

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ**

**KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH
KONSTRUKCÍ**



DIPLOMOVÁ PRÁCE

**POROVNÁNÍ VARIANT STATICKÉHO ŘEŠENÍ
PŘECHODOVÉHO PODLAŽÍ**

Vypracoval:

Bc. Jan Cihlář

Vedoucí práce:

doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

2023

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Cihlář Jméno: Jan Osobní číslo: 484572
Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Porovnání variant statického řešení přechodového podlaží

Název diplomové práce anglicky: Comparison of structural variants of transfer floor

Pokyny pro vypracování:

- Představení řešené stavby
- Výběr části konstrukce pro podrobnou analýzu
- Přehledný popis stávající varianty řešení
- Návrh nové varianty železobetonové konstrukce se snahou o optimalizaci rozměrů a vyztužení
- Rešerše k problematice využití Delta nosníků pro monolitické konstrukce
- Návrh nové varianty konstrukce s Delta nosníky
- Přehled výhod a nevýhod jednotlivých variant (statika, provádění, ekonomika)

Seznam doporučené literatury:

- ČSN EN 1992-1-1:2019.
- Nilson, A.H., Darwin, D., Dolan, C.W.: Design of concrete structures. 14th ed. McGraw-Hill Higher Education, New York 2010. 978-0-07-329349-3.
- Procházka, Šmejkal - Betonové stropní a schodištvé konstrukce. ČVUT 2017.
- Archiv časopisu BETON TKS
- Výukové materiály k softwarům Scia, Idea, Atena.
- Samostatně vyhledejte další vhodnou literaturu

Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 25.9.2023 Termín odevzdání diplomové práce: 8.1.2024
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného sk. roku

.....
Podpis vedoucího práce

.....
Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

.....
Datum převzetí zadání

.....
Podpis studenta(ky)

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem tuto práci zpracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího diplomové práce doc. Ing. Petra Bílého, Ph.D. Dále prohlašuji, že jsem veškeré použité zdroje a programy uvedl v seznamu použité literatury.

V Praze dne:

Podpis:

Poděkování:

Rád bych tímto poděkoval vedoucímu diplomové práce doc. Ing. Petrovi Bílému, Ph.D. za vlídný přístup při konzultacích a za odborné vedení při zpracování mé diplomové práce.

Anotace:

Náplní této diplomové práce je srovnání možných variant provedení přechodového podlaží v realizovaném bytovém objektu. Dvě podzemní podlaží objektu mají sloupový systém, zatímco nadzemní podlaží objektu mají stěnový systém. Ne všechny stěny jsou přímo podepřeny sloupy. Strop nad 1.PP je přechodový. Práce se zabývá ověřením vhodnosti přístupu statického výpočtu původní dokumentace a ověřením dalších možných přístupů výpočtu vnitřních sil a deformací v přechodových konstrukcích. Dále se práce zabývá možností nahrazení vázané výztuže plnostěnnými ocelovými prvky za účelem snížení pracnosti vyztužování přechodového podlaží. V poslední části jsou porovnány výhody a nevýhody alternativního řešení s plnostěnnými ocelovými prvky s tradičním řešením, které bylo skutečně navrženo.

Klíčová slova:

Delta beam, deltabeam, přechodové podlaží, peikko, porovnání, alternativní výztuž, ocelobetonové konstrukce, spřažené konstrukce, modelování podoblastí

Abstract:

The subject of this master's thesis is to compare possible variations in the construction of the transition floor in a completed residential building. The two underground floors of the structure have a column system, while the above-ground floors have a wall system. Not all walls are directly supported by columns. The ceiling above the first underground floor is transitional. The thesis examines the suitability of the approach used in the static calculation of the original documentation and verifies other possible approaches to calculating internal forces and deformations in transitional structures. Furthermore, the thesis explores the possibility of replacing regular reinforcement with steel plates to reduce the labor required for reinforcing the transition floor. In the final section, the advantages and disadvantages of the alternative solution with steel plates are compared with the traditional solution that was actually designed.

Key words:

Delta beam, deltabeam, transition floor, Peikko, comparison, alternative reinforcement, steel-concrete structures, composite structures, subregion modeling.

Obsah

1	Popis řešeného objektu	7
2	Část vybraná pro podrobnou analýzu	9
3	Stávající řešení.....	12
4	Statické modely	14
4.1	Způsoby modelování trámů.....	15
4.2	Model 1 – Centrické trámy.....	24
4.3	Model 2 – T-trámy	32
4.4	Model 3 - Bez trámů.....	36
4.5	Model 4 - Ruční výpočet.....	66
4.6	Model 5 - Poddajnější stěna + T trám	71
4.7	Model 6 – Poddajnější stěna + bez trámů.....	75
4.8	Model 7 – Bez trámů + zesílený okraj v ose 1	82
4.9	Shrnutí modelů	88
5	Delta beamy	95
6	Alternativní výztuž	100
6.1	Vnitřní síly	102
6.2	Statický výpočet	106
6.2.1	Ohybová a smyková výztuž:	110
6.2.2	Spřahovací výztuž	116
6.2.3	Ověření svarů	122
7	Srovnání možností vyztužení.....	131
8	Závěr.....	134
9	Seznam literatury.....	135

1 Popis řešeného objektu

Pro diplomovou práci byl zvolen skutečný a realizovaný bytový objekt Kolben park C. Objekt se rozkládá na ploše přibližně 70 x 90 metrů a jeho půdorys má tvar U. Dvě delší strany mají 8 nadzemních podlaží a kratší strana má pouze 4. Objekt má celkem 2 podzemní podlaží. Střechy objektu jsou ploché. Hlavní nosné konstrukce objektu jsou ze železobetonu. Spodní stavba je od horní oddělena pomocí vibro-izolační vrstvy, aby se zabránilo přenosu vibrací od tramvajové dopravy z ulice do interiéru objektu. Podzemní podlaží objektu částečně vyplňují prostor v pomyslném nádvoří objektu, za cílem zvětšení parkovacího prostoru.

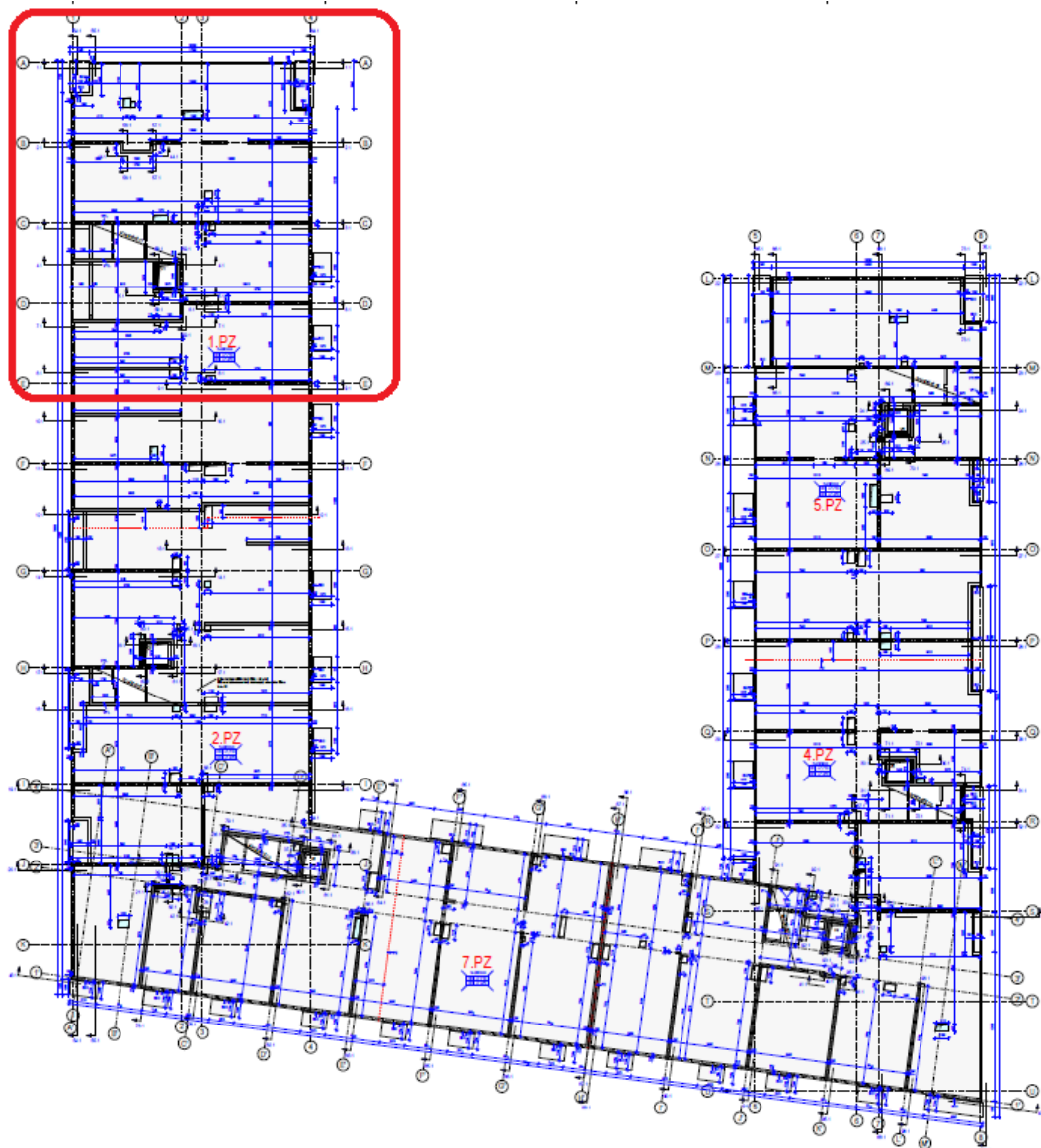
Objekt je založen na pilotách. Základová deska má tloušťku 300 mm. Dvě podzemní podlaží jsou tvořena nosnými sloupy a suterénními stěnami. Osm nadzemních podlaží je tvořeno stěnovým monolitickým systémem, který v řadě míst nenavazuje na svislé nosné konstrukce podzemních podlaží. Klíčovou roli z hlediska statického působení objektu tedy hraje strop nad 1.PP, kde se stěnový nosný systém horních podlaží mění na sloupový nosný systém podzemních podlaží. Nadzemní podlaží navíc nejsou monoliticky spojena s podzemními, ale jsou prostě uložena na vibroizolační vrstvu. Jádra objektu obsahují smykové zarážky procházející vibroizolační vrstvou, aby bylo zabráněno posunu objektu ve vodorovném směru. Suterénní stěny rovněž obsahují podélnou smykovou zarážku.



Obr. 1 3D Vizualizace objektu

Na výkresu tvaru 1.NP můžeme vidět klasický příčný stěnový systém, který se opakuje na každém podlaží objektu.

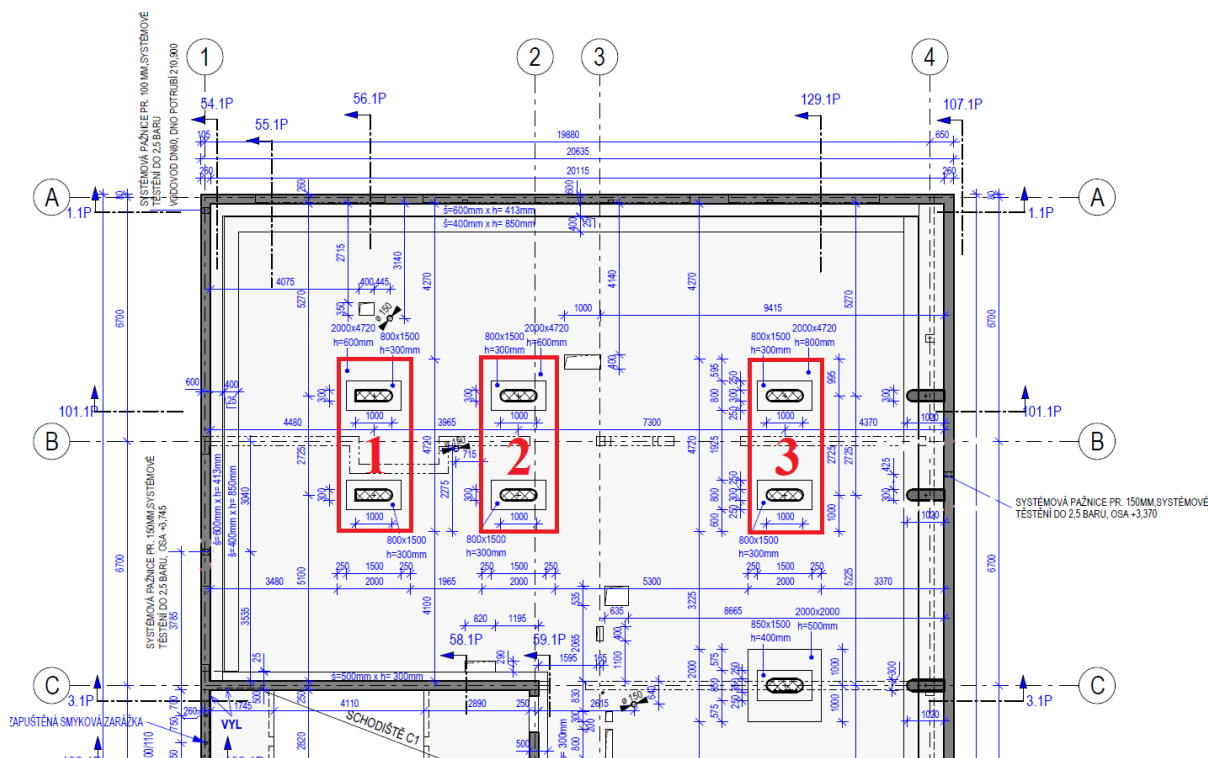
Celková tuhost objektu je zajištěna orientací stěn v obou směrech a přítomností celkem šesti ztužujících výtahových jader, která jsou přes ocelové smykové zarážky obalené vibroizolací zakotvena do jader spodní stavby.



Obr. 2 Výkres tvaru 1.NP s vyznačenou zkoumanou oblastí

2 Část vybraná pro podrobnou analýzu

Vzhledem k rozsahu celého objektu se práce zabývá pouze 3 trámy v pracovním záběru 1. Jedná se místo v levém horním rohu objektu. Tři trámy jsou protínány osou B a vynášejí nosnou stěnu jdoucí přes všechna nadzemní podlaží. Místo bylo vybráno pro jeho jednoduchost rozložení konstrukcí a pravidelnost. Zároveň je reprezentativní z hlediska obdobných míst ve zbylé části konstrukce. V rámci výpočetních modelů nebyl modelován celý objekt, ale pouze zkoumaná část. Vzdálenost pomyslného „řezu“ mezi celým objektem a modelovanou částí byla zvolena tak aby neovlivnila vnitřní síly na zkoumaných prvních. Řez je veden přibližně 1,5 pole od zkoumaných konstrukcí.

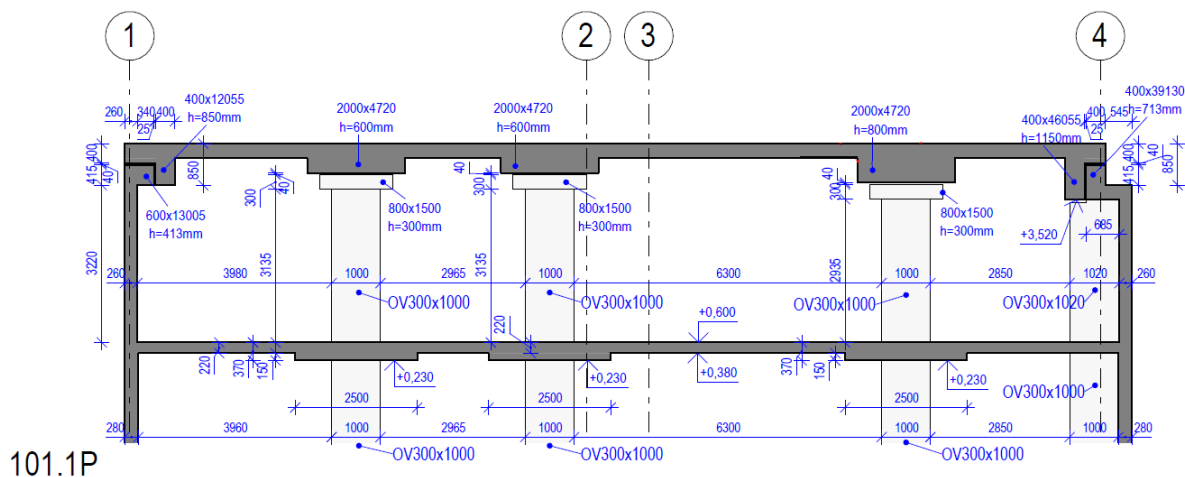


Obr. 3 Půdorys zkoumané oblasti s přechodovými trámy (červeně je vyznačena hrana trámů)

Vybrané trámy 1, 2 a 3 podírají nosnou stěnu jdoucí přes všechna nadzemní podlaží. Stěna je dále uložena na obvodové suterénní stěně. Všechna uložení stropu nad 1.PP na sloupy a stěny 1.PP jsou realizována jako kloubová pomocí vibroizolačních desek, do konstrukcí 1.PP tedy není přenášeno žádné ohybové namáhání. Uložení na sloupy funguje čistě jako zcela posuvný kloub. Vodorovné namáhání je možné přenášet pouze třením mezi betonovými částmi a vibroizolací. V případě obvodových suterénních stěn potom navíc pomocí smykové zářezky.

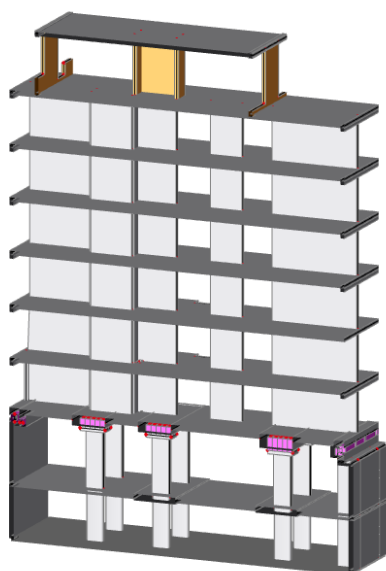
Stropní deska nad 1.PP má tloušťku 300 mm. Trámy 1 a 2 mají celkovou výšku 600 mm a trám 3 má výšku celkovou 800 mm. Půdorysné rozměry trámů jsou 2000 x 4720 mm. Střednice sloupů leží 1000 mm od okraje trámů.

Z řezu je jasně vidět značná výška trámů pod spodní hranou desky, která způsobuje narušení vnitřního prostoru, zejména potom představuje problém z hlediska vedení TZB jako je vzduchotechnika nebo kanalizace. Dalším problémem je potom vyšší pracnost při bednění stropu.



Obr. 4 Řez 101 zkoumanými trámy

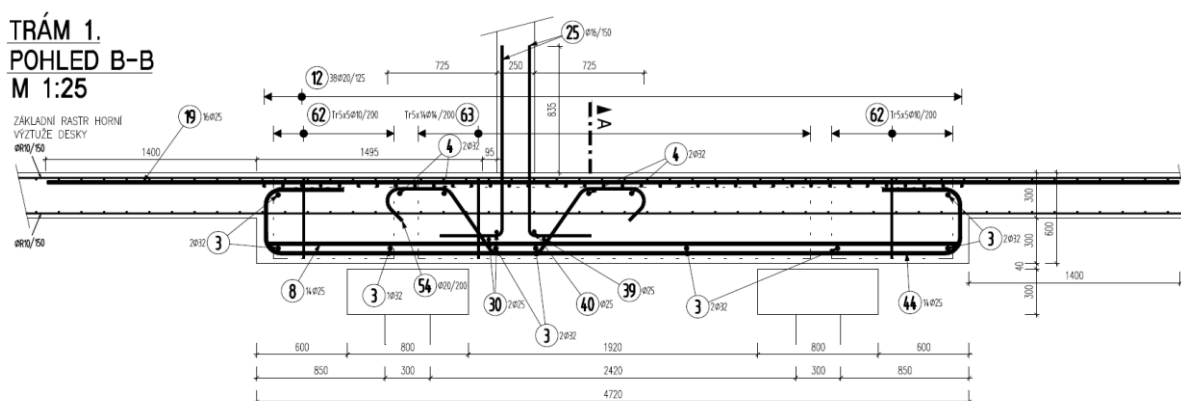
Ve 3D schématu můžeme vidět následujících šest nadzemních pravidelných podlaží a poslední uskočené patro, které je vyzděné. Stěna navíc není zcela rovná, ale obsahuje malý výklenek, kde stěna vybočuje o zhruba 0,75 metru v délce 2,75 metru.



Obr. 5 3D Řez zkoumaným místem

3 Stávající řešení

Ve skutečném provedení byla konstrukce realizována s trámy vyznačenými v řezech (Obr. 4) a půdorysech (Obr. 3). Trámy byly zhotoveny běžným postupem, tedy vytvořením bednění napojeným na desku na 1.PP a betonáží současně s deskou. Výztuž trámů je tvořena běžnou vázanou betonářskou výztuží, tedy armokoši z ocelových prutů. Nejsou použity žádné speciální výrobky.



Obr. 6 Skutečná výztuž trámu 1

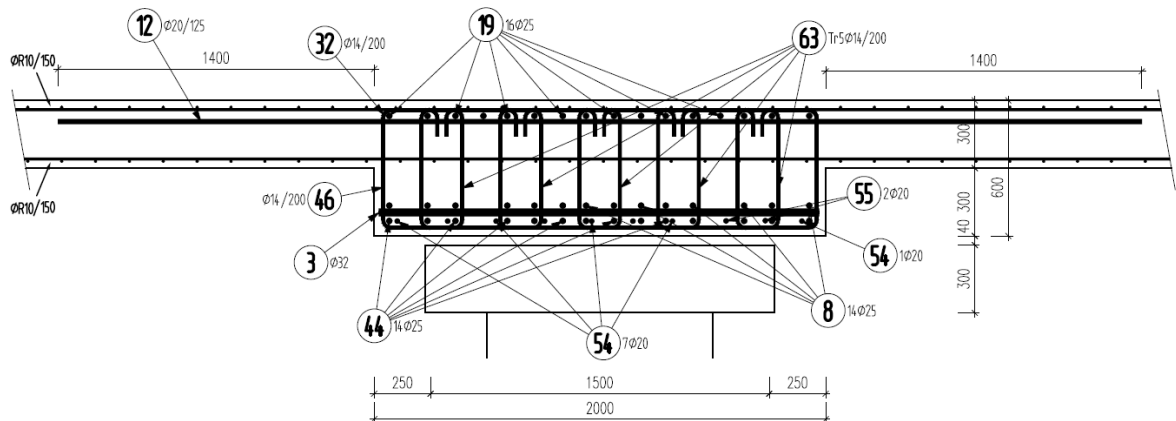
Výztuž byla navržena na vnitřní síly získané z obálky ze dvou výpočetních způsobů. V prvním případě byly vnitřní síly na trámech stanoveny ručním výpočtem pomocí zatěžovacích ploch a koncentrace veškerého zatížení jako osamělé síly do místa uložení stěny na trámu. V druhém případě byl vymodelován celý objekt v programu SCIA Engineer a následně byl použit modul Beton, který umožňuje spočítat nutnou výztuž pro MSÚ. V obou návrhových případech byla použita kombinace 6.10. pro MSÚ.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Při tvorbě výpočetního modelu byly trámy a případné hlavice modelovány jako podoblasti (vysvětlení termínu viz další kapitola). Těžiště podoblastí byla umístěna do střednice desky, takže výsledný průřez byl křížového tvaru. V další části práce bude ověřeno, k jakým výsledkům vnitřních sil by vedly odlišné výpočetní přístupy, případně jak by se změnilo namáhání stropu nad 1.PP kdyby byla změněna celková koncepce nosných konstrukcí ve zkoumané části. Tedy kdyby bylo od začátku návrhu uvažováno že budou některé konstrukce přenášet větší zatížení a byly dle toho navrženy.

Ve stávajícím stavu bylo na strop nad 1.PP využito značné množství výztuže (Obr. 6). Můžeme vidět, že například dolní výztuž je tvořena dvěma řadami prutů $\text{Ø}25$ po 150 mm. Z řezu (Obr. 7) dále můžeme vidět značně hustou smykovou výztuž a přidanou horní výztuž.

ŘEZ A-A M 1:25



Obr. 7 Skutečná výztuž trámu 1 - řez

Snahou této práce je zjistit, zda by nebylo možné za snížení spotřeby materiálů a pracnosti provedení dosáhnout stejné únosnosti a tuhosti konstrukce. Docílit by se toho mělo pomocí přesnějších výpočtů, či pomocí využití odlišného druhu výztuže pro přenesení tahových namáhání v betonu.

4 Statické modely

Budou porovnány vnitřní síly z celkem 3 výpočetních modelů v programu SCIA Engineer. Modely se liší formou modelování zkoumaných trámů a jejich velikostí.

V prvním modelu jsou trámy modelovány podoblastí, jejíž těžiště je umístěno do střednice desky a tvoří tak křížový průřez. V programu Scia Engineer je pomocí prvku podoblast upravena tloušťka desky v daném místě (například v místě trámu nebo hlavice). Těžiště této upravené části s větší tloušťkou je možné umístit excentricky ke střednici desky.

V druhém modelu jsou trámy modelovány opět podoblastí, ale jsou umístěny jako T průřez a těžiště podoblasti je proto vůči střednici desky umístěno excentricky.

V třetím modelu jsou trámy zcela vynechány. Místo na trámy dosedá stěna přímo na desku. Poloha sloupů není nijak změněna. Cílem tohoto modelu je ověřit, zda nebylo možné více využít kapacitu stěny fungovat jako stěnový nosník a přenášet zatížení do obvodových stěn 1.PP. Tento způsob přenosu zatížení samozřejmě zvýší napětí v místě uložení stěnového nosníku na obvodově stěny. Konkrétní detail roznosu tohoto napětí není součástí práce. Předpokládá se buď masivnější roznášecí trám mezi sloupy napojenými na obvodovou stěnu nebo nějaká forma ocelového nosníku se zvýšenou tuhostí.

Všechny modely jsou až na 3 zkoumané trámy zcela totožné a to z hlediska geometrie, materiálů, okrajových podmínek i zatížení. 2D konečné prvky na modelech jsou rozměrů 0,35x0,35 metrů. Na modelech budou porovnávány vnitřní síly spočtené pro mezní stav únosnosti za použité kombinace 6.10 a deformace spočtené pro mezní stav použitelnosti za použití charakteristické kombinace 6.14b. Srovnání deformací slouží pouze k představě o tom jak tuhé jednotlivé modely jsou.



Obr. 8 Výpočetní model zkoumané oblasti modelu

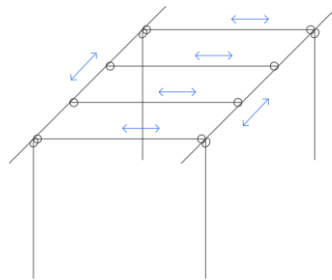
4.1 Způsoby modelování trámů

Před uvedením různých způsobů výpočtů vnitřních sil na monolitické desce zesílené trámy je nutné se krátce věnovat problematice trámů v programu SCIA Engineer.

Cílem této části práce je zjistit jakým způsobem počítat vnitřní síly na zkoumaných trámech pomocí programu SCIA Engineer a na jaké vnitřní síly tedy navrhovat výztuž.

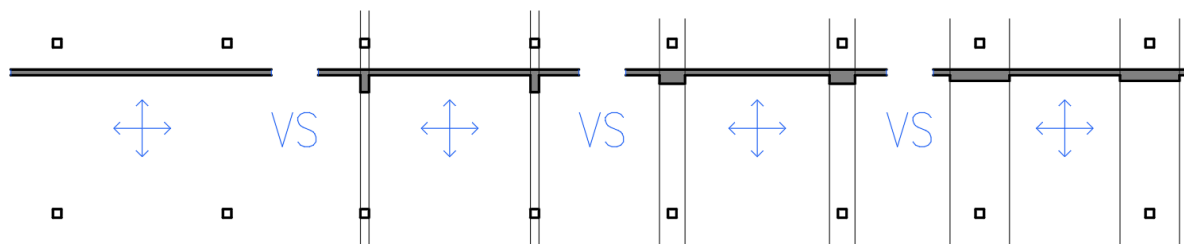
O trámu na monolitické desce se dá uvažovat jako o prutovém prvku podpírajícím desku nebo jako o součásti desky, která má v daném místě zvětšenou tuhost.

Na začátku výuky studenti uvažují o trámech jako kdyby přenášely veškeré zatížení desky. Tedy například v případě monolitického skeletu s jednosměrně pnutou deskou s průvlaky mezi sloupy v jednom směru by se dala uvažovat následující kaskáda: 1) vznikne zatížení, 2) deska roznese zatížení do trámů, 3) trámy roznesou zatížení do sloupů. Takto by se ale konstrukce chovalo pouze pokud by byly spoje mezi deskou a průvlaky kloubové a deska by mohla působit skutečně pouze jednosměrně. Bylo by tomu například u ocelového skeletu s kloubovými styčníky (Obr. 9).



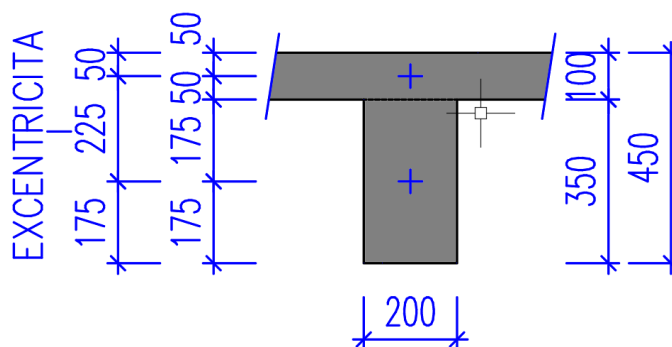
Obr. 9 Jednosměrně pnutý ocelový skelet. Nosníky v kratším směru reprezentují působení jednosměrně pnuté (nosníkové) desky

V případě monolitické betonové desky ale body 2 a 3 působí současně. Všechno zatížení z desky totiž nepoteče jednosměrně do průvlaku, protože průvlak není plně tuhá podpora a deska dokáže zatížení přenášet i do ostatních směrů. Jedná se vlastně o bodově podepřenou desku, která je v určitých pruzích zesílena, tudíž bude přenášet více zatížení pruhy s průvlaky. V těchto pruzích budou tedy vznikat větší ohybové momenty. Pro lepší představu si můžeme položit otázku kde se nachází hranice mezi průvlakem a zvětšením tloušťky desky. Jinak řečeno, kde se nachází hranice mezi klasickým průvlakem, deskovým průvlakem a deskou bez průvlaků. Odpověď je nasnadě – přesnou hranici definovat nelze, nicméně čím větší je tuhost průvlaků, tím více se systém blíží výše popsanému idealizovanému působení.



Obr. 10 Varianty působení monolitické desky

Nyní se zaměříme na konkrétní příklad, na kterém si ukážeme různé možnosti programu SCIA Engineer. Jednosměrně pnutá deska 12x6 metrů tloušťky 100 mm o rozponu 6 metrů je podpírána trámy po 3 metrech. Průřez trámů je 200 x 450 mm (Obr. 11 a Obr. 13). Podpory desky jsou uvažovány jako prostý nosník, tedy na jedné straně prostý kloub a na druhé straně posuvný kloub. Cílem úlohy je stanovit vnitřní síly v trámech desky pro návrh výztuže.



Obr. 11 Testovaný průvlak

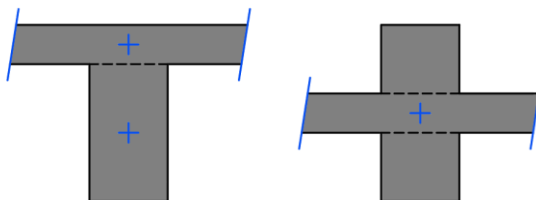
Můžeme použít dva přístupy, jak v programu SCIA Engineer modelovat trámy desky.

Program nás navádí abychom používali jejich metodu a trám modelovali jako 1D prvek nástrojem žebro. Program potom spočítá spolupůsobící šířku trámu dle ČSN EN 1992-1-1 na základě délek mezi nulovými momenty a geometrie konstrukce. Spolupůsobící šířku poté použije jako integrační oblast, na které sečte všechny ohybové momenty v daném směru a normálové síly v daném směru.

Druhou možností je použít nástroj podoblast desky, který umožňuje v daném místě zvětšit tloušťku desky. Tedy například místo toho abychom trám vytvořili jako 1D prvek definovaný střednicí, vytvoříme na desce zónu o šířce 200 mm, která bude mít zvýšenou tloušťku na 450 mm (Obr. 11).

Při použití obou metod se musíme rozhodnout, jak umístíme průvlak vzhledem ke střednici desky. Tato volba bude mít vliv na výpočet vnitřních sil na trámu. Méně pracná možnost je umístit těžiště průvlaku do střednice desky a vytvořit tak jakýsi křížový průřez. Pokud se rozhodneme pro tuto možnost, v modelu nebude vznikat normálová síla mezi deskou a trámem, ale model bude mít menší ohybovou

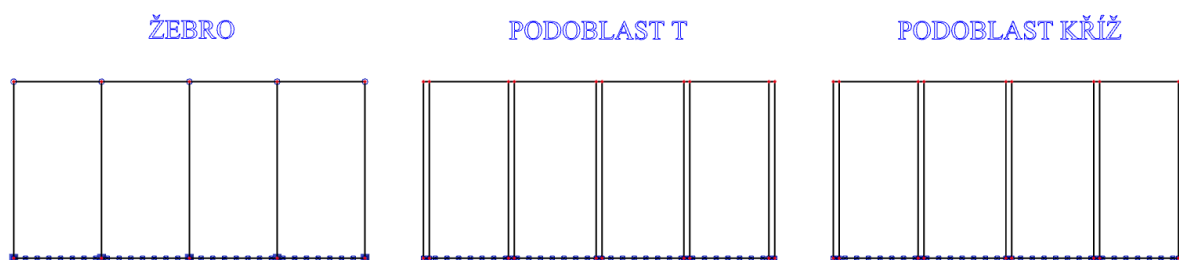
tuhost ke střednici spojeného průřezu než reálná konstrukce. Druhá možnost je vytvořit model, jehož tvar bude odpovídat realitě a vytvořit klasický T průřez. V tomto případě budeme muset vzít v úvahu zmíněnou normálovou sílu, ale získáme přesnější chování modelu, co se týče deformací.



Obr. 12 T vs Křížový průřez

V případě excentricky připojeného průvlaku se potom výsledný působící moment skládá z vypočítaného momentu M_y a normálové síly N násobené excentricitou e (Obr. 11). Normálová síla vzniká, protože model je podepřen ve střednici desky, ale střednice žebra leží mimo tuto rovinu. Vzniká tak dvojice stejně velkých, opačně orientovaných normálových sil. V důsledku excentricity mezi působištem normálové síly v desce (střednicí desky) a těžištěm spojeného T průřezu vzniká dodatečný ohybový moment. Při návrhu výztuže je pak nutno připočítat tento účinek k základnímu ohybovému momentu, a to buď ve formě přídavného momentu, nebo ve formě normálové síly. První varianta je vhodnější pro ruční návrh výztuže, druhou využívá program, který stanovuje potřebnou plochu výztuže na základě kombinace vnitřních sil $M+N$.

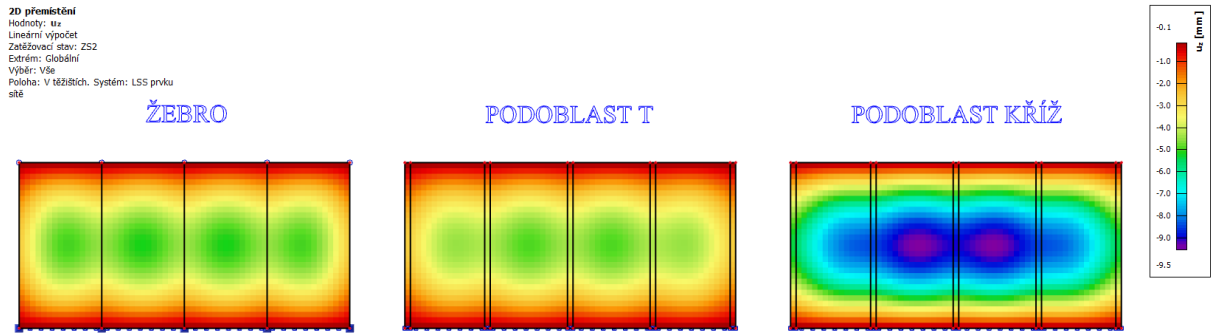
Byly vytvořeny celkem 3 modely konstrukce (Obr. 13). Model, kde jsou trámy vytvořeny prvkem žebro s excentricitou. Model, kde jsou trámy vytvořeny podoblastí s excentricitou (T) a model kde jsou trámy vytvořeny podoblastí typu kříž.



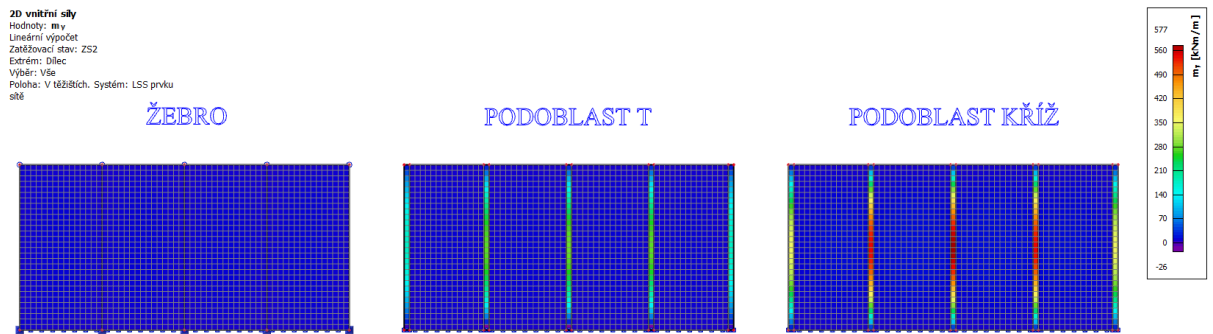
Obr. 13 Schéma konstrukcí

Modely byly zatíženy rovnoměrným plošným zatížením 10 kN/m^2 a porovnány z hlediska deformací, vnitřních sil a nutné výztuže na trámech.

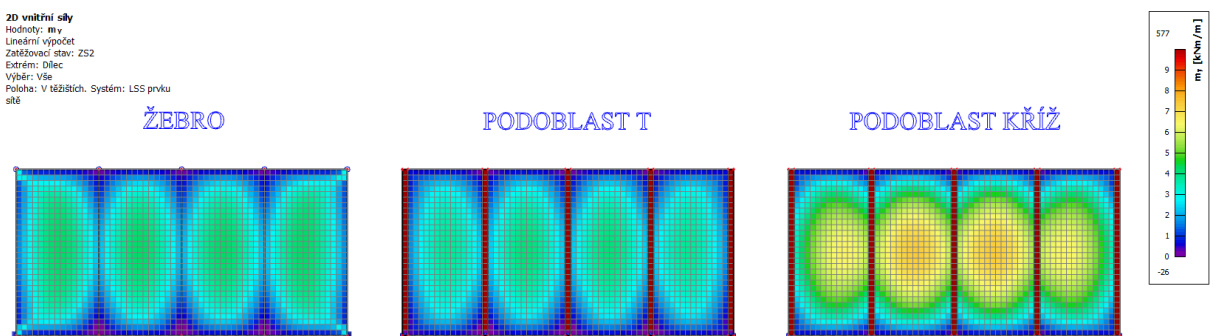
Z výsledků výpočtů můžeme provést vyhodnocení výhod a nevýhod jednotlivých přístupů a určit jaké modely můžeme považovat za nejpřesnější reprezentaci skutečného rozložení napětí v konstrukci.



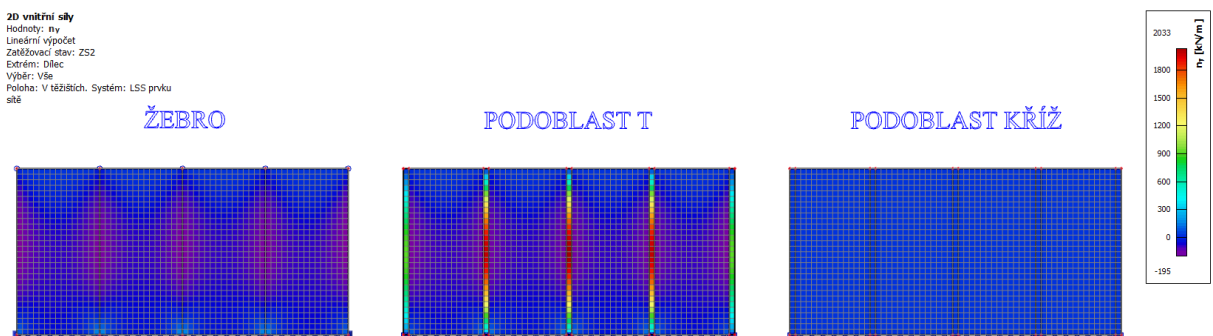
Obr. 14 Lineární pružná deformace konstrukce



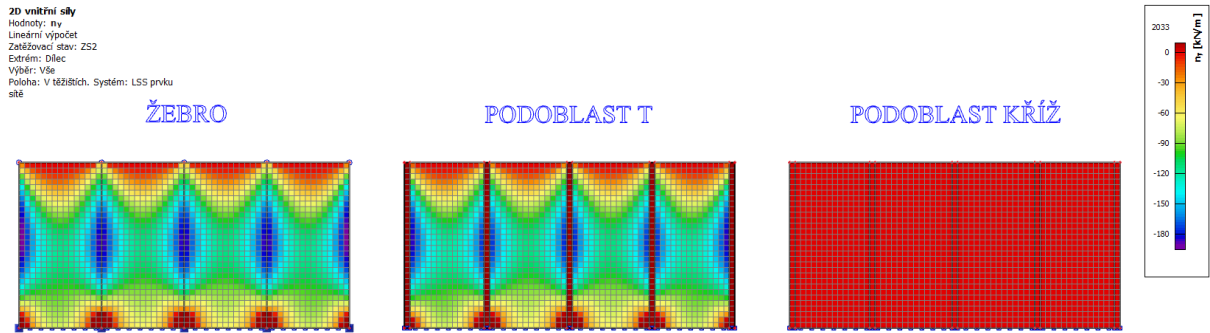
Obr. 15 Ohybový moment na konstrukci TRÁMY



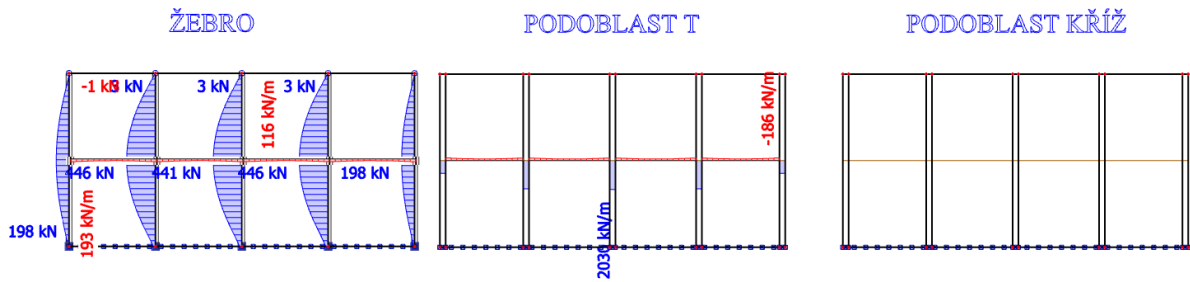
Obr. 16 Ohybový moment na konstrukci DESKA, směr y



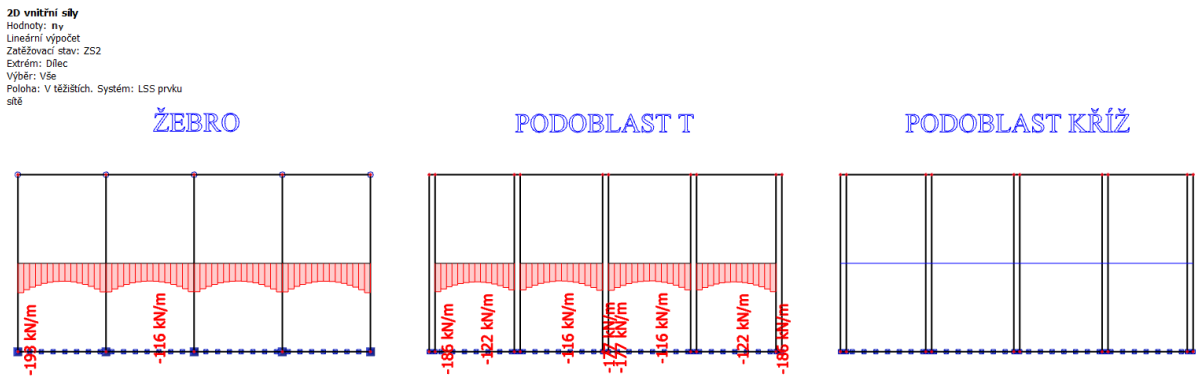
Obr. 17 Normálová síla na konstrukci – deska i trámy



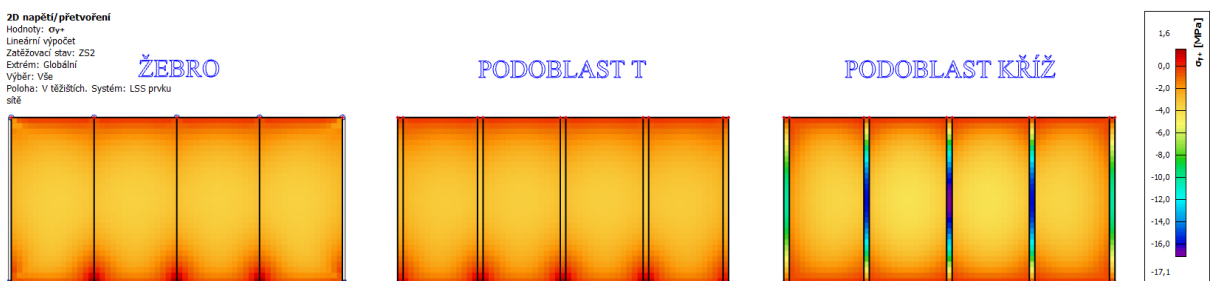
Obr. 18 Normálová síla na konstrukci – pouze deska



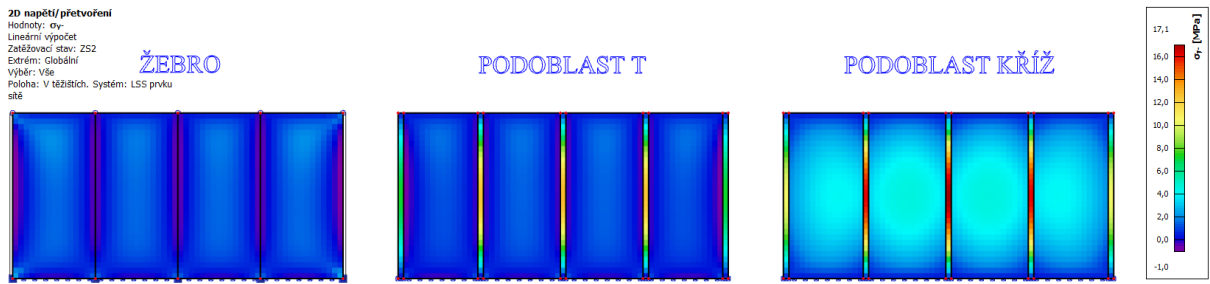
Obr. 19 Normálové síly na konstrukci na řezu



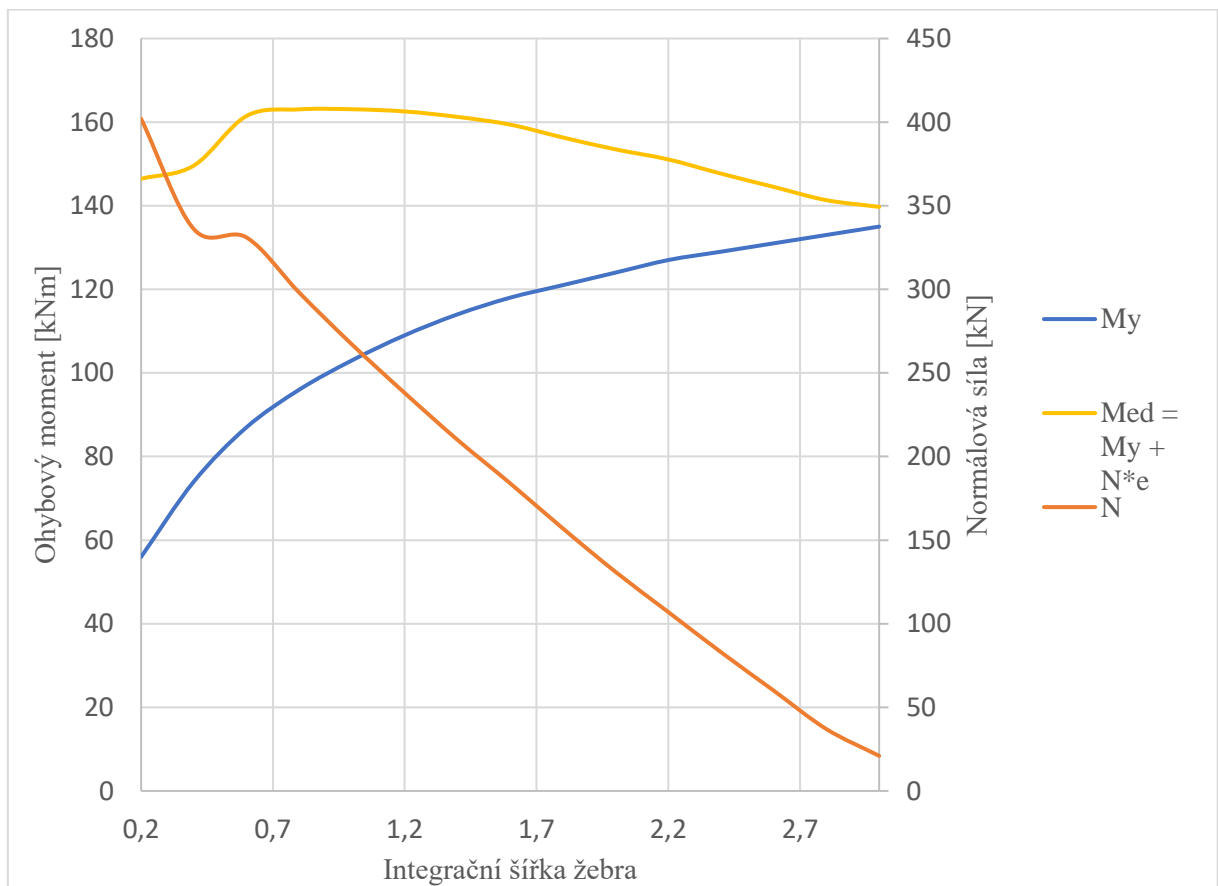
Obr. 20 Normálové síly pouze na desce



Obr. 21 Normálové napětí u horního lince prvků (z lineární pružné analýzy)



Obr. 22 Normálové napětí u dolního lince prvků (z lineární pružné analýzy)



Obr. 23 Moment M_{Ed} na trámu v závislosti na integrační šířce žebra (model „Žebro“)

Tabulka 1 Spočtené ohybové momenty M_{Ed}

		Žebro														Podoblast		
		0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,2	2,4	2,6	2,8	3	T	Kříž
Šířka integrace	[m]																	
Moment 2D $m_{ed,y}$	[kNm/m]	56	74	87	96	103	109	114	118	121	124	127	129	131	135	277	577	
Normálová síla n_{ed}	[kN/m]	402	336	331	298	267	238	210	184	157	131	107	83	60	37	2033	0	
Moment 1D M_{ed}	[kNm]	146,5	149,6	161,5	163,1	163,1	162,6	161,3	159,4	156,3	153,5	151,1	147,7	144,5	141,3	146,9	115	
SCIA $A_{s,req}$	[mm ²]	825	825	825	805	805	805	805	805	785	785	785	785	785	785	798	749	
Ručně $A_{s,req}$	[mm ²]	835	853	922	930	931	925	919	907	884	875	861	841	823	805	832	759	
Rozdíl	[%]	1,20	3,28	10,52	13,44	13,53	12,97	12,40	11,25	11,20	10,29	8,83	6,66	4,62	2,48	4,11	1,37	

POZNÁMKA Moment 2D: Pro prvky žebro je udáván moment již na 1D prvku v kNm, pro modely s podoblasti je uveden moment na konečném prvku desky o stejné šířce jako je šířka trámu, tedy 200 mm. Výsledný moment na 1D je potom spočítán ze sil na 2D*0,2

Můžeme jasně vidět, že deformace křížového průřezu je asi 2x větší než průřezu T (Obr. 14). Na desce s křížovými trámy ovšem nevidíme žádné normálové síly (Obr. 18), protože průřez konstrukce je zcela symetrický podle střednicové roviny desky. Nevzniká tedy přídavná normálová síla (popř. moment), což urychluje práci, ale platíme za to nepřesnými výsledky. Značně nadhodnotíme průhyby konstrukce, a navíc nám vyjde menší ohybový moment na trámu (Tabulka 1), jelikož průřez konstrukce bude ve skutečnosti působit jako T průřez (křížový průřez je pouze zjednodušením ve výpočetním modelu). Dále můžeme vidět, že nadhodnocujeme moment vzniklý v poli desky, který je v případě T průřezu výrazně nižší (Obr. 16).

