



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh předpětí dilatace A5 Autobusové stanice Mlynske Nivy

Mlynske Nivy bus terminal – section A5 pre-stressing design

Bakalářská práce

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb
Vedoucí práce: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Praha, 2021

Matouš Petřík

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Petrík Jméno: Matouš Osobní číslo: 476945
Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh předpětí dilatace A5 Autobusové stanice Mlynske Nivy

Název bakalářské práce anglicky: Mlynske Nivy bus terminal - section A5 pre-stressing design

Pokyny pro vypracování:

Zpracujte:

- rešerši na téma zásady aplikace předpětí ve stavbách pozemního stavitelství
- rozvahu, zda je možné dilataci A5 navrhnout bez užití předpjatého betonu při zadané dispozici
- komentovaný statický výpočet rozhodujících částí dilatace A5
- schéma předpětí řešených částí dilatace A5

Seznam doporučené literatury:

Navrátil, J., Předpjaté betonové konstrukce, CERM 2008, s. 186

Foglar, M., Frantová, M., Jiříček P., Betonové konstrukce 3, Česká technika - nakladatelství ČVUT 2011, s. 146

Jméno vedoucího bakalářské práce: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 14.02.2021 Termín odevzdání bakalářské práce: 16.5.2021

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

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení:

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně a veškeré informační zdroje, ze kterých jsem čerpal, jsem uvedl v příloženém seznamu.

V Praze dne 16.05.2021

.....

Matouš Petřík

Poděkování:

Touto cestou bych rád poděkoval panu doc. Ing. Markovi Foglarovi, Ph.D. za jeho trpělivost, připomínky, znalosti a odborné vedení této bakalářské práce.

V neposlední řadě bych také rád poděkoval Ing. Romanovi Chylíkovi za konzultace související s ovládáním software pro navrhování, výpočty a posudky betonových konstrukcí.

Abstrakt

Předmětem této práce je návrh předpětí části objektu Autobusové stanice Mlynské Nivy.

Předpjatý beton je specifická stavební technologie hojně používaná v dopravních stavbách – zejména mostech, ovšem dá se využít i pro jiné velkorozponové konstrukce, mezi něž patří např. i stropy nebo vazníky hal. Úvod práce je rešerší nejen o specificích předpjatého betonu jako takového, ale i jeho principech použití v pozemním stavitelství. V práci je stručně popsán projekt autobusové stanice jakožto polyfunkčního domu, jeho poloha a dispoziční řešení. Dále je předmětem rozbor nosné betonové konstrukce zadané části objektu, jejíž nejkomplicovanější stropní deska je posléze analyzována v software nejdříve jako železobetonová, poté jako předpjatá. Součástí je ověření nutnosti použití předpjatého betonu, ať už co se týče řešené konstrukce, či obecně. V těchto místech práce plynule přechází do komentovaného statického výpočtu, který detailně analyzuje konkrétní průvlek výše zmíněné stropní desky. Pro práci byl vybrán průvlek takový, aby se principy jeho návrhu daly aplikovat i v jiných částech desky, dokonce i jiných podlažích objektu. Závěrem je v práci dimenzována výztuž do železobetonové konstrukce s vlivem předpětí tak, aby byl návrh typické sekce stropu kompletní. Výstupem jsou schémata předpětí a vyztužení podrobně řešeného sektoru.

Klíčová slova

předpjatý beton, předpjatý beton v pozemních stavbách, železobeton, variantní řešení nosné konstrukce, posudek předpjaté konstrukce

Abstract

The subject of this thesis is pre-stressing design of Mlynske Nivy bus terminal, section A5. Prestressed concrete is specific construction technology widely used especially for bridges, but it is possible to use it for variety of large-span structures such as floor slabs or tie beams. The introduction focuses on subject of the specifics of prestressed concrete in building structures. The thesis also briefly describes the project of a bus station as a multifunctional house, its location, and disposition. Furthermore, the task is the evaluation of the load-bearing concrete structure. The subject is software analysis of the most complicated floor slab, first designed in reinforced concrete, then in prestressed concrete. Element of the analysis is the explanation of the use of prestressed concrete in the project. In this part, thesis smoothly passes to commented structural analysis of slab beam in detail. The beam was chosen so that the principles of its design could be applied in other segments of the slab, even other floors of the building. Finally, the subject is a design of concrete structure reinforcement in parts of slab where prestress was designed, so that the solution of a typical section of the slab is complete. Drawings of prestressing and reinforcement of the solved sector are attached to this thesis.

Keywords

prestressed concrete, prestressed concrete in civil engineering, reinforced concrete, variant solution of load-bearing structure, provision of prestressed structure

Obsah

1.	Předpjatý beton	11
1.1.	Podstata předpjatého betonu	11
1.2.	Výhody předpjatého betonu	11
1.3.	Materiály	12
1.3.1.	Beton	12
1.3.2.	Betonářská výztuž	12
1.3.3.	Předpínací výztuž.....	12
1.4.	Technologie předpjatého betonu.....	13
1.5.	Ztráty předpětí.....	14
2.	Technologie a specifika předpjatého betonu použitého v pozemních stavbách	15
2.1.	Technologie	15
2.1.1.	Předem předpjatý beton v pozemních stavbách	15
2.1.2.	Dodatečně předpjatý beton v pozemních stavbách	16
2.2.	Principy a specifika předpínání konstrukcí pozemních staveb.....	17
2.2.1.	Staticky neurčité složky předpětí	17
2.2.2.	Vedení kabelů.....	17
2.2.3.	Deskové konstrukce	18
2.2.3.1.	Působení deskových konstrukcí.....	18
2.2.3.2.	Specifika předpínání desek.....	19
3.	Projekt Autobusová stanice Mlynské Nivy	20
3.1.	Úvod	20
3.2.	Poloha, urbanistické řešení	21
3.2.1.	Širší vztahy.....	21
3.2.2.	Okolí a začlenění objektu ve čtvrti	21
3.3.	Architektonické a dispoziční řešení části A.....	22
3.3.1.	Základní informace.....	22
3.3.2.	Dispozice	22
3.4.	Konstrukčně statické řešení	22
3.4.1.	Rozdělení na části a dilatační celky	23
3.4.2.	Řešená dilatace A5	23
3.4.3.	Konstrukční systém dilatace A5	23
3.4.3.1.	Založení objektu	23
3.4.3.2.	Svislé nosné konstrukce.....	24
3.4.3.3.	Vodorovné nosné konstrukce.....	24

3.4.4.	Opodstatnění rozponů a specifikace problému	24
3.5.	Variantní řešení nosné konstrukce	26
3.5.1.	Železobetonová varianta 1	26
3.5.2.	Železobetonová varianta 2	26
3.5.3.	Předpjatá varianta	26
4.	Komentovaný statický výpočet	27
4.1.	Model 1	27
4.1.1.	Založení stavby	27
4.1.2.	Návaznost modelu na okolní dilatační celky a jeho působení	27
4.1.3.	2PP	28
4.1.4.	1PP	28
4.1.5.	1NP	29
4.1.6.	2NP	29
4.1.7.	Ztužující jádro se schodišťovým prostorem	30
4.2.	Použité materiály	30
4.3.	Přehled zatížení	31
4.3.1.	Stálé zatížení	31
4.3.1.1.	Vlastní tíha nosné konstrukce	31
4.3.1.2.	Podlahy, podhledy	31
4.3.1.3.	Příčky	31
4.3.1.4.	Střešní plášť, obvodový plášť, zemní tlak	32
4.3.2.	Proměnné zatížení	32
4.3.2.1.	Užitné	32
4.3.2.2.	Sníh	32
4.3.2.3.	Vítr	32
4.4.	Železobetonová varianta 1	33
4.4.1.	Materiálové charakteristiky	33
4.4.2.	Průvlak	33
4.4.2.1.	Návrh a posudek nad podporou, ohyb, MSÚ	34
4.4.2.2.	Návrh a posudek v poli, ohyb, MSÚ	37
4.4.3.	Deska	38
4.4.3.1.	Návrh a posudek v poli ve směru x, ohyb, MSÚ	40
4.4.3.2.	Návrh a posudek v poli ve směru y, ohyb, MSÚ	41
4.4.4.	Zjednodušený posudek MSP – průhyb	42
4.5.	Železobetonová varianta 2	43
4.5.1.	Zjednodušený posudek MSP – průhyb	43

4.5.2.	Nevýhoda železobetonové varianty.....	44
4.6.	Model 2, porovnání obou modelů.....	45
4.6.1.	Motivace k tvorbě druhého modelu	45
4.6.2.	Tvorba druhého modelu	46
4.6.3.	Specifika modelu 1	46
4.6.4.	Specifika modelu 2	46
4.6.5.	Detailní výpočet – model 1.....	47
4.6.6.	Detailní výpočet – model 2.....	48
4.7.	Výpočet spolupůsobící šířky desky a její určení z modelu 2.....	49
4.7.1.	Výpočet dle normy	49
4.7.2.	Určení z modelu 2	50
4.8.	Závěr železobetonové varianty	51
4.9.	Předběžný návrh předpětí – průvlaky v levém traktu desky nad 1PP.....	52
4.9.1.	Materiálové charakteristiky	52
4.9.2.	Stanovení krycí vrstvy betonu	52
4.9.3.	Řešená část desky.....	53
4.9.4.	Průřezové charakteristiky.....	54
4.9.5.	Vnitřní síly.....	55
4.9.5.1.	Moment od předpětí.....	55
4.9.6.	Návrh předpětí průvlaku P_2	56
4.9.6.1.	Použitá technologie	56
4.9.6.2.	Excentricita	56
4.9.6.3.	Trasa kabelu.....	57
4.9.6.4.	Postup aplikace předpínací technologie.....	58
4.9.6.5.	Návrh předpínací síly	58
4.9.6.6.	Požadovaná plocha výztuže, požadovaný počet lan	58
4.9.6.7.	Návrh předpínací výztuže	59
4.9.6.8.	Úprava návrhu předpětí v řezu č. 3	60
4.9.6.9.	Návrh předpínací výztuže v posledním poli v průvlaku	60
4.9.6.10.	Závěrečný souhrn předběžného návrhu předpínací výztuže pro průvlak P_2	62
4.9.7.	Předběžný návrh předpětí průvlaků P_1 , P_3 a P_4	62
4.10.	Zadání předpětí do software	63
4.10.1.	Výběr modelu	63
4.10.2.	Tvorba předpínacích kabelů v modelu, průvlaky $P_1 - P_4$	64
4.10.3.	Geometrie kabelu.....	64
4.10.4.	Výpočet s krátkodobými ztrátami – ověření podmínky maximálního předpínacího napětí.....	65

4.10.5. Výpočet s dlouhodobými ztrátami	65
4.10.6. Souhrn zadání předpětí do software.....	66
4.10.7. Vyhodnocení výsledků – konstrukce na konci životnosti – model 2	66
4.10.7.1. Napětí na desce při horním povrchu	67
4.10.7.2. Napětí na desce při dolním povrchu	68
4.10.7.3. Napětí na průvlaku – řez.....	69
4.10.7.4. Vyhodnocení napětí nad podporou.....	69
4.10.7.5. Analýza napětí nad podporou	70
4.10.7.6. Vyhodnocení napětí v poli	71
4.10.8. Předběžný posudek napětí průvlaku P_2	71
4.11. Úprava předpětí v průvlacích $P_1 - P_4$ (dlouhodobé působení)	72
4.11.1. Vnitřní síly pro návrh.....	72
4.11.1.1. Průběh staticky neurčitě složky předpětí na průvlaku P_2 v modelu 1	73
4.11.2. Nový návrh předpětí	74
4.11.2.1. Krycí vrstva (nová)	74
4.11.2.2. Excentricita kabelu v rozhodujících průřezech	74
4.11.2.3. Nová trasa kabelu, úprava zdrojové geometrie v software	75
4.11.2.4. Ověření minimálního poloměru zakřivení kabelu	76
4.11.2.5. Návrh předpětí	76
4.11.2.6. Upravený (konečný) návrh předpínací výztuže	77
4.12. Posouzení průvlaku P_2 (dlouhodobé působení)	78
4.12.1. Napětí na desce.....	78
4.12.2. Napětí na průvlaku P_2 – řez	79
4.12.3. Analýza napětí nad podporou	80
4.12.4. Vyhodnocení druhého návrhu – posudek.....	80
4.13. Posouzení průvlaku P_2 (krátkodobé působení)	81
4.13.1. Ověření podmínky maximálního předpínacího napětí.....	81
4.13.2. Omezení napětí v betonu – tlak	82
4.14. Návrh a posouzení železobetonových konstrukcí (směr y)	83
4.14.1. Materiálové charakteristiky	83
4.14.2. Vnitřní síly.....	83
4.14.2.1. Vnitřní síly zobrazené na celé desce.....	84
4.14.2.2. Vnitřní síly zobrazené v řezu.....	85
4.14.3. Návrh výztuže do desky.....	86
4.14.4. Posudek – interakční diagram	86
4.15. Návrh a posouzení železobetonových konstrukcí (směr x)	90

4.15.1. Materiálové charakteristiky	90
4.15.2. Průvlak.....	90
4.15.2.1. Návrh výztuže, ohyb, MSÚ.....	92
4.15.2.2. Posudek, ohyb, MSÚ.....	93
4.15.2.3. Návrh a posudek na smyk, MSÚ	94
4.15.2.4. Posudek MSP – průhyb – ohybová štíhlost	95
4.15.3. Deska	96
4.15.3.1. Návrh výztuže, ohyb, MSÚ.....	96
4.16. Úvaha o návrhu předpětí pro neřešenou část nosné konstrukce	98
5. Závěr	99

Literatura a zdroje

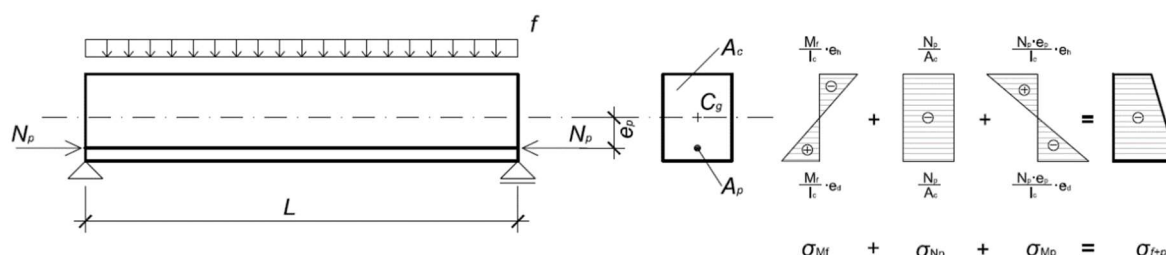
Přílohy

1. Předpjatý beton

1.1. Podstata předpjatého betonu

Jak je obecně známo, beton je jeden z nejpoužívanějších, ne-li vůbec nejpoužívanější stavební materiál. Jeho vlastnosti jsou s výhodou využitelné zejména u nosných konstrukcí všech druhů, ať už se jedná například o stavby obytné nebo inženýrské. Jako každý stavební materiál, i beton má svoje slabiny, tou z autorova pohledu nejzásadnější je jeho tahová pevnost. Beton výborně přenáší tlaková napětí, dnešní technologie umožňují výrobu betonu o válcových pevnostech v tlaku několik desítek až stovek MPa. Tahové pevnosti jsou výrazně nižší, a proto se z betonu v minulosti stal železobeton a v kombinaci s ocelovou betonářskou výztuží tak tvoří na první pohled téměř dokonalý kompozitní materiál, který je schopen odolávat působícímu zatížení.

Posláním předpjatého betonu je pomocí betonu překonat právě výše zmiňovanou slabinu, vnesením tlakového napětí do betonového průřezu totiž vznikne tlaková rezerva, která nejen přeneše působící tahová zatížení jako výztuž v železobetonu, ale dokáže částečně nebo úplně zamezit tahovým napětím v konstrukci. Vnesení tlakového napětí spočívá v napnutí předpínací výztuže přes délku betonového prvku. V železobetonu tedy betonářská výztuž pouze vzdoruje tahům způsobenými zatížením, oproti tomu v předpjatém betonu, jak je již výše nastíněno, aktivně měníme vnitřní síly v konstrukci a snažíme se o vyrovnání působícího zatížení nebo jeho části.



Obrázek 1 - Princip předpjatého betonu [1]

1.2. Výhody předpjatého betonu

V předpjatém betonu oproti klasickému železobetonu vzniklá tlaková rezerva napomáhá oddálit vznik trhlin a konstrukce je takto schopná odolávat většímu zatížení před vznikem trhlin. Oproti stejné úrovni vnějšího zatížení tak předpjatý beton oproti železobetonu vykazuje menší počet a menší šířku trhlin. Menší počet a šířku trhlin úzce souvisí jednak s vyšší trvanlivostí konstrukce a jednak s menším nebezpečím koroze výztuže. Oddálení vzniku trhlin navíc znamená to, že předpjatý prvek je výrazně tužší a vykazuje menší přetvoření. To nám dovoluje navrhovat předpjaté konstrukce štíhlejší a na větší rozpětí. [1; 2]

1.3. Materiály

Rozdílem v použití stavebních materiálů oproti klasickému železobetonu je především jejich kvalita, pro předpjaté betonové konstrukce používáme materiály obecně kvalitnější.

1.3.1. Beton

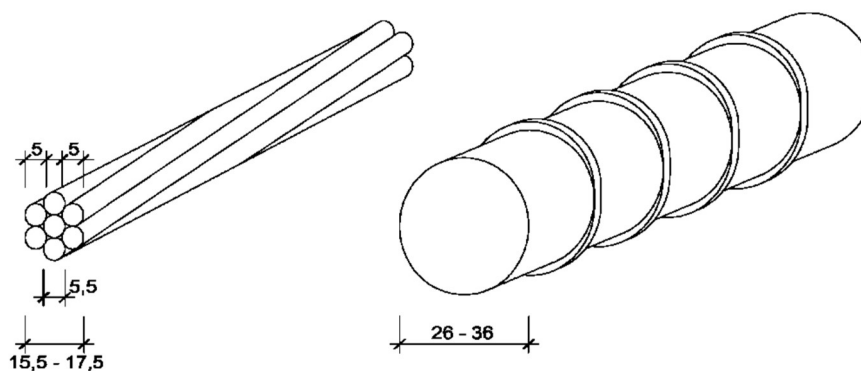
Základním materiálem je samozřejmě beton, s výhodou využíváme betony vyšších pevností než u železobetonu, je tomu tak z důvodu snahy o snížení vlivu od dotvarování a smršťování, betony s vyšší pevností totiž nepodléhají tak velkému přetvoření od těchto reologických změn. V některých zemích se používají dokonce betony vysokopevnostní. Dalším rozdílem oproti železobetonu může být použití kvalitnějšího cementu, také je třeba brát zřetel na zpracovatelnost nebo rychlost tuhnutí. [2]

1.3.2. Betonářská výztuž

Betonářská výztuž se používá jednak jako konstrukční a jednak i jako nosná, zejména vložky v podobě třmínek a výztuže kotevní oblasti. Pro splnění těchto požadavků se tedy používá klasická betonářská výztuž – stejná kterou bychom použili do železobetonu. [2]

1.3.3. Předpínací výztuž

Materiály použité na předpínací výztuž mohou být kovové i nekovové, avšak tradičně se využívá především výztuž z předpínací oceli. Jak je zřejmé z principu předpjatého betonu, předpínací výztuž má hlavní nosnou funkci v konstrukci. Oproti betonářské výztuži se předpínací výztuž liší vyšším obsahem uhlíku, a primárně vyšší pevností, která dosahuje pevnosti v tahu až 2000 MPa. Základními typy předpínací výztuže jsou lana a tyče. Jakožto nejpoužívanější výztuž jsou dnes používána lana tvořená patentovanými dráty. Dráty se vyrábí v průměrech od 3 do 10 mm, lana jsou tvořena nejčastěji sedmi dráty, centrální drát, kolem kterého je do šroubovice ovinuto šest dalších, má obvykle větší průměr než zbývající. Uspořádání vnějších drátů lana tvoří lepší soudržnost s injektážní maltou nebo betonem. [2]



Obrázek 2 - Předpínací výztuž – vlevo lano, vpravo tyč [1]

1.4. Technologie předpjatého betonu

Základní rozdělení technologie předpjatého betonu je na předem a dodatečně předpjatý beton. U použití předem předpjatého betonu se nejdříve napnou ocelová lana, poté dojde k betonáži prvku nejčastěji na dlouhé lince nebo v ocelové formě. Po zatvrdnutí betonu se přepálením lan na jejich koncích vnese předpětí do prvku, lana se mají tendenci zkrátit a tento efekt vyvozuje v betonovém průřezu žádaná tlaková napětí.



Obrázek 3 - Technologie předem předpjatého betonu – dlouhá linka [20]

U dodatečně předpjatého betonu se zprvu osadí kabelové kanálky pro předpínací lana, následuje betonáž, instalace předpínacích lan a až v posledním kroku se výztuž předpíná pomocí předpínacích pistolí. [2]



Obrázek 4 - Technologie dodatečně předpjatého betonu – provedení předpětí na stavbě [21]

Předem předpjaté betonové prvky jsou výhradně spojeny s prefabrikací, dodatečně předpínané prvky mohou být prováděné jak na stavbě, tak i ve výrobě. Velkou výhodou dodatečně předpjatého betonu je trasování předpínacích kabelů tak, aby bylo dosaženo staticky nejpříznivějšího působení. V neposlední řadě je pro správné působení předpjatého betonu důležitá soudržnost výztuže s betonem, stupeň předpětí (definuje jakou část tahových napětí předpětí eliminuje) nebo specifika kotevního zařízení. Všechny tyto aspekty dohromady tvoří předpínací technologii, která je nabízená na trhu celou řadou firem. [1; 2]

1.5. Ztráty předpětí

Ztrátami předpětí se rozumí snížení napětí v předpínací výztuži vlivem jejího přetvoření. Ztráty předpětí jsou zásadní pro návrh celé konstrukce a je třeba jim věnovat zvýšenou pozornost. Přesto budou zmíněny jen stručně, vztahy pro jejich výpočet jsou uvedeny v normě [3] a jejich detailní analýza není těžištěm této práce. Podstatou jejich kalkulace je Hookův zákon. Ztráta napětí v předpínací výztuži je tedy definována jako:

$$\Delta\sigma = E \cdot \Delta\varepsilon \quad [1]$$

Ztráty jsou důvodem, proč pro předpjatý beton využíváme kvalitnějších materiálů. Použití betonů vyšších tříd vede ke snížení ztrát od reologických změn, mezi které patří zejména smršťování a dotvarování. Podobně tomu tak je i u předpínacích lan, pokud bychom předepnuli klasickou betonářskou výztuž, díky ztrátám od reologických změn dojde ke snížení vneseného napětí až o 80 %, a to je důvodem, proč používáme výztuž násobně vyšších pevností. Vzhledem k tomu, že nejen tyto procesy v betonu jsou časově závislé a beton je různými vlivy ovlivňován po celou dobu jeho životnosti, i ztráty v předpínací výztuži jsou s časem proměnné. Je tedy nutné uvažovat časový průběh ztrát. Takto jsou ztráty dělené na okamžité a dlouhodobé. Obecně ztráty nabývají hodnot okolo 25 % vneseného předpětí. [1]

Ztráty předpětí okamžité	Ztráty předpětí dlouhodobé
Třením	Relaxace oceli
Pokluzem v kotvě	Dotvarování betonu
Pružným přetvořením betonu	Smršťování betonu
Postupným předpínáním	
Krátkodobá relaxace oceli	

Tabulka 1 - Ztráty předpětí okamžité (výrobní) a dlouhodobé (provozní) [1]

2. Technologie a specifika předpjatého betonu použitého v pozemních stavbách

2.1. Technologie

2.1.1. Předem předpjatý beton v pozemních stavbách

Nejčastější využití předem předpjatého betonu je u prefabrikovaných dutinových stropních panelů. Takovéto panely se používají především u staveb obytných, ale větší tloušťky panelů umožňují použití i u staveb průmyslových, např. hal.

Alternativou stropních panelů jsou panely tvaru průřezu T, TT, popřípadě I. Oproti dutinovým stropním panelům jsou značně vyšší, a proto je jejich použití vhodné spíše u průmyslových staveb. U takovýchto panelů může být problém způsobený polohou výztuže, která je z důvodu maximální ohybové únosnosti umístěna s nejvyšší možnou (většinou konstantní) excentricitou vůči těžišti průřezu. V místech nad podporami prostě uloženého panelu, tj. v místech nulového nebo malého ohybového momentu, totiž může docházet k nežádoucím tahům při horních vlákněch průřezu a tím vzniku trhlin. V takovémto případě můžeme využít tzv. separace lan. Separací lan se rozumí zrušení soudržnosti s betonem pomocí maziva v PE trubce a tím snížení momentového účinku od předpětí. Separováno bývá třetina až polovina lan v průřezu.

Dalším uplatněním jsou předpjaté nosníky – nejčastěji vazníky hal. Vazníky se navrhují často sedlového tvaru s prostupy pro instalace TZB. Technologicky pro ně platí obdobné zásady jako pro jiné předem předpjaté prvky. [2]



Obrázek 5 - Využití prefabrikovaných předpjatých stropních panelů [22]

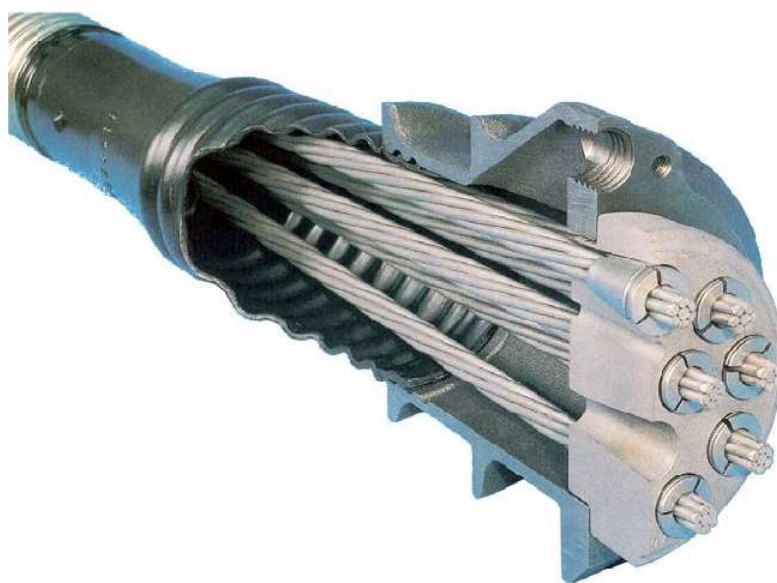
2.1.2. Dodatečně předpjatý beton v pozemních stavbách

Oproti předem předpjatému betonu je technologie dodatečně předpjatého betonu na stavbě značně složitější a náročnější. Zatímco předem předpjaté betonové prvky se na stavbě pouze montují, dodatečné předpětí musí být provedeno přímo na stavbě. Dodatečně předpjaté konstrukce požadují zvýšenou technologickou kázeň. Proto se technologií dodatečně předpjatého betonu budeme zabývat podrobněji.

Jak již bylo zmíněno v kapitole 1.3., jako výztuž pro dodatečně předpjaté prvky se ve většině případů používají předpínací kabely, kterými se rozumí skupina více drátů či lan. Takto rozdělujeme systémy na jednolanové, vícelanové či vícedrátové. Takovýto systém předpínání může být použit jak se soudržností, tak bez soudržnosti. Soudržnost se v tomto případě zajišťuje zainjektováním kabelového kanálku injektážní maltou. Dodatečně se mohou předpínat nejen kabely, ale i tyče. Použití předpínacích lan je ale typičtější. [1]

Trubky kabelových kanálků jsou tenkostěnné ocelové nebo polyetylenové. Trubky musí být ohebné tak, aby umožnily měnit po délce prvku excentricitu kabelu. Jejich poloměr zakřivení je ale omezen hodnotou danou od výrobce. Poloha kanálků je zajištěna distančními mřížkami tvořenými betonářskou výztuží.

Typickým prvkem předpínacích systémů jsou kotvy. Kotva zajišťuje přenos předpínací síly z kabelu do betonu. Nejčastěji používané jsou aktivní kotvy s kruhovými ocelovými kotevními objímkami, ty lze použít hlavně pro nosníky. Dalšími typy používaných kotev jsou spojky a mrtvé (pasivní) kotvy. Spojky se používají především v pracovní spáře pro navázání kabelů z předchozího záběru betonáže. Pro zakotvení předpínacích lan v nedostupném místě lze využít mrtvých kotev, kterými se rozumí např. rozplet drátů předpínacích kabelů. [2]



Obrázek 6 - Aktivní kotva vícelanového předpínacího systému s kulatou kotevní objímkou [23]

2.2. Principy a specifika předpínání konstrukcí pozemních staveb

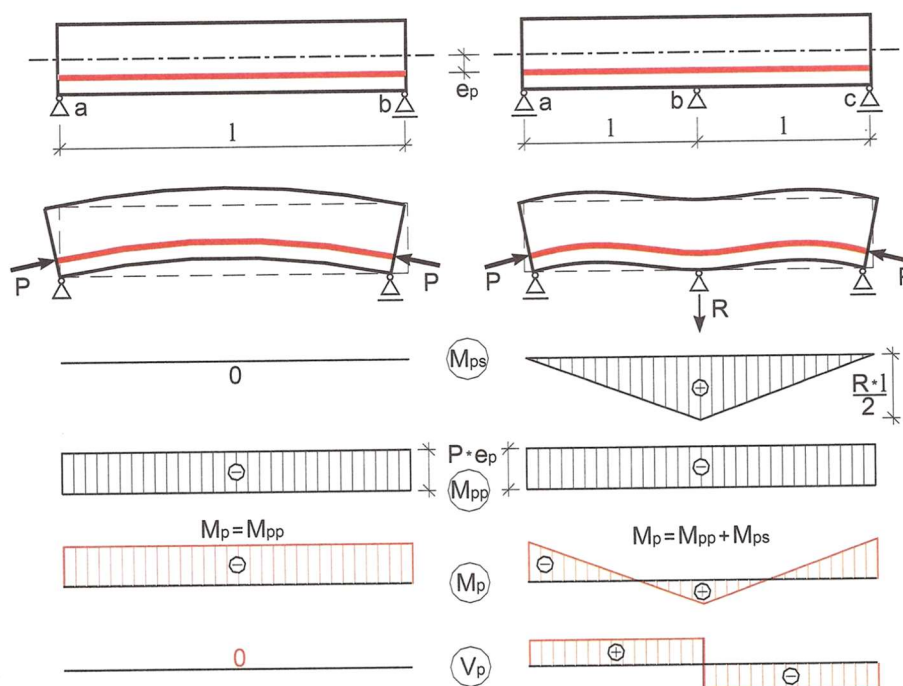
Typicky předpjatými prvky ve stavebnictví jsou mosty. Předpínání konstrukcí pozemních staveb je méně časté než u mostů, proto jsou některé problémy návrhu předpětí jedinečné.

2.2.1. Staticky neurčitá složka předpětí

Rozdílem mezi konstrukcemi staveb pozemních a mostních je často jejich statická určitost/neurčitost. Zatímco mostní konstrukce jsou často staticky určité nebo jsou tvořeny skupinou více staticky určitých konstrukcí, nosné konstrukce pozemních staveb se vyznačují především statickou neurčitostí. Samozřejmě existují výjimky – například prostě uložený vazník nebo stropní panel můžeme uvažovat jako staticky určitou konstrukci. Na statickou neurčitost je třeba brát ohled i co se týká vedení předpětí. K primárnímu – staticky určitému momentu se může přidat i jeho sekundární – staticky neurčitá složka, která může vyvolávat nežádoucí účinky na konstrukci. Celkový moment od předpětí se rovná součtu momentu určitého a neurčitého. Takovýto účinek můžeme zaznamenat i u deskových konstrukcí. Předpínací kabel deformuje desku v místech jeho vedení, ovšem deformaci je bráněno nejen neurčitými reakcemi, ale i sousedními pruhy desky. [1; 2]

2.2.2. Vedení kabelů

Co se týká pozemních staveb, vzhledem k dominantnímu stálému zatížení oproti již zmiňovaným mostním konstrukcím, je vhodné předpětím vyrovnávat zejména stálá zatížení. S tím souvisí i trasování kabelů, trajektorie kabelu je obecně tvořena sekcemi přímých a kruhových (parabolických) úseků tak, aby bylo zajištěno co nejvýhodnější statické působení. [1; 2]



Obrázek 7 - Staticky neurčitá složka předpětí [2]

2. Předpjatý beton v pozemních stavbách

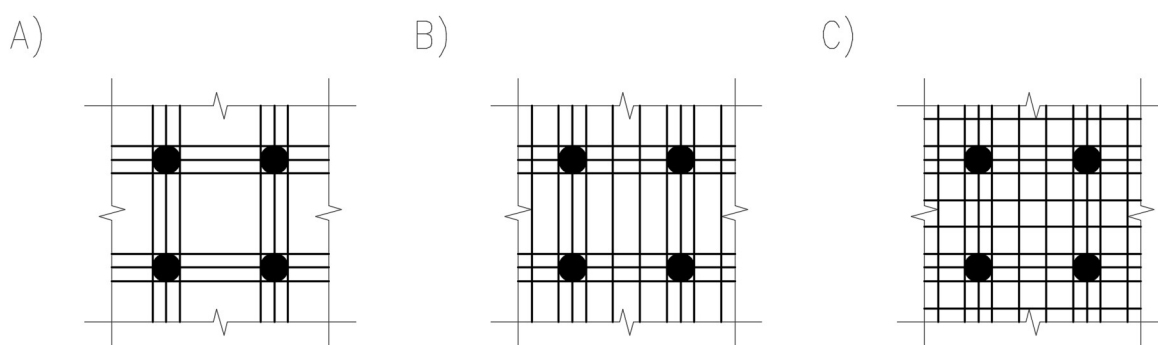
Jak je zřejmé z obrázku č. 7, pro spojitý, staticky neurčitý nosník není nejvhodnější přímé vedení předpínací výztuže při dolních vláknech, protože prostřední reakce může vznikat tahová. Z toho důvodu je vhodné měnit excentricitu kabelu tak, aby kabel vedl blíže k taženým vláknům – v poli tedy při dolních vláknech, nad podporou při horních vláknech. Tím vzniká trasa kabelu. [1]

2.2.3. Deskové konstrukce

2.2.3.1. Působení deskových konstrukcí

Deskové konstrukce jakožto 2D konstrukce mají co se týče předpětí, oproti konstrukcím nosníkového charakteru – 1D, značná specifika. Architekti v dnešní době často navrhované (a oblíbené z důvodu uvolnění dispozice) lokálně podepřené stropy se vyznačují i v železobetonové variantě jiným statickým působením oproti například trémovým nebo jiným stropům. Deska se v těchto případech rozděluje na sloupové (nesoucí) a středové (nesené) pruhy. Princip roznosu zatížení na lokálně zatíženou desku je zobrazen na obrázku č. 8. Vzhledem k tomu, že sloupové pruhy jsou staticky více využité, lze očekávat, že může v praxi nastat jejich vyšší stupeň vyztužení. Pro předpjatý beton to znamená, že pokud předpínáme takovou deskovou konstrukci, postupujeme od předpínání těchto sloupových pruhů s rostoucím zatížením k předpínání i pruhů středových. Pokud ani takto vyztužená deska nevyhoví, přejde se k návrhu předpjatých průvlaků. [1]

Předpínané mohou být i základové desky, kde často platí obdobné statické působení jako u lokálně podepřených stropů.



