

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ



**PRŮVLAKY VELKÝCH ROZPONŮ
A ZALOMENÝCH STŘEDNIC**

**LARGE SPAN BEAMS AND BEAMS WITH
BROKEN AXIS**

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

2020

MATĚJ KAŇÁK

Vypracoval: Matěj Kaňák

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

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Praha 2020

Zadání

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>KAŇÁK</u>	Jméno: <u>MATĚJ</u>	Osobní číslo: <u>468306</u>
Zadávající katedra: <u>K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ</u>		
Studijní program: <u>(B3651) STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ</u>		
Studijní obor: <u>(3608R008) KONSTRUKCE POZEMNÍCH STAVEB</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>PRŮVLAKY VELKÝCH ROZPONŮ A ZALOMENÝCH STŘEDNIC</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>LARGE SPAN BEAMS AND BEAMS WITH BROKEN AXIS</u>	
Pokyny pro vypracování: - PŘÍKLADY UŽITÍ PRŮVLAKŮ VELKÝCH ROZPONŮ A ZALOMENÝCH STŘEDNIC S ROZBOREM MOŽNOSTÍ NÁVRHU - VARIANTY ŘEŠENÍ VYBRANÉHO OBJEKTU	
Seznam doporučené literatury: ODBORNÉ ČASOPISY A PUBLIKACE (NAPŘ. ČASOPIS BETON TKS, SKRIPTA ATD.), DSPACE DATABÁZE, PLATNÉ NORMY PRO NAVRHOVÁNÍ BK (ČSN EN)	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>doc. Ing. JITKA VAŠKOVÁ, CSc.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>17. 2. 2020</u> Termín odevzdání bakalářské práce: <u>17. 5. 2020</u> <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>	
_____ Podpis vedoucího práce	_____ Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně. Veškeré zdroje informací, ať už se jedná o odbornou literaturu, vysokoškolská skripta, technické normy, internetové články, atd. jsou uvedeny v seznamu použitých zdrojů.

Při práci jsem se řídil metodického pokynu č.1/2009 O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne

.....

Matěj Kaňák

Poděkování

Tímto bych rád poděkoval paní docentce Jitce Vaškové za vedení mé bakalářské práce v dobách, na které nikdo nebyl připraven. Za její rady a nadhled nad problémy, které při řešení práce vyvstaly. Mé poděkování patří také všem kantorům, kteří mne učili a Fakultě stavební jako celku. V neposlední řadě chci poděkovat své rodině a přítelkyni za to, že mne podporovala a byla trpělivá.

Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá řešením návrhu železobetonových průvlaků velkých rozponů a zalomených střednic. Popisuje, kde se tyto prvky vyskytují, možnosti materiálového řešení, průběhy vnitřních sil a metodiku návrhu a posouzení výztuže. V práci jsou navrženy a porovnány varianty konstrukčního řešení stavebního objektu. Výpočet vnitřních sil je proveden pomocí programu SCIA Engineer. Návrh a posouzení výztuže je provedeno podle normových postupů popsaných v literatuře.

Klíčová slova

Průvlak, překlad, trám, střednice, rozpon, nosná konstrukce, železobeton, zatížení, metodika navrhování, model konstrukce, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti.

Abstract

The bachelor thesis deals with the design of reinforced concrete beams of large spans and broken axis. It describes where these elements occur, material solution options, internal force progressions and design methodology and reinforcement assessment. In the work, variants of the structure are designed and compared. The calculation of internal forces is performed using the SCIA Engineer program. The design and assessment of the reinforcement is carried out according to the norm procedures described in the literature.

Key words

Ceiling girder, lintel, beam, axis, span, supporting structure, reinforced concrete, load, design methodology, model of construction, ultimate limit state, serviceability limit state.

Obsah

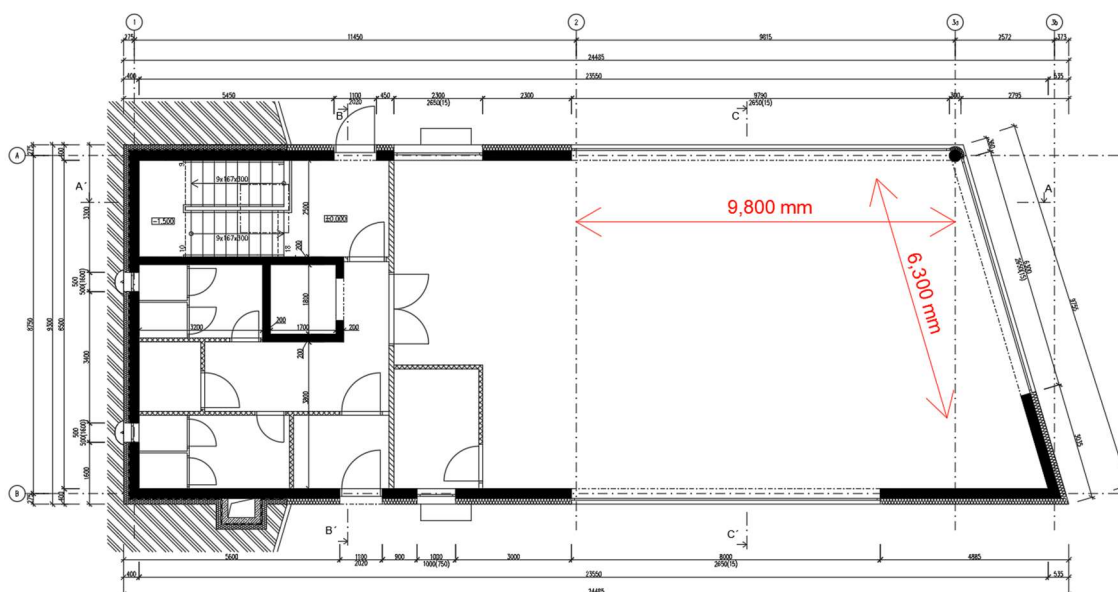
1. Úvod	10
1.1 Motivace.....	10
1.2 Pár vět úvodem	10
1.3 Obsah práce	12
1.4 Cíle práce.....	13
2. Železobetonové průvlaky velkých rozponů a zalomených střednic	13
2.1 Požadavky na průvlaky	13
2.2 Materiálové a konstrukční varianty řešených průvlaků	13
3. Výpočet vnitřních sil	15
4. Návrh a posouzení výztuže	20
4.1 Mezní stav únosnosti (MSÚ)	20
4.1.1 Úprava vnitřních sil.....	20
4.1.2 Návrh a posouzení ohybové výztuže.....	21
4.1.3 Návrh a posouzení smykové výztuže.....	23
4.1.4 Návrh a posouzení výztuže na kroucení.....	25
4.2 Mezní stav použitelnosti (MSP)	26
4.2.1 Vymežující ohybová štiňlost.....	26
5. Popis řešeného objektu	27
5.1 Obecný popis	27
5.2 Stavební a konstrukční řešení	28
5.3 Popis řešeného problému	28
6. Návrh a posouzení jednotlivých variant	33
6.1 Model konstrukce	33
6.2 Zatížení	35
6.2.1 Stálé zatížení.....	35
6.2.2 Proměnné zatížení.....	36
6.3 Problémový detail podkrovní stěny	37
6.4 Varianta dvou zalomených nosníků (1. varianta)	39
6.4.1 Popis modelu se dvěma zalomenými průvlakly	39

6.4.2 Návrh a posouzení výztuže MSÚ	40
6.4.3 Posouzení konstrukce MSP - 1. varianta	47
6.5 Varianta se dvěma sloupy (2. varianta)	48
6.5.1 Popis druhé varianty	48
6.5.2 Návrh a posouzení výztuže MSÚ	48
6.5.3 Posouzení konstrukce MSP - 2. varianta	53
6.6 Varianta s jednou stěnou (3. varianta).....	53
6.6.1 Závislost průběhu ohybových momentů na délce podpírající stěny	53
6.6.2 Stěna přes část průčelí (varianta 3.A)	54
6.6.3 Stěna přes celé průčelí (varianta 3.B)	55
7. Závěr	57
8. Seznam zdrojů	59
Příloha A (Popis zdícího prvku)	
Příloha B (Ruční výpočet zatížení)	
Příloha C (Přehled zatěžovacích stavů)	

1. Úvod

1.1 Motivace

S problematikou průvlaků velkých rozponů jsem se setkal při řešení objektu v rámci projektu 133P02C, který je vyučován na Katedře betonových a zděných konstrukcí na Fakultě stavební ČVUT v Praze. Objekt, který jsem v projektu řešil, byl zajímavý tím, že v jeho fasádě byla navržena dvě velkoplošná okna o délce 9,8 m, respektive 6,3 m. Další zajímavostí byla skutečnost, že obě okna byla u stejného rohu, jehož stěny byly vzájemně pod úhlem 106°. Konstrukční schéma zmíněného objektu s vyznačením rozponů průvlaků je na obrázku 1.1.



Obr 1.1 Konstrukční schéma objektu řešeného v 133P02C (zdroj: [7])

Vždy mne také zajímala problematika návrhu překladů rohových oken. Pan architekt, se kterým jsem byl při vypracování bakalářské práce v kontaktu, má uplatnění rohových průvlaků v oblibě a ochotně mi poskytl další objekt, na němž se tyto problémy vyskytují.

1.2 Pár vět úvodem

Z architektonického hlediska jsou okna, která vyplňují téměř celou plochu stěny velmi zajímavá. Již ve vile Tugendhat v Brně navržené architektem Ludwigem Miesem van der Rohe, lze takto řešenou fasádu vidět, viz obr. 1.2. Zároveň se na rohu již zmíněné fasády vyskytuje rohové okno pod úhlem 90°. Jedná se o velmi zajímavý koncept, kdy je vizuálně propojený interiér s exteriérem. Všeobecně je vhodné takto navržené budovy umísťovat na rozlehlé parcely, a ne do běžné zástavby.



Obr.: 1.2 Pohled na vilu Tugendhat (zdroj: [1])

Požadavek na takovéto prosvětlení objektu a zároveň na volnou dispozici se vyskytuje například u společenských sálů. Vznikají velké nároky na obvodové nosné konstrukce. Přesněji řečeno na průvlaky, které roznášejí strop nebo střechu nad velkoplošnými okny. Je třeba sledovat především deformace (průhyby) průvlaků vzhledem k výplním okenních otvorů. Při nadměrných deformacích může hrozit poškození skleněných tabulí.

Dalším příkladem využití velkoplošných oken jsou realizované vily, do kterých dodávala okenní výplně firma Josko, která se realizací těchto oken zabývá. Jedná se například o vilu F v Praze. Viz obr. 1.3.



Obr. 1.3 Vila F v Praze (zdroj: [2])

Zalomené nosníky lze vidět v běžných rodinných domech ve formě překladu nad rohovým oknem, viz obr. 1.4. Také se mohou vyskytovat i v bytových domech, přesněji na jejich rozích. Tento detail lze vidět spolu s rohovým oknem na obr. 1.5.



Obr. 1.4 RD ve Vraném nad Vltavou
(zdroj: autor)



Obr. 1.5 Bytový dům B14 ve Zlíně
(zdroj: [13])

1.3 Obsah práce

V první části práce jsou představeny možnosti architektonického řešení zalomených nosníků. Je ukázáno materiálové a konstrukční řešení nosníků. Dále je představen způsob výpočtu vnitřních sil na zalomených nosnících a práce s nimi. Je popsán návrh a posouzení jednotlivých typů výztuže.

V druhé části je představen řešený objekt. Je shrnuto zatížení působící na objekt a analyzovány problémové detaily v objektu. Následně byl proveden návrh a posouzení dvou variant na MSÚ a okrajově na MSP. Byly porovnány maximální průhyby na konstrukci z lineárního výpočtu na trhlinami neporušených konstrukcích.

V závěru jsou shrnuty a porovnány výsledky.

1.4 Cíle práce

Díličními cíli bakalářské práce byly:

- Prozkoumat problematiku návrhu nosníků velkých rozponů a zalomených střednic a zhodnotit různé možnosti materiálového řešení.
- Dalším cílem bylo u vybraného objektu zpracovat návrh a posouzení více variant řešení a následně jejich porovnání.
- Dále v závěru provést vyhodnocení použití řešených konstrukčních prvků se shrnutím výhod a nevýhod.

2. Železobetonové průvlaky velkých rozponů a zalomených střednic

2.1 Požadavky na průvlaky

Pokud je průvlak proveden jako součást obvodové nosné konstrukce objektu, je nutné dodržet i požadavky z hlediska tepelné techniky. Musí být zajištěno, aby zde nedocházelo ke vzniku tepelných mostů. Obdobné požadavky se vyskytují i v případě, je-li tento průvlak součástí stropní konstrukce nad nevytápěným, respektive venkovním prostorem (garáž, respektive podchod atd.)