Křížový průřez tedy není vhodné používat, protože jeho tvar není přesnou reprezentací skutečné konstrukce.

Zaměříme se tedy na 2 zbývající modely s trámy s T průřezy. V případě desky s trámy vymodelovanými nástrojem žebro závisí vnitřní síly na žebro na použité integrační šířce žebra. Program tuto šířku sice nazývá efektivní, ale vzhledem k tomu, že vnitřní síly zobrazené na 1D žebro jsou výsledkem integrace napětí na desce v ploše vymezené danou šířkou, rozhodl jsem se nazývat ji integrační. Z tabulky (Tabulka 1) a grafu (Obr. 23) můžeme vidět, že stejných výsledků ohybového momentu M_{Ed} , který použijeme na návrh výztuže a který v sobě zahrnuje složky M_y i N^*e , dosahujeme při buď velmi malé nebo velmi vysoké integrační šířce. Kdybychom nechali integrační šířku spočítat program, dostali bychom šířku 2 metry a náš moment M_{Ed} z modelu se žebrem (153,5 kNm) by byl oproti modelu s podoblastí (146,9 kNm) nadhodnocen o 4,6 %.

Nyní zhodnotíme výsledky pro desku s trámy tvořenými podoblastí. Napětí na dolním líci trámu je 12,6 MPa (Obr. 22). Můžeme vidět, že normálová síla na horní hraně desky se snižuje směrem od trámu do pole (Obr. 20), přesně tak jak by tomu u T průřezu mělo být kvůli vlivu smykového ochabnutí. Ohybový moment pro trám šířky 200 mm spočtený na modelu s podoblastmi je $M_y = 277 \text{ kNm/m} * 0,2 \text{ m} = 55,4 \text{ kNm}$ a normálová síla je $N = 2033 \text{ kN/m} * 0,2 \text{ m} = 406,6 \text{ kN}$ pro trám šířky 200 mm (Tabulka 1). Spočítejme napětí u dolní hrany obdélníkového průřezu 200 x 450 mm.

Moment setrvačnosti I_y	0,001519	[m ⁴]
Vzdálenost od těžiště z	0,225	[m]
Plocha průřezu A	0,09	[m ²]
Ohybový moment M_y	54,4	[kNm]
Normálová síla N	406,6	[kN]
Sigma	12,58	[MPa]

$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} * z + \frac{N}{A}$$

Můžeme vidět, že při ručním výpočtu napětí na průřezu dostaneme stejné hodnoty jako z programu.

Můžeme si ale klást otázku jak to, že je moment $M_{Ed} = 146,9$ kNm (Tabulka 1) větší než maximální možný moment spočtený na trámu ručním výpočtem na základě idealizovaného působení konstrukce (rozdělení na jednosměrně pnutou desku a trám). Deska má rozpon 6 metrů, trámy jsou od sebe vzdálené 3 metry a zatížení je 10 kN/m². Při ručním spočtení momentu se dostaneme na hodnotu $M_{Ed} = 1/8 \cdot 3 \cdot 10 \cdot 6^2 = 135$ kNm. Kde se tedy bere hodnota $146,9$ kNm?

Větší moment je způsoben koncentrací tahové normálové síly v části desky s trámem (podoblastí). Celá soustava musí být v rovnováze, proto součet všech normálových sil v každém trémovém pruhu musí být roven nule. Nicméně téměř všechny tahové normálové síly jsou soustředěny pouze do trámu, zatímco tlakové normálové síly jsou rozloženy v celé šířce desky. Normálové síly pouze na části desky sousedící s trámem tedy v rovnováze nejsou a proto dochází k nadbytku normálové síly na excentricitě, která zvyšuje moment. Tento zvýšený moment nám vlastně vyjadřuje koncentraci tahových napětí v dolní části trámu.

$$a_{s,req} = \frac{bdf_{cd}}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m_{Ed}}{bd^2f_{cd}}} \right)$$

Rovnice 1 Nutná plocha výztuže od ohybového momentu

Nyní na základě vnitřních sil stanovme nutnou plochu dolní výztuže trámu. K tomu můžeme použít buď ruční výpočet (Rovnice 1) nebo modul Beton programu SCIA Engineer který automaticky stanoví nutnou plochu výztuže na základě vnitřních sil, vlastností betonu, geometrie průřezu, polohy výztuže v průřezu a krytí.

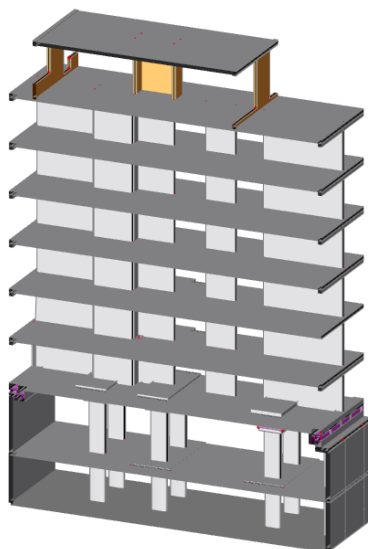
Ze získaných dat (Tabulka 1) můžeme vidět, že ruční výpočet na základě momentu M_{Ed} , který zahrnuje vliv normálové síly na excentricitě a výsledky programu SCIA Engineer se liší pouze o nižší jednotky procent. V případě desky modelované s prvkem žebro je odchylka menší v případě buď velmi malé nebo velmi velké integrační šířky a směrem doprostřed se odchylka zvětšuje, jak roste moment M_{Ed} .

Jako nejefektivnější metodu pro stanovení nutné výztuže trámů, která zároveň přesně odráží skutečný tvar konstrukce, tedy považuji vymodelovat trámy pomocí podoblastí tvořících průřez skutečného tvaru T. Tato metoda vede ke stanovení odpovídajícího vyztužení a zároveň při ní do výpočtu nevstupuje nejistota v podobě stanovení vhodné integrační šířky desky. Na této konstrukci následně použít modul Beton a přímo zjistit nutné plochy výztuže bez ručního výpočtu z ohybových momentů a normálových sil. Doporučuji před návrhem důkladně nastavit krytí výztuže, třídu betonu a vzdálenosti výztuže od povrchů. Nicméně vzhledem k tomu, že se výztuž většinou navrhuje na využití 60 – 70 %, tak je velmi nepravděpodobné, že by tyto případné drobné nedostatky představovaly pro konstrukci nebezpečí.

4.2 Model 1 – Centrické trámy

Model, který byl použit při skutečném návrhu nyní stojící konstrukce, bude nazýván „Původní model“ a bude mít číslo 1. Model byl vytvořen v programu SCIA Engineer verze 18. V rámci práce byla z modelu vyjmuta pouze zkoumaná část se třemi trámy, která jsou předmětem detailního zkoumání této práce. Konstrukce jsou tvořeny betonem C30/37 a výztuží B500B.

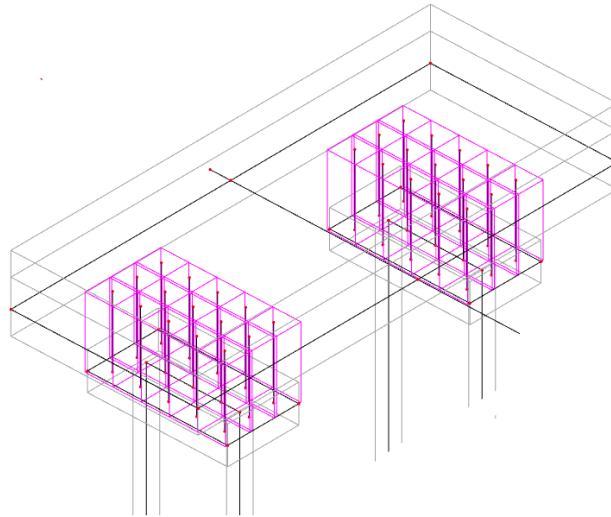
Zkoumané trámy byly modelovány pomocí nástroje podoblast. Střednice podoblasti tvořící trámy byla umístěna do střednice desky. Ve skutečnosti nebyly přesně tímto způsobem modelovány všechny trámy v objektu. Některé trámy byly modelovány s excentricky umístěnou podoblastí (T-průřez), nicméně většina trámů byla modelována s podoblastí bez excentricity. Předpokládám tedy, že trámy na excentricitě byly odchylky od zavedené konvence tvoření modelu. Předpokládám, že tyto odchylky vznikly z důvodu většího počtu osob, které se podílely na práci na modelu a postupně v průběhu projektu model upravovaly. V rámci této práce budu tedy všechny trámy ve Stávajícím modelu uvažovat jako podoblasti bez excentricity. V závěru tak bude možné ověřit, jaké výsledky tento způsob modelování přinese.



Obr. 24 Řez modelem s trámy bez excentricity

Při pohledu na výsek objektu obsahující nosnou stěnu podpíranou zkoumanými trámy (Obr. 24) vidíme, jak trámy vystupují nad horní úroveň desky. Stropní deska nad 1.PP má tloušťku 300 mm. Trámy 1 a 2 mají celkovou výšku 600 mm a trám 3 má výšku celkovou 800 mm. Půdorysné rozměry trámů jsou 2000 x 4720 mm. Střednice sloupů leží 1000 mm od okraje trámů.

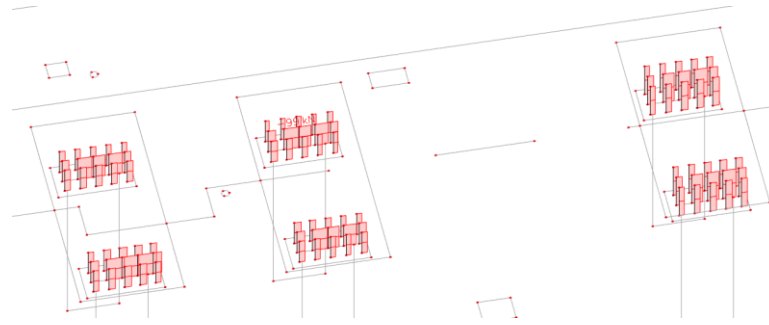
Jak bylo pospáno v kapitole 4.1 Způsoby modelování trámů, vzhledem k tomu, že jsou trámy modelovány nástrojem podoblast, nás bude zajímat minimální nutná výztuž spočtená modulem Beton. Porovnání nutné výztuže budeme provádět pro mezní stav únosnosti za použití kombinace 6.10.



Obr. 25 Axonometrie trámu

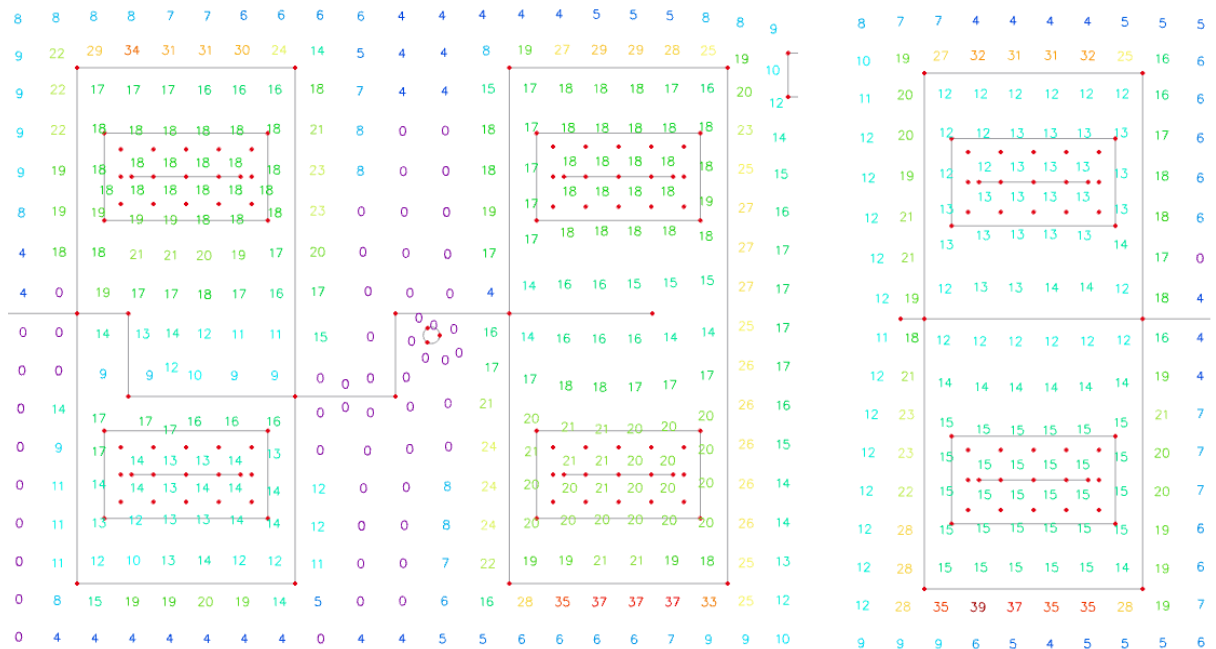
Ve výsledcích uvedených dále uvidíme větší obdélníky, což jsou samotné zkoumané trámy. Uvnitř každého z obdélníků jsou dva menší, které obsahují velké množství vnitřních uzlů. Menší obdélníky jsou rozšířené hlavice sloupů 1.PP podpírající sloupy. Vnitřní uzly na hlavici jsou potom 1D prvky průřezu 300x300 mm, které modelují vibroizolaci vloženou mezi trámy a sloupy 1.PP. Pro lepší představu je na Obr. 25 uvedeno axonometrické schéma předmětného detailu. Pruty vibroizolace jsou modelovány ze stejného materiálu jako železobetonové konstrukce a mají tedy stejnou tuhost. Pro rozdělení vnitřních sil není důležité, jakou konkrétní tuhost budou prvky vibroizolace mít. Důležité je hlavně, aby všechny prvky vibroizolace měly tuhost stejnou. Pruty vibroizolace jsou v modelu nastaveny tak, aby přenášely pouze osové síly. Program u 1D dílců umožňuje zvolit možnost „přenáší pouze osové síly“.

Zmíněné 1D prvky modelující vibroizolaci přenášejí pouze normálové síly. Vzhledem k velikosti modelu není použit nelineární výpočet a připouští se vznik tahu. Můžeme ale vidět, že tahy ve vibroizolaci mezi sloupy a trámy nevznikají (Obr. 26).

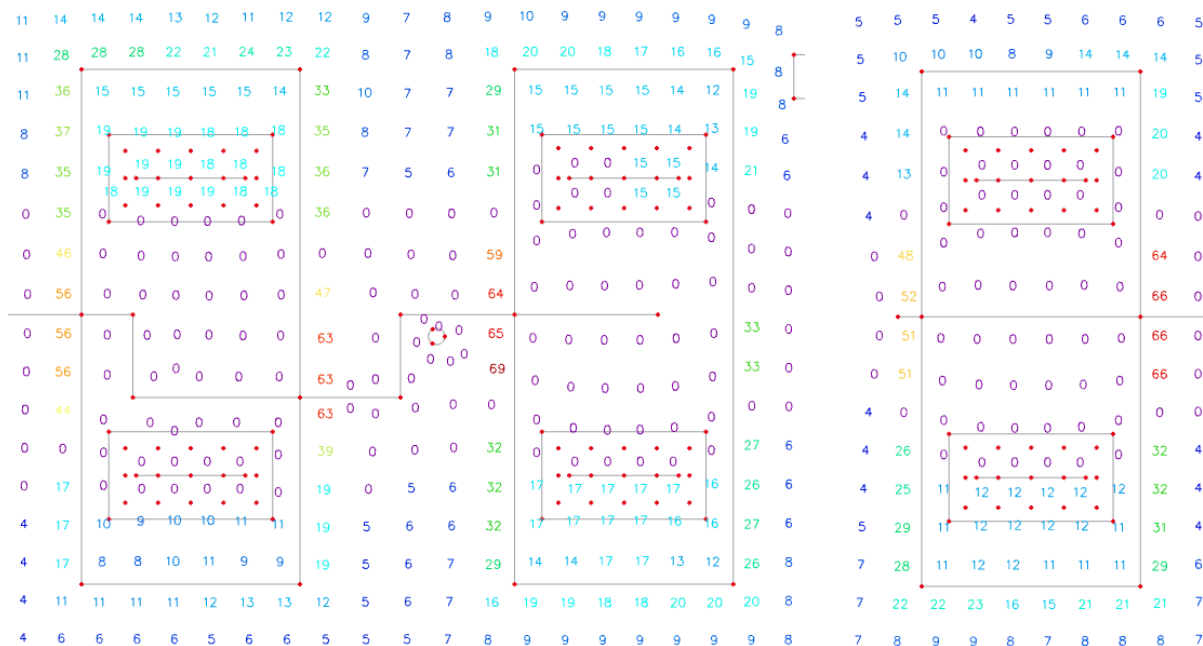


Obr. 26 Normálové síly ve vibroizolaci

Při popisu nutné plochy výztuže trámu se osou trámu rozumí přímka jdoucí středem trámu rovnoběžná s delší stranou trámu.

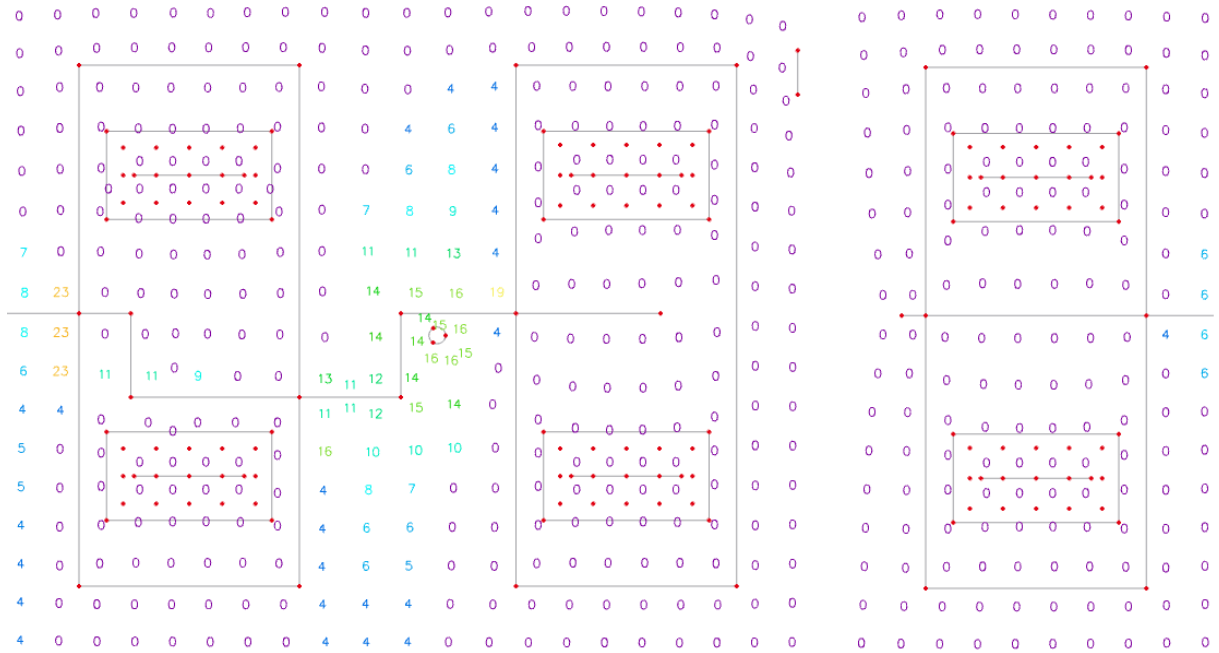


Obr. 27 Nutná horní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm²/m]

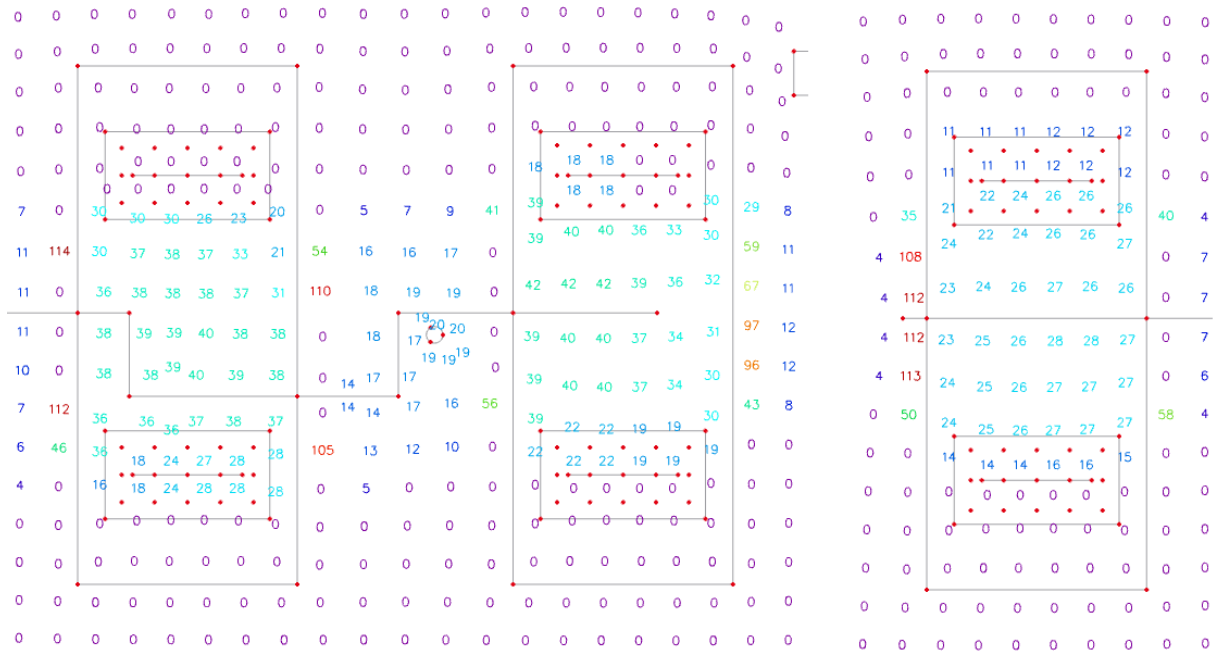


Obr. 28 Nutná horní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm^2/m]

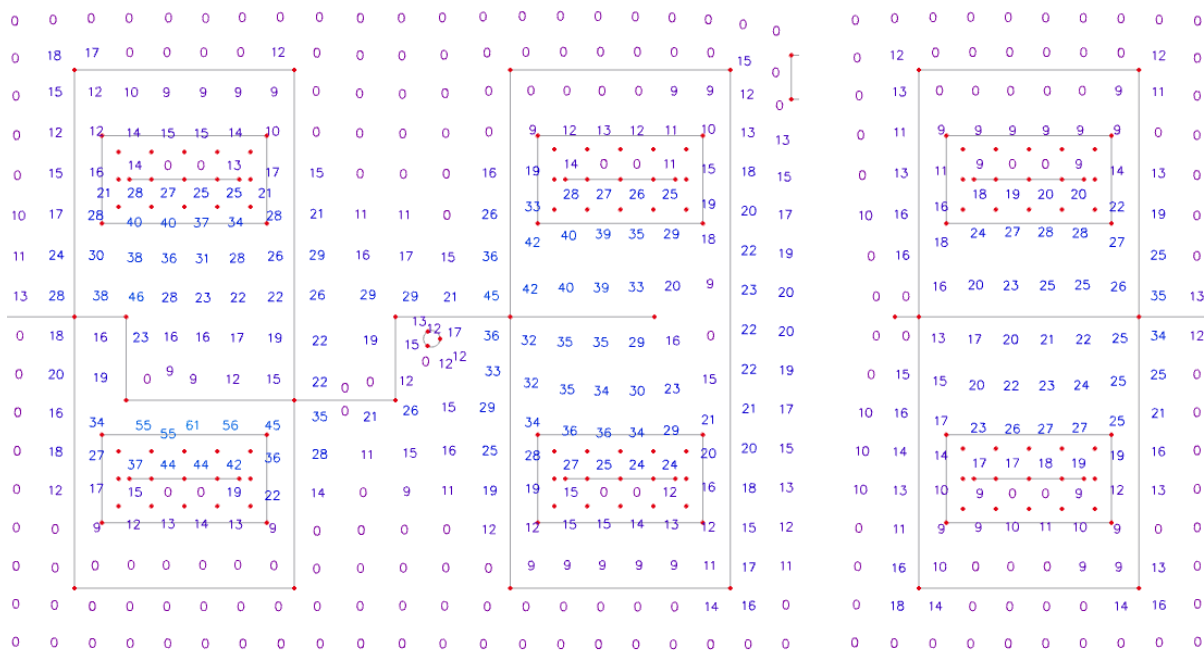
Pro horní výztuž mohou být jako maximální hodnoty nutné plochy výztuže brány hodnoty dosažené v desce v oblasti sousedící s trámem. Tato výztuž by do trámu stejně musela zasahovat. Například pro horní výztuž ve směru X na trámu 2 vychází nutná výztuž přímo na trámu pouze $20 \text{ cm}^2/\text{m}$, ale hned vedle na desce je to $27 \text{ cm}^2/\text{m}$. Tato výztuž desky bude muset být zakotvena do trámu a bude tedy v podstatě tvořit horní výztuž i na trámu. Z toho důvodu je v dále uvedené srovnávací tabulce (Tabulka 8) v těchto případech uvedena minimální nutná výztuž, která se ve skutečnosti vykytuje na desce a ne na trámu.



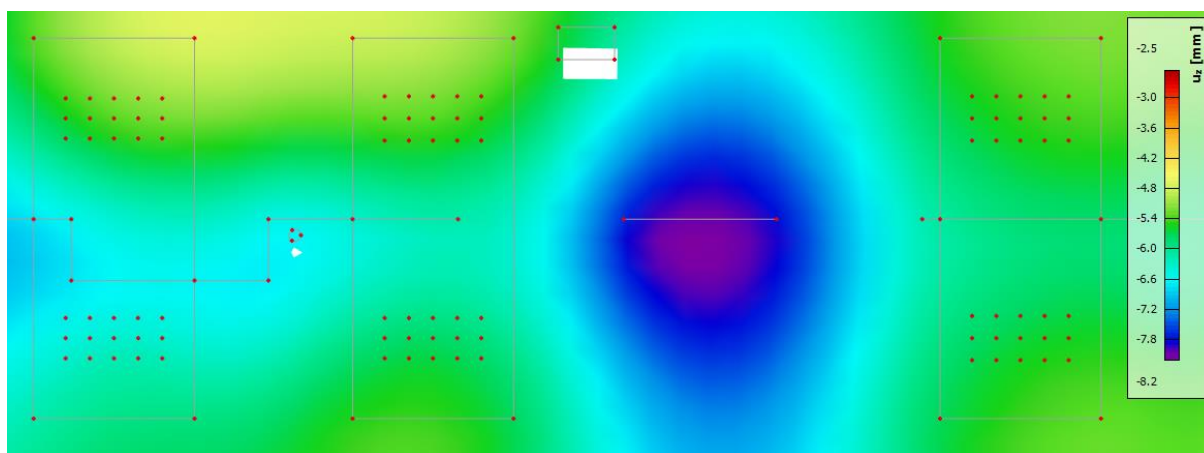
Obr. 29 Nutná dolní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm^2/m]



Obr. 30 Nutná dolní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm^2/m]

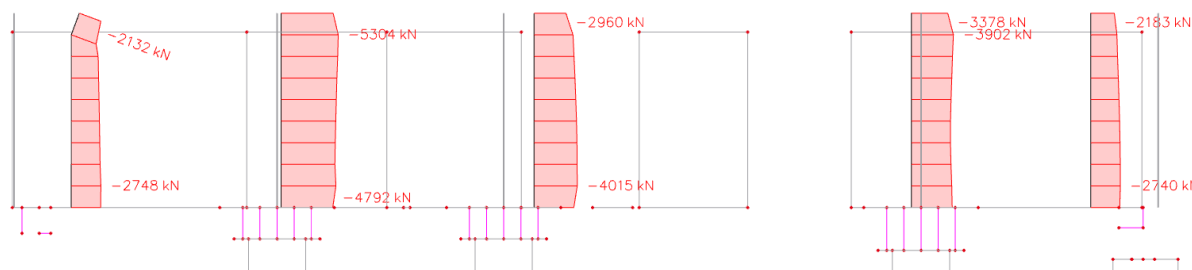


Obr. 31 Nutná smyková výztuž [cm^2/m^2]



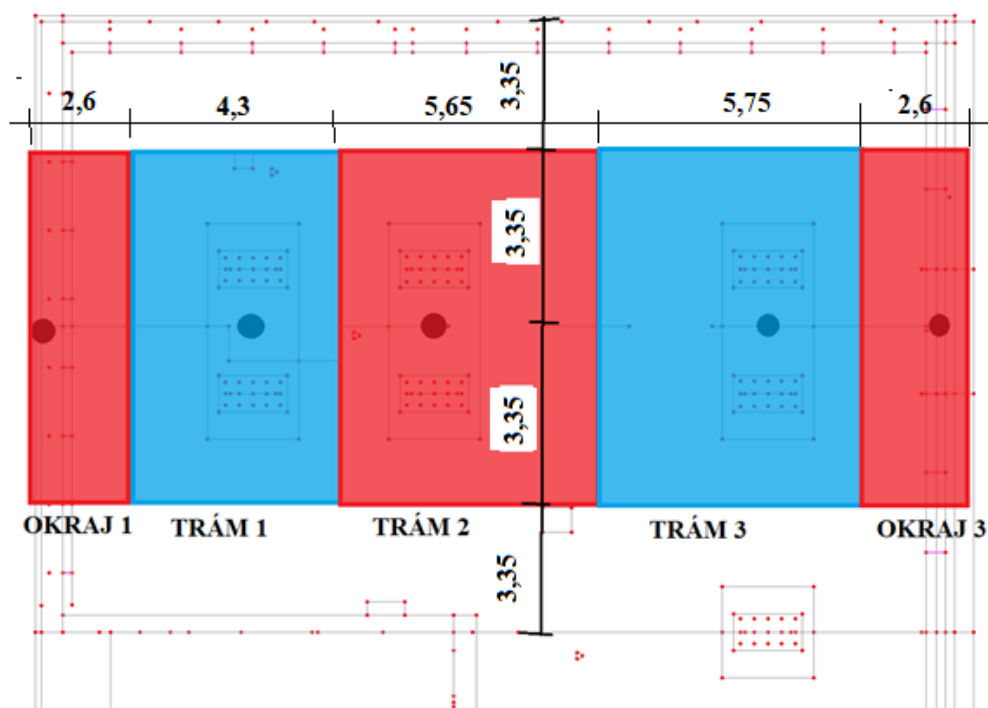
Obr. 32 Lineární pružná deformace trámů ve směru z

Nejedná se o relativní deformaci pouze stropu (Obr. 32), jak můžeme vidět, posun nastává i v místě sloupů. Jedná se o globální deformaci celého modelu, která v sobě zahrnuje i sednutí základů. Vykreslení deformací slouží k tomu, abychom viděli, jak se liší deformace různých modelů.



Obr. 33 Normálové síly na integračních dílcích

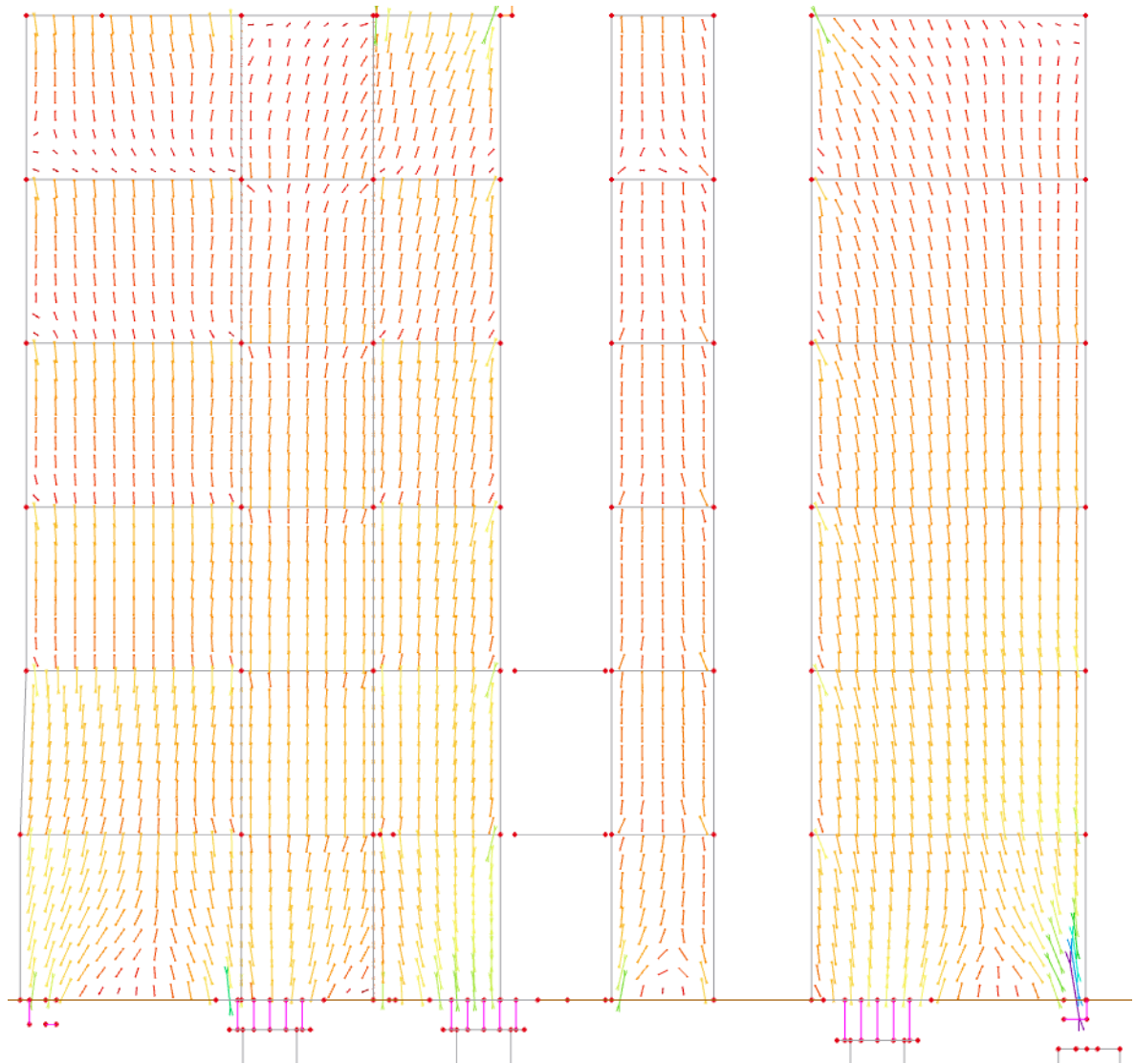
Na modelech budou dále porovnávány normálové síly jdoucí do pěti bodů konstrukce. Zkoumanými body jsou středy trámů 1, 2 a 3 a také okraje stěny, kde vynášená stěna dosedá na obvodové suterénní stěny. Tyto body se nazývají okraj 1 a okraj 3, podle toho, ke kterému trámu jsou blíže. Do těchto pěti bodů byly umístěny integrační dílce. Integrační plocha dílců se rovná příslušné zatěžovací šířce daného bodu (Obr. 34).



Obr. 34 Schéma zatěžovacích šířek

Hranice zatěžovacích ploch jsou uvažovány vždy v polovině vzdálenosti mezi podporami.

Porovnání sil ve zkoumaných bodech slouží k tomu, abychom viděli, jak velkou sílu jednotlivé podpory v každém modelu přenášejí. Z toho můžeme sledovat, jestli trámy odlehčujeme nebo přitěžujeme.

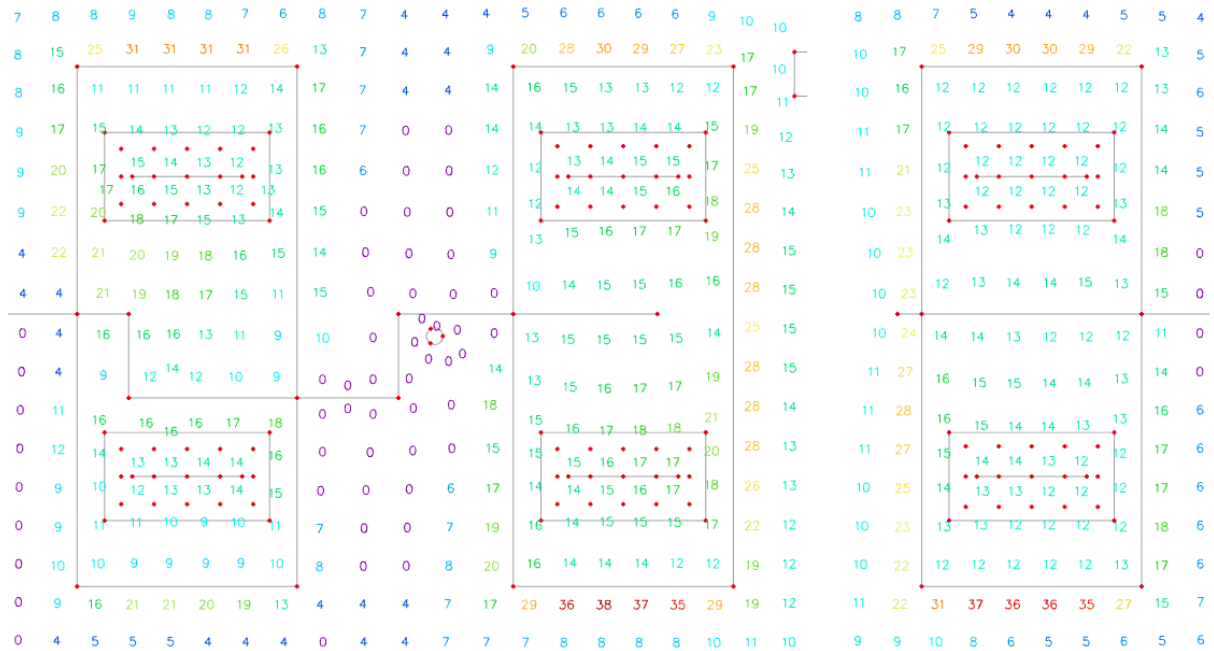


Obr. 35 Trajektorie tlakových napětí na stěně

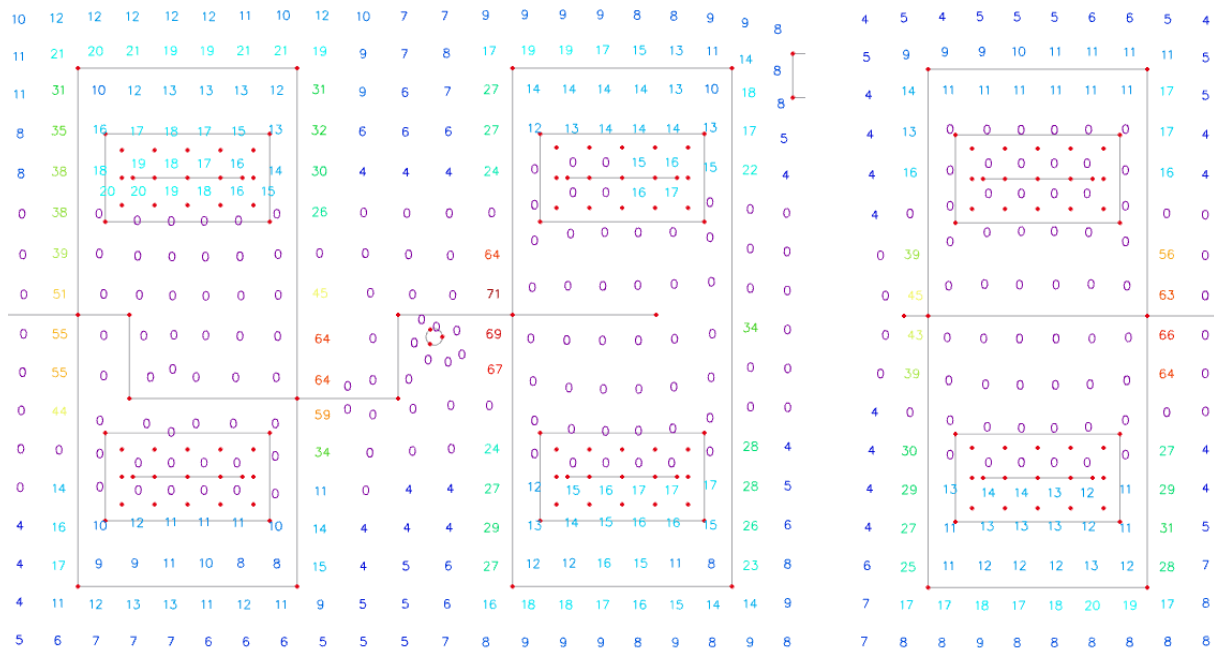
Na trajektoriích napětí ve vynášené stěně můžeme vidět, jak moc se stěna chová jako stěnový nosník, případně jestli zatížení směřuje přímo do trámů nebo svisle dolů do desky a poté z desky do trámů.

4.3 Model 2 – T-trámy

Model, kde budou trámy tvořeny podoblastí s excentricitou, bude nazýván „Model s T-trámy“. Trámy zde tvoří T-průřez a geometrie modelu odpovídá geometrii skutečné konstrukce. Model je stejný jako model 1. Jediným rozdílem je, že podoblasti tvořící trámy jsou umístěny na excentricitě. Konstrukce jsou tvořeny betonem C30/37 a výztuží B500B.