Obrázek 8 – Schémata způsobů předpětí lokálně podepřených deskových konstrukcí (A - předpětí sloupových pruhů, B - předpětí sloupových pruhů a středového pruhu v jednom směru, C - předpětí sloupových i středových pruhů v obou směrech) [1]

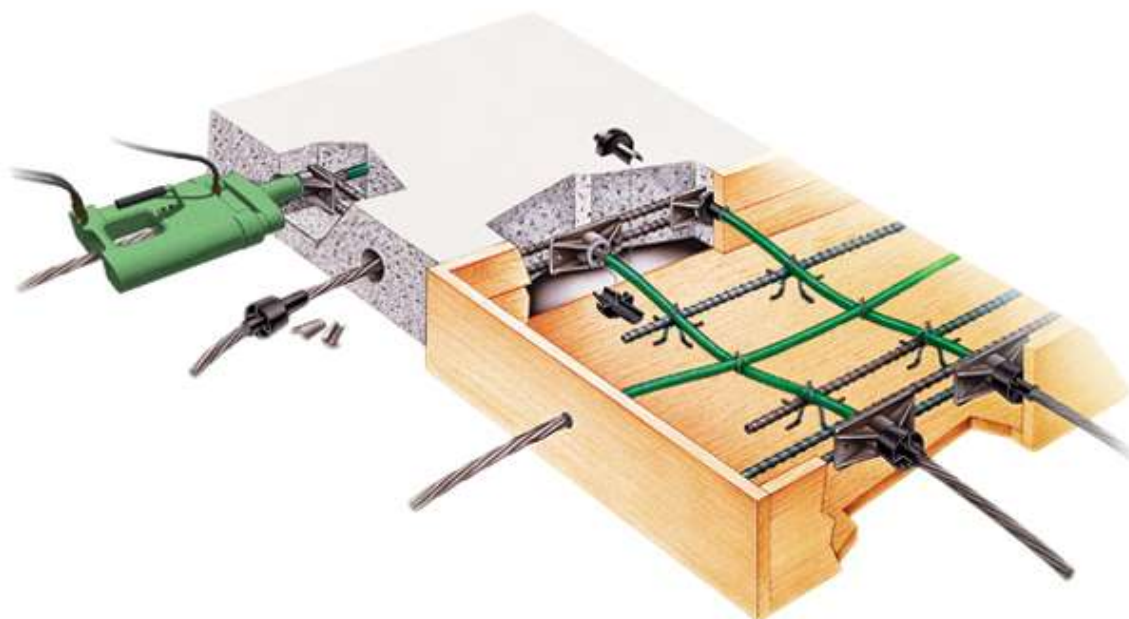
2.2.3.2. Specifika předpínání desek

Na rozdíl od předpínání prutových prvků, kde používáme kotvy kruhových průřezů, pro předpínání desek používáme ploché kotvy. Stejně tak i kabelové kanálky jsou plochého tvaru, aby byla zajištěna maximální účinnost malé statické výšky desek. [2]



Obrázek 9 – Systém pro předpínání deskových konstrukcí s plochou pětikanovou kotvou na jednom konci a mrtvou kotvou na konci druhém [24]

Další nezbytnou součástí inženýrské rozvahy při návrhu předpětí musí být například koordinace předpětí se ztužujícími prvky. [2]



Obrázek 10 - Postup výstavby předepnuté deskové konstrukce [25]

3. Projekt Autobusová stanica Mlynské Nivy

3.1. Úvod

Autobusová stanica Mlynské Nivy bylo do konce roku 2017 největší autobusové nádraží v Bratislavě, hlavním městě Slovenska. [4] Stanica Nivy bude nahrazovat původní autobusové nádraží, které již nevyhovovalo současným cestovním standardům. Jako rozsáhlá multifunkční budova bude zprostředkovávat řadu služeb, v první řadě samozřejmě zastoupí funkci původního nádraží, dále bude její součástí nákupní centrum, kancelářské prostory, tržnice a parkoviště. Objektu dominuje také zelená střecha s živým městským parkem s množstvím volnočasových aktivit jako je zejména sport – střecha disponuje běžeckou dráhou a workoutovým hřištěm. Objekt tedy bude součástí zóny Nové Nivy, která zahrnuje i sousední objekty administrativního komplexu Twin City – budovy A, B, C a Twin City Tower. [5] Součástí projektu multifunkční budovy je i ze západu přiléhající nová kancelářská výšková budova Nivy Tower, nejvyšší současná budova Bratislavy o výšce 125 m. [6] Odhadovaná návštěvnost Stanice Nivy je 55 000 návštěvníků za den, z toho má být 20 000 cestujících. [7]

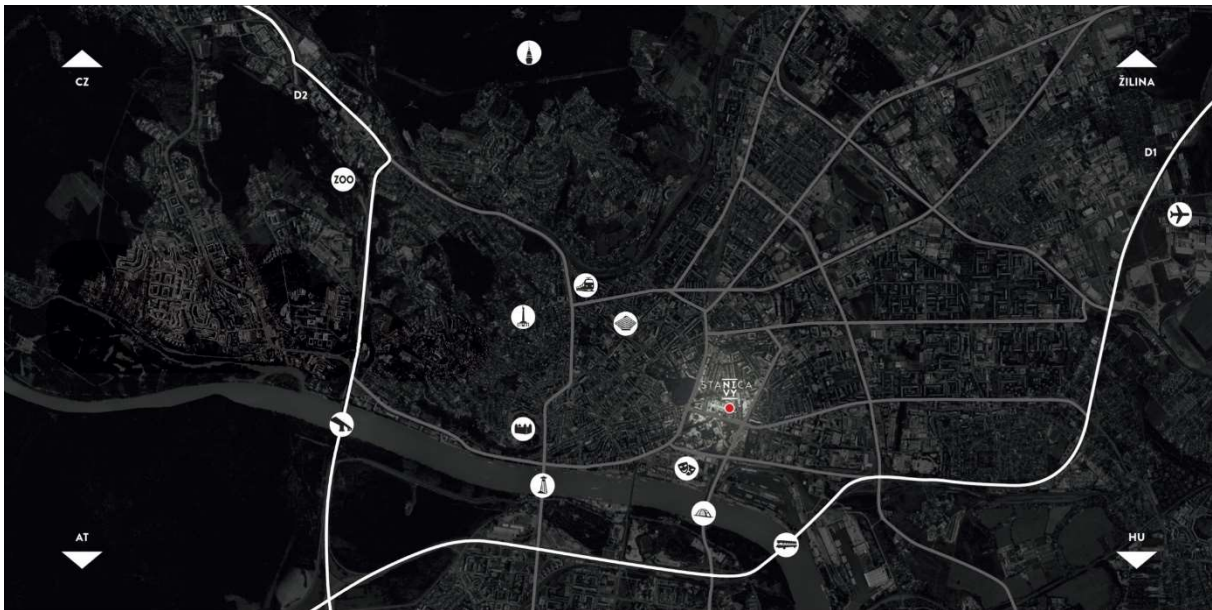


Obrázek 11 - Pohled na budovu [7]

3.2. Poloha, urbanistické riešenie

3.2.1. Širší vzťahy

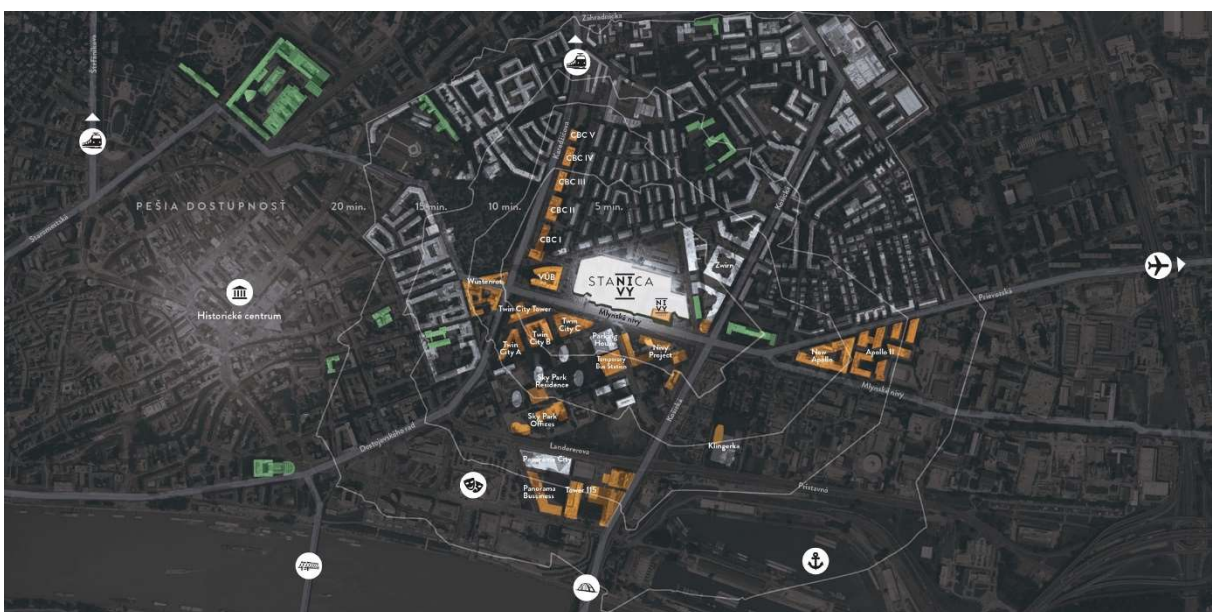
Objekt sa nachádza v mestskej časti Bratislava II – Ružinov. Akožto jeden z hlavných cestovných uzlů Bratislavy je poloha stanice vhodná pro dálkovou dopravu, nachází se v širším centru města na pomyslné křižovatce mezi historickým centrom, hlavním železničným nádražím a letištém. Vhodnou polohu vykazuje také nedaleko vzdálená dálnice D1, dopravní tepna Slovenska. [7]



Obrázek 12 - Poloha objektu v rámci města Bratislava [7]

3.2.2. Okolí a začlenění objektu ve čtvrti

Budoucí polyfunkční budova bude náležet čtvrti Nivy, což je nejzápadněji v mestskej časti Ružinov. V dochozí vzdálenosti bude dostupné nejen historické centrum Bratislavy ale i např. Dunajské



Obrázek 13 - Poloha objektu v rámci užšieho okolí [7]

nábřeží. V bezprostřední blízkosti zóny jsou situovány nové rezidenční komplexy Sky Park a Panorama City náležící území bývalé industriální zóny. Objekt je ohraničen z jižní strany ulicí Mlynské nivy – šestiproudým městským bulvárem. Nivy jsou jednou z dynamicky se rozvíjejících čtvrtí Bratislavy, v budoucnu se jistě bude jednat o kulturní a společenské centrum zároveň nabízející potřeby každodenního života. [5; 7]

3.3. Architektonické a dispoziční řešení části A

3.3.1. Základní informace

Celý objekt obdélníkového tvaru je tvořen dvěma částmi A a B s celkovými půdorysnými rozměry podélně cca 350 m, příčně 140 m. [8] Šesté (nejvyšší) nadzemní podlaží překračuje výšku 21 metrů nad úroveň podlahy v 1NP. Jedná se tedy o velice rozsáhlý a složitý komplex.

3.3.2. Dispozice

Dispozičně je část objektu A rozdělena do dvou podzemních a šesti nadzemních podlaží. V 2PP jsou umístěny garáže, v 1PP je samotný autobusový terminál. Obě podzemní podlaží jsou doplněny o technické místnosti nebo sklady. V nadzemních podlažích jsou zejména prostory nákupního centra, tržnice a poslední podlaží tvoří zelenou střechu. Hlavní částí nákupního centra je první nadzemní podlaží, kde jsou 3 hlavní vchody do komplexu, a také druhé nadzemní podlaží, kde můžeme najít módní obchody. Ve třetím podlaží je stravovací zóna, jejíž součástí je nejen již zmiňovaná tržnice, ale i restaurace a fastfoody. [5; 8]

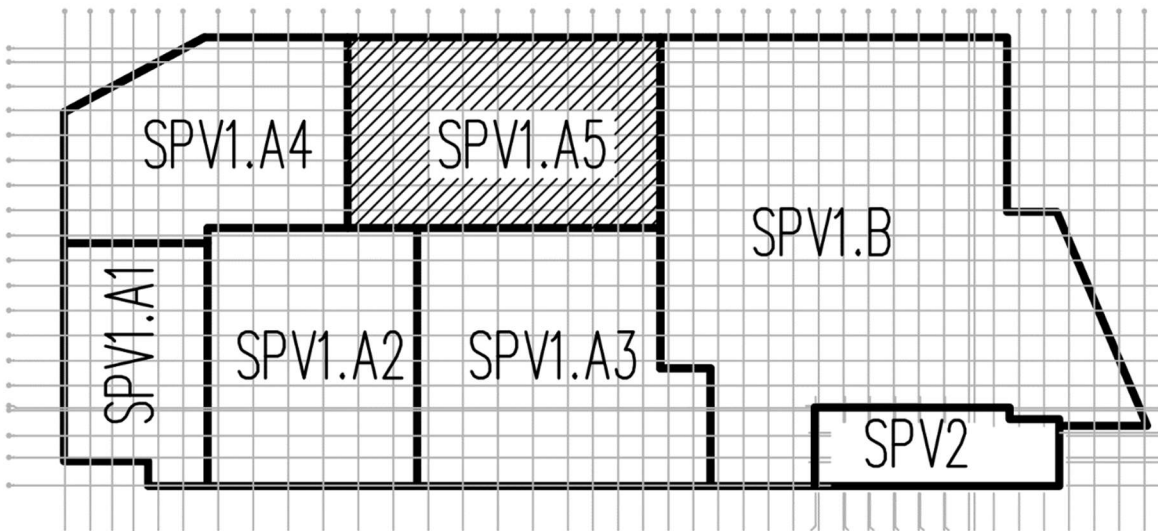
Komunikačním prvkem mezi jednotlivými podlažími je systém schodišť, rampy pro autobusy a automobily a zejména výtahy a eskalátory.

3.4. Konstruktivně statické řešení

Část A polyfunkčního objektu je řešena projektantem jako monolitický betonový skelet s kombinací železobetonových a předpjatých nosných prvků. Konstrukce je tedy tvořena suterénními stěnami, sloupy a deskami s průvlaky. Použití předpětí bylo opodstatněno velkými modulovými vzdálenostmi v místech autobusového nádraží. Modulové vzdálenosti sloupů se pohybují od cca 8 do 16 metrů. Konstruktivní výšky jednotlivých podlaží jsou v rozmezí mezi cca 2,5 až 7,5 m. Ve třetím až šestém podlaží se nachází ocelová konstrukce, která je situovaná v různých výškových úrovních.

3.4.1. Rozdělení na části a dilatační celky

Obě části A a B dohromady tvoří jeden objekt SPV1, každá část je ještě rozdělena na několik sekcí, řešená část A je rozdělena na 5 dilatačních celků s vlastním nosným systémem. Dilatace SPV1.A5, tedy pátý dilatační úsek části A je předmětem této práce. Oba celky jsou vzájemně propojené společnou základovou deskou. Všechny dilatační celky jsou vzájemně propojeny dilatačními spárami umožňující horizontální pohyb konstrukce. [9]



Obrázek 14 - Rozdělení části A na 5 dilatačních celků A1-A5 s vyznačenou dilatací A5 [27]

3.4.2. Řešená dilatace A5

Jak je zřejmé z obrázku 14, řešená dilatace je obdélníkového půdorysu s vnějšími rozměry cca 100 na 60 m. Od 2NP začne ve směru šířky tato část objektu ustupovat z cca 60 m na 22 m (hodnota šířky celku A5 v 5NP).

3.4.3. Konstrukční systém dilatace A5

Konstrukční systém řešené dilatace se příliš neliší od ostatních. Níže jsou detailněji popsány jednotlivé typy konstrukcí se svými specifiky.

3.4.3.1. Založení objektu

Pro objekt byl proveden podrobný inženýrskogeologický průzkum, který detailně určil základové poměry této budovy. Co se týče geologického profilu, za zmínku stojí značná výška hladiny podzemní vody, která může dosáhnout až 7,5 m nad úroveň podlahy druhého podzemního podlaží. [9]

Objekt je založen na kombinaci plošné a hlubinné základové konstrukci, kterou tvoří základová deska podepřená velkopřůměrovými vrtanými pilotami. Piloty jsou navrženy nejen na přenos tlaku od svislých konstrukcí, ale i na tahy způsobené vzlakem podzemní vody. [9]

Základová deska je převážně jednotné tloušťky, bez dilatace. V místech sloupů je tloušťka základové desky z důvodu nárůstu zatížení zvětšena. V těchto místech jsou reakce z horní stavby

přeneseny pomocí pilot do podlaží. Návrh základových konstrukcí koresponduje se statickým návrhem zakládání stavby. [9]

3.4.3.2. Svislé nosné konstrukce

Svislé nosné konstrukce jsou v nadzemních podlažích tvořeny převážně sloupy. Sloupy jsou doplněny o stěny komunikačních jader a stěny ztužující. V prvním podzemním podlaží jsou z důvodu požadované dispozice autobusového nádraží ztužující stěny prakticky vyloučené, a proto je horizontální tuhost objektu zajištěna komunikačními jádry a mohutnými sloupy. Takto je zajištěna horizontální tuhost i v nadzemních podlažích. Značná část svislých nosných konstrukcí v podzemních podlažích je tvořena obvodovými suterénními stěnami. Spolu se základovou deskou tvoří suterénní stěny tzv. bílou vanu. [9]

3.4.3.3. Vodorovné nosné konstrukce

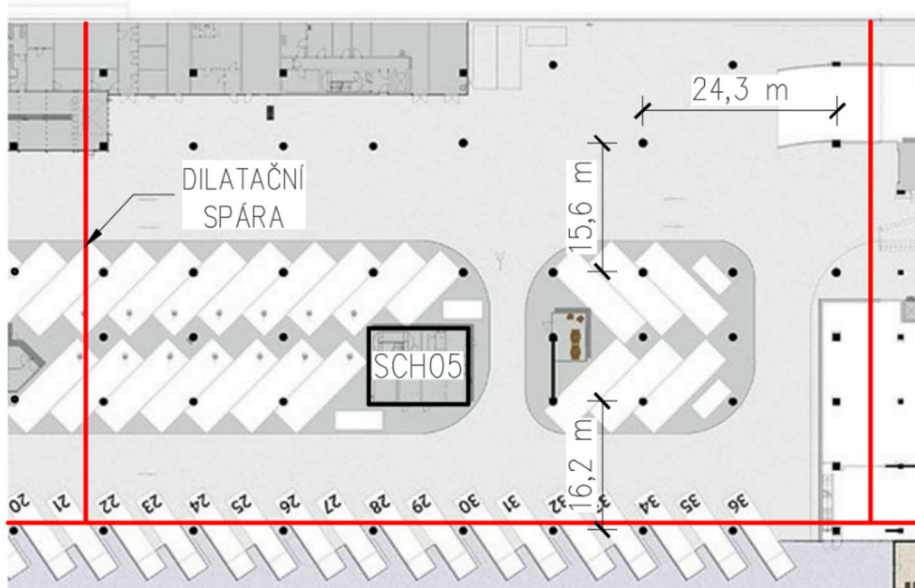
Stropní deska druhého podzemního podlaží je navrhnutá jako železobetonová monolitická lokálně podepřená deska s hlavicemi. Zvětšená tloušťka stropní desky v místech přenosu zatížení z desky do sloupů je vhodně použita pro lepší statické působení s ohledem na její protlačení. Deska je z důvodu neustálého provozu autobusů provedena se spádováním pro dosažení dokonalého odvodnění, vliv namáhání od údržby a provozu autobusového nádraží bude promítnut zejména do kvality a provedení betonové konstrukce. [9]

Ostatní stropní konstrukce (1PP – 5NP) jsou navrhnuty jako kombinace dodatečně předpjatých stropních desek s dodatečně předpjatými průvlaky v obou navzájem kolmých směrech. [9]

3.4.4. Opodstatnění rozponů a specifikace problému

Lokálně podepřená stropní deska 2PP – nosná konstrukce pro přenos zatížení od autobusů, dispozice parkoviště totiž dovoluje relativně malé rozpony – do 11 m. Takováto konstrukce by, co se týče vyztužení, neměla činit problémy.

Pro dispozici 1PP (autobusového nádraží) bylo třeba zvýšit rozpony v důsledku dodržení minimální šířky stání a minimální šířky jízdního pruhu, proto je celá jedna řada sloupů oproti 2PP vynechána a modulový rozpon se v těchto místech vyšplhá na 16 m. Takovýto rastr je dále veden i ve vyšších podlažích budovy, kde je rozpon odůvodněn použitím vnitřních atrií, která se řadí mezi oblíbené a typické dispoziční prvky nákupních center. Atria jsou doplněny tzv. voidy, oblými prostory ve stropních deskách, často zjišťující také vertikální komunikaci napříč budovou v podobě eskalátorů.



Obrázek 15 - Dispoziční schéma 2PP s vyznačenými maximálními rozpony a ztužujícím jádrem [26; 28]



Obrázek 16 - Dispoziční schéma 1NP s vyznačenými maximálními rozpony a ztužujícím jádrem [26; 28]

3.5. Variantní řešení nosné konstrukce

V kapitole 3.4. bylo popsáno řešení projektanta, tedy takto konstrukce bude s největší pravděpodobností realizována. Vzhledem k ceně a náročnosti realizace předpjaté stropní konstrukce bude opodstatněno toto řešení variantním návrhem železobetonové konstrukce se zachováním svislých nosných konstrukcí.

Vzhledem k rozsahu a počtu podlaží budou vymodelována pouze 4 podlaží (konkrétně 2PP – 2NP). Věnovat se později budeme jen části vymodelované konstrukce, na druhou stranu se budeme snažit udělat co možná nejdetailnější analýzu.

3.5.1. Železobetonová varianta 1

V rámci úvodního železobetonového návrhu budeme vycházet z řešení popsaného v kapitole 3.4. Pro jednoduchost jako první návrh tedy zvolíme tvar stejný. Vzhledem k násobně menší tuhosti železobetonové konstrukce oproti konstrukci předpjaté předpokládáme, že konstrukce nevyhoví. Tvar takovéto konstrukce bude muset být s největší pravděpodobností změněn, tím se dostaneme k druhému návrhu železobetonové konstrukce.

3.5.2. Železobetonová varianta 2

Jak již bylo popsáno, největším problémem jsou velké rozpony stropní desky v důsledku zadané dispozice. Větší únosnosti desky lze dosáhnout např. úpravou rozměrů průvlaků. V druhé variantě železobetonové konstrukce navrhne vyšší průvlak, takže železobetonová konstrukce vyhoví. Předpokládáme, že tvar konstrukce bude vzhledem k rostoucím nákladům spojených s rostoucí konstrukční výškou neefektivní a přejdeme k návrhu předpětí.

3.5.3. Předpjatá varianta

Ve variantě s předpětím opět využijeme tvar stropu navržený projektantem (viz kapitola 3.4.). Navrhne předpětí pouze v průvlacích a konstrukci posoudíme. Budeme se zabývat typickou částí stropu tak, abychom si osvojili základní principy a v praxi je mohli aplikovat na komplikovanější problémy.

4. Komentovaný statický výpočet

4.1. Model 1

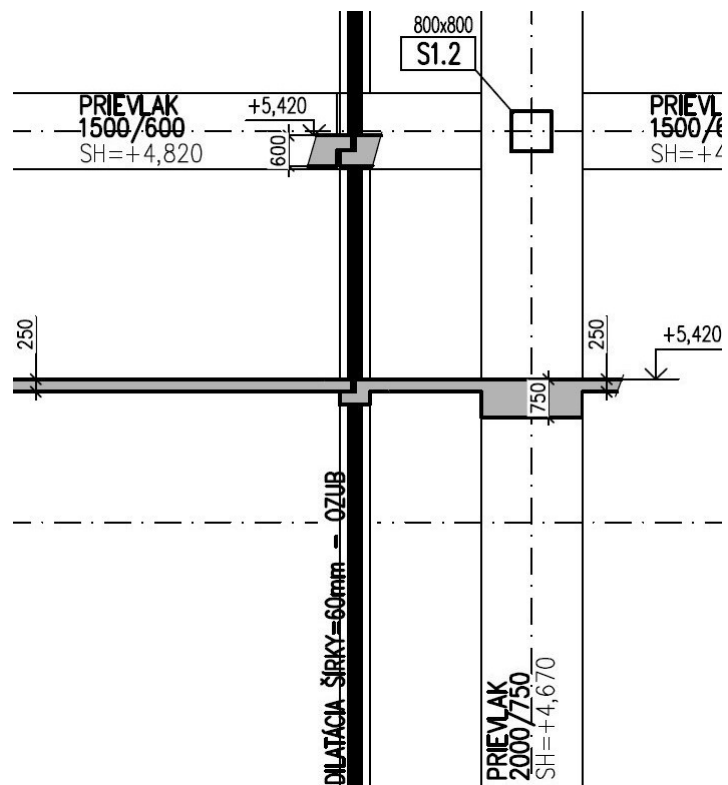
Pro správný návrh, výpočet vnitřních sil a posouzení byl nejdříve vytvořen model v programu SCIA Engineer 19.1. [10]

4.1.1. Založení stavby

Podpory sloupů v 2PP jsou uvažovány jako vetknuté, vzhledem k reálnému založení stavby to odpovídá skutečnosti – sloupy plynule navazují na základovou desku s pilotami. Detailnější řešení založení či vyztužení základové desky není řešeno.

4.1.2. Návaznost modelu na okolní dilatační celky a jeho působení

Nejpoužívanějším dilatačním prvkem v konstrukci je uložení desky na ozub. V 2PP jsou navrženy v některých dilatačních spárách dilatační trny. Oba případy dilatačních spár zajišťují podporu pouze ve svislém směru Z. Deska našeho dilatačního celku, co tvoří podporu pro desku sousedního dilatačního celku bude pro jednoduchost zjednodušeně uvažována taktéž jako podepřená. Reálně by takováto konstrukce působila jako konzola se spojitým zatížením od desky sousedního celku. Vzhledem k naší

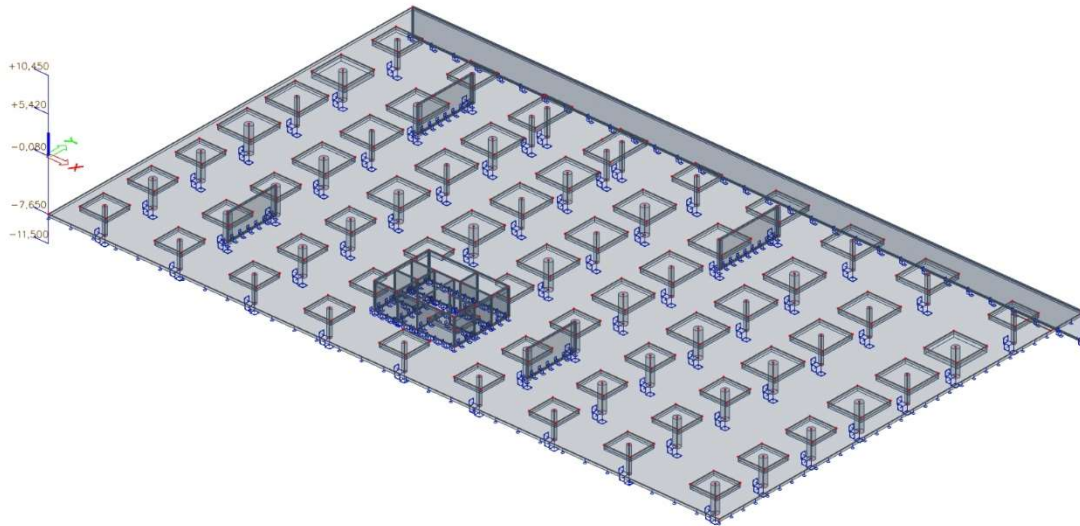


Obrázek 17 - Výsek výkresu tvaru s vyznačenou dilatační spárou [27]

problematice se nejedná o zásadní změnu. Všechny desky tak jsou v místech dilatačních spár podepřeny ve směru Z (směr svislý).

4.1.3. 2PP

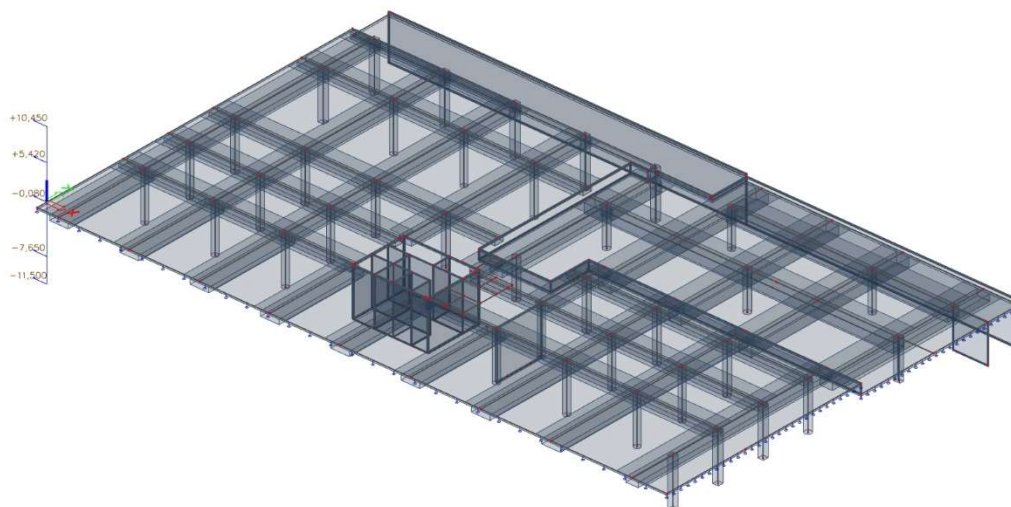
Model 2PP je oproti zbylým podlažím relativně jednoduchý. Přestože je stropní deska 2PP navržena jako celoplošně spádovaná, nemá to na výsledky zásadní vliv, a proto je v modelu uvažována konstantní tloušťkou. Hlavice sloupů jsou modelovány jako podoblasti o příslušných tloušťkách.



Obrázek 18 - Průhledný model 2PP s vyznačenými podporami v axonometrii [10]

4.1.4. 1PP

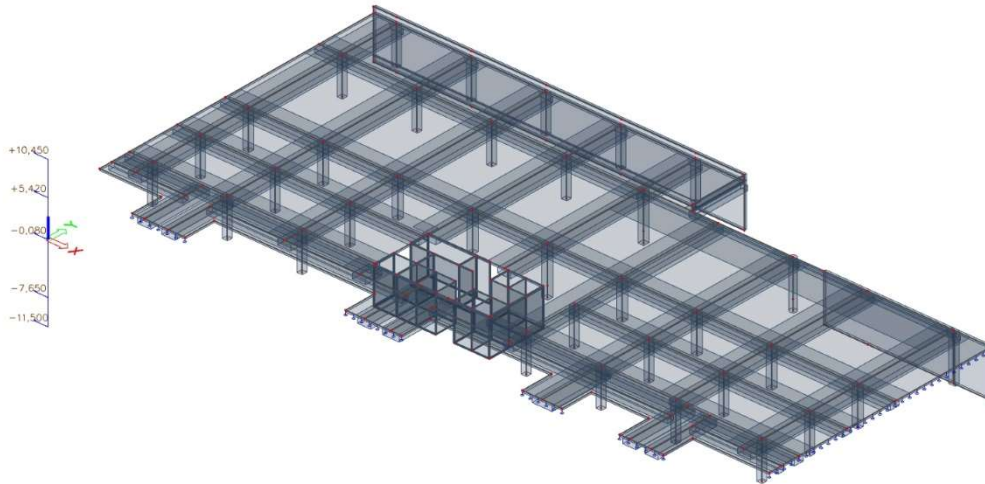
Toto podlaží je, co se týče dispozice jakožto podlaží s autobusovým nádražím, nejkomplicovanější. Deska nad 1PP je navíc snižená v místech zásobování kamiony (viz obr. 16). Z důvodu velkých rozponů projektant navrhl desku s průvlaky, které byly vymodelovány jako žebra desky. Vzhledem k jednoduchosti modelu byly zásobovací doky zanedbány, a tak je snižená část desky modelována bez nich (viz obr. 19).



Obrázek 19 - Průhledný model 1PP s vyznačenými podporami v axonometrii [10]

4.1.5. 1NP

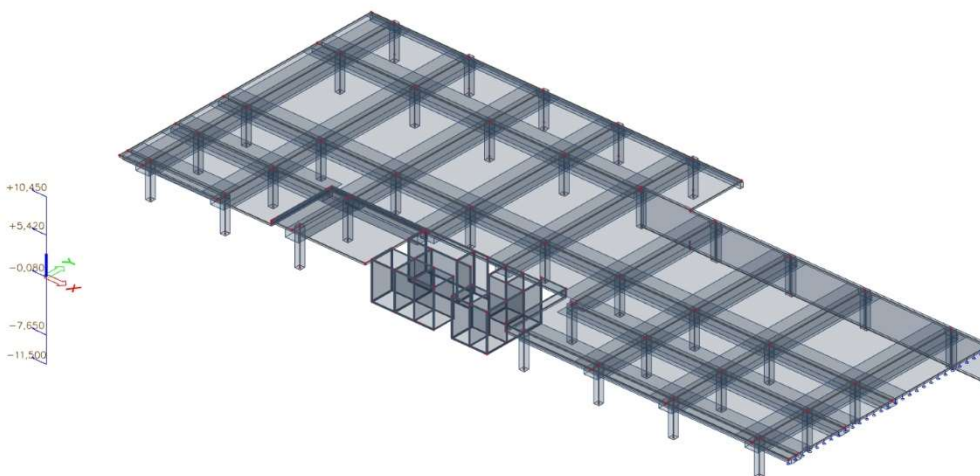
Toto podlaží je první z těch, které začínají ustupovat, v důsledku nutnosti vertikální komunikace je deska doplněna prostupy. Taktéž je doplněna průvlaky. Pro jednoduchost modelu a tematiku problému byla zanedbána snížená část desky v ustupující části.



Obrázek 20 - Průhledný model 1NP s vyznačenými podporami v axonometrii [10]

4.1.6. 2NP

S nadcházejícími podlažími deska více a více ustupuje. Z jednoho kraje je deska pouze vykonzolována a je na ni uložena lávka, ta by byla zohledněna pouze liniovým zatížením na jejím kraji. Z druhé strany je menší část desky podepřena ocelovou konstrukcí, ta je uvažována v modelu bodovými podporami v místě podepření.



Obrázek 21 - Průhledný model 2NP s vyznačenými podporami v axonometrii [10]

4.1.7. Ztužující jádro se schodišťovým prostorem

Hlavní schodišťové a ztužující jádro dané dilatace SCH05 bylo vymodelováno jako vícepodlažní stěnová konstrukce s prostupy deskami. Podesty a schodišťová ramena modelována nebyla, byla by navržena jako železobetonová prefabrikovaná. V objektu se taktéž nachází schodišťové jádro SCH013, to bylo pro jednoduchost modelu zanedbáno. Návrh a posouzení schodišťového prostoru by nečinil problémy, a proto se jím nezabýváme.

4.2. Použité materiály

Použité materiály byly převzaty z technické zprávy projektanta [9].

Označení betonu odpovídá slovenské normě.

Obvodové stěny podzemních podlaží:

Beton: STN EN 206-1-C25/30 XC3, XD1 (SK)-Cl 0,4 - Dmax16-S3

Výztuž: B 500 B, krytí 30 mm

Stropní deska 2PP

Beton: STN EN 206-1-C30/37 XC3, XD1 (SK)-Cl 0,4 - Dmax16-S3

Výztuž: B 500 B, krytí 30 mm

Stropní deska 1PP a nadzemních podlaží (předpjaté stropy):

Beton STN EN 206-1-C35/45-XC2, XD1 (SK)-Cl 0,4 - Dmax16-S2

Výztuž: B 500 B, krytí 30 mm

Předpínací ocel – lana 15,7 mm, zaručená pevnost 1860 MPa

Ztužující stěny a stěny jader:

Beton: STN EN 206-1-C35/45 XC1 - Dmax16-S3

Výztuž: B 500 B, krytí 25 mm

Sloupy:

Beton: STN EN 206-1-C45/55 XC1 - Dmax16-S3

Výztuž: B 500 B, krytí 30 mm

4.3. Přehled zatížení

4.3.1. Stálé zatížení

4.3.1.1. Vlastní tíha nosné konstrukce

Vlastní tíha železobetonové konstrukce byla počítána automaticky ve SCIA Engineer 19.1.

4.3.1.2. Podlahy, podhledy

a) 2PP, zásobovací plocha v 1PP

Materiál	Tloušťka [mm]	Objemová tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Pojízdná vrstva – stěrka	5	-	-
Vlastní tíha stropní desky	-	-	-
Podhled – instalace	-	-	0,75
Celkem			0,75 kN/m²

Tabulka 2 – Výpočet ostatního stálého zatížení stropní desky nad 2PP

b) 1PP

Materiál	Tloušťka [mm]	Objemová tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Nášlapná vrstva	15	2800	0,42
Anhydrit	50	2200	1,1
Separáční folie	0,2	-	-
Kročejová izolace EPS	50	15	0,01
Podhled – instalace	-	-	0,75
Tepelná izolace	150	78	0,12
Celkem			2,4 kN/m²

Tabulka 3 – Výpočet ostatního stálého zatížení stropní desky nad 1PP

c) 1NP – 2NP

Materiál	Tloušťka [mm]	Objemová tíha [kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
Nášlapná vrstva	15	2800	0,42
Anhydrit	50	2200	1,1
Separáční folie	0,2	-	-
Kročejová izolace EPS	50	15	0,01
Podhled – instalace	-	-	0,75
Celkem			2,28 kN/m²

Tabulka 4 – Výpočet ostatního stálého zatížení stropní desky nad 1NP – 2NP

Pro jednoduchost a konzervativní návrh bude uvažována jednotná vlastní tíha podlah v 1PP – 2NP a to 2,4 kN/m².

