 5.19: Průběh momentu m_{yD+} na horní desce ve směru y (rozpon 11,8 m)



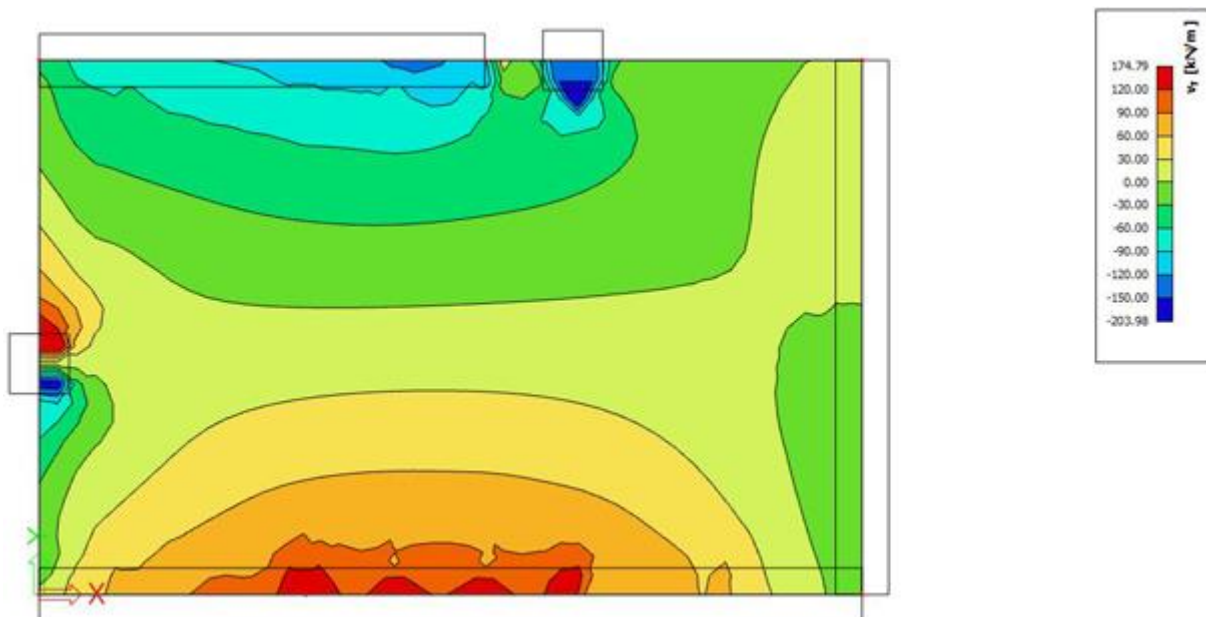
Obr. 5.20: Průběh momentu m_{xD} na dolní desce ve směru x (rozpon 18,2 m)



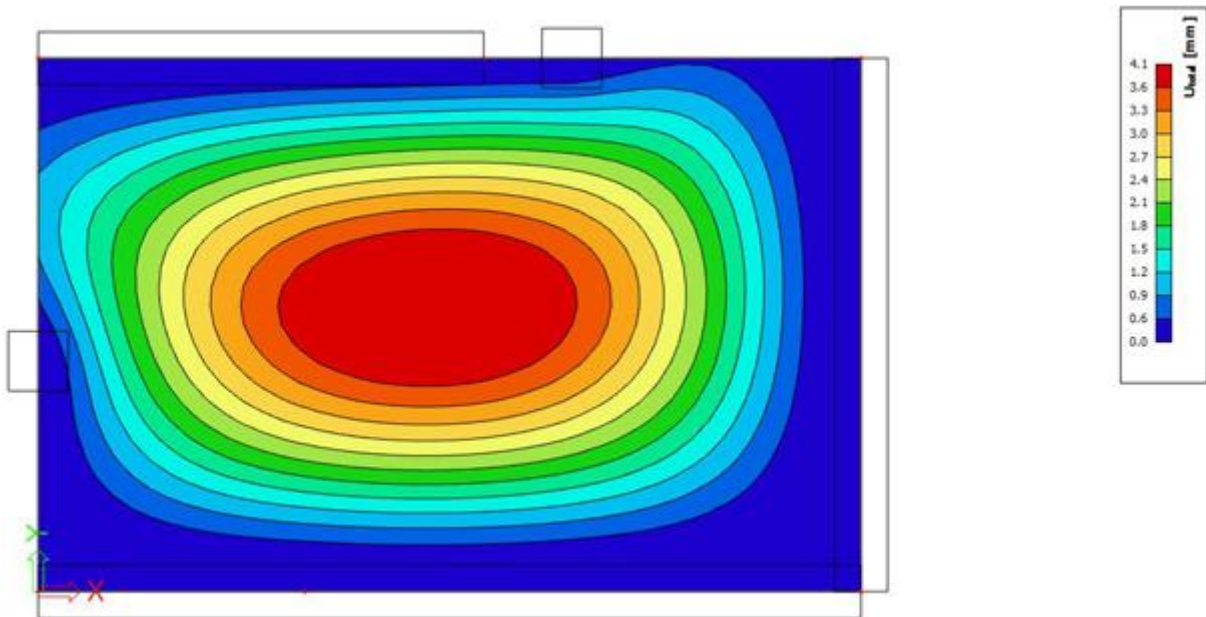
Obr. 5.21: Průběh momentu m_{yD} na dolní desce ve směru y (rozpon 11,8 m)



Obr. 5.22: Průběh posouvající síly v_x ve směru x (rozpon 18,2 m)



Obr. 5.23: Průběh posouvající síly v_y ve směru y (rozpon 11,8 m)



Obr. 5.24: Průhyb (pružný)

Podle výsledků vnitřních sil a průhybů na obrázcích výše lze konstatovat, že výpočetní model poskytuje očekávané výsledky (tvar průhybů, poměr rozdělení zatížení do dvou směrů, poloha a velikost extrémů), které odpovídají předpokladům pro danou konstrukci.

Deskový model – alternativní modul pružnosti (E=24,3 GPa)

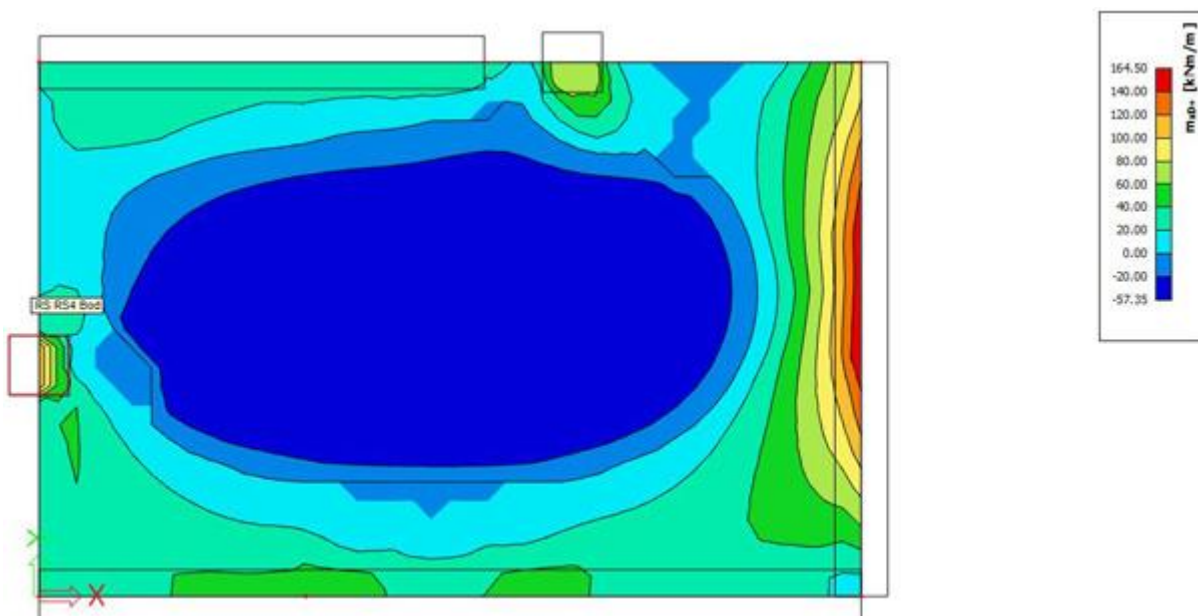
Deska je plná tl. 460 mm, modul pružnosti betonu E=24,3 GPa. V programu Scia Engineer v17 nelze přepsat hodnotu modulu pružnosti betonu. Z tohoto důvodu byl vybrán jako materiál konstrukce beton C6/8 (British BS-EN NA) s modulem pružnosti E=24,3 GPa. Takto zadaná deska má stejnou ohybovou tuhost jako vylehčená monolitická deska, výpočetní model pak poskytuje hodnověrné výsledky nejen vnitřních sil, ale také průhybů.

Na konstrukci byl v místě bodových podpor (sloupů) zadán obousměrný průměrovací pás šířky 1,32x1,32 m a v místě liniových podpor (stěny, parapety) jednosměrný průměrovací pás šířky 1,2 m. Šířka průměrovacího pásu je vypočítána dle doporučení softwaru Scia Engineer jako: $2 \times \text{tloušťka desky} + \text{šířka sloupu/stěny}$.

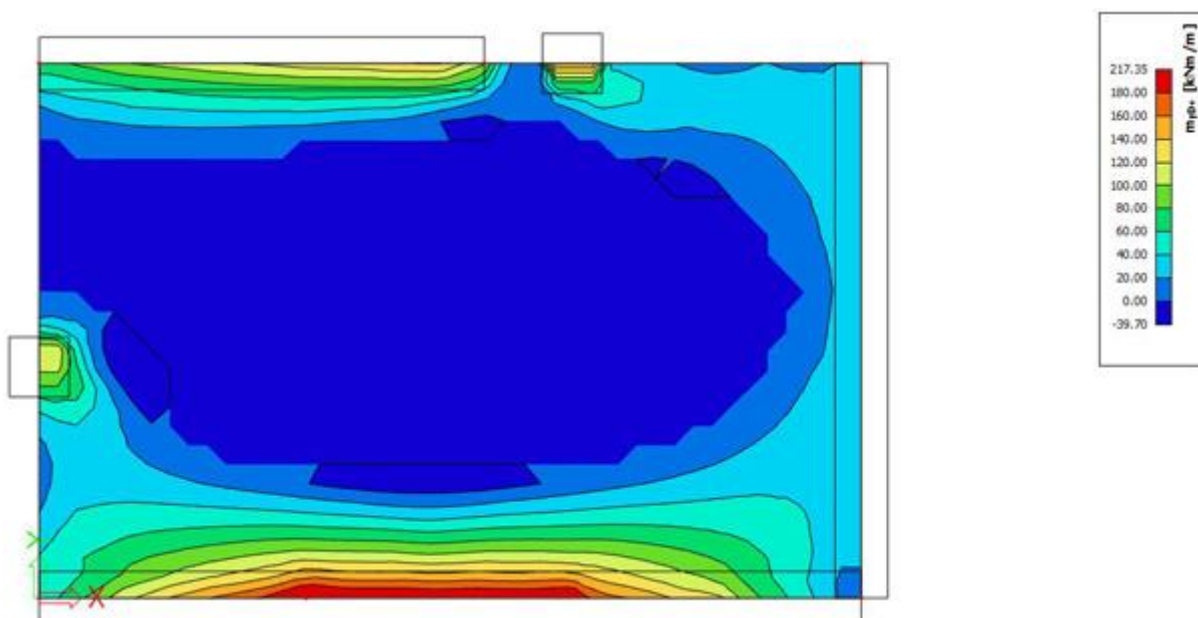
Vzhledem k tomu, že plná deska tl. 460 mm má vlastní hmotnost $11,5 \text{ kN/m}^2$ a vylehčená deska $8,2 \text{ kN/m}^2$, bylo potřeba snížit hmotnost betonu:

$$m_{h=460} = \frac{m_{\text{vylehčená}}}{h} = \frac{8\,200}{0,46} = 1\,783 \text{ kg/m}^3$$