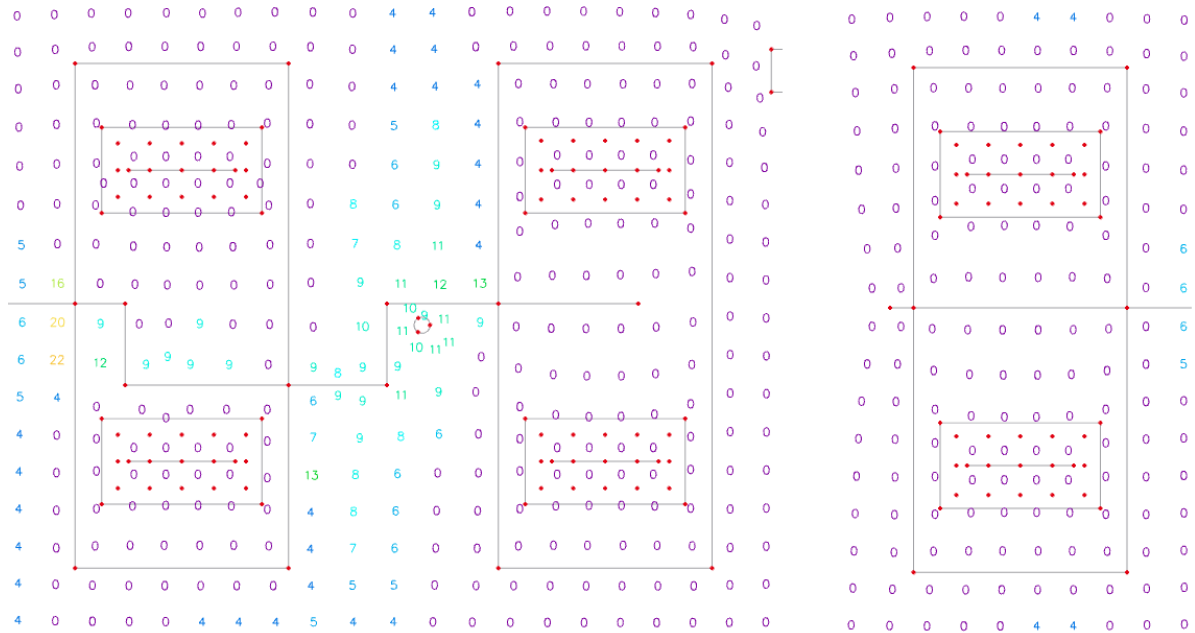


Obr. 36 Nutná horní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm²/m]

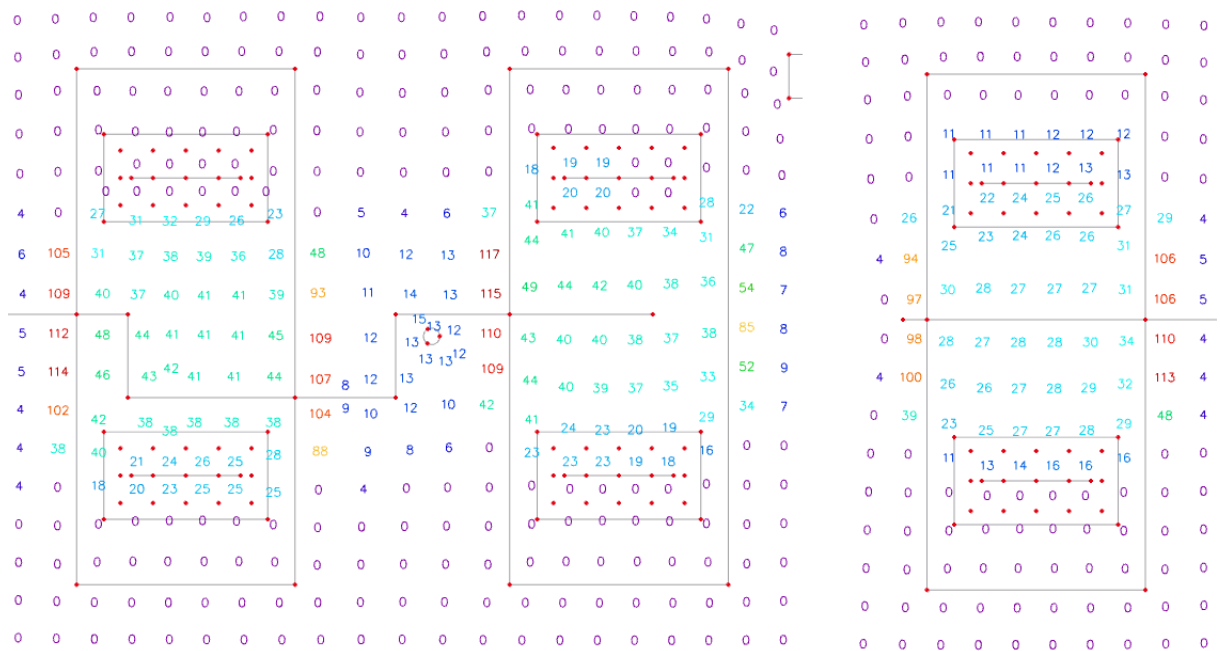


Obr. 37 Nutná horní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm²/m]

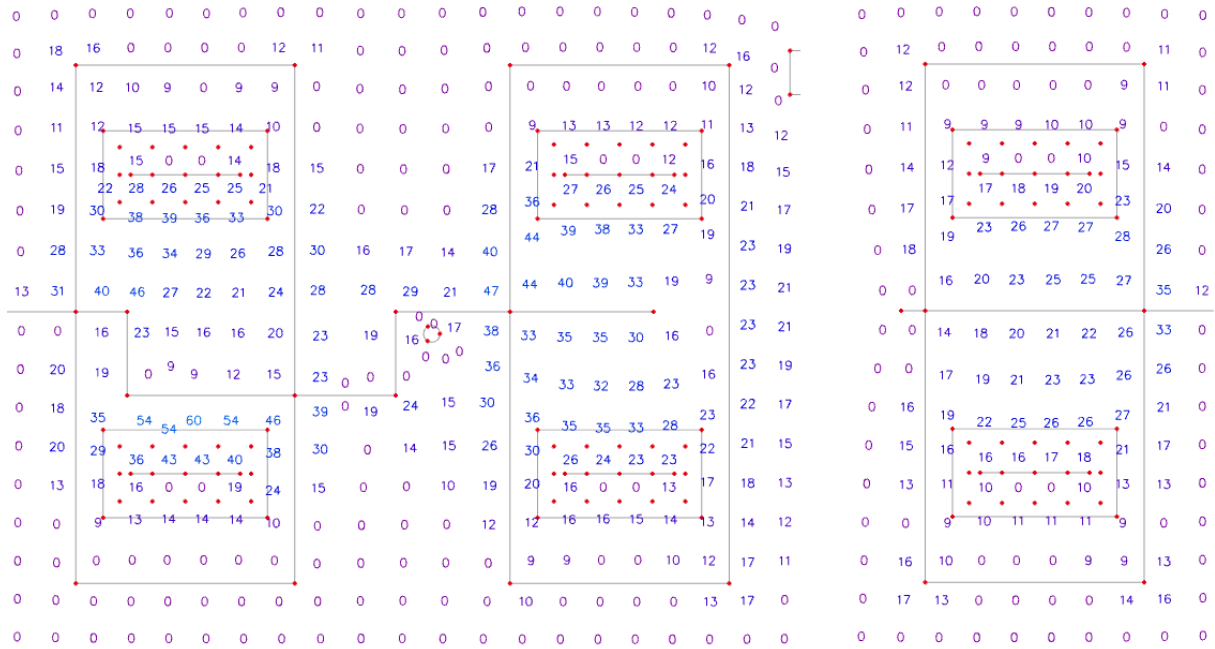
Pro horní výztuž mohou být jako maximální hodnoty nutné plochy výztuže brány hodnoty dosažené v desce v oblasti sousedící s trámem. Tato výztuž by do trámu stejně musela zasahovat. Například pro horní výztuž ve směru X na trám 2 vychází nutná výztuž přímo na trám pouze 20 cm²/m, ale hned vedle na desce je to 38 cm²/m. Tato výztuž desky bude muset být zakotvena do trámu a bude tedy v podstatě tvořit horní výztuž i na trám. Z toho důvodu je v dále uvedené srovnávací tabulce (Tabulka 8) v těchto případech uvedena minimální nutná výztuž, která se ve skutečnosti vykytuje na desce a ne na trámu.



Obr. 38 Nutná dolní výztuž ve směru kolmém X na osu trámu [cm²/m]

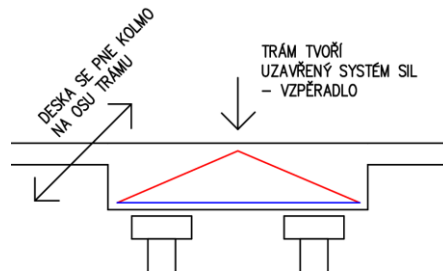


Obr. 39 Nutná dolní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm²/m]

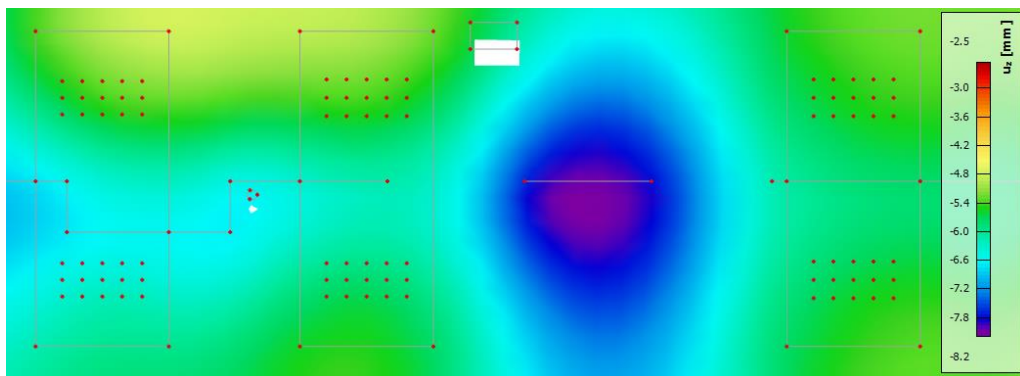


Obr. 40 Nutná smyková výztuž [cm²/m²]

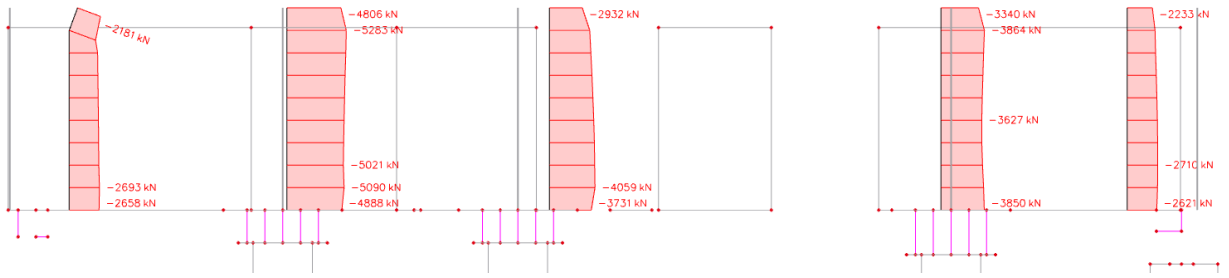
Můžeme se pozastavit nad tím, proč výsledky programu místy neukazují žádnou nutnou výztuž nad podporou ve směru Y rovnoběžném s osou trámu (Obr. 39). Je tomu proto, že trám se chová jako prosté vzpěradlo, kde dolní výztuž funguje jako táhlo. Tah nad podporami tedy ve směru Y nevzniká. Horní momenty naopak vznikají ve směru X kolmém na osu trámu, protože se jedná o směr, ve kterém se pne deska mezi trámy (Obr. 41).



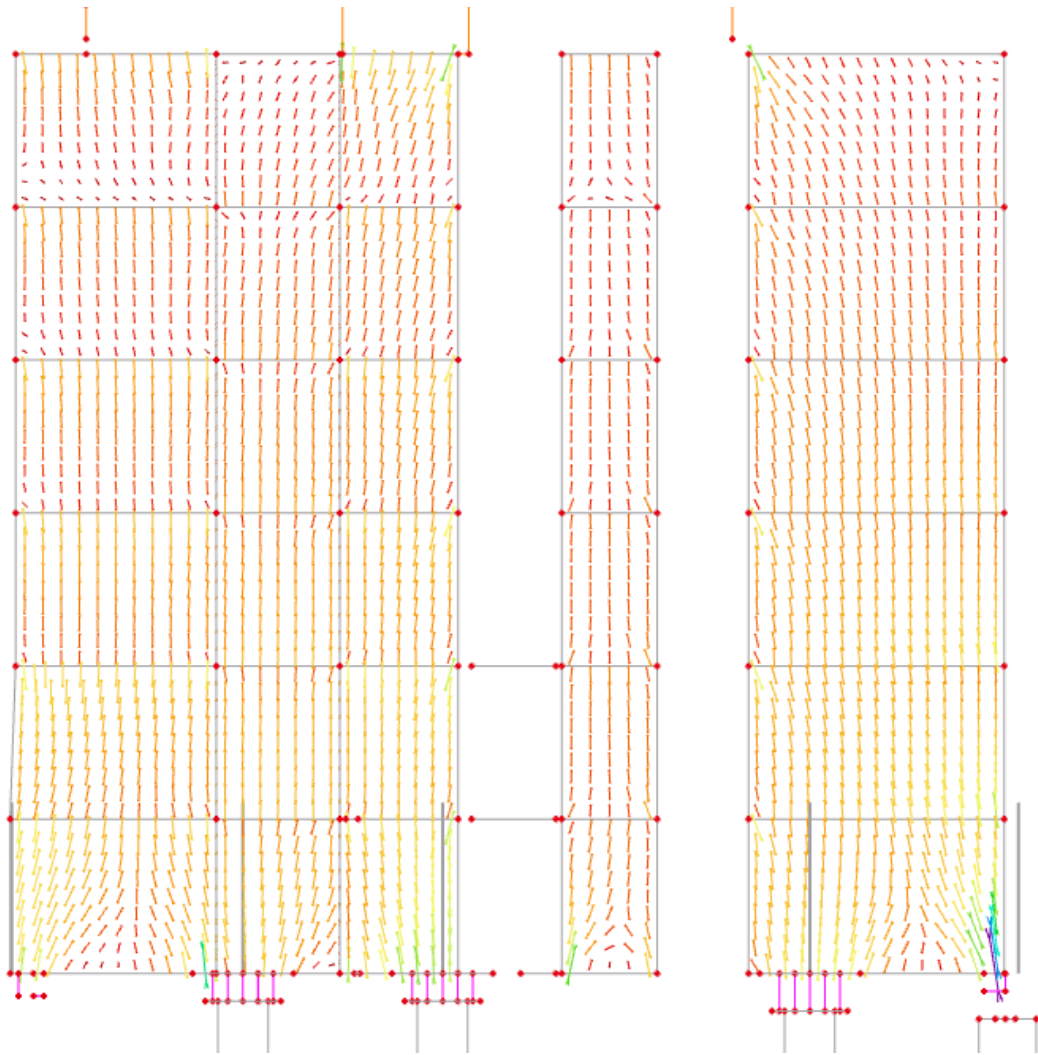
Obr. 41 Působení trámu a absence tahu u horního povrchu



Obr. 42 Lineární pružná deformace trámů ve směru z



Obr. 43 Normálové síly na integračních dílcích



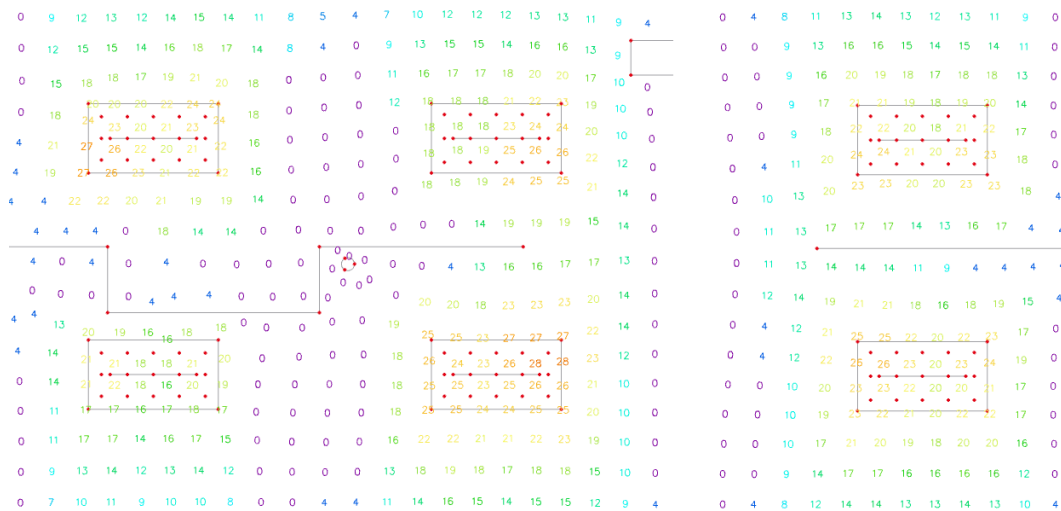
Obr. 44 Trajektorie tlakových napětí na stěně

4.4 Model 3 - Bez trámů

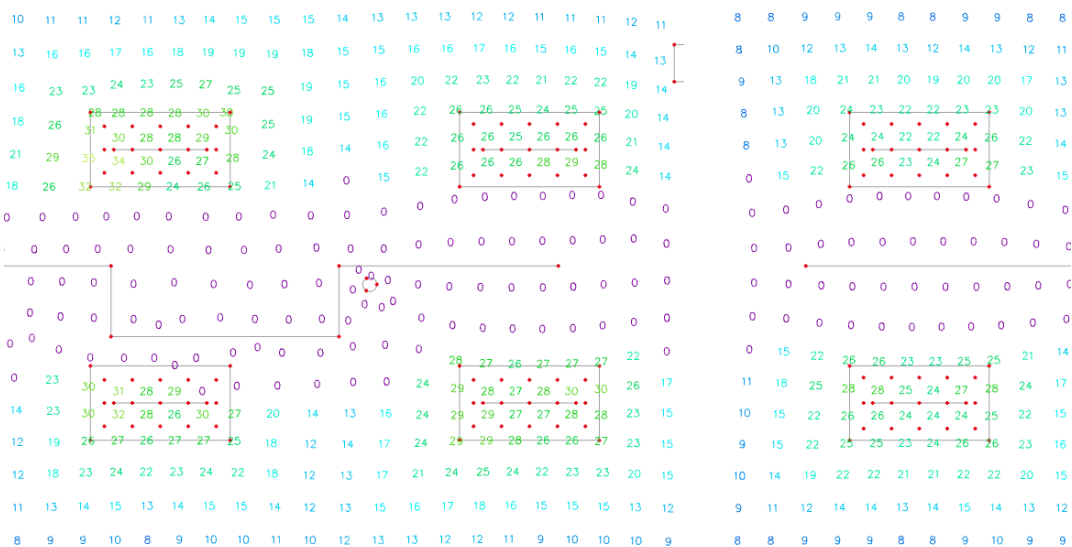
V tomto modelu jsou trámy zcela odstraněny. Cílem tohoto modelu je určit, zda byly trámy vlastně vůbec nutné. Při popisování tohoto modelu budu místo v desce mezi sloupy, kde se v ostatních modelech nacházely trámy, nazývat pomyslné trámy.

V rámci tohoto modelu byl navíc ověřován mezní stav omezení napětí, jelikož umístění nosné stěny jdoucí přes 6 pater pouze na desku tloušťky 300 mm je značně neortodoxní.

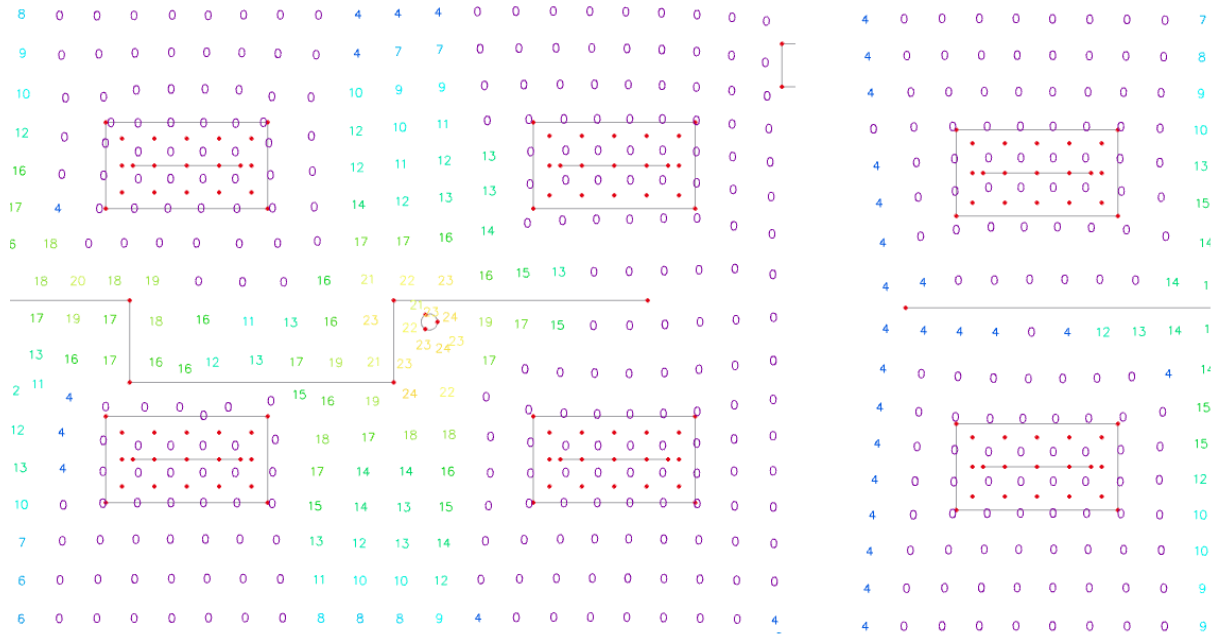
V předchozích modelech mohly být konstrukce navrženy z betonu C30/37. Bez trámů se ale v desce objevují mnohem větší tlaková namáhání a je nutné použít beton minimálně C 50/60 z důvodů omezení napětí v betonu a beton C 60/75 z důvodu vzniku vysoké síly v tlačené diagonále při smyku.



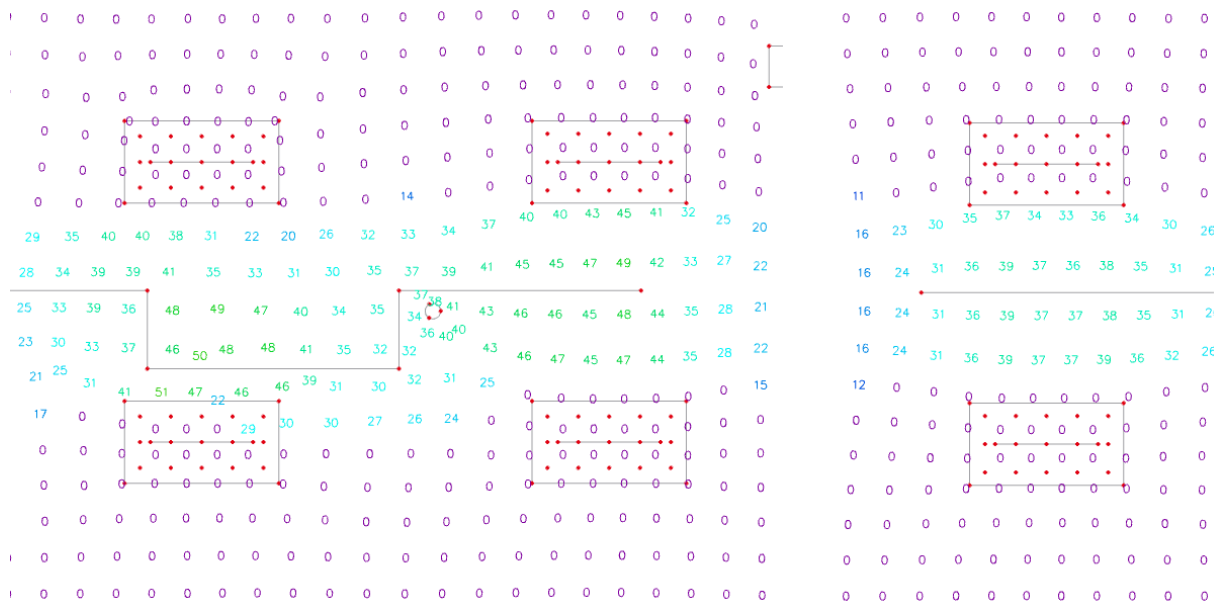
Obr. 45 Nutná horní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm²/m]



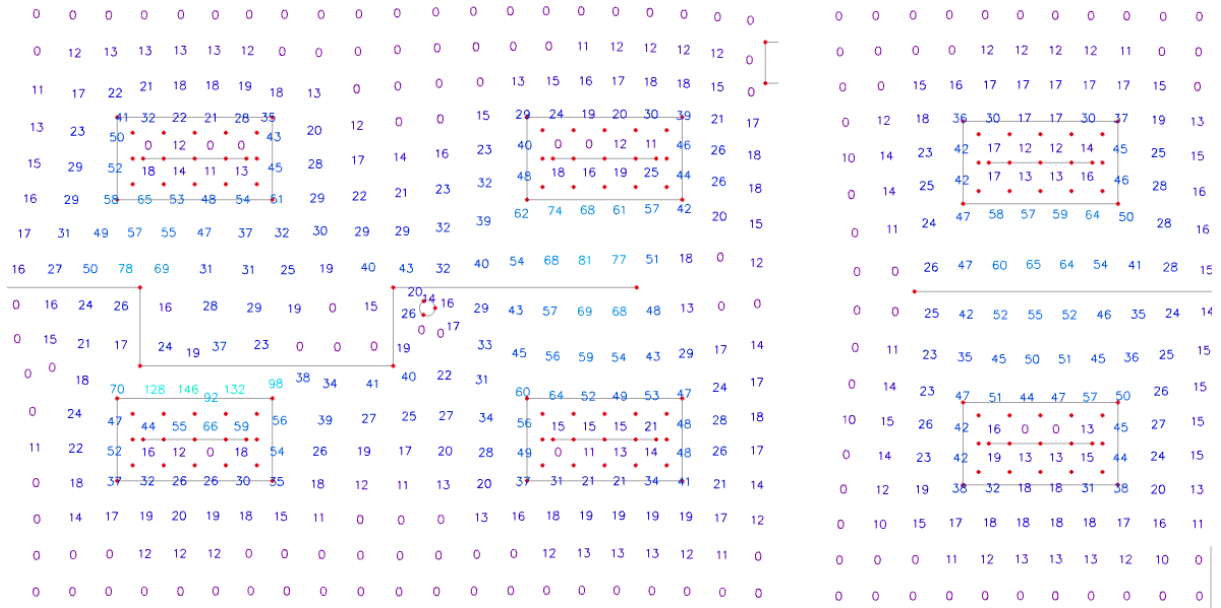
Obr. 46 Nutná horní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm²/m]



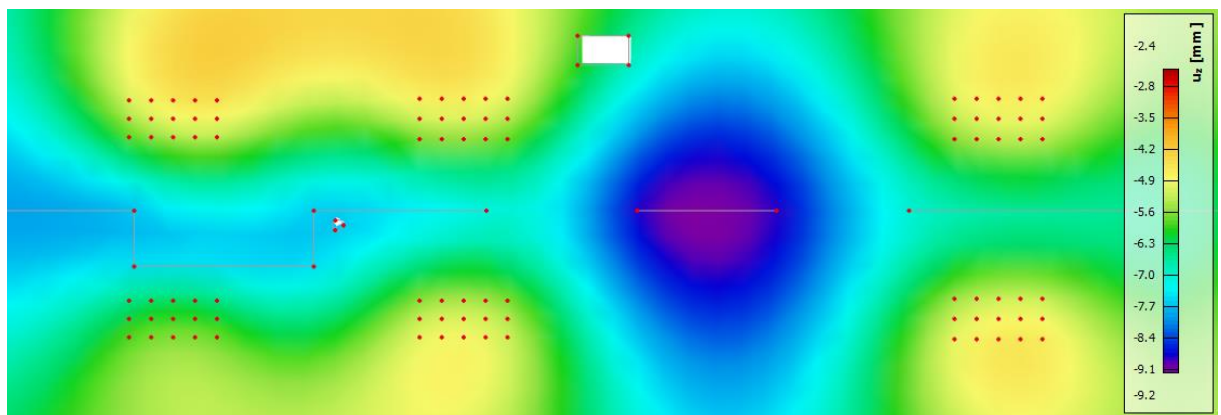
Obr. 47 Nutná dolní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm²/m]



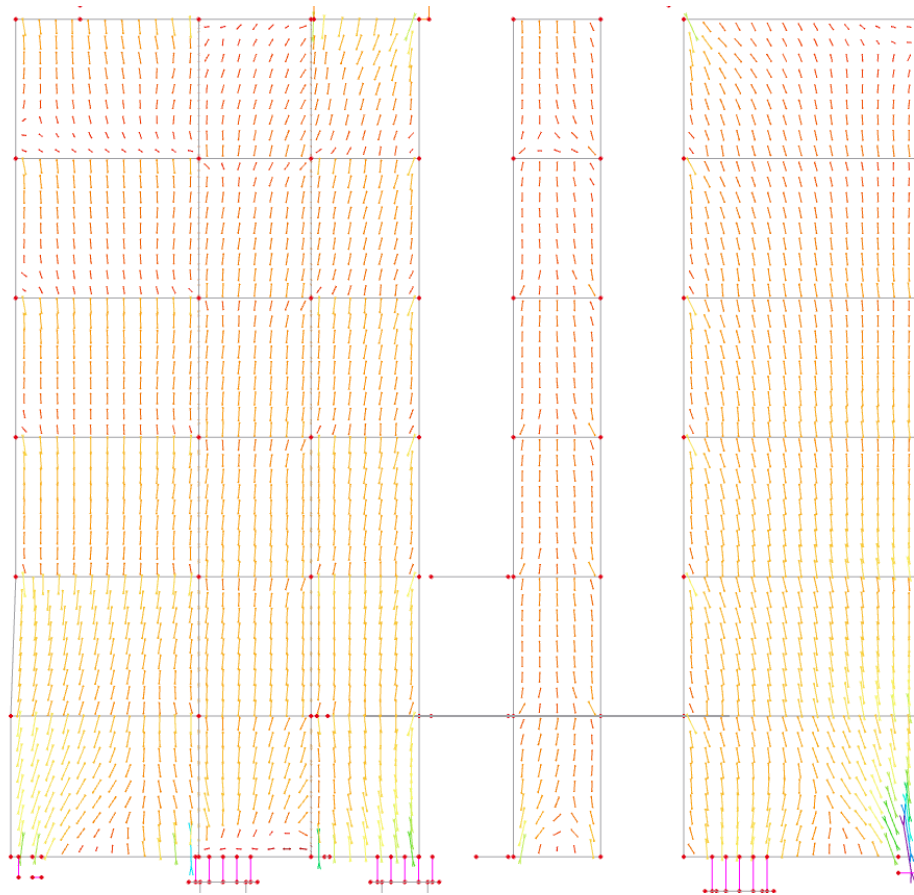
Obr. 48 Nutná dolní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm²/m]



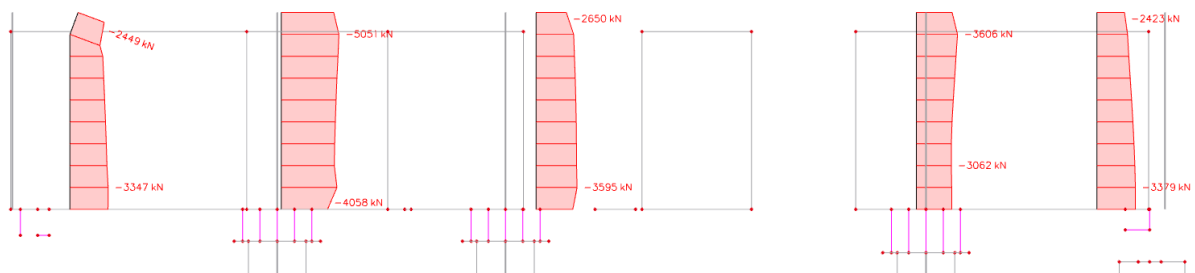
Obr. 49 Nutná smyková výztuž [cm²/m²]



Obr. 50 Lineární pružná deformace trámů ve směru z



Obr. 51 Trajektorie tlakových napětí na stěně



Obr. 52 Normálové síly na integračních dílcích

Vzhledem k tomu, že nosná stěna jdoucí přes 6 pater nadzemních podlaží je podpírána pouze deskou tloušťky 300 na osovém rozponu 3 metrů, je nutné kromě stavu MSÚ ověřit i stavy MSP a to stavy omezení deformací, trhlin a napětí ve výztuži i betonu.

Pro zkoumání mezních stavů uvažujeme průřez 1000x300 mm s výztuží Ø32 po 100 mm s $A_{s,prov} = 8042 \text{ mm}^2/\text{m}$. Budeme posuzovat nejvíce namáhanou část desky, tedy spodní povrch pod stěnou. Deformace bude určena tak, že pomocí programu SCIA Engineer bude spočtena lineární pružná deformace s poddajností $C_{st,I} = 1/(E_{cm} * I_{y,St,I})$ pro kvazistálou kombinaci. Tato deformace bude následně přenásobena součinitelem f vyjadřujícím skutečnou dlouhodobou deformaci, kde $f = C_{real}/C_{st,I}$. Skutečná poddajnost se spočte jako $C_{real} = [(1-\xi) * C_{It,I} + \xi * C_{It,II}]$.

Reálná poddajnost C_{real} se spočte z poddajnosti nepotrhaného průřezu $C_{It,I} = 1/(E_{c,It} * I_{y,It,I})$ a průřezu porušeného trhlinami $C_{It,II} = 1/(E_{c,It} * I_{y,It,II})$. Obě poddajnosti jsou počítány se zohledněním dotvarování pomocí redukovaného modulu pružnosti. Poddajnosti jsou následně sečteny v poměru pomocí součinitele ξ , který vyjadřuje, jak moc se dimenzační moment liší od momentu na mezi vzniku trhlin. Tento součinitel nám tedy ve výpočtu zahrnuje zohlednění tahového zpevnění betonu. Je použit součinitel $\beta = 0,5$ protože se jedná o dlouhodobou deformaci.

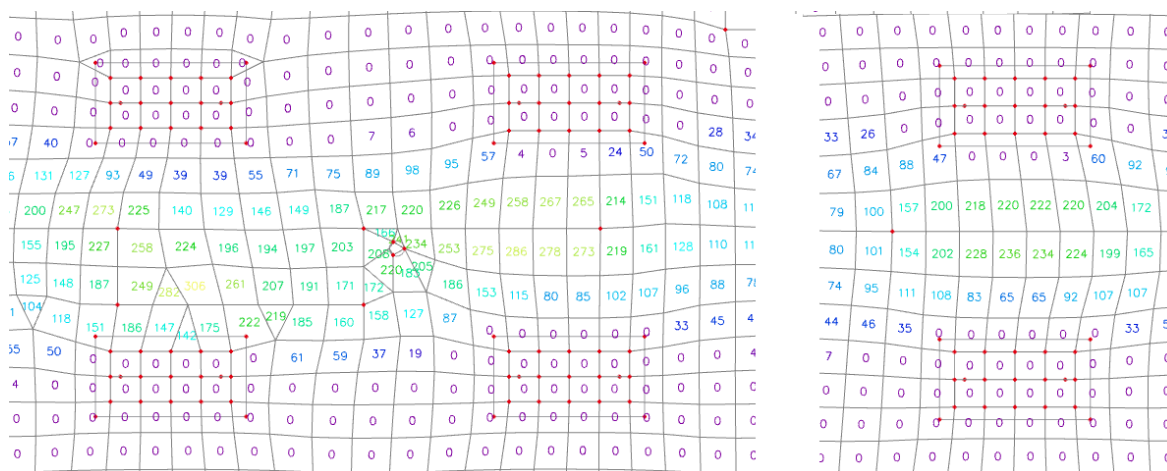
$$[(1 - \xi) * C_I + \xi * C_{II}]$$

$$\xi = 1 - \beta * \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2$$

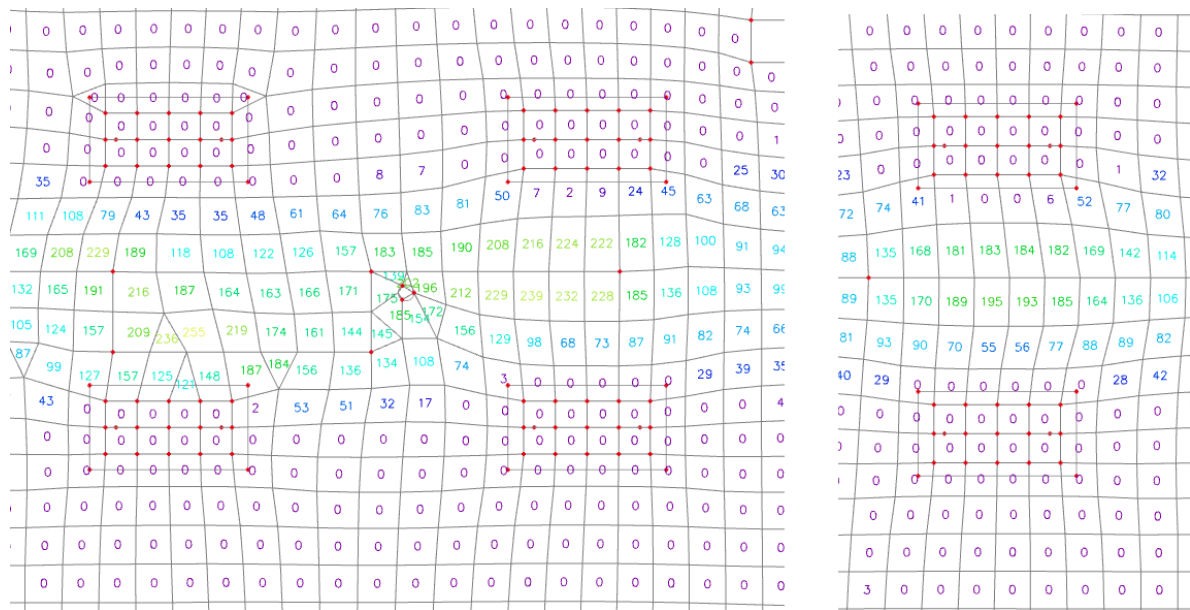
$$\beta = 1 \text{ pro st}$$

$$\beta = 0,5 \text{ pro ct}$$

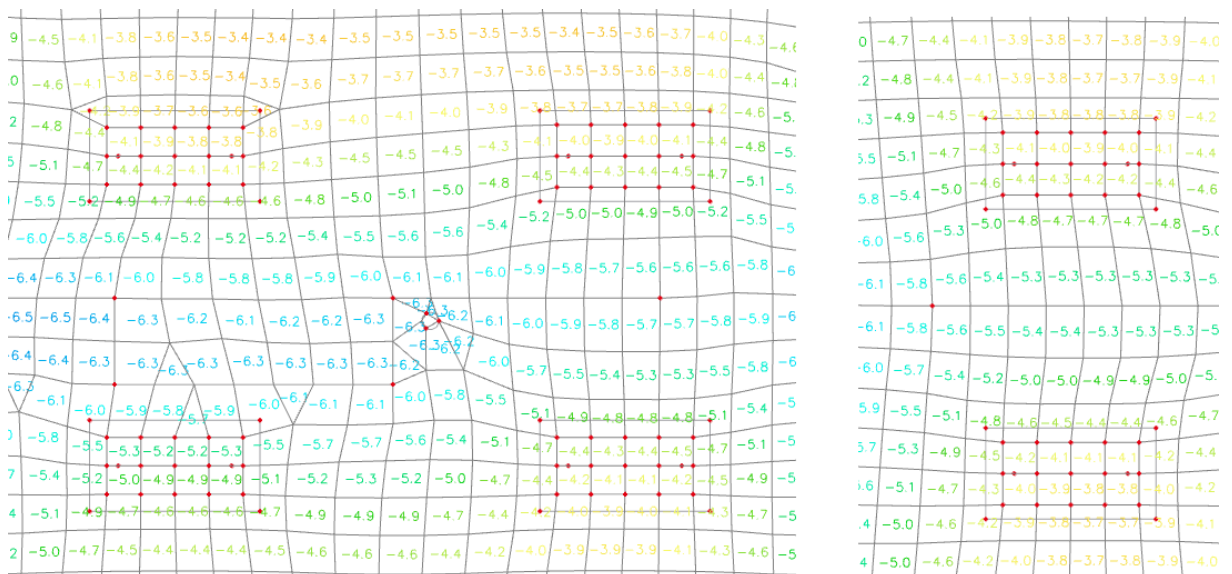
Mezní stavy omezení napětí budou ověřeny za použití charakteristické kombinace v případě ověření napětí v oceli a za použití charakteristické i kvazistálé kombinace v případě ověření napětí v betonu.



Obr. 53 Dimenzační moment m_{yD} při DOLNÍM povrchu ve směru Y rovnoběžném s osou trámu, CHARAKTERISTICKÁ kombinace [kNm/m]



Obr. 54 Dimenzační moment m_{yD} při DOLNÍM povrchu ve směru Y rovnoběžném s osou trámu, KVAZISTÁLÁ kombinace [kNm/m]



Obr. 55 Lineární pružná deformace ve směru z pro kvazistálou kombinaci [mm]

Potřebujeme zjistit relativní deformaci stropní desky mezi osami sloupů. Programem spočtená deformace ale zahrnuje také celkové sednutí objektu, jelikož je model usazen na pružné podpory (tuhost zadána dle deformace pilot). Jako maximální relativní lineární deformaci budu tedy brát hodnotu $w = 6,5 - 4,2 = 2,3$ mm. Hodnota 6,5 mm je maximální deformace v poli trámu 1 a hodnota 4,2 mm je deformace trámu 1 v místě podepření horním sloupem.

Výpočet skutečné deformace byl proveden ručně v programu MS Excel.

Výpočet součinitele f , který zohledňuje konečnou deformace desky**MATERIÁLY:**

BETON	C 50-60	
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f_{ck}	50 [MPa]
Součinitel bezpečnosti pro beton	γ_c	1,5 [-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	f_{cd}	33,33 [MPa]
Pevnost v tahu	f_{ctm}	4,1 [MPa]
Pevnost v tahu v okamžiku vzniku trhliny	$f_{ct,eff}$	2,9 [MPa]
Modul pružnosti betonu	E_{cm}	37 [GPa]

OCEL	B500B	
Mez kluzu oceli charakteristická	f_{yk}	500 [MPa]
Mez kluzu oceli návrhová	f_{yd}	435 [MPa]
Modul pružnosti oceli	E_s	200 [GPa]

PRŮŘEZ

Šířka	b	1000 [mm]
Výška	h	300 [mm]
Ohybová výztuž - průměr \varnothing	2	32 [mm]
á		100 [mm]
Pozice výztuže	1	
Navržená ohybová výztuž	$A_{s,prov}$	8042,2 [mm ²]
Krytí	c	25 [mm]
Účinná výška průřezu	d	259 [mm]
Poloha výztuže	1	

VNITŘNÍ SÍLY

Rozpon nosníku	L	3 [m]
Ohybový moment	M_{EK}	260 [kNm]

KRÁTKODOBÉ PŮSOBENÍ: značení ST**PRŮŘEZ BEZ TRHLIN značení I**

Převodní součinitel mezi betonem a ocelí: α_{st} 5,4054054 [-]

$$\alpha_{st} = \frac{E_s}{E_{c,st}}$$

Modul pružnosti oceli E_s 200 [GPa]

Modul pružnosti betonu $E_{cm} = E_{c,st}$ 37 [GPa]

Výpočet tlačené oblasti x pro průřez neporušený trhlinami

$$F_{cc} = F_s + F_{ct} \rightarrow x_{st,I}$$

$$\frac{1}{2} * x_{st} * \sigma_{cc} * b = A_s * \sigma_s + \frac{1}{2} * (h - x_{st}) * b * \sigma_{ct}$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ct} * \frac{x_{st}}{h - x_{st}}$$

$$\sigma_s = \sigma_{ct} * \alpha_{st} * \frac{d - x_{st}}{h - x_{st}}$$

Výpočet vychází z rovnováhy sil v tlačném a taženém betonu a tažené výztuži. Výpočet je proveden přes hledání řešení v MS Excel

Rovnice je vykrácena σ_{ct} , tudíž "síly" vycházejí v m²

Síla v tlačném betonu F_{cc} 98488 [mm²]

Síla v tažené výztuži F_s 30386 [mm²]

Síla v taženém betonu F_{ct} 68102 [mm²]

Výška tlačené oblasti $x_{st,I}$ 163,79561 [mm]

Posudek tlačené oblasti 1,757E-07 [-]

Moment setrvačnosti $I_{st,I}$ 0,0023 [m⁴]

$$I_{st,I} = \frac{1}{12} * b * h^3 + b * h * \left(x - \frac{h}{2}\right)^2 + \alpha * A_{s,prov} * (d - x)^2$$

Šířka b 1000 [mm]

Výška h 300 [mm]

Výška tlačené oblasti $x_{st,I}$ 163,80 [mm]

Převodní součinitel mezi betonem a ocelí: α_{st} 5,4054054 [-]

Navržená ohybová výztuž $A_{s,prov}$ 8042 [mm²]

Ohybová poddajnost $C_{st,I}$ 1,171E-08 [1/m²N]

$$C_{st,I} = \frac{1}{EI}$$

$E_{cm} = E$ 37 [GPa]

$I_{st,I}$ 0,0023 [m⁴]

Moment odpovídající vzniku trhlin $M_{cr,st,I}$ 69,45 [kNm]

$$M_{cr} = f_{ctm} * \frac{I_{st,I}}{h - x_{st}}$$

PRŮŘEZ S TRHLINAMI značení II

Tlačená oblast betonu $x_{st,II}$ 112,75919 [mm]

$$x_{st,II} = \frac{\alpha * A_{s,prov}}{b} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b * d}{\alpha * A_{s,prov}}} \right)$$

Převodní součinitel mezi betonem a ocelí: α_{st} 5,4054054 [-]
 Navržená ohybová výztuž $A_{s,prov}$ 8042 [mm²]
 Šířka b 1000 [mm]
 Účinná výška průřezu d 259 [mm]

Moment setrvačnosti $I_{st,II}$ 0,0014076 [m⁴]

$$I_{st,II} = \frac{1}{3} * b * x^3 + \alpha * A_{s,prov} * (d - x)^2$$

Šířka b 1000 [mm]
 Tlačená oblast betonu $x_{st,II}$ 112,76 [mm]
 Převodní součinitel mezi betonem a ocelí: α_{st} 5,4054054 [-]
 Navržená ohybová výztuž $A_{s,prov}$ 8042 [mm²]
 Účinná výška průřezu d 259 [mm]

Ohybová poddajnost $C_{st,II}$ 1,92E-08 [1/m²N]

$$C_{st,I} = \frac{1}{EI}$$

$E_{cm} = E$ 37 [GPa]
 $I_{st,II}$ 0,00141 [m⁴]

DLOUHODOBÉ PŮSOBENÍ značení LT

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN značení I

Všechny výpočty jsou naprosto stejné jako pro krátkodobé působení, jediným rozdílem je odlišný modul pružnosti

Dlouhodobý modul pružnosti $E_{c,lt}$ 12,33 [GPa]

$$E_{c,ct} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$$

Modul pružnosti betonu E_{cm} 37 [GPa]

Součinitel dotvarování	φ	2 [-]
Stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení	t_0	20 [dny]
Náhradní rozměr průřezu $h_0 = 2 * A_c / u$	h_0	600 [mm]
Průřezová plocha betonu	A_c	300000 [mm ²]
Obvod vystavený vysychání	u	1000 [mm]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	α_{lt}	16,216216 [-]
$\alpha_{lt} = \frac{E_s}{E_{c,st}}$		
Modul pružnosti oceli	E_s	200 [GPa]
Dlouhodobý modul pružnosti	$E_{c,lt}$	12,33 [GPa]

Výpočet tlačené oblasti x pro průřez neporušený trhlinami

$$F_{cc} = F_s + F_{ct} \rightarrow x_{st,I}$$

$$\frac{1}{2} * x_{st} * \sigma_{cc} * b = A_s * \sigma_s + \frac{1}{2} * (h - x_{st}) * b * \sigma_{ct}$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ct} * \frac{x_{st}}{h - x_{st}}$$

$$\sigma_s = \sigma_{ct} * \alpha_{st} * \frac{d - x_{st}}{h - x_{st}}$$

Výpočet vychází z rovnováhy sil v tlačném a taženém betonu a tažené výztuži. Výpočet je proveden přes hledání řešení v MS Excel

Rovnice je vykrácena σ_{ct} , tudíž "síly" vycházejí v m²

Síla v tlačném betonu	F_{cc}	143189,99 [mm ²]
Síla v taženém betonu	F_{ct}	84703,37 [mm ²]
Síla v tažené výztuži	F_s	58486,62 [mm ²]

<u>Výška tlačené oblasti</u>	$x_{lt,I}$	<u>183,03 [mm]</u>
Posudek tlačené oblasti		-0,000953 [-]

<u>Moment setrvačnosti</u>	$I_{lt,I}$	<u>0,00333 [m⁴]</u>
----------------------------	------------	--------------------------------

$$I_{lt,I} = \frac{1}{12} * b * h^3 + b * h * \left(x - \frac{h}{2}\right)^2 + \alpha * A_{s,prov} * (d - x)^2$$

Šířka	b	1000 [mm]
Výška	h	300 [mm]
Výška tlačené oblasti	$x_{lt,I}$	183,03 [mm]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	α_{lt}	16,216216 [-]
Navržená ohybová výztuž	$A_{s,prov}$	8042 [mm ²]

<u>Ohybová poddajnost</u>	$C_{lt,I}$	<u>2,435E-08 [1/m²N]</u>
---------------------------	------------	-------------------------------------

$$C_{lt,I} = \frac{1}{EI}$$

$E_{c,lt} = E$	12,33 [GPa]
$I_{lt,I}$	0,0033 [m ⁴]

<u>Moment odpovídající vzniku trhlin</u>	$M_{cr,lt,I}$	<u>116,72</u> [kNm]
$M_{cr} = f_{ctm} * \frac{I_{st,I}}{h - x_{lt}}$		

PRŮŘEZ S TRHLINAMI značení II

<u>Tlačená oblast betonu</u>	$x_{lt,II}$	<u>160,38</u> [mm]
$x_{lt,II} = \frac{\alpha * A_{s,prov}}{b} * (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b * d}{\alpha * A_{s,prov}}})$		

Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	α_{lt}	16,216216 [-]
Navržená ohybová výztuž	$A_{s,prov}$	8042 [mm ²]
Šířka	b	1000 [mm]
Účinná výška průřezu	d	259 [mm]

<u>Moment setrvačnosti</u>	$I_{lt,II}$	<u>0,00264</u> [m ⁴]
$I_{lt,II} = \frac{1}{3} * b * x^3 + \alpha * A_{s,prov} * (d - x)^2$		

Tlačená oblast betonu	$x_{lt,II}$	160,38 [mm]
Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	α_{lt}	16,216216 [-]
Šířka	b	1000 [mm]
Navržená ohybová výztuž	$A_{s,prov}$	8042 [mm ²]
Účinná výška průřezu	d	259 [mm]

<u>Ohybová poddajnost</u>	$C_{lt,II}$	<u>3,067E-08</u> [1/m ² N]
$C_{lt,II} = \frac{1}{EI}$		
	$E_{c,lt} = E$	12,33 [GPa]
	$I_{lt,II}$	0,00264 [m ⁴]

VÝPOČET KOEFICIENTU f PRO PŘEPOČET PRŮŽNÉ DEFORMACE NA DLOUHODOBOU

Skutečná poddajnost, dlouhodobé působení	C_{real}	3,003E-08 [m ² /N]
$[(1 - \xi) * C_I + \xi * C_{II}]$		

Tahové zpevnění betonu ST, beta=1	$\xi_{cs,st}$	0,798 [mm]
Tahové zpevnění betonu LT, beta=0,5	$\xi_{cs,lt}$	0,899 [mm]

$$\xi = 1 - \beta * \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2$$

$$\beta = 1 \text{ pro st}$$

$$\beta = 0,5 \text{ pro ct}$$

Součinitel trhlin a dotvarování $q = C_{\text{real}}/C_{\text{st,I}}$	q	2,6 [-]
Ohybová poddajnost pro neporušený průřez	$C_{\text{st,I}}$	1,171E-08 $[1/m^2N]$

Součinitel je třeba navýšit o vliv smršťování betonu
Vychází se z poměrů křivosti od smrštění a křivosti od ohybu pro LT,II

$$\text{křivost: } \frac{1}{r} = M * [(1 - \xi) * C_I + \xi * C_{II}]$$

Hranatá závorka je C_{real}	C_{real}	3,003E-08 $[1/m^2N]$
Ohybový moment	M_{EK}	260 [kNm]
Křivost od ohybu	$1/r$	0,008 $[m^{-1}]$
LT Výsledná křivost od smršťování dlouhodobá	$(1/r)_{\text{cs}}$	0,002 $[m^{-1}]$
Součinitel vlivu smršťování $m = (1/r + (1/r)_{\text{cs}}) / 1/r$	m	1,28 [-]

SOUČINITEL REÁLNÉ KONEČNÉ DEFORMACE

$f = m * q$	f	3,28 [-]
-------------------------------	----------	-----------------

Výpočet křivosti od smrštění je uveden v následující tabulce

SMRŠŤOVÁNÍ

$S_{s0} = A_s \cdot d$: ářské výztuže	S_{s0}	0,002083 $[m^3]$
Navržená ohybová výztuž	$A_{s,\text{prov}}$	8042,24 $[mm^2]$
Účinná výška průřezu	d	259 [mm]
$S_{c0} = A_c \cdot \frac{h}{2}$: t bet. průřezu bez trhlin	S_{c0}	0,045 $[m^3]$

Šířka	b	1000 [mm]
Výška	h	300 [mm]

Celkové poměrné smrštění $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$ ϵ_{cs} 0,000463 [-]

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

Poměr. přetvoření od smršťování vysycháním ϵ_{cd} 0,000363 [-]

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

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \quad \dots \quad \text{pro } t = \infty \rightarrow \beta_{ds}(t, t_s) = 1.0$$

Stáří betonu - roky*365 (50let)	t	18250 [dny]
Doba odbednění	t_s	28 [dny]
Náhradní rozměr průřezu $h_0 = 2 \cdot A_c / u$	h_0	600 [mm]

Přitom

$$h_0 = 2 \cdot A_c / u,$$

kde

A_c je průřezová plocha betonu,

u obvod části průřezu vystavené vysychání.