4.3.1.3. Příčky

Vlastní tíha příček bude započtena pomocí náhradního rovnoměrného plošného užitého zatížení g_k = 0,8 kN/m². Tato hodnota byla taktéž převzata z technické zprávy projektanta [9].

4.3.1.4. Střešní plášť, obvodový plášť, zemní tlak

Vzhledem k povaze dané problematiky a rozsahu objektu toto zatížení není uvažováno.

4.3.2. Proměnné zatížení

Hodnoty proměnného zatížení byly převzaty z technické zprávy projektanta [9].

4.3.2.1. Užitné

Administrativní prostory, chodby:	3,0 + 0,8 (příčky) kN/m ²
Veřejné prostory, vstupní haly:	5,0 kN/m ²
Obchodní prostory:	5,0 kN/m ²
Parkování, rampy autobusů:	9,0 kN/m ²
Hasičské vozidlo, zásobování:	15,0 kN/m ²

4.3.2.2. Sníh

Lokalita: Bratislava

Sněhová oblast II

$$s_k = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

Vzhledem k povaze dané problematiky a rozsahu objektu toto zatížení není uvažováno.

4.3.2.3. Vítr

Základní rychlost větru: 26 m/s

Kategorie terénu III

Vzhledem k povaze dané problematiky a rozsahu objektu toto zatížení není uvažováno.

4.4. Železobetonová varianta 1

V železobetonové variantě výpočtu bude posouzena nejkomplicovanější deska, tedy ta nad 1PP, zejména pak její nejvíce zatížená část. Jedná se o část, která je zatížena užitným zatížením 15 kN/m^2 v důsledku návrhu zásobování ve snížených místech desky (viz obr. 16, 19). Posouzen bude nejvíce zatížený průvlek nad podporou a v poli. Dále bude deska posouzena v poli. Posledním krokem bude zjednodušený posudek na průhyb.

4.4.1. Materiálové charakteristiky

Beton

Beton $C35/45, D_{max} 16 \text{ mm}$ (viz. kapitola 4.2.)

Charakteristická pevnost betonu v tlaku: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,5} = 23, \bar{3} \text{ MPa}$

Výztuž

Výztuž $B500B$

Charakteristická mez kluzu výztuže: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Návrhová mez kluzu výztuže: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

4.4.2. Průvlek

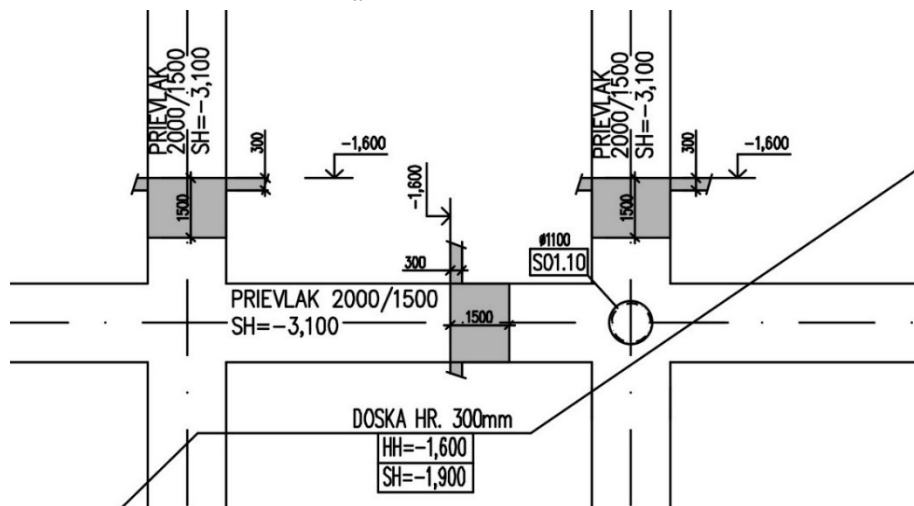
Poloha nejvíce zatíženého průvliku je zobrazená na obr. 23. Průvlek se pne přes 2 pole ($24,3 + 22,6 \text{ m}$). Statickou účinnost průvliku v poli uvažujeme se spolupůsobící šířkou desky.

Průřez

Výška průvliku: $h_T = 1500 \text{ mm}$

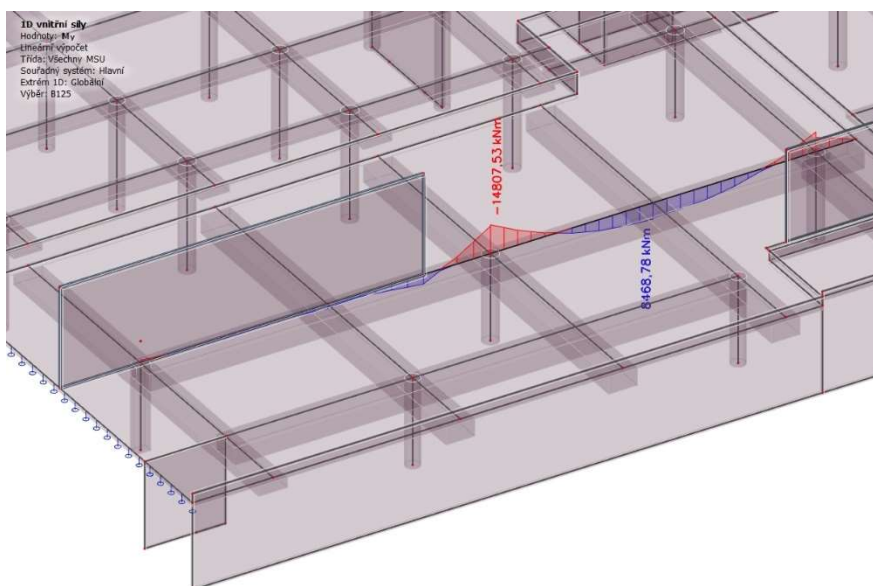
Šířka průvliku: $b_T = 2000 \text{ mm}$

Tloušťka desky: $h_d = 300 \text{ mm}$



Obrázek 22 - Výsek výkresu tvaru se sklopeným řezem průvliku [27]

Vnitřní síly



Obrázek 23 - Zobrazení ohybového momentu M_y , od kombinace pro MSÚ na nejméně zatíženém průvlaku spolu se stěnou ve vyšším podlaží [10]

Zprvu vypadal průběh momentu M_y jako chybný, ovšem po zjištění, že ve vyšším podlaží je nad průvlakem stěna, lze uvážit, že software počítal s přenesením části ohybového momentu právě pomocí stěny, tudíž moment na průvlakem odpovídá reálnému působení konstrukce (viz. obr. 23).

Moment v poli: $M_{Ed,pole} = 8468,8 \text{ kNm}$

Moment nad podporou: $M_{Ed,podpora} = -14807,5 \text{ kNm}$

4.4.2.1. Návrh a posudek nad podporou, ohyb, MSÚ

Návrh 1

Volba nosné výztuže: $\emptyset = 32 \text{ mm}$

Volba třmínků: $\emptyset_{tř} = 12 \text{ mm}$

Krytí: $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ (viz. kapitola 4.2.)

Moment nad podporou: $|M_{Ed,podpora}| = 14807,5 \text{ kNm}$

Účinná výška průřezu:

$$d_T = h_T - c_{nom} - \frac{\emptyset}{2} - \emptyset_{tř} = 1500 - 30 - 16 - 12 = 1442 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{b_T \cdot d_T \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed,podpora}}{b_T \cdot d_T^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{s,req} = \frac{2000 \cdot 1442 \cdot 23,3}{435} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14807,5}{2000 \cdot 1442^2 \cdot 23,3}} \right) \cdot 10^6 = 23606,3 \text{ mm}^2$$

Návrh: 34 · Ø 32 mm ($A_{s,prov} = 27344 \text{ mm}^2$)

Úskalím návrhu je velký počet prutů navržených pouze v jedné řadě, provedeme posudek a prověříme světlou rozteč prutů.

Posudek:

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b_T \cdot f_{cd}} = \frac{27344 \cdot 435}{0,8 \cdot 2000 \cdot 23,3} = 318,6 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d_T - 0,4 \cdot x = 1442 - 0,4 \cdot 318,6 = 1314,6 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 27344 \cdot 435 \cdot 1314,6 \cdot 10^{-6} = 15636,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,podpora} = 14807,5 \text{ kNm} < M_{Rd} = 15636,2 \text{ kNm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Sice jsme tedy vyztužením dosáhli dostatečně velkého momentu únosnosti, ale pokud prověříme konstrukční zásady, zjistíme, že nebude dodržena minimální světlá rozteč prutů.

Počet navržených prutů: $n_{\emptyset} = 34 \text{ ks}$

Minimální světlá rozteč prutů:

$$s_{min} = \max(20 \text{ mm}; 1,2 \cdot \emptyset; D_{max} + 5 \text{ mm}) = \max(20; 38; 21) \text{ mm} = 38 \text{ mm}$$

$$s_c = \frac{b_T - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \emptyset_{tř} - n_{\emptyset} \cdot \emptyset}{n_{\emptyset} - 1} = \frac{2000 - 2 \cdot 30 - 2 \cdot 12 - 34 \cdot 32}{34 - 1} = 25 \text{ mm}$$

$$s_{min} > s_c \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

Provedeme tedy ještě jeden návrh a pruty rozmístíme do více (2–3) řad.

Návrh 2

Volba nosné výztuže: $\emptyset = 25 \text{ mm}$

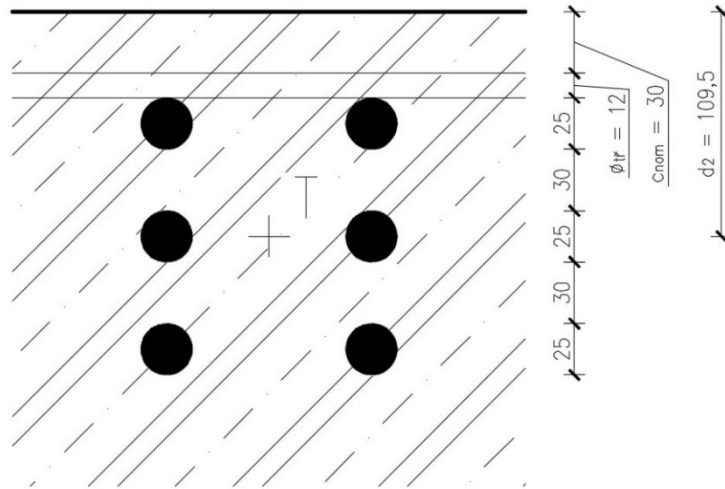
Menší průměr prutů je výhodnější, co se týče průhybů konstrukce, avšak musíme výztuž navrhnout ve třech řadách tak, aby byla zachována požadovaná plocha výztuže.

Volba třmínků: $\emptyset_{tr} = 12 \text{ mm}$

Krytí: $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ (viz. kapitola 6.2.)

Moment nad podporou: $|M_{Ed,podpora}| = 14807,5 \text{ kNm}$

Účinná výška průřezu:



Obrázek 24 - Poloha těžiště T výztuže ve třech řadách [28]

$$d_T = h_T - c_{nom} - \emptyset_{tr} - \emptyset - s_{min} - \frac{\emptyset}{2} = 1500 - 30 - 12 - 25 - 30 - 12,5 = 1390,5 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{b_T \cdot d_T \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed,podpora}}{b_T \cdot d_T^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{s,req} = \frac{2000 \cdot 1390,5 \cdot 23,3}{435} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14807,5}{2000 \cdot 1390,5^2 \cdot 23,3}} \right) \cdot 10^6 = 25994,8 \text{ mm}^2$$

Návrh: 3 řady po 20 · Ø 25 mm ($A_{s,prov} = 29452 \text{ mm}^2$)

Posudek:

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b_T \cdot f_{cd}} = \frac{29452 \cdot 435}{0,8 \cdot 2000 \cdot 23,3} = 344,2 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d_T - 0,4 \cdot x = 1390,5 - 0,4 \cdot 344,2 = 1252,8 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 29452 \cdot 435 \cdot 1252,8 \cdot 10^{-6} = 16050,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,podpora} = 14807,5 \text{ kNm} < M_{Rd} = 16050,4 \text{ kNm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

V tomto případě minimální světlá rozteč prutů vyhoví a s ní i ostatní konstrukční zásady.

4.4.2.2. Návrh a posudek v poli, ohyb, MSÚ

Návrh

Volba nosné výztuže: $\emptyset = 32 \text{ mm}$

Volba třmínků: $\emptyset_{tř} = 12 \text{ mm}$

Krytí: $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ (viz. kapitola 6.2.)

Spolupůsobící šířka desky: $b_{eff} = 6 \text{ m}$

(uvažována odhadem, detailněji popsáno v kapitole 6.6.)

Moment v poli: $M_{Ed,pole} = 8468,8 \text{ kNm}$

Účinná výška průřezu:

$$d_T = h_T - c_{nom} - \frac{\emptyset}{2} - \emptyset_{tř} = 1500 - 30 - 16 - 12 = 1442 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{b_{eff} \cdot d_T \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed,pole}}{b_{eff} \cdot d_T^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{s,req} = \frac{6000 \cdot 1442 \cdot 23,3}{435} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 8468,8}{6000 \cdot 1442^2 \cdot 23,3}} \right) \cdot 10^6 = 13501 \text{ mm}^2$$

Návrh: 18 · ∅ 32 mm ($A_{s,prov} = 14476 \text{ mm}^2$)

Posudek:

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}} = \frac{14476 \cdot 435}{0,8 \cdot 6000 \cdot 23,3} = 56,2 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d_T - 0,4 \cdot x = 1442 - 0,4 \cdot 56,2 = 1419,5 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 14476 \cdot 435 \cdot 1419,5 \cdot 10^{-6} = 8938,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,pole} = 8468,8 \text{ kNm} < M_{Rd} = 8938,7 \text{ kNm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Dále přistoupíme k řešení desky.

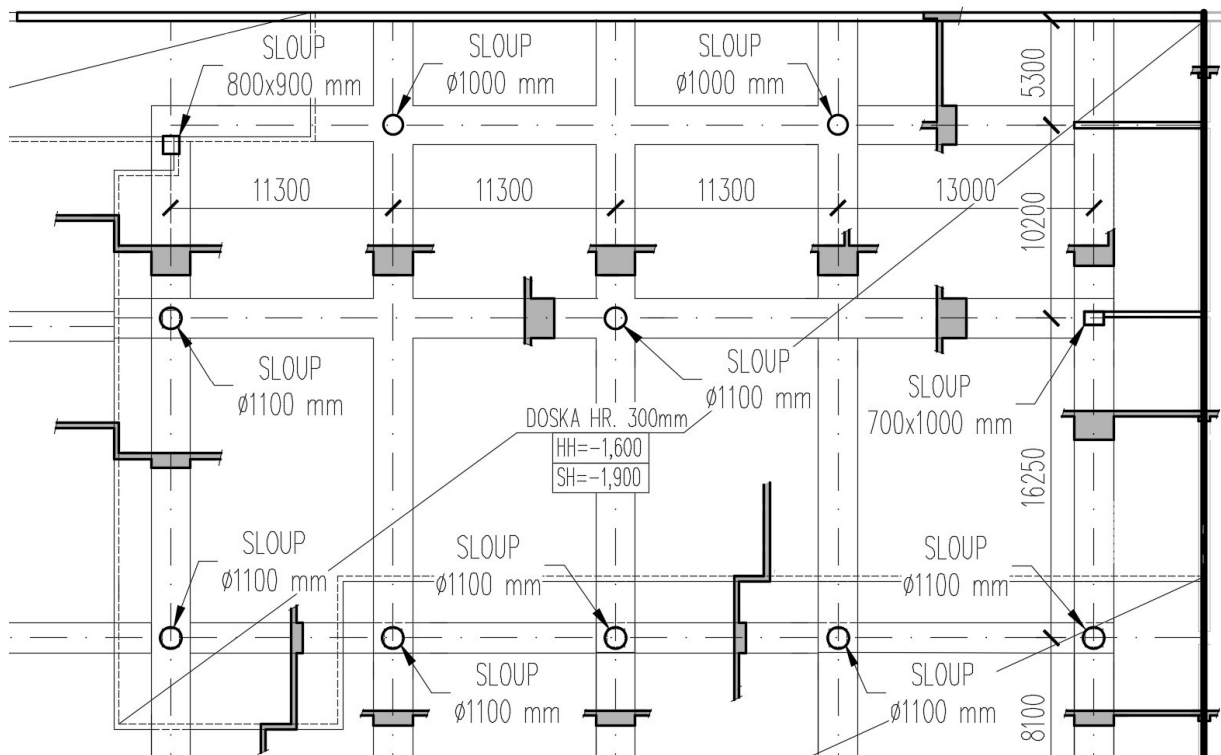
4.4.3. Deska

Nejvíce zatížená část desky má přibližné půdorysné rozměry 35 na 55 m. Staticky působí s deskovými trámy o rozměrech převážně 1500 x 2000 mm. Oproti zbylé části podlaží je situována níže (viz obr. 25).

Tvar

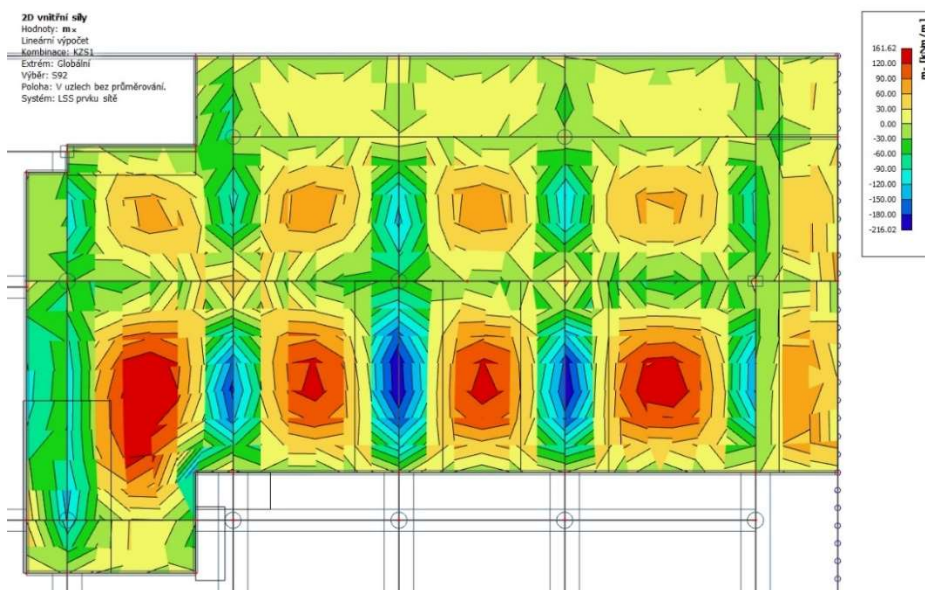
Tloušťka desky:

$$h_d = 300 \text{ mm}$$



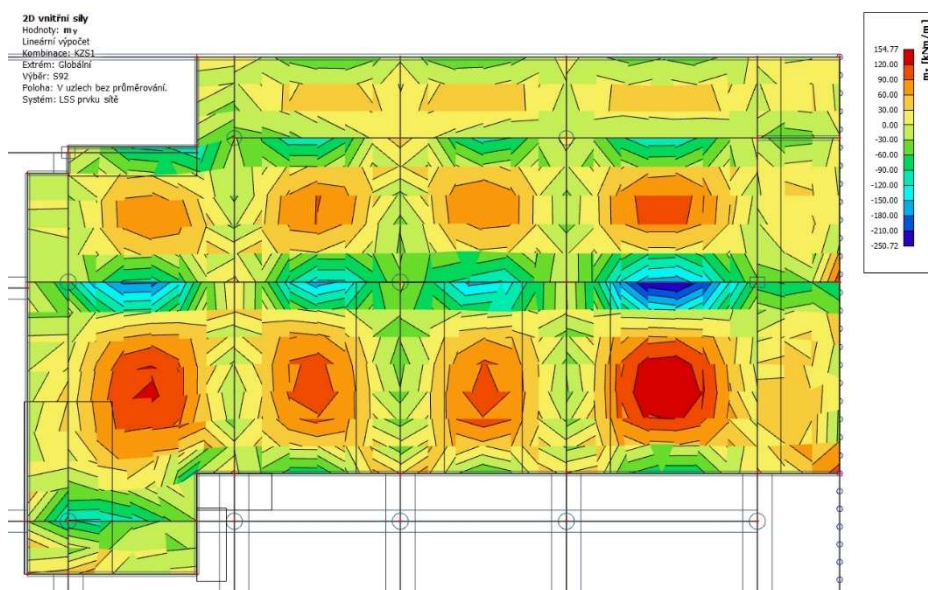
Obrázek 25 - Výsek zjednodušeného výkresu tvaru [27; 28]

Vnitřní síly



Obrázek 26 - Zobrazení ohybového momentu m_x na nejvíce zatížené části desky nad 1PP od kombinace pro MSÚ [10]

Max. návrhový moment ve směru x: $m_x = 161,62 \text{ kNm/m}'$



Obrázek 27 - Zobrazení ohybového momentu m_y na nejvíce zatížené části desky nad 1PP od kombinace pro MSÚ [10]

Max. návrhový moment ve směru y: $m_y = 154,77 \text{ kNm/m}'$

Na výsledcích můžeme vidět jednu z nevýhod modelu s žebry – v místech žebber jsou momenty nespojitě a momentový obrazec tam tvoří „pruhy“, které neodpovídají reálným vnitřním silám. Dále můžeme vidět nepřesnosti výsledků v důsledku volby moc hrubé sítě (2 m – voleno z časových důvodů, výpočet s jemnější sítí by trval déle).

4.4.3.1. Návrh a posudek v poli ve směru x, ohyb, MSÚ

Návrh

Volba nosné výztuže: $\emptyset_x = 16 \text{ mm}$

Krytí: $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ (viz. kapitola 6.2.)

Účinná výška průřezu:

$$d = h_d - c_{nom} - \frac{\emptyset_x}{2} = 300 - 30 - 8 = 262 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m_{Ed,x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{s,req} = \frac{1000 \cdot 262 \cdot 23,3}{435} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 161,62}{1000 \cdot 262^2 \cdot 23,3}} \right) \cdot 10^6 = 1418,1 \text{ mm}^2$$

Návrh: $\emptyset 16 \text{ mm po } 125 \text{ mm}$ (8 ks $\emptyset 16 \text{ na } 1 \text{ m}'$) ($A_{s,prov} = 1608,5 \text{ mm}^2$)

Posudek:

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{1608,5 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 23,3} = 37,5 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 262 - 0,4 \cdot 37,5 = 247 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$m_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 1608,5 \cdot 435 \cdot 247 \cdot 10^{-6} = 172,8 \text{ kNm}$$

$$m_{Ed,x} = 161,62 \text{ kNm} < m_{Rd} = 172,8 \text{ kNm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

4.4.3.2. Návrh a posudek v poli ve směru y, ohyb, MSÚ

Návrh

Volba nosné výztuže: $\varnothing_y = 16 \text{ mm}$

Krytí: $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ (viz. kapitola 6.1.)

Účinná výška průřezu:

$$d = h_d - c_{nom} - \frac{\varnothing_y}{2} - \varnothing_x = 300 - 30 - 8 - 16 = 246 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m_{Ed,y}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{s,req} = \frac{1000 \cdot 0,246 \cdot 23,3}{435} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 154,77}{1000 \cdot 246^2 \cdot 23,3}} \right) \cdot 10^6 = 1446,3 \text{ mm}^2$$

Návrh: $\varnothing 16 \text{ mm po } 125 \text{ mm}$ ($A_{s,prov} = 1608,5 \text{ mm}^2$)

Posudek:

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{1608,5 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 23,3} = 37,5 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 246 - 0,4 \cdot 37,5 = 231 \text{ mm}$$

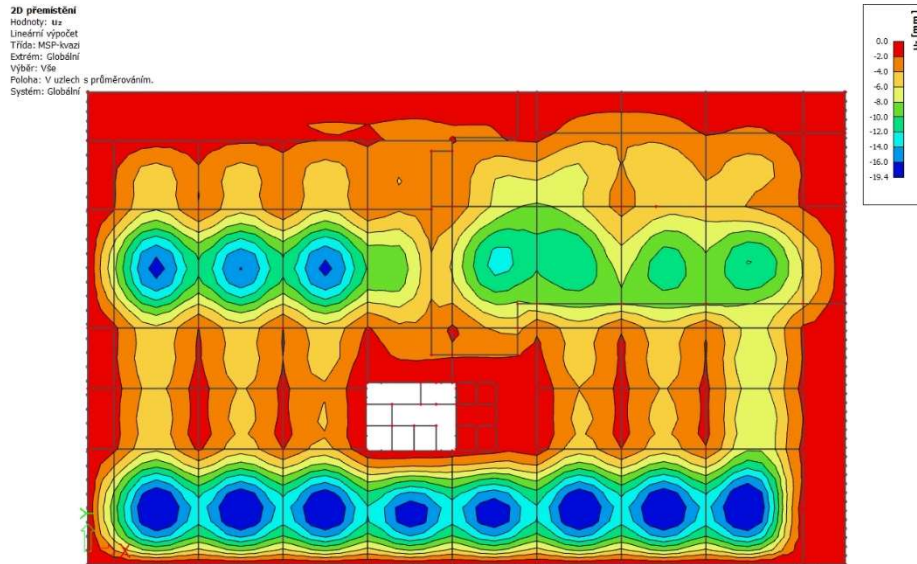
Moment únosnosti:

$$m_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 1608,5 \cdot 435 \cdot 231 \cdot 10^{-6} = 161,63 \text{ kNm}$$

$$m_{Ed,x} = 154,77 \text{ kNm} < m_{Rd} = 161,6 \text{ kNm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

4.4.4. Zjednodušený posudek MSP – průhyb

Pokud zobrazíme svislý posun od kvazi – stálé kombinace zatížení na celé desce nad 1PP, vychází maximální hodnota posunu 19,4 mm, a to pouze při uvážení lineárních – krátkodobých deformací. Pokud hodnotu přenásobíme 4 – 5krát, dostaneme přibližnou hodnotu deformací po uvážení dlouhodobého působení.



Obrázek 28 - Zobrazení průhybů u_z na celé stropní desce nad 1PP od kvazi-stálé kombinace zatížení; varianta ŽB1 [10]

Posudek (zjednodušeně):

Svislá deformace od kvazi-stálé kombinace zatížení g při krátkodobém působení (ze SCIA 19.1.)

$$w_{g,st,1} = 19,4 \text{ mm}$$

Odhad svislé deformace od kvazi-stálé kombinace zatížení g při dlouhodobém působení

$$w_{g,lt,1} = (4 \sim 5) \cdot w_{g,st,1} = 77,6 \sim 97 \text{ mm} = 87,3 \text{ mm}$$

Rozpon desky mezi podporami v místech největší deformace: $l = 11\,300 \text{ mm}$

Limitní průhyb při kvazi-stálé kombinaci zatížení

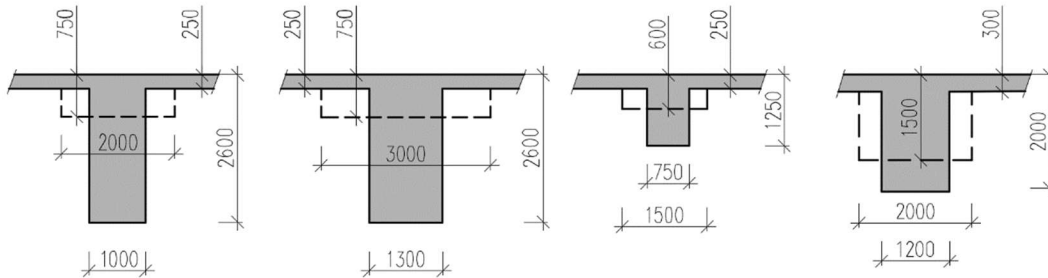
$$w_{g,lim,1} = \frac{1}{250} \cdot l = \frac{1}{250} \cdot 11\,300 = 45,2 \text{ mm}$$

$$w_{g,lt,1} = 87,3 \text{ mm} > w_{g,lim,1} = 45,2 \text{ mm} \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

Je zřejmé, že na takovýto rozpon nemůže železobetonová konstrukce „rozumně“ působit, odpovídají tomu i výše vypočtené výsledky. Přestože takto navržená a vyztužená konstrukce vyhověla na MSÚ, na MSP nevyhoví.

4.5. Železobetonová varianta 2

Vzhľadom k tomu, že stropní deska nad 1PP v železobetonové variante nevyhovela na MSP – průhyb (přestože jsme počítali zjednodušeně, průhyb vyšel téměř 2krát větší než jeho limitní hodnota), navrhujeme úpravu průřezu průvlaků tak, abychom i při velmi zjednodušeném výpočtu splnili tuto podmínku.



Obrázek 29 - Řezy průvlaků po úpravě průřezu (čárkovaně železobetonová varianta 1, plně železobetonová varianta 2) [28]

Zprvu jsme projektantem navržené průvlaků (jinak také deskové trámy, tj. průřez trámu, kde převažuje jeho šířka nad výškou) pouze zvýšili, dosáhli jsem ovšem neefektivity těchto průvlaků. Vyšší průvlaků díky jejich shodné šířce byly zatíženy dominantně vlastní tíhou a průřez tak nebyl staticky efektivní. To znamená, že jsme museli přistoupit k úpravě celého průřezu.

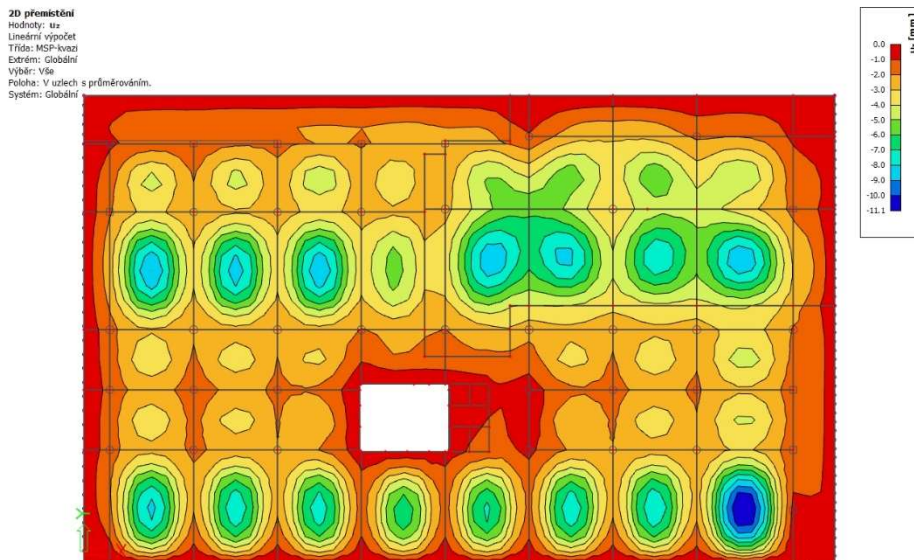
Průřezy

Výšky průvlaků: $h_T = 1250 \sim 2000 \sim 2600 \text{ mm}$

Šířky průvlaků: $b_T = 750 \sim 1000 \sim 1200 \sim 1300 \text{ mm}$

Průvlaků již nebudeme posuzovat na MSÚ, s jejich rostoucí výškou roste i rameno vnitřních sil, a tudíž by s jejich vyztužením na únosnost nebyl problém.

4.5.1. Zjednodušený posudek MSP – průhyb



Obrázek 30 – Zobrazení průhybů u_z na celé stropní desce nad 1PP od kvazi-stálé kombinace zatížení; varianta ŽB2 [10]

Hodnoty lineárních – krátkodobých deformací opět přenásobíme 4 – 5krát, abychom dostali přibližnou hodnotu deformací pro uvážení dlouhodobého působení.

Posudek (zjednodušeně):

Svislá deformace od kvazi-stálé kombinace zatížení g při krátkodobém působení (ze SCIA 19.1.)

$$w_{g,st,2} = 11,1 \text{ mm}$$

Odhad svislé deformace od kvazi-stálé kombinace zatížení g při dlouhodobém působení

$$w_{g,lt,2} = (4 \sim 5) \cdot w_{g,st,2} = 44,4 \sim 55,5 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

Rozpon desky mezi podporami v místech největší deformace: $l = 13\,000 \text{ mm}$

Limitní průhyb při kvazi-stálé kombinaci zatížení

$$w_{g,lim,2} = \frac{1}{250} \cdot l = \frac{1}{250} \cdot 13\,000 = 52 \text{ mm}$$

$$w_{g,lt,2} = 50 \text{ mm} < w_{g,lim,2} = 52 \text{ mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

4.5.2. Nevýhoda železobetonové varianty

Závěrem je třeba zhodnotit stinné stránky železobetonové varianty. Přesto, že se nám podařilo daný tvar konstrukce upravit tak, aby vyhověl nejen na MSÚ, ale i na MSP, je třeba si připomenout proč toto řešení není pro náš případ vhodné.

Zjednodušený výpočet nárůstu ceny nosné konstrukce při změně průřezu průvlaků

Provedeme jednoduchý výpočet nárůstu ceny nosné konstrukce, pokud bychom upravili průřezy průvlaků, ale zachovali bychom světlé výšky daných podlaží. Použijeme cenové ukazatele ve stavebnictví pro rok 2021.

Rozdíl výšek nosné konstrukce před a po upravení průvlaků:

$$\Delta h = 6 \cdot 1,85 = 11,1 \text{ m}$$

Nejvyšší rozdíl výšky původních a nových průvlaků je zřejmý z obr. 29. Takováto změna by se týkala šesti konstrukčních pater objektu.

Půdorysné rozměry dilatace A5: $S = 6363 \text{ m}^2$

Rozdíl obestavěného prostoru nosné konstrukce

$$\Delta V = \Delta h \cdot S = 11,1 \cdot 6363 = 70629 \text{ m}^3$$

Jednotková cena za m³ obestavěného prostoru, JKSO 801 (budovy občanské výstavby, svíslá nosná konstrukce monolitická betonová tyčová) [11]

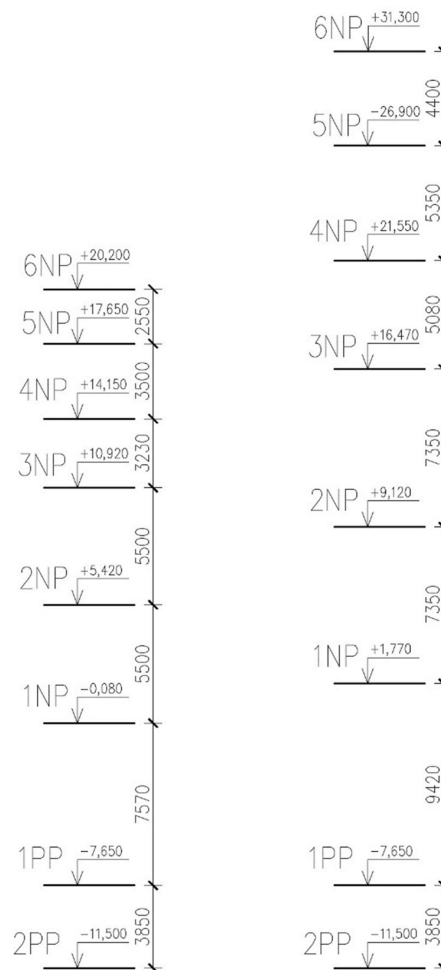
8960 Kč/m³ [11]

Rozdíl ceny nosné konstrukce po úpravě průvlaků

$rozdí\l\ ceny = \Delta V \cdot 8960 \cong 632,8 \text{ mil Kč}$

Pokud bychom se tedy vydali cestou změny průřezů průvlaků, odhadem by nosná konstrukce dilatace A5 při zachování světlých výšek podlaží stála o 632,8 mil Kč více.