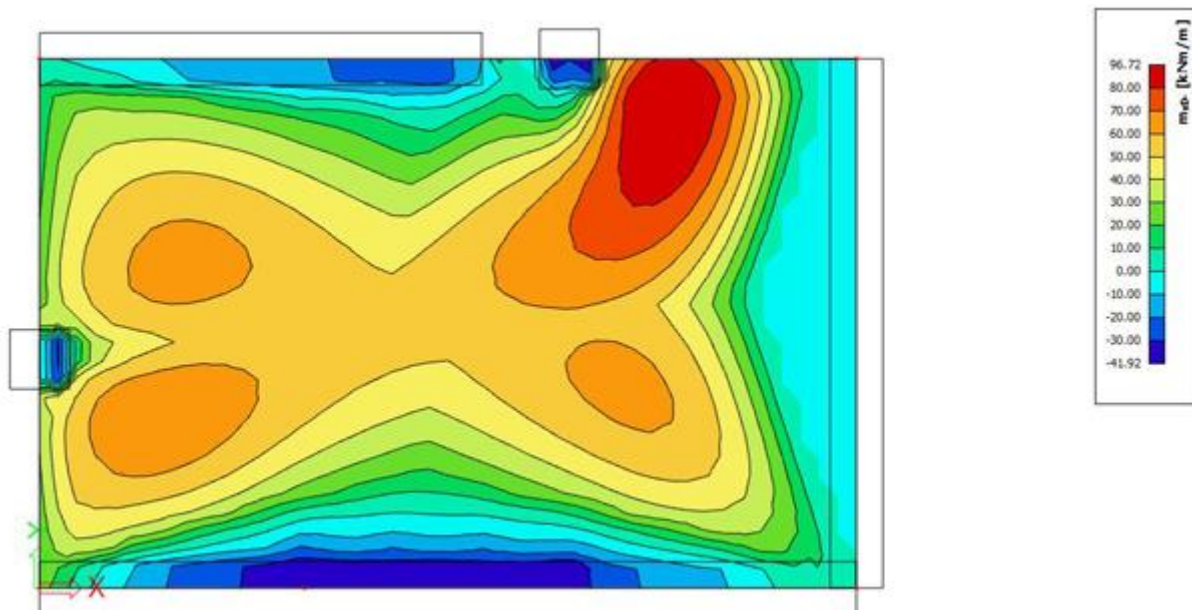
Ruční návrh ohybové výztuže je vhodné provádět na návrhové ohybové momenty, které v sobě již zahrnují vliv kroutících momentů.



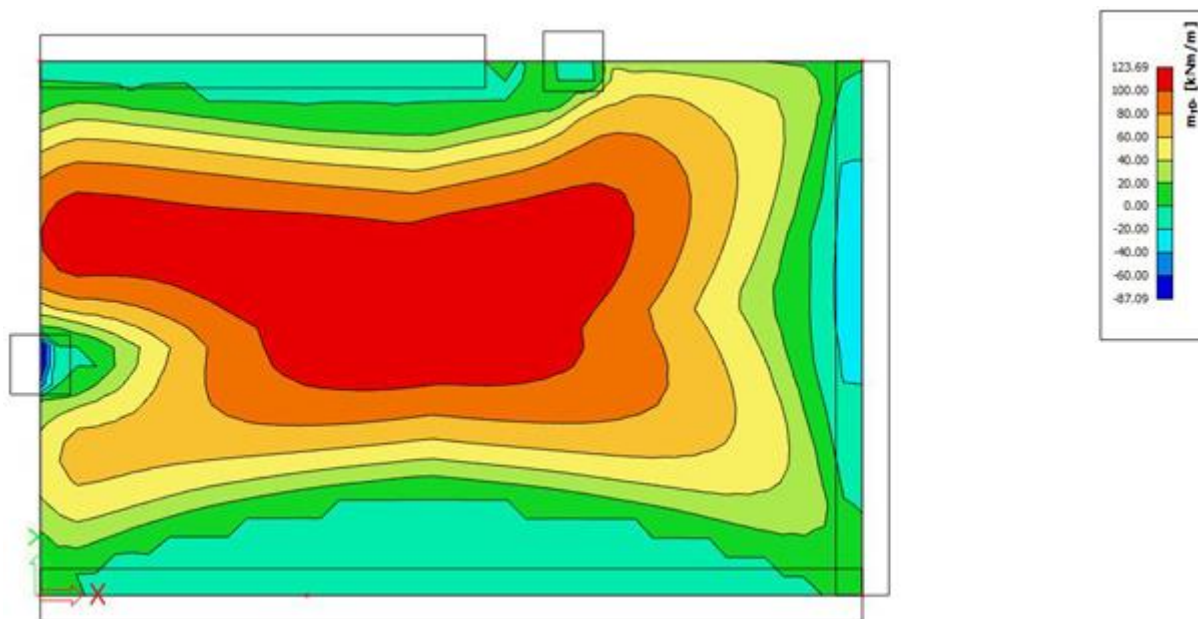
Obr. 5.25: Průběh momentu m_{xD+} na horní desce ve směru x (rozpon 18,2 m)



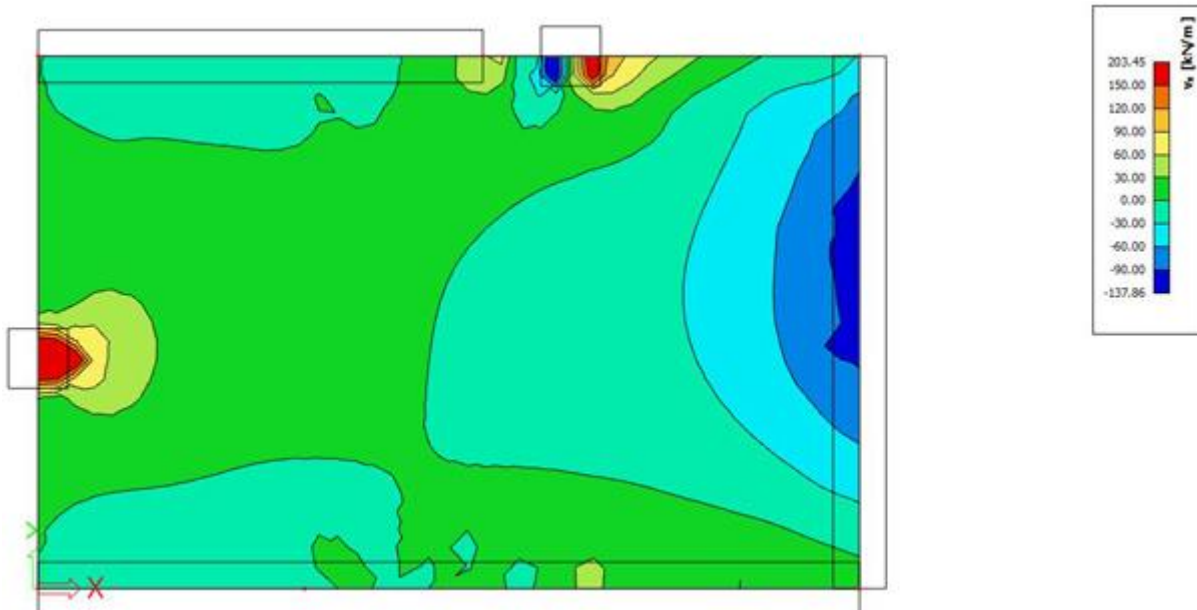
Obr. 5.26: Průběh momentu m_{yD+} na horní desce ve směru y (rozpon 11,8 m)



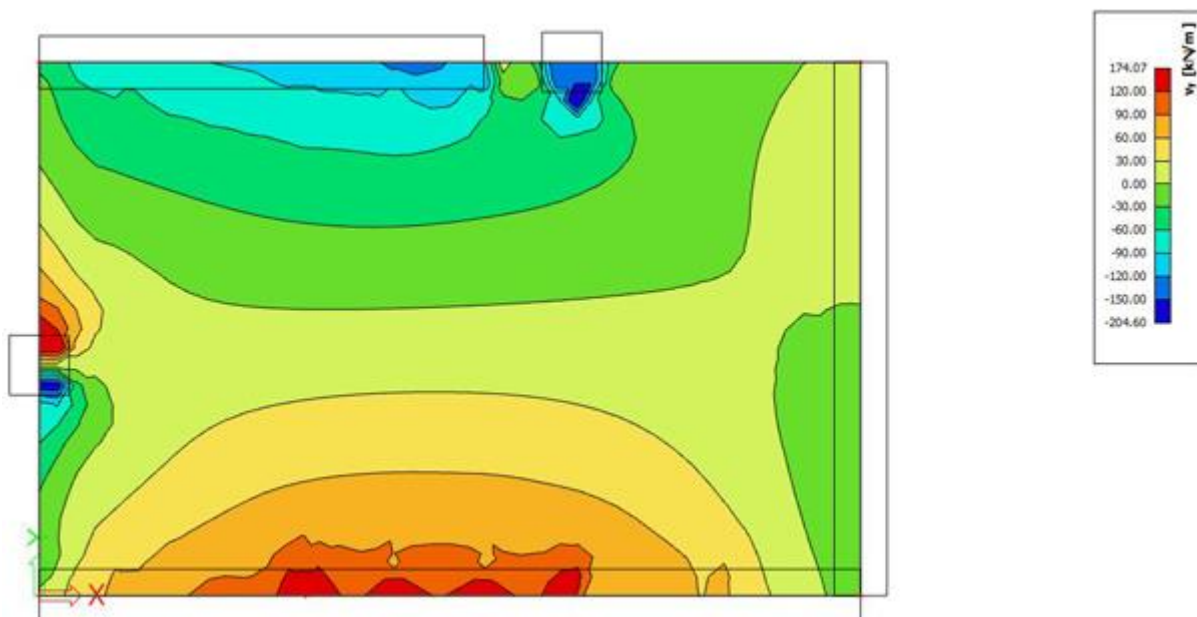
Obr. 5.27: Průběh momentu m_{xD} na dolní desce ve směru x (rozpon 18,2 m)



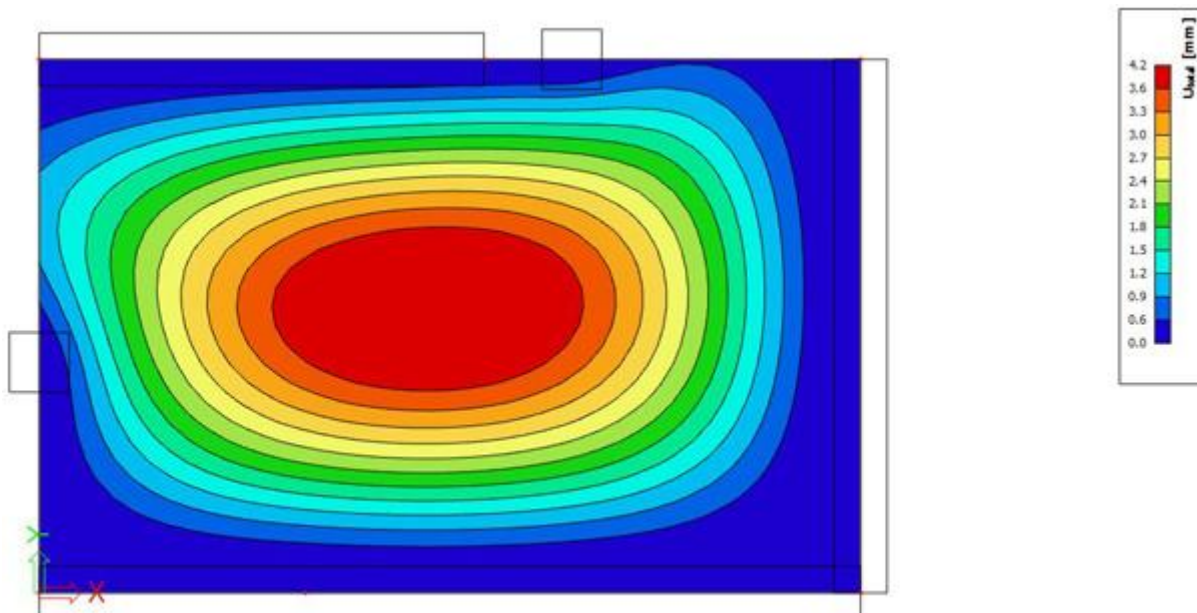
Obr. 5.28: Průběh momentu m_{yD} na dolní desce ve směru y (rozpon 11,8 m)



Obr. 5.29: Průběh posouvající síly v_x ve směru x (rozpon 18,2 m)



Obr. 5.30: Průběh posouvající síly v_y ve směru y (rozpon 11,8 m)



Obr. 5.31: Průhyb (pružný)

Dle výsledků vnitřních sil a průhybů na obrázcích výše lze konstatovat, že výpočetní model poskytuje očekávané výsledky (tvar průhybů, poměr rozdělení zatížení do dvou směrů, poloha a velikost extrémů), které odpovídají předpokladům pro danou konstrukci.