Náhradní rozměr průřezu $h_0 = 2 \cdot A_c / u$	h_0	600 [mm]
Průřezová plocha betonu	A_c	300000 [mm ²]
Obvod vystavený vysychání	u	1000 [mm]

Koeficient k_h - dosadit v mm k_h 0,7 [-]

$\beta_{ds}(t, t_s)$ 0,968746 [-]

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}}$$

ϵ_{cd0} 0,000536 [-]

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

Cement	r	
α_{ds1}	6	[-]
α_{ds2}	0,11	[-]
β_{RH}	1,35625	[-]

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

RH vlhkost betonu v okamžiku uložení	50 [%]
RH,0 vlhkost betonu na konci ošetřovatel	100 [%]

$f_{cm} = f_{ck} + 8$	58 [MPa]
f_{cm0} - na konci ošetřování uvažováno 10	10 [MPa]

Autogenní smršťování

ε_{ca}	1E-04 [-]
--------------------	-----------

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

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

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

$\beta_{ds}(t, t_s)$	1 [-]
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	0,0001 [-]

Křivost od smršťování

a_{gi}	0,183027 [m]
----------	--------------

$$a_{gi} = \frac{S_{c0} + \alpha_{e,lt} \cdot S_{s0}}{A_i}$$

$$A_i = A_c + \alpha_{e,lt} \cdot A_s$$

A_i	0,430415 [m ²]
-------	----------------------------

Křivost od smršťování prvku bez trhlin	(1/r) _{csI}	0,001379 [m ⁻¹]
--	----------------------	-----------------------------

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{csI} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_{e,lt} \frac{S_{s0} - A_s \cdot a_{gi}}{I_{y,I,lt}}$$

Křivost od smršťování prvku s trhlinami	(1/r) _{csII}	0,002255 [m ⁻¹]
---	-----------------------	-----------------------------

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{csII} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_{e,lt} \frac{S_{s0} - A_s \cdot x_{i,II,lt}}{I_{y,II,lt}}$$

LT Výsledná křivost od smršťování dlouhodobá	(1/r) _{cs}	0,002167 [m ⁻¹]
--	---------------------	-----------------------------

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = (1 - \xi_{cs}) \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{csI} + \xi_{cs} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{csII}$$

Tahové zpevnění betonu LT, beta=0,5 ξ_{cs} 0,899237 [-]

Podle výpočtů zohledňujících dotvarování průřezu s porušením trhlinami a výztuží dostaneme konečnou deformaci $w = w_{lin} \cdot f = 2,3 \cdot 3,28 = 7,54$ mm. Pokud budeme uvažovat limitní deformaci jako $L/250$, tedy $2725/250 = 10,9$ mm, zjistíme, že deformace desky jsou v normě.

Dále provedeme ověření šířky trhlin, opět výpočtem v Excelu. Materiálové charakteristiky zůstávají stejné.

Výpočet ověření šířky trhlin

ŠÍŘKA TRHLINY **0,029 [mm]**

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Maximální vzdálenost prvků s_r 116,48 [mm]

Průměrné poměrné přetvoření výztuže ε_{sm}

Průměrné poměrné přetvoření betonu ε_{cm}

Rozdíl průměrných poměrných přetvoření **$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$** **0,000247 [-]**

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \cdot \varepsilon_{sr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - k_t \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right) = \frac{1}{E_s} \left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) \right)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Tahové napětí výztuže v průřezu porušeném trhlinou **σ_s** **146,01 [MPa]**

Ohybový moment $M_{EK,kvaz}$ 260 [kNm]

Normálová síla $N_{EK,kvaz}$ [kN]

Převodní součinitel mezi betonem a ocelí: α_{st} 5,41 [-]

Moment setrvačnosti $I_{st,II}$ 0,001408 [mm⁴]

Účinná výška průřezu d 259 [mm]

Tlačená oblast betonu	$x_{st,II}$	112,76 [mm]
Navržená výztuž	$A_{s,prov}$	8042,24 [mm ²]
Součinitel závisející na době trvání zatížení Pro krátkodobé zatížení - 0,6 Pro dlouhodobé zatížení - 0,4	kt	0,4 [-]
Hodnota pevnosti betonu v tahu při vzniku první trhliny	$f_{ct,eff}$	2,9 [MPa]
Poměr modulů pružnosti výztuže a betonu $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$	α_e	13,51 [-]
Modul pružnosti oceli	E_s	500 [GPa]
Modul pružnosti betonu	E_{cm}	37 [GPa]
Účinný stupeň vyztužení, pro železobeton $\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}};$	$\rho_{p,eff}$	0,1728 [-]
Plocha výztuže průřezu	A_s	8042,24 [mm ²]
Účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž	$A_{c,eff}$	46539,28 [mm ²]
Šířka průřezu b	b	1000 [mm]
Efektivní výška průřezu $h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2} \right\}$	$h_{c,eff}$	46,54 [mm]
Výška	h	300 [mm]
Účinná výška průřezu	d	259 [mm]
Tlačená oblast betonu	$x_{lt,II}$	160,38 [mm]
<u>Maximální vzdálenost prvků</u>	<u>Sr</u>	<u>116,48 [mm]</u>
$s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_4 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \emptyset}{\rho_{p,eff}}$		
Krytí	c	25 [mm]

Průměr výztuže	\emptyset	32 [mm]
Účinný stupeň vyztužení, pro železobeton	$\rho_{p,eff}$	0,1728 [-]
Součinitel vystihující vlastnosti soudržné výztuže Žebříčková výztuž $k_1 = 0,8$ Hladká výztuž $k_1 = 1,6$	k_1	0,8 [-]
Součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření Prostý tah $k_2 = 1$ Prostý ohyb $k_2 = 0,5$ V případě kombinace tlaku a ohybu: $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2\varepsilon_1$	k_2	0,5 [-]
Součinitel s doporučenou hodnotou $k_3 = 3,4$, pro $c > 25$ mm $k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c}\right)^{2/3}$	k_3	3,40 [-]
Krytí	c	25 [mm]
Součinitel s doporučenou hodnotou	k_4	0,425 [-]

Můžeme vidět, že při ohybovém momentu 260 kNm/m vzniklém při kvazistálé kombinaci se na desce objeví trhliny šířky 0,03 mm. Konstrukce tedy nebude přítomností trhlín nijak ohrožena.

Tabulka 2 Výpočet ověření napětí

OMEZENÍ NAPĚTÍ

Moment při charakteristické kombinaci	$M_{EK,char}$	300 [kNm]
Moment při kvazistálé kombinaci	$M_{EK,kvz}$	260 [kNm]

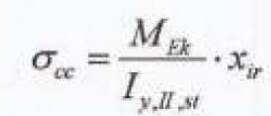
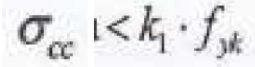
Omezení tahových napětí ve výztuži - při charakteristické kombinaci

Napětí výztuži	σ_s	168,48 [MPa]
$\sigma_{s1} = \alpha_e \cdot \frac{M_{EK}}{I_{y,II,st}} \cdot (d - x_{lr})$	σ_s	< $k_3 \cdot f_{yk}$
$\sigma_s < k_3 \cdot f_{ck}$		

168,5	<	400
VYHOVUJE		
42,12%		[%]

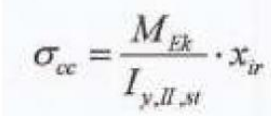

Převodní součinitel mezi betonem a ocelí:	α_{st}	5,405405	[-]
Moment při charakteristické kombinaci	$M_{EK,char}$	300	[kNm]
Moment setrvačnosti	$I_{st,II}$	0,001408	[m ⁴]
Účinná výška průřezu	d	259	[mm]
Tlačená oblast betonu	$x_{st,II}$	112,76	[mm]
Omezující součinitel	k_3	0,8	[-]
Mez kluzu oceli charakteristická	f_{yk}	500	[MPa]

Omezení tlakových napětí v betonu - při charakteristické kombinaci

Napětí v betonu	σ_{cc}	24,03	[MPa]
 	σ_s	<	$k_1 \cdot f_{yk}$
	24,03	<	30
VYHOVUJE			
		80,11%	[%]

Moment při charakteristické kombinaci	$M_{EK,char}$	300	[kNm]
Moment setrvačnosti	$I_{st,II}$	0,001408	[m ⁴]
Tlačená oblast betonu	$x_{st,II}$	112,76	[mm]
Omezující součinitel	k_1	0,6	[-]
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f_{ck}	50	[MPa]

Omezení tlakových napětí v betonu - při kvazistálé kombinaci

Napětí v betonu	σ_{cc}	20,83	[MPa]
 	σ_s	<	$k_1 \cdot f_{yk}$
	20,83	<	22,5
VYHOVUJE			
		92,57%	[%]

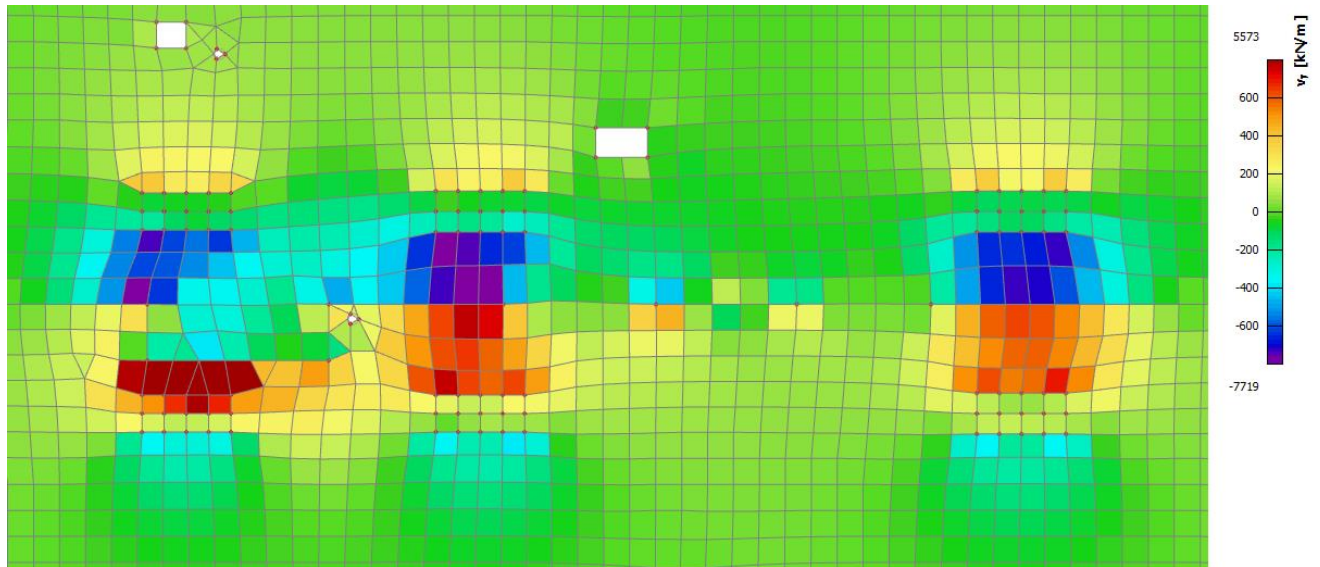
Moment při kvazistálé kombinaci	$M_{EK,kvz}$	260	[kNm]
Moment setrvačnosti	$I_{st,II}$	0,001408	[m ⁴]
Tlačená oblast betonu	$x_{st,II}$	112,76	[mm]
Omezující součinitel	k_1	0,45	[-]

Pevnost v tlaku charakteristická hodnota

 f_{ck}

50 [MPa]

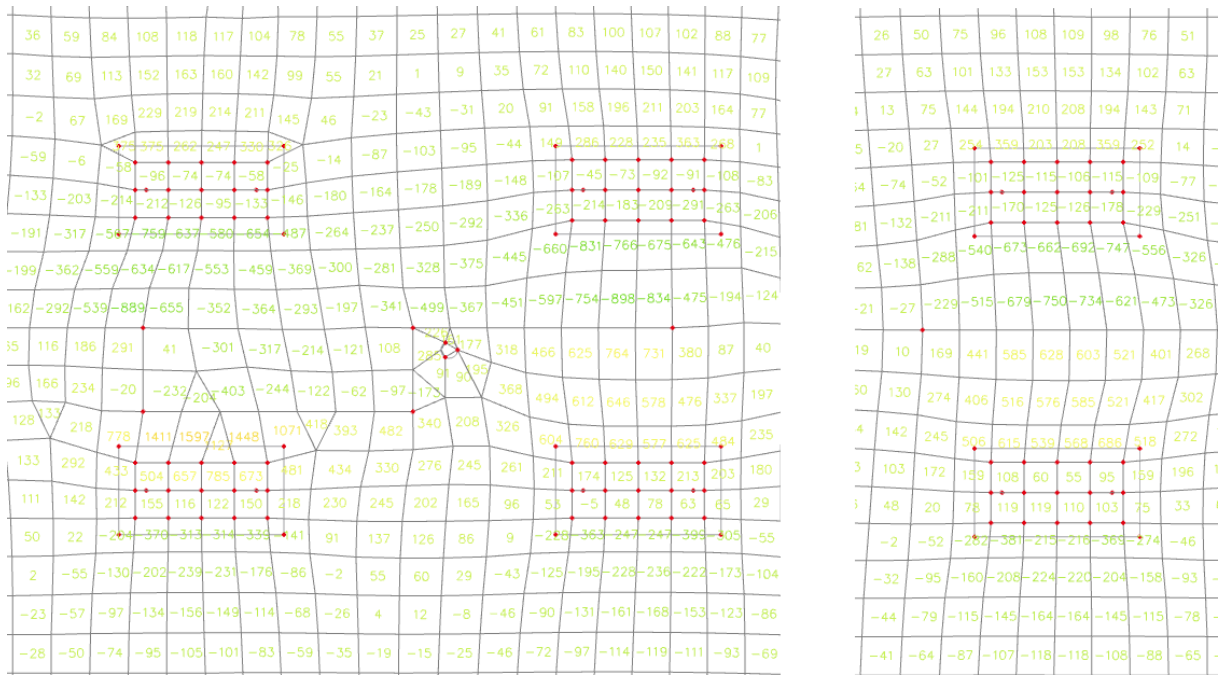
Při posuzování omezení napětí v betonu pro kvazistálou kombinaci vidíme, že posudek vychází velmi těsně s využitím $20,8/22,5 = 92,6 \%$. Z tohoto důvodu je pro desku navržen beton C50/60. To bohužel znamená oproti typickému betonu pro pozemní stavby jako je například C30/37 cenový nárůst o plus minus 35%, nicméně pozitivum je v tenčí konstrukci.



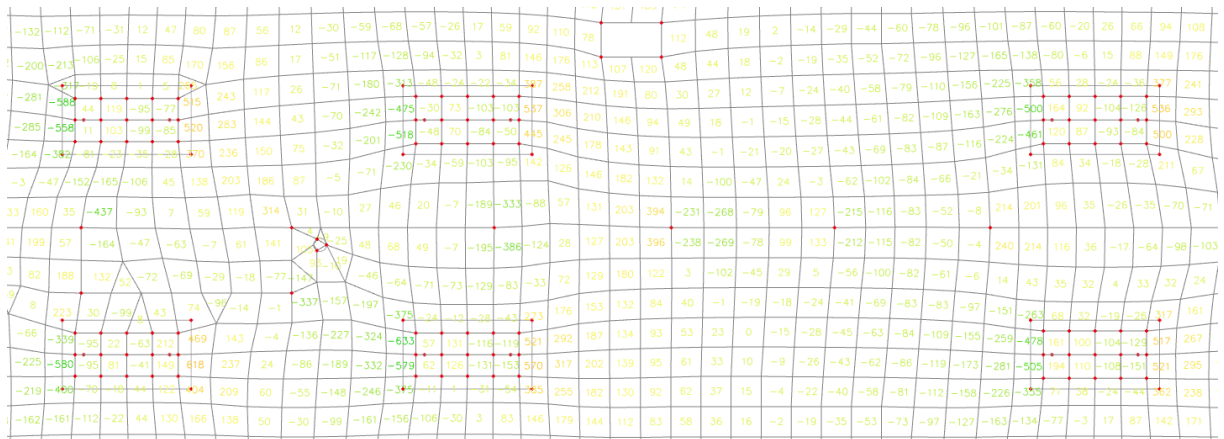
Obr. 56 Schéma průběhu smykových sil na desce [kN/m]

Ze schématu průběhu sil na desce (Obr. 56) můžeme vidět, že deska v okolí sloupu není namáhána po odvodu sloupu rovnoměrně. Smyk je mnohem větší na straně směrem do středu rozpětí pomyslného trámu. Z toho důvodu jsem se rozhodl nepoužít běžný postup pro ověření protlačení sloupu deskou, který zkoumá napětí v kontrolovaných obvodech u_0 a u_1 , jelikož tento výpočetní postup počítá se skutečností, že smykové napětí je v okolí sloupu rovnoměrně rozloženo.

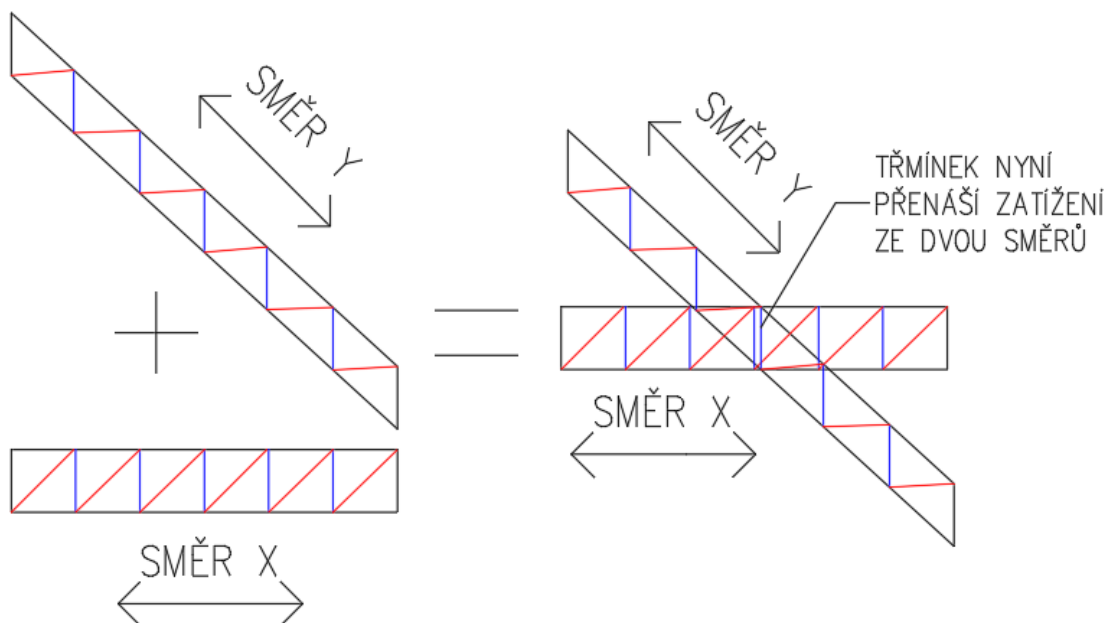
Místo toho jsem použil vzorce pro posouzení smyku na trámech, které jsou určené k návrhu smykových třmínků. Posuzován byl tedy metr běžný desky v místě okraje sloupu. Výsledkem potom byl rastr a průměr třmínků, které by musely být do daného místa umístěny.



Obr. 57 Smykové síly na desce ve směru Y rovnoběžném s osou trámů [kN/m]



Obr. 58 Smykové síly na desce ve směru X kolmém na osu trámů [kN/m]



Obr. 59 Příhradová analogie smyku na desce

Představme si železobetonovou desku jako příhradovou ocelovou desku (Obr. 59), která je tvořená svislými táhly a šikmými vzpěrami. V našem případě jsou svislá táhla třmínky a šikmé vzpěry tlačené diagonály. Táhla tedy přenášejí sílu v obou směrech, zatímco vzpěry pouze v jednom.

Z toho důvodu je sčítání sil nutné pouze pro ověření únosnosti v tahu. Pokud se podíváme na maximální sílu ve směru Y 1597 kN/m, zjistíme, že ve stejném místě je síla ve směru X 99 kN/m. Složení sil tedy tahové namáhání příliš nezvyšuje. Pro únosnost průřezu je navíc rozhodující únosnost tlačené diagonály, proto bude na smyk posouzen průřez zatížen silou 1597 kN/m.

Z výpočtů můžeme vidět, že se smykovou výztuží $\varnothing 14$ mm v rastru 100 x 100 mm dostaneme dostatečnou tahovou rezervu pro smyk, ale rozhodující pro nás bude únosnost tlačené diagonály, pro kterou můžeme za použití betonu C60/75 získat využití pouze 93,8 % (pouze myšleno, tak že by bylo lepší nižší využití s vyšší rezervou).

Opět se tedy dostáváme ke skutečnosti, že toto řešení vyžaduje beton značně vyšší pevnosti.

Výpočet smykové únosnosti desky tloušťky 300 mm**MATERIÁLY:**

BETON	C 60/75	
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f_{ck}	60 [MPa]
Součinitel bezpečnosti pro beton	γ_c	1,5 [-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	f_{cd}	40,00 [MPa]
Pevnost v tahu střední hodnota	f_{ctm}	4,4 [MPa]
Modul pružnosti betonu střední hodnota	E_{cm}	39 [GPa]

OCEL	B500B	
Mez kluzu oceli charakteristická	f_{yk}	500 [MPa]
Mez kluzu oceli návrhová	f_{yd}	435 [MPa]
Modul pružnosti oceli	E_s	200 [GPa]

PRŮŘEZ

Šířka	b	1000 [mm]
Výška	h	300 [mm]
Krytí	c	25 [mm]
Účinná výška průřezu	d	259 [mm]
Maximální velikost zrna kameniva	D_{MAX}	16 [mm]

OHYBOVÁ VÝZTUŽ

Výztuž základního rastru - průměr \emptyset	2	32 [mm]
Rozteč základního rastru		100 [mm]
Pozice výztuže	1	
Příložky nejsou	n	

Navržená ohybová výztuž	$A_{s,prov}$	8042,2 [mm ²]
-------------------------	--------------	---------------------------

SMYKOVÁ VÝZTUŽ

Smyková výztuž - průměr	\emptyset	14 [mm]
Střížné	n	10 [ks]

Osová vzdálenost třmínků s 100 [mm]

Navržená smyková výztuž A_{sw} 1539,34 [mm²]

VNITŘNÍ SÍLY

Posouvající síla V_{ED} 1700 [kN]

NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE

NÁVRH: $\phi 14$ 10-střížné á 100 mm, $A_{sw} = 1539,3$ mm²

Návrhová posouvající síla V_{RD} 1812,24 [kN]

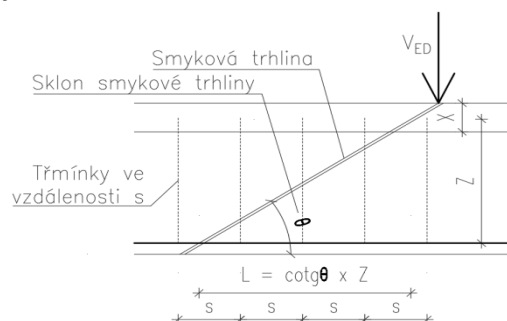
Návrhová posouvající síla od zatížení V_{ED} 1700 [kN]

$$\begin{array}{rcl} V_{ED} & < & V_{RD} \\ 1700 & < & 1812,24 \end{array}$$

VYHOVUJE

Využití konstrukce

93,81% [%]



$$V_{Rd,s1} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_1} \cdot z \cdot \cot \theta \geq V_{Ed,1}$$

Únosnost se smykovou výztuží V_{RD} 2162,21 [kN]

Navržená smyková výztuž A_{sw} 1539,34 [mm²]

Mez kluzu oceli návrhová f_{yd} 435 [MPa]

Osová vzdálenost třmínků $s=s_1$ 100 [mm]

Rameno vnitřních sil z 215,27 [mm]

Úhel sklonu smykové trhliny $\cot \theta$ 1,5 [-]

Únosnost tlačené diagonálky $V_{rd,max}$ 1812,24 [kN]

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

V_{ed}	<	$V_{rd,max}$
1700	<	1812,24

VYHOVUJE**Využití konstrukce**

93,81% [%]

Součinitel přidavných namáhání

 ν 0,456 [-]

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

Pevnost v tlaku charakteristická hodnota

 f_{ck} 60 [MPa]

Pevnost v tlaku návrhová hodnota

 f_{cd} 40,00 [MPa]

Rameno vnitřních sil

 z 215,27 [mm]

Úhel sklonu smykové trhliny

 $\cot\theta$ 1,5 [-]Únosnost ve smyku bez smykové výztuže $V_{rd,c}$ 288,01 [kN]

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$$

V_{ed}	<	$V_{rd,max}$
1700	<	288,01

NEVYHOVUJE

Je potřeba smyková výztuž

Součinitel $C_{RD,c} = 0,18/\gamma_c$ $C_{RD,c}$ 0,12 [-]

Součinitel

 γ_c 1,5 [-]

Vliv výšky průřezu

 k 1,88 [-]

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

Účinná výška průřezu

 d 259 [mm]

Nejmenší šířka průřezu v tahové oblasti

 b 1000 [mm]

Uvažována šířka průřezu

Stupeň podélného vyztužení

 ρ_1 0,02 [-]

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$$

Navržená ohybová výztuž

 A_{sl} 8042,24 [mm²]KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

Maximální vzdálenost smykových třmínků s_{max} 194,25 [mm]

$$s \leq \min(0,75 \cdot d; 400 \text{ mm})$$

Účinná výška průřezu

d 259 [mm]

 s_{max} 259 > s 100,00
VYHOVUJESmykové vyztužení ρ_{sw} 0,0154 [-]

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_1}$$

Navržená smyková výztuž

 A_{sw} 1539,34 [mm²]

Šířka

b 1000 [mm]

Osová vzdálenost třmínků

s 100 [mm]

Maximální hodnota smykového vyztužení $\rho_{sw,max}$ 0,0210 [-]

$$\rho_{sw} \leq \rho_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot v \cdot f_{cd}}{f_{ywd}}$$

 $\rho_{sw,max}$ 0,0210 > ρ_{sw} 0,0154
VYHOVUJE

Součinitel přidavných namáhání

v 0,46 [-]

Pevnost v tlaku návrhová hodnota

 f_{cd} 40,00 [MPa]

Mez kluzu oceli třmínků

 f_{ywd} 435 [MPa]Minimální hodnota smykového vyztužení $\rho_{sw,min}$ 0,0012 [-]

$$\rho_{sw} \geq \rho_{sw,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

 ρ_{sw} 0,0154 > $\rho_{sw,min}$ 0,0012
VYHOVUJE

Pevnost v tlaku charakteristická hodnota

 f_{ctk} 60 [MPa]

Mez kluzu oceli charakteristická

 f_{yk} 500 [MPa]Maximální vzdálenost mezi větvemi třmínků $s_{t,max}$ 194,25 [mm]

$$s_t \leq s_{t,max} = \min(0,75 \cdot d; 600 \text{ mm})$$

 s_t 105,5556 [mm]

Osová vzdálenost větví třmínků

$$\begin{array}{ccc}
 S_{t,max} & & S_t \\
 194,25 & > & 105,56 \\
 \text{VYHOVUJE} & &
 \end{array}$$

Podle těchto výpočtů můžeme prohlásit, že zkoumanou desku by bylo teoreticky možné realizovat za předpokladu, že jsou reálné vnitřní síly, na kterých byly založeny výše uvedené posudky. V dalších modelech bude ověřeno, jak by bylo možné přenést část zatížení z desky nebo jak moc je zatížení desky podhodnoceno v důsledku tuhosti podpírané stěny.

Z výpočtů ale vyplývá, že při použití dostatečně kvalitních materiálů je desku možné navrhnout tak, aby vyhovovala na MSÚ i MSP. Problém může být cena a nedostupnost takovýchto materiálů. Dalo by se říct, že už se nejedná o typickou železobetonovou desku, ale o desku z vysokopevnostního betonu.

Pravděpodobně bychom z důvodu smyku chtěli použít ještě pevnější beton, abychom dosáhli větší rezervy, jelikož se jedná o hlavní nosný prvek celého objektu a v případě selhání ve smyku drcením tlačené diagonály by se jednalo o prudkou destrukci.

Pro srovnání ověříme, jakou tloušťku by musela mít deska z betonu C 30/37 za předpokladu stejných vnitřních sil.

Z výpočtů zjistíme že na stejné využití tedy 91 % se dostaneme s deskou tloušťky 500 mm. To sice představuje o 66% větší spotřebu betonu, ale zase používáme beton C 30/37 namísto C 60/75 a cena za m³ betonu bude tedy mnohem menší.

Výpočet smykové únosnost desky z běžného betonu C30/37 (nutná tloušťka 500 mm)

MATERIÁLY:

BETON	C 30/37	
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f_{ck}	30 [MPa]
Součinitel bezpečnosti pro beton	γ_c	1,5 [-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	f_{cd}	20,00 [MPa]
Pevnost v tahu střední hodnota	f_{ctm}	2,9 [MPa]
Modul pružnosti betonu střední hodnota	E_{cm}	32 [GPa]
OCEL	B500B	

Mez kluzu oceli charakteristická	f_{yk}	500 [MPa]
Mez kluzu oceli návrhová	f_{yd}	435 [MPa]
Modul pružnosti oceli	E_s	200 [GPa]

PRŮŘEZ

Šířka	b	1000 [mm]
Výška	h	500 [mm]
Krytí	c	25 [mm]
Účinná výška průřezu	d	459 [mm]
Maximální velikost zrna kameniva	D_{MAX}	16 [mm]

OHYBOVÁ VÝZTUŽ

Výztuž základního rastru - průměr \emptyset	2	32 [mm]
Rozteč základního rastru		100 [mm]
Pozice výztuže	1	
Příločky nejsou	n	

Navržená ohybová výztuž	$A_{s,prov}$	8042,2 [mm ²]
-------------------------	--------------	---------------------------

SMYKOVÁ VÝZTUŽ

Smyková výztuž - průměr	\emptyset	14 [mm]
Střížné	n	10 [ks]
Osová vzdálenost třmínků	s	100 [mm]

Navržená smyková výztuž	A_{sw}	1539,34 [mm ²]
-------------------------	----------	----------------------------

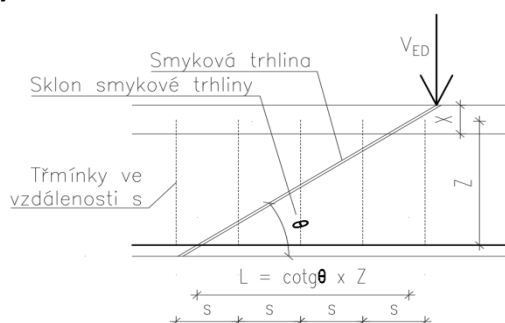
VNITŘNÍ SÍLY

Ohybový moment	M_{ED}	420 [kNm]
Posouvající síla	V_{ED}	1700 [kN]

NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE

NÁVRH: $\emptyset 14$ 10-střížné á 200 mm, $A_{sw} = 1539,3$ mm²
--

Návrhová posouvající síla	V_{RD}	1810,83 [kN]
Návrhová posouvající síla od zatížení	V_{ED}	1700 [kNm]
	V_{ED}	< V_{RD}
	1700	< 1810,83
		VYHOVUJE
		93,88% [%]

Využití konstrukce

$$V_{Rd,s1} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_1} \cdot z \cdot \cot \theta \geq V_{Ed,1}$$

Únosnost se smykovou výztuží	V_{RD}	1865,91 [kN]
Navržená smyková výztuž	A_{sw}	1539,34 [mm ²]
Mez kluzu oceli návrhová	f_{yd}	435 [MPa]
Osová vzdálenost třmínků	$s=s_1$	200 [mm]
Rameno vnitřních sil	z	371,54 [mm]
Úhel sklonu smykové trhliny	$\cot \theta$	1,5 [-]

<u>Únosnost tlačené diagonálky</u>	<u>$V_{rd,max}$</u>	<u>1810,83 [kN]</u>
------------------------------------	--------------------------------	---------------------

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

V_{ed}	<	$V_{rd,max}$
1700	<	1810,83

VYHOVUJE

Využití konstrukce		93,88% [%]
---------------------------	--	------------

Součinitel přídatných namáhání	v	0,528 [-]
--------------------------------	-----	-----------

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

Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f_{ck}	30 [MPa]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	f_{cd}	20,00 [MPa]
Rameno vnitřních sil	z	371,54 [mm]

Úhel sklonu smykové trhliny	$\cot\theta$	1,5 [-]
-----------------------------	--------------	---------

<u>Únosnost ve smyku bez smykové výztuže</u>	$V_{rd,c}$	<u>332,89</u> [kN]
--	------------	--------------------

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$$

V_{ed}	<	$V_{rd,max}$
1700	<	332,89

NEVYHOVUJE

Je potřeba smyková výztuž

Součinitel $C_{RD,c} = 0,18/\gamma_c$

$C_{RD,c}$	0,12 [-]
------------	----------

Součinitel

γ_c	1,5 [-]
------------	---------

Vliv výšky průřezu

k	1,66 [-]
---	----------

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

Účinná výška průřezu

d	459 [mm]
---	----------

Nejmenší šířka průřezu v tahové oblasti

b	1000 [mm]
---	-----------

Uvažována šířka průřezu

Stupeň podélného vyztužení

ρ_1	0,016084 [-]
----------	--------------

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$$

Navržená ohybová výztuž

A_{sl}	8042,24 [mm ²]
----------	----------------------------

KONSTRUKČNÍ ZÁSADYMaximální vzdálenost smykových třmínků

s_{max}	344,25 [mm]
-----------	-------------

$$s \leq \min(0,75 \cdot d; 400 \text{ mm})$$

Účinná výška průřezu

d	459 [mm]	
s_{max}	s	
459	>	200,00

VYHOVUJESmykové vyztužení

ρ_{sw}	0,0077 [-]
-------------	------------

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_1}$$

Navržená smyková výztuž	A_{sw}	1539,34 [mm ²]
Šířka	b	1000 [mm]
Osová vzdálenost třmínků	s	200 [mm]

Maximální hodnota smykového vyztužení

$$\rho_{sw,max} \quad 0,0121 \quad [-]$$

$$\rho_{sw} \leq \rho_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot v \cdot f_{cd}}{f_{ywd}}$$

$$\rho_{sw,max} \quad \rho_{sw}$$

$$0,0121 \quad > \quad 0,0077$$

VYHOVUJE

Součinitel přidavných namáhání	v	0,53 [-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	f_{cd}	20,00 [MPa]
Mez kluzu oceli třmínků	f_{ywd}	435 [MPa]

Minimální hodnota smykového vyztužení

$$\rho_{sw,min} \quad 0,0009 \quad [-]$$

$$\rho_{sw} \geq \rho_{sw,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{sw} \quad \rho_{sw,min}$$

$$0,0077 \quad > \quad 0,0009$$

VYHOVUJE

Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f_{ctk}	30 [MPa]
Mez kluzu oceli charakteristická	f_{yk}	500 [MPa]

Maximální vzdálenost mezi větvemi třmínků

$$s_{t,max} \quad 344,25 \quad [mm]$$

$$O_s \cdot s_t \leq s_{t,max} = \min(0,75 \cdot d; 600 \text{ mm})$$

$$s_t \quad 105,5556 \quad [mm]$$

$$s_{t,max} \quad s_t$$

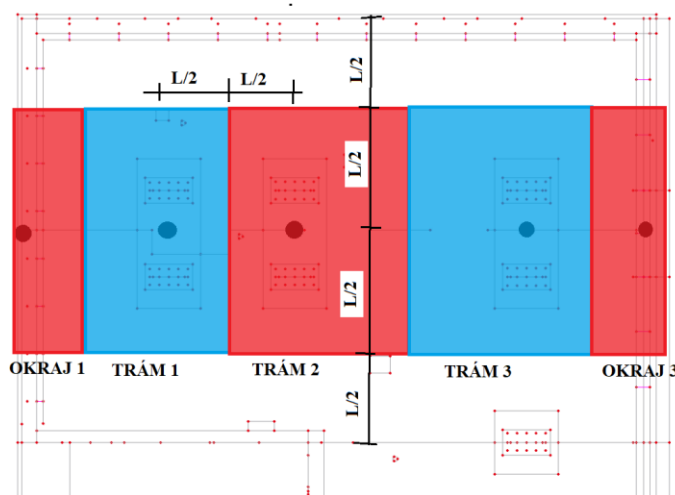
$$344,25 \quad > \quad 105,56$$

VYHOVUJE

4.5 Model 4 - Ruční výpočet

Pro ruční výpočet bylo do osy trámu aplikováno zatížení ze zatěžovací plochy. Tvar zatěžovací plochy pro strop nad 1.PP byl stanoven na základě poloviny rozpětí mezi osou trámu a osami ostatních podpor. Tato plocha byla poté protažena směrem nahoru skrz celý objekt. Konstrukce jsou tvořeny betonem C30/37 a výztuží B500B.

Výsledné liniové zatížení v ose trámu bylo poté vloženo v programu SCIA Engineer na prutový model trámu a byly stanoveny vnitřní síly na trámu. Prutový model trámu byl vytvořen se zahrnutím rozdílné tloušťky, a tedy i tuhostí jednotlivých částí desky. Střednice tenčích i tlustších prvků byla modelována ve stejné úrovni.



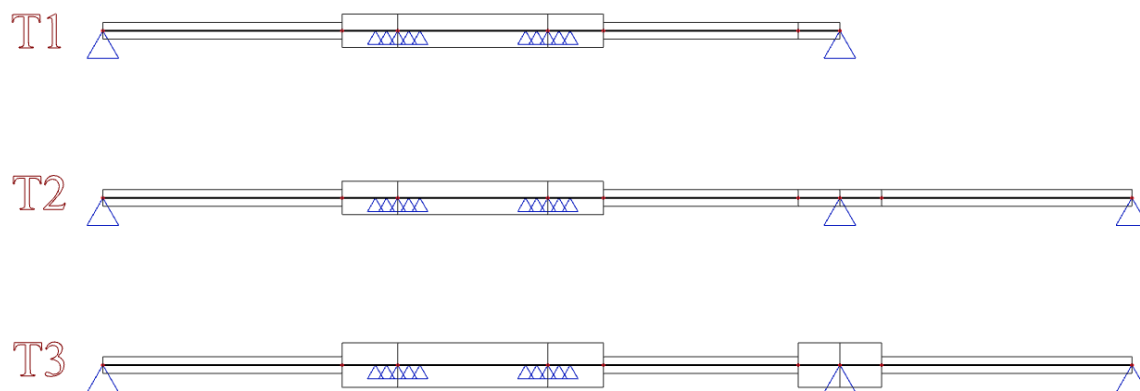
Obr. 60 Schéma zatěžovacích ploch trámů

Zatěžovací plochy (Obr. 60) jsou dotaženy až k obvodovým stěnám, protože objekt ve zkoumaném místě nadzemních podlažích neobsahuje obvodové nosné stěny ve směru rovnoběžném s trámy.

Vnitřní síly spočtené na prutových modelech trámů byly použity pro návrh smykové výztuže a podélné ohybové výztuže. Výztuž je uvedena v cm^2/m pro podélnou výztuž a v cm^2/m^2 pro smykovou výztuž, aby byly porovnávány stejné jednotky, ve kterých jsou výsledky ze 3D modelů.

Tabulka 3 Nutná výztuž dle ručního výpočtu

TRÁM		VÝZTUŽ		
ČÍSLO	PRŮŘEZ	DOLNÍ	HORNÍ	SMYK
		[cm^2/m]	[cm^2/m]	[cm^2/m^2]
1	2000x600	55	35	39
2	2000x600	72	46	51
3	2000x800	55	32	38



Obr. 61 Schéma 2D modelu pro ruční výpočet trámů

Tabulka 4 Tabulka zatížení trám 1

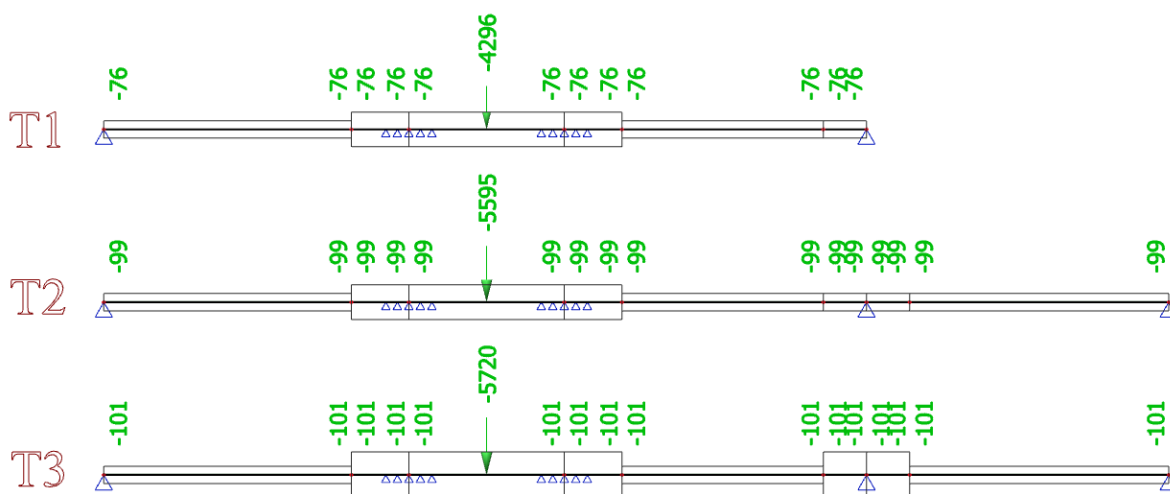
TRÁM 1										
ZATÍŽENÍ	Tloušťka	Objemová tíha	Plošné zatížení f_k	DÉLKA	ŠÍŘKA	VÝŠKA	POČET	SÍLA F_k	gama	SÍLA F_d
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[ks]	[kN]	[-]	[kN]
DESKY ostatní	240	25	6	6,7	4,3		7	1210,02	1,35	1633,53
PODLAHY 2			2	6,7	4,3		5	288,10	1,35	388,94
STŘECHA			4	6,7	4,3		2	230,48	1,35	311,15
PŘÍČKY			2	6,7	4,3		6	345,72	1,35	466,72
STĚNY BETON	250	25	6,25		4,3	3,1	6	499,88	1,35	674,83
STĚNY CIHLY	240	10	2,4		4,3	3,1	1	31,99	1,35	43,19
UŽITNÉ 3			3	6,7	4,3		6	518,58	1,50	777,87
								OSAMĚLÁ SÍLA:		3125
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN/m]	[-]	[kN/m]		4296
DESKY 1.pp	300	25	7,5		4,3	32,25	1,35	43,54		
PŘÍČKY			2		6,7	13,4	1,35	18,09		
UŽITNÉ 5			5		4,3	21,5	1,50	32,25		
			LINIOVÉ ZATÍŽENÍ					53,75		75,7875

Tabulka 5 Zatížení trám 2

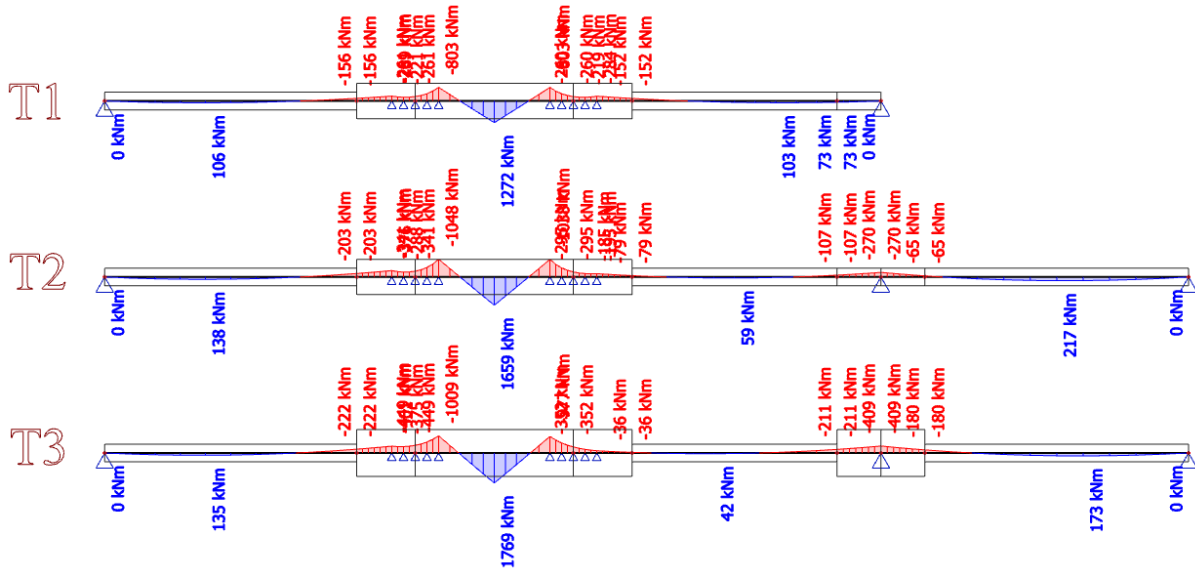
TRÁM 2										
ZATÍŽENÍ	Tloušťka	Objemová tíha	Plošné zatížení f_k	DÉLKA	ŠÍŘKA	VÝŠKA	POČET	SÍLA F_k	gama	SÍLA F_d
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[ks]	[kN]	[-]	[kN]
DESKY ostatní	240	25	6	6,7	5,6		7	1575,84	1,35	2127,38
PODLAHY 2			2	6,7	5,6		5	375,20	1,35	506,52
STŘECHA			4	6,7	5,6		2	300,16	1,35	405,22
PŘÍČKY			2	6,7	5,6		6	450,24	1,35	607,82
STĚNY BETON	250	25	6,25		5,6	3,1	6	651,00	1,35	878,85
STĚNY CIHLY	240	10	2,4		5,6	3,1	1	41,66	1,35	56,25
UŽITNÉ 3			3	6,7	5,6		6	675,36	1,50	1013,04
					OSAMĚLÁ SÍLA:			4069		5595
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN/m]	[-]	[kN/m]		
DESKY 1.pp	300	25	7,5		5,6	42	1,35	56,70		
PŘÍČKY			2		5,6	11,2	1,35	15,12		
UŽITNÉ 5			5		5,6	28	1,50	42,00		
			LINIOVÉ ZATÍŽENÍ			70		98,7		