Návrh takovéto konstrukce by měl velké logistické a technické dopady. Vzhledem k tomu, že při použití technologie předpjatého betonu by se cena pohybovala o řád níže, vyplatí se její návrh.



Obrázek 31 – Schématické zobrazení nárůstu výšky objektu v důsledku změny průřezu průvlaků [27; 28]

4.6. Model 2, porovnání obou modelů

4.6.1. Motivace k tvorbě druhého modelu

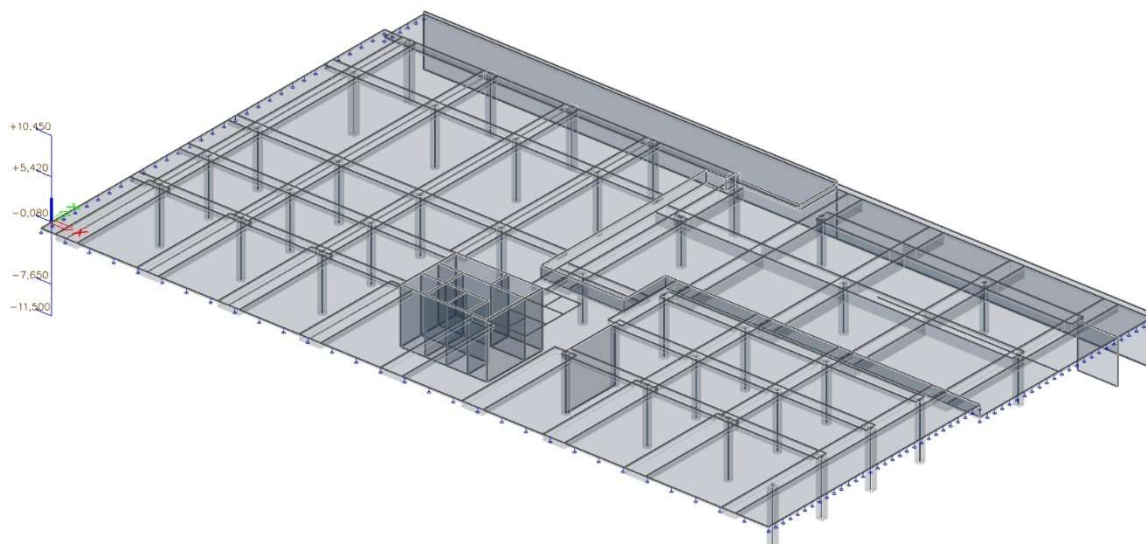
Z důvodu složitosti nejen modelu 1PP, ale i zbytku objektu je třeba správně analyzovat průběhy přemístění a vnitřních sil na konstrukci ve zvoleném software. Vnitřní síly jsou výchozími hodnotami pro návrh konstrukce železobetonové i předpjaté. Co se týče doposud vypočtených vnitřních sil, je zřejmé, že jejich průběhy by mohly odpovídat správnému působení v konstrukci, ovšem provedeme výpočet ještě jednou s jemnější sítí. Při výpočtu byla zvolena hrubá síť (2 m) kvůli rychlosti výpočtu při modelování, tentokrát zvolíme síť o velikosti plošného prvku odpovídající trojnásobku tloušťky desky – 0,75 m (ideálně pouze tloušťka desky – 0,25 m [12, s. 15]).

Další motivací pro tvorbu druhého modelu bylo přesnější určení spolupůsobící šířky desky. Když jsme uvažovali šířku 6 m, byl to pouze odhad pro návrh železobetonové konstrukce. Z druhého modelu určíme spolupůsobící šířku přesně a upravíme její hodnotu v zadání žebra.

Přistoupíme tedy k tvorbě druhého modelu.

4.6.2. Tvorba druhého modelu

V druhém modelu průvlaky vymodelujeme jako podoblasti o příslušných průřezech. Znamená to, že desce zadáme místa, kde je její tloušťka větší – v místech průvlaků. Takto vymodelujeme zatím pouze desku nad 1PP, z důvodu její složitosti a návaznosti svislých nosných konstrukcí ve vyšších podlažích.



Obrázek 32 - Průhledný model desky nad 1PP s vyznačenými podporami v axonometrii; model 2 [10]

V nadcházejících kapitolách budeme používat oba modely. Pojdme si shrnout jejich rozdíly, výhody a nevýhody níže.

4.6.3. Specifika modelu 1

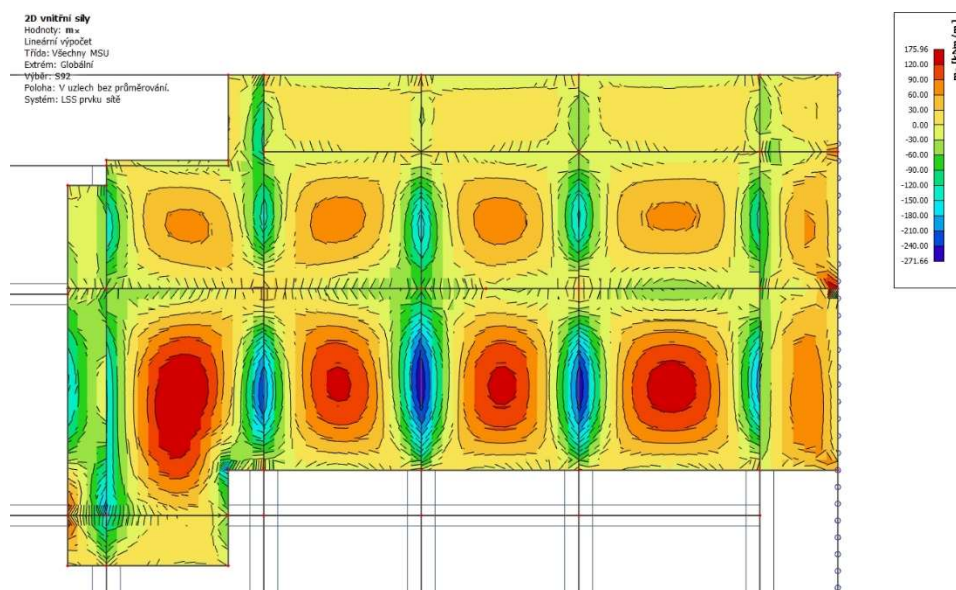
V prvním modelu používáme k tvorbě průvlaků tzv. žebra, desce o konstantní tloušťce tedy přiřadíme prutové prvky – nosníky, které software použije pro integraci zejména vnitřních sil. Do softwaru v další kapitole zadáme přesnou spolupůsobící šířku desky a budeme se v něm moci spolehnout právě na vnitřní síly. Značnou nevýhodou tohoto modelu je bohužel výpočet napětí, kde software nevyužívá vnitřní síly ani průřezové charakteristiky T průřezu (tedy se spolupůsobící šířkou – žebrem). Software [10] napětí počítá pouze s vnitřními silami a s průřezovými charakteristikami na nosníku (bez integrace vnitřních sil spolupůsobící šířky).

4.6.4. Specifika modelu 2

V druhém modelu používáme k tvorbě průvlaků tzv. podoblasti, desce souřadnicově zadáme místa, kde je její tloušťka větší – v místech průvlaků. Stropní deska je tedy pouze 1 plošný dílec pod který spadá několik podoblastí. Pro zobrazení vnitřních sil a napětí to znamená, že je můžeme zobrazit pouze na řezech, což nám sice nevyhovuje pro vnitřní síly, ale pro napětí ano.

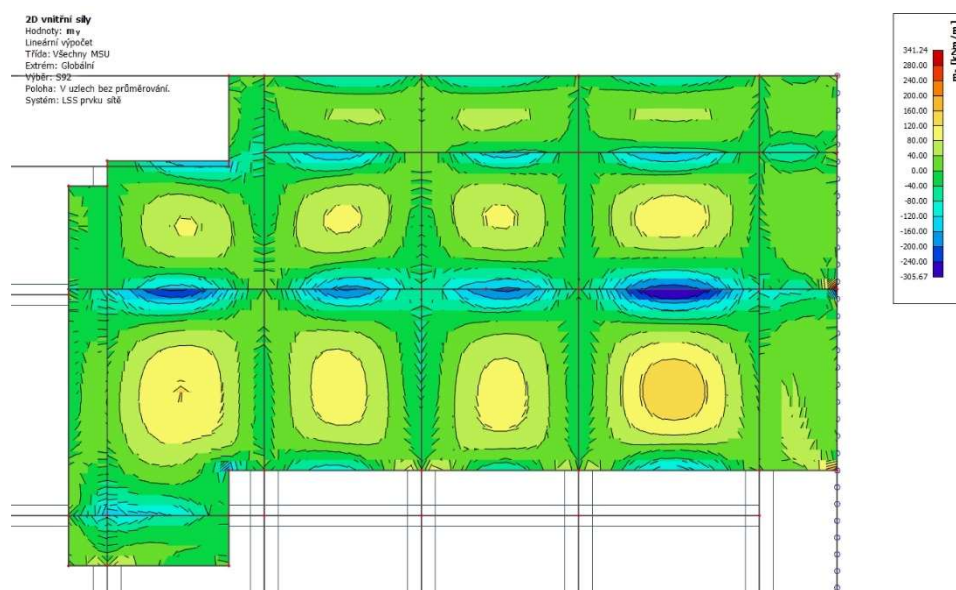
Software [10] totiž počítá napětí pro celý jeden prvek – celou desku i s průvlakem a spolupůsobícími šířkami.

4.6.5. Detailní výpočet – model 1



Obrázek 33 - Zobrazení ohybového momentu m_x po zavedení jemnější sítě na nejvíce zatížené části desky nad 1PP od kombinace pro MSÚ (model 1) [10]

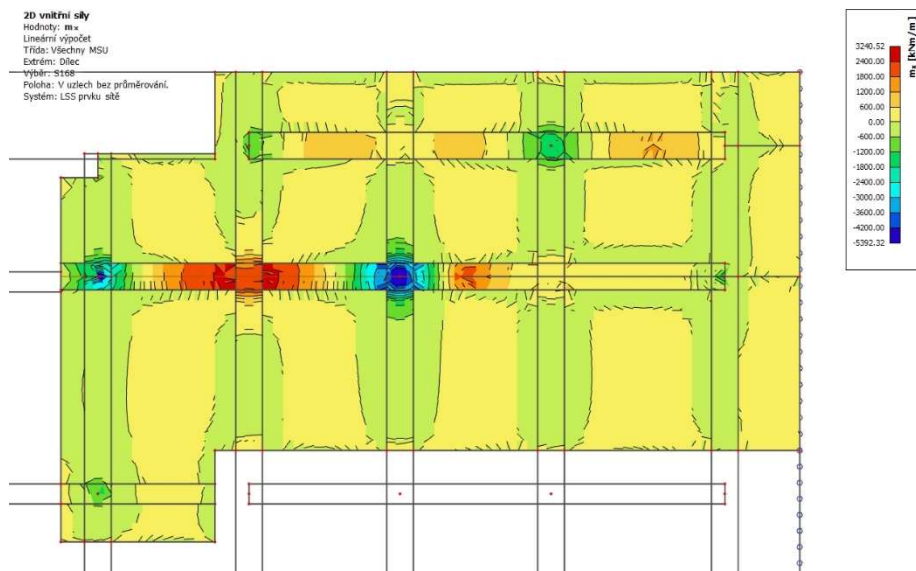
Po použití jemnější sítě v kombinaci s drobnými úpravami modelu jsme schopni zobrazit výsledky, které blíže reprezentují skutečné chování konstrukce. Momenty tak jsou zobrazeny více spojitě a umožňují odečtení přesnějších výsledků.



Obrázek 34 - Zobrazení ohybového momentu m_y po zavedení jemnější sítě na nejvíce zatížené části desky nad 1PP od kombinace pro MSÚ (model 1) [10]

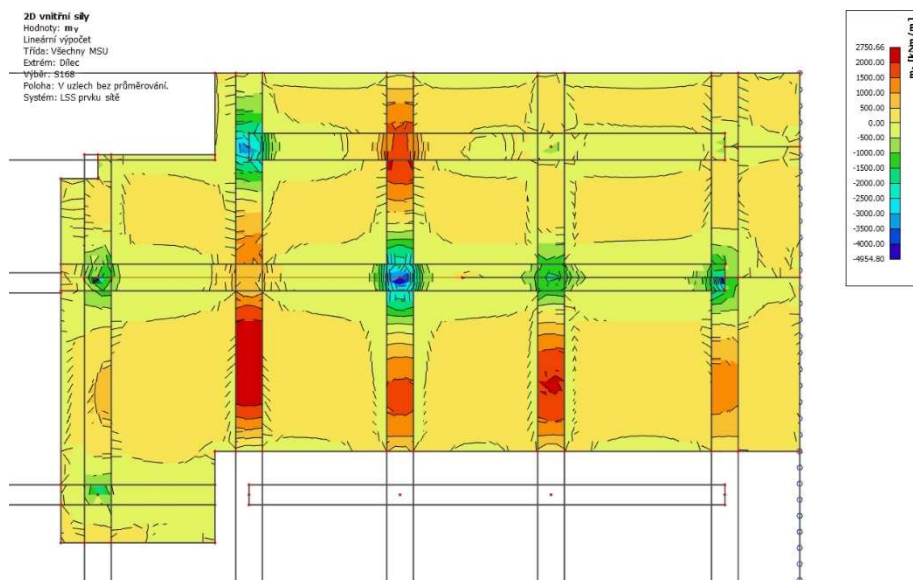
4.6.6. Detailní výpočet – model 2

Při výpočtu modelu 2 opět volíme v software síť o kroku 0,75 m tak, abychom se vyvarovali nepřesnosti výsledků. Jak již bylo nastíněno výše, vymodelována byla pouze deska nad 1PP. Předmětem této kapitoly bude zejména kontrola vnitřních sil v korespondenci s modelem 1.



Obrázek 35 - Zobrazení ohybového momentu m_x na nejvíce zatížené části desky nad 1PP od kombinace pro MSÚ (model 2) [10]

Špičky momentu zobrazují působení nejvíce zatížené části desky, hodnoty momentů jsou sice menší než při uvážení žebra, ale vzhledem ke specifikům modelu odpovídají.



Obrázek 36 - Zobrazení ohybového momentu m_y na nejvíce zatížené části desky nad 1PP od kombinace pro MSÚ (model 2) [10]

U momentů v druhém směru výsledky taktéž odpovídají, na druhém průvzlaku zleva pnutém visle je dobře vidět průběh momentu v uložení průvzlaku na průvzlak.

Pomocí funkce „řez na ploše“ můžeme zobrazit průběh vnitřních sil na průvlaku včetně přenesení momentu svislou stěnou nad průvlakem. Jak již bylo popsáno výše, model 2 není vhodný pro určení vnitřních sil, a tak zobrazeným průběhem pouze kontrolujeme přenos momentu pomocí stěny z vyššího podlaží.



Obrázek 37 - Zobrazení ohybového momentu M_y s maximálními hodnotami na nejvíce zatíženém průvlaku od kombinace pro MSÚ (model 2) [10]

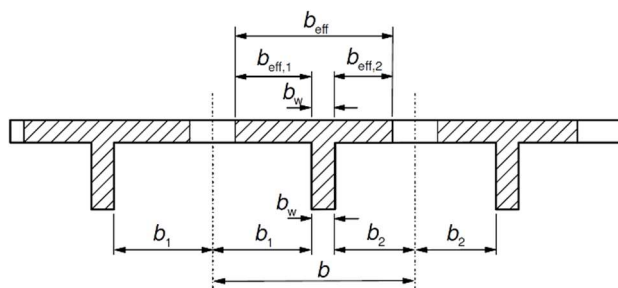
4.7. Výpočet spolupůsobící šířky desky a její určení z modelu 2

Z důvodu předmětu další kapitoly budeme řešit spolupůsobící šířku desky pro průvlaky v levém traktu desky nad 1PP (viz. obr. 39).

4.7.1. Výpočet dle normy

Spolupůsobící šířku desky b_{eff} pro průvlaky P_2 a P_3 stanovíme ze vztahu [3]:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$



Obrázek 38 - Hodnoty pro určení spolupůsobící šířky desky [3]

Pro její určení je třeba nejprve znát vzdálenost nulových momentů l_0 , šířku průvlaků b_w a jejich osovou vzdálenost b (viz. obr. 38).

Vzdálenost nulových momentů pro kvazi-stálou kombinaci zatížení: $l_0 = 9,057 \text{ m}$

Šířky průvlaků v levém traktu desky nad 1PP: $b_w = 2,0 \text{ m}$

Osová vzdálenost průvlaků v levém traktu desky nad 1PP: $b = 11,3 \text{ m}$

Dále je třeba určit +poloviční vzdálenosti přilehlých polí průvlaků $b_{1,}$ $b_{2,}$

$$b_{1,2} = \frac{b - b_w}{2} = \frac{11,3 - 2}{2} = 5,55 \text{ m}$$

$b_{eff,i}$ určíme z následujícího vztahu:

$$b_{eff,1,2} = 0,2 \cdot b_{1,2} + 0,1 \cdot l_0 \leq \min(0,2 \cdot l_0; b_{1,2})$$

$$b_{eff,1,2} = 0,2 \cdot 5,55 + 0,1 \cdot 9,057 = 2,02 \text{ m} \leq 1,81 \text{ m}$$

Spolupůsobící šířka desky pro průvlak v levém traktu desky nad 1PP tedy vychází:

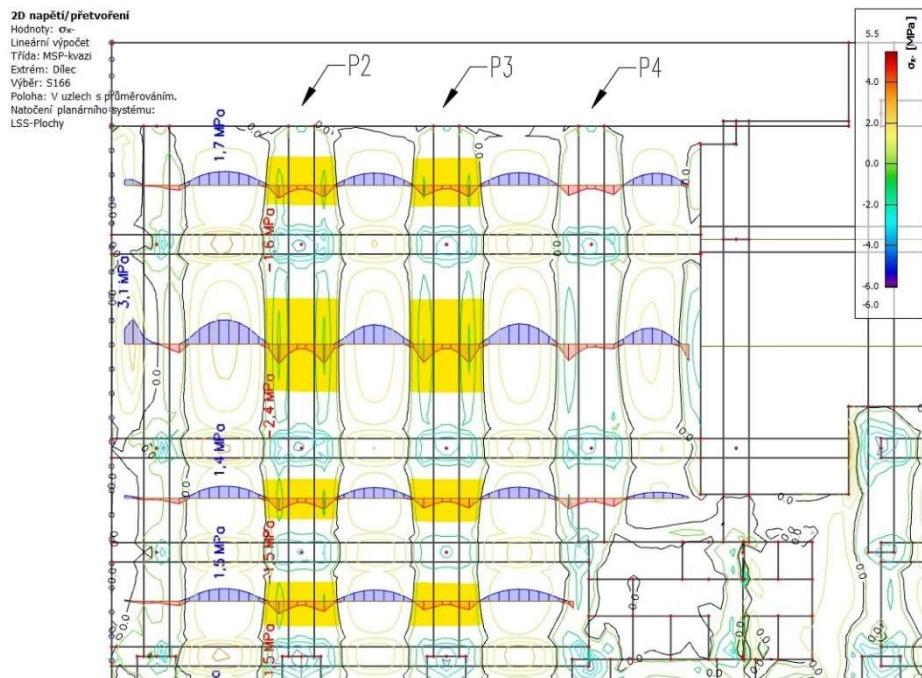
$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w \leq b$$

$$b_{eff} = 2,02 + 2,02 + 2 \leq 11,3$$

$$b_{eff} = 6,04 \text{ m}$$

4.7.2. Určení z modelu 2

Spolupůsobící šířka desky jsme spočítali známým vzorcem, ovšem díky specifikům druhého modelu ji jsme schopni určit přesně. Necháme vykreslit napětí při dolním povrchu desky v kolmém směru na řešený průvlak a hledáme kam až sahají tlaková (respektive nulová) napětí.

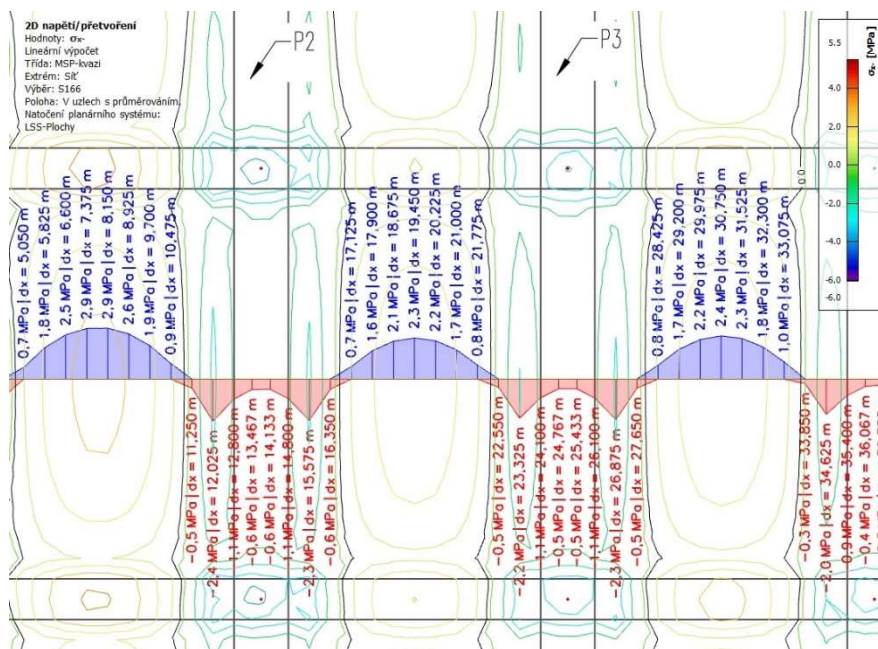


Obrázek 39 – Napětí na levém traktu desky od kvazi-stálé kombinace zatížení se žlutě vyznačenými spolupůsobícími šířkami průvlaků [10]

V detailu odměříme konkrétní vzdálenost nulových izolinií a získáme tak spolupůsobící šířku. Přestože se jedná o jiný průvlek, soudíme, že náš odhad v kapitole 4.4. (6 m) je opodstatněn.

Spolupůsobící šířky průvleků P_2 a P_3 tedy budeme uvažovat jednotnou hodnotou a to:

$$b_{eff} = 27,65 - 22,55 \text{ respektive } 16,35 - 11,25 = 5,1 \text{ m}$$



Obrázek 40 - Detail napětí od kvazi-stálé kombinace zatížení na průvlecích P_2 a P_3 pro určení spolupůsobící šířky [10]

4.8. Závěr železobetonové varianty

Původním konceptem této práce sice byl návrh předpjaté stropní konstrukce, avšak použití předpětí bylo třeba zdůvodnit, což se myslím podařilo. Přestože je nejvíce zatížená část desky nad 1PP s velkými rozpory (dispozičně prostor pro zásobování – viz obr. 16) rozhodně jednou s inženýrsky nejsložitějších či možná nejsložitější část dilatace A5 objektu, je třeba se věnovat i jiným částem této desky. Jak je zřejmé z předchozí kapitoly, úskalím návrhu v železobetonové variantě není únosnost, nýbrž použitelnost. Na obrázku 28 můžeme spatřit, že největší průhyby jsou zobrazeny v místech, kde je vynechána jedna řada sloupů, zejména tedy v „jižní“ části desky. Návrh předpětí v nejvíce zatížené části by byl zprvu příliš složitý, a proto se pustíme do návrhu předpětí průvleků $P_1 - P_4$.

4.9. Předběžný návrh předpětí – průvlaky v levém traktu desky nad 1PP

Jak již bylo popsáno v kapitole 3.5. – variantní návrh nosné konstrukce, zprvu předepneme pouze průvlaky – deskové trámy. Pokud by takto předepnutá konstrukce nevyhověla, přejdeme k návrhu předpětí i v polích desky (viz obr. 8).

4.9.1. Materiálové charakteristiky

Beton

Beton $C35/45, D_{max} 16 \text{ mm}$ (viz. kapitola 4.2.)

Charakteristická pevnost betonu v tlaku: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,5} = 23, \bar{3} \text{ MPa}$

Předpínací výztuž

Předpínací výztuž Y1860S7 – 15,7 (viz. kapitola 4.2.)

Jmenovitý průměr lana: $\emptyset_p = 15,7 \text{ mm}$

Počet drátů v jednom laně: 7

Charakteristická pevnost v tahu: $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$

Modul pružnosti: $E_p = 195 \text{ GPa}$

Průřezová plocha jednoho lana: $A_p = 150 \text{ mm}^2$

Smluvní mez kluzu: $f_{p0,1k} = 0,88 \cdot f_{pk} = 1636,8 \text{ MPa}$

Návrhové napětí: $f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1636,8}{1,15} = 1423,3 \text{ MPa}$

Maximální napětí v předpínací výztuži:

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}) = \min(1488; 1473) = 1473 \text{ MPa}$$

Maximální napětí pro vnesení předpětí:

Napětí v předpínací výztuži bezprostředně po napnutí (po uvážení okamžitých ztrát – 5 %) nesmí překročit hodnotu:

$$\sigma_{p,m,0} = \min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1k}) = \min(1395; 1391,3) = 1391,3 \text{ MPa}$$

Napětí v čase $t = 50$ let (na konci životnosti konstrukce – uvažujeme, že dlouhodobé ztráty činí 25 % maximální předpínací síly dosažené při napínání):

$$\sigma_{p,\infty} = (1 - 0,25) \cdot \sigma_{p,max} = 0,75 \cdot 1473 = 1104,75 \text{ MPa}$$

4.9.2. Stanovení krycí vrstvy betonu

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

Přídavek na návrhovou odchylku: $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ (monolit. konstrukce)

Stupeň vlivu prostředí

Koroze vyvolaná karbonatáci: XC2 (viz. kapitola 4.2.)

Koroze vyvolaná chloridy: XD1 (viz. kapitola 4.2.)

Třída konstrukce

Třída konstrukce (deskové konstrukce): S3

Krycí vrstva

Minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti: $c_{min,b} = 70 \text{ mm}$

($c_{min,b}$ = průměru kanálku ϕ_k [13, s. 157], v našem případě odhadujeme $\phi_k = 70 \text{ mm}$)

Minimální krycí vrstva z hlediska prostředí: $c_{min,dur} = 35 \text{ mm}$

(pro stupeň vlivu prostředí XD1 a třídu konstrukce S3)

Minimální krycí vrstva betonu:

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}) = \max(70; 35; 10) = 70 \text{ mm}$$

Krycí vrstva předpínací výztuže:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 70 + 10 = 80 \text{ mm}$$

4.9.3. Řešená část desky

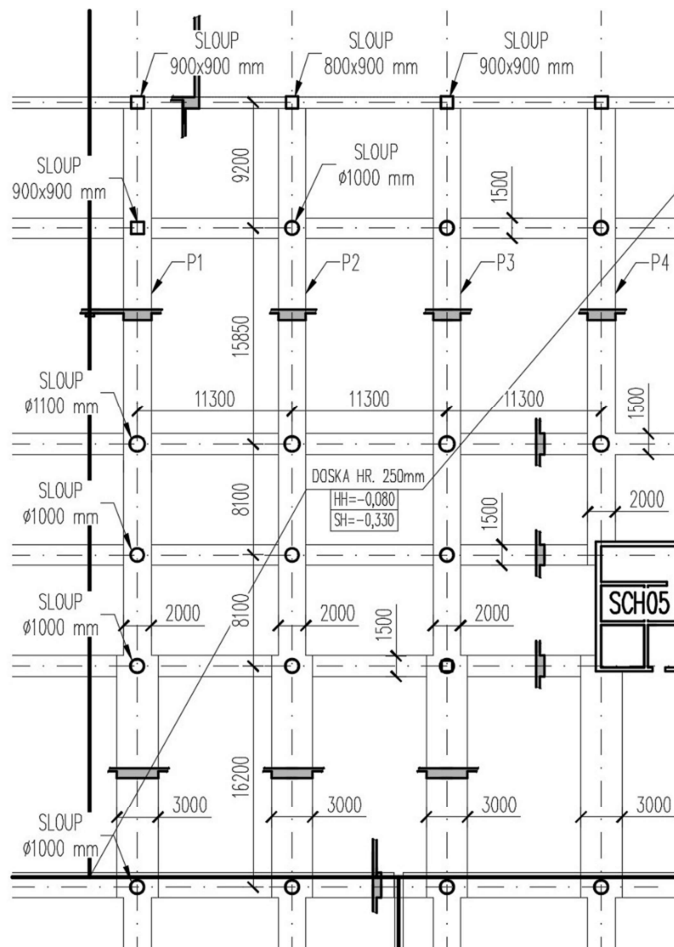
Průřezy průvlaků

Průvlaky zobrazeny ve výkresu tvaru ve svislém směru jsou průřezů 2000 (3000) / 750 mm.

Průvlaky zobrazené ve výkresu tvaru ve vodorovném směru jsou průřezů 1500 / 600 mm.

Ve spodní části výkresu mají průvlaky větší šířku – konkrétně 3000 mm.

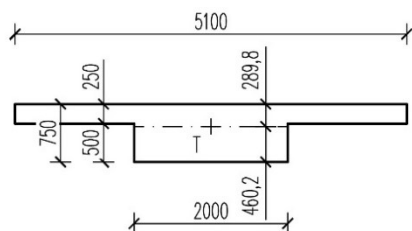
Deska má jednotnou tloušťku a to 250 mm.



Obrázek 41 – Výsek zjednodušeného výkresu tvaru řešené části desky [27] [28]

4.9.4. Průřezové charakteristiky

PRŮŘEZ 2000/750



Obrázek 42 - Průřez průvlaku 2000/750 [28]

T Průřez 2000/750 (v poli)

Plocha průřezu:

$$A_C = 2,275 \text{ m}^2$$

Poloha těžiště od horních vláken:

$$e_h = 289,8 \text{ mm}$$

Poloha těžiště od dolních vláken:

$$e_d = 460,2 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti

$$I_y = 0,106286 \text{ m}^4$$

Průřez 2000/750 (nad podporou)

Plocha průřezu:

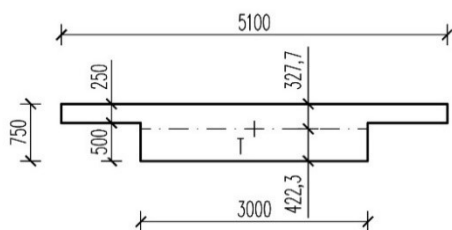
$$A_C = 1,5 \text{ m}^2$$

Poloha těžiště od horních/dolních vláken: $e_h = e_d = 375 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti

$$I_y = 0,0703125 \text{ m}^4$$

PRŮŘEZ 3000/750



Obrázek 43 – Průřez průvlaku 3000/750 [28]

T Průřez 3000/750 (v poli)

Plocha průřezu:

$$A_C = 2,775 \text{ m}^2$$

Poloha těžiště od horních vláken:

$$e_h = 327,7 \text{ mm}$$

Poloha těžiště od dolních vláken:

$$e_d = 422,3 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti

$$I_y = 0,134808 \text{ m}^4$$

Průřez 3000/750 (nad podporou)

Plocha průřezu:

$$A_C = 2,25 \text{ m}^2$$

Poloha těžiště od horních/dolních vláken: $e_h = e_d = 375 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti

$$I_y = 0,10546875 \text{ m}^4$$

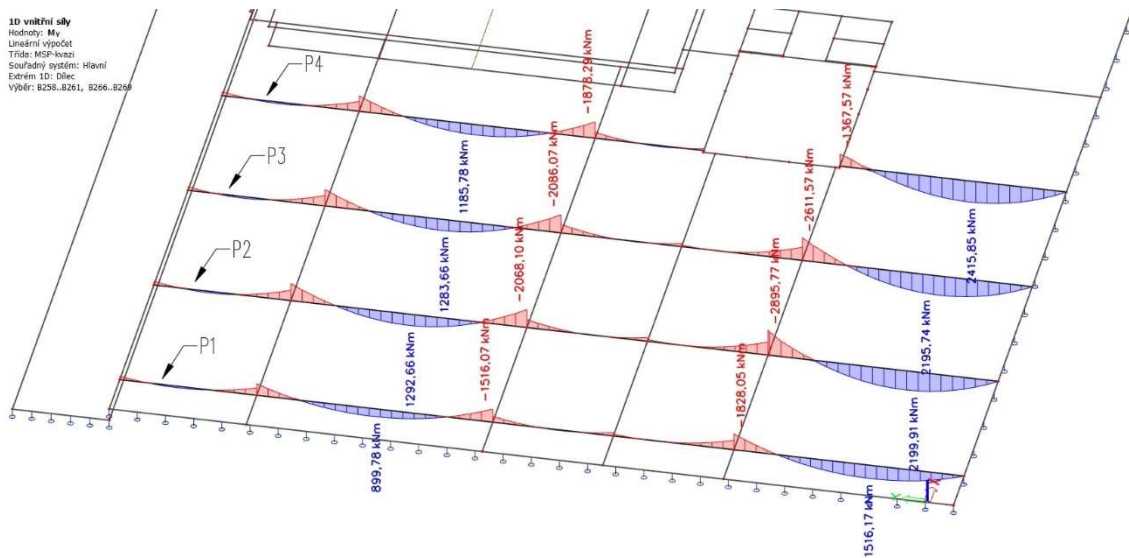
Výška průvlaku: $h_T = 750 \text{ mm}$
Šířka průvlaku: $b_T = 2000 \text{ mm}$
Tloušťka desky: $h_d = 250 \text{ mm}$
Spolupůsobící šířka desky:
 $b_{eff} = 5100 \text{ mm}$ (viz. kapitola 4.7.2.)

Výška průvlaku: $h_T = 750 \text{ mm}$
Šířka průvlaku: $b_T = 3000 \text{ mm}$
Tloušťka desky: $h_d = 250 \text{ mm}$
Spolupůsobící šířka desky:
 $b_{eff} = 5100 \text{ mm}$ (viz. kapitola 4.7.2.)

4.9.5. Vnitřní síly

Pro návrh použijeme vnitřní síly z modelu 1, konkrétně hodnoty ohybového momentu od kvazi-stálé kombinace bez předpětí. Hodnoty momentů se pohybují na průvlacích P₁ – P₄ ve velice podobných mezích, nejvíce zatížený nosník má v poli moment 1296,66 kNm a nad podporou - 2068,1 kNm.

V posledním poli s rozponem 16,2 m vychází hodnoty největších momentů v poli 2199,91 kNm a nad podporou -2895,77 kNm.



Obrázek 44 - Ohybové momenty M_y od kvazi-stálé kombinace zatížení **bez předpětí** na průvlacích v levém traktu desky (model 1) [10]

4.9.5.1. Moment od předpětí

Vzhledem k tomu, že průvlak stropní desky s několika poli je několikanásobně neurčitá konstrukce, je potřeba uvažovat s neurčitou složkou momentu od předpětí. Moment od předpětí se tak rovná součtu staticky určitého a neurčitého momentu od předpětí. Neurčitý moment od předpětí prozatím zanedbáme, později určíme jeho přesnou hodnotu pomocí software.

$$\text{Moment od předpětí:} \quad M_P = M_{P,0} + \Delta M_P \quad [13]$$

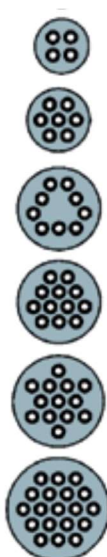
$$\text{Staticky určitý moment od předpětí:} \quad M_{P,0} = N_P \cdot e_P \cong P \cdot e_P \quad [13]$$

$$\text{Staticky neurčitý moment od předpětí:} \quad \Delta M_P = 0 \text{ kNm}$$

4.9.6. Návrh předpětí průvlastku P₂

4.9.6.1. Použitá technologie

Pro návrh předpětí použijeme vícelanový předpínací systém s kotvami kruhového průřezu. Předpokládáme použití kabelů složených z maximálně 19 lan. Kotvy o 9 lanech nabývají rozměrů A/B 225/185 mm, průměr kotevní objímky D = 150 mm. Kabelový kanálek má vnější průměr 70 mm. Z těchto hodnot jsme schopni určit trasu kabelu detailněji, viz níže.



Typ	A [mm]	B [mm]	D [mm]	Ø _k (vnější) [mm]
4C15	150	120	95	50
7C15	180	150	110	65
9C15	225	185	150	70
12C15	240	200	150	85
13C15	250	210	160	85
19C15	300	250	185	100

Tabulka 5 - Rozměry kotev a roznášecích podložek vícelanového systému [14]

Obrázek 45 - Schémata kotev vícelanového systému [14]

4.9.6.2. Excentricita

Excentricita je zásadní hodnotou pro návrh předpětí. V místech největšího ohybového momentu je třeba pro zaručení maximální účinnosti předpětí navrhnout maximální excentricitu vůči těžišti průřezu. V poli bude kanálek s kabely nejbliže spodním vláknům, nad podporou naopak vláknům horním.