Výsledky vnitřních sil a průhybů z obou výpočetních modelů jsou porovnány v tabulce 5.2. Deskové modely uvažují šířku 1 m. Z důvodu možnosti porovnání výsledků s prutovými modely jsou vnitřní síly přepočítány dle vztahu uvedeného v podkapitole 5.1.

Tab. 5.2: Porovnání vnitřních sil a průhybů deskových výpočetních modelů

Výpočetní model	Alternativní výška (h=418 mm)		Alternativní modul (E=24,3 GPa)	
	b=0,64 m	b=1 m	b=0,64 m	b=1 m
m_{xD+}	105,25 kNm	164,45 kNm/m	105,28 kNm	164,50 kNm/m
m_{xD-}	61,85 kNm	96,64 kNm/m	61,90 kNm	96,72 kNm/m
m_{yD+}	139,15 kNm	217,42 kNm/m	139,11 kNm	217,35 kNm/m
m_{yD-}	79,19 kNm	123,74 kNm/m	79,16 kNm	123,69 kNm/m
v_x	129,64 kN	202,56 kN/m	130,21 kN	203,45 kN/m
v_y	111,87 kN	174,79 kN/m	111,41 kN	174,07 kN/m
Průhyb (pružný)	4,1 mm		4,2 mm	

Z porovnání v tabulce 5.2 vyplývá, že oba výpočetní modely poskytují shodné výsledky vnitřních sil (rozdíly jsou v setinách kN/m, respektive kNm/m, což je způsobeno nepřesností při zaokrouhlování při stanovení vlastní tíhy betonu). Rozdíl u pružných průhybů je 0,1 mm je vyvolaný mírně nižším modulem pružnosti betonu, než který by odpovídal požadované tuhosti (24,3 GPa místo 24,7 GPa).

Výhodou deskových modelů je rychlejší zadání zatížení, které není potřeba přepočítávat na liniové. Vnitřní síly jsou věrohodné a lze podle nich navrhovat výztuž. Velkou výhodou je možnost zadání ohybové výztuže do deskových modelů a následné ověření MSP.

5.1.3 Porovnání výpočetních modelů

Dokud nebude možnost v programu Scia Engineer v17 počítat vylehčené monolitické desky a dokud nebude rozšířená knihovna s tvarovkami ztraceného bednění, je potřeba používat výpočetní modely, které jsou nejvíc podobné chováním skutečné konstrukci a dbát zvýšené pozornosti při kontrole a přebírání výsledků pro návrh výztuže.

Prutové modely jsou výhodné především pro návrh smykové výztuže, kdy lze využít možnosti zobrazit si průběh posouvající síly na každém žebírku zvlášť. Výsledné extrémy posouvající síly na prutovém modelu vyšly nižší než na deskovém modelu, protože na prutovém modelu nebyly tak výrazné špičky v místě podpor.

Deskové modely jsou vhodnější než prutové modely ve všech směrech, možná s výjimkou zobrazení průběhu posouvající síly na konkrétních žebírkách. Značnou výhodou je možnost zadání ohybové výztuže a následné provedení ověření MSP.

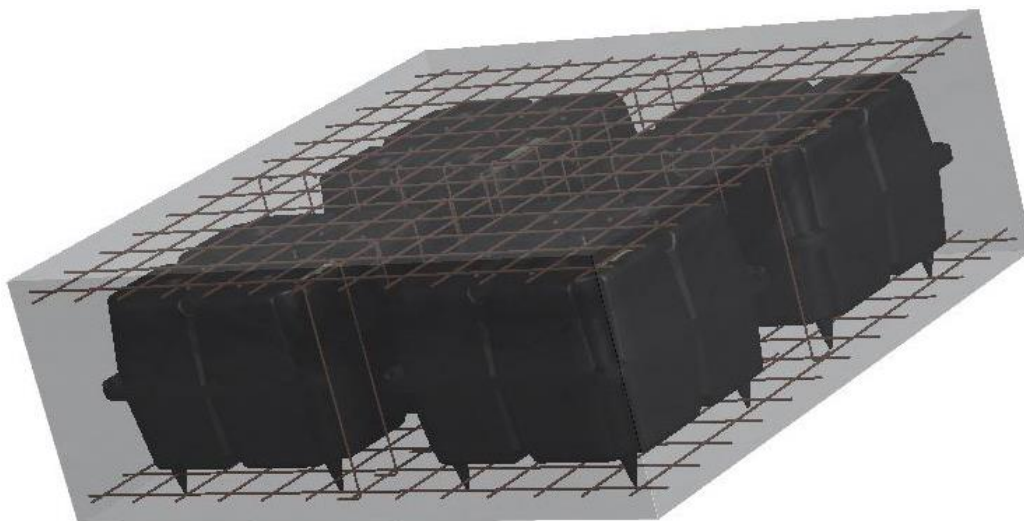
Výhodná se zdá být kombinace obou typů výpočetních modelů. Prutový model je vhodný pro stanovení posouvající síly a návrh smykové výztuže, deskový model pro stanovení ohybových momentů, návrh ohybové výztuže a posouzení MSP. Vzhledem k tomu, že extrémy posouvající síly na deskovém modelu vyšly výrazně vyšší, je v tomto případě i smyková výztuž bezpečně navržena podle deskového modelu.

Tab. 5.3: Porovnání vnitřních sil a průhybu deskového ($h=418$ mm) a prutového (I. průřez) výpočetního modelu

Výpočetní model	Prutový (I průřez)		Deskový ($h=418$ mm)	
	$b=0,64$ m	$b=1$ m	$b=0,64$ m	$b=1$ m
m_{xD+}	102,21 kNm	159,7 kNm/m	105,25 kNm	164,45 kNm/m
m_{xD-}	32,68 kNm	51,1 kNm/m	61,85 kNm	96,64 kNm/m
m_{yD+}	146,66 kNm	229,2 kNm/m	139,15 kNm	217,42 kNm/m
m_{yD-}	92,15 kNm	144,0 kNm/m	79,19 kNm	123,74 kNm/m
v_x	78,36 kN	122,4 kN/m	129,64 kN	202,56 kN/m
v_y	99,56 kN	155,6 kN/m	111,87 kN	174,79 kN/m
Průhyb (pružný)	5,6 mm		4,1 mm	

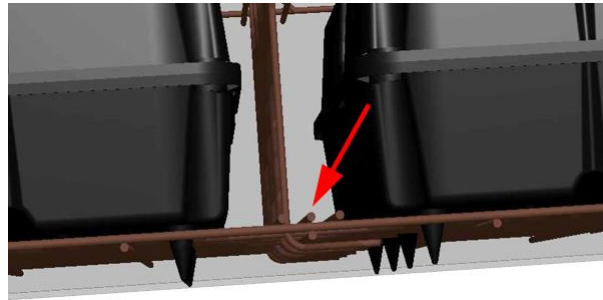
5.2 Návrh výztuže

Výpočetní program, který by umožňoval modelování vylehčené monolitické desky, není v době psaní práce k dispozici. Z tohoto důvodu je proveden návrh výztuže v softwaru firmy Daliform (výrobce tvarovek ztraceného bednění U-Boot). Tento výpočetní program umožňuje efektivní návrh výztuže iterací. Uživatel musí zadat parametry vylehčené desky: tloušťku konstrukce, výšku horní a dolní betonové desky, šířku žebel. Půdorysné rozměry tvarovek ztraceného bednění jsou neměnné, 520x520 mm.



Obr. 5.32: Vizualizace zadávání výztuže v softwaru firmy Daliform [zdroj: uboot-software.daliform.com]

Ohybová výztuž se zadává pro oba povrchy samostatně. Na výběr jsou pouze předem definované průměry prutů výztuže ($d=5-20$ mm) a jejich osová vzdálenost (100, 150 a 200 mm). Kromě tohoto základního rastru lze zadat příložky ($d=5-26$ mm), buď mezi všechny pruty (a tím snížit rozteč na polovinu) nebo pouze do žebírek. V druhém případě se příložky vkládají do samostatné vrstvy – viz obr 5.33. Příložky se zadávají samostatně pro oba povrchy i pro oba směry.



Obr. 5.33: Vizualizace zadávání příložek ohybové výztuže v softwaru firmy Daliform
[zdroj: uboot-software.daliform.com]

Smyková výztuž se zadává sponami předem definovaného průměru ($d=5-18$ mm) a jejich vzdálenostmi (100, 150, 200 a 250 mm).



Obr. 5.34: Vizualizace zadávání smykové výztuže v softwaru firmy Daliform [zdroj: uboot-software.daliform.com]

Projektant je omezen pouze použitím předem definovaných průměrů prutů výztuže a jejich vzdáleností, přesto jsou nabízené možnosti pro naprostou většinu konstrukcí dostatečné. Velkou výhodou je rychlost zadání výztuže a výpočet M_{Rd} a V_{Rd} , proto lze efektivně navrhovat výztuž iterací.

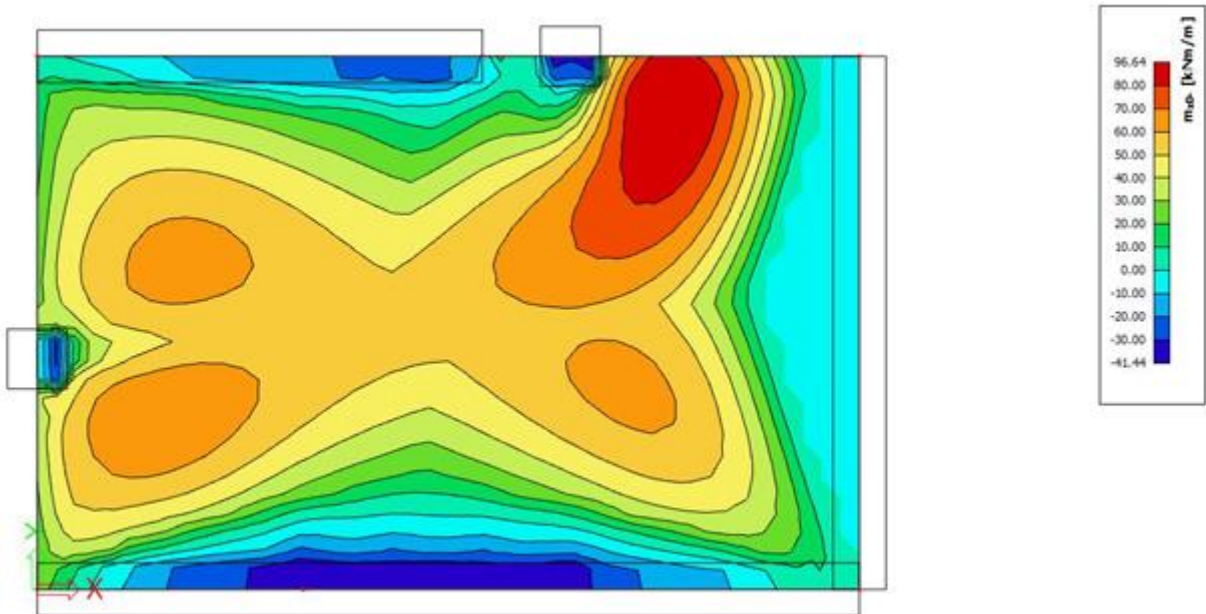
Jak bylo uvedeno v závěru podkapitoly 5.1, výztuž je navržena na vnitřní síly vypočtené v programu Scia Engineer. Návrhové ohybové momenty a návrhové posouvající síly byly stanoveny na deskovém výpočetním modelu.