Ze statického hlediska musí průvlak přenášet veškerá zatížení, která na něj působí. Ať se jedná o zatížení od stropu podlaží nad průvlakem nebo stěn nad otvorem. Dále jsou také omezení maximální deformace (průhybu), v případě železobetonu také šířky trhlin a stanoveno mezní napětí. Následující text se zabývá právě touto problematikou ve specifických příkladech, kdy se nejedná o prosté průvlaky s přímými střednicemi a běžných rozpětí.

2.2 Materiálové a konstrukční varianty řešení průvlaků

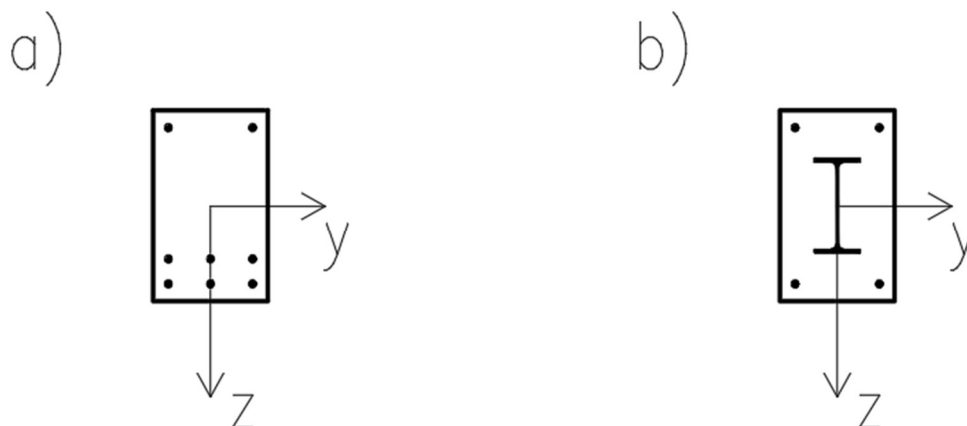
Nosníky se zalomenou střednicí lze provádět vícero způsoby. Podíváme-li se na problém z technologického hlediska, lze betonové průvlaky a konstrukce všeobecně dělit na monolitické, prefabrikované a prefamonolitické.

V materiálovém pojetí se jedná například o monolitický železobeton. Výztuž pro zmíněný způsob lze vidět na obrázku 2.1. Obrázek 2.1 zachycuje již vyvázanou výztuž nad rohovým oknem. Výztuž nad oknem je v tomto případě součástí věnce objektu. Další možností je využití ocelových nosníků například IPE, HEB, atd. Zde je problémem vzájemné napojení (svaření) ocelových profilů v místě styku pod úhlem. Pro větší rozpory a větší zatížení se dá využít varianty, která spojuje dvě předchozí. Zmíněnou variantou je ocelobeton, kdy se ocelový profil napojí s betonářskou výztuží a obetonuje. Varianta ocelobetonového průvlaků je staticky velmi výhodná, avšak na provedení příliš pracná.



Obr. 2.1 Pohled na výztuž rohového překladu (zdroj: [3])

Porovnání průřezů prvku železobetonového a ocelobetonového je na obrázku 2.2. Železobetonový prvek a) je jednostranně vyztužen převážně na přenesení ohybového momentu M_y . Výztuž prvku při horním okraji je konstrukční. Ocelobetonový prvek b) je vyztužen pruty v rozích, při dodržené minimální krycí vrstvy výztuže. V těžišti průřezu je vložen IPE profil.



Obr. 2.2 Průřez: a) železobetonový, b) ocelobetonový (zdroj: [7])

VARIANTOU pro rohové nosníky (např. rohové okno) je také systém Porotherm KP Vario UNI R firmy Wienerberger. Jedná se ovšem o běžné keramické překlady Porotherm, které jsou přímé, uložené v rohu na ocelový sloupek s hlavicí, viz obrázek 2.3. Při tomto způsobu je diskutabilní, zdali není výhodnější a na provedení jednodušší, okna provést klasická. S tím, že rohovým nosným prvkem by byl železobetonový či zděný sloupek.

V případě ocelového sloupku Vario UNI R je sloupek viditelným prvkem, který významně zasahuje do celkového estetického vnímání detailu rohového okna.

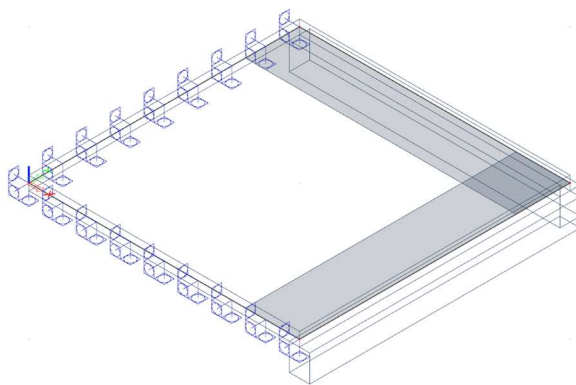


Obr. 2.3 Ocelový sloupek (zdroj: [4])

3. Výpočet vnitřních sil

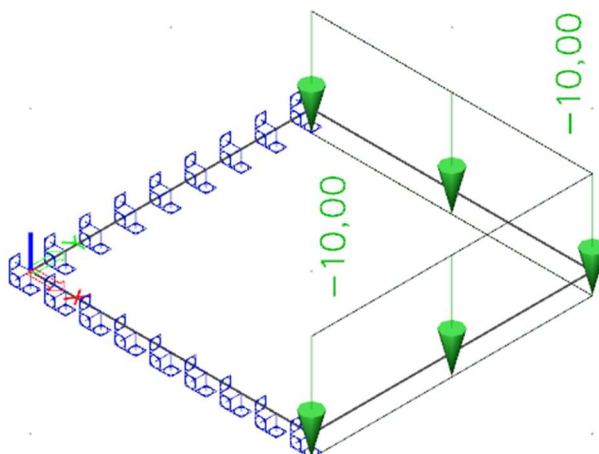
Pro efektivní výpočet vnitřních sil na stavebních konstrukcích, lze využít moderní výpočetní software. Například program SCIA Engineer, RFEM a další. Zmíněné programy počítají konstrukce pomocí metody konečných prvků. Podle [8] je metoda konečných prvků (MKP) výpočetní metodou, kdy je analyzovaný model rozdělený na konečné množství geometricky jednoduchých prvků. Na těchto prvcích pak lze vypočítat požadované veličiny. Výsledky z jednoho prvku jsou následně vstupy pro prvky okolní. Tímto způsobem je spočítána celá konstrukce.

Jako příklad výpočtu vnitřních sil na zalomených nosnících je vytvořen zjednodušený ukázkový 3D model, na kterém je možné ohodnotit výsledky. Ukázkový model lze vidět na obrázku 3.1. Jednoduchý model je tvořen deskou tloušťky 100 mm se žebry, která tvoří zalomený nosník. Šířka a délka desky jsou 2 m. Výška žebra bez desky je 200 mm. Šířka žebra je 150 mm. Konstrukce je podepřena vetknutím po dvou stranách.



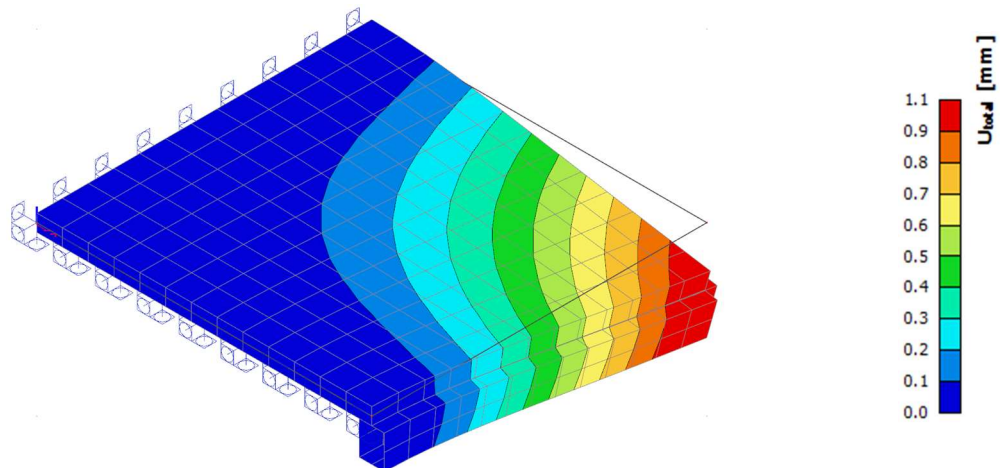
Obr. 3.1 Ukázkový model zalomeného průvlastku (zdroj: [6])

Na model je následně aplikováno liniové zatížení 10 kN/m, které působí v místě střednice zalomeného nosníku. Zatížení lze vidět na obrázku 3.2. Výsledky vnitřních sil a deformací jsou uvažovány pro kombinaci aplikovaného zatížení a vlastní tíhy. Pro zjednodušení jsou součinitelé γ a ψ rovny 1.



Obr. 3.2 Zatížení ukázkového modelu (zdroj: [6])

Při výpočtu zjednodušeného modelu je uvažována průměrná velikost plošného prvku 0,15 m. Po získání výsledků z výpočtu programem je třeba tyto výsledky zkontrolovat. První je možné zkontrolovat deformovaný tvar konstrukce. V případě ukázkového modelu lze deformace vidět na obrázku 3.3. Vidíme, že deformovaný tvar dává „smysl“. Konstrukce je spojitá a maximální deformace (průhyb) se nachází v místě volného rohu modelu (červená oblast). Je třeba zdůraznit, že výpočet deformací je zprvu lineární, a tedy pro získání reálných hodnot, je třeba provést výpočet normově závislých deformací, kdy je výpočet uvažován s trhlinami v prvcích.



Obr. 3.3 Deformovaný tvar konstrukce (zdroj: [6])

Další jednoduchou kontrolou může být vykreslení výslednice reakcí. Pro ukázkovou konstrukci je výslednice zatížení rovna hodnotě Z . V případě rozsáhlejších konstrukcí se ruční výpočet stává náročnějším.

$$Z = f \cdot l \cdot 2 + \gamma_c \cdot (l^2 \cdot h_{deska} + h_{žebro} \cdot b_{žebro} \cdot 2 \cdot l)$$

kde

$f = 10 \text{ kN/m}$, je velikost liniového zatížení

$l = 2 \text{ m}$, je délka jednoho žebra (vztaženo ke střednici)

$h_{deska} = 0,1 \text{ m}$, je tloušťka desky

$\gamma_c = 25 \text{ kN}$, je objemová tíha železobetonu

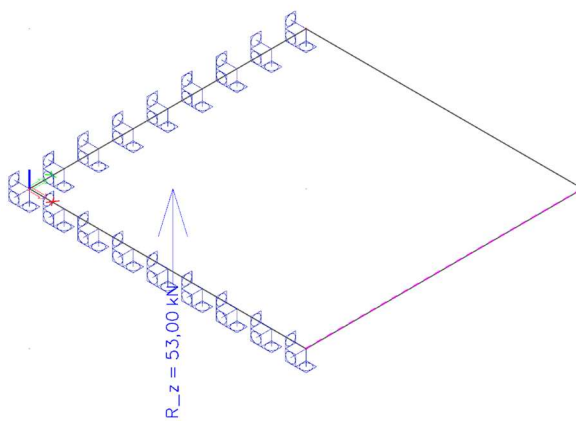
$h_{žebro} = 0,2 \text{ m}$, je výška žebra

$b_{žebro} = 0,15 \text{ m}$, je šířka žebra

tedy:

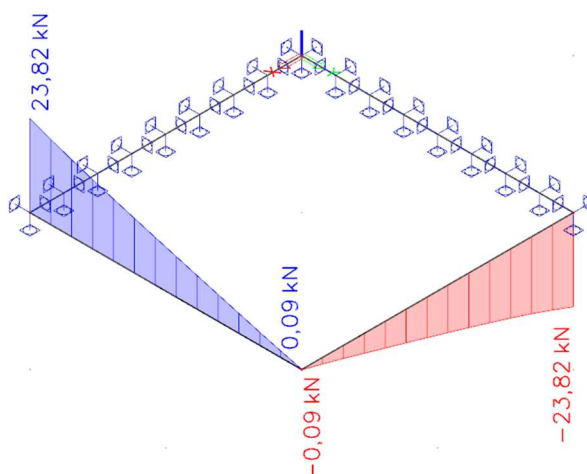
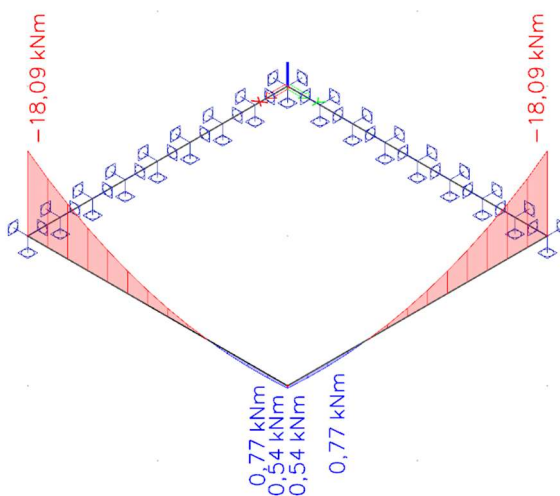
$$Z = 10 \cdot 2 \cdot 2 + 25 \cdot (2^2 \cdot 0,1 + 0,2 \cdot 0,15 \cdot 2 \cdot 2) = 53 \text{ kN}$$

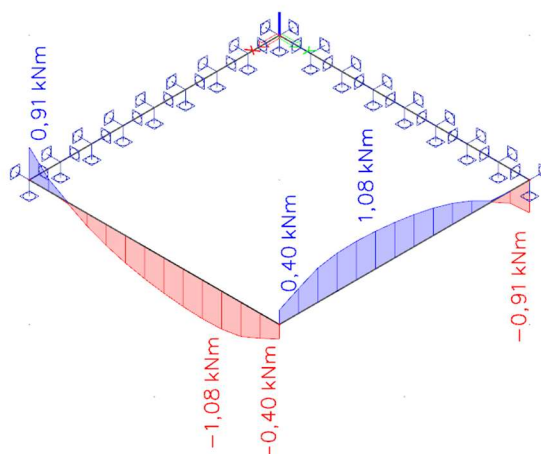
Výslednice reakcí by měla vycházet stejně veliká, pouze opačně orientovaná. Podle [6] ji lze vidět na obrázku 3.4. $R_z = 53 \text{ kN}$.