Tabulka 6 Tabulka zatížení trám 3

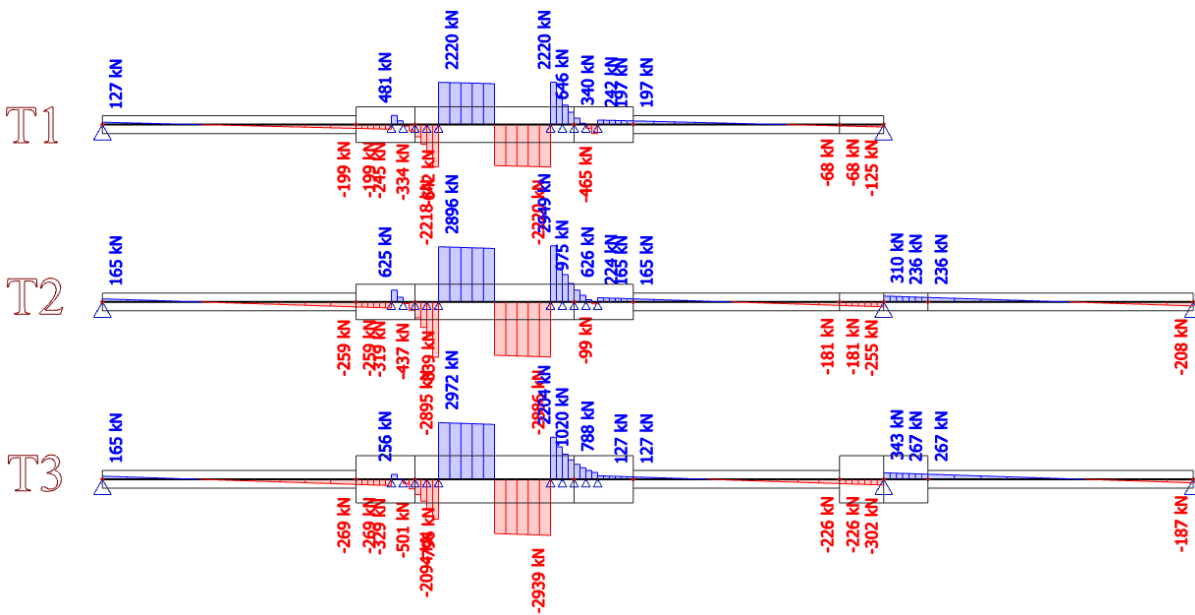
TRÁM 3										
ZATÍŽENÍ	Tloušťka	Objemová tíha	Plošné zatížení fk	DÉLKA	ŠÍŘKA	VÝŠKA	POČET	SÍLA Fk	gama	SÍLA Fd
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[ks]	[kN]	[-]	[kN]
DESKY ostatní	240	25	6	6,7	5,725		7	1611,02	1,35	2174,87
PODLAHY 2			2	6,7	5,725		5	383,58	1,35	517,83
STŘECHA			4	6,7	5,725		2	306,86	1,35	414,26
PŘÍČKY			2	6,7	5,725		6	460,29	1,35	621,39
STĚNY BETON	250	25	6,25		5,725	3,1	6	665,53	1,35	898,47
STĚNY CIHLY	240	10	2,4		5,725	3,1	1	42,59	1,35	57,50
UŽITNÉ 3			3	6,7	5,725		6	690,44	1,50	1035,65
					OSAMĚLÁ SÍLA:			4160		5720
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN/m]	[-]	[kN/m]		
DESKY 1.pp	300	25	7,5		5,725	42,938	1,35	57,97		
PŘÍČKY			2		5,725	11,45	1,35	15,46		
UŽITNÉ 5			5		5,725	28,625	1,50	42,94		
			LINIOVÉ ZATÍŽENÍ			71,563		100,9031		



Obr. 62 Zatížení ručního modelu [kN; kN/m]



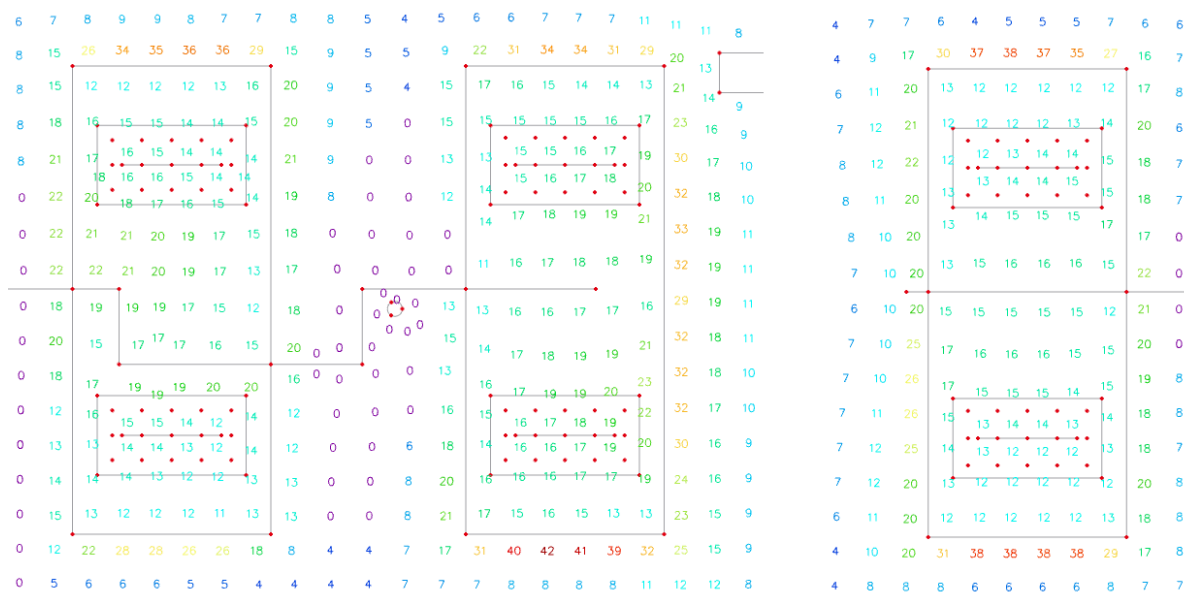
Obr. 63 Ohybový moment, ruční výpočet [kN/m]



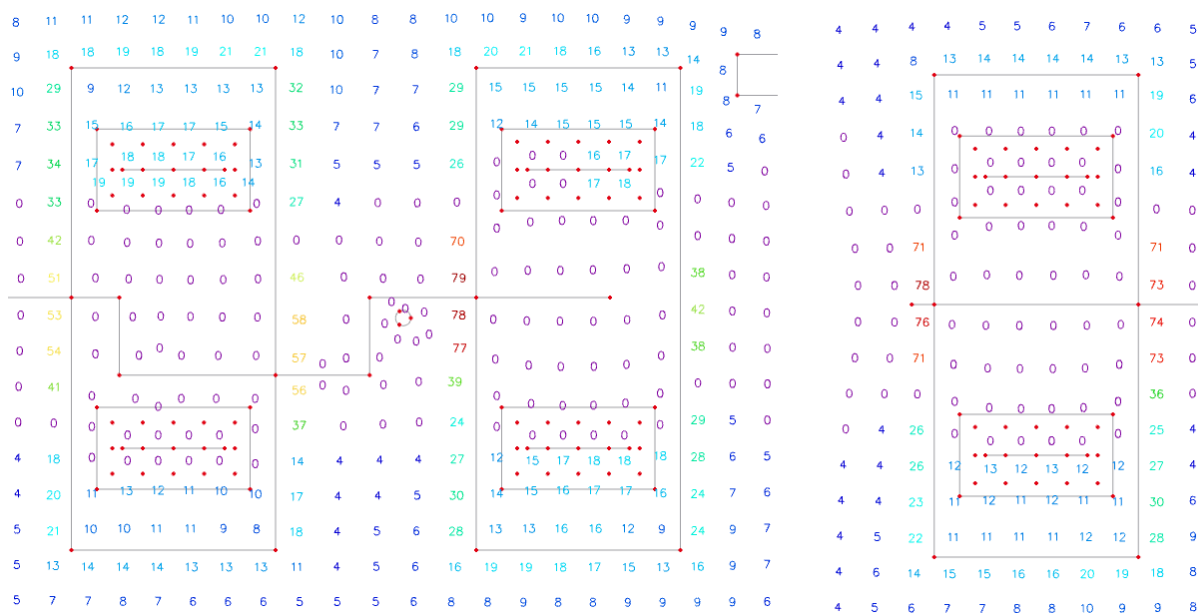
Obr. 64 Posouvající síla; ruční výpočet [kN]

4.6 Model 5 - Poddajnější stěna + T trám

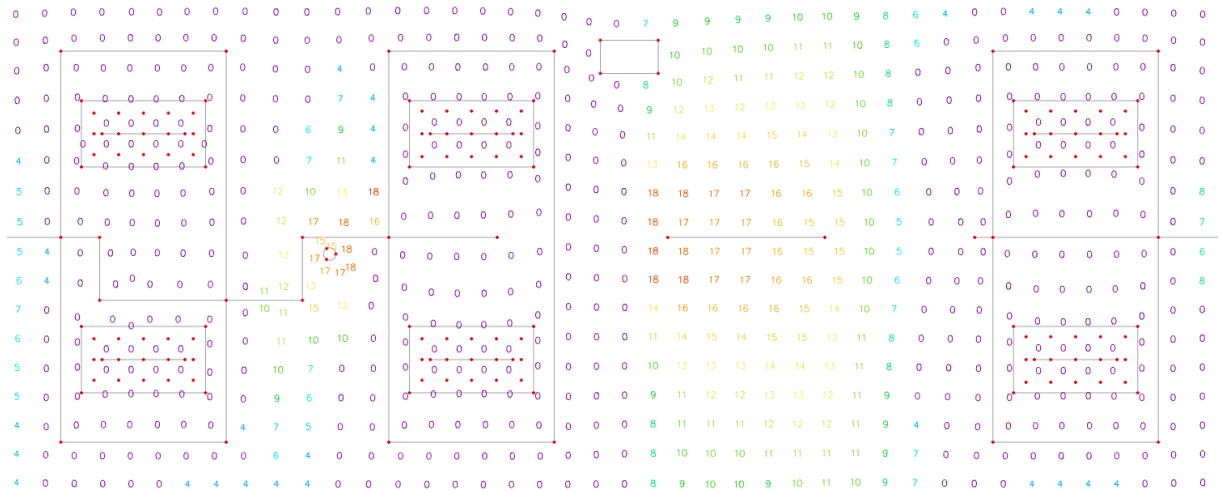
Jedná se o upravený model 2. Trámy jsou tedy modelovány jako podoblasti s excentricitou. Rozdílem je, že je 100x snížena smyková tuhost podpírané stěny. Cílem modelu je ověřit, jak by se konstrukce chovala, kdyby stěna dokázala přenášet zatížení pouze přímo svisle. Jak je tomu vidět na trajektoriích tlakových napětí (Obr. 72). Tuhost byla upravena v programu SCIA Engineer pomocí nastavení ortotropie prvku. Součinitel d_{33} vyjadřující smykovou tuhost stěny ve směru Z byl snížen 100x. Konstrukce jsou tvořeny betonem C30/37 a výztuží B500B.



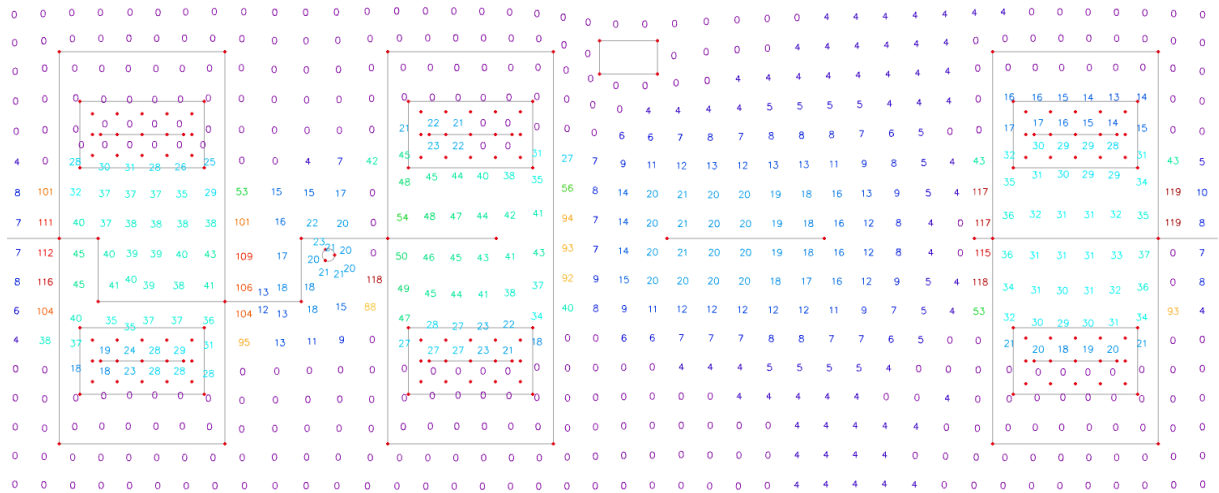
Obr. 65 Nutná horní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm²/m]



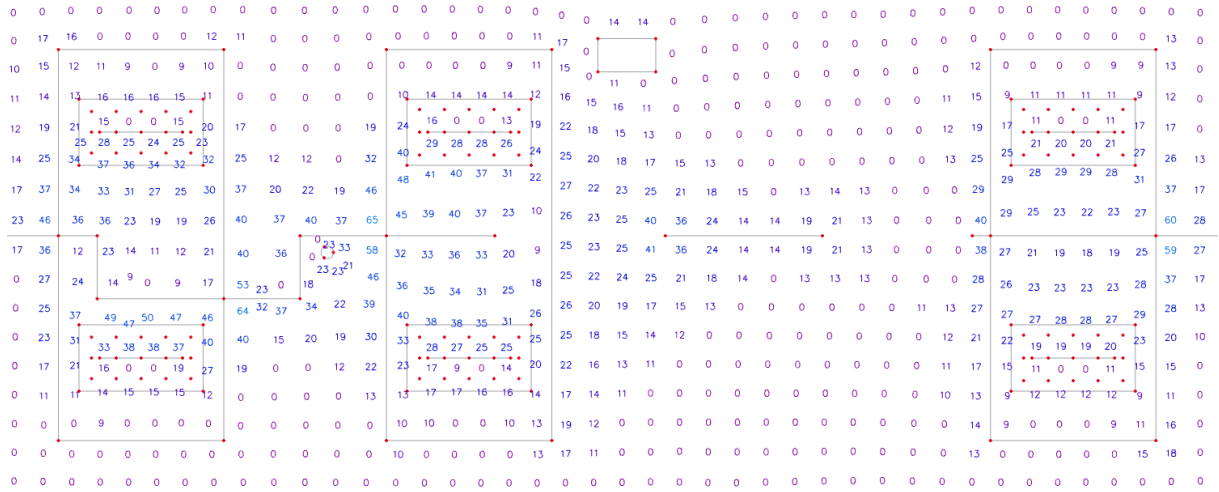
Obr. 66 Nutná horní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm²/m]



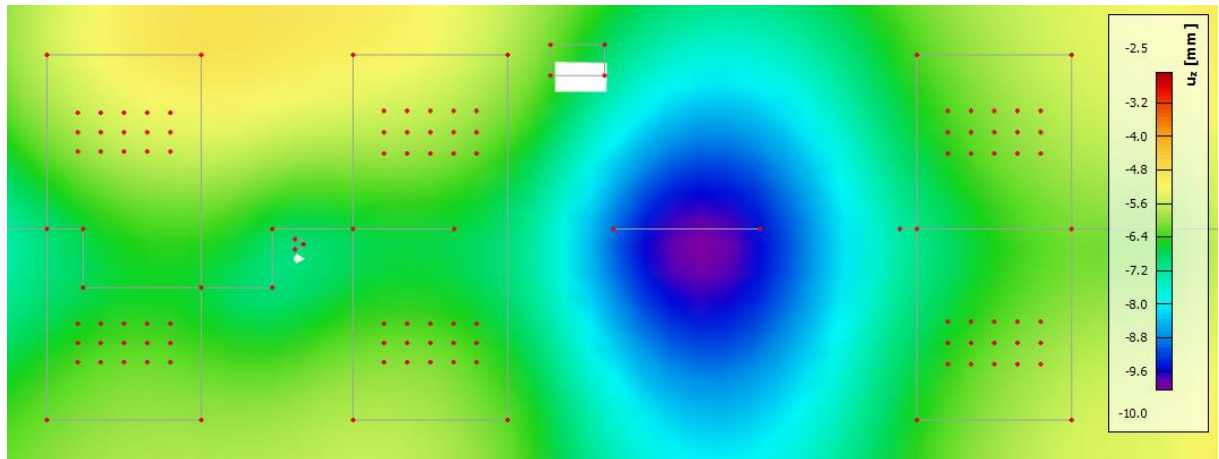
Obr. 67 Nutná dolní výztuž ve směru kolmém X na osu trámu [cm²/m]



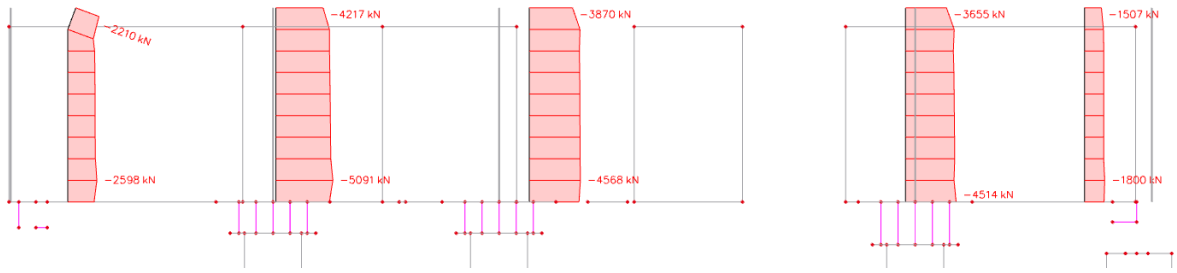
Obr. 68 Nutná dolní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm²/m]



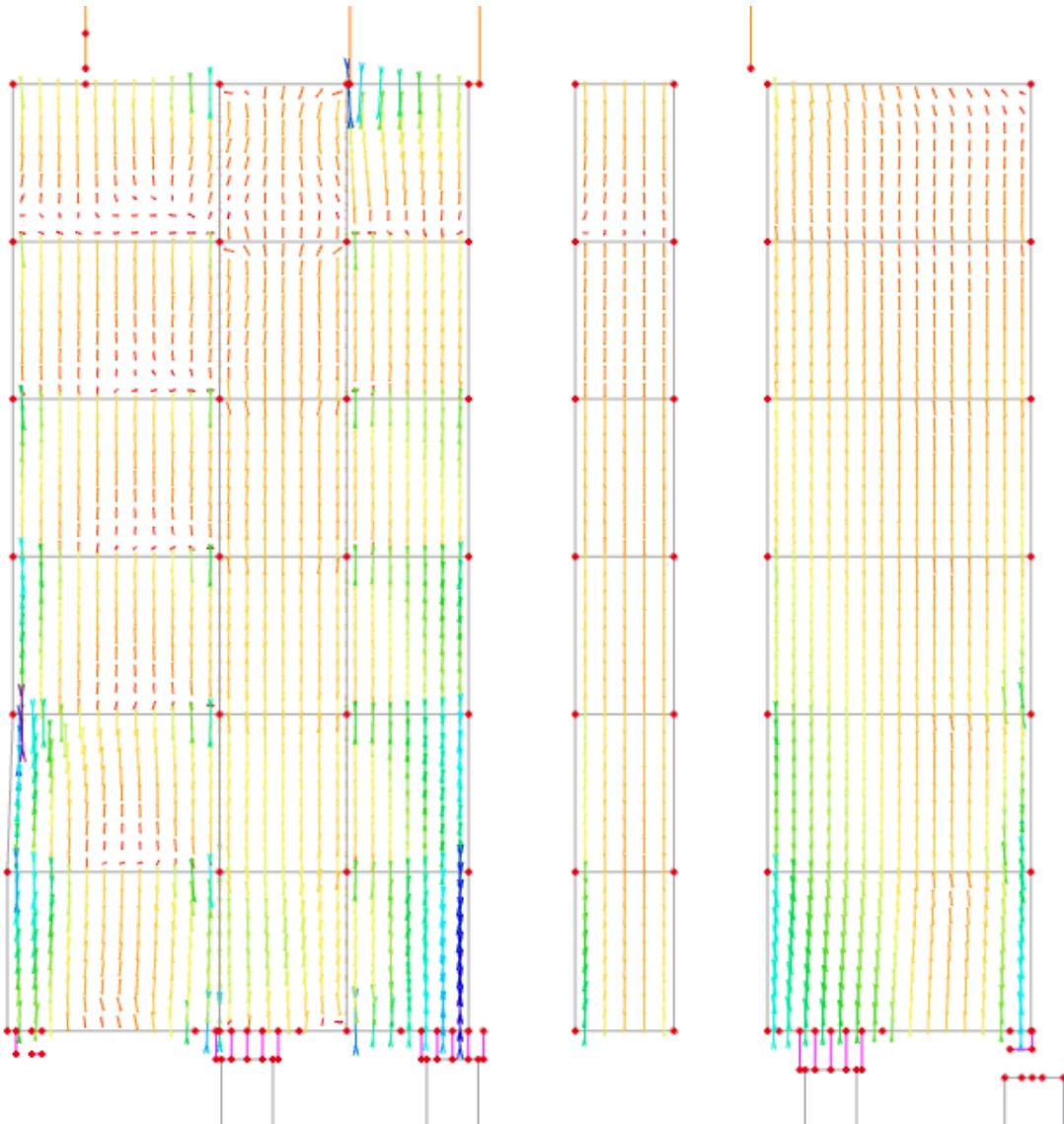
Obr. 69 Nutná smyková výztuž [cm²/m²]



Obr. 70 Lineární pružná deformace trámů ve směru z



Obr. 71 Normálové síly na integračních dílcích

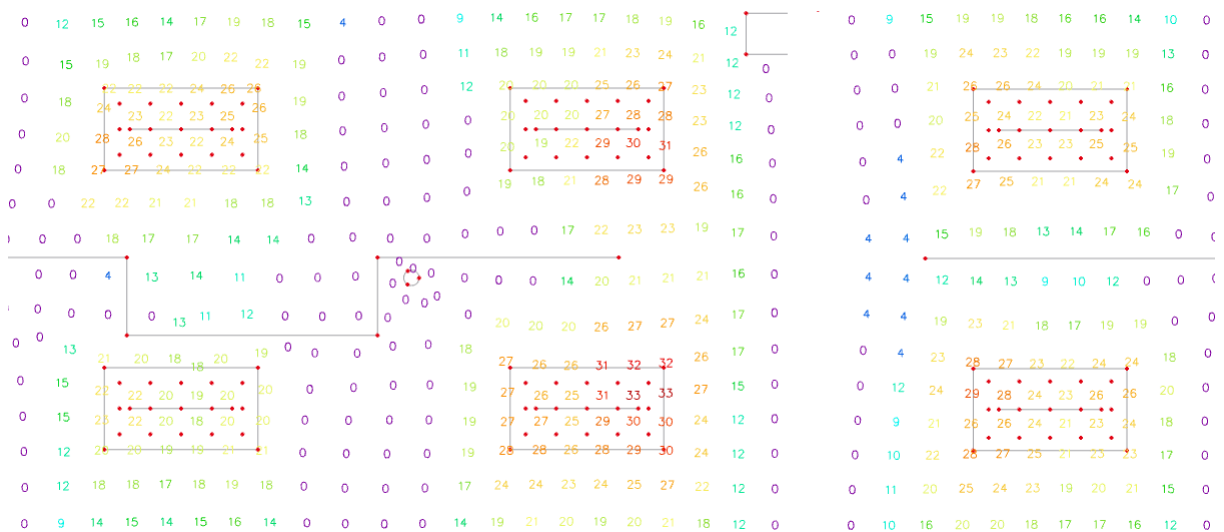


Obr. 72 Trajektorie tlakových napětí na stěně

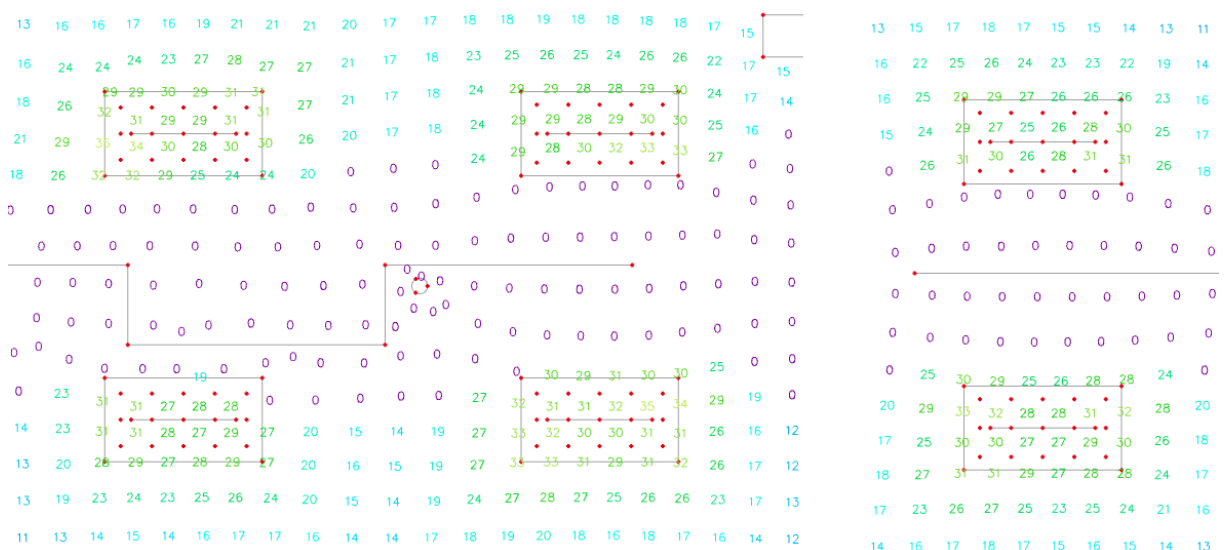
Výsledky na modelu 5 ukazují snížení nutné výztuže. Domnívám se, že je tomu proto, že zatížení ze stěny neteklo přímo do trámů, ale nejprve do desky. To zvýšilo průhyb desky a to zvýšilo poddajnost podpory, kterou tvoří stěna pro desky vyšších podlaží. Proto celkové zatížení, které nakonec přiteklo do trámů, bylo nižší, a proto byly nižší nutné plochy výztuže.

4.7 Model 6 – Poddajnější stěna + bez trámů

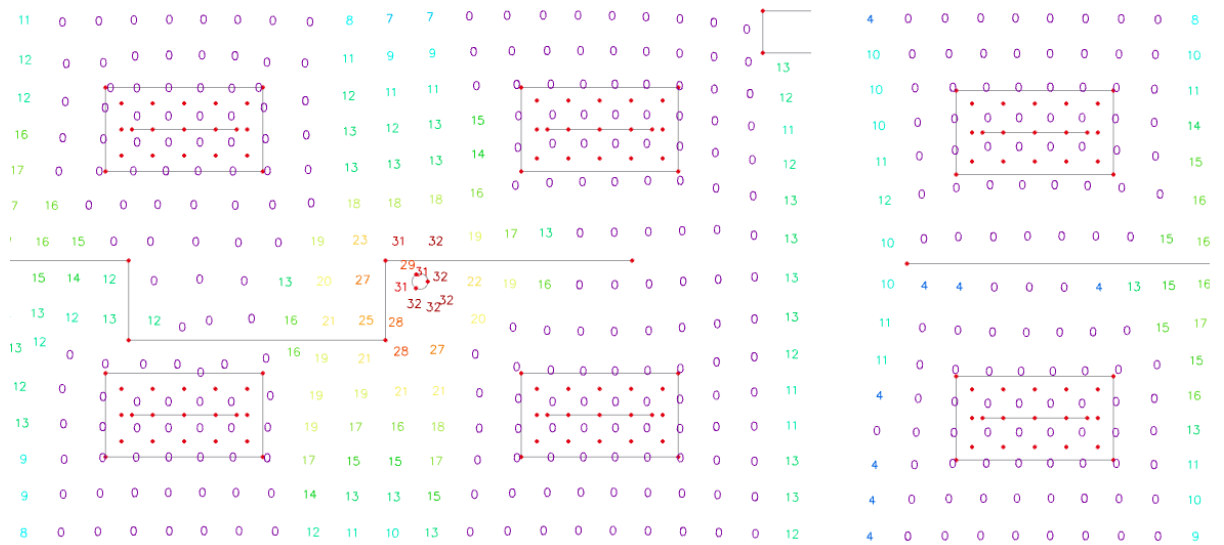
Jedná se o upravený model 3. Z konstrukce jsou odebrány trámy. Rozdílem je, že je 100x snížena smyková tuhost podpírané stěny. Cílem modelu je ověřit, jak by se konstrukce chovala, kdyby stěna dokázala přenášet zatížení pouze přímo svisle. Jak je tomu vidět na trajektoriích tlakových napětí (Obr. 72). Tuhost byla upravena v programu SCIA Engineer pomocí nastavení ortotropie prvku. Součinitel d_{33} vyjadřující smykovou tuhost stěny ve směru Z byl snížen 100x. Konstrukce jsou tvořeny betonem C30/37 a výztuží B500B.



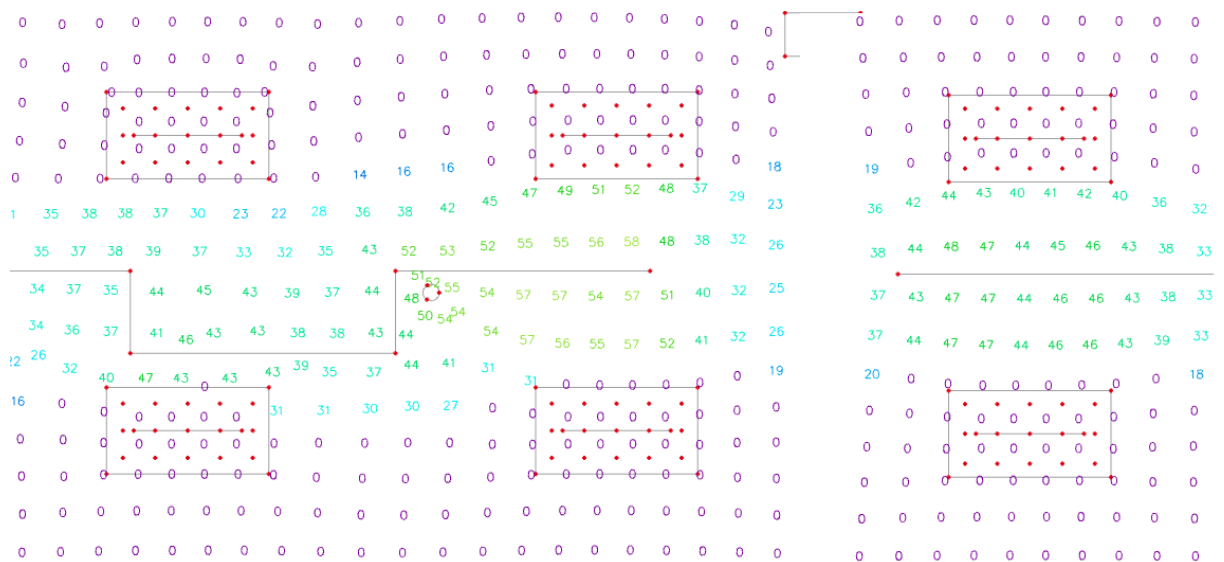
Obr. 73 Nutná horní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm²/m]



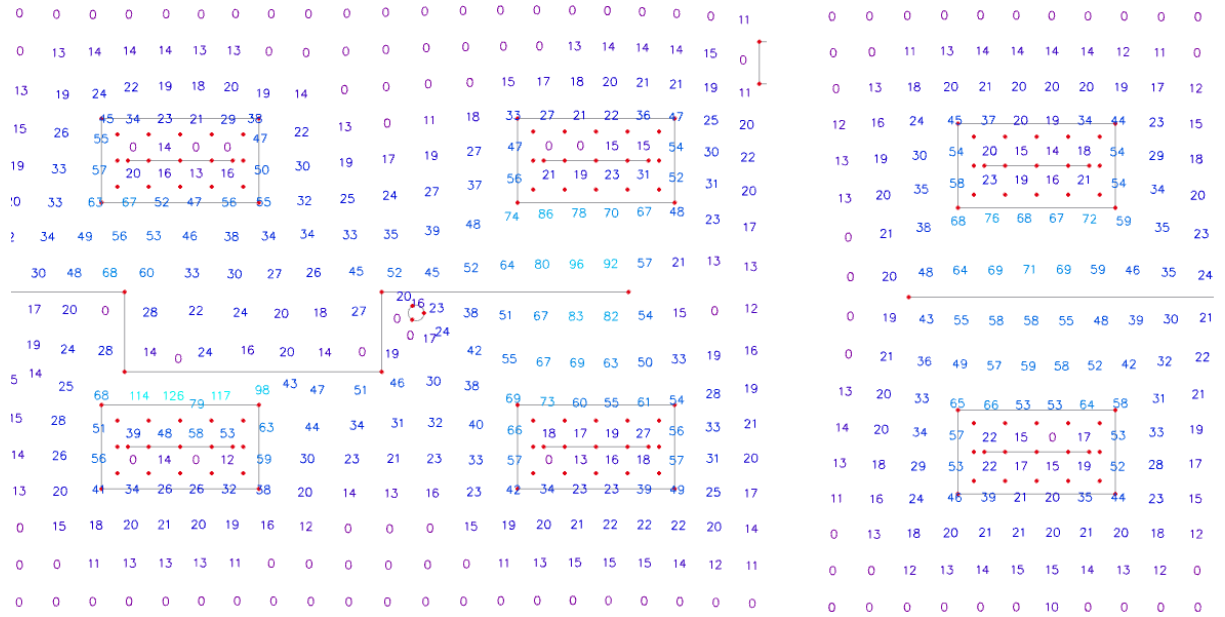
Obr. 74 Nutná horní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm²/m]



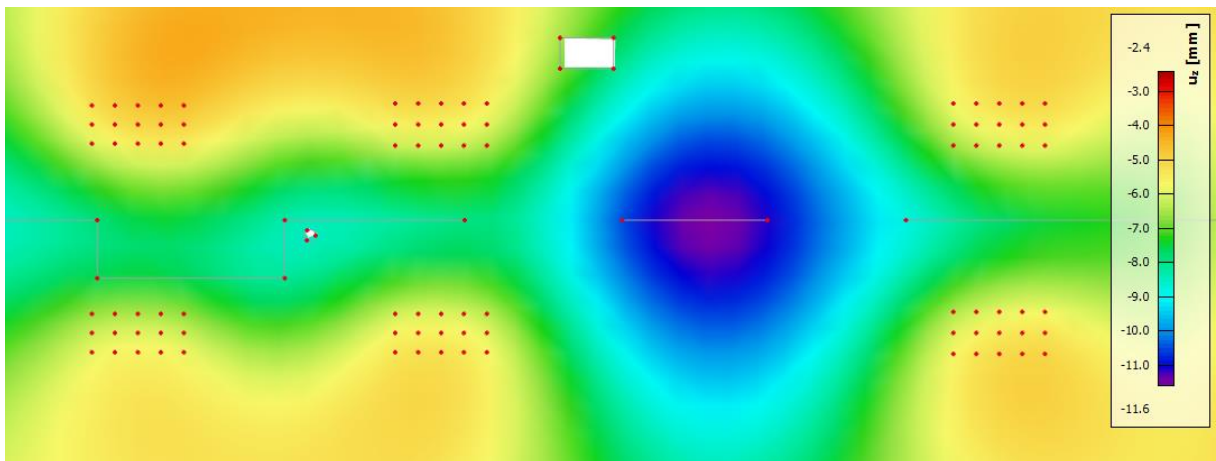
Obr. 75 Nutná dolní výztuž ve směru kolmém X na osu trámu [cm²/m]



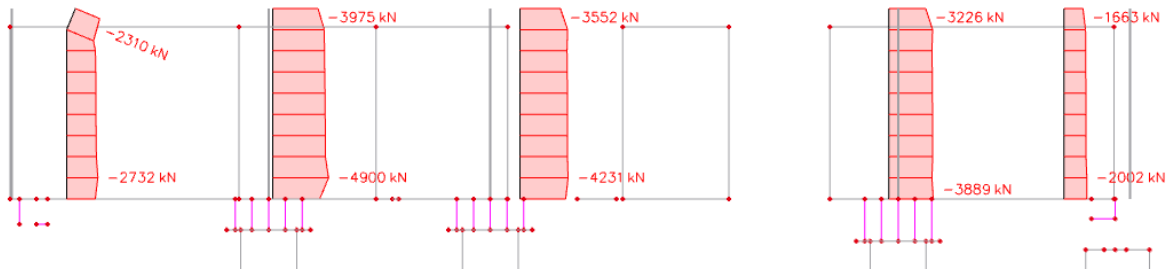
Obr. 76 Nutná dolní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm²/m]



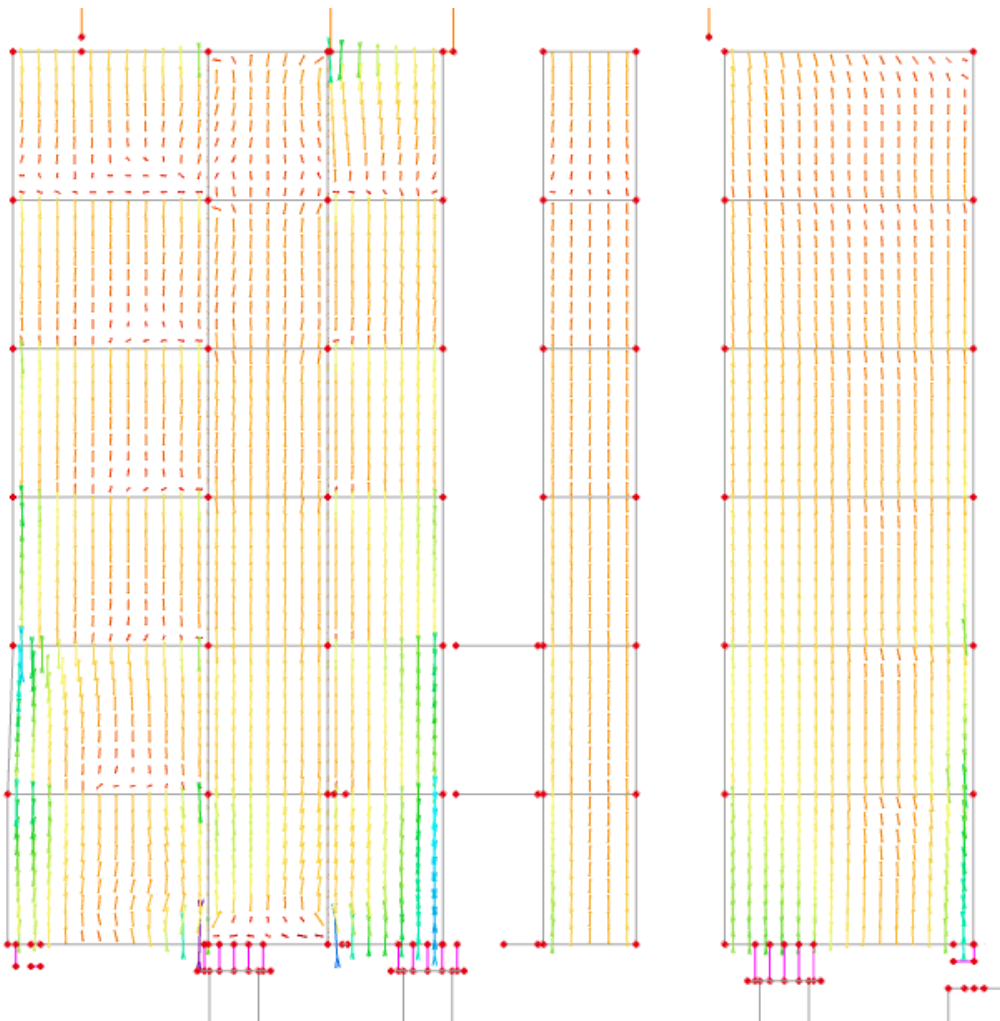
Obr. 77 Nutná smyková výztuž [cm²/m²]



Obr. 78 Lineární pružná deformace trámů ve směru z



Obr. 79 Normálové síly na integračních dílcích



Obr. 80 Trajektorie tlakových napětí na stěně

Můžeme si všimnout, že síly v krajních integračních dílcích jsou oproti ostatním modelům značně nižší. Zaměříme se na porovnání s modelem 3, který je modelu 6 nejbližší. Až na tuhost vynášené stěny jsou modely totožné.

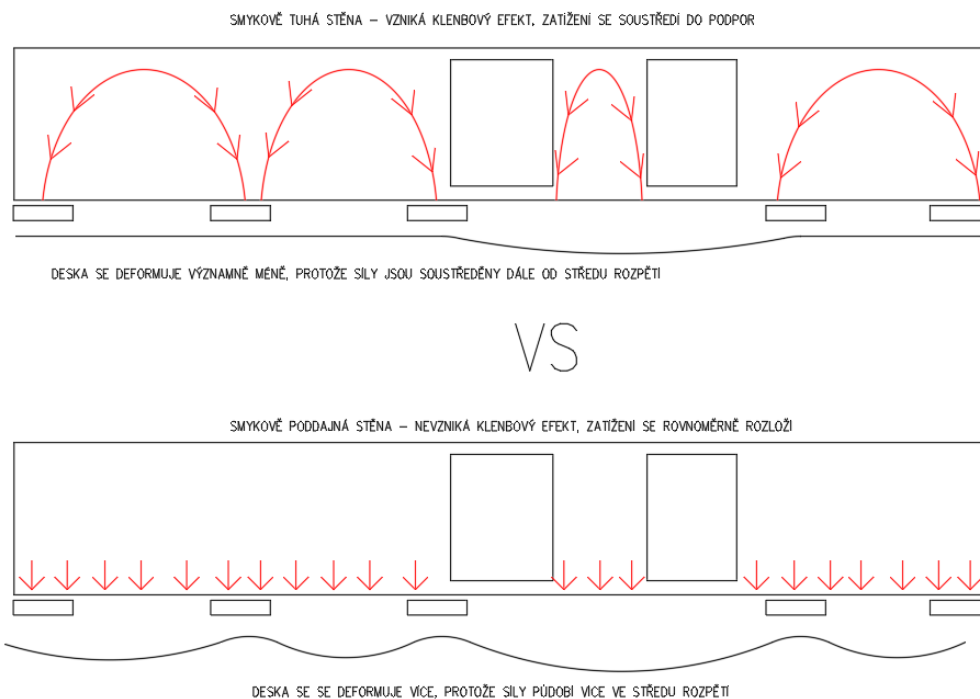
Nejznatelnější rozdíly jsou hlavně v krajních integračních dílcích, ale více zarážející je, že celková síla přenášená všemi 5 dílci a tedy i celková síla působící ve stěně je o 6 % menší.

Tabulka 7 Srovnání sil na integračních pásech modelů 3 a 6

MODEL	SÍLY NA INTEGRAČNÍCH DÍLCÍCH						
	Okraj 1	Trám 1	Trám 2	Trám 3	Okraj 3	CELKEM	POMĚR
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[%]
3 - Bez trámů	3338	5051	3595	3606	3379	18969	100%
6 - Poddajnější stěna + bez trámů	2732	4900	4231	3889	2002	17754	94%

Nejprve si zdůvodněme, proč je menší celková síla. Pokud se podíváme na průběh napětí na stěně v modelu 3 (Obr. 51), všimneme si, že se v 1.NP tvoří klenbový efekt, který zatížení soustředí do pomyslných podpěr, tedy do uložení stěny na trámy nad okrajovými stěnami. Tento efekt může vzniknout díky smykové tuhosti stěny, která byla v modelu 6 stonásobně snížena.

Díky tomuto efektu se zatížení ze stěny koncentruje do několika bodů. Můžeme si to představit tak, že místo toho, aby v místě styku desky a stropní desky působilo spojitě liniové zatížení, tak se zatížení soustředí do několika osamělých sil (Obr. 81). Naopak v případě smykově poddajné desky, ve které nemůže docházet ke klenbovému efektu, je zatížení víceméně rovnoměrně rozloženo.

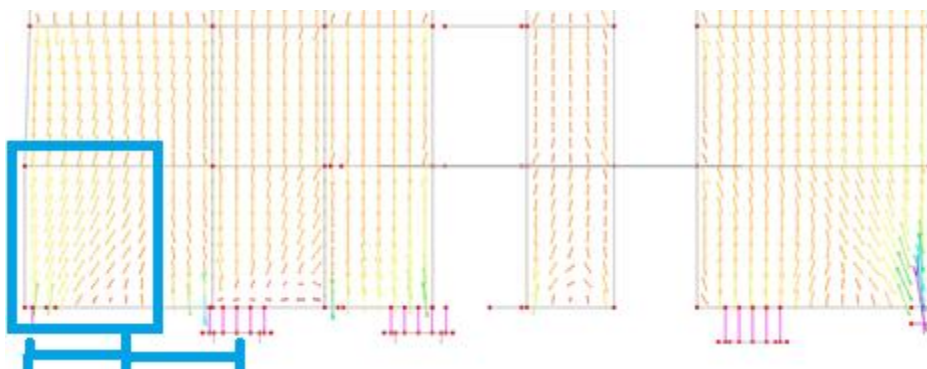


Obr. 81 Vliv smykové tuhosti stěny

Právě díky tomu, že je zatížení rovnoměrně rozloženo, dochází na desce, která podpírá stěnu, k větší deformaci, protože zatížení působí více ve středu rozpětí. Cesta zatížení do podpory je navíc delší. Zatížení jde nejprve ze stěny do desky a poté z desky do sloupů. Vzhledem k deformaci desky tedy dojde k poklesu stěny, která tvoří podporu desek vrchních podlaží. To znamená, že středová podpora desek horních podlaží je zatížena vynucenou deformací.

O stropních deskách zkoumané části objektu by se dalo mluvit jako o spojitých nosnících ve směru Y. Je jasné, že pokud středová oblast obsahuje vynucenou deformaci, sníží se tím v ní vzniklá reakce. To je důvod, proč je suma sil na integračních dílcích nižší pro poddajnější model 6 než pro tužší model 3.

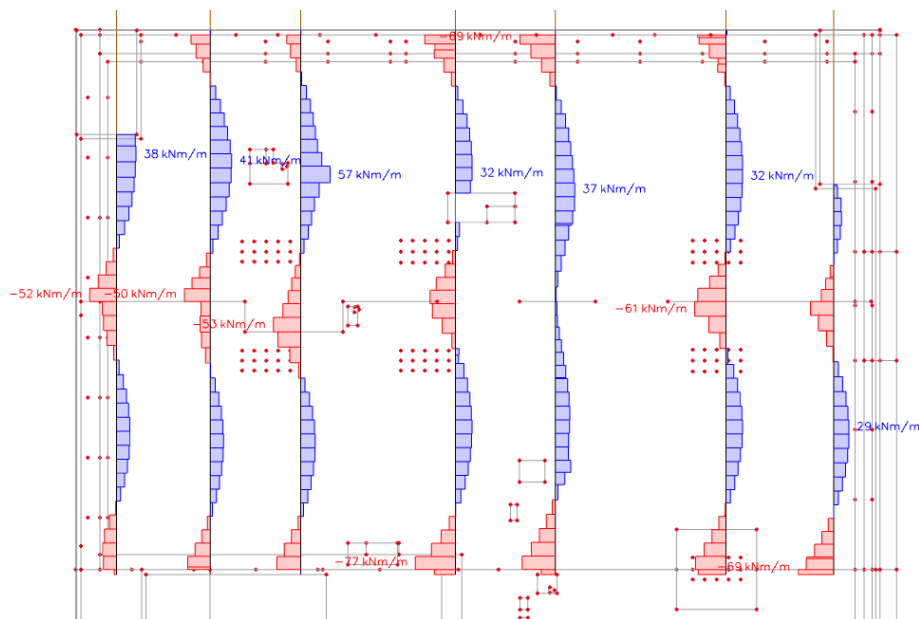
Důvodem, proč je síla v krajních integračních dílcích menší na modelu 6 než na modelu 3 je, že v modelu 3, který obsahuje smykově tuhou stěnu, se do pomyslné krajní podpory přesouvá více zatížení, než by bylo úměrné polovině rozpětí mezi trámem 1 a okrajovou stěnou (Obr. 82). Z obrázku uvidíme, že sklon vláken se mění směrem ke kraji i za polovinou rozpětí podpor. V modelu 3 do krajní podpory tedy teče více zatížení než pouze z poloviny. V modelu 6 je tomu naopak a zatížení se dělí v polovině. Do krajní podpory dotече zatížení méně a do trámů naopak více, což vysvětluje zvýšené namáhání trámů 2 a 3.



Obr. 82 Trajektorie tlakového napětí stěny 1.NP model 3

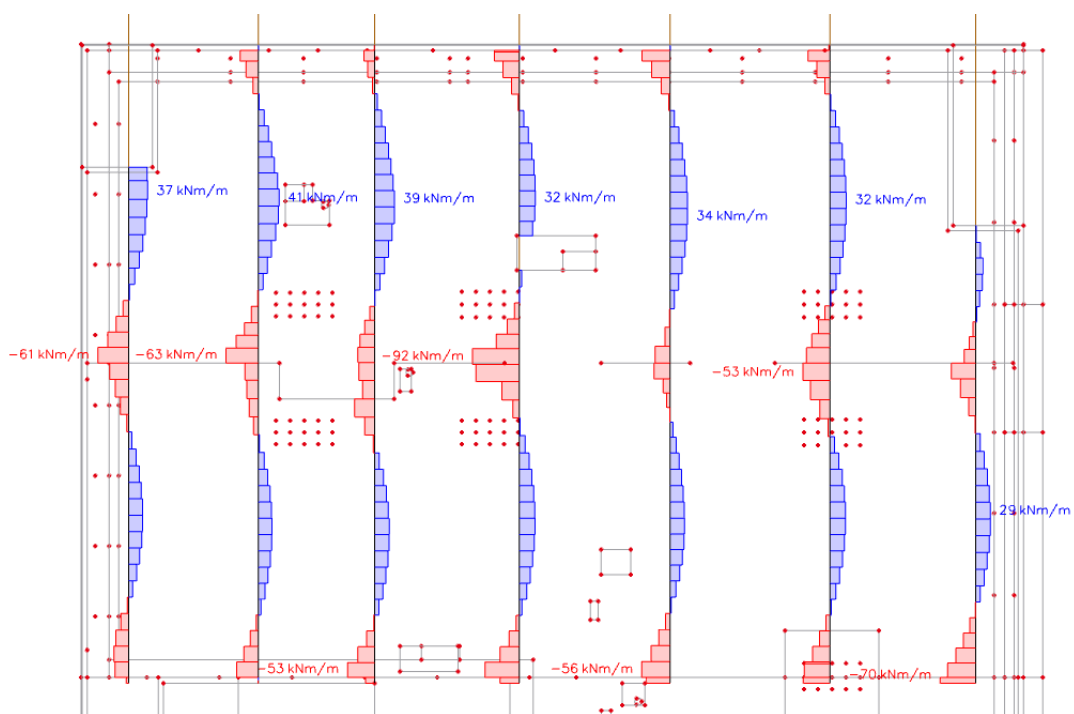
Naopak v případě modelu 6 budou trajektorie napětí svislé (Obr. 80) a do krajní podpory poteče zatížení pouze z poloviny rozpětí.