5.2.1 Návrh ohybové výztuže

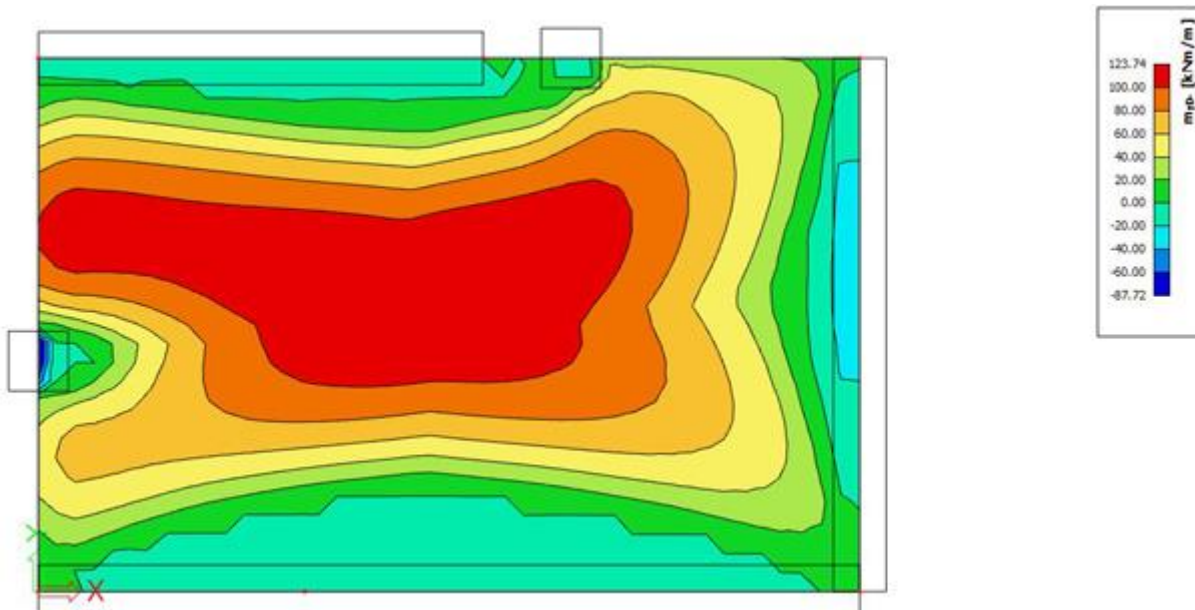
Ohybová výztuž je navržena na návrhové ohybové momenty vypočtené v programu Scia Engineer na deskovém modelu ($h=418$ mm, model popsáný v podkapitole 5.1.2). Tyto návrhové ohybové momenty zahrnují vliv kroutících momentů, a proto jsou vhodné pro ruční návrh výztuže.

Výztuž dolní desky

Návrh výztuže dolní desky je proveden na návrhové ohybové momenty m_{yD} - (ve směru y , rozpon 11,8 m) a m_{xD} - (ve směru x , rozpon 18,2 m).



Obr. 5.35: Průběh m_{xD} - (návrhové ohybové momenty ve směru x na dolním povrchu)



Obr. 5.36: Průběh m_{yD} - (návrhové ohybové momenty ve směru y na dolním povrchu)

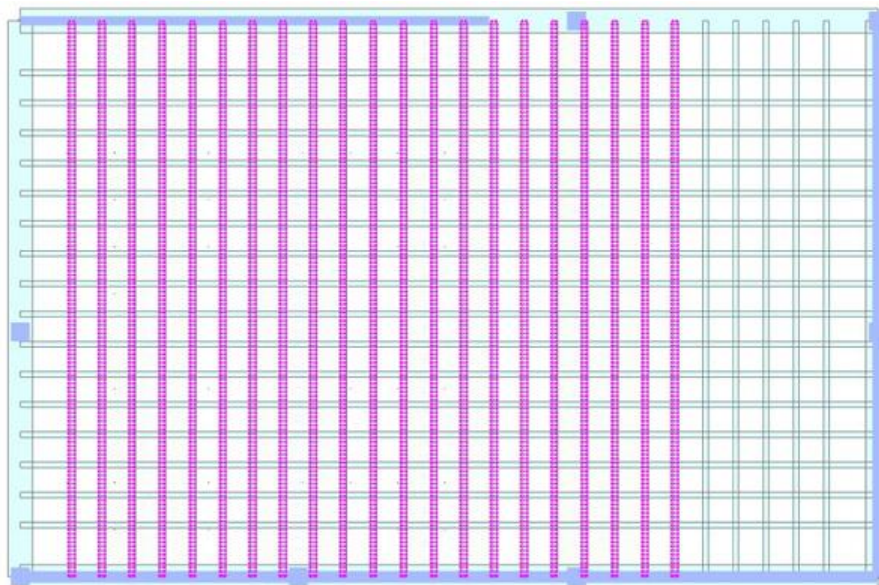
Na základě průběhů návrhových ohybových momentů na dolním povrchu desky navrhuji základní rastr výztuže $\phi=12$ mm à 200 mm v obou směrech. Ve směru y navrhuji příložky $1 \times \phi=12$ mm do vyznačených žebírek, ve směru x postačí výztuž bez příložek.

Lower slab base reinforcement			$\phi 12-200 \times 200$	5.65 cm ² /m	RESISTANT MOMENT CALCULATION	
Lower slab concrete cover C_i (cm)			3.0		Resistant moment	Reinforcement
Type of integration	Nr. of Reinf. in Ribs	ULS with only base reinforcement / ULS with base and integrative reinforcement		M_r (kNm/m)	ϕ (mm)	
Směr y				Positive Resistant mon		
		ULS with only base reinf.		102.76	12.00	
Rib Only	1	ULS with base and int. reinf.		130.61	12	
Směr x				Positive Resistant mon		
		ULS with only base reinf.		103.62	12.00	
Nothing	0	ULS with base and int. reinf.		0.00	0	

Obr. 5.37: Únosnost vylehčené monolitické desky v ohybu dle zadané výztuže [zdroj: uboot-software.daliform.com]

Směr x: $\phi=12$ mm à 200 mm

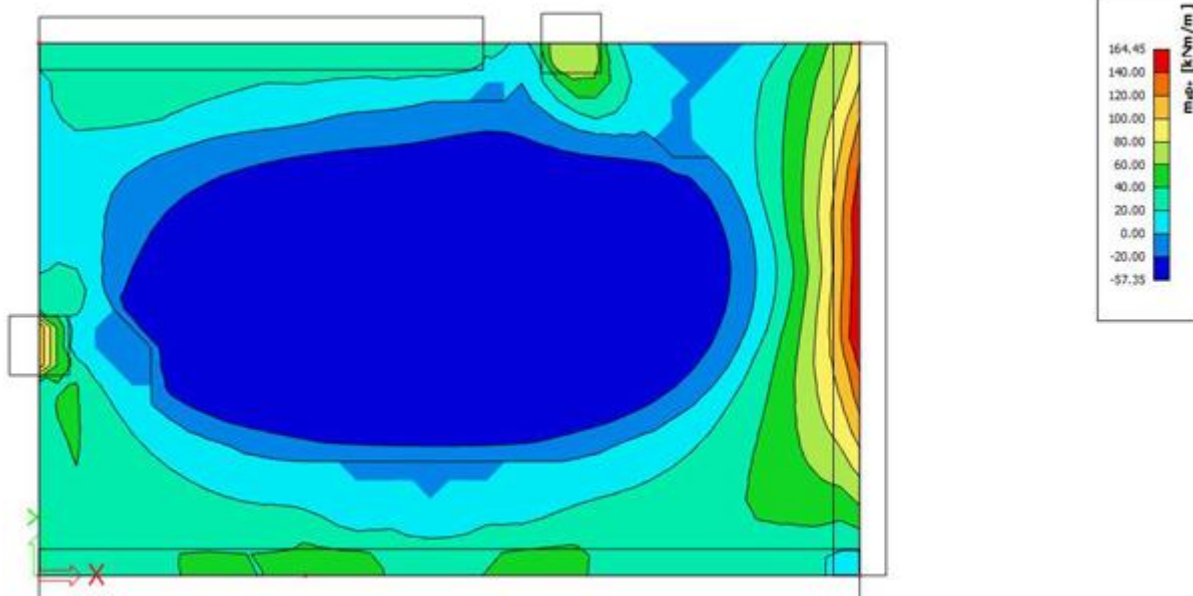
Směr y: $\phi=12$ mm à 200 mm + příložky $1 \times \phi=12$ mm ve vyznačených žebírkách



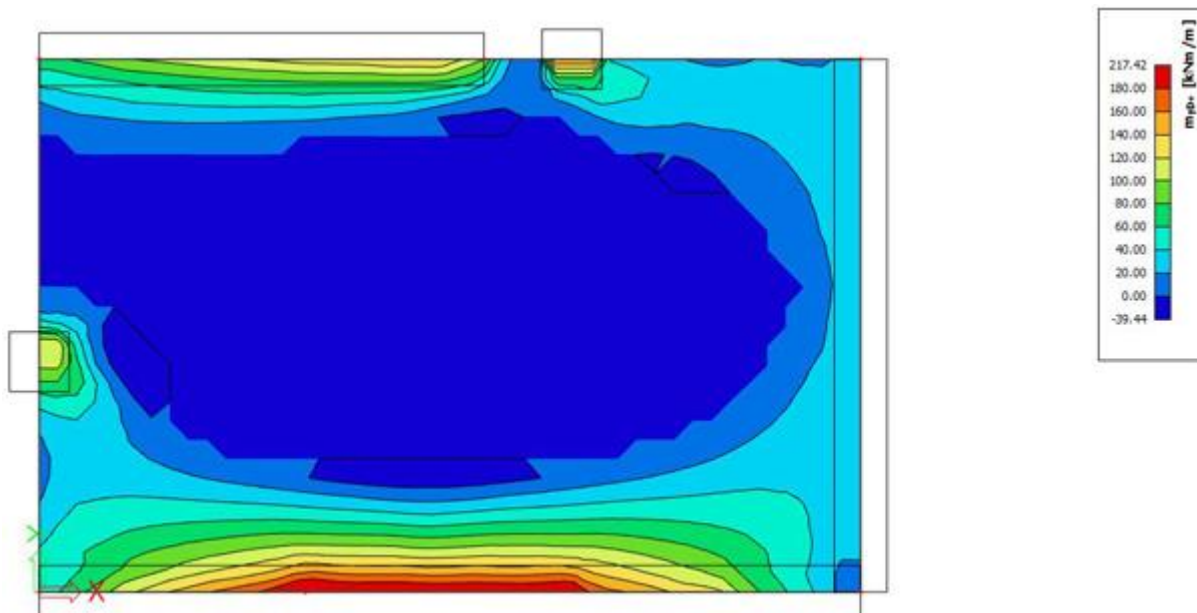
Obr. 5.38: Vyznačení žebírek s příložkami ohybové výztuže dolní desky

Výztuž horní desky

Návrh výztuže horní desky je proveden na návrhové ohybové momenty m_{yD+} (ve směru y, rozpon 11,8 m) a m_{xD+} (ve směru x, rozpon 18,2 m).