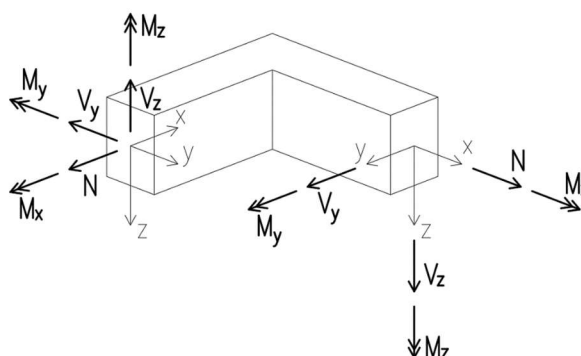
Obr. 3.4 Výslednice reakcí (zdroj: [6])

Následuje vykreslení hodnot a průběhů vnitřních sil. Vybrané výsledky vnitřních sil na 1D dílcích jsou znázorněny na obrázcích 3.5 až 3.7. Pro lepší přehlednost je model zobrazován ve vojenské perspektivě tak, aby se výsledné hodnoty nepřekrývaly.

Obr. 3.5 Posouvající síla V_z (zdroj: [6])Obr. 3.6 Ohybový moment M_y (zdroj: [6])

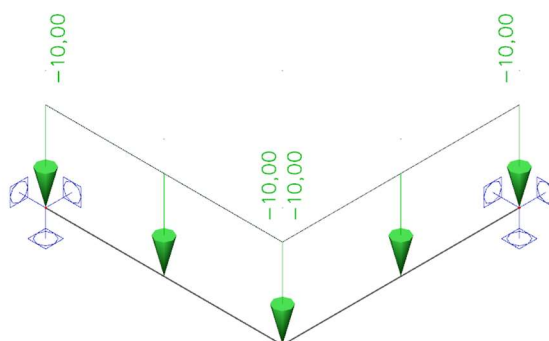
Obr. 3.7 Kroučící moment M_x (zdroj: [6])

Ze znalostí stavební mechaniky vyplývá, že v každém místě na prutu by měla vycházet rovnováha vnitřních sil. Tedy i v rohu zalomeného nosníku. Kladná orientace vnitřních sil na elementu prutového prvku je patrná z obrázku 3.8.

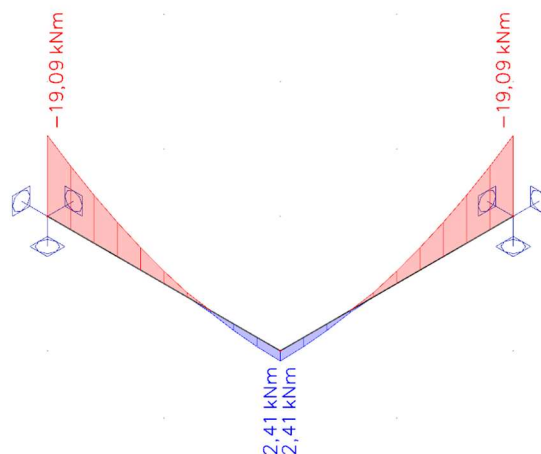
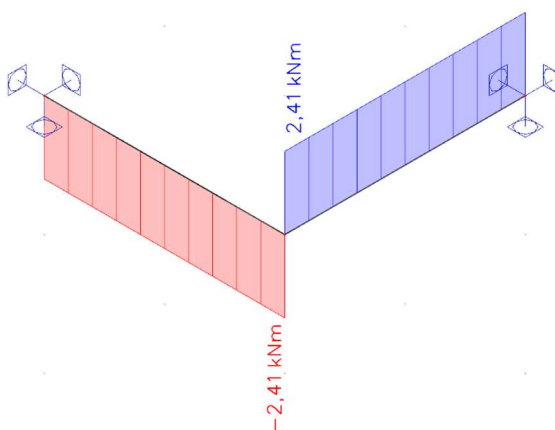


Obr. 3.8 Vnitřní síly na elementu (zdroj: [7])

Z toho plyne, že v rohu řešeného modelu konstrukce by měl ohybový moment M_y na jednom žebru odpovídat momentu kroučícímu M_x na žebru druhém. Ovšem není tomu tak, jak je patrné z obrázků 3.6 a 3.7. Z tohoto důvodu je vytvořen druhý model, který se skládá pouze ze dvou prutových nosníků na sebe kolmých. Pruty jsou na koncích podepřeny vetknutím. Zatížení na takto zalomený nosník je 10 kN/m, tedy obdobné jako v předchozím modelu, aby byly výsledky porovnatelné.



Obr. 3.9 Prutový model se zatížením a podporami (zdroj: [6])

Obr. 3.10 Ohybový moment M_y na prutovém modelu (zdroj: [6])Obr. 3.7 Krouticí moment M_x na prutovém modelu (zdroj: [6])

Momenty prutového modelu M_y v rohu vycházejí v absolutní hodnotě 2,41 kNm a momenty M_x vycházejí taktéž 2,41 kNm. Je tedy zřejmé, že na hodnoty vnitřních sil na zalomených nosnících má nezanedbatelný vliv spolupůsobení nosníků s deskou.

Výsledky vnitřních sil v programu, se zobrazují v závislosti na orientaci prvku. Například znaménko posouvající síly je závislé na orientaci osy x prvku.

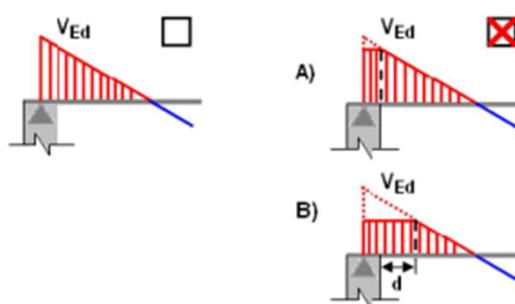
4. Návrh a posouzení výztuže

4.1 Mezní stav únosnosti (MSÚ)

4.1.1 Úprava vnitřních sil

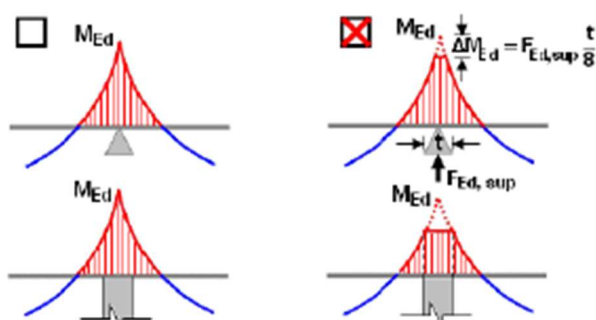
V předchozí kapitole byl proveden výpočet vnitřních sil na zalomeném nosníku. Programem vypočtené vnitřní síly ovšem nemusí nutně být silami návrhovými. Pro jejich získání lze v programu SCIA Engineer [6] nastavit další parametry.

Prvním nastavením je redukce smykové síly nad podporami. Redukce smykové síly je možná, pokud jsou žebra desky přímo podepřena a podélná výztuž dostatečně zakotvena.



Obr. 4.1 Redukce posouvající síly (zdroj: [6])

Dalším nastavením je redukce ohybového momentu nad podporami. Lze provést pro spojitě nosníky, pokud podpora nebrání v pootočení.



Obr. 4.2 Redukce ohybového momentu (zdroj: [6])

Redistribuce ohybových momentů ve SCIA Engineer není v nynější verzi možná. Funkcionalita Beton, ve které jsou výše zmíněná nastavení, je ve SCIE stále ve vývoji. Podle [11, str 84.] při stanovení návrhového ohybového momentu není třeba připočítávat účinek normálové síly v žeburu vlivem excentricity k momentu M_y .

Při zobrazení výsledků ve výpočetním modelu spolu s dalšími vnitřními silami vycházejí v žeburu V_y a M_z . Dle [11, str 87.] není třeba tyto vnitřní síly brát v potaz, neboť je jejich účinek eliminován spolupůsobením žebra s deskou, jedná se o L průřez.

4.1.2 Návrh a posouzení ohybové výztuže

Postup je uveden pro výpočet výztuže jednostranně vyztuženého průřezu. Prvním krokem při návrhu výztuže průvlaku je stanovení krycí vrstvy výztuže.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.1)$$

Při znalosti tloušťky krycí vrstvy, průměru hlavní výztuže a třmíneků je možné vypočítat účinnou výšku trámu d :

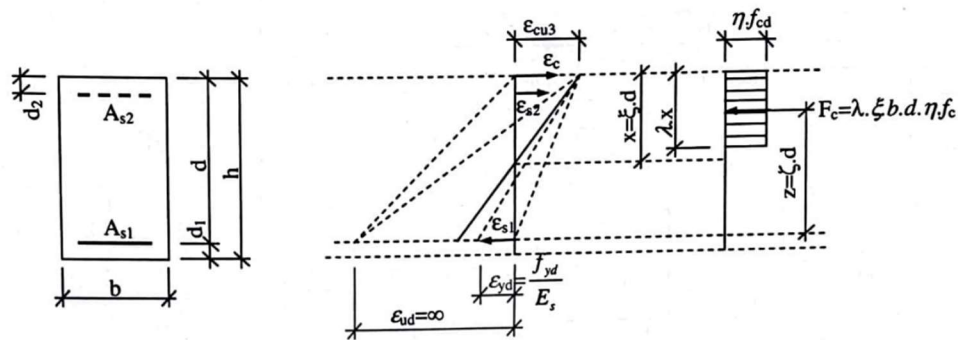
$$d = h - c_{nom} - \Phi_{tř} - 0,5 \cdot \Phi_{st} \quad (4.2)$$

Jako další krok návrhu je třeba stanovit materiálové charakteristiky. Jedná se převážně o návrhové pevnosti betonu v tlaku a výztuže v tahu.

Pro beton: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$

Pro výztuž: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

Samotný návrh výztuže je možné provést pomocí tabulek. Přesněji podle tabulky, která kombinuje obdélníkový pracovní diagram betonu a neomezené přetvoření tahové výztuže. Na obrázku 4.3 je znázorněn vyztužený obdélníkový průřez, kde lze vidět poměrné přetvoření, napětí a síly v průřezu.



Obr. 4.3 Předpoklady pro tabulku (zdroj: [12])

Vstupní hodnotou do tabulky je poměrný moment μ , s jehož pomocí lze určit hodnoty potřebné pro další výpočty (určení požadované plochy výztuže, tedy minimální plochy výztuže, schopné přenášet tahová napětí v průřezu):

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad (4.3)$$

Následuje extrahování hodnot ξ a ζ z tabulky. Tím pádem je možné postoupit k výpočtu požadované plochy výztuže. Všechny hodnoty vstupující do této rovnice jsou již známy. Navržená plocha výztuže $A_{s,prov}$ musí být větší nebo rovna požadované ploše výztuže $A_{s,req}$.

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (4.4)$$

Nyní je nutné průřez posoudit. Musí platit podmínka spolehlivosti, že návrhový moment únosnosti je větší než návrhový moment od zatížení: $M_{Rd} \geq M_{Ed}$.

Pro výpočet M_{Rd} je třeba vypočítat výšku tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad (4.5)$$

Rovnice pro výpočet výšky tlačené oblasti v betonu x vychází ze součtové podmínky rovnováhy vnitřních sil $F_c = F_s$, tedy tlaková síla v betonu je rovna tahové síle ve výztuži.