Pokud uvažujeme krytí 80 mm a průměr kanálku 70 mm, těžiště výztuže je vzdáleno od horních/dolních vláken:

$$d_{1,2} = \frac{\varnothing_k}{2} + c_{nom} = \frac{70}{2} + 80 = 115 \text{ mm}$$

Maximální excentricita od těžiště nad podporou (horní vlákna – průřez 2000/750 & 3000/750):

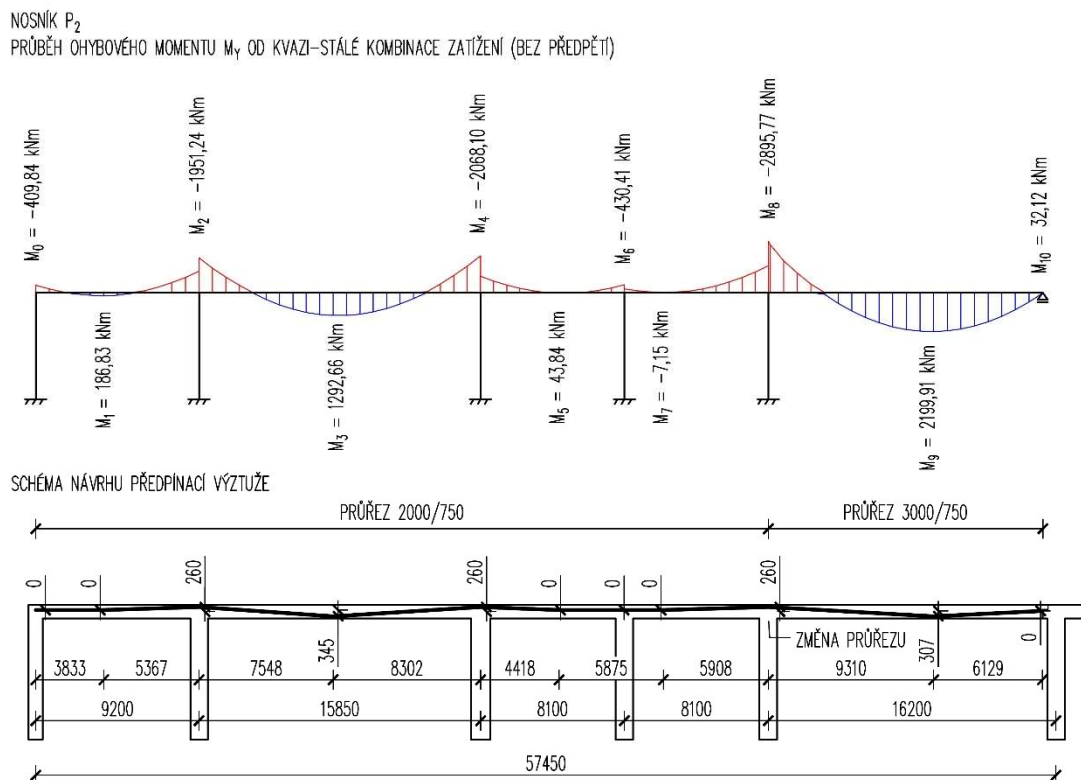
$$e_{p,max,h} = e_h - d_{1,2} = 375 - 115 = 260 \text{ mm}$$

Maximální excentricita od těžiště v poli (dolní vlákna – průřez 2000/750):

$$e_{p,max,d} = e_d - d_{1,2} = 460,2 - 115 = 345,2 \text{ mm}$$

4.9.6.3. Trasa kabelu

Při konkrétním návrhu trasy kabelu vycházíme z průběhu ohybových momentů od kvazi-stálé kombinace zatížení na nosníku (bez předpětí). Vzhledem k výhodám prutového modelu s žebry přebereme vnitřní síly právě z něj. V místech největších ohybových momentů (v polích s největšími rozpory) navrhujeme excentricitu maximální – viz výše. V ostatních případech vedeme předpětí v těžišti tak, aby v průřezu nehrozila tahová napětí.



Obrázek 46 – Předběžný návrh trasy kabelu dle průběhu vnitřních od kvazi-stálé kombinace zatížení bez předpětí na nosníku [10] [28]

Předběžně tedy navrhujeme excentricity kabelů následovně:

Návrhový moment	Excentricita (vůči těžišti)
$M_{Ed,0} = -409,84 \text{ kNm}$	$e_{p,0} = 0 \text{ mm}$
$M_{Ed,1} = 186,83 \text{ kNm}$	$e_{p,1} = 0 \text{ mm}$
$M_{Ed,2} = -1951,24 \text{ kNm}$	$e_{p,2} = 260 \text{ mm}$
$M_{Ed,3} = 1292,66 \text{ kNm}$	$e_{p,3,max} = 345,2 \text{ mm}$
$M_{Ed,4} = -2068,1 \text{ kNm}$	$e_{p,4} = 260 \text{ mm}$
$M_{Ed,5} = 43,84 \text{ kNm}$	$e_{p,5} = 0 \text{ mm}$
$M_{Ed,6} = -430,41 \text{ kNm}$	$e_{p,6} = 0 \text{ mm}$
$M_{Ed,7} = -7,15 \text{ kNm}$	$e_{p,7} = 0 \text{ mm}$
$M_{Ed,8} = -2895,77 \text{ kNm}$	$e_{p,8} = 260 \text{ mm}$
$M_{Ed,9} = 2199,91 \text{ kNm}$	$e_{p,9} = 307,3 \text{ mm}$
$M_{Ed,10} = 32,12 \text{ kNm}$	$e_{p,10} = 0 \text{ mm}$

Tabulka 6 – Předběžné navržení excentricity kabelů dle ohybových momentů M_y od kvazi-stálé kombinace zatížení

4.9.6.4. Postup aplikace předpínací technologie

Pro kompletní návrh předpětí je třeba určit z jakého konce budeme nosníky předpínat. Na spodní části obrázku 40 je zobrazena poloha dilatační spáry (velmi tlustou čarou), průvlaky je tedy třeba předepnout z druhé strany – tam je pro aplikaci předpínací technologie dostatečný prostor.

Další důležitou hodnotou pro náš návrh je délka nosníku – tedy délka kabelu. Jak je zřejmé výše, navrhneme kabely délky cca 57,5 m. Maximální délka kabelu pro předepnutí najednou se pohybuje okolo 200 m [14], tato podmínka byla tedy splněna.

4.9.6.5. Návrh předpínací síly

Při návrhu předpínací síly vycházíme z výsledného napětí při horních/dolních vláknech rovno 0. Zprvu navrhneme předpětí po celé délce nosníku, vzhledem ke zvětšení šířky nosníku můžeme přidat další 2 kotvy (1 kotvu z každé strany) v místě změny průřezu – viz další kapitoly.

Napětí při dolních vláknech

$$\sigma_{C,d} = \frac{-N_P}{A_C} + \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot e_d + \frac{M_P}{I_y} \cdot e_d = 0$$

Napětí při horních vláknech

$$\sigma_{C,h} = \frac{-N_P}{A_C} + \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot e_h + \frac{M_P}{I_y} \cdot e_h = 0 \quad \text{kde:} \quad M_P = N_P \cdot e_P + \Delta M_P \quad (N_P = P)$$

Z výše uvedených vztahů pak vyjádříme předpínací sílu jako:

$$N_P = P = \frac{M_{Ed} \cdot e_d \cdot A_C}{I_y + A_C \cdot e_d \cdot e_P} \quad \text{respektive} \quad N_P = P = \frac{M_{Ed} \cdot e_h \cdot A_C}{I_y + A_C \cdot e_h \cdot e_P}$$

Návrh v poli 3

$$P_{3,req} = \frac{M_{Ed,3} \cdot e_d \cdot A_C}{I_y + A_C \cdot e_d \cdot e_{P,3,max}} = \frac{1292,66 \cdot 0,4602 \cdot 2,275}{0,106286 + 2,275 \cdot 0,4602 \cdot 0,3452} = 2893,9 \text{ kN}$$

Návrh nad podporou 4

$$P_{4,req} = \frac{M_{Ed,4} \cdot e_h \cdot A_C}{I_y + A_C \cdot e_h \cdot e_{P,4}} = \frac{-2068,1 \cdot (-0,375) \cdot 1,5}{0,0703125 + 1,5 \cdot (-0,375) \cdot (-0,260)} = 5371,7 \text{ kN}$$

4.9.6.6. Požadovaná plocha výztuže, požadovaný počet lan

Požadovanou plochu výztuže $A_{P,req}$ získáme podílem předpínací síly P a napětí na konci životnosti stavby $\sigma_{p,\infty}$.

$$A_{P,i,req} = \frac{P_{i,req}}{\sigma_{p,\infty}}$$

Požadovanou plochu výztuže vydělíme plochou jednoho kabelu A_P a získáme počet kabelů.

$$n_{P,i,req} = \frac{A_{P,i,req}}{A_P}$$

Návrh v poli 3

$$A_{p,3,req} = \frac{P_{3,req}}{\sigma_{p,\infty}} = \frac{2893,9 \cdot 10^3}{1104,75} = 2619,5 \text{ mm}^2$$

$$n_{p,3,req} = \frac{A_{p,3,req}}{A_p} = \frac{2619,5}{150} = 17,5 \rightarrow \text{minimálně 18 ks}$$

Návrh nad podporou 4

$$A_{p,4,req} = \frac{P_{4,req}}{\sigma_{p,\infty}} = \frac{5371,7 \cdot 10^3}{1104,75} = 4862,4 \text{ mm}^2$$

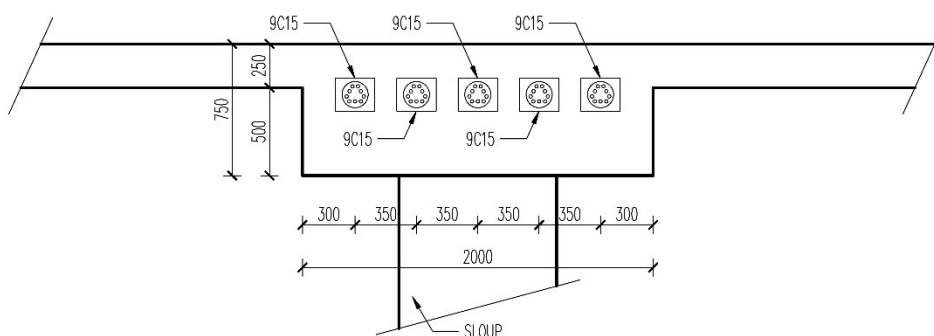
$$n_{p,4,req} = \frac{A_{p,4,req}}{A_p} = \frac{4862,4}{150} = 32,4 \rightarrow \text{minimálně 33 ks}$$

Excentricita v místě řezu č. 3 je příliš velká, po návrhu upravíme excentricitu kabelu tak, aby nebyla konstrukce zbytečně přemáhána.

4.9.6.7. Návrh předpínací výztuže

Vzhledem k průřezu průvlatku v místě předpínání je třeba určit počet kotev, které budeme moci použít tak, aby byla dodržena jejich minimální osová vzdálenost [14].

PRŮŘEZ 2000/750



Obrázek 47 - Schéma navržených kotev v místě předpínání [28]

Ověření minimálních osových vzdáleností mezi kotvami

Rozměry x (osová rozteč kotev) a x' (vzdálenost osy kotvy od vnějšího okraje konstrukce) musí splňovat následující podmínky [14], rozměr A je šířka roznášecí podložky viz. tabulka 5.

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)} \quad [14, \text{s. } 10]$$

$$x' \geq 0,5 \cdot x + c_{nom} - 10 \text{ (mm)} \quad [14, \text{s. } 10]$$

$$350 \text{ mm} \geq 225 + 30 = 255 \text{ mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$300 \text{ mm} \geq 0,5 \cdot 350 + 80 - 10 = 245 \text{ mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Rozteč kotev vyhovuje.

Vzhledem k tomu, že jsme zanedbali neurčitý moment od předpětí, navrhne větší počet lan.
Pro průřez 2000/750 mm tedy navrhne 5 devítikanových kabelů.

$$\text{minimální počet lan v jednom kabelu} = \frac{n_{P,max,1}}{5 \text{ kotev}} = \frac{32,4}{5} = 6,48 \rightarrow 9 \text{ ks}$$

$$n_{P,prov,1} = 5 \cdot 9 = 45 \text{ ks} \geq n_{P,max,1} = 32,4 \text{ ks}$$

$$A_{P,prov,1} = 45 \cdot A_P = 45 \cdot 150 = 6750 \text{ mm}^2$$

Návrh: 5 kabelů z 9 lan po celé délce průvltaku ($n_{P,prov,1} = 45 \text{ ks}$; $A_{P,prov,1} = 6750 \text{ mm}^2$)

- V řezech 2 a 4 budou kabely vedeny s maximální excentricitou.
- V řezu 3 bude excentricita zmenšena tak, aby nebyly účinky předpětí nadměrné.

4.9.6.8. Úprava návrhu předpětí v řezu č. 3

Excentricitu vyjádříme ze vztahu: $P = \frac{M_{Ed} \cdot e_d \cdot A_C}{I_y + A_C \cdot e_d \cdot e_P}$

$$e_3 = -\frac{I_y}{e_d \cdot A_C} + \frac{M_{Ed,3}}{P_{3,req,2}}$$

Pro úpravu excentricity použijeme předpínací sílu odpovídající $n_{P,prov,1} = 45 \text{ ks}$:

$$P_{3,req,2} = 45 \cdot A_P \cdot \sigma_{p,\infty} = 45 \cdot 150 \cdot 1104,75 \cdot 10^{-3} = 7457,1 \text{ kN}$$

Výsledná excentricita se pak rovná:

$$e_3 = -\frac{I_y}{e_d \cdot A_C} + \frac{M_{Ed,3}}{P_{3,req,2}} = -\frac{0,106286}{0,4602 \cdot 2,275} + \frac{1292,6}{7457,1} = 0,072 \text{ m}$$

Excentricitu zaokrouhlíme nahoru a nadále uvažujeme: $e_3 = 100 \text{ mm}$

- **Nově navržená excentricita tedy bude $e_3 = 100 \text{ mm}$.**
- **Dodatečný návrh kabelů v řezech 8, 9 a 10 bude předmětem další kapitoly.**

4.9.6.9. Návrh předpínací výztuže v posledním poli v průvltaku

Vzhledem k nárůstu ohybových momentů v posledním poli průvltaku je třeba navrhnout další dva kabely, aby byl splněn požadavek napětí $\sigma_c \leq 0 \text{ MPa}$.

Poslední pole průvltaku je navrženo o větší šířce. Tuto skutečnost můžeme s výhodou využít pro návrh dvou dalších kotev. Přejdeme tedy k návrhu předpětí.

Pro návrh použijeme výše uvedené vztahy (viz kap. 4.9.6.5. a dále)

Návrh předpínací síly nad podporou 8

$$P_{8,req} = \frac{M_{Ed,8} \cdot e_h \cdot A_c}{I_y + A_c \cdot e_h \cdot e_{p,8}} = \frac{-2895,77 \cdot (-0,375) \cdot 2,25}{0,10546875 + 2,25 \cdot (-0,375) \cdot (-0,260)} = 7521,5 \text{ kN}$$

Návrh předpínací síly v poli 9

$$P_{9,req} = \frac{M_{Ed,9} \cdot e_d \cdot A_c}{I_y + A_c \cdot e_d \cdot e_{p,9}} = \frac{2199,91 \cdot 0,4223 \cdot 2,775}{0,134808 + 2,775 \cdot 0,4223 \cdot 0,3073} = 5208,9 \text{ kN}$$

Požadovaná plocha výztuže, požadovaný počet lan nad podporou 8

$$A_{p,8,req} = \frac{P_{8,req}}{\sigma_{p,\infty}} = \frac{7521,5 \cdot 10^3}{1104,75} = 6808,3 \text{ mm}^2$$

$$n_{p,8,req} = \frac{A_{p,8,req}}{A_p} = \frac{6808,3}{150} = 45,4 \rightarrow \text{minimálně 46 ks}$$

Požadovaná plocha výztuže, požadovaný počet lan v poli 9

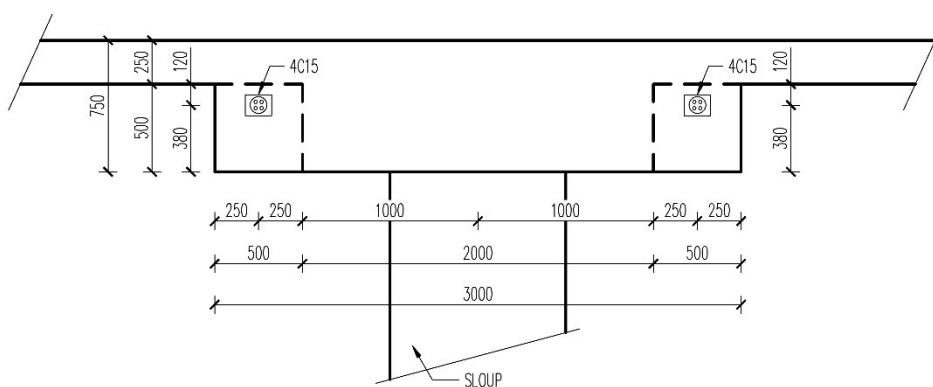
$$A_{p,9,req} = \frac{P_{9,req}}{\sigma_{p,\infty}} = \frac{5208,94 \cdot 10^3}{1104,75} = 4715,0 \text{ mm}^2$$

$$n_{p,9,req} = \frac{A_{p,9,req}}{A_p} = \frac{4715,0}{150} = 31,4 \rightarrow \text{minimálně 32 ks}$$

Excentricita v místě řezu č. 9 je opět příliš velká, excentricitu kabelu upravíme stejným postupem jako v kapitole 4.9.6.8.

Excentricitu jsme upravili na výslednou hodnotu a nadále uvažujeme: $e_9 = 200 \text{ mm}$

PRŮŘEZ 3000/750



Obrázek 48 - Schéma navržených kotev v místě změny průřezu [28]

Přestože by teoreticky stačilo navrhnout třílanové kotvy, vzhledem k zanedbání neurčitého momentu od předpětí navrhujeme kotvy čtyřlanové.

Z obrázku 48 je zřejmé, že vzdálenost osy kotvy od vnějšího okraje konstrukce bezpečně vyhoví.

Pro průřez 3000/750 mm tedy navrhujeme 5 devítlanových a 2 čtyřlanové kabely.

$$\text{počet lan v jedné kotvě} = \frac{n_{P,max,2} - n_{P,prov,1}}{2 \text{ kotvy}} = \frac{45,4 - 45}{2} = 0,2 \rightarrow 4 \text{ ks}$$

$$n_{P,prov,2} = 4 \cdot 2 = 8 \text{ ks} \geq n_{P,max,2} - n_{P,prov,1} = 0,2 \text{ ks}$$

$$A_{P,prov} = 8 \cdot A_P = 8 \cdot 150 = 1200 \text{ mm}^2$$

Návrh: Ke stávajícímu návrhu přidáme 2 kabely ze 4 lan v posledním poli průvlastku

$$(n_{P,prov,2} = 8 \text{ ks}; A_{P,prov,2} = 1200 \text{ mm}^2)$$

- V řezu 8 budou kabely vedeny s maximální excentricitou.
- V řezu 9 bude excentricita zmenšena tak, aby nebyly účinky předpětí nadměrné.
Nově navržená excentricita tedy bude $e_9 = 200 \text{ mm}$.

4.9.6.10. Závěrečný souhrn předběžného návrhu předpínací výztuže pro průvlast P₂

Stručně shrneme návrh předpínací výztuže pro námi řešený průvlast.

Návrh: 5 kabelů z 9 lan po celé délce průvlastku ($n_{P,prov,1} = 45 \text{ ks}; A_{P,prov,1} = 6750 \text{ mm}^2$)

Návrh v posledním poli průvlastku:

5 kabelů z 9 lan a 2 kabely ze 4 lan ($n_{P,prov} = 53 \text{ ks}; A_{P,prov} = 7950 \text{ mm}^2$)

- V řezech 2, 4 a 8 budou kabely vedeny s maximální excentricitou.
- V řezu 3 a 9 bude excentricita zmenšena tak, aby nebyly účinky předpětí nadměrné.
Nově navržená excentricita v řezu 3 tedy bude $e_3 = 100 \text{ mm}$.
Nově navržená excentricita v řezu 9 tedy bude $e_9 = 200 \text{ mm}$.

4.9.7. Předběžný návrh předpětí průvlastků P₁, P₃ a P₄

Vzhledem k velice podobnému průběhu vnitřních sil na průvlastcích P₁ – P₄ budeme prozatím uvažovat stejný návrh pro všechny 4 průvlastky – navrhujeme tak předpětí pro celý levý trakt desky ve směru y.

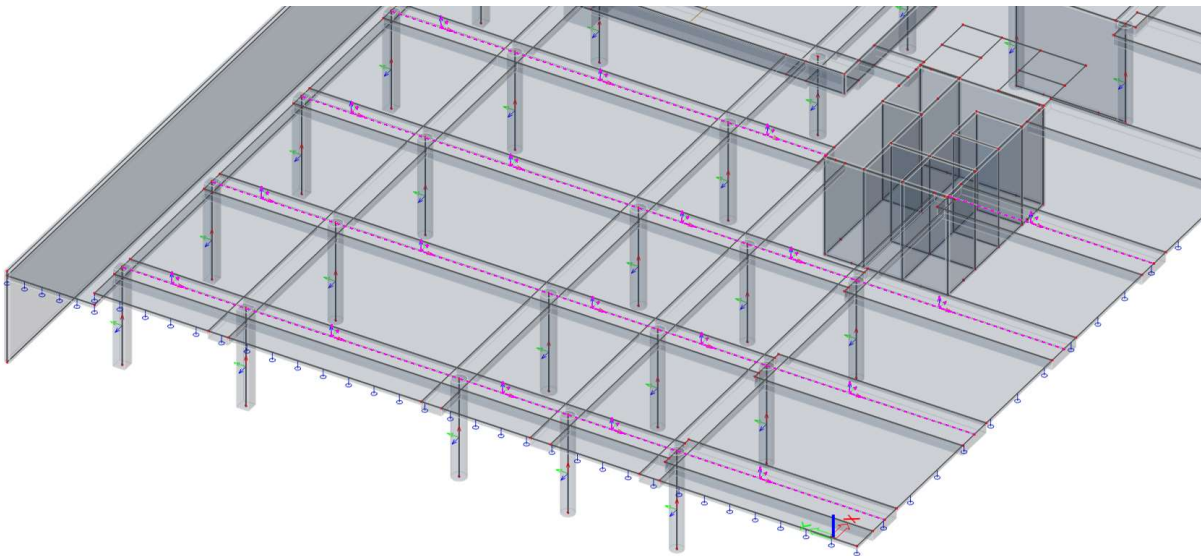
4.10. Zadání předpětí do software

4.10.1. Výběr modelu

Pro námi vybraný způsob zadání předpětí do modelu („dodatečně předpínaný kabel se soudržností“) je v software nutno přiřadit předpínací kabely prutovému prvku – nosníku. Pro první model s žebry to nebude problém – kabely přiřadíme jednotlivým žebřům.

Pro druhý model, kde figuruje pouze 1 plošný dílec, musíme předpínací kabely taktéž přiřadit nějakým prutovým prvkům. Vytvoříme proto pouze pro druhý model fiktivní žebra o novém průřezu 1/1 mm tak, aby tato žebra neovlivnila globální matici tuhosti konstrukce a předpínací kabely jim přiřadíme.

Vzhledem k tomu, že při posudku předpjeté stropní konstrukce nás budou zajímat zejména napětí při horních a dolních vláknech a model s žebry napětí nevykresluje tak, jak bychom potřebovali zadáme předpětí do modelu 2. Na druhou stranu, pro zobrazení vnitřních sil na průvlacích je vhodnější použít model 1 (viz. kapitola 4.6.), proto předpětí zadáme i do modelu 1. Předpětí tedy budeme mít zadáno v obou modelech.

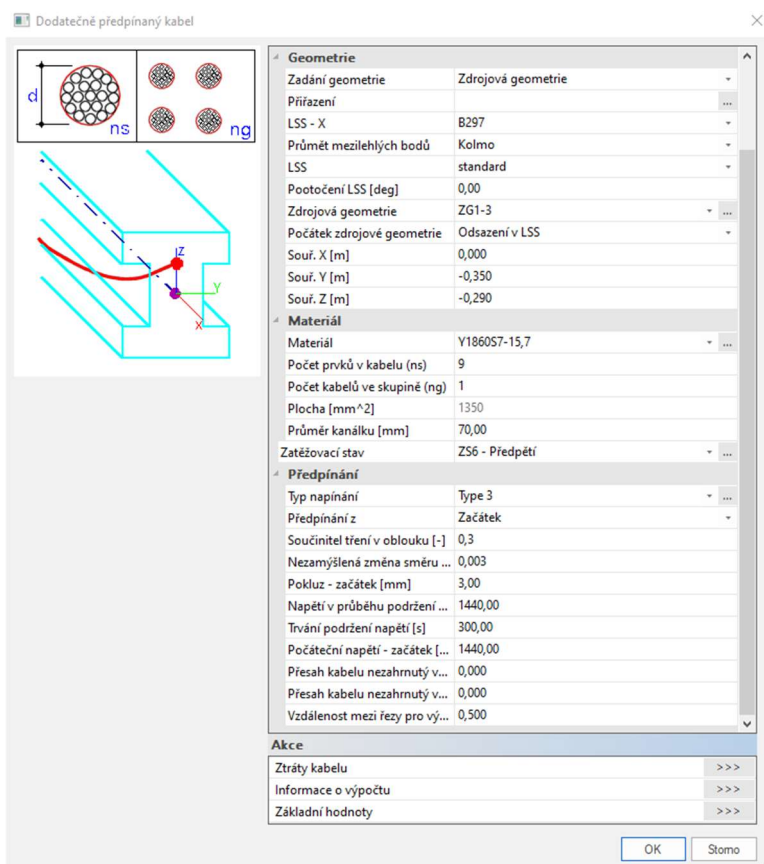


Obrázek 49 - Tvorba fiktivních žebor o průřezu 1/1 mm (model 2) [10]

4.10.2. Tvorba předpínacích kabelů v modelu, průvlaky $P_1 - P_4$

Jak je zřejmé z dialogového okna programu, pro zadání kabelů je třeba znát zejména geometrii – trasu, počet lan v kabelu nebo napínací napětí. Typ napínání zvolíme č. 3 – tedy nejjednodušší s trváním podržení napětí 5 min. Pokluz v kotvě uvažujeme hodnotou 3 mm. Komentář k napínacímu napětí je napsán v další kapitole.

Geometrie kabelu jakožto skupina nezávadnějších hodnot zadání předpětí je popsána detailněji níže.



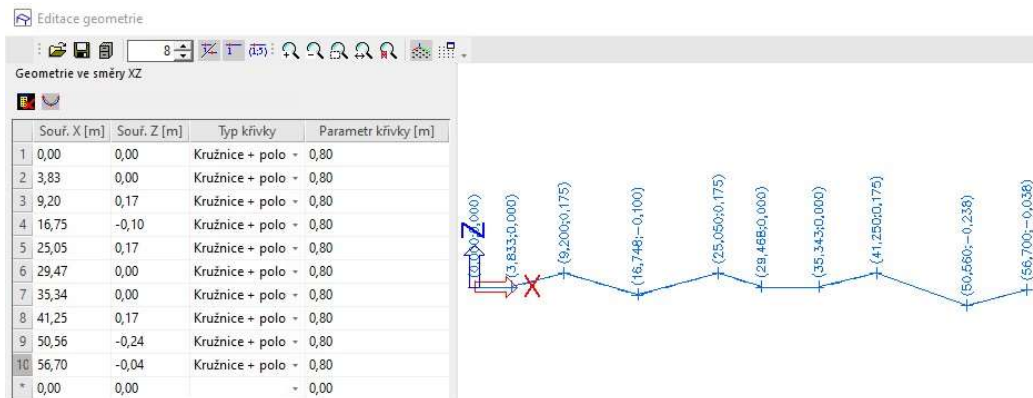
Obrázek 50 - Zadání dodatečně předpínaných kabelů do software – model 2 [10]

4.10.3. Geometrie kabelu

Zásadní je zadání polohy kabelu v rozhodujících průřezech. Zvolíme tedy geometrii dle předběžného návrhu předpětí z předchozí kapitoly.

Geometrie kabelu může být zadána různými způsoby s různými parametry. Pro začátek ponecháme výchozí hodnoty programu, tedy:

Typ křivky: kružnice + poloměr; Parametr křivky: 0,8 m. Toto zadání není vhodné, avšak prozatím ho takto ponecháme.

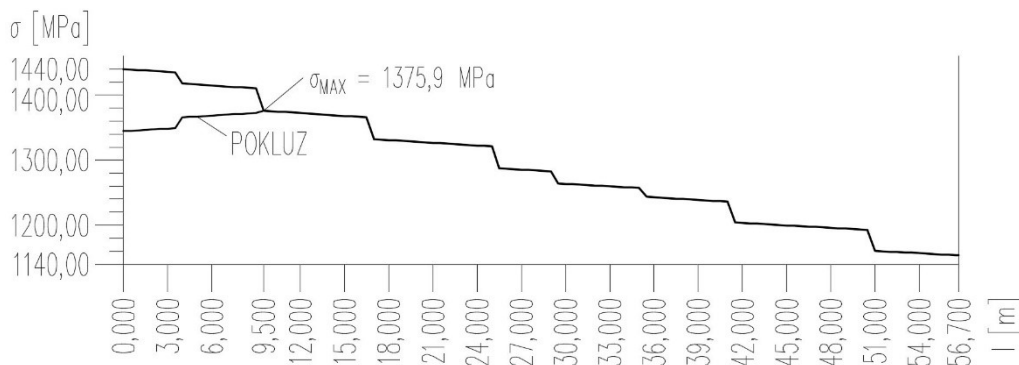


Obrázek 51 - Zadání zdrojové geometrie do software – model 2 [10]

4.10.4. Výpočet s krátkodobými ztrátami – ověření podmínky maximálního předpínacího napětí

Předpínací napětí jsme zvolili $\sigma_p = 1440$ MPa. Pro splnění podmínky je třeba ověřit, zda napětí v kabelech po okamžitých ztrátách nepřekročí hodnotu $\sigma_{p,m,0} = 1391,3$ MPa (viz kapitola 4.9.1.). Pokud by bylo toto napětí překročeno, je třeba přistoupit k snížení napínacího napětí.

Po uvážení krátkodobých ztrát spočítaných softwarem nám vyšlo maximální napětí v kabelech $\sigma_{p,m,0,prov} = 1375,9$ MPa pro kabely vedené po celé délce nosníku a $\sigma_{p,m,0,prov} = 1378,9$ MPa pro kratší kabely vedené pouze v posledním poli. Podmínka je tedy splněna, viz níže.



Obrázek 52 - Vykreslení okamžitých ztrát předpětí na kabelu vedeném po celé délce nosníku [10; 28]

4.10.5. Výpočet s dlouhodobými ztrátami

Ztrátami předpětí se obecně rozumí snížení napětí v předpínacích kabelech. V kapitole 1.5. jsme si ztráty popsali a rozdělili je do dvou kategorií – okamžité a dlouhodobé. Okamžité ztráty (tření, pokluz v kotvě, ...) nám spočítal software (viz obrázek 52), ztráty dlouhodobé (zejména dotvarování a smršťování betonu) se dají odhadnout na 20 % vneseného předpětí. Provedeme tedy odhad ztrát a uměle snížíme napínací napětí v software (viz obrázek 50). Uvážíme tak stav konstrukce na konci životnosti ($t = 50$ let) a budeme ji moci posoudit.

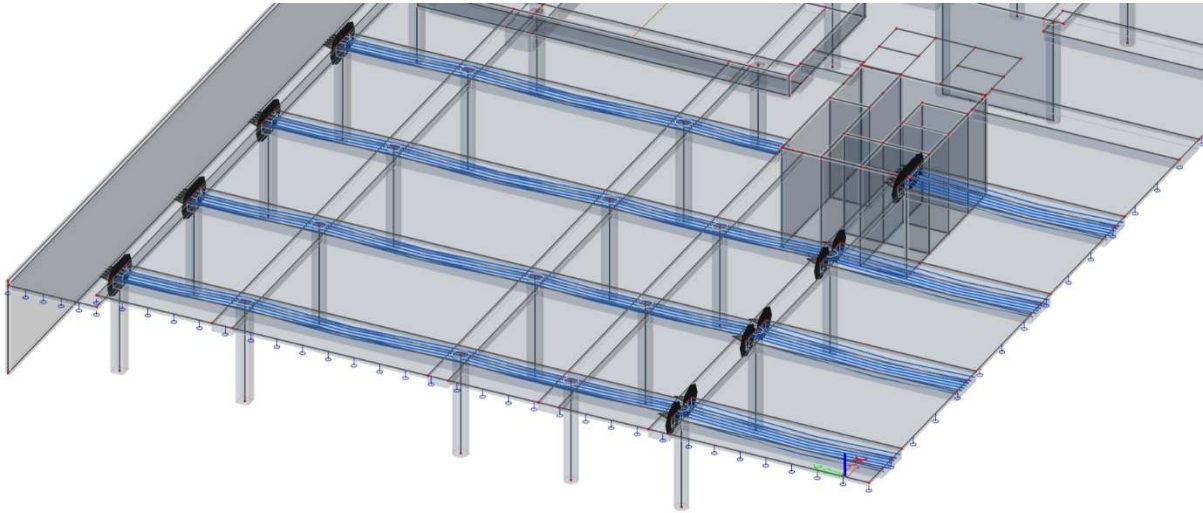
Snížení napínacího napětí pro uvážení dlouhodobých ztrát:

$$\sigma_{p,\infty} = (1 - 0,20) \cdot \sigma_p = 0,8 \cdot 1440 = 1152 \text{ MPa}$$

Do kolonky „Počáteční napětí“ tedy zapíšeme tuto hodnotu.

4.10.6. Souhrn zadání předpětí do software

Do obou modelů jsme nakonec zadali navržené předpětí pro průvlaky $P_1 - P_4$, na obrázku 53 jsou zobrazeny průvlaky i s předpínacími kabely (modře), kotvami a směry napínání (černě). Rozbor konstrukce budeme provádět v čase t_0 (ihned po napnutí) a v čase t_∞ (na konci životnosti).