Obr. 5.39: Průběh m_{xD+} (návrhové ohybové momenty ve směru x na horním povrchu)



Obr. 5.40: Průběh m_{yD+} (návrhové ohybové momenty ve směru y na horním povrchu)

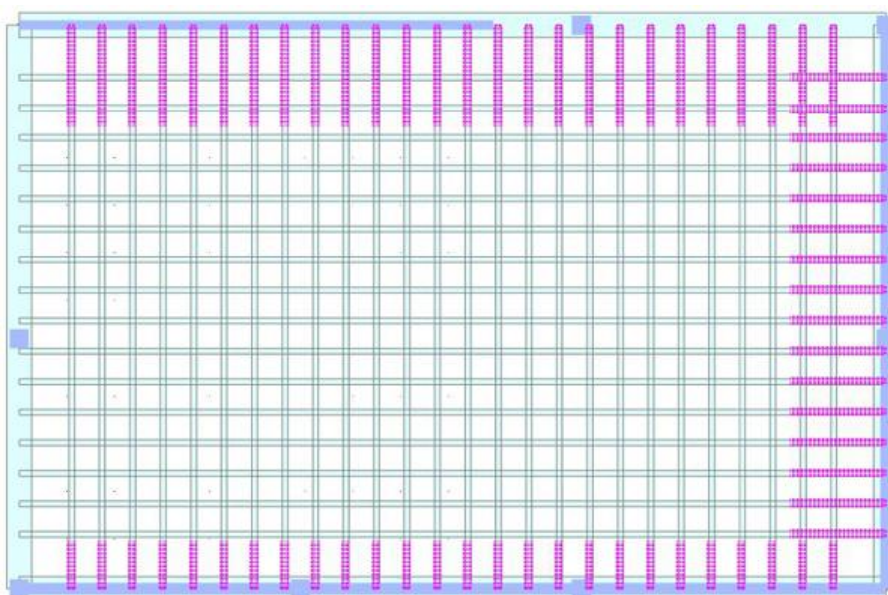
Na základě průběhů návrhových ohybových momentů na dolním povrchu desky navrhuji základní rastr výztuže $\phi=12$ mm à 200 mm v obou směrech. Ve směru y navrhuji příložky $2 \times \phi=12$ mm do každého žebírka na kraj desky uvnitř dispozice (na obr. nahoře) do vzdálenosti 1 m od kraje desky. Ve směru y navrhuji příložky vložení prutů $\phi=14$ mm mezi základní rastr na kraj desky při obvodě desky (na obr. dole) do vzdálenosti 2 m. Ve směru x navrhuji příložky na kraj desky při obvodě objektu (na obr. vpravo) $3 \times \phi=12$ mm do všech žebírek do vzdálenosti 2 m.

Upper slab base reinforcement			$\Phi 12-200 \times 200$	5.65 cm ² /m	RESISTANT MOMENT CALCULATION	
Upper slab concrete cover C_i (cm)			3.0		Resistant moment	Reinforcement
Type of integration	Nr. of Reinf. in Ribs	ULS with only base reinforcement / ULS with base and integrative reinforcement	M_r (kNm/m)	ϕ (mm)		
Směr y					Positive Resistant mon	
		ULS with only base reinf.	102.76	12.00		
Mesh Only	0	ULS with base and int. reinf.	231.29	14		
Rib Only	2	ULS with base and int. reinf.	158.44	12		
Směr x					Negative Resistant mon	
		ULS with only base reinf.	102.76	12.00		
Rib Only	3	ULS with base and int. reinf.	186.37	12		

Obr. 5.41: Únosnost vylehčené monolitické desky v ohybu dle zadané výztuže [zdroj: uboot-software.daliform.com]

Směr x: $\phi=12$ mm à 200 mm + příložky $3 \times \phi=12$ mm ve všech žebírkách (vpravo: L=2 m)

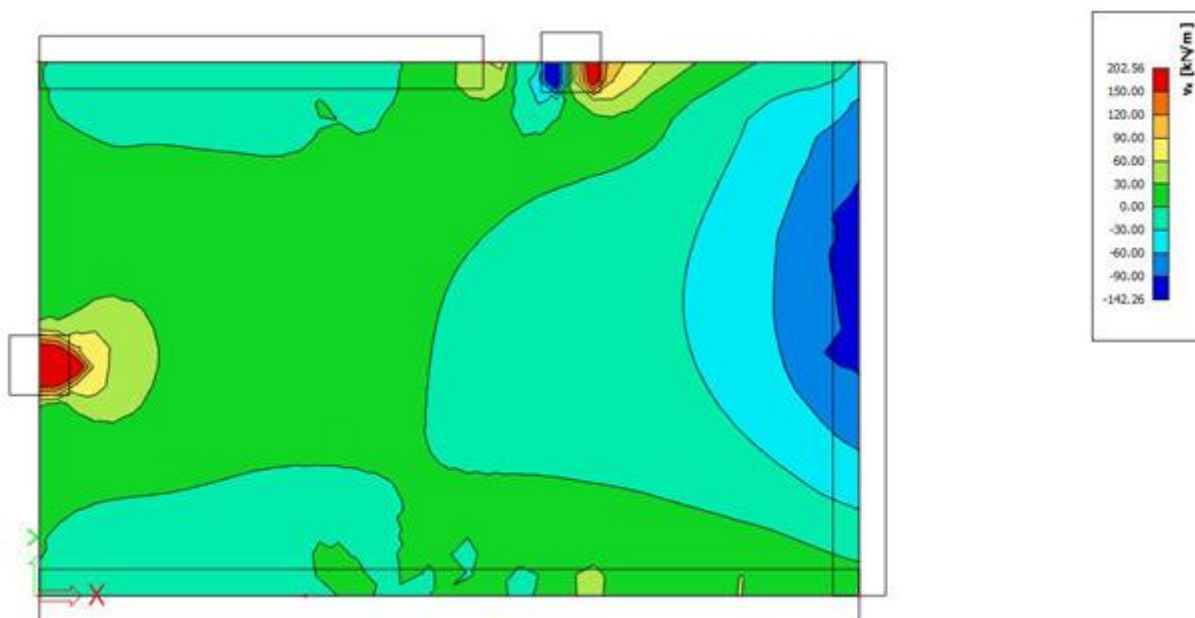
Směr y: $\phi=12$ mm à 200 mm + příložky $2 \times \phi=12$ mm ve všech žebírkách (nahore: L=2 m),
respektive $\phi=14$ mm mezi základní rastr (dole: L=1 m)



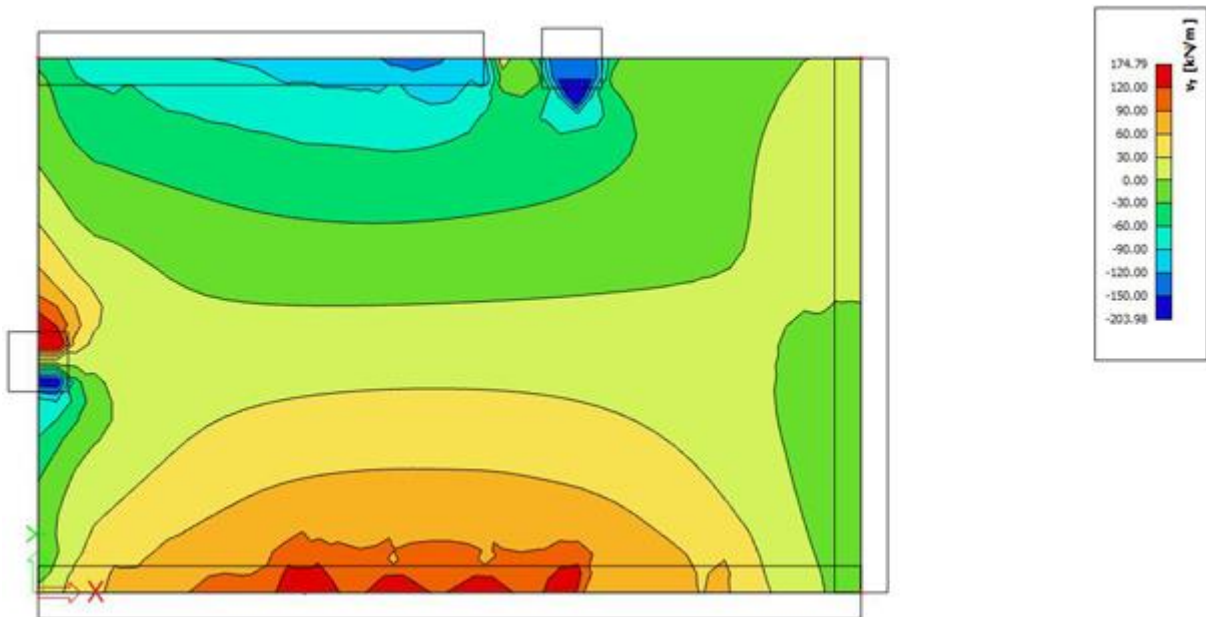
Obr. 5.42: Vyznačení příložek ohybové výztuže horní desky

5.2.2 Návrh smykové výztuže

Smyková výztuž je navržena na posouvající síly v_z ve směru y (rozpon 11,8 m) a ve směru x (rozpon 18,2 m).



Obr. 5.43: Průběh posouvající síly v_z ve směru x (rozpon 18,2 m)

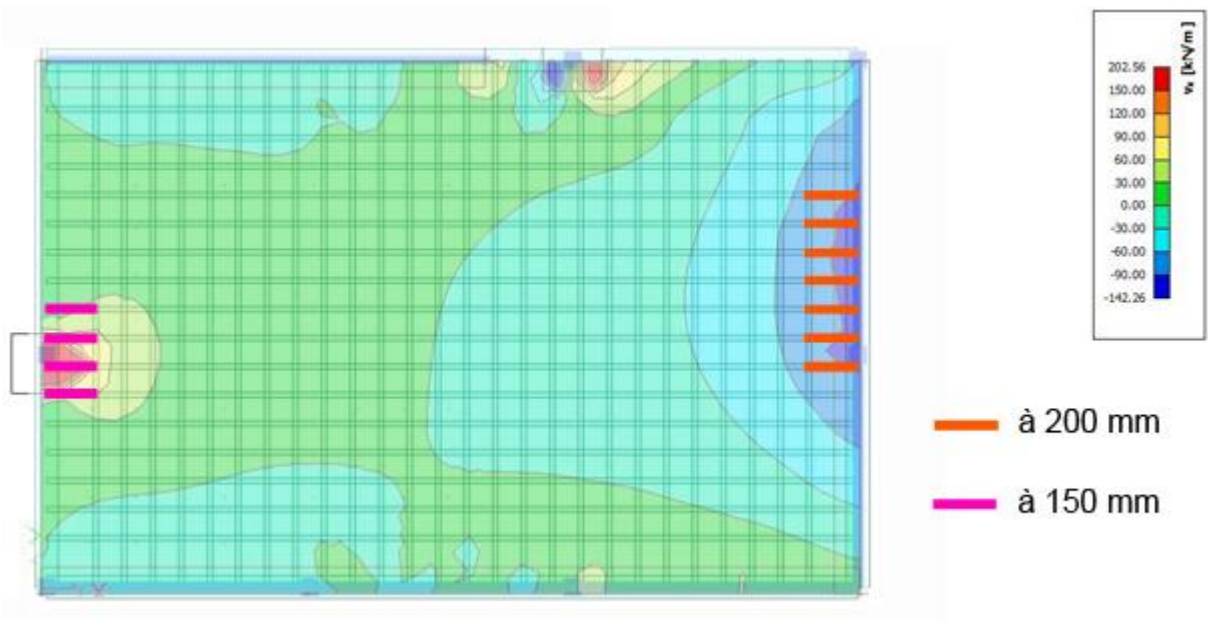


Obr. 5.44: Průběh posouvající síly v_z ve směru y (rozpon 11,8 m)

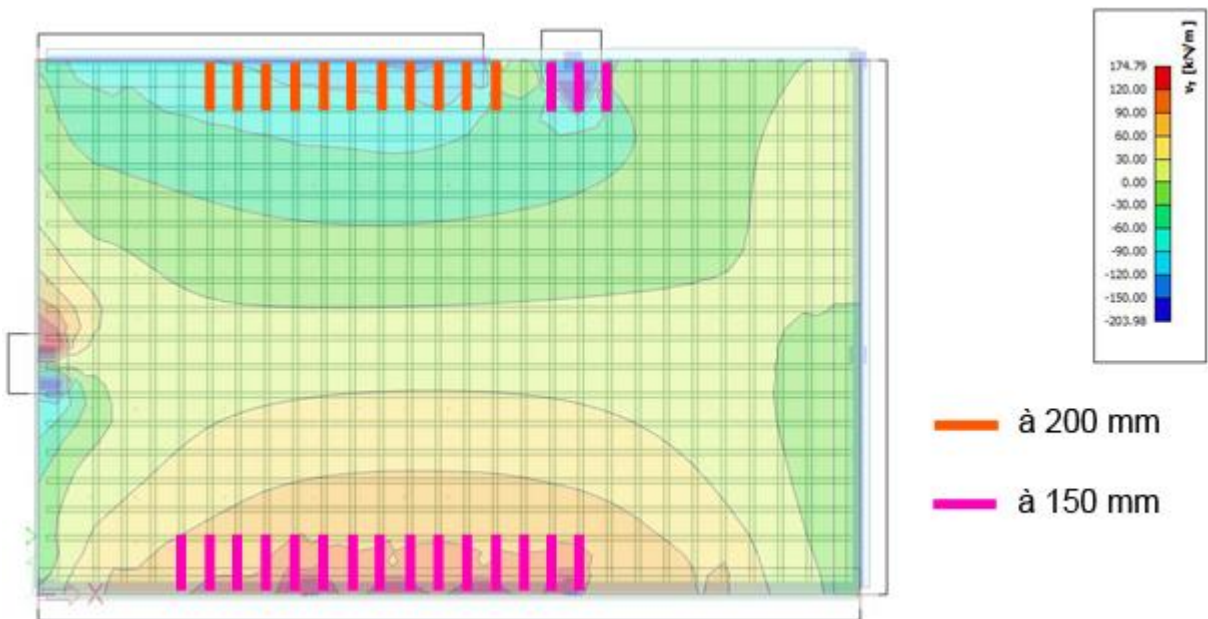
Na základě průběhů posouvající síly navrhují smykovou výztuž $\varnothing=8$ mm à 250 mm. Při okrajích desky v místě napojení sloupů a stěn/parapetů navrhuji zahuštění výztuže $\varnothing=8$ mm à 200 mm, respektive $\varnothing=8$ mm à 150 mm – viz obr. 5.46.