Vlastní výpočet momentu únosnosti M_{Rd} :

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) \quad (4.6)$$

Také je třeba zkontrolovat poměr tlačené zóny a účinné výšky průřezu. Tedy, že platí předpoklad využití výztuže:

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{max} \quad (4.7)$$

$\xi_{max} = 0,45$ je doporučená hodnota.

Při návrhu výztuže musejí být dodrženy konstrukční zásady. V případě průvlaků či trámů se jedná o stanovení maximální a minimální plochy výztuže, osové a světlé vzdálenosti prutů v trámech. Přehled konstrukčních zásad lze dohledat v normě nebo ve skriptech [12, str. 230].

Výpočet maximální plochy výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h \quad (4.8)$$

Výpočet minimální plochy výztuže:

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d\right) \quad (4.9)$$

V rámci bakalářské práce bylo nezbytné, mít možnost efektivně posuzovat průřezy. Pro efektivní výpočty se hodí program Microsoft Excel. Za využití výše zmíněných vzorců (vzorce 4.2 až 4.9) byly sestaveny tabulky (tab. 4.2 a 4.3). Vstupy jsou označeny oranžovou barvou. Nejdůležitější výsledky barvou zelenou.

Vrátíme-li se k ukázkovému modelu, pak při použití betonu C20/25 a oceli B500B pro průřez žebra u podpory platí:

Tab. 4.1 Vstupní hodnoty do výpočtu ohybové výztuže

$f_{ck} =$	20	MPa	$f_{yk} =$	500	MPa
$f_{cd} =$	13,33	MPa	$f_{yd} =$	434,78	MPa
$f_{ctm} =$	2,9	MPa			
$h_T =$	300	mm			
$c_{nom} =$	25	mm	$\Phi_{tř} =$	8	mm

Tab. 4.2 Návrh výztuže průřezu

PRŮŘEZ	M_{Ed} [kNm]	b [mm]	d [mm]	μ	ζ	$A_{s,req}$ [mm ²]	POČET PRUTŮ	Φ_{st} [mm]	$A_{s,prov}$ [mm ²]
1	18,09	150	263	0,131	0,930	170	5	8	251

Tab. 4.3 Posouzení průřezu

PRŮŘEZ	x [mm]	z [mm]	M_{Rd} [kNm]	ξ	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	M_{Ed}/M_{Rd}
1	68,30	235,68	25,77	0,26	59,49	1800	0,70

Z tabulek vyplývá, že pro přenesení momentu $M_{Ed} = 18,09$ kNm v posuzovaném průřezu na mezní stav únosnosti vyhoví výztuž **5x ϕ 8 mm**, $A_{s,prov} = 251$ mm².

4.1.3 Návrh a posouzení smykové výztuže

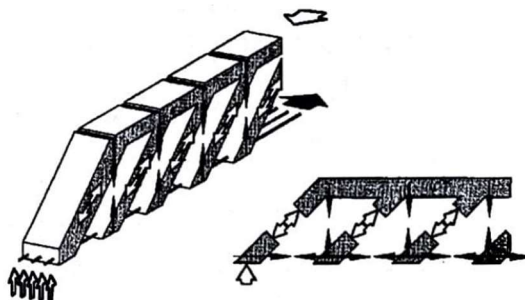
Pro návrh smykové výztuže se v normě uvažuje model náhradní příhradoviny, viz obr. 4.4. Model je tvořen tlačеныmi betonovými diagonálami, horním tlačným betonovým pásem, dolním taženým pásem (ohybová výztuž) a taženými svislicemi (třmínky).

Pro výpočty je nutné zvolit hodnotu $\cot\theta$, kde θ je sklon tlačných diagonál. Podle [15, str.121] je doporučeno volit $\cot\theta$ v závislosti na namáhání prvku.

Pro ohýbané prvky s významnou tahovou normálovou silou je $\cot\theta = 1,0$

Pro ohýbané prvky s významnou tlakovou normálovou silou je $1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5$

Pro ohýbané prvky bez významné normálové síly je $1,0 \leq \cot\theta \leq 1,75$



Obr. 4.4 Model náhradní příhradoviny pro smyk (zdroj: [15])

Prvním krokem při návrhu smykové výztuže je překontrolování únosnosti tlačené diagonály $V_{Rd,max}$.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot g \theta}{1 + \cot g^2 \theta} \quad (4.10)$$

Musí platit podmínka $|V_{Ed,max}| \leq V_{Rd,max}$, kde $V_{Ed,max}$ je maximální návrhová hodnota posouvající síly na prvku.

Následuje volba průměru, vzdálenosti třmínků a kolikrát budou třmínky střížné. Pro osovou vzdálenost mezi třmínky přitom platí:

$$s \leq s_{max} = \min(0,75d; 400 \text{ mm}) \quad (4.11)$$

Posouzení smykové výztuže probíhá ve dvou krocích.

První krok je posouzení únosnosti smykové výztuže $V_{Rd,s}$. Musí platit:

$$|V_{Ed,1}| \leq V_{Rd,s}$$

$V_{Ed,1}$ je návrhová hodnota posouvající síly ve vzdálenosti d od líce přilehlé podpory.

Výpočet smykové únosnosti třmínků:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot g \theta \quad (4.12)$$

Druhým krokem je kontrola stupně vyztužení pro zajištění dostatečného přetvoření třmínků na mezi únosnosti:

$$\rho_{w,min} \leq \rho_w \leq \rho_{w,max}$$

$$\frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \leq \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \leq \frac{0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}}{f_{ywd}} \quad (4.13)$$

Stejně tak jako v případě návrhu ohybové výztuže, byla sestavena tabulka pro efektivní výpočet návrhu výztuže smykové. Materiály jsou stejné jako pro ohyb, výztuž třmínků je ze stejného materiálu jako výztuž podélná. Všechny vstupní hodnoty do výpočtu jsou označeny oranžovou barvou. Nejdůležitější výstupy opět barvou zelenou.

Tab. 4.4 Vstupní hodnoty do výpočtu smykové výztuže

$f_{ck} =$	20	MPa	$f_{yk} =$	500	MPa
$f_{cd} =$	13,33	MPa	$f_{yd} =$	434,78	MPa
$n =$	2	(střižné)	$\cot\theta =$	1,3	
$\Phi_{tr} =$	8	mm	$A_{sw} =$	100,53	mm ²

Tab. 4.5 Návrh smykové výztuže

PRŮŘEZ	$V_{Ed,max}$ [kN]	b_w [mm]	z [mm]	s [mm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
1	23,82	150	236	195	125,74	0,19

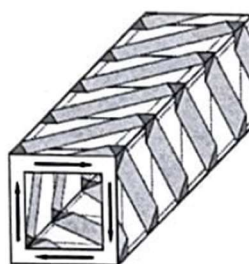
Tab. 4.6 Posouzení smykové výztuže

PRŮŘEZ	$V_{Ed,1}$ [kN]	d [mm]	$s \leq \min(0,75d; 400)$	$V_{Rd,s}$	$V_{Ed,1}/V_{Rd,s}$	$\rho_{w,min}$	ρ_w	$\rho_{w,max}$
2-A	20,69	263	197	68,68	0,30	0,00072	0,0034	0,0085

Z tabulek 4.4 až 4.6 vyplývá že vyhoví návrh třmínků **2x $\phi 8$ mm á195 mm po celé délce nosníku.**

4.1.4 Návrh a posouzení výztuže na kroucení

Z podstaty zalomeného nosníku plyne, jak již bylo popsáno v kapitole 3, že po délce nosníku vzniká krouticí moment, viz obr. 3.7. Je tedy záhodno navrhnout přídatnou výztuž a posoudit prvek na kroucení. Při výpočtech se vychází z teorie St. Venanta a zavádí se prostorový model náhradní příhradoviny, viz obrázek 4.5.



Obr. 4.5 Model náhradní příhradoviny pro kroucení (zdroj: [15, str. 129])

Obdobně jako pro samostatné posouzení smyku je i v případě kroucení třeba posoudit únosnost tlakových diagonál, tedy aby nedošlo k drčení betonu v místě diagonál. Musí platit interakční podmínka pro smyk a krut:

$$\frac{|T_{Ed}|}{T_{Rd,max}} + \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rd,max}} \leq 1,0 \quad (4.14)$$

kde $T_{Rd,max}$ je návrhový krouticí moment na mezi únosnosti, vypočtený podle vztahu:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot A_k \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot t_{ef} \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta \quad (4.15)$$

Požadovanou plochu podélné přídatné výztuže potřebné na přenesení krouticího momentu lze pro celý průřez stanovit podle [15, str. 131] z podmínky:

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot \cot\theta \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \quad (4.16)$$

Požadovaná plocha přídatných třmínků na krut je:

$$\sum A_{swt} = \frac{T_{Ed} \cdot s_{wt}}{2 \cdot A_k \cdot \cot\theta \cdot f_{ywd}} \quad (4.17)$$

Při výpočtech požadovaných ploch podélné výztuže a třmínků na kroucení je postupováno podle [15 str. 130-131].

4.2 Mezní stav použitelnosti (MSP)

4.2.1 Vymezení ohybová štíhlost

Podle normy ČSN EN 1992-1-1 [16] lze předpokládat, že pokud železobetonový nosník splňuje podmínku ohybové štíhlosti, vzorec 4.18, nebudou překročeny limitní hodnoty průhybů.

$$\frac{l}{d} \leq \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} \quad (4.18)$$

kde $\kappa_{c1} = 1,0$, nejedná se o T průřez

$\kappa_{c2} = 7/l$, rozpětí průvlaku je vždy větší než 7 m

$$\kappa_{c1} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$$

5. Popis řešeného objektu

5.1 Obecný popis

V rámci bakalářské práce byl řešen objekt myslivecké chaty, která se nachází v obci Nová Víska v Karlovarském kraji. V místě stavby je terén rovný bez výrazného svahu. Základová půda je tvořena pískovcovými horninami.

Z hlediska architektonického a dispozičního řešení je budova třípodlažní (první nadzemní podlaží, podkroví a podlaží ve věži). Objekt je nepodsklepený. V 1. NP se nachází jídelna s kuchyňkou. Podkroví je půdorysně delší než 1. NP, respektive je rozšířeno nad parkoviště. V podkroví jsou tři pokoje pro ubytování myslivců. Střecha je řešena jako sedlová s podélnými masivními vikýři. Půdorysné rozměry objektu jsou následující: délka 18,1 m vyjma venkovního schodiště a šířka 8,2 m. Výška hřebene sedlové střechy 8,3 m a věže 11,1 m. Vstup je situován směrem na jihovýchod. Stavební objekt lze vidět v architektonické vizualizaci na obrázcích 5.1 a 5.2.



Obr. 5.1 Pohled jižní – vizualizace (zdroj: [5])



Obr. 5.2 Pohled západní – vizualizace (zdroj: [5])

5.2 Stavební a konstrukční řešení

Objekt je založen na základových pásech o hloubce základové spáry 1,5 m pod úroveň terénu. Pásky jsou tvořeny z monolitického betonu.

Svislé nosné konstrukce objektu jsou dvojího typu, zděné z vápenopískových cihel firmy Kalksandstein a železobetonové. V půdoryse 1. NP (obr. 5.5) jsou zděné stěny v osách A, C a 4. Jediná železobetonová stěna je v ose 2. Všechny obvodové stěny ve 2. NP jsou zděné. Materiál železobetonové stěny je beton C30/37 s výztuží B500 B. Sedlová střecha je tvořena soustavou dřevěného krovu. Materiál soustavy krovu je dřevo C24. Konstrukce exteriérového schodiště je samonosná.

Železobetonová stěna je tloušťky 200 mm. Zdicími prvky pro zdi jsou vápenopískové bloky Kalksandstein 7 DF/200 LP o tloušťce 200 mm. Detailní popis výrobku viz příloha A.

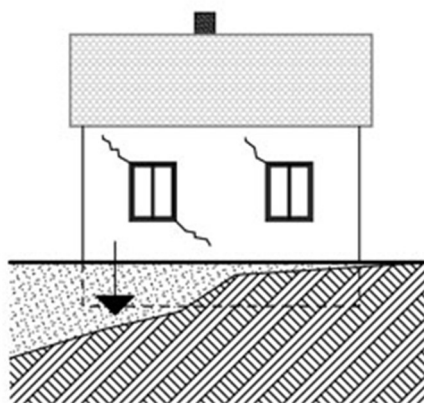
Vodorovné nosné konstrukce stropů tvoří železobetonové monolitické desky tlouštěk 200 mm. Materiálově z betonu C30/37 a výztuže B500 B. Půdorysné rozměry stropu nad parkovacím stáním jsou cca 7,5 m x 7,5 m. Podle [9, str. 53] lze pro tuto rozpětí navrhnout desku křížem vyztuženou. V případě řešeného objektu se jedná o plnou desku křížem vyztuženou, která je spojitá přes celé podlaží.