Fakt, že dochází k poklesu podpor, můžeme vydedukovat také z průběhu momentů se směru osy trámů na stropní desce nad 1.NP (Obr. 83 a Obr. 84), která je podpírána stěnou, kterou vynáší námi zkoumaná deska. Můžeme vidět, že momenty nad podporou v modelu 6 jsou zřetelně nižší, což jasně naznačuje pokles podpory. Zvýšení deformace můžeme vidět i na vykreslení lineární deformace (Obr. 50 a Obr. 78).



Obr. 83 MODEL 6 - Moment m_y

ve směru Y rovnoběžném s osou trámů na stropní desce nad 1.NP [kNm]

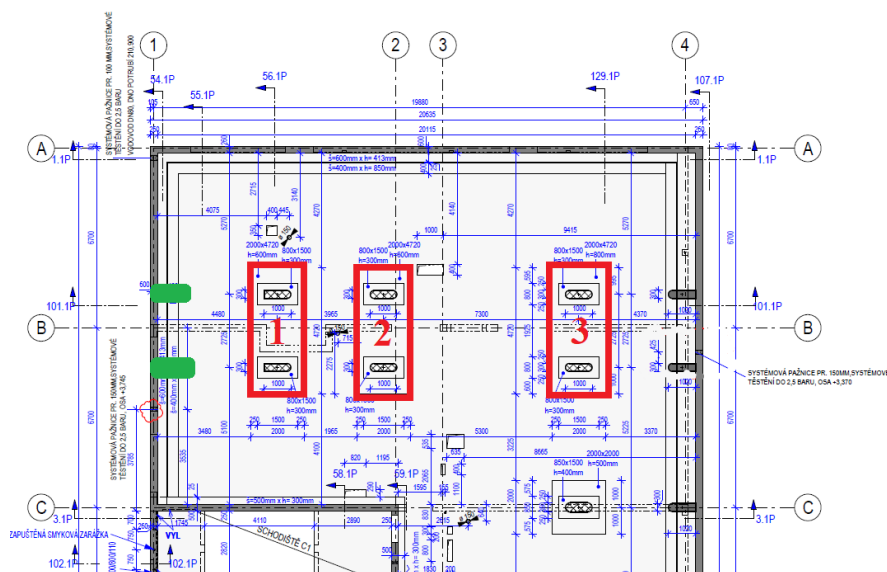


Obr. 84 MODEL 3 - Moment m_y

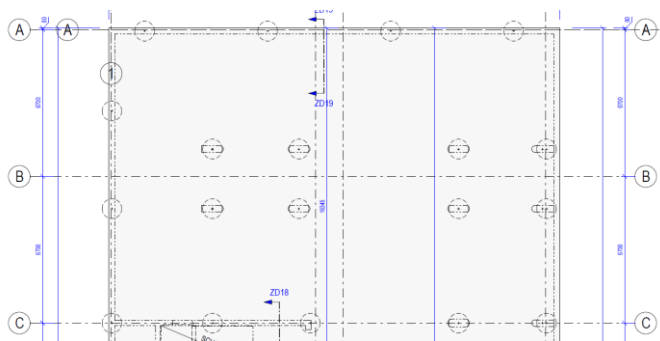
ve směru Y rovnoběžném s osou trámů na stropní desce nad 1.NP [kNm]

4.8 Model 7 – Bez trámů + zesílený okraj v ose 1

Jedná se o upravený model 3. Z konstrukce jsou odebrány trámy. Je ponechána původní tuhost stěny. Z průběhu napětí na stěně v modelu 3 (Obr. 51) vidíme, že napětí má tendenci směřovat do pomyslných trámů tvořících podpory stěny. Díky tomu vznikají v těchto místech větší síly. I za předpokladu snížení tuhosti stěny vlivem potrhání betonu předpokládám, že trajektorie napětí ve skutečné konstrukci budou směřovat do podpor a napětí se bude hromadit v pomyslných trámech. Proto považuji za výstižnější model s tuhou stěnou, a proto je v modelu s vyztuženým okrajem v ose 1 použita tuhá stěna.

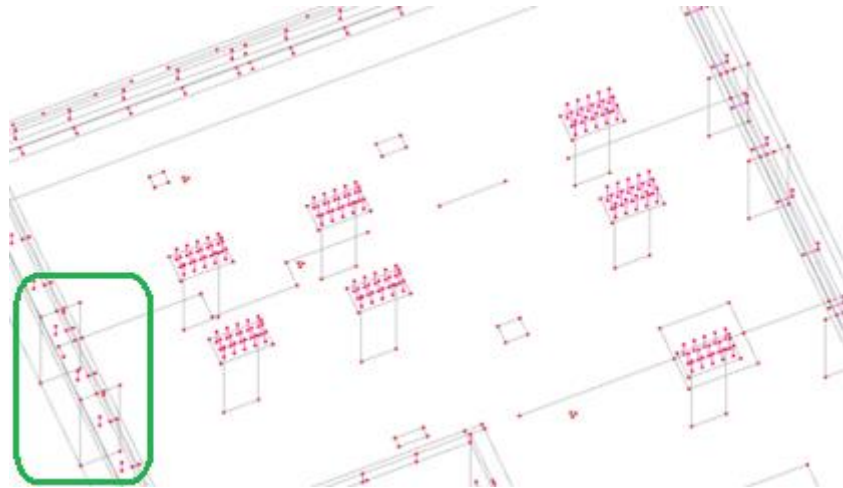


Obr. 85 Výsek výkresu tvaru skutečné konstrukce, zesílený okraj v ose 1 vyznačen zeleně

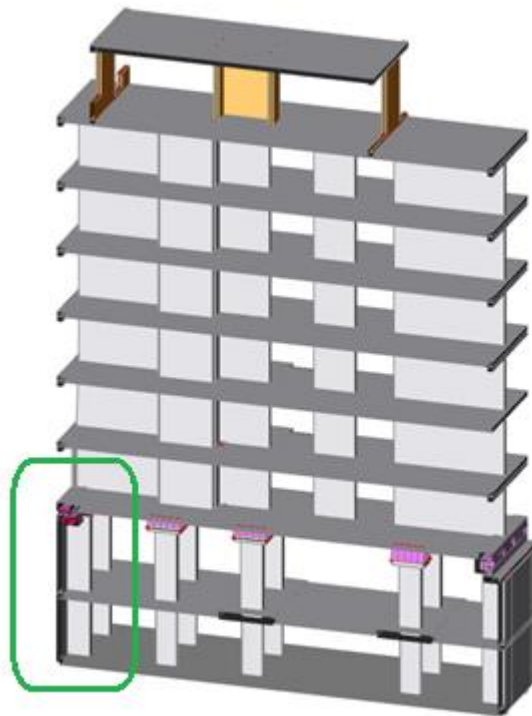


Obr. 86 Rozmístění pilot pod základovou deskou ve zkoumané části na skutečné konstrukci

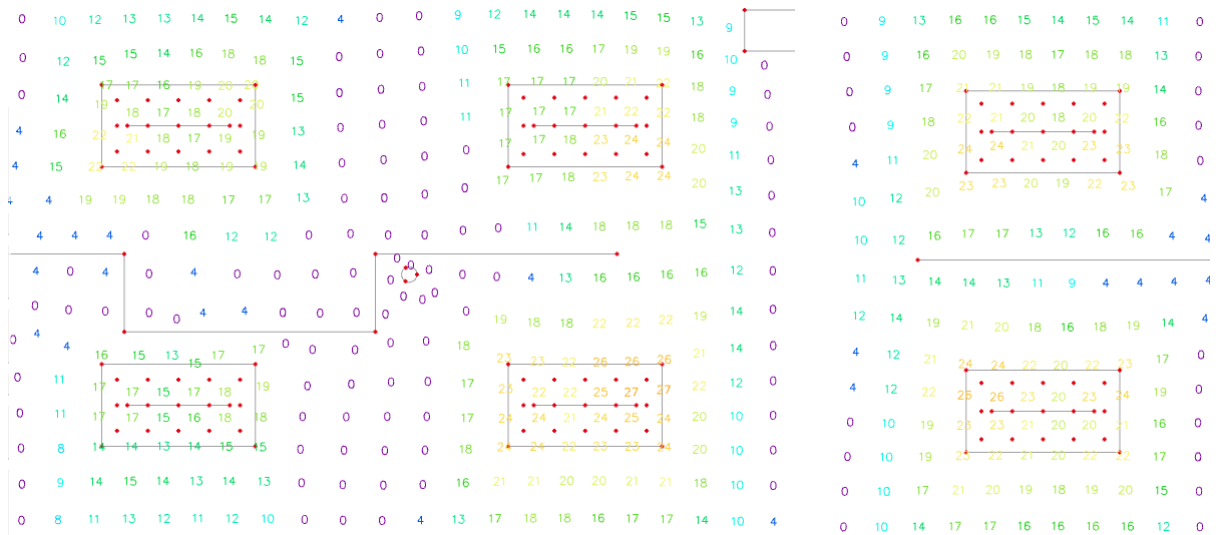
Skutečná konstrukce byla navržena se dvěma pilíři, které ztužují okraj u trámu 3 (okraj v ose 5). V tomto modelu budu zkoumat, jak by trámy mohla odlehčit tužší krajní podpora u trámu 1 (v ose 1). Do modelu tedy byly doplněny stejné ztužující pilíře k okraji u trámu 1 (do osy 1) jako jsou na druhé straně (v ose 5).



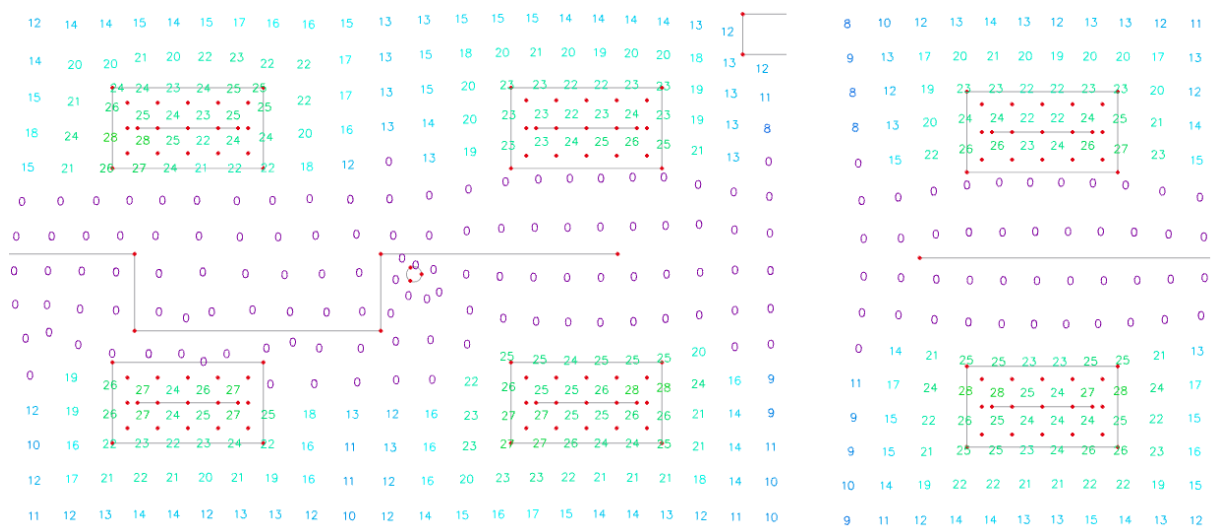
Obr. 87 Axonometrie modelu 7 s upravenými pilíři v okraji u trámu 1 (v ose 1)



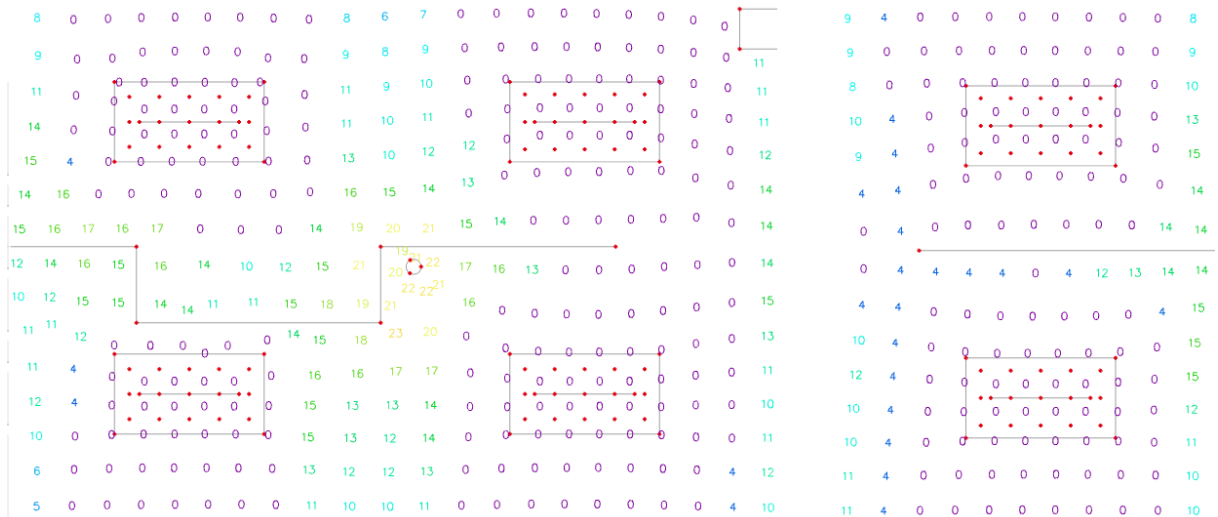
Obr. 88 3D schéma modelu s pilíři u trámu 1



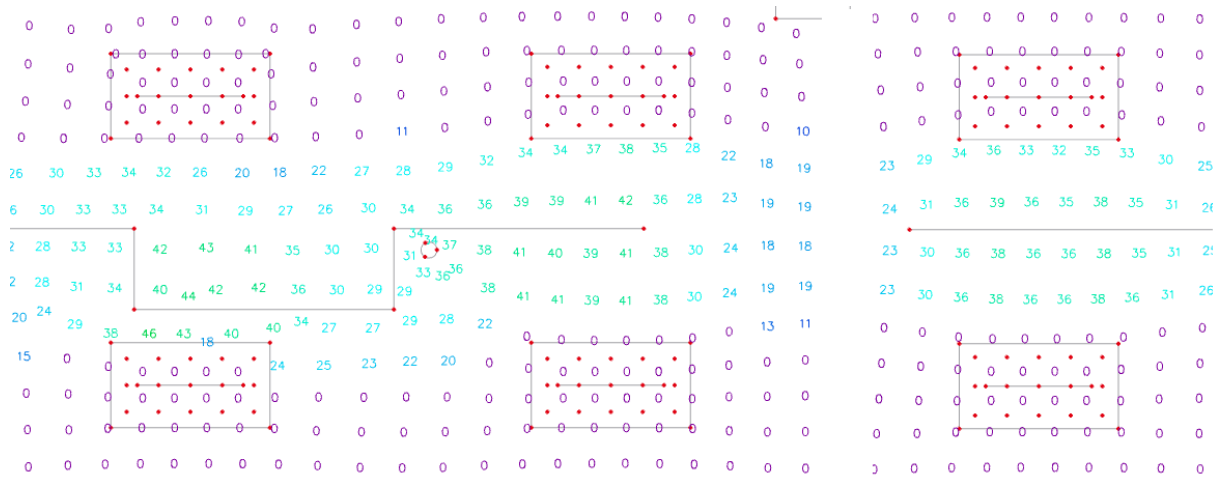
Obr. 89 Nutná horní výztuž ve směru X kolmém na osu trámu [cm²/m]



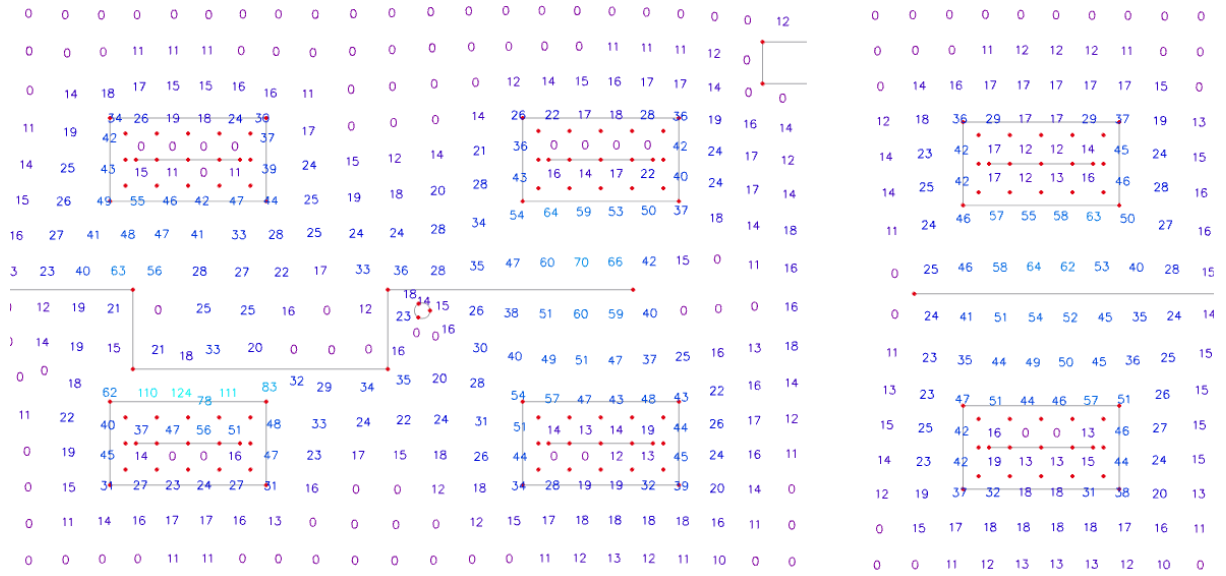
Obr. 90 Nutná horní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm²/m]



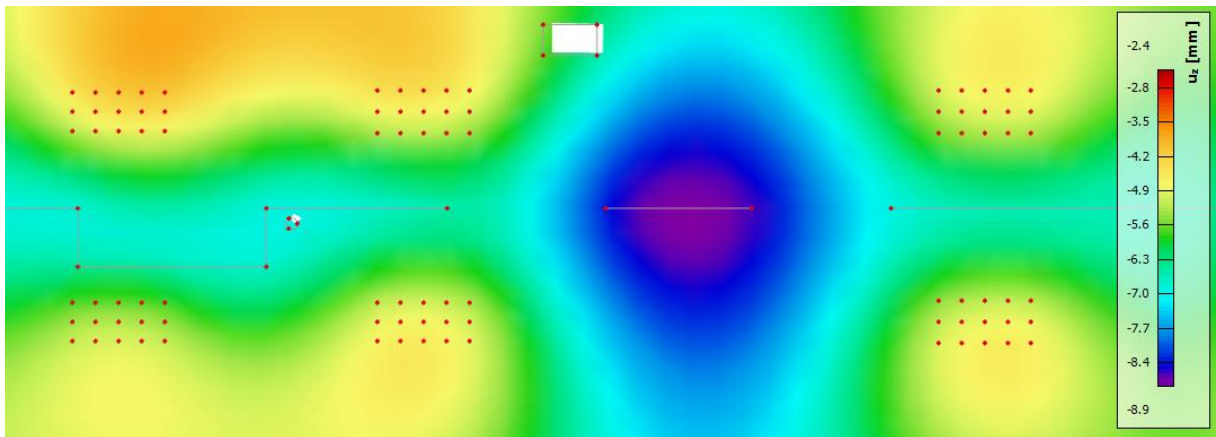
Obr. 91 Nutná dolní výztuž ve směru kolmém X na osu trámu [cm²/m]



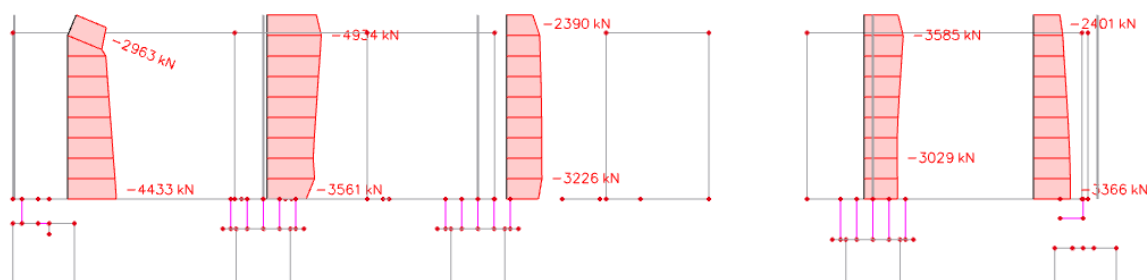
Obr. 92 Nutná dolní výztuž ve směru Y rovnoběžném s osou trámu [cm²/m]



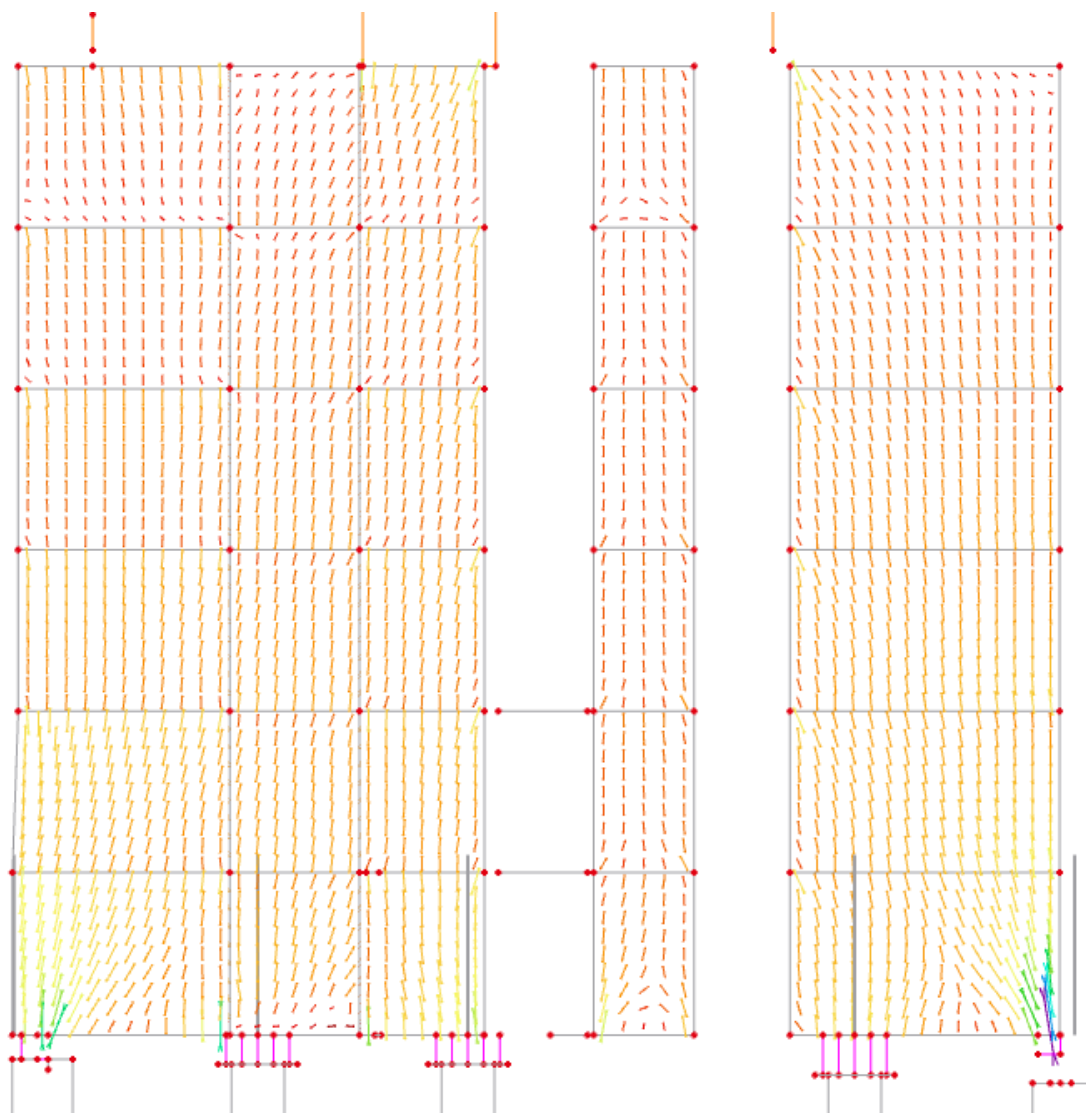
Obr. 93 Nutná smyková výztuž [cm²/m²]



Obr. 94 Lineární pružná deformace trámů ve směru z



Obr. 95 Normálové síly na integračních dílcích



Obr. 96 Trajektorie tlakových napětí na stěně

Model 7 měl za cíl ověřit, zda nebylo možné pomocí doplnění ztužujících pilířů v obvodové suterénní stěně dosáhnout snížení zatížení, které bude muset přenášet pomyslný trám 1. Výsledky ale ukázaly, že snížení sil není nijak vysoké. Nutná výztuž byla snížena pouze pro trám 1 (vedle kterého byly dodatečně pilíře realizovány), a to přibližně o 10-20 %. Domnívám se, že takovéto ušetření výztuže se v porovnání s náklady na pilíře a piloty pod pilíři nevyplatí.

4.9 Shrnutí modelů

Cílem kapitoly 4 – Statické modely bylo zjistit odlišnosti mezi vnitřními silami získanými pomocí jiných výpočtových přístupů. Snahou bylo porovnat a optimalizovat navrženou výztuž. Byly použity celkem 3 přístupy k sestavení výpočetního modelu.

Model 1 měl sloužit jako výchozí, jelikož to byl model, který byl použit k návrhu realizované konstrukce. V tomto modelu byly trámy modelovány jako centricky umístěné podoblasti.

Model 2 se snažil přiblížit skutečnému chování konstrukce tím, že trámy byly modelovány podoblastmi na excentricitě. Většina výsledků modelů 1 a 2 byla téměř totožná. Rozdíly byly ale v nutné dolní výztuži se směru osy trámu, kde dle modelu 2 s trámy na excentricitě vycházela nutná výztuž o 16–20 % vyšší. Na trámu 2 také vycházela o 10 % vyšší smyková výztuž (na ostatních trámech ne). Ostatní nutná výztuž byla v podstatě stejná. Můžeme tedy konstatovat, že výztuž se nepodařilo redukovat, naopak by bylo nutné doplnit 16-20 % výztuže. Nevyvozoval bych kvůli tomu závěr, že skutečná konstrukce je poddimenzovaná. Trámy reálné konstrukce byly navrženy na využití 50 – 60 %.

Cílem modelu 3 bylo ověřit, zda by konstrukce nemohla fungovat bez trámů. Prvotním předpokladem bylo, že vynášená stěna bude fungovat jako stěnový nosník. Předpokládal jsem, že přestože stěna obsahuje velké množství otvorů, dokáží nadpraží přenést smykové namáhání, protože jim k tomu bude dopomáhat přilehlá část desky. Dle průběhu trajektorií tlakových namáhání (Obr. 44) ale vidíme, že ve stěně nedochází k žádnému klenbovému efektu, který by spojoval dvě krajní podpory.

Z grafu srovnání sil na integračních dílcích (Obr. 106) vidíme, že síly na trámech klesly a částečně se přesunuly do okrajových podpor. Z grafů pro srovnání nutné výztuže pro všechny varianty (Obr. 97, Obr. 100, Obr. 103) potom můžeme vidět, že hlavní problém není v nutné ohybové výztuži, ale ve smykové výztuži. S ohledem na to, že konstrukce je v oblasti pomyslných trámů zatížena soustředěným namáháním působícím na malé rozpětí, je tato skutečnost realistická. Nutná ohybová výztuž dle modelu 3 je vyšší o přibližně 25 % pro směr X horní, 66 % pro směr Y horní a 50 % pro směr Y dolní. Oproti tomu nutná smyková výztuž je vyšší o 100–150 %.

Výpočty MSP omezení napětí, šířky trhlin a deformací rovněž potvrdily, že varianta bez trámů může fungovat. Hlavním problémem je omezení napětí v tlačeném betonu. Pro běžný beton C30/37 přesahují napětí pro charakteristickou i kvazistálou kombinaci přípustnou mez a konstrukce nevyhovuje MSP. Aby konstrukce vyhověla, je nutné použít beton minimálně C50/60.

Ještě větší problém nastává s výše zmíněným smykem. V místě sloupů je smyk v desce tak vysoký, že selhává tlačená diagonála. Aby konstrukce vyhověla, je nutné použít minimálně beton C60/75 a i tak dostaneme využití 91 % s rezervou pouhých 9 %. Pro konzervativněji navrženou konstrukci by bylo

nutné použít ještě kvalitnější beton. Vidíme tedy, že z běžně používaných materiálů by takovou desku nebylo možné realizovat. Jednalo by se o silně vyztužený prvek tvořený HPC.

V dalších kapitolách se budu věnovat možnosti alternativního řešení.

Ostatní modely sloužily k doplňkové kontrole výše pospaných modelů.

Ruční výpočet měl za cíl ověřit, zda se výsledky z programu alespoň přibližně shodují s ručními výpočty. Z výsledků můžeme vidět, že dle ručního výpočtu je nutná výztuž ve směru Y vyšší. Důvodem ale může být, že ruční výpočet nezahrnuje roznos zatížení ve směru X a také o přibližně 5 % nadhodnocuje zatížení. Shodu mezi výsledky programu a ručním výpočtem hodnotím jako dostatečnou. Zcela bezpečným přístupem by bylo navrhnout výztuž na obálku z výsledků všech modelů.

Model 7 měl za cíl ověřit, zda nebylo možné pomocí doplnění ztužujících pilířů v obvodové suterénní stěně dosáhnout snížení zatížení, které bude muset přenášet pomyslný trám 1. Výsledky ale ukázaly, že snížení sil není nijak vysoké. Nutná výztuž byla snížena pouze pro trám 1 (vedle kterého byly dodatečné pilíře realizovány), a to přibližně o 10-20 %. Domnívám se, že takovéto ušetření výztuže se v porovnání s náklady na pilíře a piloty pod pilíři nevyplatí.

Model 5 a 6 byly modelovány se smykově poddajnou stěnou, jejíž smyková tuhost byla snížena oproti ostatním modelům 100 násobně. Cílem bylo ověřit, jak moc konstrukci pomáhá fakt, že zatížení může ve stěně téct do nejbližší možné podpory.

Výsledky na modelu 5 ukazují snížení nutné výztuže. Domnívám se, že je tomu proto, že zatížení ze stěny neteklo přímo do trámů, ale nejprve do desky. To zvýšilo průhyb desky a to zvýšilo poddajnost podpory, kterou tvoří stěna pro desky vyšších podlaží. Proto celkové zatížení, které nakonec přiteklo do trámů, bylo nižší, a proto byly nižší nutné plochy výztuže.

Výsledky modelu 6 ukazují zvýšení zatížení a nutné výztuže pro trámy 2 a 3. Domnívám se, že je tomu proto, že kvůli absenci smykové tuhosti stěny nedokáže krajní podpory přenášet tak velké zatížení, ale proto zatížení zůstává v trámech.

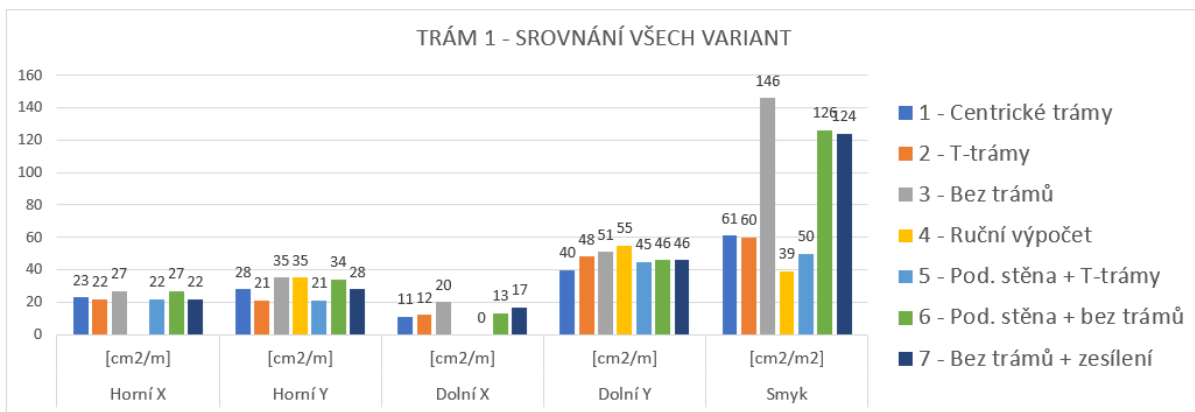
Domnívám se, že modely 5 a 6 nepopisují reálné chování konstrukce. Jejich výsledky jsou extrém, který by nastal, pokud bychom vynášenou železobetonovou stěnu nahradili zděnou stěnou. Smyková tuhost stěny sice klesne vlivem trhlin a dotvarování, ale jsem přesvědčen, že si uchová dostatečnou smykovou tuhost, aby přenášela zatížení do tužších podpor. Samozřejmě nejbezpečnější by bylo v případě modelů bez trámů desku navrhnout s nutnou výztuží, která by byla tvořena obálkou z výsledků ze všech modelů, ale domnívám se, že případné smykové ochabnutí stěny a vzniklé zvýšení nutné výztuže vykompenzuje rezerva, se kterou by byla konstrukce navržena.

Tabulka 8 Shrnutí výsledků

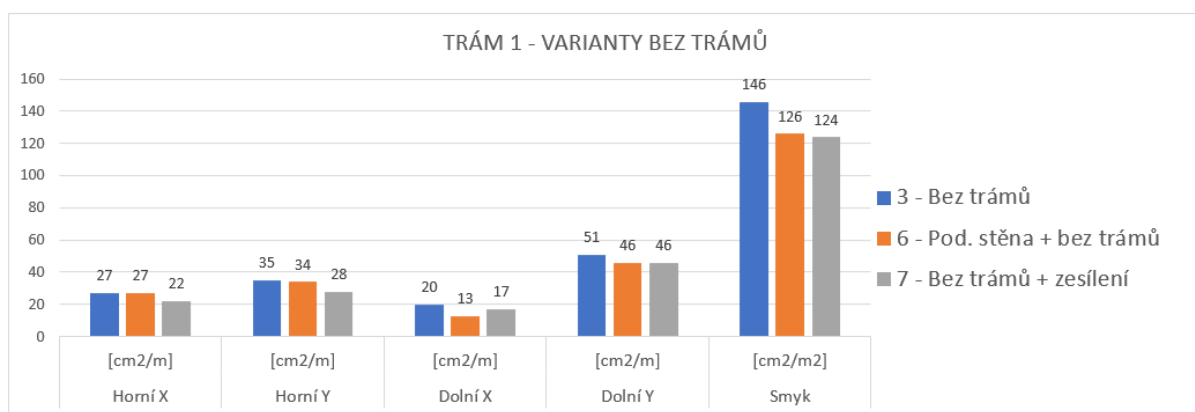
VŠE															
MODEL	TRÁM 1				TRÁM 2				TRÁM 3						
	NUTNÁ VÝZTUŽ		Dolní X		Dolní Y		Dolní X		Dolní Y		Dolní X		Dolní Y		
	Horní X [cm ² /m]	Horní Y [cm ² /m]	Dolní X [cm ² /m]	Dolní Y [cm ² /m]	Horní X [cm ² /m]	Horní Y [cm ² /m]	Dolní X [cm ² /m]	Dolní Y [cm ² /m]	Horní X [cm ² /m]	Horní Y [cm ² /m]	Dolní X [cm ² /m]	Dolní Y [cm ² /m]	Horní X [cm ² /m]	Horní Y [cm ² /m]	Dolní X [cm ² /m]
1 - Centrické trámy	23	28	11	40	61	27	20	0	42	40	28	21	0	28	28
2 - T-trámy	22	21	12	48	60	28	19	0	49	44	28	20	0	34	28
3 - Bez trámů	27	35	20	51	146	28	30	19	49	81	25	28	14	39	64
4 - Ruční výpočet		35		55	39		46		72	51		32		55	38
5 - Pod. stěna + T-trámy	22	21	0	45	50	32	21	0	54	48	26	20	0	37	31
6 - Pod. stěna + bez trámů	27	34	13	46	126	33	35	17	58	96	29	32	13	48	71
7 - Bez trámů + zesílení	22	28	17	46	124	27	28	17	41	70	26	28	13	38	64

BEZ TRÁMŮ															
MODEL	TRÁM 1				TRÁM 2				TRÁM 3						
	NUTNÁ VÝZTUŽ		Dolní X		Dolní Y		Dolní X		Dolní Y		Dolní X		Dolní Y		
	Horní X [cm ² /m]	Horní Y [cm ² /m]	Dolní X [cm ² /m]	Dolní Y [cm ² /m]	Horní X [cm ² /m]	Horní Y [cm ² /m]	Dolní X [cm ² /m]	Dolní Y [cm ² /m]	Horní X [cm ² /m]	Horní Y [cm ² /m]	Dolní X [cm ² /m]	Dolní Y [cm ² /m]	Horní X [cm ² /m]	Horní Y [cm ² /m]	Dolní X [cm ² /m]
3 - Bez trámů	27	35	20	51	146	28	30	19	49	81	25	28	14	39	64
6 - Pod. stěna + bez trámů	27	34	13	46	126	33	35	17	58	96	29	32	13	48	71
7 - Bez trámů + zesílení	22	28	17	46	124	27	28	17	41	70	26	28	13	38	64

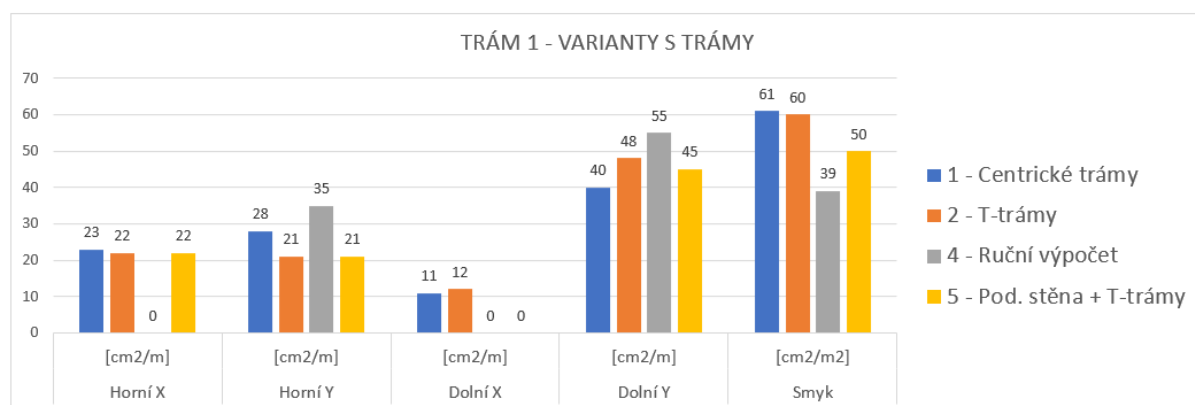
S TRÁMY															
MODEL	TRÁM 1				TRÁM 2				TRÁM 3						
	NUTNÁ VÝZTUŽ		Dolní X		Dolní Y		Dolní X		Dolní Y		Dolní X		Dolní Y		
	Horní X [cm ² /m]	Horní Y [cm ² /m]	Dolní X [cm ² /m]	Dolní Y [cm ² /m]	Horní X [cm ² /m]	Horní Y [cm ² /m]	Dolní X [cm ² /m]	Dolní Y [cm ² /m]	Horní X [cm ² /m]	Horní Y [cm ² /m]	Dolní X [cm ² /m]	Dolní Y [cm ² /m]	Horní X [cm ² /m]	Horní Y [cm ² /m]	Dolní X [cm ² /m]
1 - Centrické trámy	23	28	11	40	61	27	20	0	42	40	28	21	0	28	28
2 - T-trámy	22	21	12	48	60	28	19	0	49	44	28	20	0	34	28
4 - Ruční výpočet	0	35	0	55	39	0	46	0	72	51	0	32	0	55	38
5 - Pod. stěna + T-trámy	22	21	0	45	50	32	21	0	54	48	26	20	0	37	31



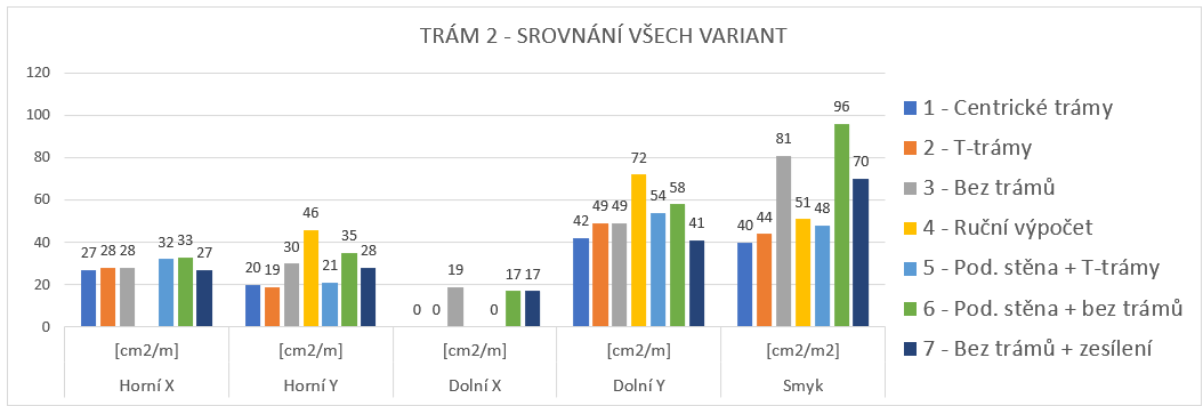
Obr. 97 Srovnání nutné výztuže trám 1 - všechny modely



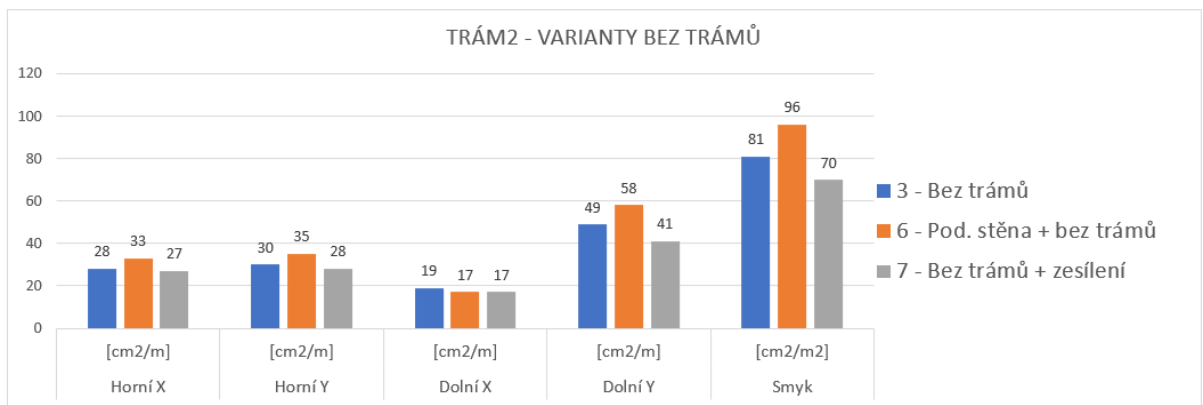
Obr. 98 Srovnání nutné výztuže trám 1 - modely bez trámů



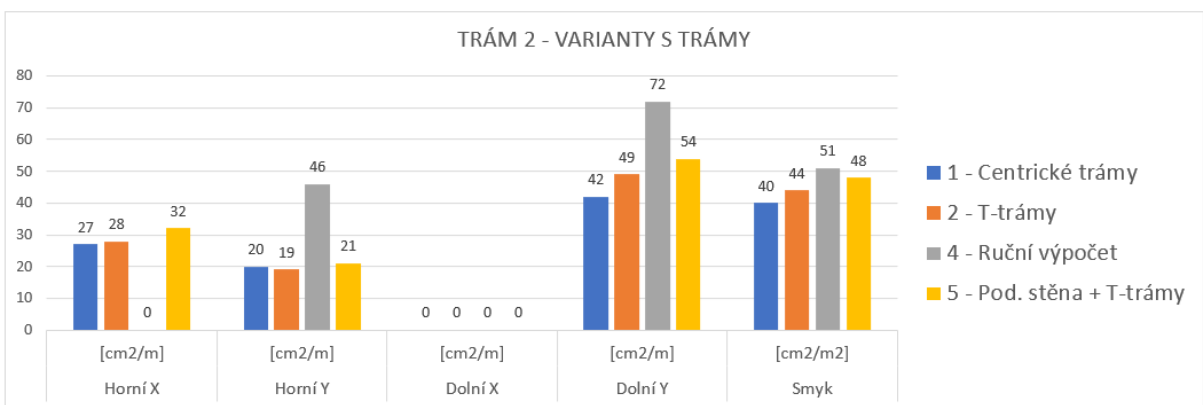
Obr. 99 Srovnání nutné výztuže trám 1 - modely s trámy



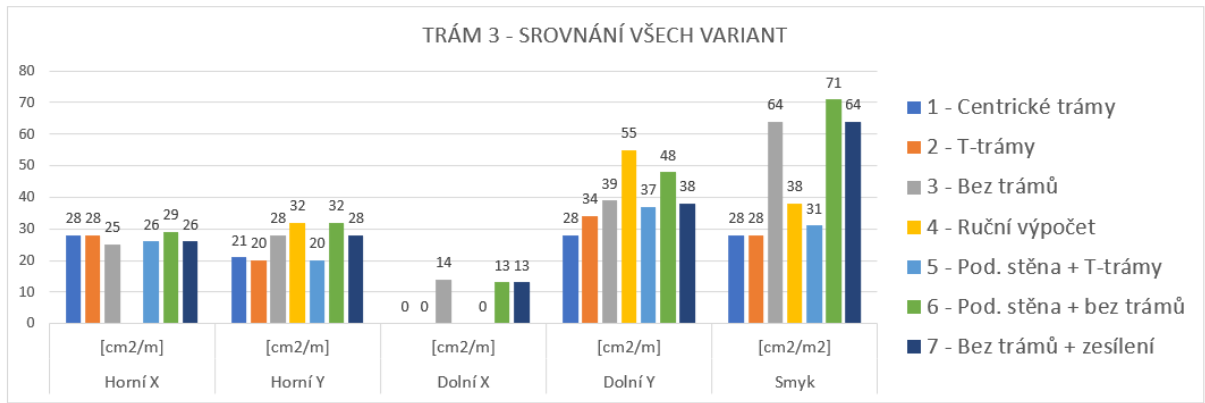
Obr. 100 Srovnání nutné výztuže trám 2 - všechny modely



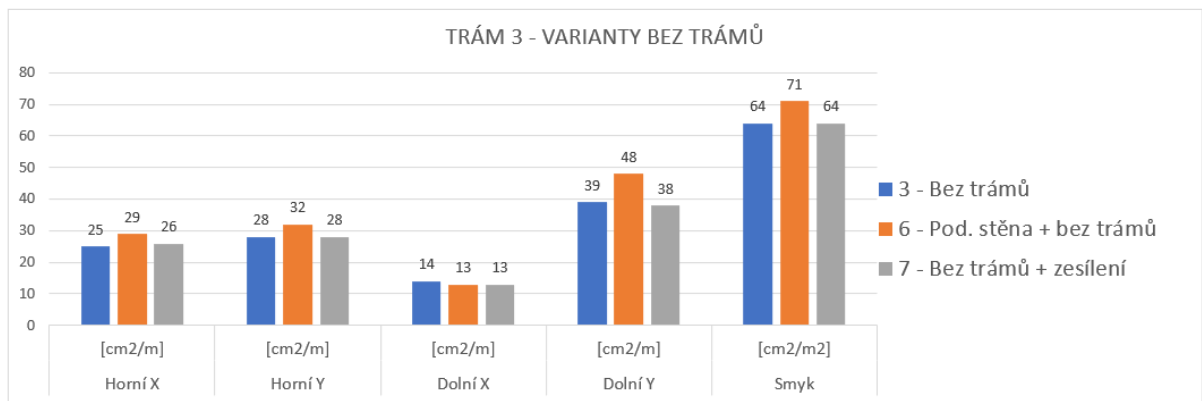
Obr. 101 Srovnání nutné výztuže trám 2 - modely bez trámů