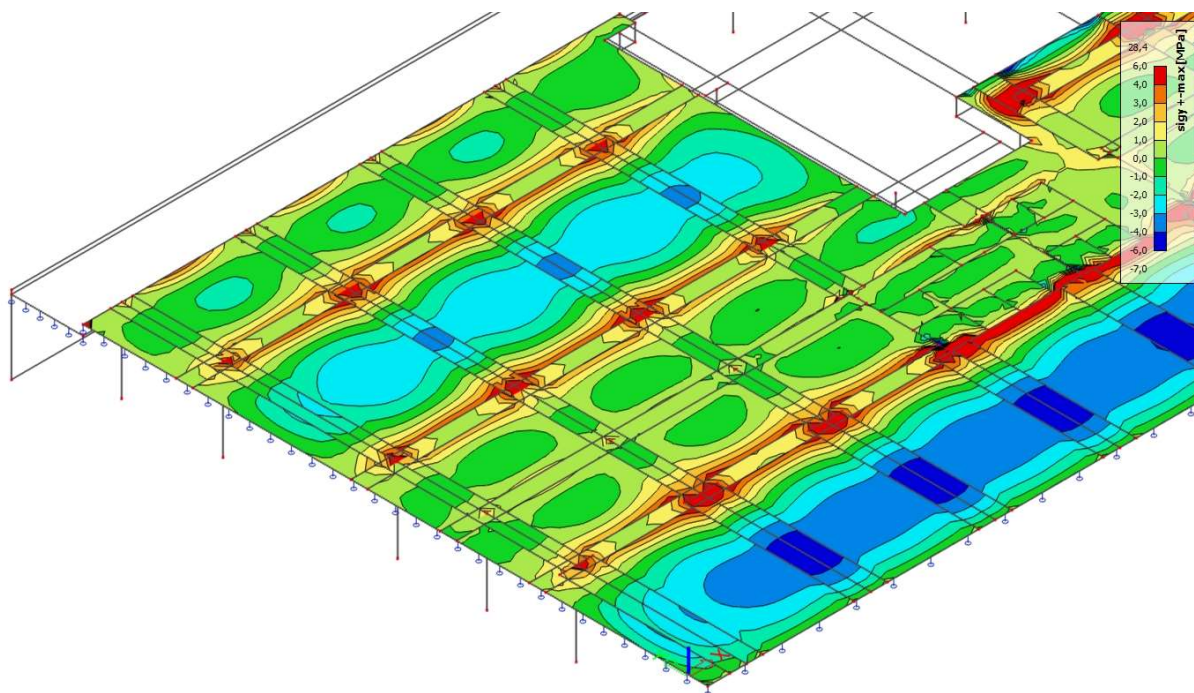


Obrázek 53 - Zadání geometrie předpínacích kabelů do modelu 2 [10]

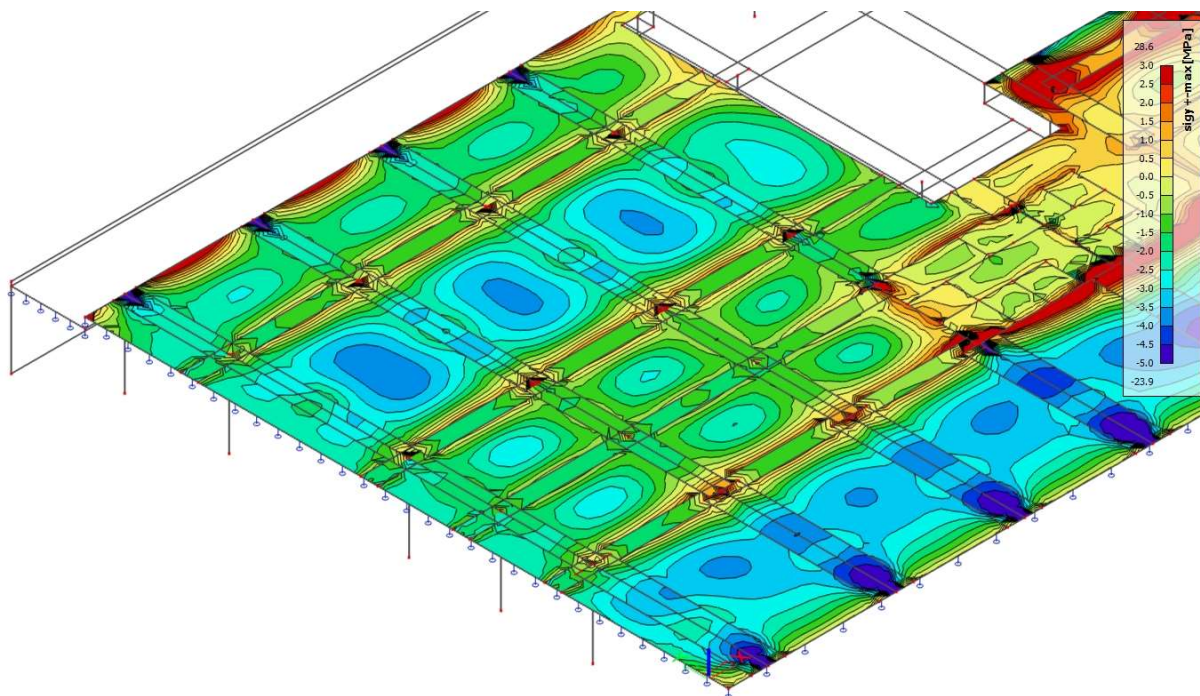
4.10.7. Vyhodnocení výsledků – konstrukce na konci životnosti – model 2

Vzhledem k té skutečnosti, že jsme vycházeli při návrhu z výsledného napětí při horních/dolních vláken rovno 0 (od kvazi-stálé kombinace zatížení s předpětím), vyhodnotíme takto konstrukci i v software. Zprvu necháme vykreslit napětí v modelu 2 na celé desce a poté zobrazíme řezy průvlakem.

4.10.7.1. Napětí na desce při horním povrchu

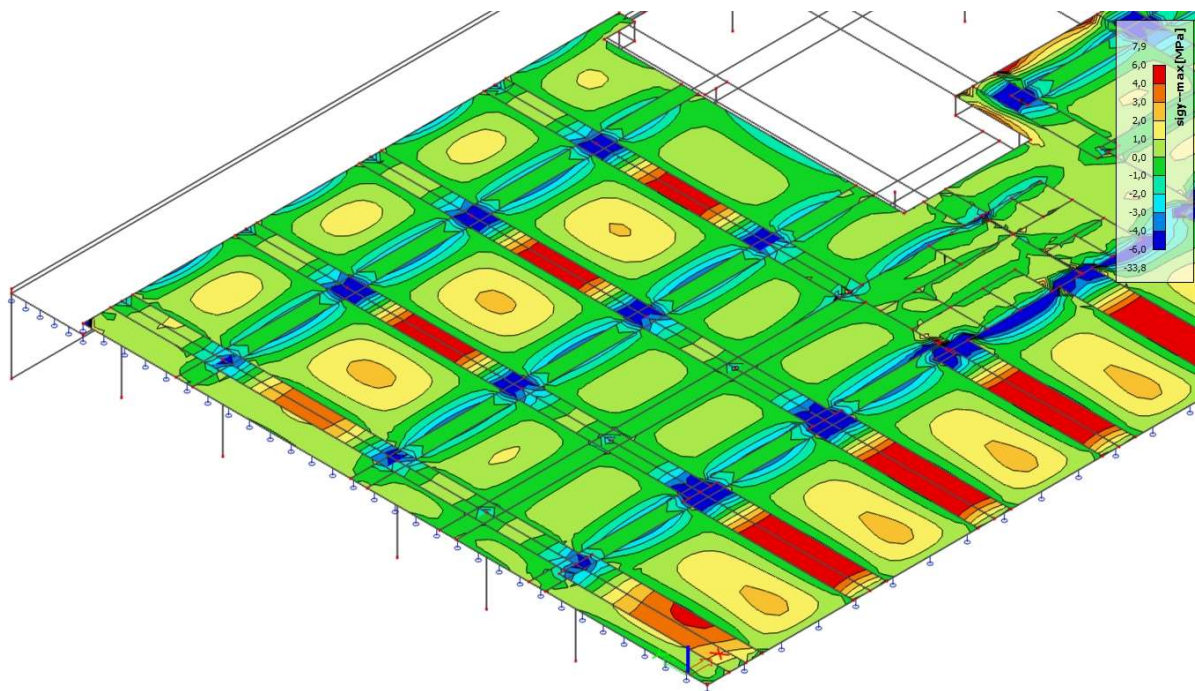


Obrázek 54 - Napětí na desce při **horním** povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení **bez předpětí** (model 2, návrh 1) (červeně tah, modře tlak) [10]

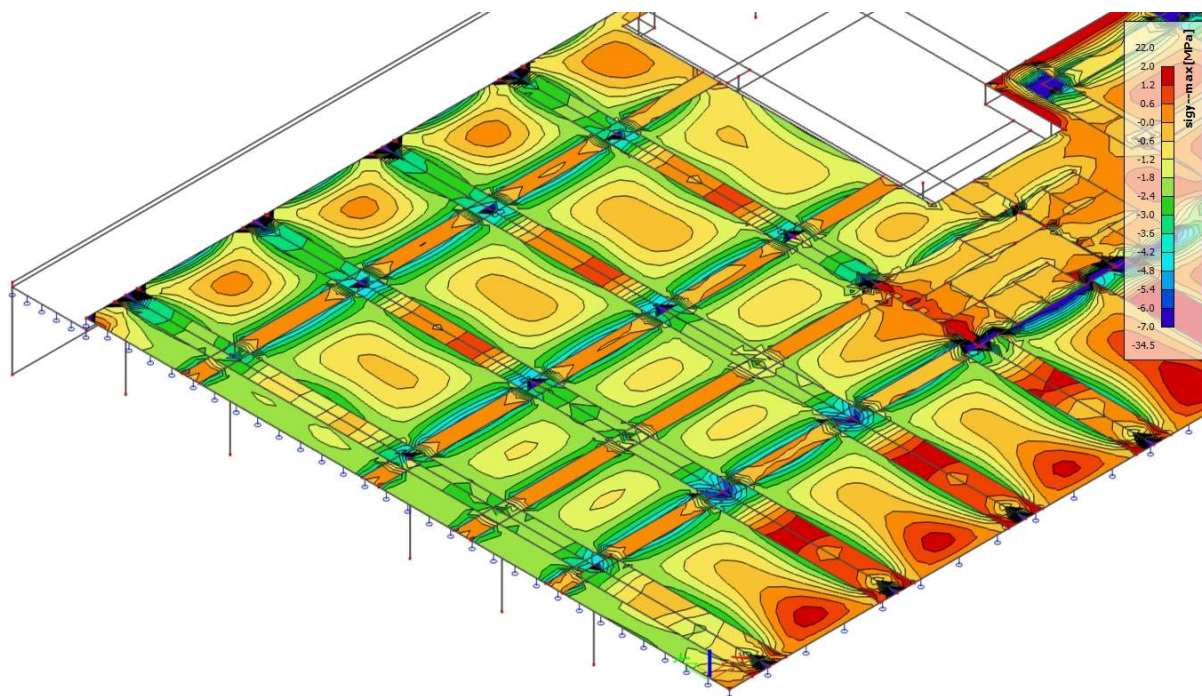


Obrázek 55 - Napětí na desce při **horním** povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení **s předpětím** (model 2, návrh 1) (červeně tah, modře tlak) [10]

4.10.7.2. Napětí na desce při dolním povrchu



Obrázek 56 - Napětí na desce při **dolním** povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení **bez předpětí** (model 2, návrh 1) (červeně tah, modře tlak) [10]



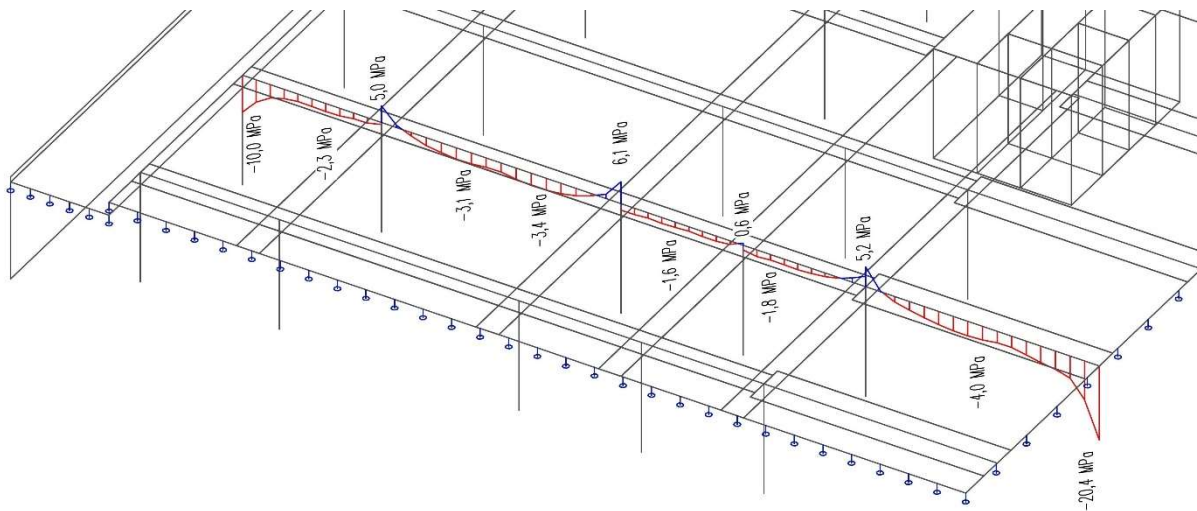
Obrázek 57 - Napětí na desce při **dolním** povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení **s předpětím** (model 2, návrh 1) (červeně tah, modře tlak) [10]

4.10.7.3. Napětí na průvlaku – řez

Jak můžeme vidět z výše uvedených průběhů, podařilo se nám zmenšit tahová napětí, ovšem ne dostatečně. Vznik tahových napětí bychom mohli přisoudit příliš přímé trajektorii předpínacích kabelů nebo také zanedbání neurčité složky momentu od předpětí. Zobrazíme řez průvlakem P_2 (opět v modelu 2) a odhalíme konkrétní průřezy, kde tahová napětí vznikají.

4.10.7.4. Vyhodnocení napětí nad podporou

Přestože jsme předběžně navrhli předpětí nad podporami s maximální excentricitou, zprvu bychom mohli z řezu usoudit, že předem navržené předpětí (vzhledem k tahům vznikajícím nad podporou) není dostatečné. Pojdme ale analyzovat průběh napětí nad podporou detailněji.

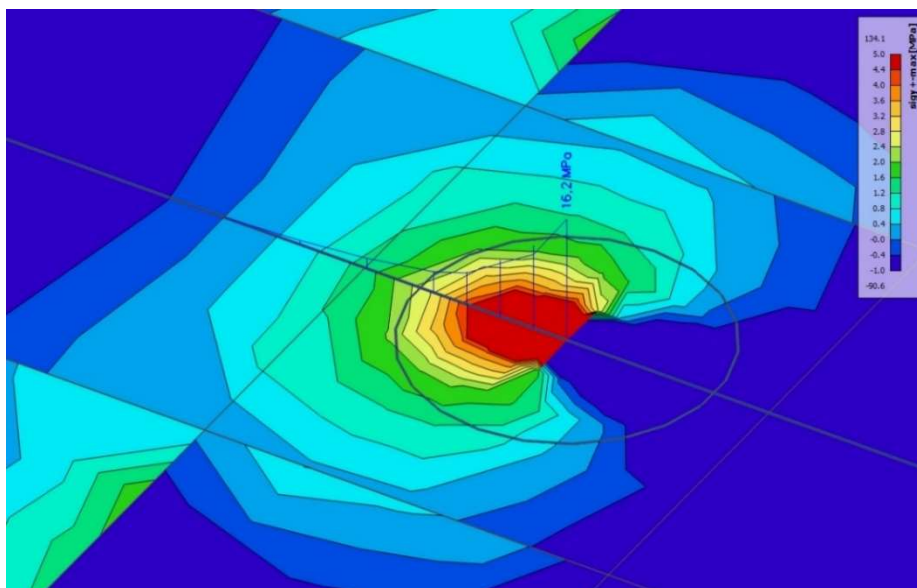


Obrázek 58 - Napětí na průvlaku P_2 při horním povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení s předpětím (model 2, návrh 1) (červeně tlak, modře tah) [10; 28]

4.10.7.5. Analýza napětí nad podporou

Výsledky napětí nad podporou jsou negativně ovlivněny tím, že software uvažuje sloup jako tenký prut a normálová síla sloupu tedy působí kolmo na desku v jednom bodě – na desce tedy vznikla singularita doplněná velmi vysokým napětím neodpovídající skutečnému působení. V reálné konstrukci má totiž prut (podpora) konkrétní šířku a napětí tedy nedosahuje tak velkých hodnot [15].

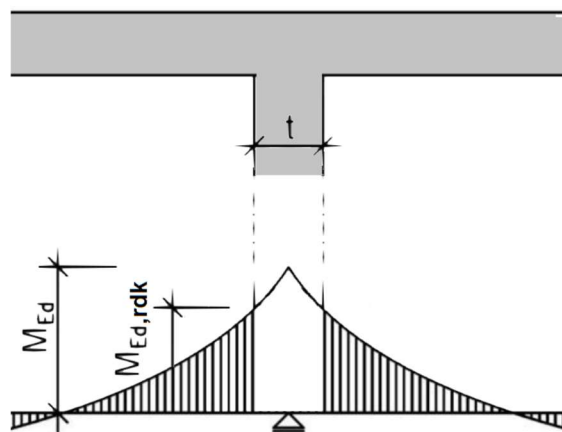
Software nám umožňuje lokální zahuštění sítě v okolí bodu. Pokud zjemníme síť v místě singularity, bude docházet k nárůstu napětí. Učiníme tak a zobrazíme v tomto bodě tahová napětí.



Obrázek 59 – Detail napětí od kvazi-stálé kombinace zatížení (*s předpětím*) v okolí bodu uložení desky na sloup (model 2, návrh 1) [10] (červeně tah, modře tlak)

Jak je vidět na obrázku 59, v důsledku lokálního zahuštění sítě je napětí v bodě vetknutí prutu do desky ještě o 10 MPa větší, než je tomu na obrázku 58. Napětí na kraji podpory dosahuje cca 2,8 MPa.

Zde si můžeme připomenout souvislost s normou, která nám pojednává o redukci a redistribuci ohybového momentu nad podporou v důsledku konkrétní šířky podpory. V našem návrhu jsme moment neredukovali, software taktéž počítá se špičkovým momentem. Analogicky k tomuto postupu bychom mohli postupovat při posudku napětí. K této skutečnosti se postavíme konzervativně a spokojíme se s nulovým napětím v lici podpory.

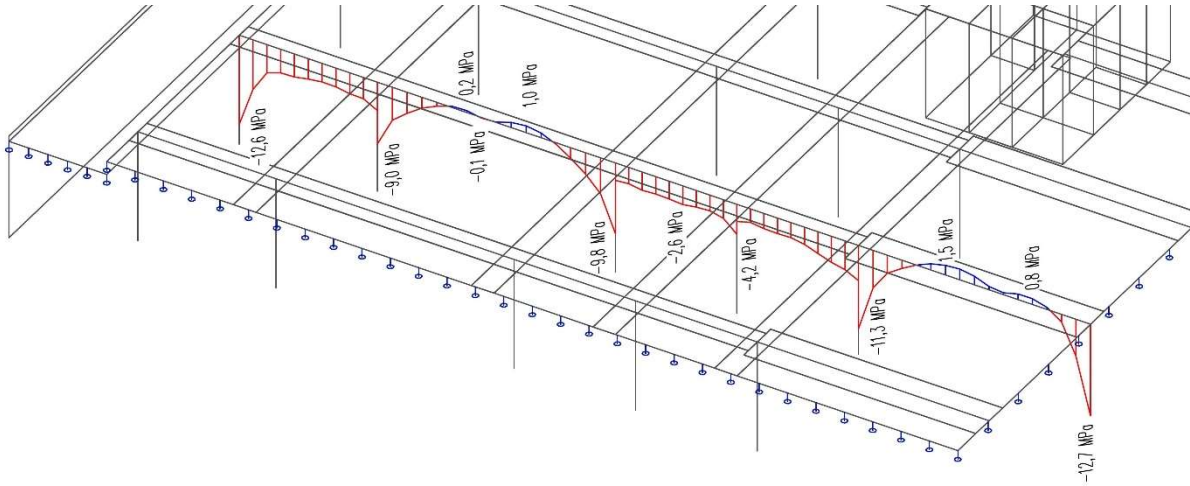


Obrázek 60 - Redukce ohybového momentu [29]

4.10.7.6. Vyhodnocení napětí v poli

V poli se již nepotýkáme s žádnou singularitou, přesto vznikají tahová napětí.

Z obrázku 61 můžeme ověřit skutečnost, že trasa předpínacích kabelů je příliš přímá – v průřezech s maximálním kladným momentem se napětí přiblíží nule, ovšem pak v důsledku příliš rychlého snížení excentricity zase stoupá – vzniká tah. Potvrzuje se, že budeme muset vést kabely plynuleji.



Obrázek 61 - Napětí na průvleku P₂ při **dolním** povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení s **předpětím** (model 2, návrh 1) (červeně tlak, modře tah) [10; 28]

4.10.8. Předběžný posudek napětí průvleku P₂

Z doposud uvedených výsledků vyplývá, že námi zvolené podmínky nebyly splněny. V průřezech průvleku vznikají tahová napětí, průvlek P₂ proto nevyhoví. Závěrem je třeba zmínit, že se podařilo částečně splnit dané požadavky. Trasu a počet kabelů je ale třeba upravit tak, abychom mohli prohlásit konstrukci za vhodně navrženou.

Napětí v betonu $\sigma_c \geq 0$ MPa → Nevyhovuje

4.11. Úprava předpětí v průvlacích $P_1 - P_4$ (dlouhodobé působení)

Výchozím parametrem pro návrh předpětí bude zajištění nulového napětí v lici podpory.

Zprvu pomocí výpočtem podmíněného návrhu provedeme navýšení počtu lan v jednom kabelu, poté zadáme novou geometrii kabelu i s novým počtem lan do software, a nakonec konstrukci v software posoudíme.

4.11.1. Vnitřní síly pro návrh

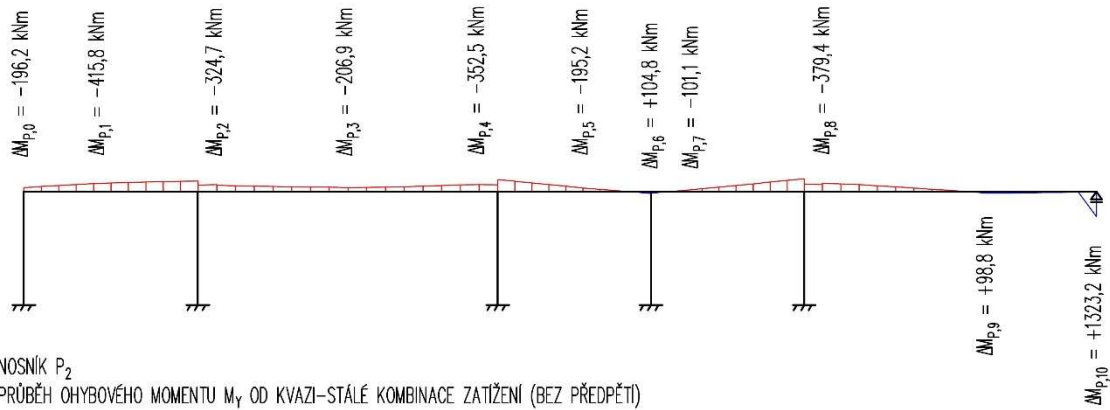
V kapitole 4.9.5.1. jsme zanedbali neurčitou (sekundární) složku momentu od předpětí. Je možné, že právě toto zjednodušení způsobilo vznik tahových napětí nad podporou. Jak již bylo výše několikrát popsáno, staticky neurčitou složku momentu od předpětí si bohužel nemůžeme dovolit zanedbat. I přesto, že se staticky neurčitá složka předpětí bude s narůstající navrženou plochou předpětí a změnou trasy kabelu měnit, použijeme pro návrh předpětí součet ohybových momentů od kvazi-stálé kombinace zatížení (bez předpětí) se staticky neurčitým momentem od předpětí z prvního návrhu. Dopustíme se tak menší nepřesnosti, než kdybychom tuto složku předpětí zanedbali.

4.11.1.1. Průběh staticky neurčité složky předpětí na průvlaku P₂ v modelu 1

V modelu 1 tedy necháme vykreslit: Zatěžovací stav „Předpětí“, Typ zatížení: „Sekundární síly“ (neurčitá složka), hodnoty ohybového moment M_y.

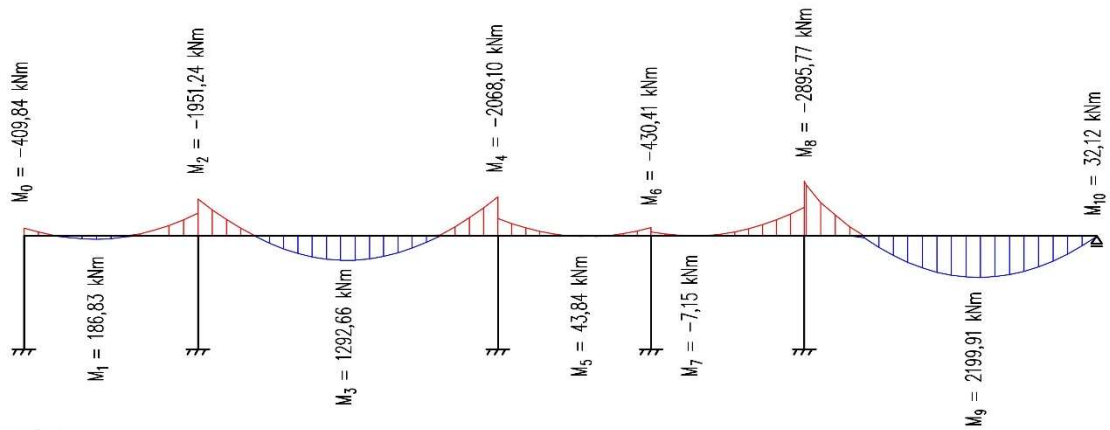
NOSNÍK P₂

PRŮBĚH STATICKY NEURČITÉHO MOMENTU ΔM_p OD PŘEDPĚTÍ



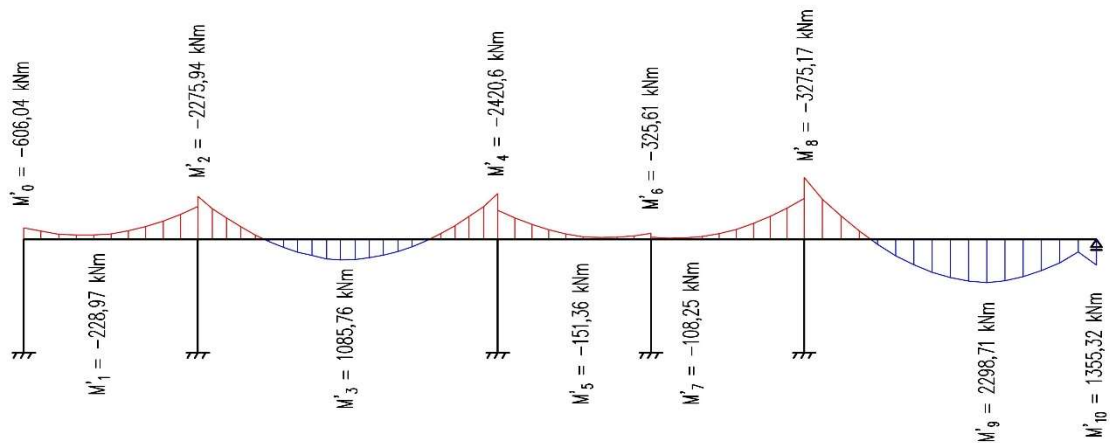
NOSNÍK P₂

PRŮBĚH OHYBOVÉHO MOMENTU M_y OD KVAZI-STÁLÉ KOMBINACE ZATÍŽENÍ (BEZ PŘEDPĚTÍ)



NOSNÍK P₂

SOUČET OHYBOVÉHO MOMENTU M_y OD KVAZI-STÁLÉ KOMBINACE ZATÍŽENÍ (BEZ PŘEDPĚTÍ) A STATICKY NEURČITÉHO MOMENTU ΔM_p OD PŘEDPĚTÍ



Obrázek 62 - Průběh staticky neurčitého momentu od předpětí na nosníku P₂ (model 1) [10; 28]

4.11.2. Nový návrh předpětí

Jak je zřejmé z obrázku 47, průřez nám již nedovoluje použít více kotev tak, aby byla zachována jejich minimální vzdálenost. Je nutné přistoupit k zvětšení počtu lan v jednom kabelu.

4.11.2.1. Krycí vrstva (nová)

Se zvětšením počtu lan v kabelu dojde i k zvětšení průměru kabelového kanálku, stručně tedy určíme novou krycí vrstvu.

Minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti: $c_{min,b} = 80 \text{ mm}$

($c_{min,b}$ = průměru kanálku \varnothing_k , v našem případě uvažujeme $\varnothing_k = 85 \text{ mm}$, ovšem není nutno počítat s hodnotou větší než 80 mm [13, s. 157] – pokud bychom tedy později navrhli větší průměr kabelového kanálku, do výpočtu krycí vrstvy se to již neprojeví.)

Nová krycí vrstva předpínací výztuže:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}) + \Delta c_{dev} = 80 + 10 = 90 \text{ mm}$$

4.11.2.2. Excentricita kabelu v rozhodujících průřezech

Po určení nové krycí vrstvy určíme novou trasu kabelu. V místech s největším ohybovým momentem (nad podporou) použijeme maximální excentricitu.

Maximální excentricita vůči těžišti nad podporou (horní vlákna – průřez 2000/750 & 3000/750):

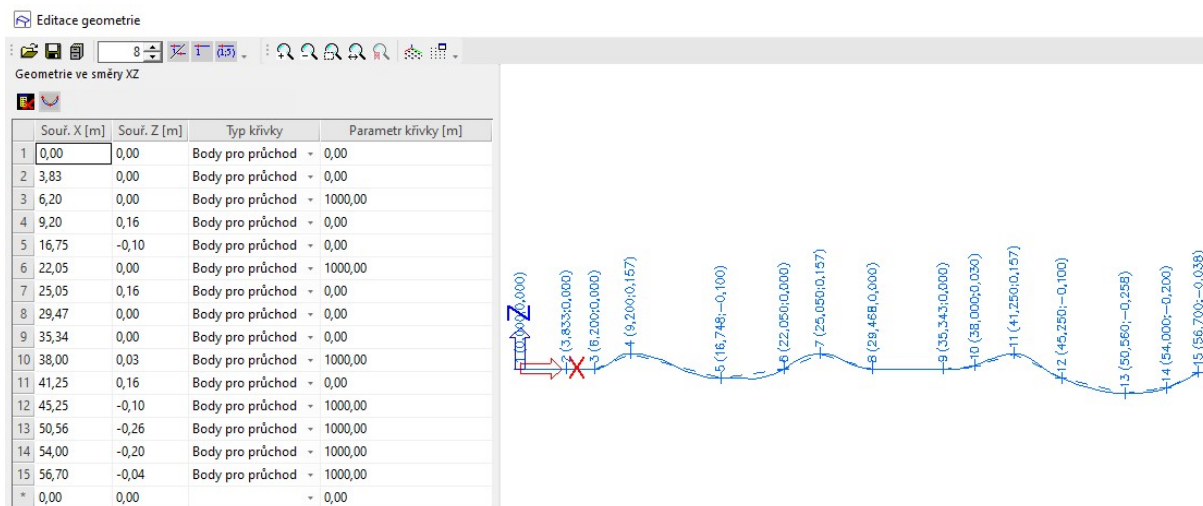
$$e_{p,max,h} = e_h - d_{1,2} = e_h - \frac{\varnothing_k}{2} - c_{nom} = 375 - \frac{85}{2} - 90 = 242,5 \text{ mm}$$

Excentricity kabelu v polích ponecháme tak, jak jsme ji spočetli v původním návrhu. Pouze v největším poli průvlaku (odpovídající momentu M'_9) excentricitu zvětšíme o 20 mm, abychom se vyvarovali tahovým napětím (viz. obrázek 61).

$$e_3 = 100 \text{ mm}; e_9 = 220 \text{ mm}$$

4.11.2.3. Nová trasa kabelu, úprava zdrojové geometrie v software

Zásadní změna oproti předchozímu návrhu bude v trase kabelu. Pro výrazně lepší působení zvolíme plynulejší trasu, k tomu nám pomůže software. Pro jednodušší zadání zvolíme proložení kabelu body – „průchod řadou bodů“, kde ponecháme souřadnice kabelu z předchozího návrhu – kabel v software bude procházet těmito body, jak napovídá název.



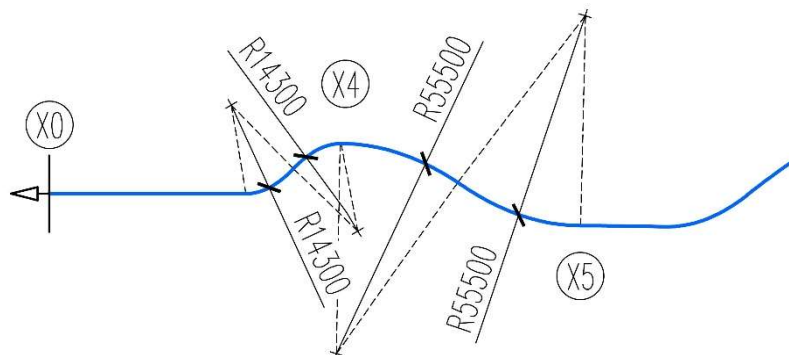
Obrázek 63 - Zdrojová geometrie kabelu (návrh 2)

Parametr křivky v tomto případě značí tangentu tečny v zadaném bodě. Pokud zadáme hodnotu parametru „0,00“, kabel v bodě směřuje vodorovně – takováto hodnota parametru tedy značí vodorovnou tečnu. Tuto hodnotu uplatníme v místech maximální excentricity kabelu – tedy nad podporou a v poli (zejména v místech maximálních ohybových momentů), tam chceme plynulý nárůst dané excentricity. Druhý použitý parametr „1000,00“ použijeme v ostatních případech, kabelu nezadáme konkrétní sklon a algoritmus ho vypočítá automaticky. [16, s. 91]

Jak je zřejmé z obrázků 51 a 63, oproti předchozímu návrhu jsme přidali 5 bodů, na obrázku 63 tedy můžeme vidět nové body č. 3, 6, 10, 12 a 14. Tyto body jsme přidali z důvodu maximálních momentů na průvlastku – jejich účel je „podržení“ kabelu tak, aby v místě maximálního ohybového momentu došlo k menšímu poloměru zakřivení kabelu – většího účinku předpětí. Tato skutečnost nám velmi pozitivně ovlivňuje průběh napětí v rozhodujících vláknech průřezu.

4.11.2.4. Ověření minimálního poloměru zakřivení kabelu

Co se týče poloměru zakřivení kabelu, je nutno dodržet minimální možný poloměr. Minimální možný poloměr zakřivení závisí na vnitřním průměru kabelového kanálku. [14, s. 27] Vnitřní průměr kabelového kanálku uvažujeme $\varnothing_{k,2} = 80$ mm. [14, s. 8]



Obrázek 64 - Část trasy kabelu v desetinásobném převýšeném měřítku s vyznačenými poloměry zakřivení [10; 28]

Platí: $\text{nejmenší použitý poloměr } R \geq R_{min} = 100 \cdot \varnothing_{k,2}$ [14, s. 27]

Ze software vyexportujeme trasu kabelu a odměříme nejmenší použitý poloměr.

$$14300 \text{ mm} \geq R_{min} = 100 \cdot 80 = 8000 \text{ mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

4.11.2.5. Návrh předpětí

Jak jsme již odhalili v předchozím návrhu, pro návrh počtu kabelů je zásadní řez nad podporou č. 4. Provedeme výpočet se součtem momentů M'_4 . Budeme postupovat stejně jako v kapitole 4.9.6.5. a dále.

Návrh předpínací síly nad podporou 4

$$P_{4,req} = \frac{M'_{Ed,4} \cdot e_h \cdot A_C}{I_y + A_C \cdot e_h \cdot e_{p,4}} = \frac{-2420,6 \cdot (-0,375) \cdot 1,5}{0,0703125 + 1,5 \cdot (-0,375) \cdot (-0,2425)} = 6586,7 \text{ kN}$$

Požadovaná plocha výztuže, požadovaný počet lan nad podporou 4

$$A_{p,4,req} = \frac{P_{4,req}}{\sigma_{p,\infty}} = \frac{6586,7 \cdot 10^3}{1104,75} = 5962,1 \text{ mm}^2$$

$$n_{p,8,req} = \frac{A_{p,8,req}}{A_p} = \frac{5962,1}{150} = 39,7 \rightarrow \text{minimálně 40 ks}$$

Teoreticky by nám s rezervou stačily 4 dvanáctilánové kabely, ovšem vzhledem k výsledkům ze software [10] zvolíme 5 kabelů po 13 lanech.

4.11.2.6. Upravený (konečný) návrh předpínací výztuže

<p>Návrh: 5 kabelů z 13 lan po celé délce průvlaku ($n_{P,prov,1} = 65$ ks; $A_{P,prov,1} = 9750$ mm²)</p> <p>Návrh v posledním poli průvlaku:</p> <p>5 kabelů z 13 lan a 2 kabely ze 4 lan ($n_{P,prov} = 73$ ks; $A_{P,prov} = 10950$ mm²)</p>

- V řezech 2, 4 a 8 budou kabely vedeny s maximální excentricitou.
- V řezu 3 a 9 bude excentricita zmenšena tak, aby nebyly účinky předpětí nadměrné.

Nově navržená excentricita v řezu 3 tedy bude $e_3 = 100$ mm.

Nově navržená excentricita v řezu 9 tedy bude $e_9 = 220$ mm.