5.3 Popis řešeného problému

Na obrázcích 5.5 až 5.8 je objekt vyobrazen pomocí konstrukčních schémat, jedná se o půdorysy a příčné řezy. První problémová část se nachází v místě okna věže. Druhá problémová část je strop nad parkovacím stáním, kterou se bakalářská práce zabývá.

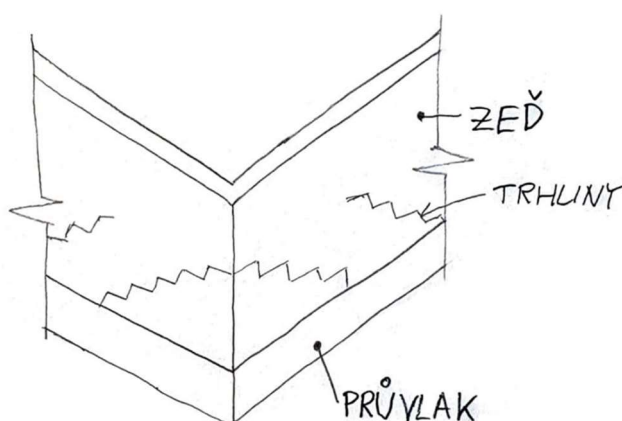
Problém zalomeného nosníku je vyobrazen na obrázku půdorysu 1. NP (obr. 5.5), zde si lze všimnout dvou průvlaků, které začínají napojením na konstrukci stěny (křížení os A a C s osou 2). Je uvažováno, že tato stěna je ze železobetonu, tím pádem lze uvažovat vetknutí průvlaků. Zalomení průvlaků je provedeno v místech křížení os A a C s osou 1. Rovnoběžně s osou 1 pak pokračují až do napojení na pilíř. Návrh nosného systému s pouze jedním pilířem je netradiční až extravagantní.

Při řešení rohových oken je nevýhodou průhyb průvlaku a možné poškození okenní výplně. V případě řešeného objektu v Nové Vísce se také jedná o problém s průhyby, ovšem v jiném smyslu. Tedy nejde o problém s porušením výplně otvorů, nýbrž o poškození zdiva nad průvlakem. Všeobecným problémem u konstrukcí pozemních staveb je nerovnoměrné sedání. Příklad porušení stavebního objektu nerovnoměrným sedáním je na obrázku 5.3. Vlivem méně únosné zeminy (v obrázku vyobrazeno tečkami) došlo k sednutí části základu a ve zdivu se rozevřela trhлина, kolmá na směr sednutí.



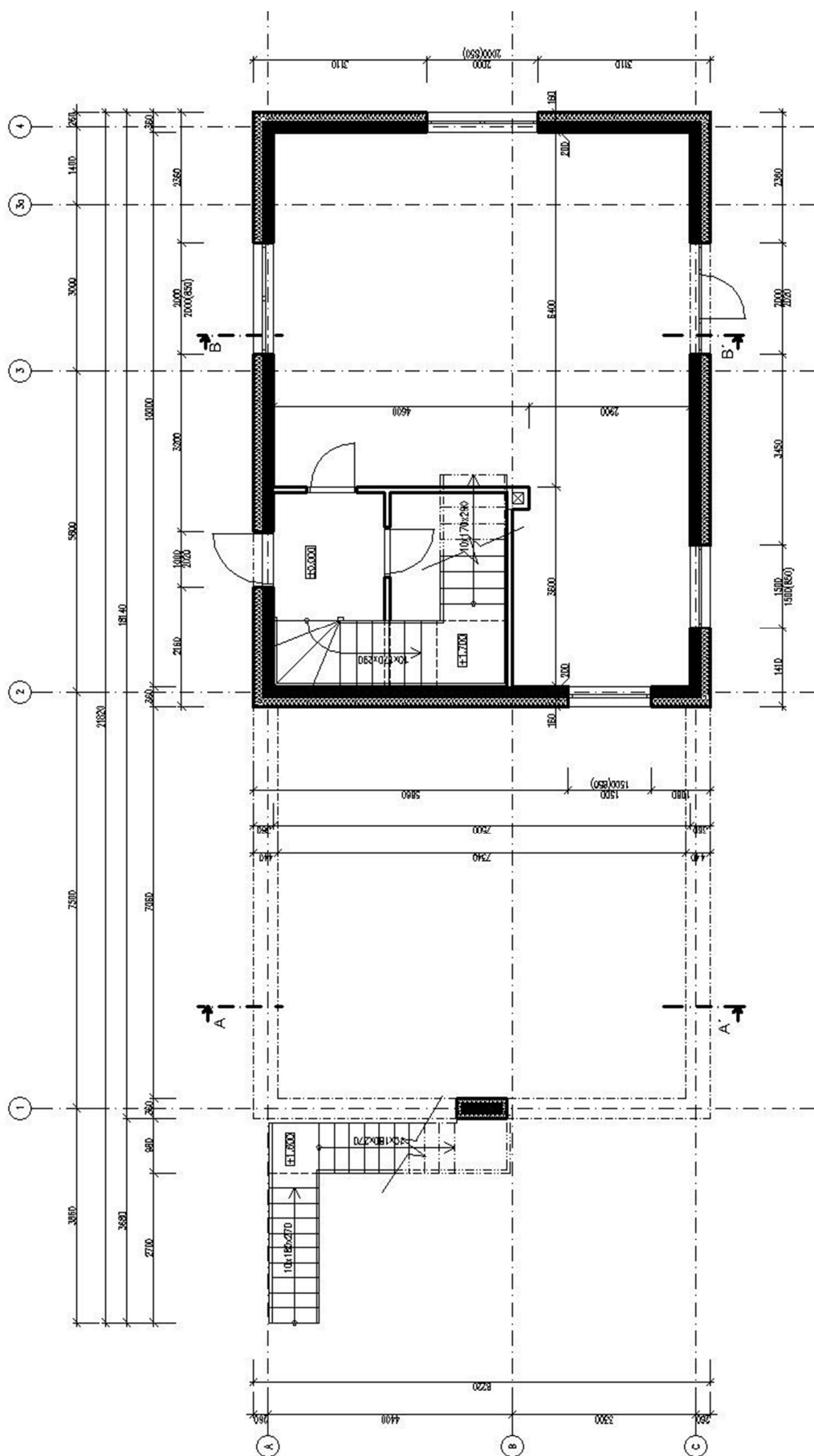
Obr. 5.3 Objekt porušený trhlinami od nerovnoměrného sedání (zdroj: [14])

Lze předpokládat, že k podobnému porušení dojde i v případě průhybu rohu zalomeného nosníku s deskou, na němž je vyzděná zeď. Zalomený průvlak se prohne způsobem vyobrazeným na obrázku 3.3 a zdivo nad tímto průvlakem popraská. Dá se říci, že zatížení 10 kN/m v ukázkovém modelu reprezentuje účinek zatížení od zdiva. Na obrázku 5.4 je naskicován předpokládaný průběh trhliny vzniklé při extrémním průhybu rohu. Pokud je průhyb pomalý vznikají trhliny ve spárách zdiva. Pokud je ale průhyb náhlý vzniknou průběžné trhliny i ve zdících prvcích.

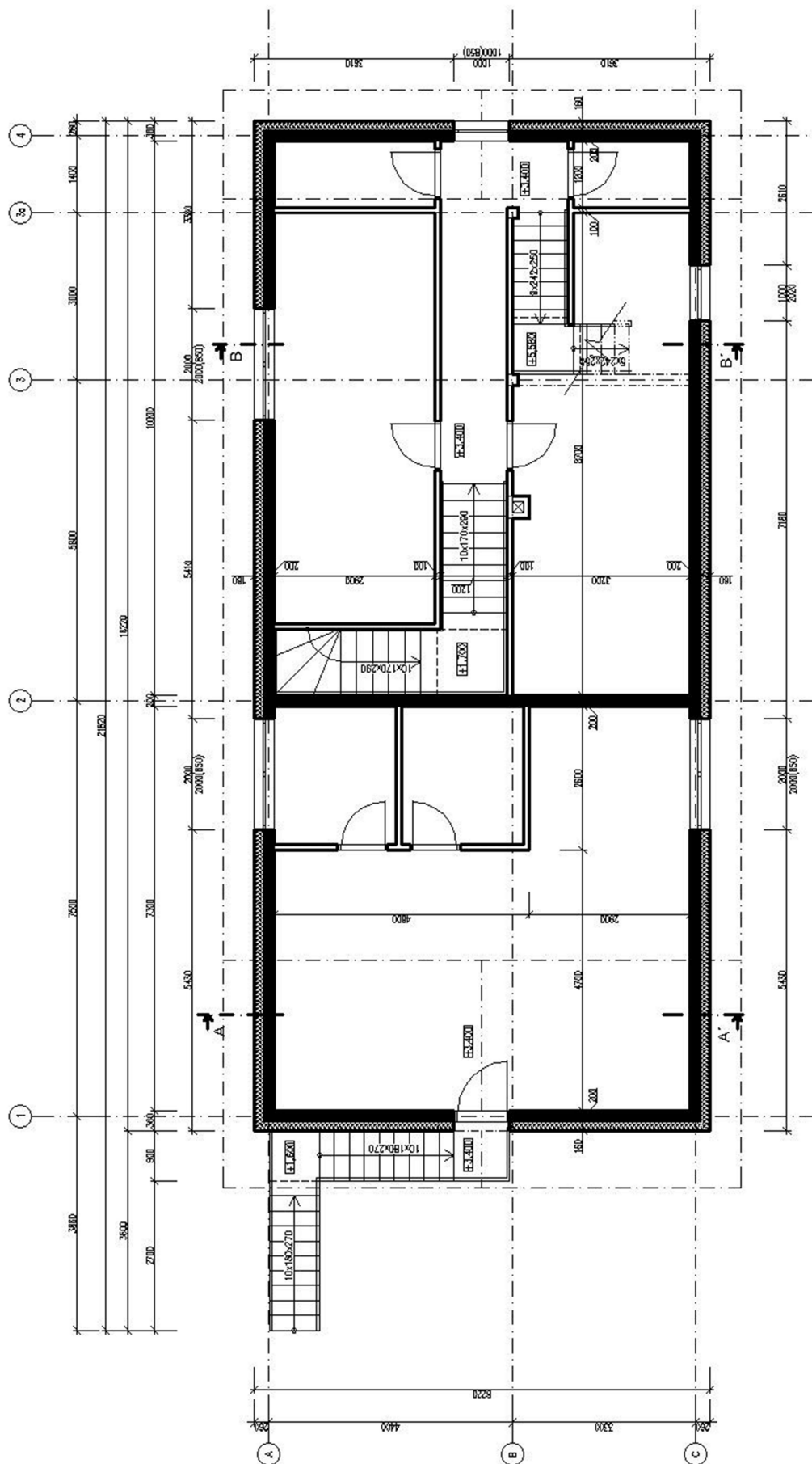


Obr. 5.4 Skica porušení zdiva nad rohovým průvlakem (zdroj: autor)

Tradičnějším způsobem je provedení sloupů v rozích nebo podepření konstrukce po celé délce stěnou v ose 1, nebo podepření stěnou pouze částečné. V bakalářské práci jsou porovnávány právě tyto zmíněné varianty.