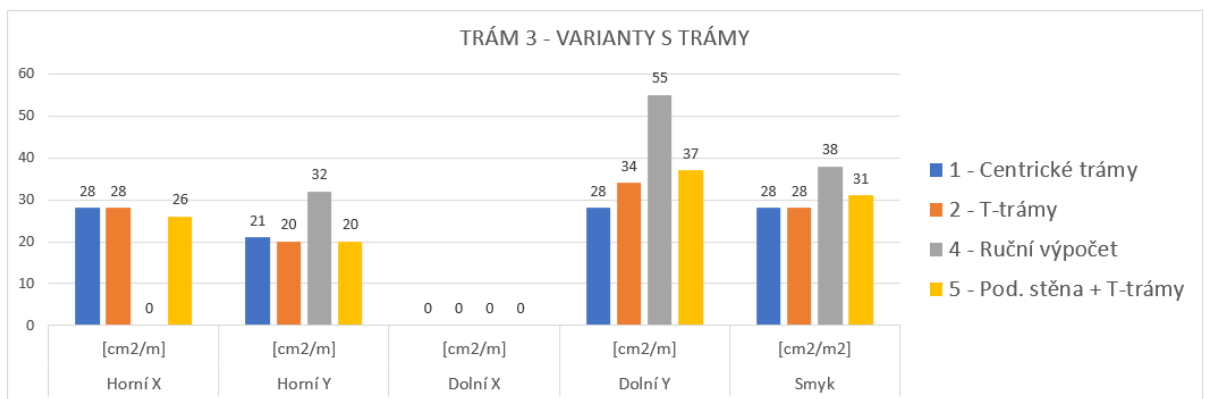
Obr. 102 Srovnání nutné výztuže trám 2 - modely s trámy



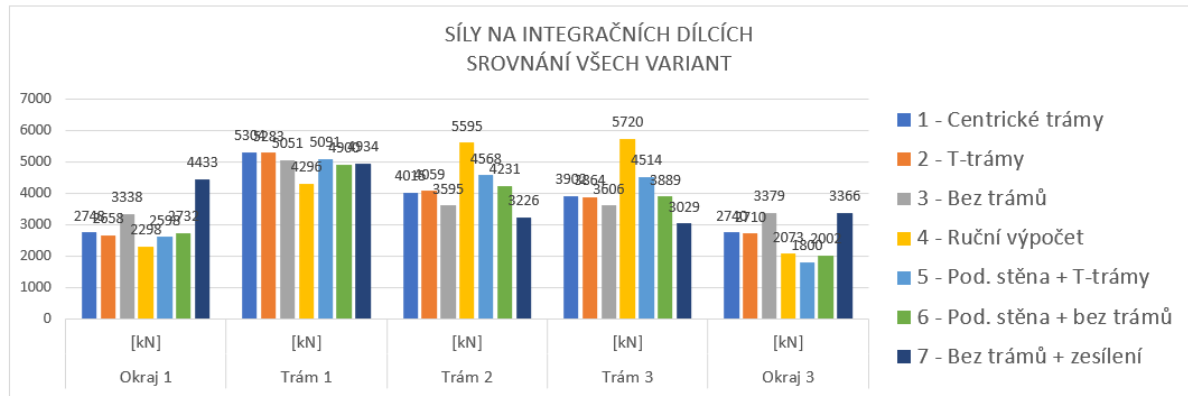
Obr. 103 Srovnání nutné výztuže trám 3 - všechny modely



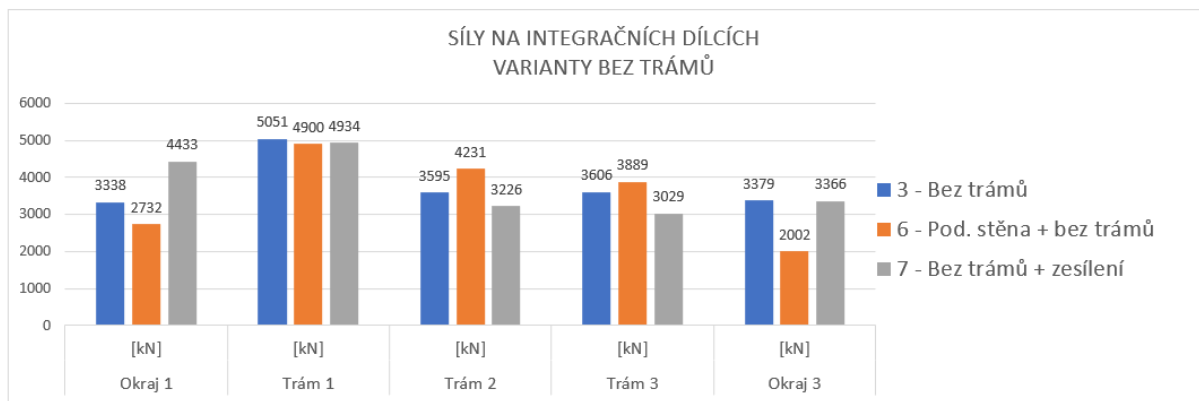
Obr. 104 Srovnání nutné výztuže trám 3 - modely bez trámů



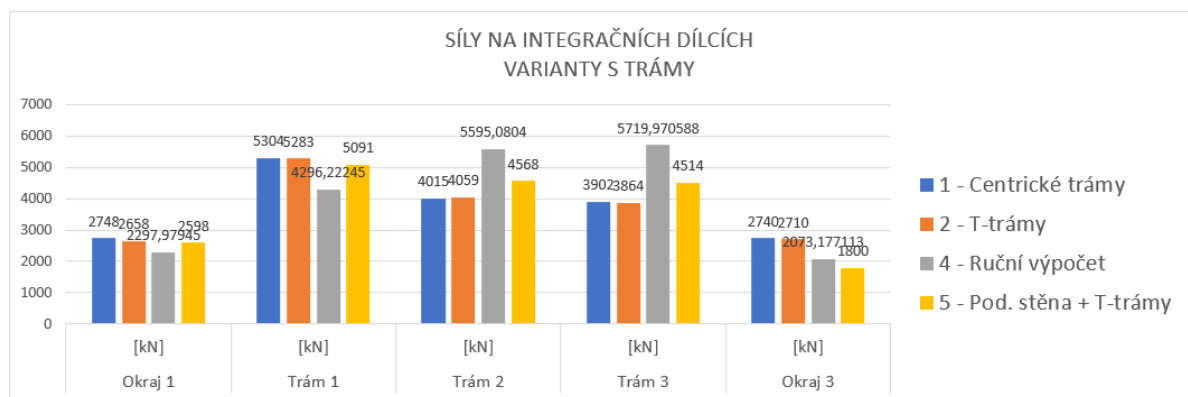
Obr. 105 Srovnání nutné výztuže trám 3 - modely s trámy



Obr. 106 Srovnání normálových sil na integračních dílcích – všechny modely



Obr. 107 Srovnání sil na integračních dílcích – modely bez trámů



Obr. 108 Srovnání sil na integračních dílcích – modely s trámy

5 Delta beamy

V další části práce se budu zaměřovat na alternativní možnosti vyztužení železobetonové konstrukce pomocí plnostěnných ocelových prvků namísto klasické betonářské výztuže. Předtím bych ale rád věnoval samostatnou kapitolu Deltabeamům a ostatním prvkům z repertoáru společnosti Peikko, protože právě Deltabeamy byly hlavní inspirací pro další část práce.

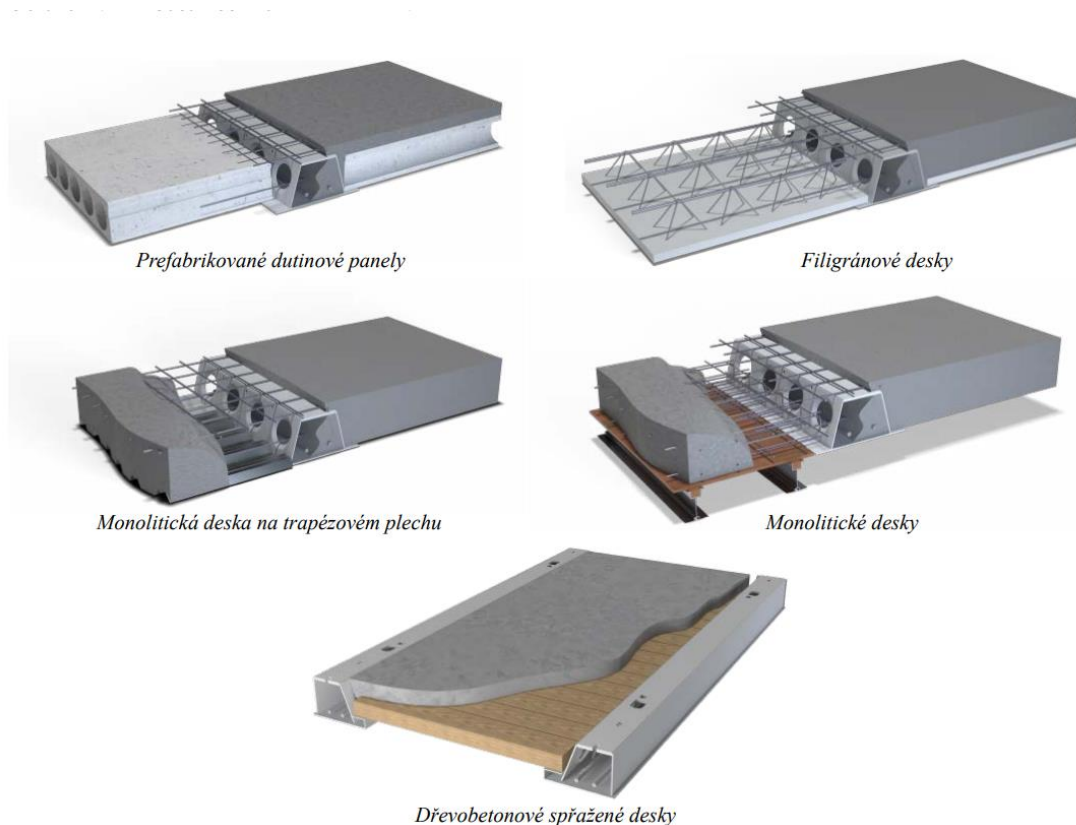
Deltabeam je plnostěnný ocelový nosník, který se používá ve velkorozponových štíhlých stropích, tzv. slim floors. Často se používá v kombinaci s předpínanými dutinovými panely, jako jsou například spirally, ale dá se použít i v kombinaci s monolitickým betonem, filigránovými deskami, ocelobetonovými stropy v trapézovém plechu nebo dřevobetonovými stropy (Obr. 110).



Obr. 109 Typický deltabeam

Deltabeam je svářený ocelový nosník tvořený širokou dolní pásnicí, dvěma sešikmenými stojinami s otvory a užší horní pásnicí. Nad dolní pásnicí jsou navíc vloženy dodatečné pruty betonářské výztuže, které zajišťují únosnost nosníku v případě požáru. O chování nosníku za požáru, které patří k jedněm z jeho největších výhod viz dále. Stojiny a pásnice obsahují dále přidané otvory, které slouží buď pro provléknutí přidané výztuže nosníkem, pokud je vyžadována, nebo k odvodu vzduchu při betonáži nosníku.

Jak můžeme vidět (Obr. 110), deltabeamy jsou používány vždy v kombinaci s betonovou zálivkou. V montážním stádiu nosník působí pouze jako čistě ocelový, ale po betonáži funguje jako spřažený ocelobetonový nosník. Intuitivně se nabízí použít nosník v kombinaci s přepínanými dutinovými panely. Za použití toho řešení bychom asi nejčastěji realizovali prefabrikovaný skeletový systém, ve kterém bychom mohli použít další prvky systému Peikko, jako jsou ocelobetonové sloupy, připojovací detaily, nebo okrajové či fasádní deltabeamy.



Obr. 110 Možné použití deltabeamů

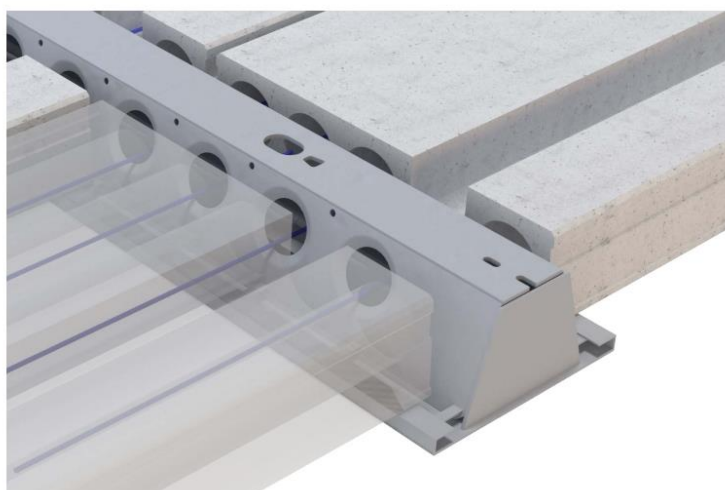
Zaměříme se ale na možnost využití deltabeamu jako skrytého průvlaku ve stropní monolitické desce (Obr. 110). Přestože použitím na místě bedněné a betonované monolitické desky odeberme všechny výhody deltabeamu spojené s rychlostí práce nebo absencí velkého množství mokrého procesu při stavbě nosné části stropu, zůstane nám jeho velká únosnost ve smyku a ohybu.

Spodní pásnice o rozměru 400 x 10 mm má totiž stejnou plochu výztuže jako 8 prutů Ø25 po 57 mm. Delta beam navíc nepotřebuje bednění, protože jeho spodní pásnice bednění nahrazuje. Dále delta beam není třeba vázat do armokoše s třmínky, ale je možné ho jednoduše umístit a pouze doplnit případnou nutnou horní výztuž. V případě pevnější oceli S460 můžeme navíc v nutném případě kompenzovat nižší únosnost běžně používané oceli S355, která má nižší mez kluzu než klasická betonářská ocel B500.

Deltabeam tak poukazuje na možnost, jak nahradit klasickou výztuž v nadměrně namáhaných místech monolitické konstrukce plnostěnnými ocelovými prvky.

Aniž by se tato práce stala neplacenou propagací firmy Peikko se nyní pokusím shrnout výhody běžného použití deltabeamů.

Jak již bylo zmíněno výše, prefabrikace při použití systému deltabeamu umožňuje dosažení velké rychlosti výstavby. Deltabeamy jsou vyráběny v továrnách po celé Evropě. Výrobce deltabeamů se podílí na projektu obsahujícím deltabeamy od začátku. Katalog Peikko obsahuje nespočet možností styčnicků spojujících deltabeamy mezi sebou nebo na navazující stěny nebo sloupy. Deltabeamy je možné realizovat jako prosté, spojitě nebo Gerberovy nosníky (Obr. 114). Deltabeamy je možné dělat vyšší než stropní desku, pokud je to nutné z důvodu únosnosti. Strop je poté uložen na L profily navařené na dolní pásnici (Obr. 111). Deltabeamy je také možné udělat nadvýšené, aby se snížila konečná deformace. Deltabeamy můžou navíc tvořit složité tvarované fasády (Obr. 115). Zakřivená část stropu je poté zhotovena jako monolitická deska vybetonovaná do ocelového bednění deltabeamu. Součástí deltabeamu poté mohou být integrovaná ocelová táhla vynášející konzolu, nebo je možné na místě doplnit horní výztuž desky.

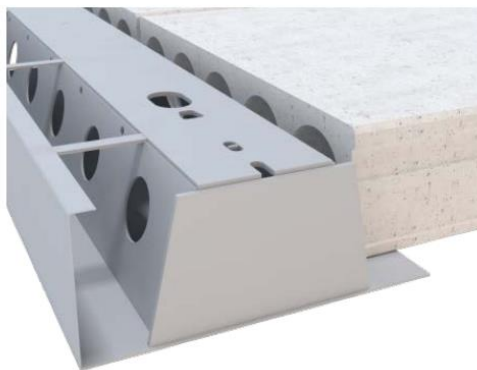


Obr. 111 Deltabeam s výškovými profily

Další výhodou je snížená konečná tloušťka stropu, jelikož deltabeamy jsou skryté průvlaky. To představuje hned několik výhod. Strop bez trámů je estetický příjemnější. Instalace vzduchotechniky a dalších rozvodů TZB je výrazně jednodušší a levnější. Nižší strop znamená nižší celkovou výšku budovy (v případě vícepodlažního objektu), což snižuje vnější plochu budovy a snižuje tak náklady na vytápění a konstrukci obálky budovy. V krajním případě je možné do stejně vysoké budovy přidat jedno patro.

Dalším plusem je potom integrované řešení požární odolnosti nosníku. Jednou z největších slabín ocelových konstrukcí je jejich omezená výdrž při požáru. Ve většině případů se to řeší buď obetonováním nebo jinou formou obkladu či nátěru. Dalším faktorem může být, že není nutné, aby konstrukce požáru dlouho odolávala, což ale není případ většiny objektů. Deltabeamy řeší problém s požární odolností pomocí přidané výztuže (Obr. 109). V případě požáru je spodní pásnice deltabeamu vystavena ohni a její teplota rapidně stoupá. Se stoupající teplotou ocel rychle ztrácí pevnost a tuhost. K ochraně oceli stačí ale pouze relativně tenká vrstva betonu, většinou běžné krytí 20 – 30 mm, která dokáže působit jako bariéra, která ochrání ocel před vysokou teplotou. Teplota oceli poté zůstane po dostatečně dlouhou dobu v mezích přijatelných proto, abychom mohli počítat s její únosností.

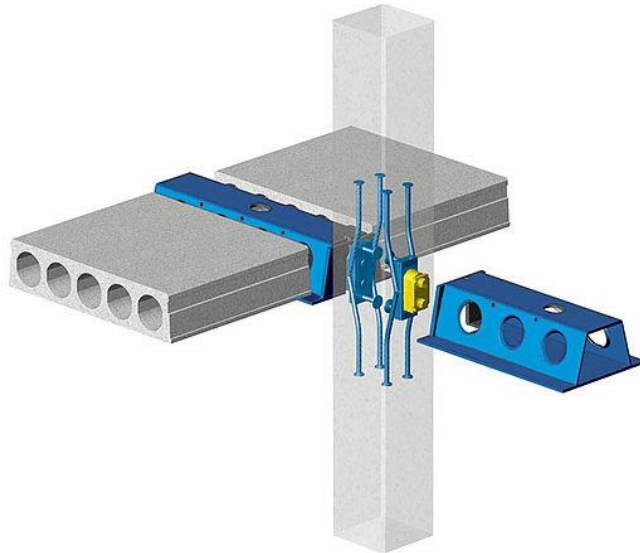
I v případě požáru, kdy relativně rychle dojde ke ztrátě únosnosti spodní pásnice nosníku, máme ještě záložní betonem chráněnou výztuž, která převezme její funkci. Můžeme si ale povšimnout dvou případných problémů. Zaprvé je plocha přidané výztuže na první pohled menší než plocha spodní pásnice a zadruhé je blíže středu průřezu a tudíž působí na kratším rameni a nevytváří tak velký moment M_{Rd} . Únosnost by tedy měla být menší.



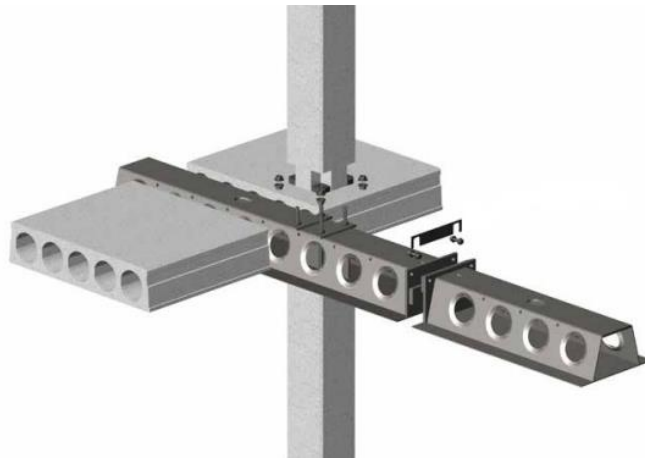
Obr. 112 Krajní deltabeam

Nicméně v případně návrhu pro požární odolnost R počítáme s jinými kombinačními součiniteli. Pro stálé zatížení používáme pouze charakteristickou kombinaci bez součinitele bezpečnosti $\gamma=1,35$ a pro hlavní užité zatížení používáme častou kombinaci a pro vedlejší užité zatížení dokonce kvazistálou kombinaci. Zatížení je tedy výrazně redukováno.

Další skutečností, která nás může uklidit, pokud se rozhodneme deltabeamy použít je, že jejich požární únosnost byla ověřena zkouškou, kde byly nosníky vystavené ohni zatěžovány hydraulickým lisem. Výsledky zkoušky potvrdily únosnost nosníků za požáru.



Obr. 113 napojení deltabeamu na sloup před krátkou ocelovou konzolou Peiko



Obr. 114 Průběžný deltabeam s gerberovým spojem



Obr. 115 Zakřivené fasádní deltabeamy

6 Alternativní výztuž

V této kapitole se budu věnovat návrhu alternativní možnosti vyztužení, kde budou místo tradiční betonářské výztuže z oceli B500B použity ocelové plechy a plné tyče z oceli S355, která se běžně používá pro ocelové konstrukce jako jsou haly nebo ocelové skelety.

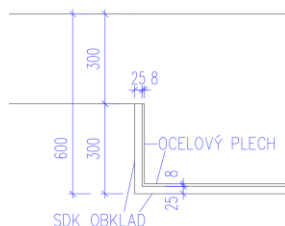
V rámci zkoumání možností tohoto řešení budou navrženy výše zkoumané trámy. Vnitřní síly pro budou převzaty z výsledků získaných na modelu 2 – T-trámy, jelikož tento model považuji za nejvíce odpovídající realitě.

Návrh bude proveden pro konstrukci obsahující trámy, protože se jedná o typičtější konstrukci, než by byla možnost bez trámů. Vzhledem k tomu, že budu používat netypické metody vyztužování, jsem dal přednost tomu vyztužovat konstrukci s běžnějším tvarem.

Bude navržena a ověřena dolní výztuž z ocelových plechů, její spřažení s monolitickým betonem a také smykové prvky přenášející posouvající sílu v trámu navařené na plech dolní výztuže.

Posuzovaný bude tedy prvek průřezu 2000x600 mm, excentricky napojený na desku. Použitý beton bude C 30/37, ocel horní výztuže a příložek bude B500B a ocel dolní a smykové výztuže bude S355.

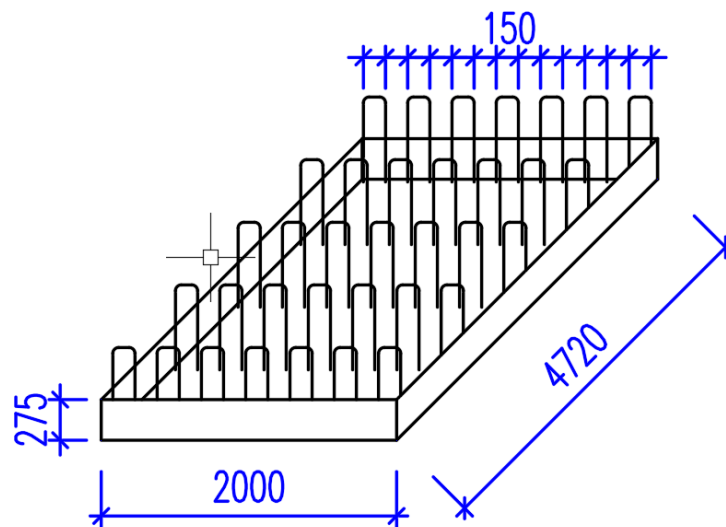
Jako alternativní vyztužení je navržen plech tloušťky 8 mm z oceli S355, který nahrazuje dolní taženou výztuž (celková plocha výztuže v původním návrhu byla 6872 mm², plocha plechu je 8x2000 = 16000 mm²; větší plocha nahrazuje nižší pevnost materiálu). K plechu budou na krajích přivařeny bočnice výšky 275 mm, tak aby svařené plechy mohly tvořit ztracené bendění trámu. Výška 275 mm je dána faktem, že celková výška trámu má být 600 mm. Z toho 300 mm je tvořeno stropní deskou a 300 mm je vzdálenost mezi spodní hranou desky a spodní hranou trámu. Ocelových plech ale musí být chráněn před požárem. Protože není možné použít krycí vrstvu betonu (beton by na hladkém plechu nedržel), bude plech chráněn 25 mm SDK desky (Obr. 116).



Obr. 116 Schéma krytí alternativního řešení (příčný řez trámem)

V ostatních částech konstrukce bude tradiční betonářská výztuž chráněna klasickým krytím z betonu. Ocelový plech bude proti požáru chráněn stejnou tloušťkou sádkartonových desek.

Do „vany“ tvořené plechy budou rozmístěny třmínky z oceli S355 průměru 16 mm v rastru zhruba 150 x 150 mm. (v příčném směru bude 6 2-střížných třmínků, tedy celkem 12 svislic) Třmínky budou tvořeny tyčemi ohnutými do tvaru U. Svislice třmínku budou přivařeny k ocelovému plechu koutovým svarem tloušťky 5 mm po celém obvodu. Je nutné použít ocel S355, abychom mohli zaručit bezpečnou svařitelnost.



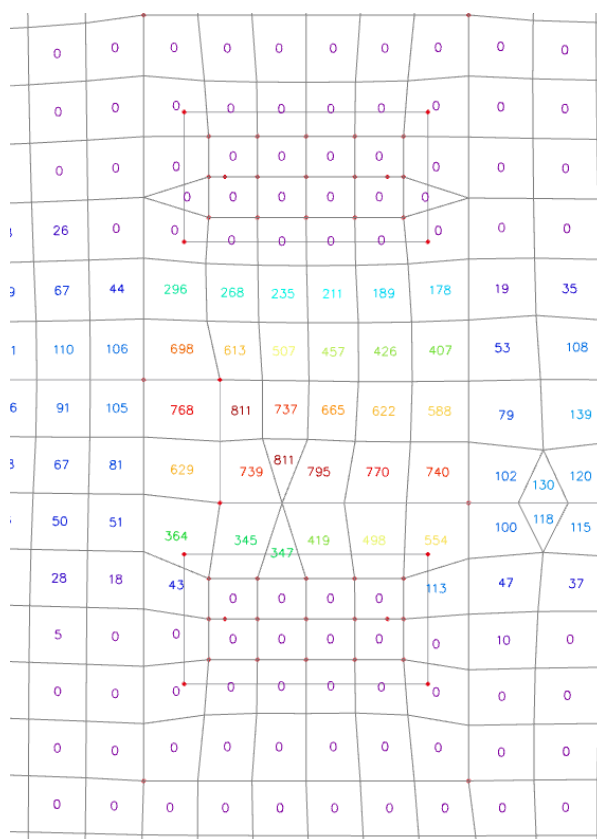
Obr. 117 Schéma navrženého řešení

6.1 Vnitřní síly

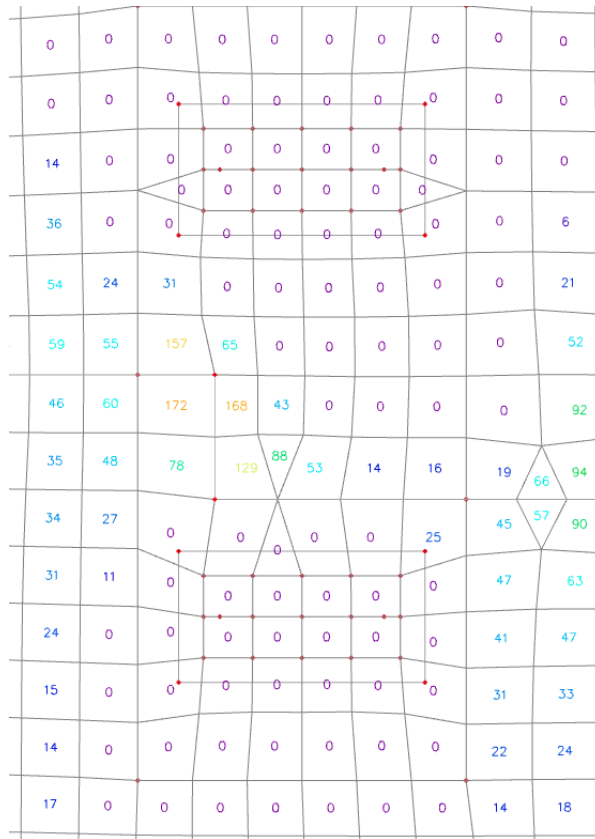
Vnitřní síly budou převzaty z modelu 2 – T-trámy. Bude navržen trám 1.

Návrh bude posouzen na zatížení ohybovým momentem m_{yD} a smykovými silami v_x a v_y , které budou sečteny pomocí analogie popsané v kapitole 4.4 Model 3 - Bez trámů (Obr. 59). Posouzení je provedeno pro m_{yD} , protože alternativní vyztužení se týká pouze dolní výztuže a momenty ve směru y jsou násobně větší než ve směru x .

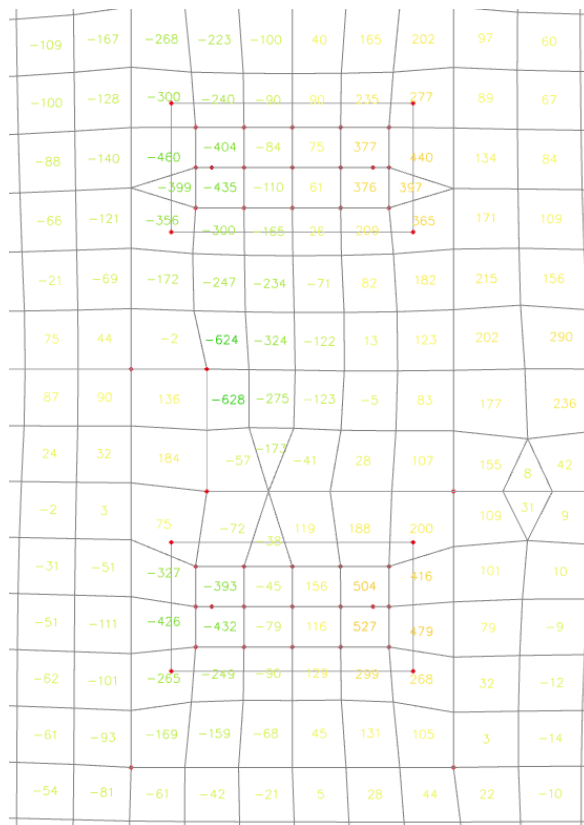
Posuzovaný bude tedy prvek průřezu 2000x600 mm, excentricky napojený na desku. Použitý beton bude C 30/37, ocel horní výztuže a příložek bude B500B a ocel dolní a smykové výztuže bude S355.



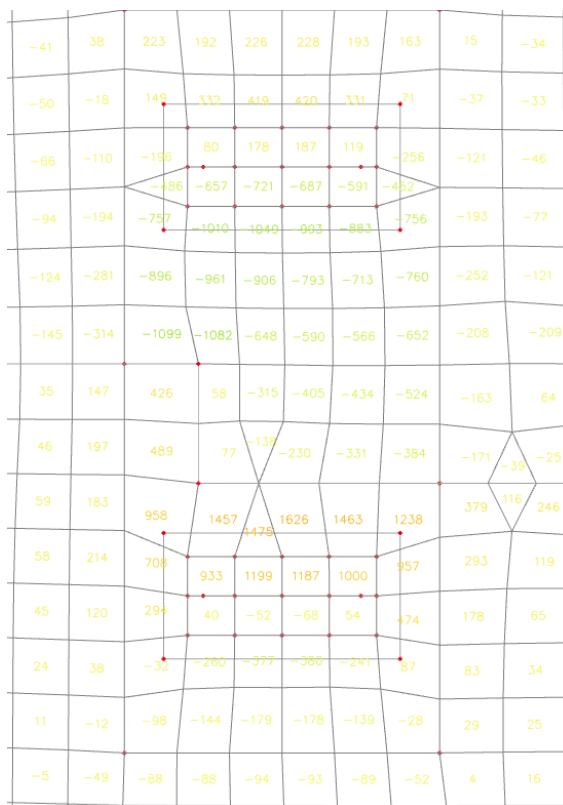
Obr. 118 Ohybový moment m_{yD} na trámu 1 [kNm/m]



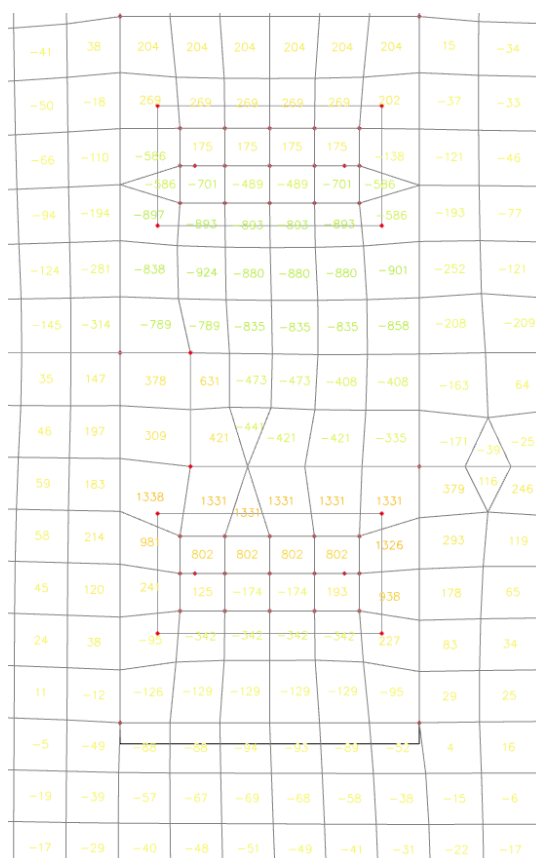
Obr. 119 Ohybový moment m_{yD} na trámu I [kNm/m]



Obr. 120 Posouvající síla v_x na trámu I [kN/m]



Obr. 121 Posouvající síla v_y na trámu 1 [kN/m]



Obr. 122 Zprůměrovaná posouvající síla v_y na trámu 1 [kN/m]

Výztuž bude navržena na ohybový moment $M_{ED} = 800 \text{ kNm/m}$ a posouvající sílu $V_{ED} = v_x + v_y = 119 + 1331 = 1450 \text{ kN/m}$.

Smyková výztuž bude navržena s dostatečnou rezervou na zprůměrovanou hodnotu tak, aby bylo využití i pro nezprůměrované výsledky nižší než 100 %. Tím získáme dostatečné záruky bezpečnosti a konstrukce navíc nebude zbytečně předimenzovaná, jak by byla, kdybychom ji navrhli s dostatečnou rezervou na maximální nezprůměrovanou hodnotu, tedy $119 + 1626 = 1745 \text{ kN/m}$.

Vzhledem k šířce průřezu 2000 mm je průřez při výpočtu uvažován jako metr běžný desky šířky 1000 mm. Není tedy uvažováno s efektivní šířkou, která se běžně používá při výpočtu T-průřezů. Domnívám se, že by její použití v současném případě nebylo vhodné, jelikož posuzovaný trám je spíše lokálně zesílenou deskou než typickým trámem. Stanovení spolupůsobící šířky tradičním způsobem na základě vzdálenosti nulových momentů by tedy nemuselo odpovídat realitě, a proto jsem se rozhodl spolupůsobící šířku při výpočtu zanedbat.

6.2 Statický výpočet

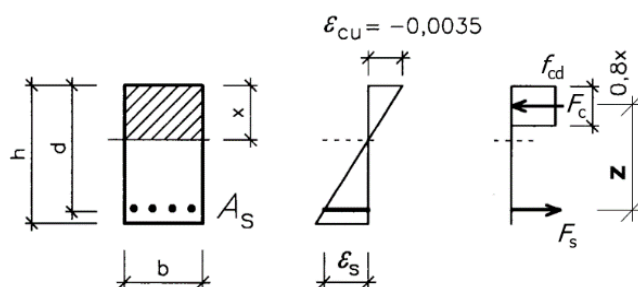
K výpočtu alternativně vyztuženého trámu bylo přistoupeno pomocí výpočtů běžných pro návrh a ověření výztuže železobetonových trámů. Nejprve bude popsán postoj k výpočtu a poté budou v jednotlivých kapitolách uvedeny podrobné výpočty.

Pro ověření ohybové výztuže je použit výpočetní postup stanovení výšky tlačené oblasti betonu (Obr. 123) na základě rovnováhy sil F_c a F_s (Rovnice 2) při zplastizování výztuže (Jediným rozdílem oproti běžně ověřované konstrukci je mez kluzu použité oceli. Plocha výztuže byla navíc uvažována redukována, jelikož je uvažováno s částečným sprážením. Ve výpočtu bylo pro ověření MSÚ za ohybu uvažováno s působením 80% plochy výztuže.

Rovnice 2 Rovnováha sil na ŽB průřezu za ohybu

$$F_c = F_s$$

$$x \cdot b \cdot f_{cd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd}$$



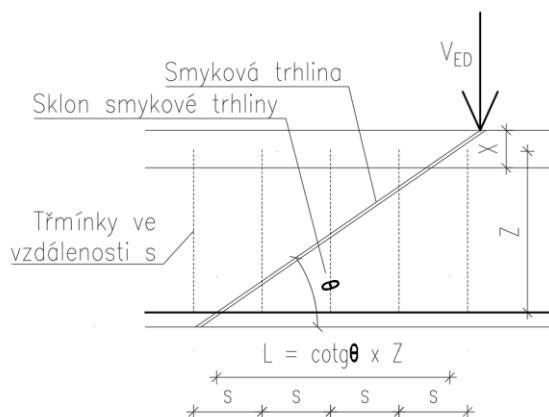
Obr. 123 Výpočet výšky tlačené oblasti

Při ověření ohybové výztuže se $A_{s,prov}$ počítalo jako šířka průřezu x výška ocelového plechu. Ověření třmínek bylo provedeno zcela klasickým způsobem (Rovnice 3), kde byla jediným rozdílem mez kluzu použité oceli. Mez kluzu byla dále redukována kvůli smykovému napětí, které ve třmíncích vzniká, protože fungují jako spřahovací prvek (**Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.**).

Jedná se o běžný výpočet pro návrh třmínek na ŽB trámů, kde se je únosnost závislá na počtu smykových třmínek procházejících smykovou trhlinou (Obr. 124).

Rovnice 3 Výpočet únosnosti třmínek pro ŽB trám

$$V_{Rd,s1} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_1} \cdot z \cdot \cot \theta \geq V_{Ed,1}$$



Obr. 124 Schéma působení třmínků

Poté bylo posouzeno sprážení na spoji ocel x beton, kde byly třmínky uvažovány jako spřahovací prvky. Únosnost třmínků byla ověřena jak pro zatížení posouvající silou v trámu, která v třmínkách způsobuje tah, tak i vodorovnou silou od sprážení, která v třmínkách způsobuje smyk. Vliv podélného smyku v třmínkách způsobený tím, že fungují zároveň jako spřahovací prvky, byl zohledněn při posouzení třmínků na zatížení příčnou posouvající silou.

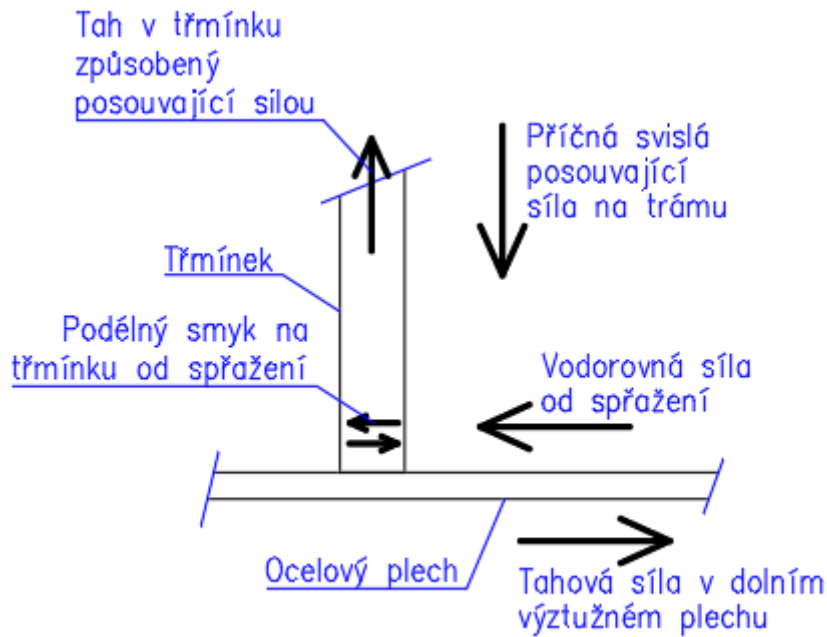
V případě, že je využití ocelového průřezu ve smyku (**Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.**) nižší než 50%, umožňuje norma ČSN EN 1993-1-1 považovat smyk za tzv. „malý“ a průřez není nutné posuzovat na kombinaci zatížení normálovým i smykovým napětím (normálovou silou nebo ohybovým momentem a posouvající silou). V případě, že by využití ve smyku bylo větší než 50%, jednalo by se o tzv. „velký“ smyk a museli bychom redukovat mez kluzu oceli ve výpočtu ověření únosnosti při přenesení zatížení od ohybu nebo normálové síly. Mez kluzu je potom redukována součinitelem $(1-\rho)$, tedy $f_y = f_y * (1-\rho)$. Redukční součinitel se je závislý na využití konstrukce ve smyku (**Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.**)

Rovnice 4 Posouzení ocelového průřezu ve smyku

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{V,y} \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

Rovnice 5 Součinitel redukce pro velký smyk

$$\rho = \left(2 \frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$



Obr. 125 Schéma působení sil ve třmínku v místě navaření na dolní plech

Při posuzování třmíneků na smyk způsobený spřažením přesahovalo využití průřezu ve smyku limitní hodnotu 50 %. Pro využití ve smyku 69 % (6.2.2) byl vypočten redukční součinitel $\rho = 0,15$. Mez kluzu oceli při výpočtu únosnosti smykových třmíneků tedy byla redukována přenásobením součinitelem $(1 - \rho) = (1 - 0,15) = 0,85$.

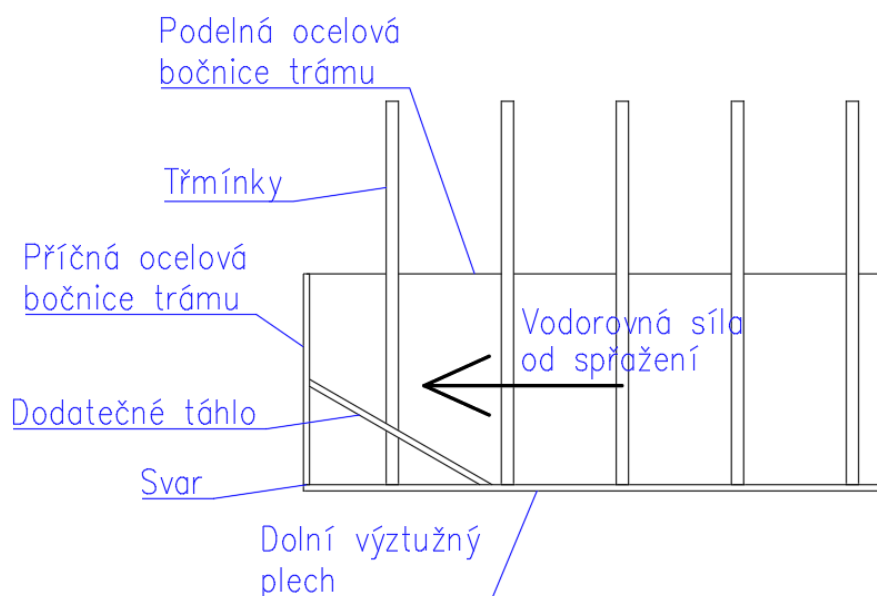
Jako bylo zmíněno výše, bylo při výpočtu uvažováno s redukovanou plochou ohybové výztuže. $A_{s,prov}$ bylo redukováno o 80%, aby byla snížena síla, kterou musí přenést spřahovací prvky. Bylo tak výrazně sníženo využití třmíneků ve smyku a díky tomu zůstal součinitel ρ dostatečně nízký na to, aby konstrukce vyhověla při namáhání posouvající silou.

Vyvstává otázka, proč tedy rovnou nepoužít tenčí plech nahrazující spodní výztuž, když spřahovací výztuž stejně nedokáže přenést plnou kapacitu plechu. Důvodem je, že jako spřahovací prvky byly uvažovány pouze rovnoměrně rozmístěné třmínky navařené na dolní plech. Nebylo ale počítáno s bočnicemi, které vlastně tvoří smykovou zarážku a tak také působí jako spřahovací prvek. Z toho důvodu konstrukce dokáže využít plnou kapacitu dolního výztužného plechu.

V případě použití bočnice z plechu tloušťky 8 mm a přivaření svarem na plnou únosnost, získáme dle (Rovnice 4) $V_{RD} = 1434 \text{ kN}$, což je 59% síly N_C , kterou přenášejí spřahovací prvky při využití dolního výztužného plechu na 80% (6.2.2).

V případě započítání vlivu bočnice na spřažení bychom tedy mohli uvažovat plnou kapacitu dolního výztužného plechu a dostali bych se na využití v MSÚ za ohybu na 58,2% namísto 70,7 % v případě využití pouze 80ti procent plochy výztuže (6.2.1).

Díky tomu má konstrukce dostatečnou rezervu v únosnosti, což je dle mého soudu v případě zkoumaných trámů zcela na místě, jelikož se jedná o hlavní nosné prvky objektu. Pro správné fungování bočnice ji navrhuji doplnit o dodatečná táhla (Obr. 126), abych vlivem průhybu bočnice nedocházelo ke snížení tuhosti „podpory“ kterou bočnice tvoří.



Obr. 126 Schéma zesílení bočnice

Nakonec byla ověřena únosnost koutových svarů spojujících třmínky s ocelovým plechem. Při výpočtu napětí ve svarech se započítaly současně smykové síly v třmíncích od spřažení (podélné posouvající síly) i normálové síly v třmíncích od příčné posouvající síly (Obr. 125). Vlivem toho je nutné použít koutové svary tloušťky 5 mm.