V následující tabulce shrneme konečný návrh excentricit a počtu kabelů v rozhodujících průřezech (1-10). V software jsme zadali LSS kabelu do těžiště T průřezu 2000/750 (290 mm od horní hrany desky), proto se excentricita zadaná v software liší od skutečné excentricity počítané k těžišti daného průřezu.

Průřez	Poloha průřezu v LSS prvku x [m]	M'_i [kNm]	Počet lan [ks]	Excentricita vůči těžišti [m]	Excentricita vůči těžišti v software [m]
0	0	-606,04	65	0	0
1	3,833	-228,97	65	0	0
2	9,200	-2275,94	65	-0,243	-0,157
3	16,748	1085,76	65	0,100	0,100
4	25,050	-2420,6	65	-0,243	-0,157
5	29,468	-151,36	65	0	0
6	33,150	-325,61	65	0	0
7	35,343	-108,25	65	0	0
8	41,250	-3275,17	73	-0,243	-0,157
9	50,560	2298,71	73	0,220	0,258
10	56,870	1355,32	73	0	-0,038

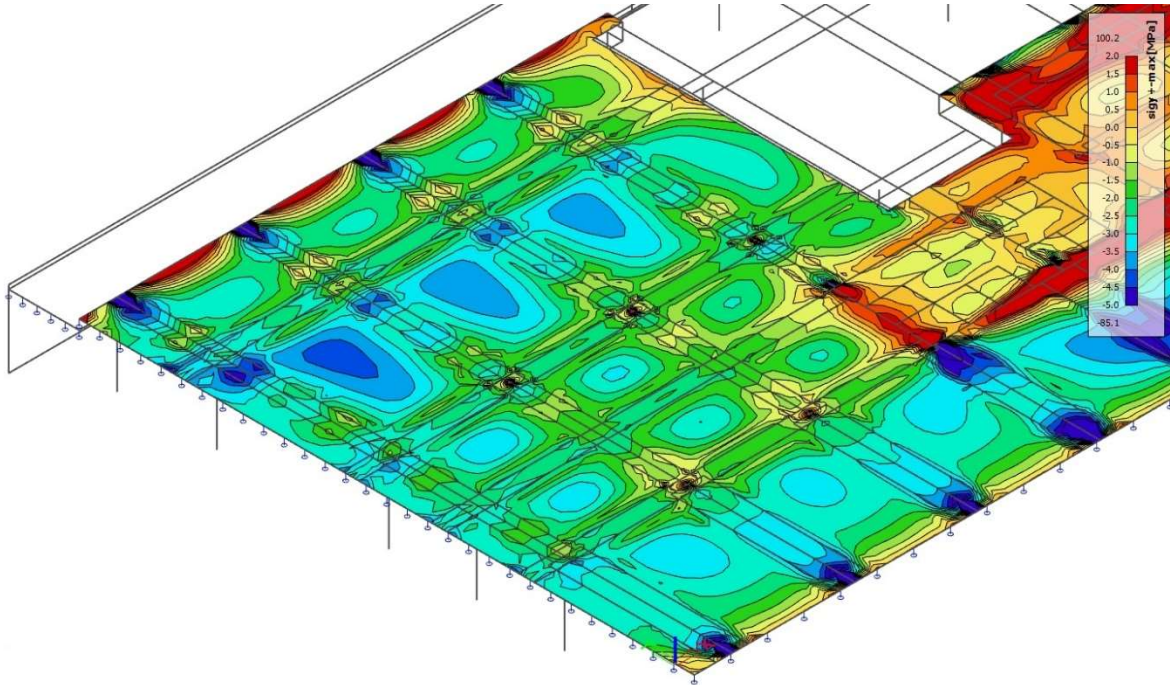
Tabulka 7 - Návrh předpětí – konečný stav

6. Statický výpočet – posudek předepnutých průvlaků v levém traktu desky

4.12. Posouzení průvlaku P₂ (dlouhodobé působení)

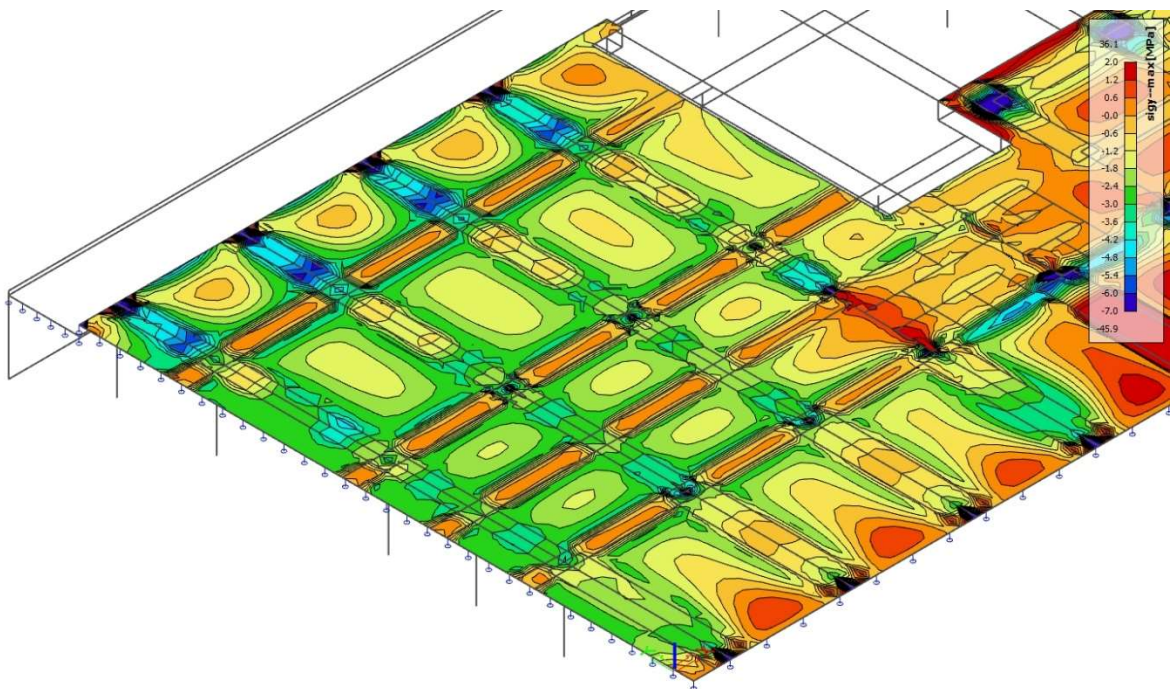
4.12.1. Napětí na desce

Napětí při horním povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení (s předpětím)



Obrázek 65 - Napětí na desce při horním povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení s předpětím (model 2, návrh 2) (červeně tah, modře tlak) [10]

Napětí při dolním povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení (s předpětím)

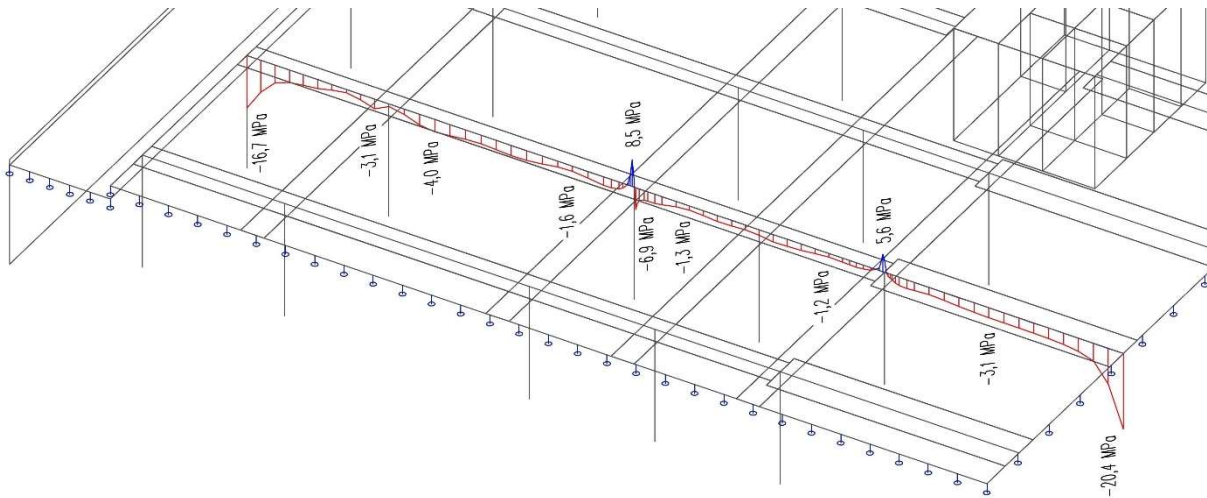


Obrázek 66 - Napětí na desce při horním povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení s předpětím (model 2, návrh 2) (červeně tah, modře tlak) [10]

6. Statický výpočet – posudek předepnutých průvlaků v levém traktu desky

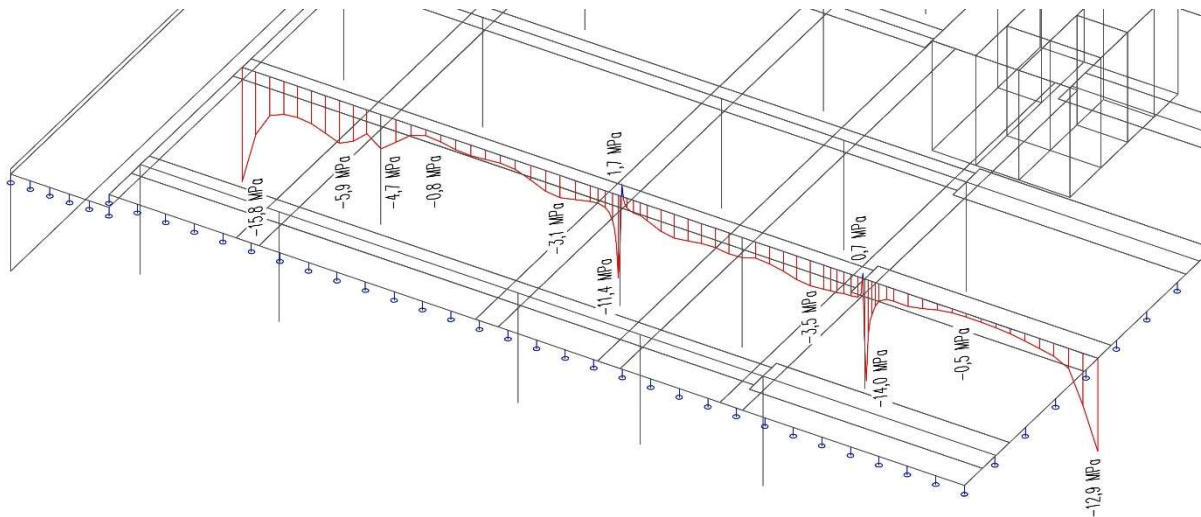
4.12.2. Napětí na průvlaku P_2 – řez

Napětí při horním povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení (s předpětím)



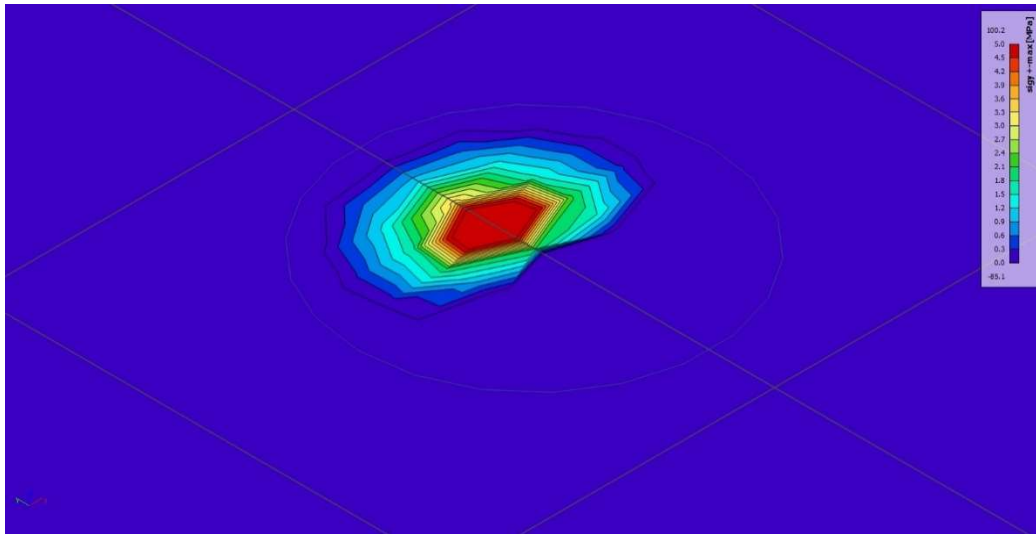
Obrázek 67 - Napětí na průvlaku P_2 při horním povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení s předpětím (model 2, návrh 2) (červeně tlak, modře tah) [10; 28]

Napětí při dolním povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení (s předpětím)



Obrázek 68 - Napětí na průvlaku P_2 při dolním povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení s předpětím (model 2, návrh 2) (červeně tlak, modře tah) [10; 28]

4.12.3. Analýza napětí nad podporou



Obrázek 69 - Detail napětí od kvazi-stálé kombinace zatížení (s předpětím) v okolí bodu uložení desky na sloup (model 2, návrh 2) (červeně tah, modře tlak) [10]

Pokud analyzujeme napětí nad podporou při horním povrchu stejně jako při prvním návrhu, zjistíme, že jsme docílili tlakových napětí při lící podpory. V bodě vetknutí sloupu do desky sice napětí stoupají z důvodu singularity, ale vzhledem k povaze výsledků (viz. kapitola 4.10.7.5.) se můžeme s návrhem spokojit.

4.12.4. Vyhodnocení druhého návrhu – posudek

Jak je z výše uvedeného zřejmé, tahová napětí nad podporou vznikala v důsledku nedostatečného počtu použitých předpínacích lan a zejména nevhodného trasování předpínacích kabelů. Upravili jsme počet lan v kabelech a jejich trasu tak, že se nám podařilo zaručit tlaková napětí v průřezu.

Splnili jsme podmínku $\sigma_c \leq 0 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vyhovuje}$

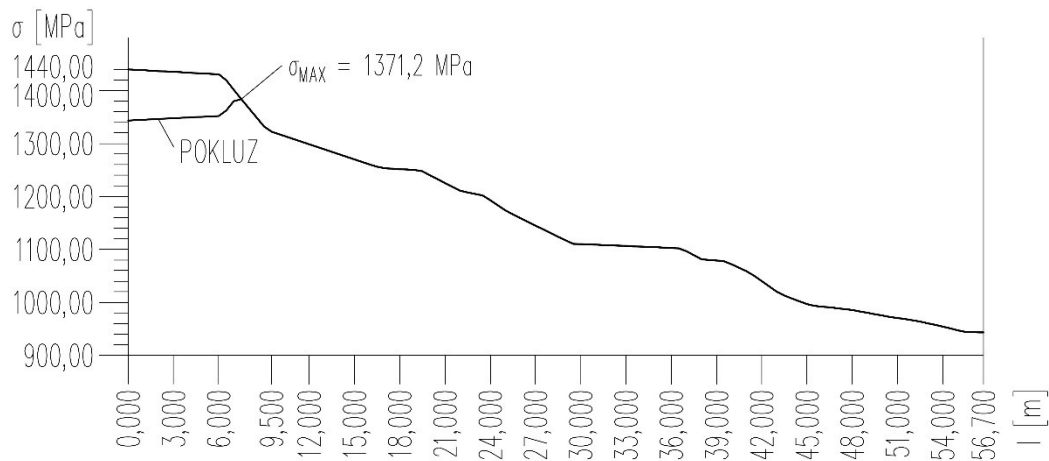
4.13. Posouzení průvlatku P₂ (krátkodobé působení)

Stručně posoudíme průvlak při krátkodobém působení – v čase napnutí předpínací výztuže. Oproti posudku při dlouhodobém působení je hlavní rozdíl napínací napětí – napínací napětí není zastiženo dlouhodobými ztrátami, a proto je výrazně vyšší. Vzhledem k tomuto rozdílu nás tentokrát nebudou trápit kritické průřezy s největšími tahovými napětími.

4.13.1. Ověření podmínky maximálního předpínacího napětí

Předpínací napětí jsme zvolili opět $\sigma_p = 1440$ MPa. Opět formálně ověříme, zda napětí v kabelech po okamžitých ztrátách nepřekročí hodnotu $\sigma_{p,m,0} = 1391,3$ MPa (stejně jako v kapitole 4.10.4.).

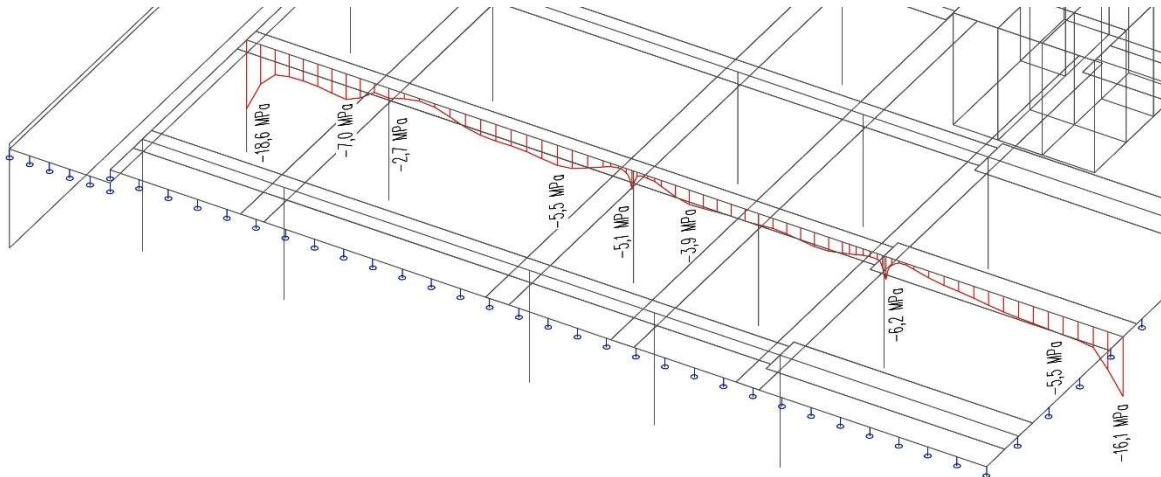
Po uvážení krátkodobých ztrát spočítaných softwarem nám v návrhu 2 vyšlo maximální napětí v kabelech $\sigma_{p,m,0,prov} = 1371,2$ MPa pro kabely vedené po celé délce nosníku a $\sigma_{p,m,0,prov} = 1353,2$ MPa pro kratší kabely vedené pouze v posledním poli. Podmínka je splněna stejně jako v prvním návrhu, viz níže.



Obrázek 70 - Vykreslení okamžitých ztrát předpětí na kabelu vedeném po celé délce nosníku (návrh 2) [10; 28]

4.13.2. Omezení napětí v betonu – tlak

Budeme posuzovat průřezy s největšími tlakovými napětími – předpokládáme, že se bude jednat o průřezy nad podporou při spodních vláknech. Další místa se špičkovými napětími budou jistě v místech kotev – ta budou zachycena podkotevní výztuží. Pro posudek tedy zobrazíme řez napětí při spodním povrchu od zatížení vlastní tíhou a od předpětí na průvlak P_2 , demonstrujeme tím reálné působení při realizaci.



Obrázek 71 - Napětí na průvlak P_2 při dolním povrchu od kvazi-stálé kombinace zatížení s předpětím (krátkodobé působení, model 2, návrh 2) [10; 28]

Maximální hodnota tlakového napětí je tedy $\sigma_c = -7,0 \text{ MPa}$. Nakonec k největšímu tlakovému napětí došlo v prvním poli z důvodu „podržení“ kabelu v těžišti.

Pro napětí betonu v tlaku v době napínání předpínací výztuže má být splněna podmínka:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad [3]$$

Pokud je hodnota napětí betonu v tlaku:

$$\sigma_c > 0,45 \cdot f_{ck}(t) \quad \text{má být uvažováno nelineární dotvarování} \quad [3]$$

Kde $f_{ck}(t)$ je pevnost betonu v čase napínání konstrukce (volíme čas $t = 5$ dní).

Pevnost betonu v tlaku $f_{ck}(t)$ spočítáme dle normy [3], viz níže.

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ [MPa]} \quad \text{pro } 3 < t < 28 \text{ dní}$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \cdot f_{cm}$$

Kde s je koeficient závisující na druhu cementu ($s = 0,2$ pro vysokopevnostní rychle tvrdnoucí cementy) a f_{cm} je průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní.

6. Statický výpočet – posudek předepnutých průvlaků v levém traktu desky

Pro stáří betonu C35/45 v čase $t = 5$ dní (čas napnutí) a vysokopevnostní rychle tvrdnoucí cement:

$$f_{cm}(5) = \exp\left[0,2 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{5}}\right)\right] \cdot (35 + 8) = 32,72 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(5) = f_{cm}(5) - 8 = 24,72 \text{ MPa}$$

Posoudíme v rozhodujícím průřezu:

$$\sigma_c = 7,0 \text{ MPa} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(5) = 0,6 \cdot 24,72 = 14,83 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\sigma_c = 7,0 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck}(5) = 0,45 \cdot 24,72 = 11,12 \text{ MPa} \rightarrow \text{Lin. dotvarování}$$

Posuzovaný průřez vyhověl, při detailnějším dlouhodobém výpočtu můžeme uvažovat lineární dotvarování. Konstrukci můžeme prohlásit z hlediska předpětí za vyhovující.

4.14. Návrh a posouzení železobetonových konstrukcí (směr y)

V této kapitole navrhne vyztužení železobetonové desky ve směru shodném s předpjatými průvlaků – budeme muset tedy uvážit vliv předpětí v desce, tedy primárně normálovou sílu vnesenou skrz průvlaků. Řešit se bude opět stejná část desky, rozsah řešení je znám z průběhu vnitřních sil (viz níže).

4.14.1. Materiálové charakteristiky

Přebereme materiálové charakteristiky z kapitol 4.4.1. a 4.9.1.

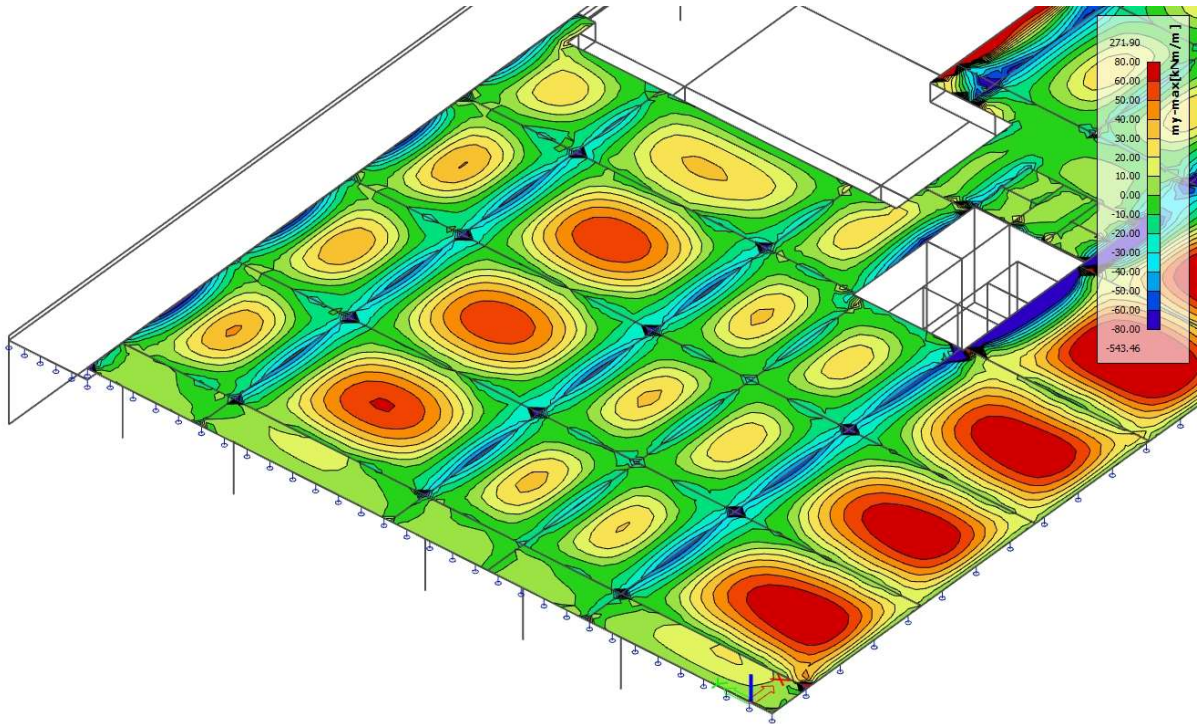
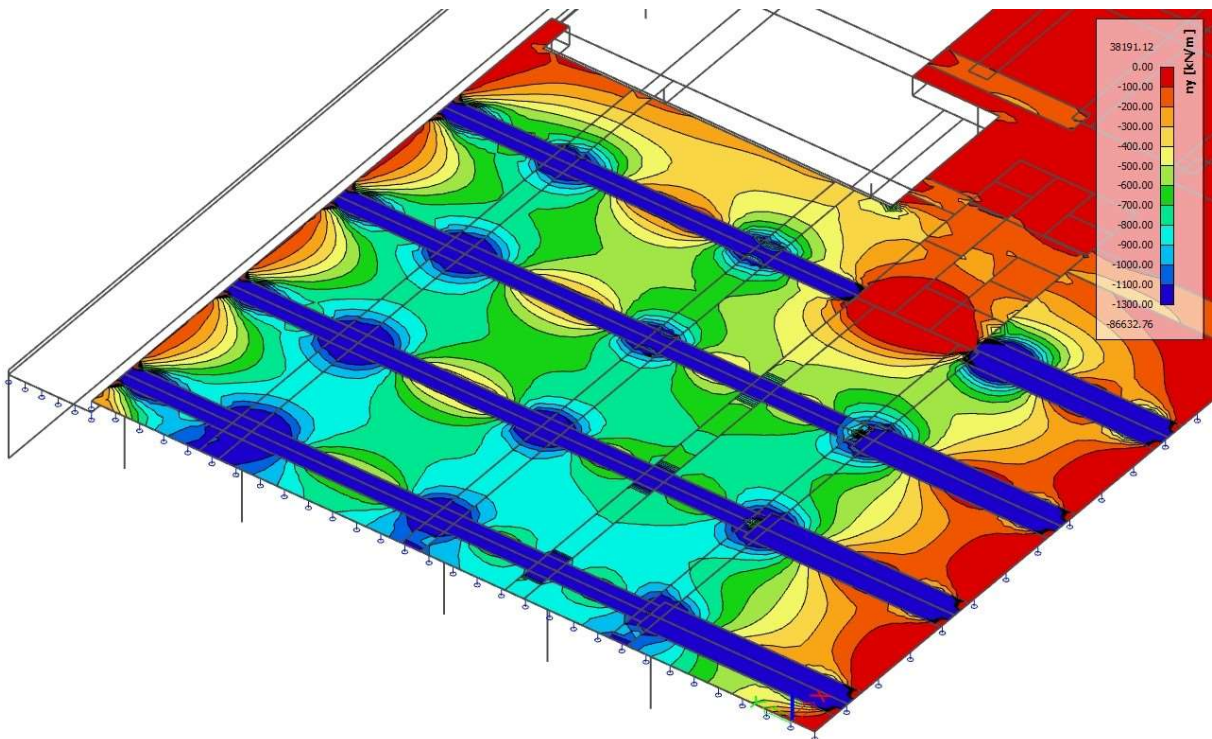
Modul pružnosti výztuže

$$E_s = 200 \text{ GPa} = 200\,000 \text{ MPa}$$

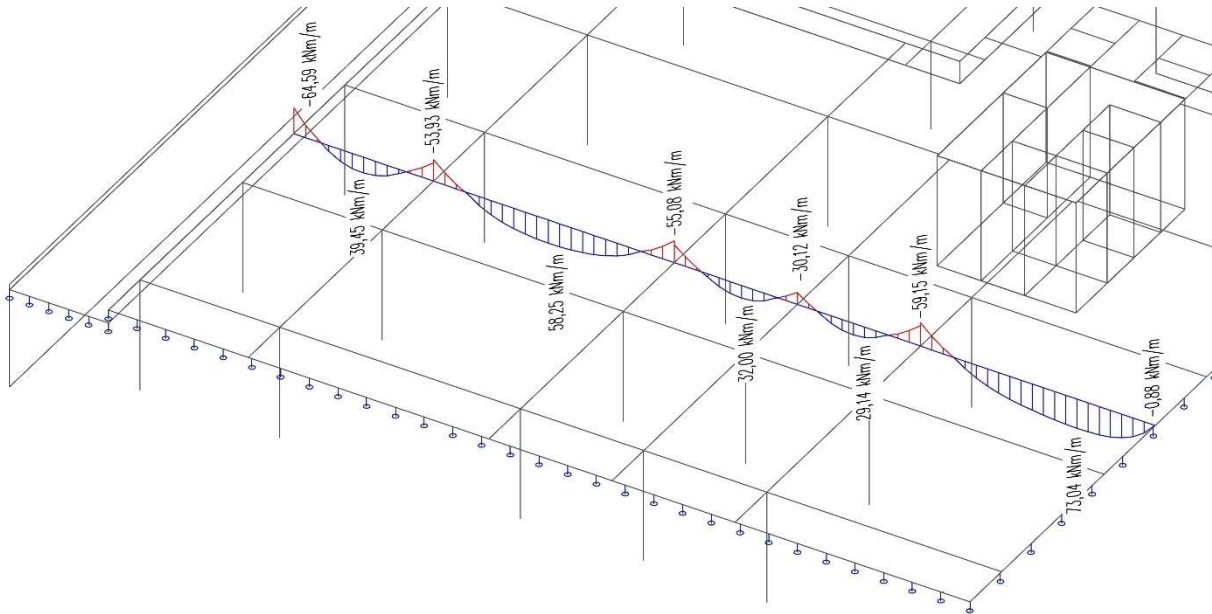
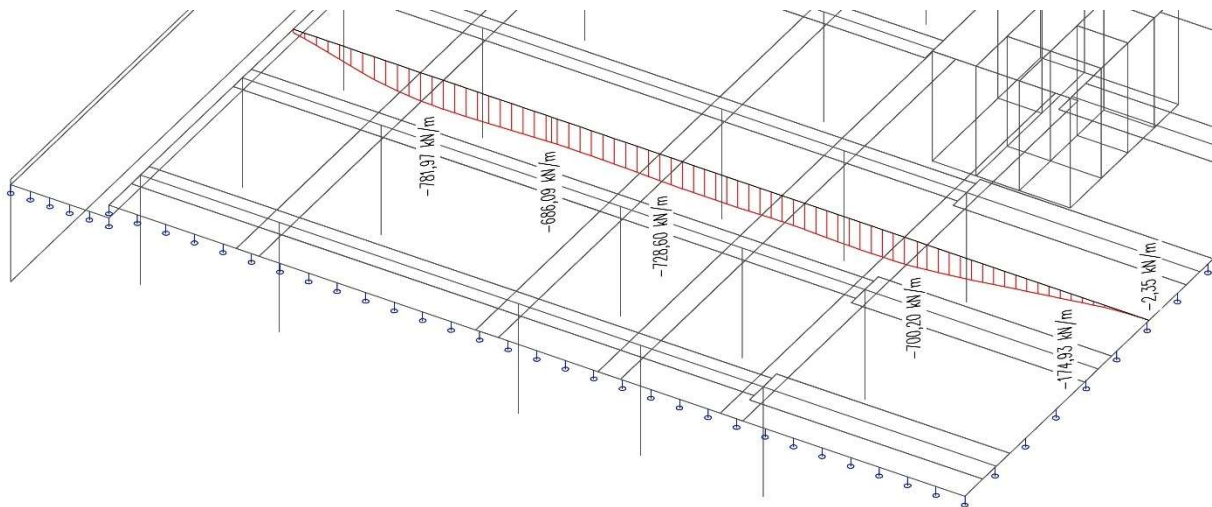
4.14.2. Vnitřní síly

Výsledky vnitřních sil ze software [10] zobrazíme nejdříve na celé desce, poté si je vykreslíme v řezech a odečteme hodnoty pro návrh i posudek. Výztuž navrhne na maximální ohybový moment (bez vlivu normálové síly) a poté posoudíme kritické průřezy v interakčním diagramu (interakce tlak + ohyb). Posuzovat budeme v polích mezi průvlaků P₂ a P₃.

4.14.2.1. Vnitřní síly zobrazené na celé desce

 m_y od kombinace MSÚ s předpětímObrázek 72 - Ohybový moment m_y od kombinace zatížení pro MSÚ s předpětím (model 1) [10] n_y od předpětíObrázek 73 - Normálová síla n_y od předpětí (model 2) [10]

4.14.2.2. Vnitřní síly zobrazené v řezu

 m_y od kombinace MSÚ s předpětímObrázek 74 - Ohybový moment m_y od kombinace zatížení pro MSÚ s předpětím, řez v polích mezi P_2 a P_3 (model 1) [10; 28] n_y od předpětíObrázek 75 - Normálová síla n_y od předpětí, řez v polích mezi P_2 a P_3 (model 2) [10; 28]

4.14.3. Návrh výztuže do desky

Při návrhu výztuže budeme posupovat tak, jako by byla deska pouze ohýbaná, vliv normálové síly zohledníme až při posudku. Návrh výztuže v poli a nad podporou bude stejný, lišit se bude pouze poloha výztuže (při horních/dolních vláknech).

Návrh (v poli, nad podporou)

Volba nosné výztuže: $\emptyset_y = 12 \text{ mm}$

Volba nosné výztuže: $\emptyset_x = 14 \text{ mm}$

Krytí: $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ (viz. kapitola 4.2.)

Maximální moment: $M_{Ed,pole} = 73,04 \text{ kNm/m'}$ (viz. obrázek 74)

Účinná výška průřezu:

$$d = h_d - c_{nom} - \emptyset_x - \frac{\emptyset_y}{2} = 250 - 30 - 14 - 6 = 200 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed,x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{s,req} = \frac{1000 \cdot 200 \cdot 23,3}{435} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 73,04}{1000 \cdot 200^2 \cdot 23,3}} \right) \cdot 10^6 = 839,5 \text{ mm}^2$$

Návrh: $\emptyset 12 \text{ mm po } 125 \text{ mm}$ (8 ks $\emptyset 12$ na 1 m') ($A_{s,prov} = 904,8 \text{ mm}^2$)

4.14.4. Posudek – interakční diagram

Pro posudek sestojíme bodový interakční diagram. Vzhledem k tomu, že při posudku na ohyb desky neuvažujeme horní tlačnou (konstrukční výztuž), interakční diagram bude počítán taktéž bez konstrukční výztuže. Pro výpočet jednotlivých bodů bude použit podrobný postup převzatý z diplomové práce [17].

Mezní poměrné přetvoření betonu: $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰} = 0,0035$

Mezní poměrné přetvoření výztuže: $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰} = 0,002175$

Napětí v betonu (při porušení v tlaku): $\sigma_c = -f_{cd} = -23,3 \text{ MPa}$

Krytí: $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ (viz. kapitola 4.2.)