Shear resistance with shear reinforcement			
Design shear resistance	V_{Rd}	84.56	kN
r=8mm à 250 mm	$v_{rd,s}$	132.13	kN/m
Design shear resistance	V_{Rd}	105.70	kN
r=8mm à 200 mm	$v_{rd,s}$	165.16	kN/m
Design shear resistance	V_{Rd}	138.14	kN
r=8mm à 150 mm	$v_{rd,s}$	215.84	kN/m

Obr. 5.45: Únosnost vylehčené monolitické desky ve smyku dle zadané výztuže [zdroj: uboot-software.daliform.com]



Obr. 5.46: Vyznačení příložek smykové výztuže ve směru x



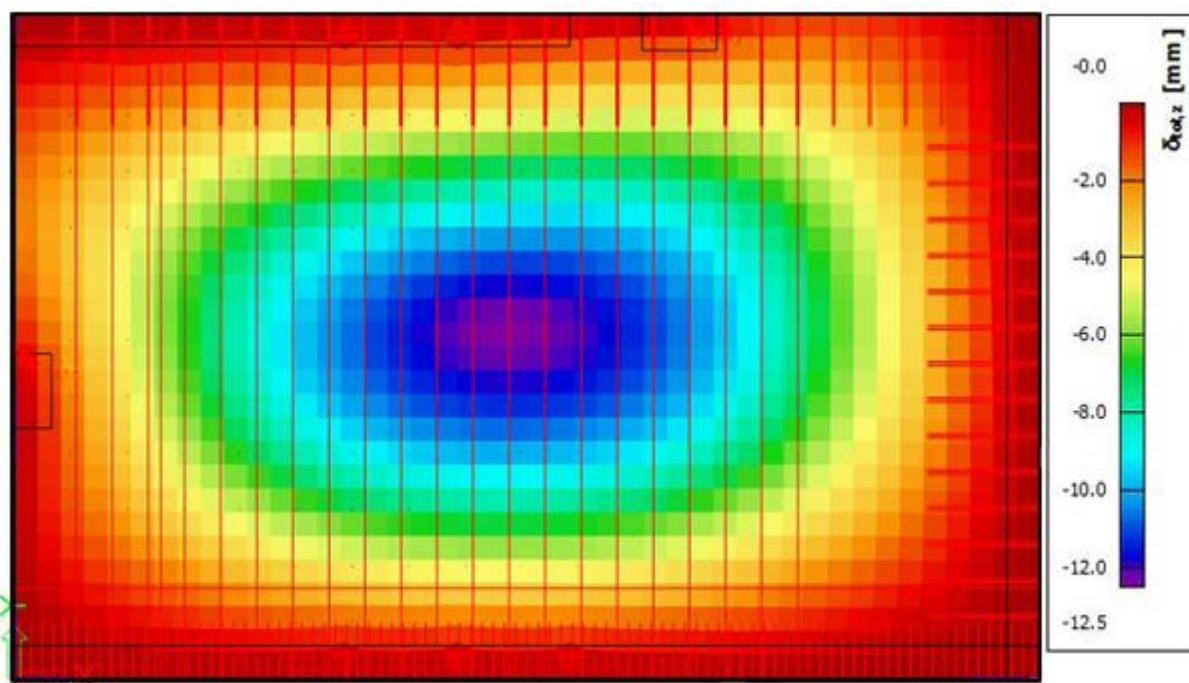
Obr. 5.47: Vyznačení příložek smykové výztuže ve směru y

5.3 Posouzení MSP

Ověření mezního stavu použitelnosti je provedeno v programu Scia Engineer v17 na deskovém modelu ($h=418$ mm).

5.3.1 Průhyb

Program Scia Engineer umožňuje vypočítat průhyb pomocí komponenty Normově závislý průhyb, který zohledňuje zadanou výztuž. Ohybová výztuž byla zadána dle vyztužení popsaného v podkapitole 5.2.



Obr. 5.48: Normově závislý průhyb vylehčené monolitické desky (bez vlivu smršťování)

Vliv smršťování není zahrnut ve výpočtu Normově závislého průhybu, z tohoto důvodu je nutné přičíst průhyb od smršťování. Hodnota celkového poměrného smršťování je vypočítána na obr. 49 podle Přílohy B normy ČSN EN 1992-1-1.

CHARAKTERISTIKY MATERIÁLU

CHARAKTERISTIKY MATERIÁLU

Beton C30/37

Ocel B500B

Cement třídy N

f_{cm}	=	38	MPa
f_{cm0}	=	10	MPa
f_{ck}	=	30	MPa
E_c	=	32	GPa
E_s	=	210	GPa
α_{ds1}	=	4,0	
α_{ds2}	=	0,1	

Poměrné smršťování vysycháním

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$h_0 = 2A_c/u$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s) - 0.04\sqrt{(h_0^3)}]$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot [(220 + 110\alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}/f_{cm0})] \cdot (10^{-6}) \cdot \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1,55[1 - (RH/RH_0)^3]$$

A_c = průřezová plocha betonu

h_0 = náhradní rozměr průřezu

u = obvod části průřezu vystavené vysychání

t = stáří betonu v uvažovaném okamžiku, ve dnech

t_s = stáří betonu (dny) při začátku smršťování vysycháním

RH = ambient relativní vlhkost [%]

$RH_0 = 100\%$

Vstupní data:

A_c	=	220800
u	=	1000
k_h	=	0,74
t	=	18250
t_s	=	7
RH	=	0,50
RH_0	=	1,00

Výstupní data:

k_h	=	0,74
h_0	=	441,6
$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0,980
β_{RH}	=	1,36
$\varepsilon_{cd,0}$	=	0,000482
$\varepsilon_{cd}(t)$	=	0,000350

Poměrné autogenní smršťování

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5})$$

Výstupní data:

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0,000050$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 0,000050$$

$$\beta_{as}(t) = 1,00$$

Celkové poměrné smršťování

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

$$\varepsilon_{cs} = 0,000400$$

$$\varepsilon = \alpha \cdot \Delta t$$

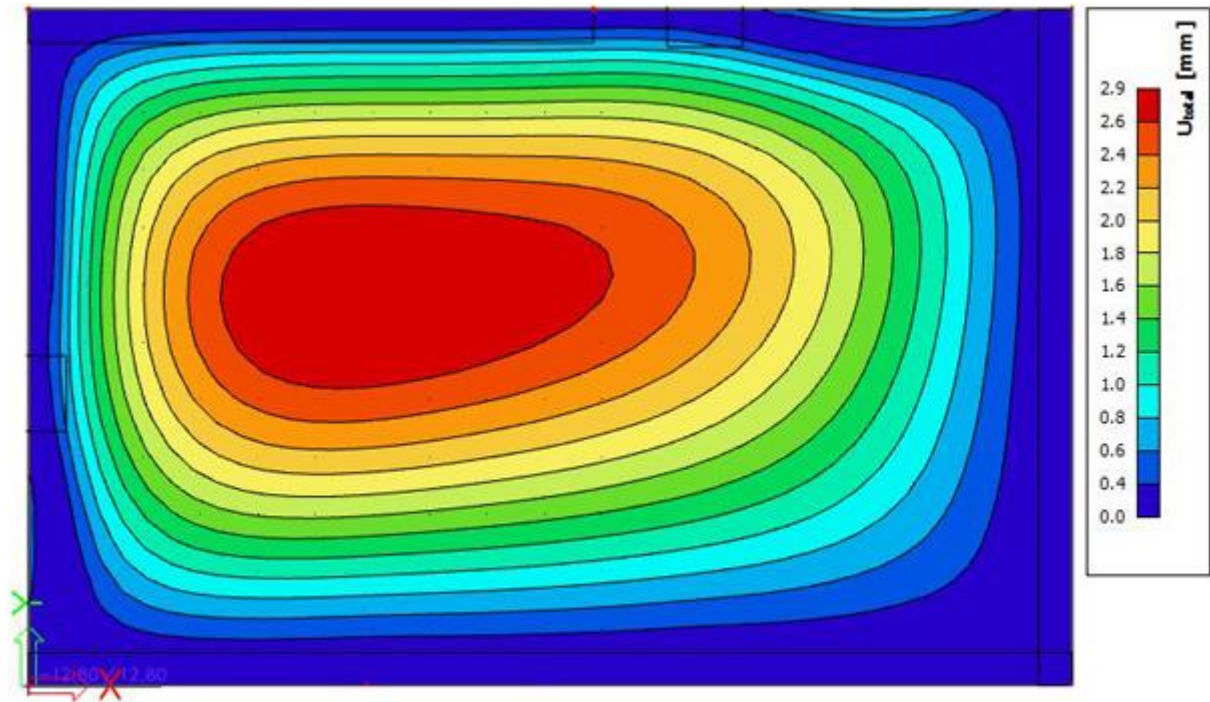
odpovídající Δt :

$$\alpha = 0,000015 \text{ K}^{-1}$$

$$\Delta t = 26,65 \text{ K}$$

Obr. 5.49: Výpočet smršťování a odpovídající Δt vylehčené monolitické desky

Vzhledem k tomu, že se jedná o obousměrně působící desku, je ruční výpočet průhybu od smrštění komplikovaný. Na obr. 50 je proto vypočítána odpovídající Δt . Tento rozdíl teplot je zadán v programu Scia Engineer v17 na konstrukci jako nový zatěžovací stav – zatížení teplotou.



Obr. 5.50: Průhyb vylehčené monolitické desky od smrštění

Celkový průhyb: $12,5 + 2,9 = 15,4$ mm

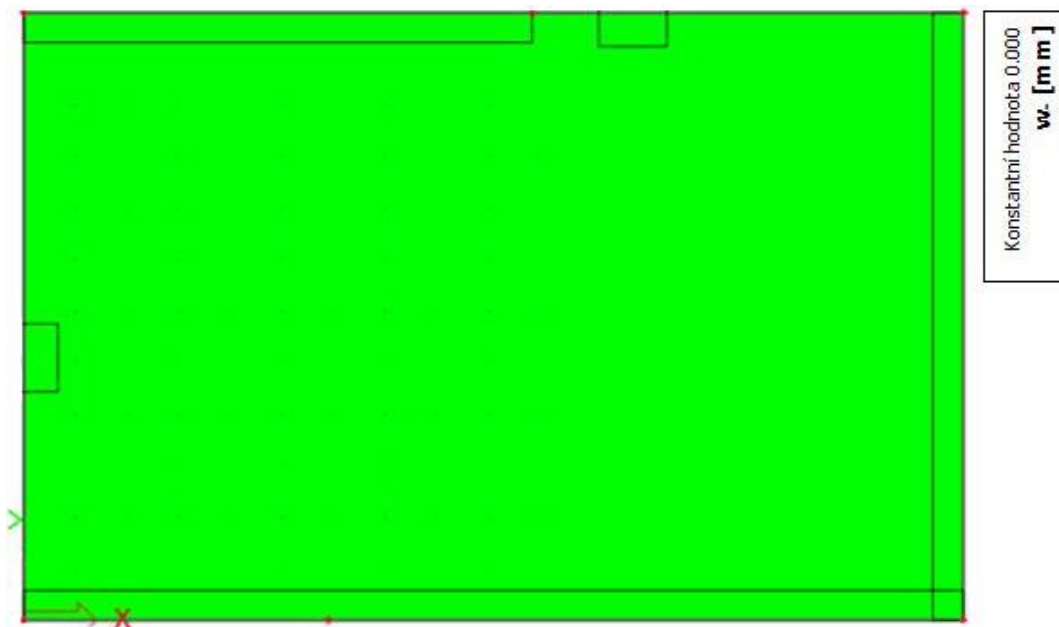
Maximální povolený průhyb = $L/250 = 11\ 800/250 = 47,2$ mm

$15,4$ mm \leq $47,2$ mm **VYHOVUJE**

Mezní stav použitelnosti z hlediska průhybu je splněn.