Obr. 5.5 Půdorys 1. NP (zdroj: [7])



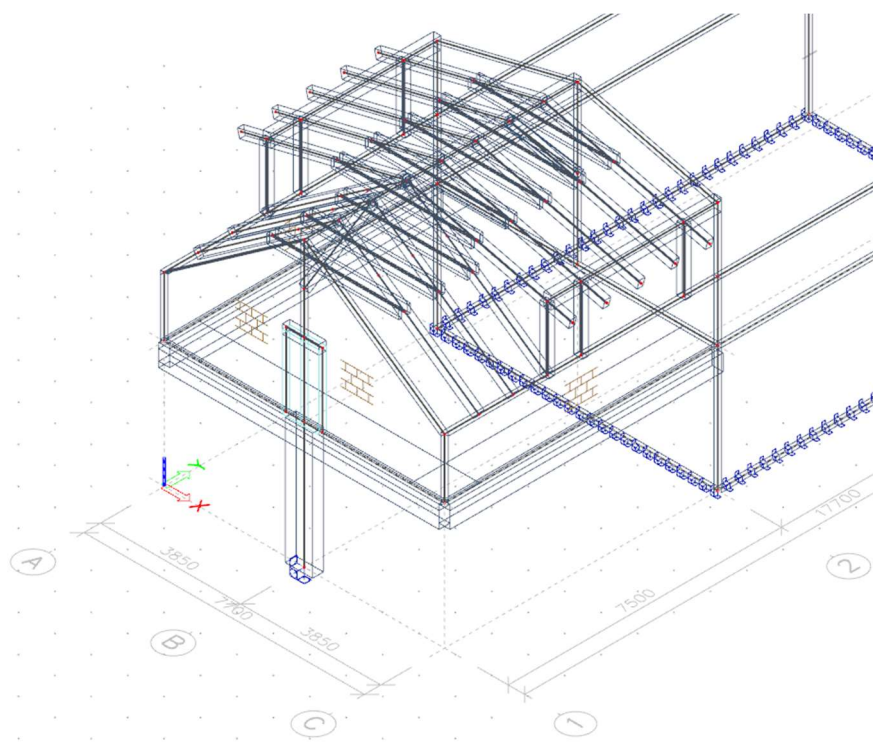
Obr. 5.6 Půdorys 2. NP (zdroj: [7])

6. Návrh a posouzení jednotlivých variant

6.1 Model konstrukce

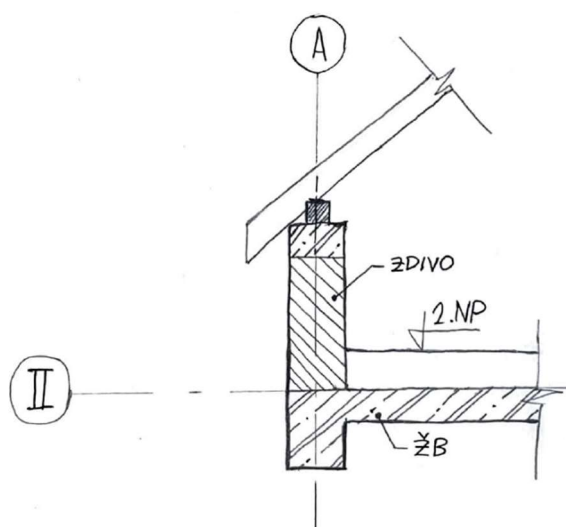
Pro modelování konstrukce byl použit program SCIA Engineer 19.1. Konstrukce byla modelována ve 3D prostoru (Obecná konstrukce XYZ). V rámci bakalářské práce bylo bezpředmětné modelovat detailně celý objekt, a tedy byla uvažována pouze část konstrukce nad parkovacím stáním. Zbytek konstrukce byl výrazně zjednodušen, ale pro přesnost výsledků byly zachovány stěny a deska.

Model konstrukce pro variantu s prostředním sloupem lze vidět na obrázku 6.1. V zásadě se varianty liší pouze v provedení podpory štítové stěny v ose 1. Tím pádem je model konstrukce podkroví pro všechny varianty stejný.

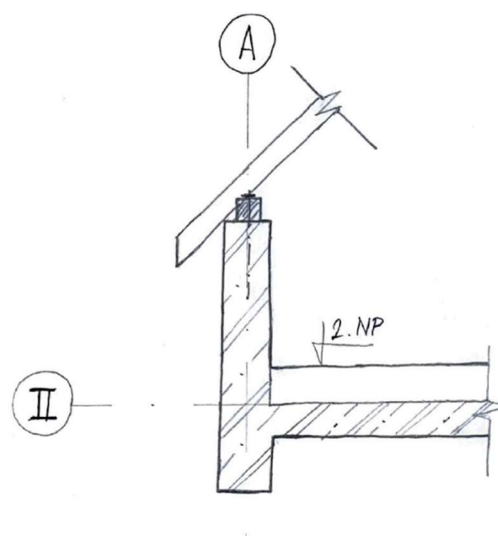


Obr. 6.1 Model konstrukce pro variantu s pilířem (zdroj: [6])

Velmi významnou roli na chování modelu má způsob uvažování stěn v podkroví. V modelu na obr. 6.1 jsou tyto stěny zvýrazněny motivem cihel. Pokud by byla celá nosná konstrukce objektu ze železobetonu, z obvodových stěn podkroví (viz obr. 6.3) by vznikl velmi tuhý rám. Deformace takové konstrukce by byly velmi malé, jak lze vidět na obrázku 6.4. (tmavě modrá barva značí deformaci menší než 1 mm). Následujícím krokem by byl návrh a posouzení výztuže stěn na 2D vnitřní síly. Na následujících obrázcích je naskicováno porovnání variant podkrovních stěn.

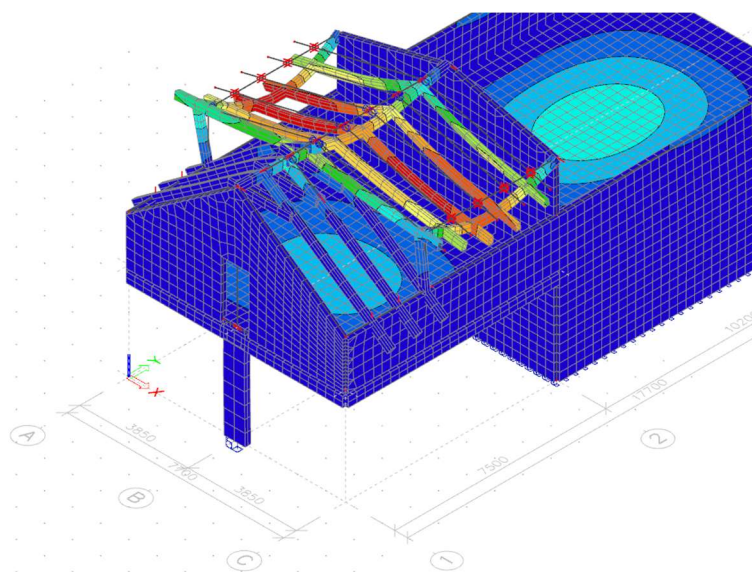


Obr. 6.2 Skica ŽB a zděné varianty (zdroj: autor)



Obr. 6.3 Skica ŽB varianty (zdroj: autor)

Oba obrázky jsou variantami téhož detailu v řezu A - A' na obrázku 5.7. Představené varianty jsou reálné, ovšem varianta se zděnou stěnou na obr. 6.2 je problémová z hlediska únosnosti zdiva. Zeď je totiž namáhána nezanedbatelnou vodorovnou silou, tedy reakcí od vazby krovu, normálovou silou a ohybovým momentem v patě stěny. Na druhou stranu varianta s železobetonovou stěnou (obr.6.3) si s tímto problémem hravě poradí. Stěny v podkroví jsou v řešeném objektu navrženy jako zděné, bylo tedy třeba se problémovým detailem zabývat, viz kapitola 6.3 Problémový detail podkrovní stěny.



Obr. 6.4 Lineární deformace konstrukce z ŽB stěn (zdroj: [6])

Do výpočetního modelu byly nastaveny parametry zděných stěn tak, aby odpovídaly charakteristikám zdiva poskytnutých výrobcem. Jedná se o třídu objemové hmotnosti 2200 kg/m^3 a charakteristickou pevnost zdiva v tlaku dle EC 6 $f_k = 8,25 \text{ N/mm}^2$. Klenbový účinek je pro zdivo nastaven základní hodnotou dle výpočetního programu.

6.2 Zatížení

Při výpočtu zatížení bylo postupováno podle skript Ocelové konstrukce 2 Zatížení [10]. Vstupními hodnotami do výpočetního programu SCIA Engineer byly charakteristické hodnoty zatížení jednotlivých zatěžovacích stavů. Kombinace pro mezní stavy byly spočteny automaticky programem při nastavení: národní norma EC-EN a národní dodatek Česká CSN-EN NA.

Dále jsou uvedeny tabulky s hodnotami zatížení. Ruční výpočty viz příloha B.

6.2.1 Stálé zatížení

V následujících tabulkách jsou uvedeny hodnoty plošného zatížení. V tabulkách není uvažována vlastní tíha nosné konstrukce. Ta je započtena pomocí zatěžovacího stavu č. 1 Vlastní tíha programem. Hodnoty objemových hmotností materiálů jsou uvedeny v příloze B.

Tab. 6.1 Zatížení střešní konstrukce (zdroj: autor)

Typ	Název	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Stálé	Plechová střešní krytina	0,05	1,35	0,068
	Tepelná izolace	0,084		0,114
	Dřevěné podbití	0,11		0,149
	SDK podhled	0,095		0,129
	SUMA	0,34		0,46

Tab. 6.2 Zatížení stropní konstrukce (zdroj: autor)

Typ	Název	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Stálé	Keramická dlažba	0,22	1,35	0,297
	Roznášecí bet. vrstva	1,25		1,68
	Akustická izolace	0,037		0,05
	Podhledová omítka	0,21		0,284
	SUMA	1,72		2,32

Tab. 6.3 Zatížení svislých konstrukcí – obvodový plášť (zdroj: autor)

Typ	Název	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Stálé	Exteriérová omítka	0,105	1,35	0,142
	Tepelná izolace	0,024		0,033
	Interiérová omítka	0,21		0,284
	SUMA	0,339		0,284

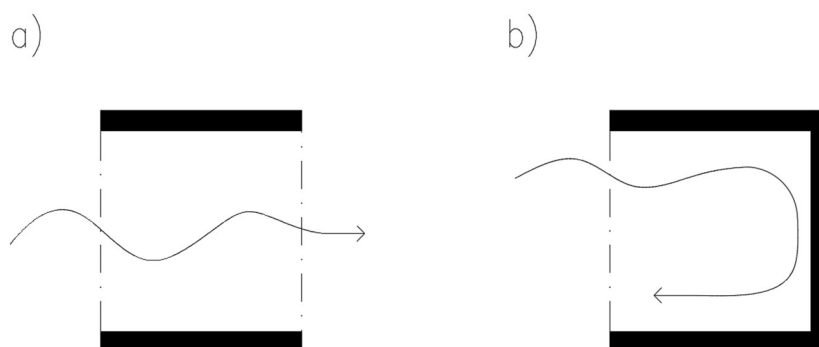
6.2.2 Proměnné zatížení

Užitné zatížení je uvažováno pro kategorii A (plochy pro domácí a obytné činnosti). Zatěžovanou plochou je strop celého podlaží.

Tab. 6.4 Zatížení užitné (zdroj: autor)

Typ	Název	q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
Proměnné	Užitné	1,5	1,5	2,25
	SUMA	1,5		2,25

Zatížení větrem je vypočteno pro větrnou oblast II, respektive kategorii terénu III. Objekt se nachází jihovýchodně od Karlových Varů, respektive na okraji lesa. Výška hřebene řešené části je cca 8,3 m. Střecha je navržena se dvěma sklony. V části nad masivními vikýři je sklon 15° a nad zbylou částí 35°. Zatížení větrem je uvažováno ve dvou směrech. V globálním souřadném systému modelu to znamená směry X+ a Y+. Pro zjednodušení výpočetního modelu není uvažováno působení větru zespoda řešené části konstrukce. Vítr proudí pod konstrukcí, ale vzhledem k tomu, že se jedná o otevřený prostor nemá zespoda na konstrukci výrazný vliv. Problém s působením větru na objekt zespoda by nastal v případě, kdyby se jednalo o prostor uzavřený, respektive při zazdění tří ze čtyř stran parkovacího stání. Porovnání případu a) s volně proudícím větrem a za b) větrem, kterému je ve volném proudění zamezeno viz obrázek 6.5. Jedná se o schématické půdorysy 1. NP řešené části. V obou případech se nad řezem nachází strop.



Obr. 6.5 Zjednodušené schéma působení větru na konstrukci dle jejího tvaru (zdroj: [7])

Zatížení sněhem na střechu je vypočteno pro sněhovou oblast IV.

Tab. 6.5 Zatížení sněhem (zdroj: autor)

Typ	Název	q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
Proměnné	Sníh	1,4	1,5	2,1
	SUMA	1,4		2,1

Hodnoty plošného zatížení střechy jsou následně přepočítány na liniová zatížení na krokve. Ruční výpočet viz příloha B.

Zmíněná zatížení byla aplikována na model prostřednictvím příslušných zatěžovacích stavů. Ty jsou rozepsány v tabulce č. 6.6. Automaticky generované kombinace jsou MSÚ (auto), MSP – Char (auto) a MSP – Kvazi (auto).

Tab. 6.6 Zatěžovací stavy (zdroj: autor)

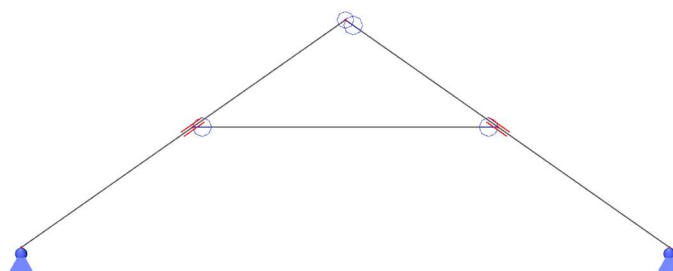
Jméno	Popis	Typ zatížení	Skupina zatížení
ZS1	Vlastní tíha	Stálé	ZS1
ZS2	Ostatní stálé	Stálé	ZS1
ZS3	Užitné	Proměnné	ZS2
ZS4	Sníh	Proměnné	ZS2
ZS5	Vítr X+	Proměnné	ZS3
ZS6	Vítr Y+	Proměnné	ZS3

Zatížení teplotou, požárem a případným sedáním základových konstrukcí není uvažováno. Jednotlivé zatěžovací stavy jsou vykresleny v příloze C.