6.2.1 Ohybová a smyková výztuž:

MATERIÁLY:

BETON	C 30/37	
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f_{ck}	30 [MPa]
Součinitel bezpečnosti pro beton	γ_c	1,5 [-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	f_{cd}	20,00 [MPa]
Pevnost v tahu střední hodnota	f_{ctm}	2,9 [MPa]
Modul pružnosti betonu střední hodnota	E_{cm}	32 [GPa]

OCEL	S 355	
Mez kluzu oceli charakteristická	f_{yk}	355 [MPa]
Mez kluzu oceli návrhová	f_{yd}	355 [MPa]
Modul pružnosti oceli	E_s	200 [GPa]

PRŮŘEZ

Šířka	b	1000 [mm]
Výška	h	600 [mm]
Krytí	c	25 [mm]
Účinná výška průřezu	d	555 [mm]
Maximální velikost zrna kameniva	D_{MAX}	16 [mm]

OHYBOVÁ VÝZTUŽ

Plech tloušťky	t_f	8 [mm]
Redukce plochy výztuže uvažované ve výpočtu		80% [%]
Navržená ohybová výztuž	$A_{s,prov}$	6400,0 [mm ²]

SMYKOVÁ VÝZTUŽ

Smyková výztuž - průměr	\emptyset	16 [mm]
Střížné (počet svislic na metr)	n	6 [ks]
Osová vzdálenost třmínků	s	150 [mm]
Navržená smyková výztuž	A_{sw}	1206,34 [mm ²]

VNITŘNÍ SÍLY

Ohybový moment	M_{ED}	800 [kNm]
Posouvající síla	V_{ED}	1450 [kN]

NÁVRH OHYBOVÉ VÝZTUŽE**PRŮŘEZ**

Plech tloušťky 8 mm

1000 x 600 [mm]

Krytí c = 25 [mm]

Návrhový moment	M_{RD}	1131,9 [kNm]
-----------------	----------	--------------

Návrhový moment od zatížení	M_{ED}	800 [kNm]
-----------------------------	----------	-----------

M_{ED}	<	M_{RD}
800	<	1131,9

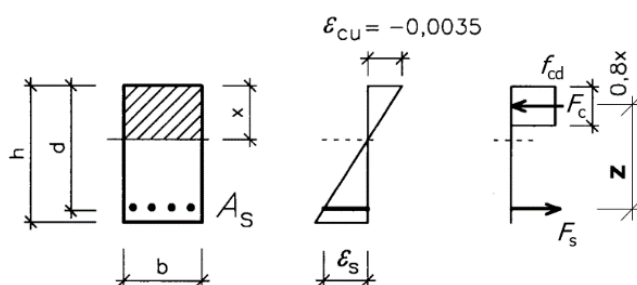
VYHOVUJE

Využití konstrukce

70,68% [%]

$$F_c = F_s$$

$$x \cdot b \cdot f_{cd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd}$$



Výška tlačené oblasti	x	142,00 [mm]
-----------------------	---	-------------

Do výpočtu vstupuje součinitel 0,8, který slouží k převedení pracovního diagramu betonu na konstantní průběh

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

Navržená výztuž	$A_{s,prov}$	6400,00 [mm ²]
-----------------	--------------	----------------------------

Mez kluzu oceli	f_{yd}	355 [MPa]
-----------------	----------	-----------

Šířka	b	1000 [mm]
-------	---	-----------

Pevnost v tlaku návrh	f_d	20,00 [MPa]
-----------------------	-------	-------------

Rameno vnitřních sil	z	498,20 [mm]
----------------------	---	-------------

$$z = d - 0,4x$$

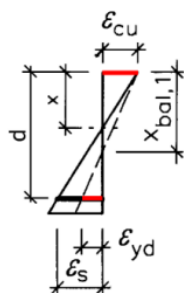
Účinná výška průřezu	d	555 [mm]
----------------------	---	----------

Návrhový moment M_{RD} 1131,9 [kNm]

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z$$

Vyztuženost ρ 0,0107 [-]

OVĚŘENÍ ZPLASTIZOVÁNÍ VÝZTUŽE



$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x_{bal,1}} = \frac{\varepsilon_{yd}}{d - x_{bal,1}}$$

$$\varepsilon_{cu} (d - x_{bal,1}) = \varepsilon_{yd} x_{bal,1}$$

$$\frac{x_{bal,1}}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}}$$

mezní poměrné přetvoření betonu	ε_{cu}	0,0035	[-]
Poměrné přetvoření oceli	ε_s	0,0102	[-]
Poměrné přetvoření oceli při plastizaci	$\varepsilon_{s,y}$	0,0018	[-]
	ε_s	>	$\varepsilon_{s,y}$
	0,0102	>	0,0018

VYHOVUJE

Poměrná výška tlačené části = x/d $\xi_{,bal}$ 0,256 [-]

Doporučené hodnoty x/d

Desky 0,15 [-]

Trámy 0,4 [-]

NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE

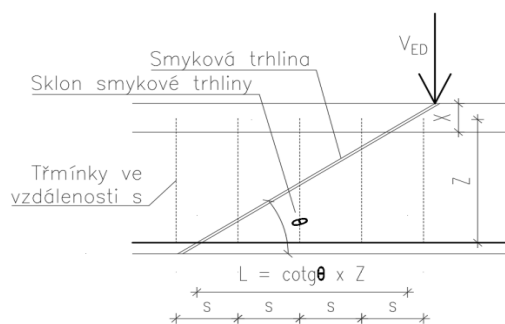
NÁVRH: $\phi 16$ 3 x 2-střížné á 150 mm na metr běžný, $A_{sw} = 1206,3 \text{ mm}^2$

Návrhová posouvající síla V_{RD} 1803,81 [kN]

Návrhová posouvající síla od zatížení V_{ED} 1450 [kNm]

V_{ED}	<	V_{RD}
1450	<	1803,81

VYHOVUJE



$$V_{Rd,s1} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_1} \cdot z \cdot \cot \theta \geq V_{Ed,1} \quad [\%]$$

Únosnost se smykovou výztuží V_{RD} 1803,81 [kN]

Redukce meze kluzu vlivem smykového napětí v třmíncích od spřažení

Viz kapitola 6.2.2. ověření spřažení

Redukovaná mez kluzu $f_{y,red} = f_y \cdot (1 - \rho)$ $f_{y,red}$ 300 [MPa]

Součinitel redukce ρ 0,15 [-]

$$\rho = \left(2 \frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Využití při spřažení z hlediska smyku dle ČSN NE 1993-1-1, viz 6.2.2.

$V_{Sd}/V_{pl,RD}$ 69,66%

Navržená smyková výztuž A_{sw} 1206,34 [mm²]

Mez kluzu oceli návrhová f_{yd} 355 [MPa]

Osová vzdálenost třmínků $s=s_1$ 150 [mm]

Rameno vnitřních sil z 498,20 [mm]

Úhel sklonu smykové trhliny $\cot \theta$ 1,5 [-]

Únosnost tlačené diagonály $V_{rd,max}$ 2428,15 [kN]

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

$V_{ed} < V_{rd,max}$
1450 < 2428,15

VYHOVUJE

Využití konstrukce 59,72% [%]

Součinitel přidavných namáhání	ν	0,528 [-]
$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$		
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f_{ck}	30 [MPa]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	f_{cd}	20,00 [MPa]
Rameno vnitřních sil	z	498,20 [mm]
Úhel sklonu smykové trhliny	\cotg^{\ominus}	1,5 [-]

<u>Únosnost ve smyku bez smykové výztuže</u>	<u>$V_{rd,c}$</u>	<u>338,37</u> [kN]
$V_{Rd,c} = [C_{RD,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$		
	V_{ed}	< $V_{rd,max}$
	1450	< 338,37
NEVYHOVUJE		
Je potřeba smyková výztuž		

Součinitel $C_{RD,c} = 0,18/\gamma_c$	$C_{RD,c}$	0,12 [-]
Součinitel	γ_c	1,5 [-]
Vliv výšky průřezu	k	1,60 [-]

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

Účinná výška průřezu	d	555 [mm]
Nejmenší šířka průřezu v tahové oblasti Uvažována šířka průřezu	b	1000 [mm]

Stupeň podélného vyztužení	ρ_l	0,010667 [-]
----------------------------	----------	--------------

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$$

Navržená ohybová výztuž	A_{sl}	6400,00 [mm ²]
-------------------------	----------	----------------------------

KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

<u>Maximální vzdálenost smykových třmínků</u>	s_{max}	400,00 [mm]
---	-----------	-------------

$$s \leq \min(0,75 \cdot d; 400 \text{ mm})$$

Účinná výška průřezu	d	555 [mm]
	s_{max}	s

555 > 150,00

VYHOVUJESmykové vyztužení ρ_{sw} 0,0080 [-]

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_1}$$

Navržená smyková výztuž

 A_{sw} 1206,34 [mm²]

Šířka

 b 1000 [mm]

Osová vzdálenost třmínků

 s 150 [mm]Maximální hodnota smykového vyztužení $\rho_{sw,max}$ 0,0149 [-]

$$\rho_{sw} \leq \rho_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot v \cdot f_{cd}}{f_{ywd}}$$

 $\rho_{sw,max}$ 0,0149 > ρ_{sw} 0,0080
VYHOVUJE

Součinitel přidavných namáhání

 v 0,53 [-]

Pevnost v tlaku návrhová hodnota

 f_{cd} 20,00 [MPa]

Mez kluzu oceli třmínků

 f_{ywd} 355 [MPa]Minimální hodnota smykového vyztužení $\rho_{sw,min}$ 0,0009 [-]

$$\rho_{sw} \geq \rho_{sw,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

 ρ_{sw} 0,0080 > $\rho_{sw,min}$ 0,0009
VYHOVUJE

Pevnost v tlaku charakteristická hodnota

 f_{ctk} 30 [MPa]

Mez kluzu oceli charakteristická

 f_{yk} 355 [MPa]Maximální vzdálenost mezi větvemi třmínků $s_{t,max}$ 416,25 [mm]

$$s_t \leq s_{t,max} = \min(0,75 \cdot d; 600 \text{ mm})$$

Osová vzdálenost větví třmínků

 s_t 190 [mm]
 $s_{t,max}$ 416,25 > s_t 190,00
VYHOVUJE

6.2.2 Spřahovací výztuž

Na využití spřahovacích trnů v příčném smyku vidíme, že využití přesahuje 50 %. Jedná se tedy o tzv. velký smyk a je třeba posuzovat průřez na kombinaci namáhání smykem i ohybem (normálovou silou).

Výpočet nutného počtu spřahovacích prvků:

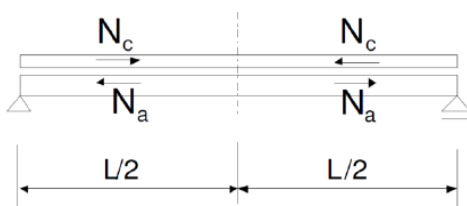
Nejprve se stanoví normálová síla v tláčeném betonu (stejná síla bude v tažené oceli), která musí být pomocí spřahovacích prvků přenesena mezi betonem a ocelovým plechem. Síla v tláčeném betonu je spočtena z výšky tláčené oblasti x .

Poté je stanovena únosnost jednoho spřahovacího prostředku (jedné svislice třmínku) jako menší z hodnot pevnosti prostředku ve smyku nebo otláčení betonu prostředkem.

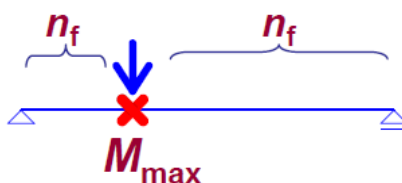
Vzhledem k tomu, že výše zmíněná síla působí v místě maximálního momentu na nosníku z obou stran, musí být při výpočtu nutného počtu spřahovacích prostředků pro celý nosník zohledněna $2x$.

Předpokládá se plastické rozdělení síly do spřahovacích prostředků. Vzhledem k tomu, že jsou ocelové třmínky tažné, je tento postup dle ČSN EN 1994-1-1 možný.

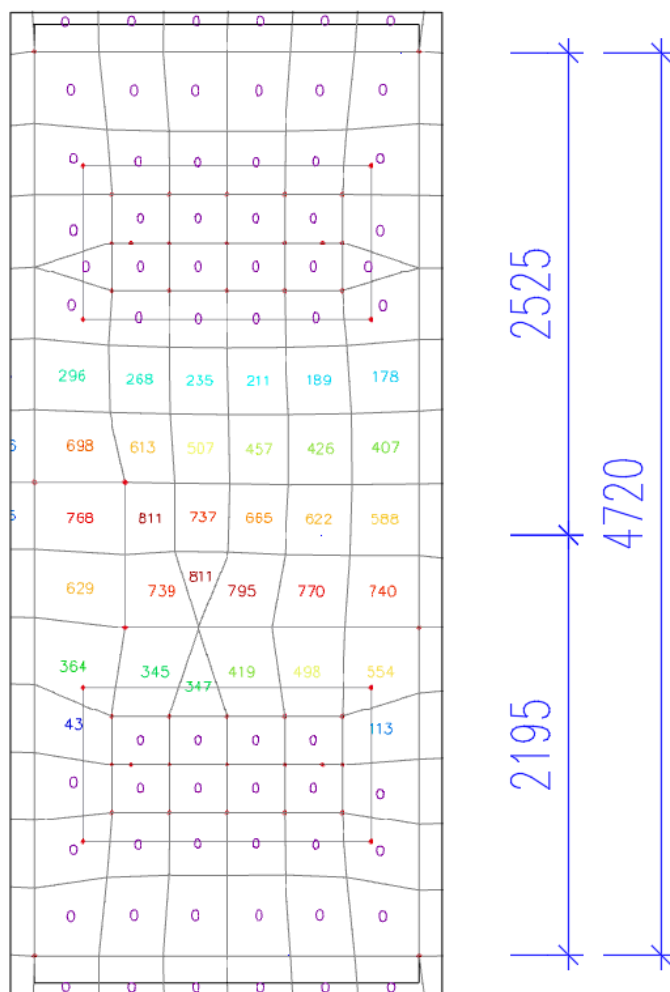
Dále je nutné vzít v úvahu fakt polohy maximálního momentu na trámu, jelikož přesně od tohoto místa potřebuje směrem na konec trámu stejné množství trnů. V případě rovnoměrně zatíženého prostého nosníku bychom dostali maximální moment uprostřed a síly N_c by působily vždy na polovině nosníku. Bohužel pokud je maximální moment mimo střed nosníku, působí jedna ze sil N_c na menší polovině a na této polovině je třeba umístit stejné množství spřahovacích prostředků jako na druhé (ale logicky s menšími roztečemi).



Obr. 127 Síly od spřažení na rovnoměrně zatíženém nosníku



Obr. 128 Nerovnoměrně zatížené nosníky, stejný počet trnů na každou stranu od M_{max}



Obr. 129 Poloha maximálního momentu na zkoumaném trámu

V našem případě vidíme, že maximální moment se nenachází v polovině rozpětí trámu. Pokud budeme klást třmínky s podélnou roztečí po 150 mm, je maximální počet třmínků na kratší části nosníku kde bude působit síla N_c roven $n_f = 2195/150 = 14,6 \rightarrow 14$ ks. Při ověření spráhovací výztuže bude tedy počítáno, že trám obsahuje v jedné řadě celkem 28 spráhovaných třmínků. Ve skutečnosti jich v jedné řadě obsahuje 30, ale do výpočtu vstupuje pouze 28, protože na část trámu o délce 2195 mm se jich vejde pouze 14 a je nutné dodržet symetrii.

Příčná rozteč třmínků bude také 150 mm. Pokud má trám šířku 2000 mm, bude počet svislic třmínků rovný $n = 2000/150 = 13,333 \rightarrow 12$ ks. Počet svislic třmínků musí být sudé číslo, protože každý třmínek obsahuje 2 svislice.

Na metr průřezu trámu bude tedy ve výpočtu uvažováno s 28 spráhováními prostředky v 6ti řadách, tedy celkem 168 ks. Skutečný počet třmínků bude ale vyšší

MATERIÁLY:

BETON		C 30/37	
Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f_{ck}	30	[MPa]
Součinitel bezpečnosti pro beton	γ_c	1,5	[-]
Pevnost v tlaku návrhová hodnota	f_{cd}	20,00	[MPa]
Pevnost v tahu 5% kvantil	$f_{ctk,0.05}$	2	[MPa]
Modul pružnosti betonu střední hodnota	E_{cm}	32	[GPa]

OCEL		S355	
Mez kluzu oceli	f_y	355	[MPa]
Mez pevnosti oceli	f_u	490	[MPa]
Modul pružnosti oceli	E_s	210	[GPa]

PRŮŘEZ

Šířka	b	1000	[mm]
Výška tlačené oblasti betonu	x	142,00	[mm]
Uvažovaný koeficient tlačené oblasti	a	0,85	[-]
Tloušťka ocelového prvku	t_f	8	[mm]

SPŘAHOVACÍ VÝZTUŽ

Tloušťka prvků	d	16	[mm]
Výška prvků	h	500	[mm]
Dílní součinitel bezpečnosti pro přípoje	γ_v	1,25	[-]
Dílní součinitel spolehlivosti	γ^M	1	[-]
Navržený počet smykových trnů v řadě	n	28,00	[ks]
Počet řad smykových trnů	$n, \text{řad}$	6,00	[ks]

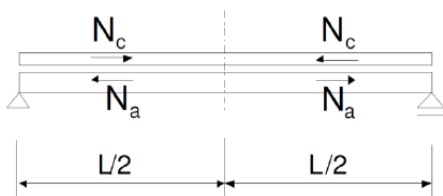
1

NÁVRH SMYKOVÝCH TRNŮ**NÁVRH: 28 trnů d = 16 mm, 6 řad**Ověření počtu trnů

Celkový navržený počet trnů	n_d	168,0 [ks]
Nutný počet trnů	n_f	82,97 [kNm]
$n_f = \frac{2 \cdot N_c}{P_{Rd}}$		
	n_f	< n_d
	82,97	< 168,0
		VYHOVUJE
Využití konstrukce celkové		49,38% [%]
Využití z hlediska otláčení betonu		49,38% [%]
Využití z hlediska smyku dle ČSN NE 1994-1-1		45,58% [%]
Využití z hlediska smyku dle ČSN NE 1993-1-1		69,66% [%]

NUTNÝ POČET TRNŮ

$$n_f = \frac{2 \cdot N_c}{P'_{Rd}}$$

 n_f **82,97 [ks]**

Velikost tlakové síly v betonu	N_c	2414,00 [kN]
ÚNOSNOST SMYKOVÉHO TRNU VE SMYKU	P_{RD}	58,19 [kN]

$$N_c = h_d \cdot b_{eff} \cdot 0,85 f_{ck} / \gamma_c$$

	N_c	2414,00 [kN]
--	-------	--------------

Šířka	b	1000 [mm]
Výška tlačené oblasti betonu	x	142 [mm]
Uvažovaný koeficient tlačené oblasti	a	0,85 [-]

Pevnost v tlaku návrhová hodnota	f_{cd}	20,00 [MPa]
----------------------------------	----------	-------------

ÚNOSNOST SMYKOVÉHO TRNU VE SMYKU

P_{RD}	58,19 [kN]
----------	------------

$$P_{RD} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 f_u \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \\ 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \end{array} \right\}$$

$$\leq 0,8 f_u \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \text{ u dle ČSN EN 1994-1-1}$$

$P_{RD, \text{střih}}$	63,05 [kN]
------------------------	-------------------

Mez pevnosti oceli	f_u	490 [MPa]
--------------------	-------	-----------

Tloušťka prvků	d	16 [mm]
----------------	-----	---------

Dílčí součinitel bezpečnosti pro přípoje	γ_v	1,25 [-]
--	------------	----------

$$\leq 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_v}$$

$P_{RD, \text{otlak}}$	58,19 [kN]
------------------------	-------------------

Tloušťka prvků	d	16 [mm]
----------------	-----	---------

Pevnost v tlaku charakteristická hodnota	f_{ck}	30 [MPa]
--	----------	----------

Modul pružnosti betonu střední hodnota	E_{cm}	32 [GPa]
--	----------	----------

Dílčí součinitel bezpečnosti pro přípoje	γ_v	1,25 [-]
--	------------	----------

Korekční součinitel alfa	α	1 [-]
--------------------------	----------	-------

Výška prvků	h	500 [mm]
-------------	-----	----------

Tloušťka prvků	d	16 [mm]
----------------	-----	---------

Poměr výšky ku tloušťce	h/d	31,25 [-]
-------------------------	-------	-----------

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{pro } h/d > 4 \\ 0,2 [(h/d)+1] & \text{pro } 3 \leq h/d \leq 4 \end{cases}$$

<u>Únosnost v klasickém smyku dle ČSN EN 1993-1-1</u>	$P_{RD, \text{smyk}}$	41,26 [kN]
--	-----------------------	-------------------

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{V,z} \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

Plocha trnu $A_{Vz} = \pi * d^2 / 4$	A_{Vz}	201,06 [mm ²]
Mez kluzu oceli	f_y	355 [MPa]
Dílčí součinitel spolehlivosti	γ_M	1 [-]

Redukce meze kluzu normálově namáhaného trnu vlivem smyku

Součinitel redukce	ρ	0,15 [-]
--------------------	--------	----------

$$\rho = \left(2 \frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Využití z hlediska smyku dle ČSN NE 1993-1-1	$V_{SD}/V_{pl,RD}$	69,66%
--	--------------------	--------

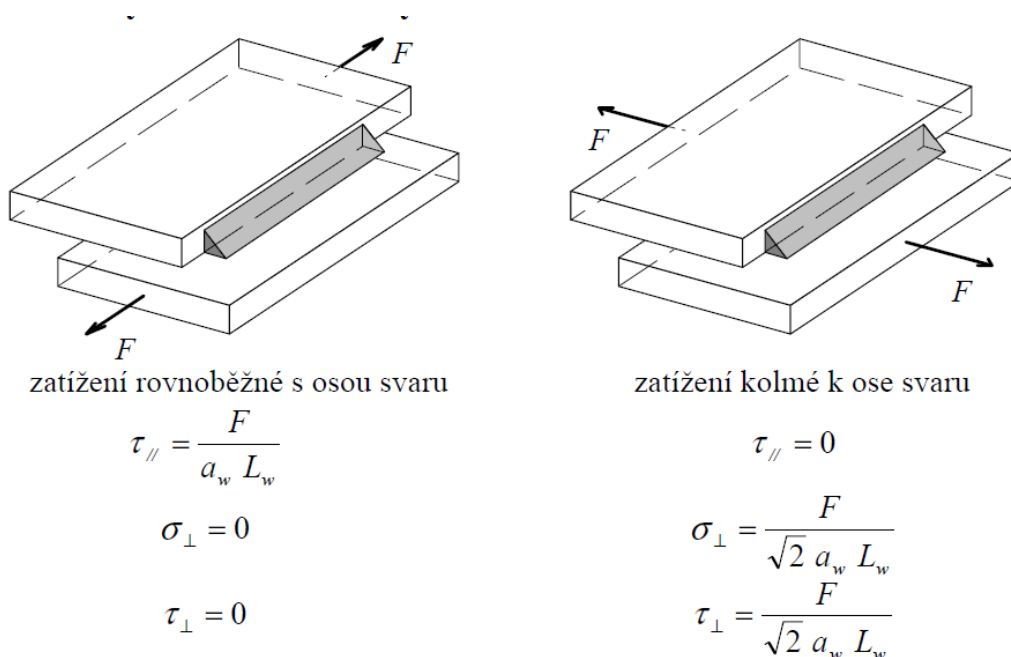
6.2.3 Ověření svarů

Vzhledem k tomu, že se jedná o kruhový koutový svar, rozhodl jsem se použít alternativní přístup k výpočtu napětí ve svaru. Vzhledem k tomu, že běžně používané vzorce pro výpočet napětí v rovině svaru (normálové napětí kolmé na rovinu smyku, smykové napětí kolmé na rovinu smyku a smykové napětí rovnoběžné s rovinou smyku) jsou platné pro rovný svar délky L_w a námi posuzovaný svar je kruhového tvaru, nahradil jsem kruhový tvar svaru osmiúhelníkem o stejném obvodu. Osmiúhelník obsahuje celkem 8 stejně dlouhých rovných částí, z nichž jsou 2 části rovnoběžné s působící smykovou silou od spřažení, 2 části kolmé a na 4 části síla od spřažení působí pod úhlem 45° .

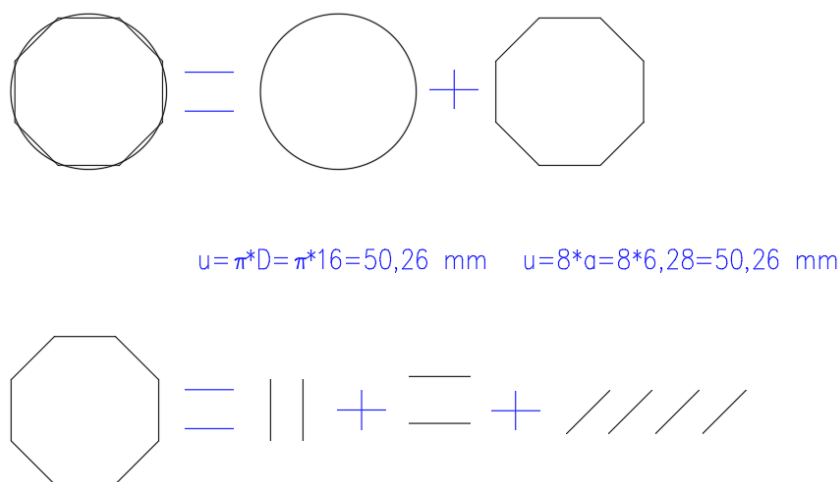
Pomocí této analogie jsem převedl kruhový svar na několik rovných svarů, které se dají posoudit pomocí běžně používaného vzorce:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

Rovnice 6 Ověření únosnosti koutového svaru



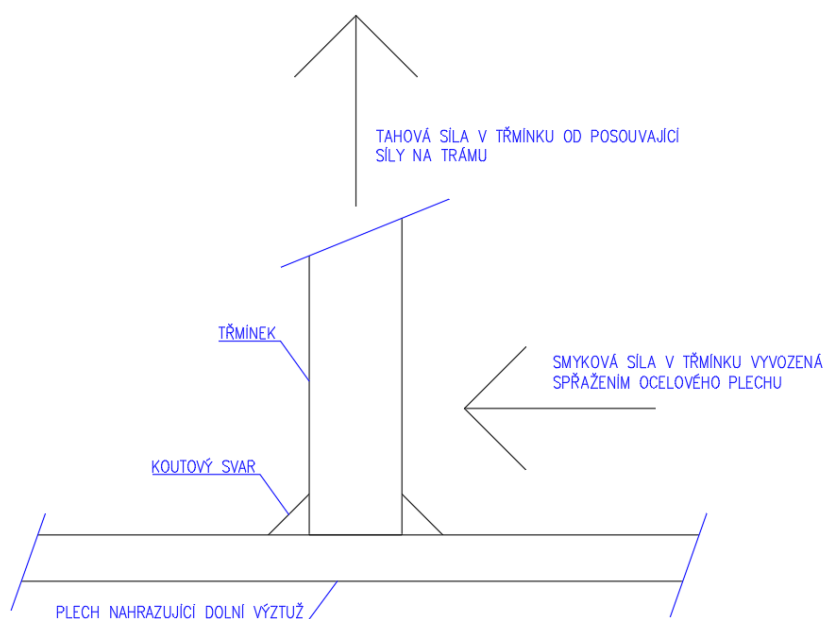
Rovnice 7 Výpočet napětí v koutovém svaru pro typické případy zatížení



Obr. 130 Schéma převodu kruhu na osmiúhelník

Dále je třeba si uvědomit všechny druhy a směry zatížení, které na svar působí. Třmínek a tedy i koutový svar, kterým je spojen s dolním plechem, je zatížen svislou normálovou silou a vodorovnou smykovou silou. Normálová síla ve třmínku je způsobena příčnou posouvající silou na trámu. Vodorovná smyková síla na třmínku je způsobena tím, že třmínek funguje zároveň jako spřahovací prvek.

Normálová síla způsobuje ve svaru rovnoměrné napětí σ_{\perp} a τ_{\perp} , zatímco smyková síla od spřažení způsobuje napětí σ_{\perp} , τ_{\perp} a τ_{\parallel} podle toho, pod jakým úhlem síla svar namáhá.



Obr. 131 Schéma sil namáhajících svar

Postup ověření svaru byl tedy následující. Nejprve byl kruhový svar rozdělen na osmiúhelník s 8 stejně dlouhými rovnými svary. Smyková síla od spřažení byla rovnoměrně rozdělena mezi 8 svarů. 2 svary byly zatíženy pod úhlem 90° , 2 svary pod úhlem 0° a 4 svary pod úhlem 45° . Tyto síly v jednotlivých svarech způsobily napětí σ_\perp , τ_\perp a τ_{II} . Napětí se lišila podle sklonu síly působící na svar. K těmto napětím bylo následně pro každý posuzovaný svar připočteno konstantní napětí σ_\perp a τ_\perp , způsobené normálovou silou v třmínku. Následně byl každý svar ověřen podle (Rovnice 6 Ověření únosnosti koutového svaru).

Svary byly navrženy tak, aby využití každého svaru bylo pod 100 %. Pravděpodobně se dá předpokládat plastické rozdělení sil na svarech a celkové využití svarů by se mohlo počítat jako vážený průměr z 8 svarů. Rozhodl jsem se ale být na straně bezpečné a všechny svary navrhnout s využitím pod 100 %.

Celkové využití svaru při použití váženého průměru využití jednotlivých částí svaru je 91,7 %.

MATERIÁLY:

OCEL	S355	
Mez kluzu	f_y	355 [MPa]
Mez pevnosti	f_u	490 [MPa]
Korelační součinitel	β	0,9 [-]
0,8 pro ocel S235		
0,9 pro ocel S355		
Dílčí součinitele únosnosti		
Pro dílec oslabený otvory nebo spoje	γ_{m2}	1,25 [-]

GEOMETRIE SVARU

Průměr trnu	d	16 [mm]
Obvod svaru	u	50,3 [mm]
Tloušťka svaru	a_w	5 [mm]

Převod na osmiúhelník

Délka vodorovných stran	L_H	12,6 [mm]
Délka svislých stran	L_V	12,6 [mm]
Délka šikmých stran	L_S	25,1 [mm]

VLIV TAHOVÉ SÍLY V TŘMÍNKU

Tahová síla v třmínku	N	48,51	[kN]
Spočteno jako využití smykové výztuže * f_y * $A_{s,prov}$ třmínku Využití viz 6.2.1.			
Redukovaná mez kluzu $f_{y,red} = f_y * (1-r)$	$f_{y,red}$	300,1	[MPa]
Smyková výztuž - průměr	\varnothing	16	[mm]
Plocha jedné větve třmínku	$A_{sw,prov}$	201,1	[mm ²]
Využití třmínků		80,39%	[%]

Normálové a smykové napětí kolmé na rovinu svaru musí být zvýšeno vlivem přidané tahové síly od třmínku

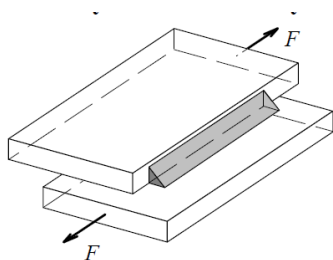
KOUTOVÝ SVAR

1

Kolmá síla	F_{kolm}	48,51	[kN]
Podélná síla	F_{podel}	0	[kN]

Jednostranný svar

Tloušťka svaru	a_w	5	[mm]
Délka svaru	l_w	50,3	[mm]
Počet svarů	n	1	[ks]

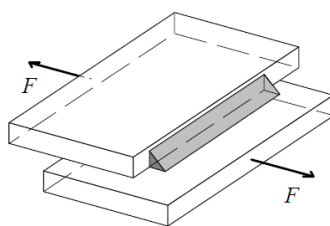


zátížení rovnoběžné s osou svaru

$$\tau_{//} = \frac{F}{a_w L_w}$$

$$\sigma_{\perp} = 0$$

$$\tau_{\perp} = 0$$



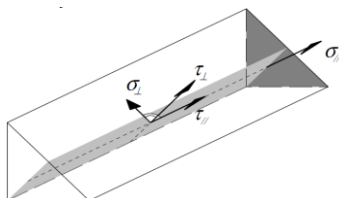
zátížení kolmé k ose svaru

$$\tau_{//} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} a_w L_w}$$

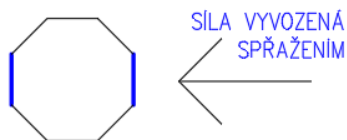
$$\tau_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} a_w L_w}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



Smykové napětí rovnoběžné na rovinu svaru	τ_{\parallel}	0,00 [MPa]
Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	τ_{\perp}	136,48 [MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	σ_{\perp}	136,48 [MPa]
Levá strana rovnice		273,0 [MPa]
Pravá strana rovnice		435,6 [MPa]
	Levá 273,0	Pravá 435,6
	<	
	VYHOVUJE	
	62,67%	

<u>SMYKOVÁ SÍLA OD SPŘAŽENÍ</u>	$F_{\text{spřaž}}$	28,74 [kN]
Spočtena jako využití třmínku v podélném smyku * využití		
Využití z hlediska smyku dle ČSN NE 1993-1-1		70% [%]
Únosnost v klasickém smyku dle ČSN EN 1993-1-1	$P_{\text{RD,smyk}}$	41,26 [kN]

Svislé části osmiúhelníku:**Přidaná namáhání vlivem tahové síly ve třmínku**

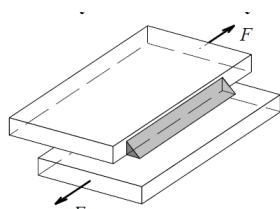
Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	τ_{\perp}	136,48 [MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	σ_{\perp}	136,48 [MPa]
Působící síla 2 osminy síly od spřažení	F	7,18 [kN]

KOUTOVÝ SVAR

1

Kolmá síla	F_{kolm}	7,18 [kN]
Podélná síla	F_{podel}	0,00 [kN]
Jednostranný svar		
Tloušťka svaru	a_w	5 [mm]
Délka svaru	l_w	12,6 [mm]

Počet svarů



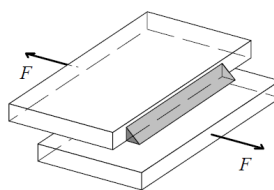
zatižení rovnoběžné s osou svaru

$$\tau_{//} = \frac{F}{a_w L_w}$$

$$\sigma_{\perp} = 0$$

$$\tau_{\perp} = 0$$

n



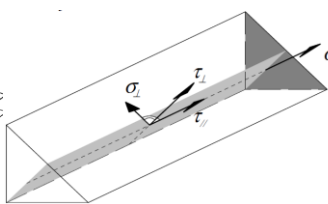
zatižení kolmé k ose svaru

$$\tau_{//} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} a_w L_w}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} a_w L_w}$$

1 [ks]



$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

Napětí vyvolaná pouze vodorovnou silou od spřažení

Smykové napětí rovnoběžné na rovinu svaru	$\tau_{//}$	0,00 [MPa]
Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	τ_{\perp}	80,86 [MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	σ_{\perp}	80,86 [MPa]

Napětí zvýšená o vliv tahové síly v třmínku:

Smykové napětí rovnoběžné na rovinu svaru	$\tau_{//}$	0,00 [MPa]
Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	τ_{\perp}	217,34 [MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	σ_{\perp}	217,34 [MPa]

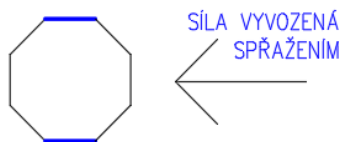
Levá strana rovnice 434,7 [MPa]

Pravá strana rovnice 435,6 [MPa]

Levá 434,7 < Pravá 435,6

VYHOVUJE
99,80%

Vodorovné části osmiúhelníku:



Přidaná namáhání vlivem tahové síly ve třmínku

Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	τ_{\perp}	136,48 [MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	σ_{\perp}	136,48 [MPa]

Působící síla 2 osminy síly od spřažení F 7,18 [kN]

KOUTOVÝ SVAR

1

Kolmá síla

 F_{kolm} 0,00 [kN]

Podélná síla

 F_{podel} 7,18 [kN]

Jednostranný svar

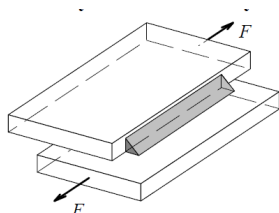
Tloušťka svaru

 a_w 5 [mm]

Délka svaru

 l_w 12,6 [mm]

Počet svarů

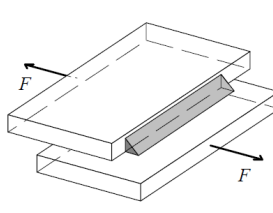
 n 1 [ks]

zatižení rovnoběžné s osou svaru

$$\tau_{\parallel} = \frac{F}{a_w L_w}$$

$$\sigma_{\perp} = 0$$

$$\tau_{\perp} = 0$$

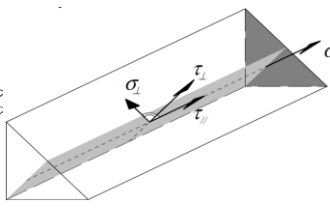


zatižení kolmé k ose svaru

$$\tau_{\parallel} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} a_w L_w}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} a_w L_w}$$



$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

Napětí vyvolaná pouze vodorovnou silou od spřažení

Smykové napětí rovnoběžné na rovinu svaru

 τ_{\parallel} 114,35 [MPa]

Smykové napětí kolmé na rovinu svaru

 τ_{\perp} 0,00 [MPa]

Normálové napětí kolmé na rovinu svaru

 σ_{\perp} 0,00 [MPa]Napětí zvýšená o vliv tahové síly v třmínku:

Smykové napětí rovnoběžné na rovinu svaru

 τ_{\parallel} 114,35 [MPa]

Smykové napětí kolmé na rovinu svaru

 τ_{\perp} 136,48 [MPa]

Normálové napětí kolmé na rovinu svaru

 σ_{\perp} 136,48 [MPa]

Levá strana rovnice

337,2 [MPa]

Pravá strana rovnice

435,6 [MPa]

Levá

337,2

Pravá

435,6

VYHOVUJE

77,43%

Šikmé části osmiúhelníku:**Přidaná namáhání vlivem tahové síly ve třmínku**

Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	τ_{\perp}	136,48 [MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	σ_{\perp}	136,48 [MPa]
Působící síla 4 osminy síly od spřažení	F	14,37 [kN]

KOUTOVÝ SVAR

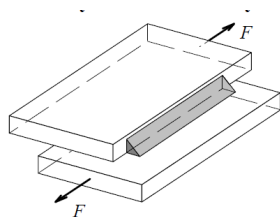
1

Síly rozděleny dle sinu a cosinu 45°

Kolmá síla	F_{kolm}	10,20 [kN]
Podélná síla	F_{podel}	10,20 [kN]

Jednostranný svar

Tloušťka svaru	a_w	5 [mm]
Délka svaru	l_w	25,1 [mm]
Počet svarů	n	1 [ks]

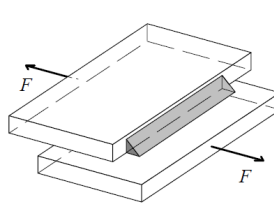


zatižení rovnoběžné s osou svaru

$$\tau_{\parallel} = \frac{F}{a_w L_w}$$

$$\sigma_{\perp} = 0$$

$$\tau_{\perp} = 0$$

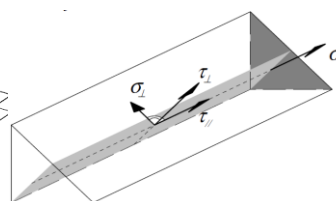


zatižení kolmé k ose svaru

$$\tau_{\parallel} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} a_w L_w}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} a_w L_w}$$



$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

Napětí vyvolaná pouze vodorovnou silou od spřažení

Smykové napětí rovnoběžné na rovinu svaru	τ_{\parallel}	81,19 [MPa]
Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	τ_{\perp}	57,41 [MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	σ_{\perp}	57,41 [MPa]

Napětí zvýšená o vliv tahové síly v třmínku:

Smykové napětí rovnoběžné na rovinu svaru	τ_{\parallel}	81,19 [MPa]
Smykové napětí kolmé na rovinu svaru	τ_{\perp}	193,89 [MPa]
Normálové napětí kolmé na rovinu svaru	σ_{\perp}	193,89 [MPa]

Levá strana rovnice 412,5 [MPa]

Pravá strana rovnice 435,6 [MPa]

Levá		Pravá
412,5	<	435,6
VYHOVUJE		
94,70%		

VÁŽENÝ PRŮMĚR VYUŽITÍ VŠECH SVARŮ 91,66%

Poměry:

Svislé strany 25 %

Vodorovné strany 25 %

Šikmé strany 50 %

7 Srovnání možností vyztužení

Bude porovnán alternativní návrh trámu 1 se skutečným návrhem trámu 1 (Obr. 6). Porovnána bude pouze dolní a smyková výztuž, jelikož horní výztuž bude v alternativním návrhu provedena stejně jako v původním. Je porovnávána cena výztuže v Kč za kg. Srovnání vychází z cen platných v prosinci 2023. Ceny jsou uvedeny vždy včetně DPH. Cena oceli B500B je 36 Kč/kg (platí pro pruty průměru více jak 10 mm). Cena oceli S 355 je 37 Kč/kg.

V původním návrhu bylo v rámci dolní výztuže navrženo 14 prutů Ø25 délky 6300 mm a 14 prutů Ø25 mm délky 4600 mm s celkovou plochou výztuže $A_{s,prov} = 13\,744\text{ mm}^2$. To je v součtu 588 kg výztuže. K hlavní ohybové výztuži je navíc připočítána hmotnost lemovací výztuže a závlačí, jelikož tu v alternativním návrhu nahrazují bočnice. Hmotnost lemovací výztuže se závlačemi je 143 kg. Celkem se tedy jedná o 818 kg.

Alternativní návrh obsahuje plech tloušťky 8 mm. S šířkou trámu 2000 mm je plocha výztuže $A_{s,prov} = 16\,000\text{ mm}^2$. Při délce trámu 4720 mm a výšce bočnic 275 mm je celková hmotnost použitých plechů 825 kg.

Můžeme tedy vidět, že průřezové plochy výztuže se liší o 16,4 %, kde alternativní návrh obsahuje mírně větší $A_{s,prov}$. Celková hmotnost použité výztuže je v případě alternativního návrhu o 0,6 % větší, tedy zcela zanedbatelně.

Tabulka 9 Výpočet hmotnosti hlavní ohybové výztuže skutečného návrhu

Průměr	Délka	Objem	Hustota	Počet	Celkem kg
[mm]	[mm]	[m ³]	[kg/m ³]	[ks]	[kg]
25	6300	0,003092	7850	14	339,9
25	4600	0,002258	7850	14	248,1
					588,0

Tabulka 10 Výpočet hmotnosti lemovací výztuže skutečného návrhu

Průměr	Délka	Objem	Hustota	Počet	Celkem kg
[mm]	[mm]	[m ³]	[kg/m ³]	[ks]	[kg]
10	2300	0,000181	7850	10	14,2
10	3950	0,00031	7850	10	24,4
14	2300	0,000354	7850	14	38,9
14	3900	0,0006	7850	14	66,0
32	1950	0,001568	7850	7	86,2
					229,6

Tabulka 11 Hlavní ohybová a lemovací výztuž alternativního řešení

	Rozměry plechu			Objem	Objemová hmotnost oceli	Hmotnost
	a	b	tl	V		
	[m]	[m]	[m]	[m ³]	[kg/m ³]	[kg]
Dolní výztužný plech	2	4,72	0,008	0,076	7850	593
Příčná bočnice	2	0,275	0,008	0,004	7850	35
Příčná bočnice	2	0,275	0,008	0,004	7850	35
Podélná bočnice	4,72	0,275	0,008	0,010	7850	82
Podélná bočnice	4,72	0,275	0,008	0,010	7850	82
						825

V původním návrhu bylo navrženo celkem 70 třmínku Ø14 mm délky 1500 mm a 50 třmínků Ø10 mm délky 1450 mm. Dále byly použity smykové ohyby umístěné pod vynášenou stěnu (Obr. 6). Předpokládám, že smykové ohyby by v alternativním návrhu nebyly použity. V původním návrhu byly v poli trámu pod stěnou použity pouze Ø10 mm třmínky, takže bylo pod stěnu nutné doplnit dodatečnou smykovou výztuž. V alternativním návrhu, jsou ale všude navrženy třmínky Ø16 mm a místo uložení stěny tedy nepotřebuje dodatečnou smykovou výztuž. Bylo použito 8 ohybů Ø20 mm délky 2550 mm a 2 ohyby Ø20 mm délky 3300 mm. To je v součtu celkem 238 kg výztuže.

Tabulka 12 Výpočet hmotnosti třmínků skutečného návrhu

Průměr	Délka	Objem	Hustota	Počet	Celkem kg
[mm]	[mm]	[m ³]	[kg/m ³]	[ks]	[kg]
10	1450	0,000114	7850	50	44,7
14	1500	0,000231	7850	70	126,9
20	2550	0,000801	7850	8	50,3
20	3300	0,001037	7850	2	16,3
					238,2

V alternativním návrhu jsou navrženy třmínky Ø16 mm na trámu 2 x 4,7 metrů. Na trámu je celkem 6 řad 2-střížných třmínků s 31 třmínky v řadě. Celkem se tedy jedná o 186 třmínků délky 1200 mm. To je v součtu celkem 396 kg výztuže.

Tabulka 13 Výpočet hmotnosti třmínků alternativního návrhu

Průměr	Délka	Objem	Hustota	Počet	Celkem kg
[mm]	[mm]	[m ³]	[kg/m ³]	[ks]	[kg]
16	1200	0,000241	7850	186	352,3
					352,3

V alternativním návrhu vyztužení je tedy nutné použít o 48 % více výztuže na třmínky. K tomu je nutné započítat i fakt, že v alternativním návrhu musejí být všechny třmínky navařeny na plech dolní výztuže. Což je celkem 9,4 metrů koutového svaru tloušťky 5 mm.

Celkem alternativní návrh obsahuje o 12 % více výztuže než původní návrh. Spotřeba betonu je stejná.

Tabulka 14 Celkové srovnání nutné výztuže

Návrh	KG výztuže
Skutečný návrh:	1055,8
Alternativní návrh:	1177,2

Do srovnání je ovšem nutné zahrnout i nutnost velkého množství svarů v případě alternativního vyztužení. Je třeba navařit všechny třmínky, svařit plechovou „vanu“ a navařit konstrukční táhla. Nicméně cenu svarů je nutné srovnat s cenou přípravy výztuže v armovně a vázání výztuže na stavbě, které stavbu stojí peníze, ale navíc i čas, jelikož je to práce, kterou neleze provádět dopředu.

V případě alternativního vyztužení je tedy spotřeba materiálu mírně vyšší. Nicméně se jedná pouze o nárůst množství nutné oceli. Spotřeba betonu zůstává stejná.

Ocelový svařenec je také stále nutné podstojkovat. Výhodou je ovšem to, že na rozdíl od kompletního bednění trámu stačí pouze stojky, se kterými je práce jednodušší.

Výraznou výhodou alternativního řešení je ovšem rychlost provedení na stavbě. V případě tradičního řešení je nutné nejprve provádět složité bednění trámu a poté složité vázat výztuž trámu. To samozřejmě vyžaduje čas a stavbu to prodlužuje. Oproti tomu v případě alternativního vyztužení by na stavbu dorazil již hotový kus, který by byl pouze usazen do otvoru v bednění. Nebylo by třeba vázat většinu výztuže. Do trámu by byla doplněna pouze horní výztuž a startovací výztuž.

Další drobnou nevýhodou je, že ocelový plech je nutné z vnější strany zakrýt požárně odolnou sádkokartonovou deskou. A ocel je nutné opatřit ochranným nátěrem. Tyto faktory ale neovlivňují rychlost stavby.

Otázkou je také zda alternativní řešení není také jednodušší variantou z hlediska dopravy a logistiky, jelikož dopravujeme pouze jeden ocelový svařenec namísto 18 různých druhů výztužných vložek.

Faktory, které ovlivňují výhodnost alternativního řešení, jsou spotřeba oceli, cena sváření, cena práce s tvorbou bednění a vázání dolní výztuže, cena dopravy svařence na stavbu, cena trvání stavby (alternativní řešení je rychlejší varianta). Výhodou alternativního řešení je tedy úspora času na přípravě bednění a vázání výztuže. Nevýhodou je spotřeba materiálu a pracnost spojená se svařováním.

8 Závěr

V rámci práce byl zkoumán stávající bytový objekt Kolben Park C. Předmětem zkoumání byly stropní trámy přechodového podlaží (strop nad 1.PP). Cílem práce bylo stanovit, zda nebylo možné za použití jiného výpočetního přístupu docílit jiných výsledků, které by vedly na úspornější návrh výztuže.

Výsledky žádného z výpočetních modelů se významně nelišily od ostatních. Nebyly získány výsledky, které by vedly k výrazné úspoře výztuže. Naopak dle geometricky přesnějšího modelu by bylo nutné množství výztuže zvýšit.

V dalších modelech bylo ověřeno, jak by musel být strop navržen v případě, že by byly trámy odstraněny a strop by byl tvořen pouze rovnou deskou tloušťky 300 mm. Kvůli únosnosti tlačené diagonály a vysokým napětím v betonu při MSP omezení napětí by bylo nutné použít vysokopevnostní beton C 60/75. V případě zachování běžného betonu C30/37 by musela být deska tlustá 500 mm.

V rámci práce byl zpracován alternativní návrh vyztužení jednoho ze zkoumaných trámů inspirovaný ocelovými Delta beamy od společnosti Peikko. Namísto klasické výztuže u dolního povrchu byl navržen ocelových plech s navařenými smykovými třmínky. Plech má zároveň navařené bočnice a funguje tedy jak jako dolní výztuž, tak jako ztracené bednění trámu. Jedná se o jakousi ocelovou vanu s třmínky. Třmínky navařené na plech plní jak funkci spřahovací, tak funkci smykové výztuže. Na tento svařenec by byla doplněna horní výztuž pokračující do desky v okolí trámu a případná startovací výztuž stěn.

Alternativní návrh byl porovnán se skutečným návrhem. Exaktně byla srovnána hlavně spotřeba oceli. Alternativní návrh vyžaduje zhruba o 12 % více kilogramů oceli. Spotřeba betonu zůstává stejná. Alternativní řešení také vyžaduje velké množství svarů, ale nevyžaduje žádnou práci v armovně a přímo na stavbě.

Výhodou alternativního řešení je rychlost výstavby. Na stavbě není třeba zhotovovat bednění trámu a složitě vyvazovat spodní a smykovou výztuž, jelikož je vše součástí jednoho ocelového svařence, který je pouze usazen na stojky do bednění.

Hlavní výhodou alternativního řešení je tedy zrychlení stavby.

9 Seznam literatury

- [1] ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1 Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [4] ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [5] ČSN EN 1994-1-1 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [6] ČSN EN 206-2 Beton – Část 1: specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [7] Návrh rámu pomocí programu SCIA Engineer, Ing. Radek Štefan, Ph.D., a kolektiv ČVUT v Praze, Fakulta stavební Katedra betonových a zděných konstrukcí Thákurova 7, Praha 6 – Dejvice
- [8] Návrh stropní desky v programu SCIA Engineer, doc. Ing. Petr Bily, Ph.D.
- [9] Analýza 3D konstrukce v programu SCIA Engineer, doc. Ing. Petr Bily, Ph.D.
- [10] Dokumentace pro provádění stavby: KOLBEN PARK 1. ETAPA OBJEKT C, Konstrukční řešení, Ing. Josef Beneš a kolektiv, Obermeyer Helika a.s.
- [11] DELTABEAM® spřažený nosník pro tenké stropní konstrukce vhodný pro budovy s otevřeným prostorem – Přehledeltabeam Peikko [online], [cit. 2023-12-15], dostupné z: <https://www.peikko.cz/vyrobky/deltabeam-nosnik-pro-tenke-stropni-konstrukce/prehled/>
- [12] Scia Engineer, SCIA ENGINEER 21.1. [software], dostupné z: <https://www.scia.net/cs>