Osová vzdálenost výztuže od spodních vláken: $d_1 = c_{nom} + \emptyset_y/2 + \emptyset_x$

$$d_1 = 30 + 6 + 14 = 50 \text{ mm}$$

Šířka posuzovaného průřezu
(posuzujeme 1 m' desky)

$$b = 1 \text{ m}$$

Plocha betonu

$$A_c = b \cdot h_d = 1 \cdot 0,25 = 0,25 \text{ m}^2$$

Bod 0 – dostředný tlak

Rameno vnitřních sil: $z = h_d/2 - d_1 = 250/2 - 50 = 75 \text{ mm}$

Přetvoření betonu při dosažení jeho pevnosti $\varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰} = 0,002$

Napětí ve výztuži: $\sigma_s = -E_s \cdot \varepsilon_{c2}$

$$\sigma_s = -200000 \cdot 0,002 = -400 \text{ MPa}$$

$$m_{Rd,0} = A_c \cdot \sigma_c + A_s \cdot \sigma_s = 1 \cdot 0,25 \cdot (-23, \bar{3}) \cdot 10^3 + 904,8 \cdot (-400) \cdot 10^{-3} = -6195,17 \text{ kN}$$

$$m_{Rd,0} = A_s \cdot \sigma_s \cdot z = 904,8 \cdot (-400) \cdot 0,075 \cdot 10^{-3} = -27,14 \text{ kNm}$$

Bod 1 – namáhání kladným momentem, neutrální osa prochází výztuží

$$\sigma_s = 0 \text{ MPa}$$

$$x = h_d - d_1 = 250 - 50 = 200 \text{ mm}$$

$$n = b \cdot 0,8 \cdot x \cdot \sigma_c = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,200 \cdot (-23, \bar{3}) \cdot 10^3 = -3733,33 \text{ kN}$$

$$m_{Rd,1} = b \cdot 0,8 \cdot x \cdot \sigma_c \cdot (0,4 \cdot x - h_d/2)$$

$$m_{Rd,1} = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,200 \cdot (-23, \bar{3}) \cdot (-0,045) \cdot 10^3 = 168 \text{ kNm}$$

Bod 2 – namáhání kladným momentem, výztuž na mezi kluzu

$$\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$x = (h_d - d_1) \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{sy}} = (250 - 50) \cdot \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002175} = 123,4 \text{ mm}$$

$$z = h_d/2 - d_1 = 250/2 - 50 = 75 \text{ mm}$$

$$n_{Rd,2} = b \cdot 0,8 \cdot x \cdot \sigma_c + A_s \cdot \sigma_s$$

$$n_{Rd,2} = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,1234 \cdot (-23, \bar{3}) \cdot 10^3 + 904,8 \cdot 435 \cdot 10^{-3} = -1909,88 \text{ kN}$$

$$m_{Rd,2} = b \cdot 0,8 \cdot x \cdot \sigma_c \cdot (0,4 \cdot x - h_d/2) + A_s \cdot \sigma_s \cdot z$$

$$m_{Rd,2} = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,1234 \cdot (-23, \bar{3}) \cdot (-0,0756) \cdot 10^3 + 904,8 \cdot 435 \cdot 0,075 \cdot 10^{-3}$$

$$m_{Rd,2} = 203,66 \text{ kNm}$$

Bod 3 – prostý ohyb

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{904,8 \cdot 435 \cdot 10^{-3}}{0,8 \cdot 1 \cdot 23, \bar{3}} = 21,1 \text{ mm}$$

$$z = h_d - d_1 - 0,4 \cdot x = 250 - 50 - 0,4 \cdot 21,1 = 191,6 \text{ mm}$$

$$n_{Rd,3} = 0$$

$$m_{Rd,3} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 904,8 \cdot 435 \cdot 0,2056 \cdot 10^{-3} = 75,40 \text{ kNm}$$

6. Statický výpočet – návrh ŽB konstrukcí s účinkem předpětí

Bod 4 = Bod 5 – dostředný tah

$$\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$z = h_d/2 - d_1 = 250/2 - 50 = 75 \text{ mm}$$

$$n_{Rd,5} = A_s \cdot \sigma_s = 904,8 \cdot 435 \cdot 10^{-3} = 393,59 \text{ kNm}$$

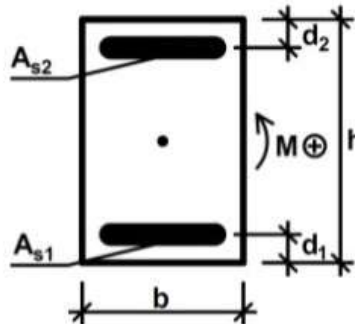
$$m_{Rd,0} = A_s \cdot \sigma_s \cdot z = 904,8 \cdot 435 \cdot 0,075 \cdot 10^{-3} = 29,52 \text{ kNm}$$

Pro vykreslení interakčního diagramu, ověření správnosti výsledků a posudek použijeme online program [18].

Do kolonky A_{s1} a d_1 symbolicky zadáme hodnotu 0,0001 tak, aby program nepočítal s konstrukční výztuží. Ověříme správnost výsledků a posoudíme.

Charakteristiky průřezu

b =	<input type="text" value="1000"/>	mm
h =	<input type="text" value="250"/>	mm
d_1 =	<input type="text" value="36"/>	mm
d_2 =	<input type="text" value="0,0001"/>	mm
A_{s1} =	<input type="text" value="904,8"/>	mm ²
A_{s2} =	<input type="text" value="0,0001"/>	mm ²



Materiály

f_{ck} =	<input type="text" value="35"/>	MPa
f_{yk} =	<input type="text" value="500"/>	MPa
E_s =	<input type="text" value="200"/>	GPa

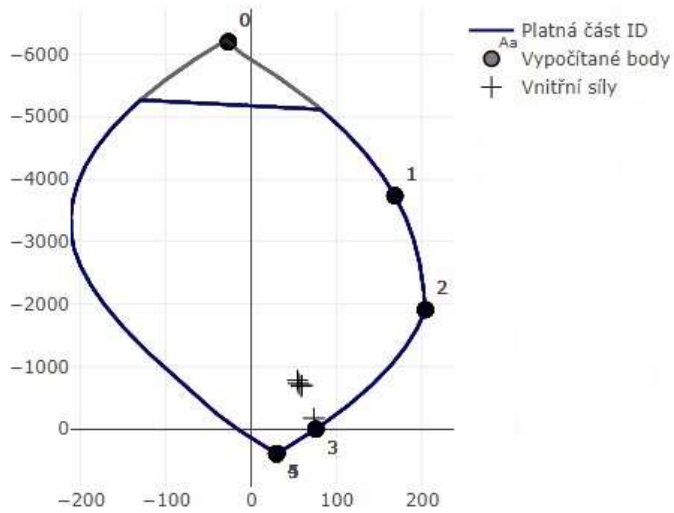
Obrázek 76 - Vstupní hodnoty pro tvorbu interakčního diagramu [18]

Návrhové momenty pro posudek budeme všechny uvažovat absolutní hodnotou. Pro stejné vyztužení při horních i dolních vláknech (nad podporou i v poli) tak posoudíme návrh v jednom interakčním diagramu.

-	$m_{y,Ed}$ [kNm/m]	$n_{y,Ed}$ [kN/m]
1	53,93	-781,97
2	58,25	-686,09
3	55,08	-728,60
4	59,15	-700,20
5	73,04	-174,93

Tabulka 8 – Vnitřní síly pro posudek

Interakční diagram



Body

N_{Rd0}	=	<input type="text" value="-6195.25"/>	kN
M_{Rd0}	=	<input type="text" value="-27.14"/>	kNm
N_{Rd1}	=	<input type="text" value="-3733.33"/>	kN
M_{Rd1}	=	<input type="text" value="168"/>	kNm
N_{Rd2}	=	<input type="text" value="-1909.55"/>	kN
M_{Rd2}	=	<input type="text" value="203.72"/>	kNm
N_{Rd3}	=	<input type="text" value="0"/>	kN
M_{Rd3}	=	<input type="text" value="75.36"/>	kNm
N_{Rd4}	=	<input type="text" value="393.39"/>	kN
M_{Rd4}	=	<input type="text" value="29.5"/>	kNm
N_{Rd5}	=	<input type="text" value="393.39"/>	kN
M_{Rd5}	=	<input type="text" value="29.5"/>	kNm

Obrázek 77 - Interakční diagram s posouzením vnitřních sil [18]

Všechny zvolené kombinace $[m_{y,Ed}; n_{y,Ed}]$ (viz. tabulka 8) splňují podmínku interakčního diagramu.

$$[m_{y,Ed}; n_{y,Ed}] \leq [m_{Rd}; n_{Rd}] \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

4.15. Návrh a posouzení železobetonových konstrukcí (směr x)

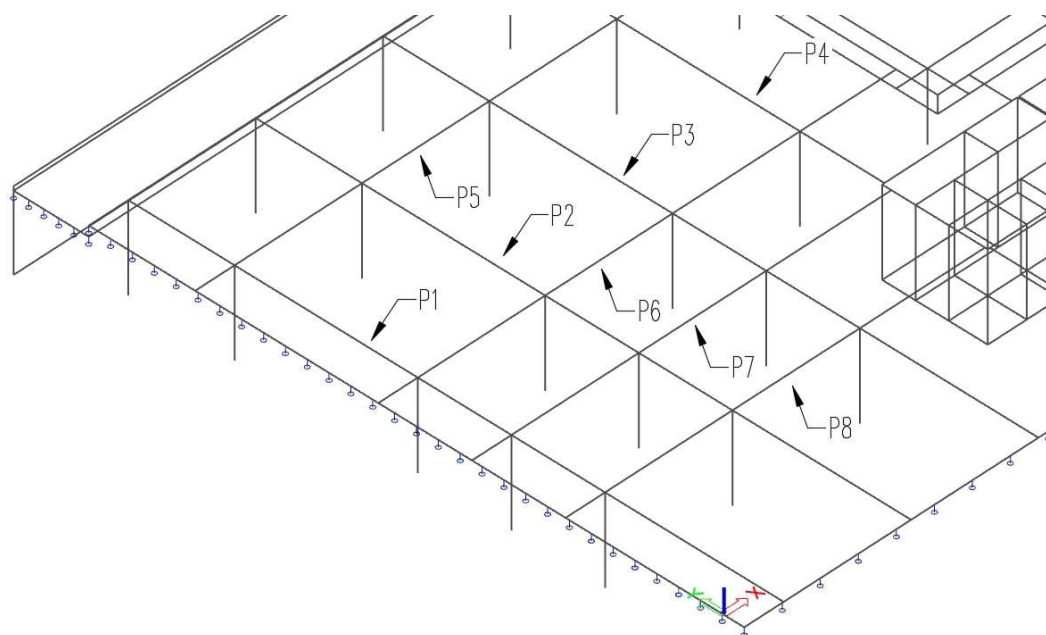
Pro úplnost návrhu levého traktu desky navrhne a posoudíme železobetonové nejvíce zatížené prvky, které jsou kolmé na průvlaky předepnuté – průvlak a desku.

4.15.1. Materiálové charakteristiky

Přebereme materiálové charakteristiky z kapitol 4.4.1. a 4.9.1.

4.15.2. Průvlak

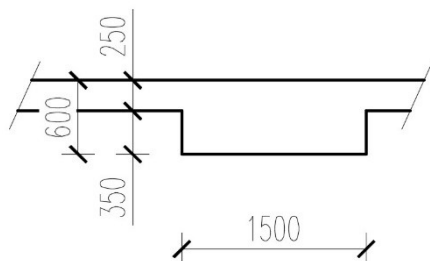
Osvěžíme si řešenou část desky – levý trakt. Označíme řešené průvlaky P₅ – P₈. Výsek výkresu tvaru je vidět na obrázku č. 41. Průvlak P₈ se pne přes 3 pole o délce 11,3 m.



Obrázek 78 - Popis průvlaků desky

Průřez

PRŮŘEZ 1500/600

Výška průvlaku: $h_T = 600 \text{ mm}$ Šířka průvlaku: $b_T = 1500 \text{ mm}$ Tloušťka desky: $h_d = 250 \text{ mm}$

Spolupůsobící šířka desky v poli:

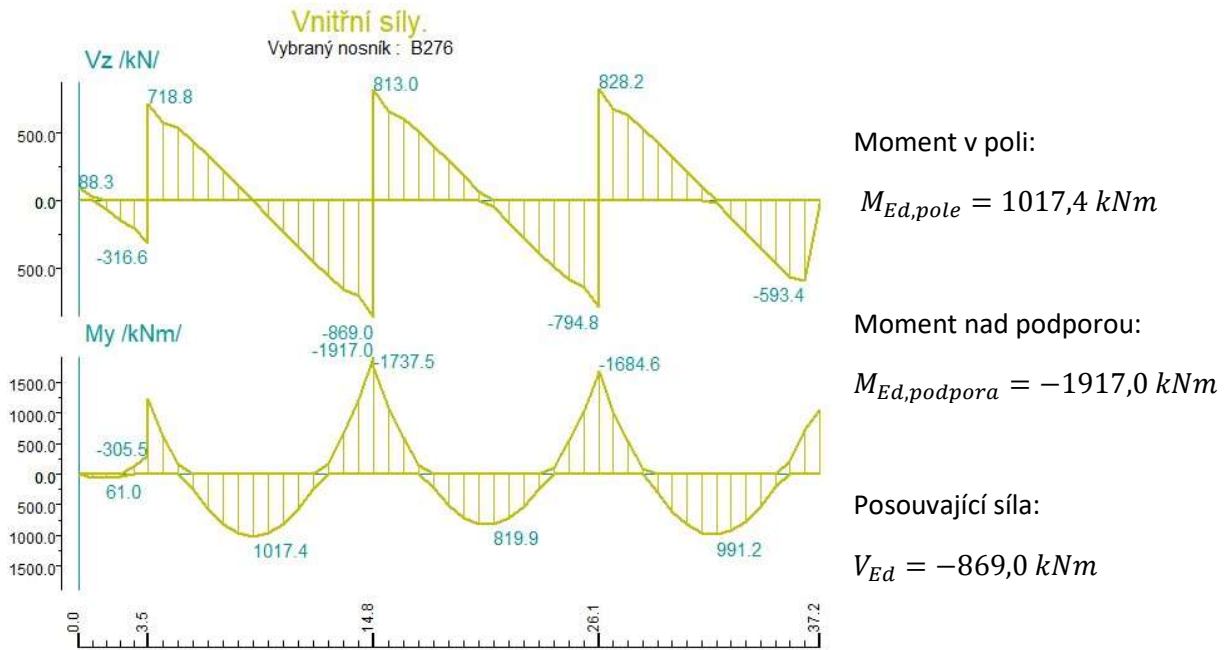
 $b_{eff} = 4000 \text{ mm}$ (odhad)

Obrázek 79 - Průřez průvlaku 1500/600 [28]

6. Statický výpočet – návrh ŽB konstrukcí s účinkem předpětí

Vnitřní síly

V software [10] necháme vykreslit vnitřní síly na nejméně zatíženém průvlaku P_8 .



Obrázek 80 – Obálky vnitřních sil na průvlaku P_8 od kombinace pro MSÚ (s předpětím), model 1 [10]

6. Statický výpočet – návrh ŽB konstrukcí s účinkem předpětí

4.15.2.1. Návrh výztuže, ohyb, MSÚ

Volba nosné výztuže: $\emptyset = 25 \text{ mm}$ Volba třmínků: $\emptyset_{tř} = 10 \text{ mm}$ Krytí: $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ *Návrh nad podporou*Moment nad podporou: $|M_{Ed,podpora}| = 1917,0 \text{ kNm}$

Účinná výška průřezu:

Výztuž navrhujeme do dvou řad.

$$d_T = h_T - c_{nom} - \emptyset_{tř} - \emptyset - \frac{\emptyset}{2} = 600 - 30 - 10 - 25 - 12,5 = 522,5 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{b_T \cdot d_T \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed,podpora}}{b_T \cdot d_T \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{s,req} = \frac{1500 \cdot 522,5 \cdot 23,3}{435} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1917}{1500 \cdot 522,5 \cdot 23,3}} \right) \cdot 10^6 = 8434,2 \text{ mm}^2$$

Návrh: 2 řady po 10 ks \emptyset 25mm (2 · 10 ks po 150 mm) ($A_{s,prov} = 9817 \text{ mm}^2$)*Návrh v poli*Spolupůsobící šířka desky: $b_{eff} = 4 \text{ m}$ (uvažována odhadem)Moment v poli: $M_{Ed,pole} = 1017,4 \text{ kNm}$

Účinná výška průřezu:

$$d_T = h_T - c_{nom} - \frac{\emptyset}{2} - \emptyset_{tř} = 600 - 30 - 12,5 - 10 = 547,5 \text{ mm}$$

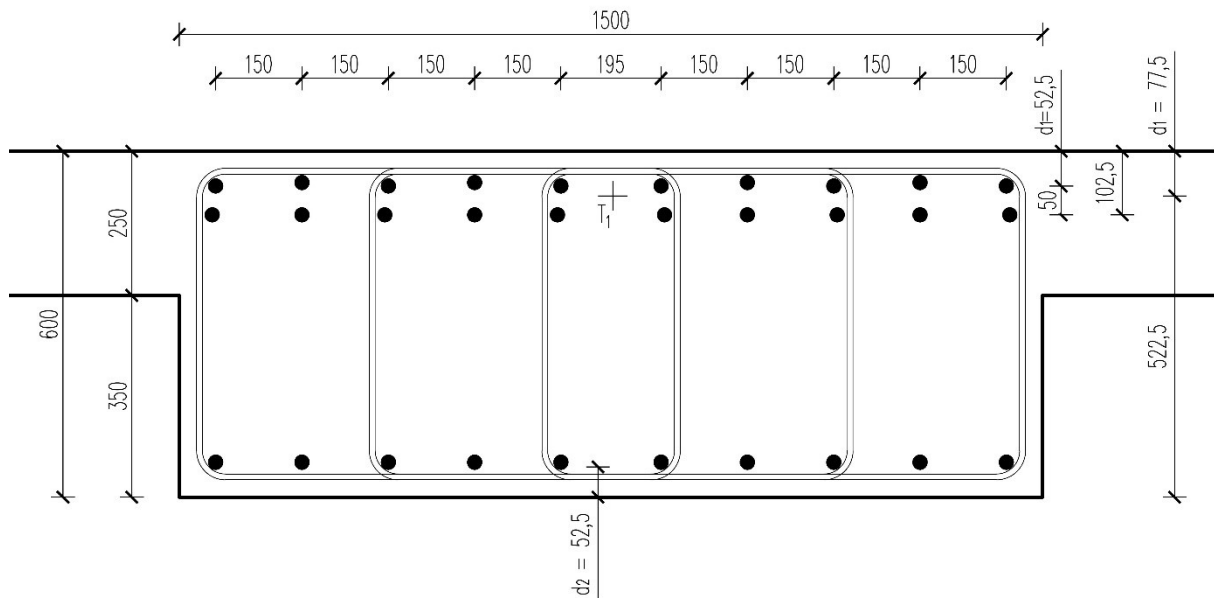
Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{b_{eff} \cdot d_T \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed,pole}}{b_{eff} \cdot d_T \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{s,req} = \frac{4000 \cdot 547,5 \cdot 23,3}{435} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1017,4}{4000 \cdot 547,5 \cdot 23,3}} \right) \cdot 10^6 = 4271,81 \text{ mm}^2$$

Návrh: 10 ks \emptyset 25 mm po 150 mm ($A_{s,prov} = 4909 \text{ mm}^2$)

Schéma vyztužení



4.15.2.2. Posudek, ohyb, MSÚ

Posudek nad podporou

Výška tlačenej oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b_T \cdot f_{cd}} = \frac{9817 \cdot 435}{0,8 \cdot 1500 \cdot 23,3} = 152,5 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d_T - 0,4 \cdot x = 522,5 - 0,4 \cdot 152,5 = 461,5 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 9817 \cdot 435 \cdot 461,5 \cdot 10^{-6} = 1970,79 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,podpora} = 1917,0 \text{ kNm} < M_{Rd} = 1970,79 \text{ kNm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Konstrukční zásady vyhoví.

Posudek v poli

Výška tlačenej oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}} = \frac{4909 \cdot 435}{0,8 \cdot 4000 \cdot 23,3} = 28,6 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d_T - 0,4 \cdot x = 547,5 - 0,4 \cdot 28,6 = 536,1 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 4909 \cdot 435 \cdot 536,1 \cdot 10^{-6} = 1144,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,pole} = 1017,4 \text{ kNm} < M_{Rd} = 1144,8 \text{ kNm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Konstrukční zásady vyhoví.

6. Statický výpočet – návrh ŽB konstrukcí s účinkem předpětí

4.15.2.3. Návrh a posudek na smyk, MSÚ

Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot\theta}{1+\cot^2\theta}$$

$$\text{kde } v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,516$$

$$\text{kde } \cot\theta = 1,5 \quad (\text{volba})$$

$$\text{kde } z = 461,5 \text{ mm (z posudku na ohyb)}$$

$$V_{Rd,max} = 0,516 \cdot 23,3 \cdot 1,5 \cdot 461,5 \cdot \frac{1,5}{1+1,5^2} = 3846,78 \text{ kN}$$

Posudek

$$|V_{Ed}| = 869,0 \text{ kN} \leq V_{Rd,max} = 3846,78 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Návrh třmínků

Návrh počtu stříhů třmínku:

$$n = 6$$

Průměr třmínku:

$$\emptyset_{tř} = 10 \text{ mm}$$

Průřezová plocha třmínku:

$$A_{sw} = \frac{n \cdot \pi \cdot \emptyset_{tř}^2}{4} = \frac{6 \cdot \pi \cdot 10^2}{4} = 471,2 \text{ mm}^2$$

Potřebná osová vzdálenost třmínků

$$s \leq \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot \cot\theta$$

$$s \leq \frac{471,2 \cdot 435}{869,0} \cdot 0,4615 \cdot 1,5 = 163,3 \text{ mm}$$

Návrh: třmínek šestistřížný; $\emptyset_{tř} = 10 \text{ mm}$ po 150 mm

Posudek

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s} \cdot z \cdot \cot\theta = \frac{471,2 \cdot 435}{0,15} \cdot 0,4615 \cdot 1,5 \cdot 10^{-3} = 945,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 945,9 \text{ kN} \geq |V_{Ed}| = 869,0 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Konstrukční zásady vyhoví.

4.15.2.4. Posudek MSP – průhyb – ohybová štíhlost

Posoudíme průvlak P_8 v průřezu nad podporou.

Ohybová štíhlost průvlaku:

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d$$

$$L = 11,3 \text{ m}; \quad d = 0,5225 \text{ m}$$

Vymezující ohybová štíhlost prvku:

$$\lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$$

$$\kappa_{c1} = 1,0$$

$$\kappa_{c2} = \frac{7}{L} = \frac{7}{11,3} = 0,619 \quad [19]$$

$$\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = \frac{500}{500} \cdot \frac{9817}{8434,2} = 1,16 \quad [19]$$

Tabulková hodnota vymezující ohybové štíhlosti:

$$\lambda_{d,tab} = 22,86 \quad \left(\rho = \frac{A_{s,prov}}{A_c} = 1,11 \% ; \text{ krajní pole spoj. nosníku} \right) [19]$$

Posudek

$$\lambda = \frac{L}{d} = \frac{11,3}{0,5225} = 21,6$$

$$\lambda_d = 1 \cdot 0,619 \cdot 1,16 \cdot 22,86 = 16,4$$

$$\lambda = 21,6 \geq \lambda_d = 16,4 \rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

Závěr

Posudek na ohybovou štíhlost nám nevyšel, znamená to nutnost posudku na průhyb. Tím se vzhledem k jeho rozsahu a povaze práce zabývat nebudeme.

Úvaha

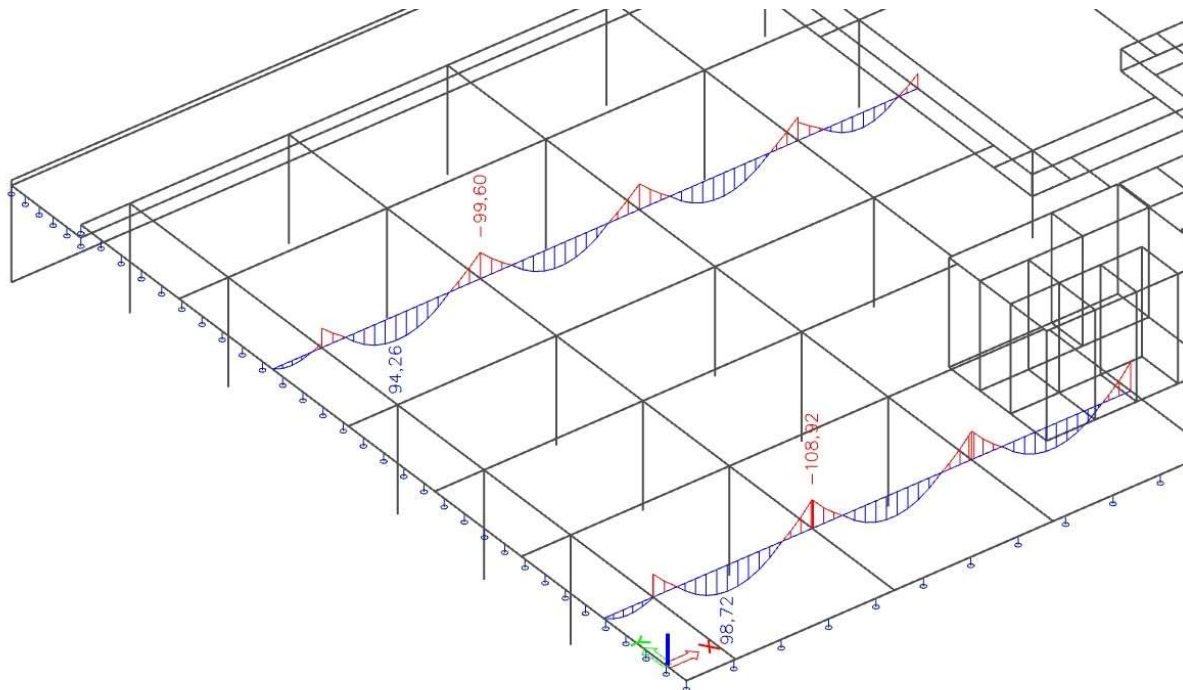
Je možné že, průvlak ve směru x byly projektantem zamýšleny taktéž jako předpjeté. Pokud bychom chtěli zachovat tvar průvlaku, mohli bychom konstrukci více vyztužit a tím eliminovat její průhyb. Jednodušším řešením by bylo zvýšit průřez průvlaku na 750 mm, tím by se nezvětšila konstrukční výška podlaží a průvlak by na průhyb (ohybovou štíhlost) vyhověl.

4.15.3. Deska

Posoudíme desku ve směru x (kolmo na předpětí), kombinace MSÚ.

Tloušťka desky: $h_d = 250 \text{ mm}$

Vnitřní síly



Obrázek 81 - Zobrazení ohybového momentu m_x uprostřed desky na od kombinace pro MSÚ s předpětím, model 1

Max. návrhový moment nad podporou: $m_{x,podp} = -108,92 \text{ kNm/m}'$

Max. návrhový moment v poli: $m_{x,pole} = 98,72 \text{ kNm/m}'$

4.15.3.1. Návrh výztuže, ohyb, MSÚ

Volba nosné výztuže: $\emptyset_x = 14 \text{ mm}$

Krytí: $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ (viz. kapitola 6.1.)

Účinná výška průřezu:

$$d = h_d - c_{nom} - \frac{\emptyset_x}{2} = 250 - 30 - 7 = 213 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m_{Ed,x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{s,req} = \frac{1000 \cdot 213 \cdot 23,3}{435} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 108,92}{1000 \cdot 213^2 \cdot 23,3}} \right) \cdot 10^6 = 1175,5 \text{ mm}^2$$

Návrh: $\emptyset 14 \text{ mm po } 100 \text{ mm}$ (10 ks $\emptyset 14$ na $1 \text{ m}'$) ($A_{s,prov} = 1539,4 \text{ mm}^2$)

6. Statický výpočet – návrh ŽB konstrukcí s účinkem předpětí

Posudek

Výška tlačenej oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{1539,4 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 23,3} = 35,9 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 213 - 0,4 \cdot 35,9 = 198,6 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$m_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 1539,4 \cdot 435 \cdot 201,5 \cdot 10^{-6} = 133 \text{ kNm}$$

$$m_{Ed,x} = 108,92 \text{ kNm} < m_{Rd} = 133 \text{ kNm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

4.16. Úvaha o návrhu předpětí pro neřešenou část nosné konstrukce

V práci jsme navrhli předpětí pouze jedné sekce, která je zároveň typickou pro stropní konstrukce jiných podlaží. Naučili jsme se detailně analyzovat problémy a osvojili si principy předpětí na jednom průvlaku. Tyto dovednosti bychom zajisté využili i pro návrh předpětí jiných částí konstrukce, po takto detailní analýze bychom nejspíš narazili na nové překážky, které bychom museli řešit, avšak základní kostra pro návrh zbytku dilatace se nám podařila vytvořit. Troufneme si tvrdit, že při návrhu předpětí jiných průvlaků by se koncept postupu, který jsme použili, opakoval a návrh zbytku dilatace by byl jistě přinejmenším částečně rutinní záležitostí. Nevyřešili jsme sice návrh předpětí pro zbylé (jistě místy i problémové) sekce dilatace, ale vyzkoušeli jsme si postup, který bychom jednoduše v budoucím návrhu zúročili.

5. Závěr

Cílem této práce byl návrh předpětí dilatace A5 objektu Autobusové stanice Mlynské Nivy v Bratislavě. V úvodu této práce jsme se zabývali řešením na téma předpjatý beton. Rozebrali jsme základní specifika použité technologie ať už obecně, či její použití v souvislosti se zadáním práce. V další části jsme stručně popsali projekt polyfunkčního domu, jeho polohu, architektonické řešení a konstrukční systém. Pro nosnou konstrukci objektu jsme vytvořili pomocí software model, který jsme poté analyzovali a provedli variantní návrh nosné konstrukce. Pro návrh jsme vybrali nejsložitější stropní konstrukci, která je specifická zásobovacím dvorem s vysokým užitným zatížením a zároveň je možné použít zjištěné principy návrhu napříč celou nosnou konstrukcí. Hlavním předmětem práce byl komentovaný statický výpočet, kde jsme zvládli odůvodnit použití technologie předpjatého betonu v zadaném projektu, nastínili nevýhody železobetonových velkorozponových konstrukcí a zejména jsme detailně analyzovali návrh předpětí průvlastku P_2 , charakteristického nosného prvku. Posledním krokem byl návrh železobetonových prvků s účinkem předpětí v řešené sekci stropní desky.

Literatura a zdroje

- [1] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.
- [2] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [3] ČSN EN 1992-1-1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Ed. 2. 2019.
- [4] Autobusová stanica Mlynské Nivy. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001-2021 [cit. 2021-04-22]. Dostupné z: https://sk.wikipedia.org/wiki/Autobusov%C3%A1_stanica_Mlynsk%C3%A9_Nivy
- [5] AUTOBUSOVÁ STANICE MLYNSKÉ NIVY. In: *Siebert+Talaš* [online]. [cit. 2021-04-22]. Dostupné z: <https://www.sieberttalas.com/cs/projekty/bus-station-twin-city>
- [6] Nivy Tower. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001-2021 [cit. 2021-04-22]. Dostupné z: https://sk.wikipedia.org/wiki/Nivy_Tower
- [7] HB REAVIS. STANICA NIVY: [Brožura]. In: *Stanica Nivy* [online]. [cit. 2021-04-21]. Dostupné z: https://gallery.mailchimp.com/c95107f1b2e7f18a450844c61/files/6d1cd726-76c1-43be-84e5-a351214f1261/stanica_nivy_sk.pdf
- [8] STANICA NIVY – multifunkční projekt v srdci Bratislavy pro 21. století. In: *Konstrukce.cz* [online]. [cit. 2021-04-22]. Dostupné z: <https://konstrukce.cz/architektura-a-development/stanica-nivy-multifunkcni-projekt-v-srdci-bratislavy-pro-21-stoleti-297>
- [9] MITAS, , GALČÍK, ŠAVRNOCH a NAGY. *Polyfunkčný objekt AUTOBUSOVÁ STANICA MLYNSKÉ NIVY: Technická Správa*. Bratislava, 2017.
- [10] SCIA CZ S.R.O. *SCIA Engineer 19.1.1023 (32-bit)* [software]. [cit. 2021-05-05]. Dostupné z: <https://www.scia.net/cs/software/scia-engineer>
- [11] Cenové ukazatele ve stavebnictví pro rok 2021. *Cenová soustava RTS DATA* [online]. [cit. 2021-04-22]. Dostupné z: http://www.cenovasoustava.cz/dok/ceny/thu_2021.html
- [12] BÍLÝ, Petr. *Návrh stropní desky v programu SCIA Engineer: Podklad pro předmět Navrhování betonových konstrukcí na počítači (133YBKC)* [online]. [cit. 2021-04-22]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC_Deska.pdf
- [13] ŠAFÁŘ, Roman, Jindřich ČECH a Jana BÁRTOVÁ. *Betonové mosty 2: cvičení*. V Praze: České vysoké učení technické, 2009. ISBN 978-80-01-04433-9.

- [14] *Předpínací systém Freyssinet* [online]. [cit. 2021-04-22]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf
- [15] *Analýza metod výpočtu železobetonových lokálně podepřených desek* [online]. [cit. 2021-05-07]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/FRVS_2011/analyza_lok_pod_desek.pdf
- [16] Fáze výstavby, časově závislá analýza: Manuál. In: *Scia Engineer: Help* [online]. Praha [cit. 2021-05-09]. Dostupné z: https://help.scia.net/15.2/cs/downloads/constructionstages_csy.pdf
- [17] HOLAN, Jakub. *Tvorba výpočetní aplikace pro analýzu železobetonových sloupů pomocí interakčního diagramu* [online]. Praha, 2018 [cit. 2021-05-12]. Dostupné z: https://dspace.cvut.cz/bitstream/handle/10467/74301/F1-DP-2018-Holan-Jakub-Tvorba_vypocetni_aplikace.pdf. Diplomová práce. ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE. Vedoucí práce Ing. Radek Štefan, Ph.D.
- [18] InDiOn - Interakční Diagram Online: Program pro vykreslení interakčního diagramu průřezu. In: *Jakub Holan* [online]. [cit. 2021-05-12]. Dostupné z: <https://people.fsv.cvut.cz/~holanjak/software/indion/program/>
- [19] TIPKA, Martin. Vymežující ohybová štíhlost. In: *MARTIN TIPKA* [online]. [cit. 2021-05-10]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/BK01/pomucky_BK01_soubory/01_ohybova_stihlost.pdf
- [20] Flexible slipformer for prestressed-concrete slab production. In: *Concrete Plant Precast Technology* [online]. [cit. 2021-04-21]. Dostupné z: https://www.bft-international.com/en/artikel/bft_Flexible_slipformer_for_prestressed-concrete_slab_production_2997374.html
- [21] Post-Tensioning. In: *Structural and Construction Engineering* [online]. [cit. 2021-04-21]. Dostupné z: <https://www.cteg.com/posttensioning.htm>
- [22] Spiroll & Partek Consolis. In: *Spiroll & Partek Consolis* [online]. [cit. 2021-04-22]. Dostupné z: <http://www.stylezone.cz/stavebni-katalog/katalog/spiroll-partek-consolis/>
- [23] Development of Best Practices for Inspection of PT Bridges in Minnesota. In: *Semantic Scholar | AI-Powered Research Tool* [online]. [cit. 2021-04-22]. Dostupné z: <https://www.semanticscholar.org/paper/Development-of-Best-Practices-for-Inspection-of-PT-Schokker-Berg/668b19513a739379dcd138667e9f300fa5fc189b/figure/1>
- [24] Moment Flat Slab System. In: *Construction Accessories & Solutions Supplies | MOMENT* [online]. [cit. 2021-04-22]. Dostupné z: <https://www.moment-solutions.com/products/post-tensioning/moment-flat-slab-system/>
- [25] Monostrand Post-Tensioning System. In: *AMSYSCO Post Tensioning | Post-Tensioning Supplier and Engineering* [online]. [cit. 2021-04-22]. Dostupné z: <http://www.amsyscoinc.com/products-services/monostrand-post-tension/>

- [26] Projekt - Stanica Nivy. In: *Stanica Nivy - Nový druh retailovej destinácie* [online]. [cit. 2021-04-22]. Dostupné z: <https://www.stanicanivy.sk/projekt/>
- [27] MITAS, , GALČÍK a ŠAVRNOCH. *Polyfunkčný objekt AUTOBUSOVÁ STANICA MLYNSKÉ NIVY: Tvar Stropu nad 01.PP - Časť A5 [Výkres]*. Bratislava, 2017.
- [28] Autodesk, Inc. *AutoCAD 2020. 1.2* [software]. [cit. 2021-05-05]. Dostupné z: <https://www.autodesk.cz/products/autocad/overview>
- [29] HOLAN, Jakub. Redistribuce a redukce momentů: Prezentace k 3. cvičení BK01/BZKQ. In: *Jakub Holan* [online]. [cit. 2021-05-07]. Dostupné z: <https://people.fsv.cvut.cz/~holanjak/vyuka/BK01/prezentace/cv03.pdf>

Přílohy

P1:	Výkres tvaru stropu nad 1PP (řešená stropní deska)	M 1:150
P2:	Schéma předpětí řešené sekce stropu nad 1PP	M 1:150, M 1:30
P3:	Schéma vyztužení řešené sekce stropu nad 1PP	M 1:150, M 1:10