6.3 Problémový detail podkrovní stěny

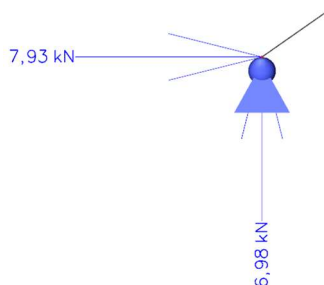
Jako možnosti řešení problému podkrovní stěny se nabízí kotvení stěny v ose do železobetonového průvzlaku neboli spojení hlavy a paty stěny táhlem. Kotvení hlavy stěny může být také provedeno šikmým táhlem do desky, to však znamená zasažení do prostoru obytných místností, neboť se zde táhlo nedá schovat do konstrukce příčky, jak je tomu u těchto táhel zvykem.

Pomocí zabránit vzniku velké vodorovné reakce může vhodné umístění vodorovného hambálku, kdy tento prvek zachycuje vodorovnou sílu. Vznikne jakýsi trojúhelník, jehož základna může výrazně zasahovat do obytného prostoru, viz obrázek 6.6a. Pro získání reakcí byl z modelu konstrukce na obrázku 6.1 vyňat výsek jedné vazby krovu. Tím pádem je možné získat hodnoty reakcí v místě uložení krokve, tedy účinek vazby na zeď. Reakce v hlavě stěny viz obrázek 6.6b. Vybraná vazba je zatížena stejným zatížením jako vazba v celkovém modelu.



Obr. 6.6a Výsek vazby krovu (zdroj: [6])

Výsledné reakce vznikající v podpoře vycházejí hodnotami $R_H = 7,93$ kN pro vodorovnou složku a $R_{SV} = 6,98$ kN pro svislou složku. Tím pádem lze získat hodnoty vnitřních sil v patě stěny. Posouvající síla bude stejná, tedy $V_z = 7,93$ kN, k normálové síle přibude složka vlastní tíhy stěny. Objemová tíha zdiva je 22 kN/m³. Výška podkrovní stěny $h_s = 1,65$ m. Je počítáno s délkou stěny, $b = 1$ m.



Obr. 6.6b Reakce v podpoře vazby (zdroj: [6])

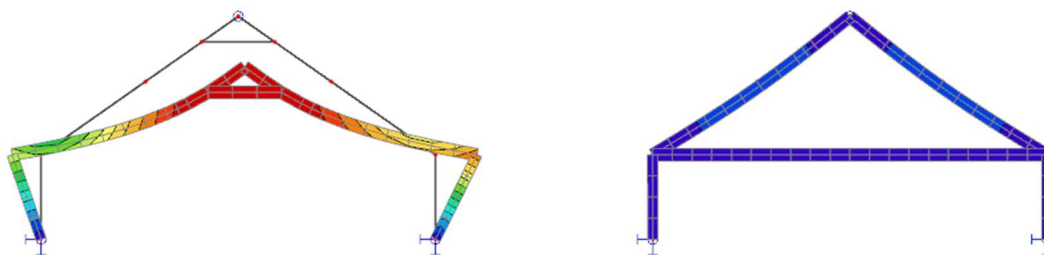
$$N = R_{SV} + \gamma_z \cdot h_s \cdot t \cdot b = 6,98 + 22 \cdot 1,65 \cdot 0,2 \cdot 1 = 14,24 \text{ kN}$$

V patě stěny bude též působit ohybový moment:

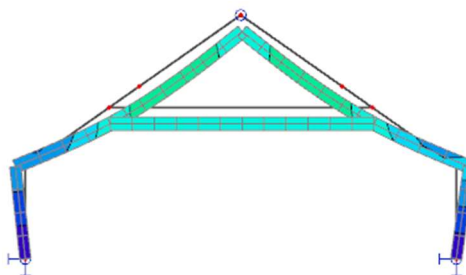
$$M_y = R_H \cdot h_s = 7,93 \cdot 1,65 = 13,09 \text{ kNm}$$

$$\text{Výpočet výstřednosti: } e = \frac{M_y}{N} = \frac{13,09}{14,24} = 0,92 \text{ m}$$

Výstřednost je velká, posudek zdiva by zřejmě nevyšel a bylo by třeba navrhnout řešení tohoto problému například jedním z výše popsaných způsobů. Na obrázku 6.6c je pro zajímavost zobrazeno porovnání chování výseku a podpírajících stěn při zatížení sněhem. V obrázku 6.6d je zobrazen deformovaný tvar vazby při zatížení sněhem pro variantu s vyhovující podchozí výškou.



Obr. 6.6c Porovnání deformací při různé poloze ztužujícího prvku (zdroj: [6])



Obr. 6.6d Deformovaný tvar výseku s hambalkem těsně nad podchozí výškou (zdroj: [6])

Pro zajímavost jsou spočteny hodnoty normálového napětí po průřezu v patě stěny. Při uvažování trojúhelníkového obrazce rozdělení napětí, podle [17, str. 46 až 48] platí:

$$\sigma(z) = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z$$

kde

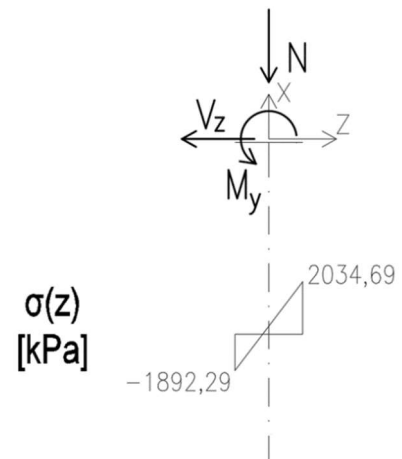
$$A = b \cdot t = 1 \cdot 0,2 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot b \cdot t^3 = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0,2^3 = 6,6667 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Po dosazení vychází:

$$\begin{aligned} \sigma(z = 0,1\text{m}) &= \frac{14,24}{1 \cdot 0,2} + \frac{13,09}{6,6667 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,1 \\ &= 2034,69 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma(z = -0,1\text{m}) &= \frac{14,24}{1 \cdot 0,2} + \frac{13,09}{6,6667 \cdot 10^{-4}} \cdot (-0,1) \\ &= -1892,29 \text{ kPa} \end{aligned}$$



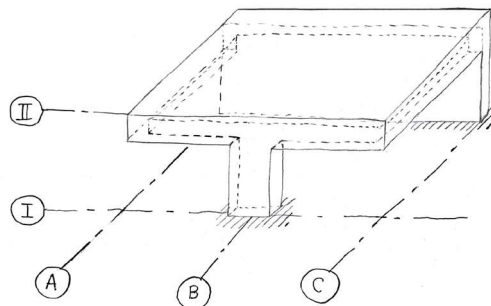
Obr. 6.7 Normálové napětí (zdroj: [7])

6.4 Varianta dvou zalomených nosníků (1. varianta)

Pro všechny níže představené varianty jsou shodné následující parametry: Beton C30/37, výztuž B500B, která je použita pro všechny typy prutů a hodnota krytí $c_{nom} = 25 \text{ mm}$.

6.4.1 Popis modelu se dvěma zalomenými průvlaky

První varianta je, jak již bylo řečeno, poněkud odvážným návrhem. Zjednodušenou skicu nosné konstrukce stropu a průvlaků podepíraných železobetonovým sloupem a stěnou lze vidět na obrázku 6.8.



Obr. 6.8 Skica nosné konstrukce stropu první varianty (zdroj: autor)

6.4.2 Návrh a posouzení výztuže MSÚ

Kompletně rozepsaný výpočet je proveden pro průřez 1. varianty nad prostředním sloupem. Jedná se o průřez označený 1-B, značení je v rámci celku. Průřez není v průsečíku os, ale na hraně podpory. Značení pro ostatní významné průřezy je obdobné. Další návrhy jsou provedeny formou tabulkového výpočtu a je postupováno podle kapitoly 4. Rozměry stropní konstrukce jsou v 1. variantě následující: tloušťka desky 200 mm, výška trámu bez desky 450 mm, šířka trámu 350 mm. Ve výpočtech jsou dodržovány jednotky N, mm, N/mm² – MPa a Nmm. Pro získání kNm je hodnota v Nmm vynásobena hodnotou $1 \cdot 10^{-6}$.

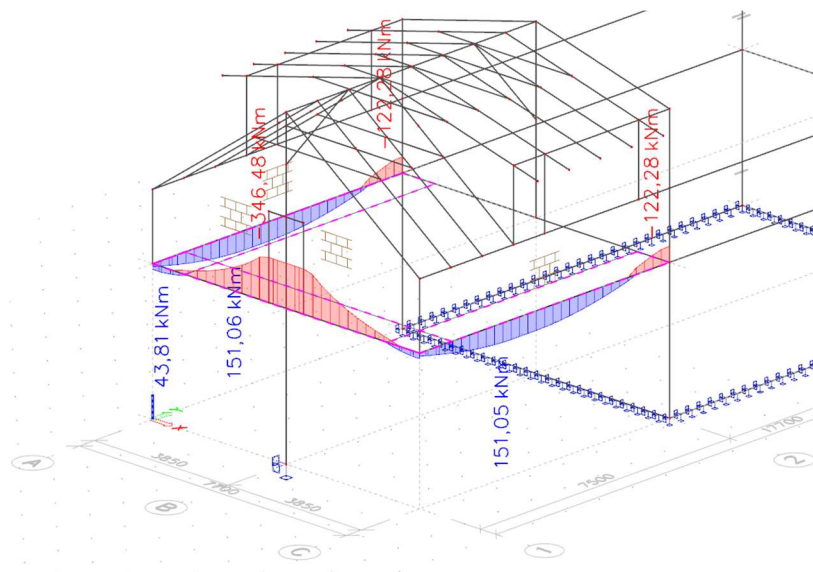
Návrhové hodnoty vnitřních sil na zalomených nosnících s využitými úpravami podle kapitoly 4.1.1 jsou vykresleny na obrázcích 6.9 až 6.12.

Materiálové charakteristiky:

$$\text{Pro beton: } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

$$\text{Pro výztuž: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,7 \text{ MPa}$$

- Návrh ohybové výztuže:



Obr. 6.9 Návrhový ohybový moment $M_{y,Ed}$ (zdroj: [6])

- 1) Účinná výška trámu, vzorec 4.2:

$$d = 650 - 25 - 8 - 0,5 \cdot 20 = 607 \text{ mm}$$

- 2) Výpočet požadované plochy výztuže pomocí tabulek, vzorce 4.3 a 4.4:

$$\mu = \frac{346,48 \cdot 10^6}{350 \cdot 607^2 \cdot 1 \cdot 20} = 0,134 \Rightarrow \text{z tabulky: } \zeta = 0,928$$

$$A_{s,req} = \frac{346,48 \cdot 10^6}{0,928 \cdot 607 \cdot 434,7} = 1413 \text{ mm}^2$$

⇒ **Návrh: 6x ϕ 20 mm, $A_{s,prov} = 1885 \text{ mm}^2$**

Provedení výpočtu pro další důležité průřezy formou tabulky:

Tab. 6.7 Vstupní hodnoty do tabulkového výpočtu

$f_{ck} =$	30	MPa	$f_{yk} =$	500	MPa
$f_{cd} =$	20,00	MPa	$f_{yd} =$	434,78	MPa
$f_{ctm} =$	2,9	MPa			
$h_T =$	650	mm			
$c_{nom} =$	25	mm	$\Phi_{tr} =$	8	mm

Tab. 6.8 Návrh ohybové výztuže 1. varianty

PRŮŘEZ	M_{Ed} [kNm]	b [mm]	d [mm]	μ	ζ	$A_{s,req}$ [mm ²]	POČET PRUTŮ	Φ_{st} [mm]	$A_{s,prov}$ [mm ²]
1-B	346,48	350	607	0,134	0,927	1416	6	20	1885
1-A	43,81	350	612	0,017	0,992	166	3	10	236
1/2 - A (pole)	151,06	950	609	0,021	0,989	577	4	16	804
2-A	122,28	350	609	0,047	0,976	473	3	16	603

3) Posouzení:

Výška tlačené oblasti, vzorec 4.5:

$$x = \frac{1885 \cdot 434,7}{350 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 20} = 146,35 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = 1885 \cdot 434,7 \cdot (607 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 146,35) \cdot 10^{-6} = 449,71 \text{ kNm}$$

$$\text{Tedy: } M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$449,71 \text{ kNm} \geq 346,48 \text{ kNm}$$

Vyhovuje.

Kontrola předpokladu využití výztuže, rovnice 4.7:

$$\frac{146,35}{607} \leq 0,45$$

$$0,24 \leq 0,45$$

Vyhovuje.