5.3.2 Šířka trhlin

Podobně jako průhyb i šířku trhlin je možné spočítat pomocí normově závislého odhadu podle geometrie, materiálu, vyztužení a zatížení konstrukce. Limitní šířka trhlin je dána třídou prostředí, pro třídu prostředí XC1 je maximální šířka trhlin 0,4 mm.



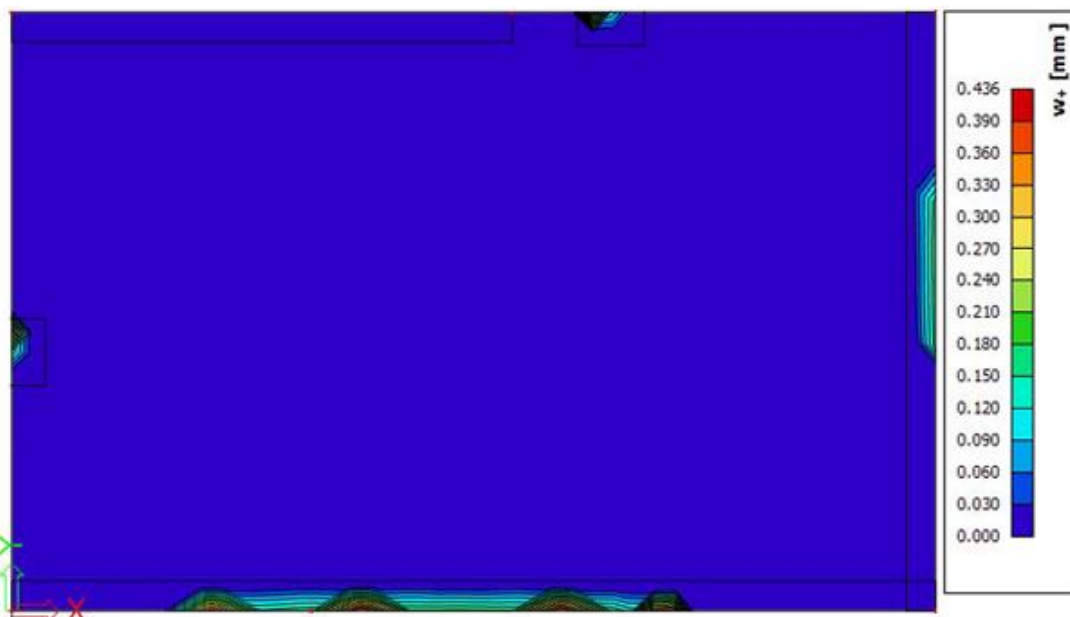
Obr. 5.51: Šířka trhlin na dolním povrchu vylehčené monolitické desky (chybný grafický výstup)

Na dolním povrchu dle grafického výstupu nevzniknou trhliny vůbec. To však není pravda. Při zobrazení podrobného výpočtu lze vidět, že trhliny vzniknou a jejich maximální šířka je 0,391 mm – viz obr. 5.52. Program Scia Engineer v17 tak poskytuje chybný grafický výstup, avšak správný číselný.

Posouzení šířky trhlin

$$w = 0.391 \text{ mm} = < w_{\max} = 0.4 \text{ mm}$$

Obr. 5.52: Vypočtená maximální šířka trhlin na dolním povrchu vylehčené monolitické desky



Obr. 5.53: Šířka trhlin na horním povrchu vylehčené monolitické desky

Na horním povrchu desky vzniknou trhliny pouze v místě extrémních vnitřních sil – v místě podpor. Maximální hodnota šířky trhlin 0,436 mm je pouze v oblasti podpor, vznik trhlin v těchto místech je nereálný. Lze konstatovat, že mezní stav použitelnosti z hlediska šířky trhlin je splněn.

5.4 Posouzení podpůrných prvků

ŽB nosné stěny (vnitřní, vnější) jsou navrženy v tl. 200, respektive 250 mm – jejich únosnost není nutno prokazovat. ŽB obvodové parapety jsou navrženy tl. 250 mm a výšky 1 550 mm – únosnost není nutno prokazovat.

ŽB sloupy jsou navrženy průřezu 400x400 mm. Únosnost sloupů byla ověřena v předmětu Projekt 2, kdy byly zatíženy větším ohybovým momentem než při variantě s vylehčenou monolitickou deskou. Z tohoto důvodu nejsou sloupy znovu posuzovány.

5.5 Zhodnocení

V páté kapitole byly porovnány výpočetní modely pro stanovení návrhových vnitřních sil a proveden návrh výztuže vylehčené monolitické desky.

Porovnání a analýza výpočetních modelů prokázaly, že je vhodnější použít deskové modely. Model s alternativní tloušťkou desky i model s alternativním modulem pružnosti poskytovaly prakticky shodné výsledky. Prutový model s I průřezem měl oproti modelu s obdélníkovým

průřezem menší odchylku vůči deskovým modelům. Přesto byly vnitřní síly v některých místech desky podhodnoceny.

Návrh výztuže prokázal, že je možné uvažovanou vylehčenou desku tl. 460 mm vyztužit. Ověření mezního stavu použitelnosti na deskovém výpočetním modelu ($h=418$ mm) prokázalo, že navržená deska splní podmínky MSP včetně průhybu, což byl hlavní motiv pro výběr tématu bakalářské práce.

Návrh výztuže v softwaru firmy Daliform byl rychlý a uživatelsky přívětivý.

Na závěr lze konstatovat, že návrh vylehčené monolitické desky je použitým postupem možný. Nicméně výpočetní software, který by umožňoval pro vylehčenou monolitickou desku určení vnitřních sil a posouzení MSÚ a MSP by značně zpříjemnil a urychlil projekční práci.

6 Závěr

Obsahem práce bylo konstrukční řešení konferenčního sálu ve vícepodlažní administrativní budově. Hlavním motivem pro výběr tématu bylo předchozí studium, kdy v předmětu Projekt 2 pro zastropení konferenčního sálu administrativní budovy byly navrženy masivní ŽB průvlaky splňující MSÚ. Stropní konstrukce ve vyšších podlažích však vykazovaly problémy z hlediska MSP, konkrétně nadměrné průhyby. V bakalářské práci byly popsány a porovnány různé konstrukční varianty řešení uvedené administrativní budovy s konferenčním sálem.

Bylo prokázáno, že lze optimalizovat původní návrh s masivními ŽB průvlaky ve 2.NP a dále snížit jejich kritický průhyb. To má však své limity a nemusí to být vyhovující řešení.

Z porovnání dalších konstrukčních řešení byla nejlépe vyhodnocena varianta s prefabrikovanými stropními dílci Partek na rozpon 11,8 m a varianta vylehčené monolitické desky, která byla dále podrobněji rozpracována.

Při návrhu vylehčené monolitické desky byly porovnány různé výpočetní modely pro stanovení návrhových hodnot vnitřních sil. Z prutových modelů byl jako vhodnější vyhodnocen model s průřezem žebírek Γ , který lépe zohledňoval tuhost v napojení žebírek na obvodová žebra. Celkově lze konstatovat, že prutové modely zanedbaly extrémy (špičky ohybových momentů a posouvajících sil) v místech podpor.

Deskové modely byly upraveny tak, aby tuhosti odpovídaly reálné konstrukci vylehčené desky. V prvním případě byla zmenšena tloušťka desky ($h=418$ mm), v druhém modul pružnosti betonu ($E=24,3$ GPa) tak, aby tuhost desky odpovídala tuhosti skutečné vylehčené desky. Oba modely poskytovaly shodné výsledky. Výhodou deskových modelů je i skutečnost, že je lze použít pro ověření MSP.

Obecně je možné konstatovat, že pro stropní konstrukce na velké rozpony (jako v případě konferenčního sálu) je vhodné použít systémové řešení, ať už monolitické (vylehčená deska) nebo prefabrikované (předpjaté panely Partek).

Návrh vylehčené monolitické desky není bez specializovaného softwaru příliš jednoduchý a uživatelsky přívětivý. Vyžaduje volbu vhodných výpočetních modelů a jejich pečlivé zhodnocení, zda lze podle výsledků navrhnout výztuž.

Vzhledem k vysoké efektivitě vylehčené monolitické desky na velké rozpony by bylo vhodné rozšířit původní komponentu pro výpočet vylehčené desky z programu Scia Engineer v16 o další tvary bednicích tvarovek a zapracovat ji do novější verze v17.

Zároveň byla při práci v programu Scia Engineer zjištěna určité chyby a omezení, která znesnadňují práci. Při výpočtu šířky trhlin na dolním povrchu podle grafického výstupu

nevznikly trhliny vůbec. Při náhledu reportu však bylo zjištěno, že trhliny na dolním povrchu vznikly. Omezení spočívalo v nemožnosti měnit u materiálů některé vlastnosti, konkrétně u betonu modul pružnosti E.

V neposlední řadě měla práce i osobní přínos z hlediska získání nových znalostí v dané problematice. Z uvedených konstrukčních variant jsem se nově dozvěděl o spřažených nosnících Deltabeam. Celkově dokážu lépe zhodnotit výhody a nevýhody různých konstrukčních řešení a jejich důsledky pro navazující části objektu.

Velkým přínosem pro mě byl návrh monolitické desky. S navrhováním této konstrukce jsem se v předchozím studiu setkal pouze okrajově a její návrh provází jistá specifika. Prvním problémem je absence výpočetního modelu, který by zcela odpovídal skutečnosti. Dokázal jsem vytvořit vhodné výpočetní modely pro stanovení návrhových vnitřních sil. Seznámil jsem se také s prováděním vylehčené monolitické desky a jejím vyztužováním.

Literatura

Normy

- [1] ČSN EN 1990 *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: ČNI, 2004
- [2] ČSN EN 1991-1-1 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: ČNÍ, 2004
- [3] ČSN EN 1992-1-1 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2006
- [4] ČSN 73 5305 *Administrativní budovy a prostory*. Praha: ČNI, 2005
- [5] ČSN 73 6058 *Jednotlivé, hromadné a řadové garáže*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011

Publikace

- [6] FOGLAR, Marek, FRANTOVÁ, Michaela, JIŘÍČEK, Pavel. *Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. Praha: Česká technika – nakladatelství ČVUT, 2011
- [7] KOHOUTKOVÁ, Alena, PROCHÁZKA, Jaroslav, VAŠKOVÁ, Jitka. *Navrhování železobetonových konstrukcí: Příklady a postupy*. Praha: ČVUT, 2014
- [8] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí: Příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2010

Webové zdroje

- [9] SCIA. Příručky. www.scia.net [online]
Dostupné z: <https://www.scia.net/cs/support/downloads>
- [10] ŠTEFAN, Radek. Návrh rámu pomocí programu Scia Engineer. www.fsv.cvut.cz [online]
Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC_Ram.pdf
- [11] BÍLÝ, Petr. Návrh stropní desky v programu Scia Engineer. www.fsv.cvut.cz [online]
Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC_Deska.pdf
- [12] PEIKKO. Deltabeam, technické informace. [online]
Dostupné z: <https://www.peikko.com/products/deltabeam-slim-floor-structures/overview/>
- [13] GOLDBECK. Stropní panely, technické informace. [online]
Dostupné z: <https://stropsystem.cz/technicke-informace.html>
- [14] DALIFORM. U-Boot beton, technické informace. www.daliform.com [online]
Dostupné z: <https://www.daliform.com/en/disposable-formwork-for-two-way-lightened-voided-slabs/>

Použité programy

Scia Engineer v17

LinPro 27

AutoCAD 2015

Microsoft Word 2016

Microsoft Excel 2016

U-Boot software [online] Dostupné z: <http://uboot-software.daliform.com/en>

Seznam obrázků

Obrázek 2.1: Dispozice řešeného objektu (pozn. 2.PP je totožné s 1.PP kromě vjezdu do podzemních garáží)	11
Obrázek 4.1: Vyznačení řešené části objektu, půdorys a řez	14
Obrázek 4.2: Schématický půdorys a řez řešené části objektu	11
Obrázek 4.3: Průběh ohybového momentu (M) na průvlaku 600x1200 mm a sloupech G1 a G5	15
Obrázek 4.4: Průběh ohybového momentu (M) na průvlaku průřezu 600x1200 mm a sloupech G1 a G5 průřezu 600x600 mm	16
Obrázek 4.5: Schématický půdorys a řez řešené části objektu s krátkými stěnami SF1 a SG1	17
Obrázek 4.6: Průběh ohybového momentu (M) na průvlaku 600x1200 mm, krátké stěně SG1 a sloupu G5	17
Obrázek 4.7: Průběh ohybového momentu (M) na průvlaku průřezu 600x1200 mm s náběhy a sloupech G1 a G5	18
Obrázek 4.8: Průběh ohybového momentu (M) na průvlaku průřezu 600x1200 mm s náběhy a sloupech G1 a G5 průřezu 600x1000 mm	18
Obrázek 4.9: Průběh ohybového momentu (M) na průvlaku průřezu 600x1200 mm bez nábehů a sloupech G1 a G5 průřezu 600x1000 mm	19
Obrázek 4.10: Schématický půdorys a řez řešené části objektu s průvlaky průřezu 400x690 mm v 2.-4.NP	21
Obrázek 4.11: Tabulka pro předběžný návrh vylehčené monolitické desky systému U-Boot [zdroj: daliform.com]	22
Obrázek 4.12: Graf pro návrh panelů Spiroll tl. 200 mm (výrobce Goldbeck) dle rozpětí a zatížení [zdroj: stropsystem.cz]	23
Obrázek 4.13: Zavěšení nosníků Deltabeam na ŽB sloupy pomocí zabetonovaných ocelových konzol PCs [zdroj: peikko.sk]	26
Obrázek 4.14: Schématický půdorys a řez řešené části objektu se spřaženými nosníky Deltabeam v 2.-4.NP	27
Obrázek 4.15: Graf pro předběžný návrh nosníků Deltabeam dle zatížení a rozpětí [zdroj: peikko.com]	27

Obrázek 4.16: Rozměry navrženého nosníku Deltabeam v mm [zdroj: peikko.com]	28
Obrázek 4.17: Schématická znázornění úpravy nosníků Deltabeam pro vyrovnání výškových úrovně	28
Obrázek 4.18: Schématický půdorys a řez řešené části objektu s prefabrikovanými předpjatými panely	29
Obrázek 4.19: Schématické znázornění uložení prefabrikovaných stropních dílců	30
Obrázek 4.20: Graf pro návrh panelů Partek tl. 400 mm (výrobce Goldbeck) dle rozpětí a zatížení [zdroj: stropssystem.cz]	30
Obrázek 4.21: Statické schéma a výpočet vnitřních sil v programu LinPro27	31
Obrázek 4.22: Systémy vylehčené monolitické desky: VELOX, U-Boot, Cobiax [zdroj: velox.at; cobiax.com; daliform.com]	34
Obrázek 4.23: Schématický půdorys a řez řešené části objektu s vylehčenou monolitickou deskou (systém U-Boot)	35
Obrázek 4.24: Tabulka pro předběžný návrh vylehčené monolitické desky systému U-Boot [zdroj: daliform.com]	35
Obrázek 4.25: Schématický půdorys a řez řešené části objektu s předpjatými průvlaky v 2.NP	37
Obrázek 4.26: Schématický půdorys a řez řešené části objektu s předpjatými průvlaky ve střešní rovině a předepjatými sloupy	38
Obrázek 5.1: Schématický řez části vylehčené monolitické desky [zdroj: daliform.com + upraveno]	40
Obrázek 5.2: Schématický půdorys vylehčené monolitické desky (strop 2.NP)	41
Obrázek 5.3: 3D pohled na vylehčenou monolitickou desku včetně podpor (strop 2.NP)	42
Obrázek 5.4: Vyznačení vzájemného působení prutových prvků [zdroj: program Scia Engineer v17]	43
Obrázek 5.5: 3D pohled na prutový model (strop 2.NP)	43
Obrázek 5.6: Stanovení zatěžovací šířky 0,38 m a důvod vyšší výsledné reakce	44
Obrázek 5.7: Průběh ohybových momentů na prutech ve směru x (rozpon 18,2 m)	45
Obrázek 5.8: Průběh ohybových momentů na prutech ve směru y (rozpon 11,8 m)	45
Obrázek 5.9: Průběh posouvající síly na prutech ve směru x (rozpon 18,2 m)	46
Obrázek 5.10: Průběh posouvající síly na prutech ve směru y (rozpon 11,8 m)	46

Obrázek 5.11: Průřezy prutů nahrazují žebírka, vlevo obdelníkový průřez a vpravo I průřez	47
Obrázek 5.12: Průběh ohybových momentů na prutech ve směru x (rozpon 18,2 m)	47
Obrázek 5.13: Průběh ohybových momentů na prutech ve směru y (rozpon 11,8 m)	48
Obrázek 5.14: Průběh posouvající síly na prutech ve směru x (rozpon 18,2 m)	48
Obrázek 5.15: Průběh posouvající síly na prutech ve směru y (rozpon 11,8 m)	49
Obrázek 5.16: Moment setrvačnosti vylehčené desky tl. 460 mm [zdroj: uboot-software.daliform.com]	51
Obrázek 5.17: 3D pohled na deskový model	52
Obrázek 5.18: Průběh momentu m_{xD+} na horní desce ve směru x (rozpon 18,2 m)	53
Obrázek 5.19: Průběh momentu m_{yD+} na horní desce ve směru y (rozpon 11,8 m)	53
Obrázek 5.20: Průběh momentu m_{xD-} na dolní desce ve směru x (rozpon 18,2 m)	54
Obrázek 5.21: Průběh momentu m_{yD-} na dolní desce ve směru y (rozpon 11,8 m)	54
Obrázek 5.22: Průběh posouvající síly v_x ve směru x (rozpon 18,2 m)	55
Obrázek 5.23: Průběh posouvající síly v_y ve směru y (rozpon 11,8 m)	55
Obrázek 5.24: Průhyb (pružný)	56
Obrázek 5.25: Průběh momentu m_{xD+} na horní desce ve směru x (rozpon 18,2 m)	57
Obrázek 5.26: Průběh momentu m_{yD+} na horní desce ve směru y (rozpon 11,8 m)	57
Obrázek 5.27: Průběh momentu m_{xD-} na dolní desce ve směru x (rozpon 18,2 m)	58
Obrázek 5.28: Průběh momentu m_{yD-} na dolní desce ve směru y (rozpon 11,8 m)	58
Obrázek 5.29: Průběh posouvající síly v_x ve směru x (rozpon 18,2 m)	59
Obrázek 5.30: Průběh posouvající síly v_y ve směru y (rozpon 11,8 m)	59
Obrázek 5.31: Průhyb (pružný)	60
Obrázek 5.32: Vizualizace zadávání výztuže v softwaru firmy Daliform [zdroj: uboot-software.daliform.com]	62
Obrázek 5.33: Vizualizace zadávání příložek ohybové výztuže v softwaru firmy Daliform [zdroj: uboot-software.daliform.com]	63
Obrázek 5.34: Vizualizace zadávání smykové výztuže v softwaru firmy Daliform [zdroj: uboot-software.daliform.com]	63
Obrázek 5.35: Průběh m_{xD-} (návrhové ohybové momenty ve směru x na dolním povrchu)	64
Obrázek 5.36: Průběh m_{yD-} (návrhové ohybové momenty ve směru y na dolním povrchu)	65
Obrázek 5.37: Únosnost vylehčené monolitické desky v ohybu dle zadané výztuže [zdroj: uboot-software.daliform.com]	65

Obrázek 5.38: Vyznačení žebírek s příložkami ohybové výztuže dolní desky	66
Obrázek 5.39: Průběh m_{xD+} (návrhové ohybové momenty ve směru x na horním povrchu)	66
Obrázek 5.40: Průběh m_{yD+} (návrhové ohybové momenty ve směru y na horním povrchu)	67
Obrázek 5.41: Únosnost vylehčené monolitické desky v ohybu dle zadané výztuže [zdroj: uboot-software.daliform.com]	67
Obrázek 5.42: Vyznačení příložek ohybové výztuže horní desky	68
Obrázek 5.43: Průběh posouvající síly v_z ve směru x (rozpon 18,2 m)	68
Obrázek 5.44: Průběh posouvající síly v_z ve směru y (rozpon 11,8 m)	69
Obrázek 5.45: Únosnost vylehčené monolitické desky ve smyku dle zadané výztuže [zdroj: uboot-software.daliform.com]	69
Obrázek 5.46: Vyznačení příložek smykové výztuže ve směru x	70
Obrázek 5.47: Vyznačení příložek smykové výztuže ve směru y	70
Obrázek 5.48: Normově závislý průhyb vylehčené monolitické desky (bez vlivu smršťování)	71
Obrázek 5.49: Výpočet smršťování a odpovídající Δt vylehčené monolitické desky	72
Obrázek 5.50: Průhyb vylehčené monolitické desky od smrštění	73
Obrázek 5.51: Šířka trhlin na dolním povrchu vylehčené monolitické desky (chybný grafický výstup)	74
Obrázek 5.52: Vypočtená maximální šířka trhlin na dolním povrchu vylehčené monolitické desky	74
Obrázek 5.53: Šířka trhlin na horním povrchu vylehčené monolitické desky	75

Seznam tabulek

Tabulka 4.1: Porovnání vlivu náběhů na ohybový moment (M) a pružný průhyb (w) průvlaku průřezu 600x1200 mm	19
Tabulka 4.2: Porovnání ohybových momentů (M) a pružných průhybů (w) výše uvedených variant	20
Tabulka 4.3: Porovnání výhod a nevýhod masivních ŽB průvlaků v 2.NP	21
Tabulka 4.4: Porovnání průvlaků z hlediska ohybu pro tři varianty stropní konstrukce	24
Tabulka 4.5: Porovnání průvlaků z hlediska smyku pro tři varianty stropní konstrukce	24
Tabulka 4.6: Porovnání výhod a nevýhod ŽB průvlaků v 2.-4.NP	26
Tabulka 4.7: Porovnání výhod a nevýhod spřažených nosníků Deltabeam	28
Tabulka 4.8: Ověření průvlaku z hlediska ohybu	32
Tabulka 4.9: Ověření průvlaku z hlediska smyku	32
Tabulka 4.10: Porovnání výhod a nevýhod prefabrikovaných předpjatých dutinových panelů	33
Tabulka 4.11: Porovnání výhod a nevýhod vylehčené monolitické desky	36
Tabulka 4.12: Přehledné porovnání všech variant	39
Tabulka 5.1: Porovnání vnitřních sil a průhybů prutových výpočetních modelů	49
Tabulka 5.2: Porovnání vnitřních sil a průhybů deskových výpočetních modelů	60
Tabulka 5.3: Porovnání vnitřních sil a průhybu deskového (h=418 mm) a prutového (I průřez) výpočetního modelu	62

Seznam příloh

Příloha č. 1 – Popis rámového výpočetního modelu

Příloha č. 2 – Výkresy tvaru – pracovní verze (1:150, 1:75)

Příloha č. 3 – Skica výkresu výztuže vylehčené desky (1:100)