Výpočet maximální plochy výztuže, vzorec 4.8:

$$A_{s,ma} = 0,04 \cdot 350 \cdot 650 = 9100 \text{ mm}^2$$

Výpočet minimální plochy výztuže, vzorec 4.9:

$$A_{s,min} = \max \left(0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 350 \cdot 607; 0,0013 \cdot 300 \cdot 607 \right) = \\ = \max (320,38; 276,19) = 320,38 \text{ mm}^2$$

$$\Leftrightarrow A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max} \\ 320,38 \text{ mm}^2 \leq 1885 \text{ mm}^2 \leq 9100 \text{ mm}^2 \quad \text{Vyhovuje.}$$

Tab. 6.9 Posouzení ohybové výztuže 1. varianty

PRŮŘEZ	x [mm]	z [mm]	M_{Rd} [kNm]	ξ	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	M_{Ed}/M_{Rd}
1-B	146,35	548,46	449,71	0,24	320,37	9100	0,77
1-A	18,29	604,68	61,98	0,03	323,01	9100	0,71
1/2 - A (pole)	23,00	599,80	209,84	0,04	321,43	9100	0,72
2-A	46,83	590,27	154,88	0,08	321,43	9100	0,79

Při návrhu výztuže na mezipodporové momenty je navíc stanovena spolupůsobící šířka desky výpočetním programem a následně překontrolována ručním výpočtem, podle následujících vzorců:

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w, \text{ kde } b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \\ b_{eff,2} = 0$$

Navíc je u mezipodporových průřezů také zkontrolována konstrukční zásada o minimální světlé vzdálenosti mezi pruty, tedy musí platit podmínka:

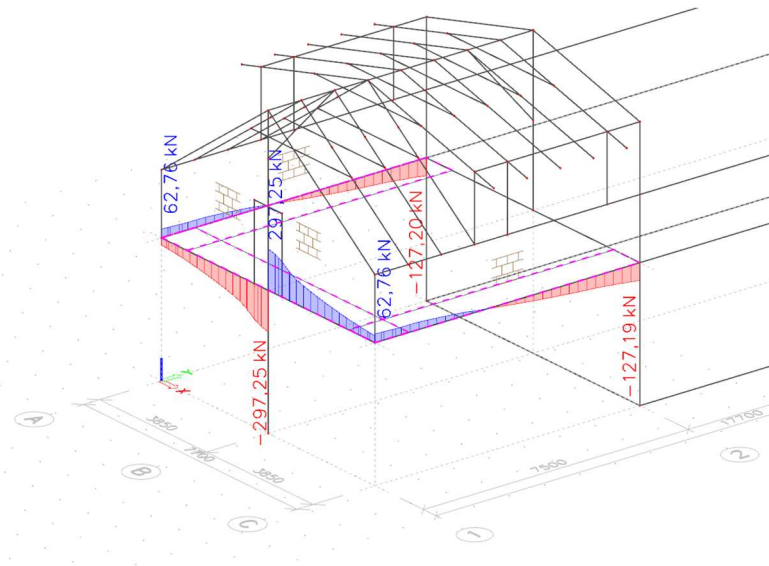
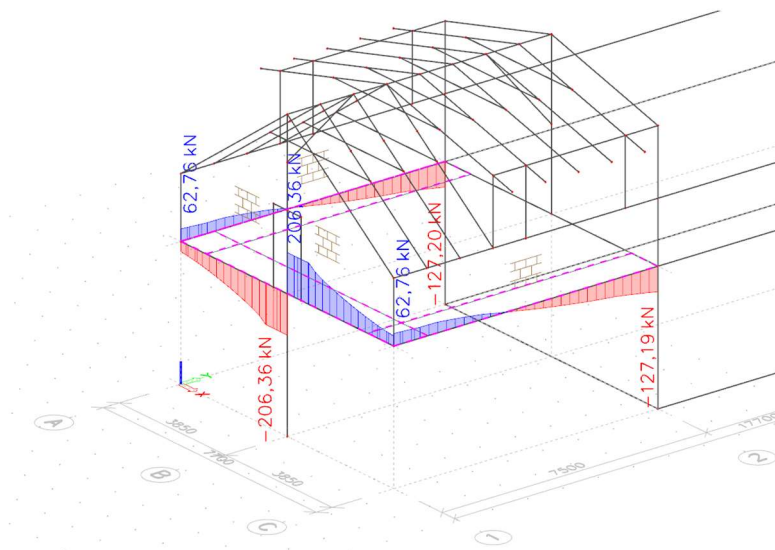
$$b_{min} = 2 \cdot c_{nom} + n \cdot \phi + (n - 1) \cdot s_{min} < b \\ \text{kde } s_{min} = \max (1,2\phi; d_g + 5; 20)$$

V těchto průřezech je též kontrolováno že $x < h_d$.

Kontrola světlé vzdálenosti mezi pruty pro průřez 1/2 - A (pole):

$$b_{min} = 2 \cdot 25 + 4 \cdot 16 + (4 - 1) \cdot 21 < 350 \\ 177 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \quad \text{Vyhovuje.}$$

- Návrh smykové výztuže:

Obr. 6.10 Hodnoty $V_{z,Ed,max}$ (zdroj: [6])Obr. 6.11 Hodnoty $V_{z,Ed}$ (zdroj: [6])

Volba $\cot\theta = 1,3$. Jedná se ohýbaný prvek, bez výrazné normálové síly.

- 1) Únosnost tlakové diagonály, rovnice 4.10:

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 350 \cdot 548,46 \cdot \frac{1,3}{1 + 1,3^2} \cdot 0,001 = 979,65 \text{ kN}$$

Musí platit: $|V_{z,Ed,max}| \leq V_{Rd,max}$

$$297,25 \text{ kN} \leq 979,65 \text{ kN}$$

Vyhovuje.

2) Určení vzdálenosti třmíneků, rovnice 4.11:

$$s \leq s_{max} = \min(0,75 \cdot 607; 400 \text{ mm})$$

$$s \leq s_{max} = \min(455,25; 400 \text{ mm})$$

$s = 200 \text{ mm}$. Jedná se o smykem nejvíce namáhaný průřez.

⇒ **Návrh: třmínky 2x ϕ 8 mm á 200 mm.**

3) Posouzení

Výpočet smykové únosnosti třmíneků, rovnice 4.12:

$$V_{Rd,s} = \frac{100,53 \cdot 434,7}{200} \cdot 548,46 \cdot 1,3 = 155,79 \text{ kN}$$

Musí platit: $|V_{Ed,1}| \leq V_{Rd,s}$

$$206,36 \text{ kN} \not\leq 155,79 \text{ kN}$$

Nevyhovuje.

Úprava vzdálenosti třmíneků: $s = 100 \text{ mm}$.

$$V_{Rd,s} = \frac{100,53 \cdot 434,7}{100} \cdot 548,46 \cdot 1,3 = 311,65 \text{ kN}$$

A podmínka: $|V_{Ed,1}| \leq V_{Rd,s}$

$$206,36 \text{ kN} \leq 311,65 \text{ kN}$$

Vyhovuje.

Kontrola stupně vyztužení, rovnice 4.13:

$$\rho_{w,min} \leq \rho_w \leq \rho_{w,max}$$

$$\frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} \leq \frac{100,53}{350 \cdot 100} \leq \frac{0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20}{434,7}$$

$$0,00088 \leq 0,00287 \leq 0,01214 \quad \text{Vyhovuje.}$$

Tab. 6.10. Vstupní hodnoty pro výpočet návrhu smykové výztuže

$f_{ck} =$	30	MPa	$f_{yk} =$	500	MPa
$f_{cd} =$	20,00	MPa	$f_{yd} =$	434,78	MPa
$n =$	2	(střížné)	$\cotg\theta =$	1,3	
$\Phi_{tř} =$	8	mm	$A_{sw} =$	100,53	mm ²

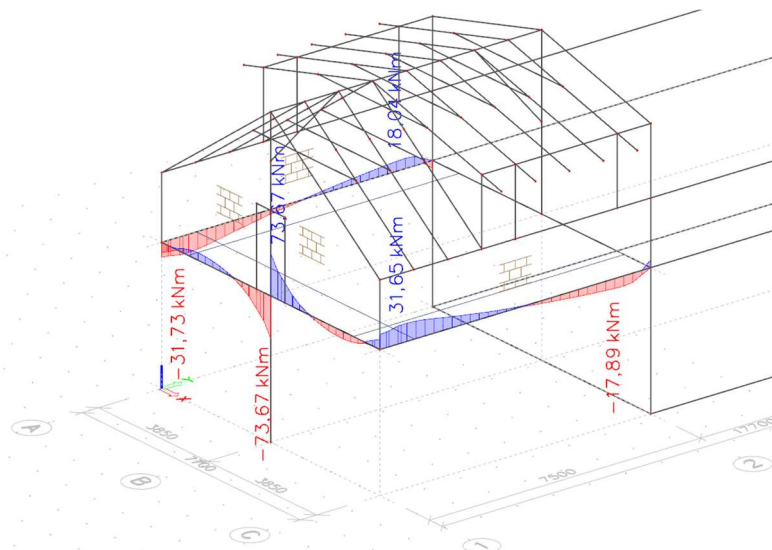
Tab. 6.11 Únosnost tlačené diagonály a první část návrhu třmíneků

PRŮŘEZ	$V_{Ed,max}$ [kN]	b_w [mm]	z [mm]	s [mm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
1-B	297,25	350	548	100	979,65	0,30
1-A	-	350	605	250	-	-
2-A	-	350	590	200	-	-

Tab. 6.12 Druhá část návrhu třmíneků a posouzení

PRŮŘEZ	$V_{Ed,1}$ [kN]	d [mm]	$s \leq \min(0,75d; 400)$	$V_{Rd,s}$	$V_{Ed,1}/V_{Rd,s}$	$\rho_{w,min}$	ρ_w	$\rho_{w,max}$
1-B	206,36	607	400	311,65	0,66	0,00088	0,0029	0,0121
1-A	62,76	612	400	137,44	0,46	0,00088	0,0011	0,0121
2-A	127,20	609	400	167,70	0,76	0,00088	0,0014	0,0121

- Návrh výztuže na kroucení

Obr. 6.12 Kroucí moment $M_{x,Ed} = T_{Ed}$ (zdroj: [6])

1) Stanovení předpokládaného tenkostěnného průřezu:

$$u = 2 \cdot (b + h) = 2 \cdot (350 + 650) = 2000 \text{ mm}$$

$$t_{ef} = \frac{b \cdot h}{u} = \frac{350 \cdot 650}{2000} = 114 \text{ mm}$$

$$b_k = b - t_{ef} = 350 - 114 = 236 \text{ mm}$$

$$h_k = h - t_{ef} = 650 - 114 = 536 \text{ mm}$$

$$A_k = b_k \cdot h_k = 236 \cdot 536 = 126,7 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$u_k = 2 \cdot (b_k + h_k) = 2 \cdot (236 + 536) = 1545 \text{ mm}$$

2) Ověření, že je skutečně třeba navrhovat smykovou výztuž, podle [9, str. 173]:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd,c}$$

$$T_{Rd,c} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \cdot t_{ef} \cdot 2 \cdot A_k = 1 \cdot \frac{2}{1,5} \cdot 114 \cdot 2 \cdot 126,7 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 10^{-6} = 38,51 \text{ kNm}$$

$$73,67 \text{ kNm} \not\leq 38,51 \text{ kNm}$$

⇒ Je třeba navrhovat výztuž na přenesení krutu, při nejmenším alespoň v místě uložení průvlaků na sloup.

Návrhový krouticí moment na mezi únosnosti, vzorec 4.15:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot 126,7 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 \cdot 114 \cdot \cos(37,55) \cdot \sin(37,55)$$

$$T_{Rd,max} = 147,06 \text{ kNm}$$

Posouzení interakční podmínky smyku a krutu, rovnice 4.14:

$$\frac{|76,67|}{147,06} + \frac{|297,25|}{979,65} \leq 1,0$$

$$0,823 \leq 1,0 \quad \text{Vyhovuje.}$$

3) Požadovaná plocha podélné přídatné výztuže, rovnice 4.16:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{73,76 \cdot 10^6 \cdot 1,3 \cdot 1545}{2 \cdot 126,7 \cdot 10^3 \cdot 434,7} = 1344 \text{ mm}^2$$

⇒ **Návrh: 6x $\phi 18$ mm, $A_{sl,prov} = 1526 \text{ mm}^2$ po obvodu průřezu.**

4) Požadovaná plocha přídatných třmínků na krut, rovnice 4.17:

$$\Sigma A_{swt} = \frac{73,76 \cdot 10^6 \cdot 100}{2 \cdot 126,7 \cdot 10^3 \cdot 1,3 \cdot 434,7} = 51 \text{ mm}^2$$

⇒ V oblasti uložení zalomených nosníků na sloup bude zmenšena vzdálenost dvoustřížných třmínků na $s = 75 \text{ mm}$.

Tabulkový výpočet:

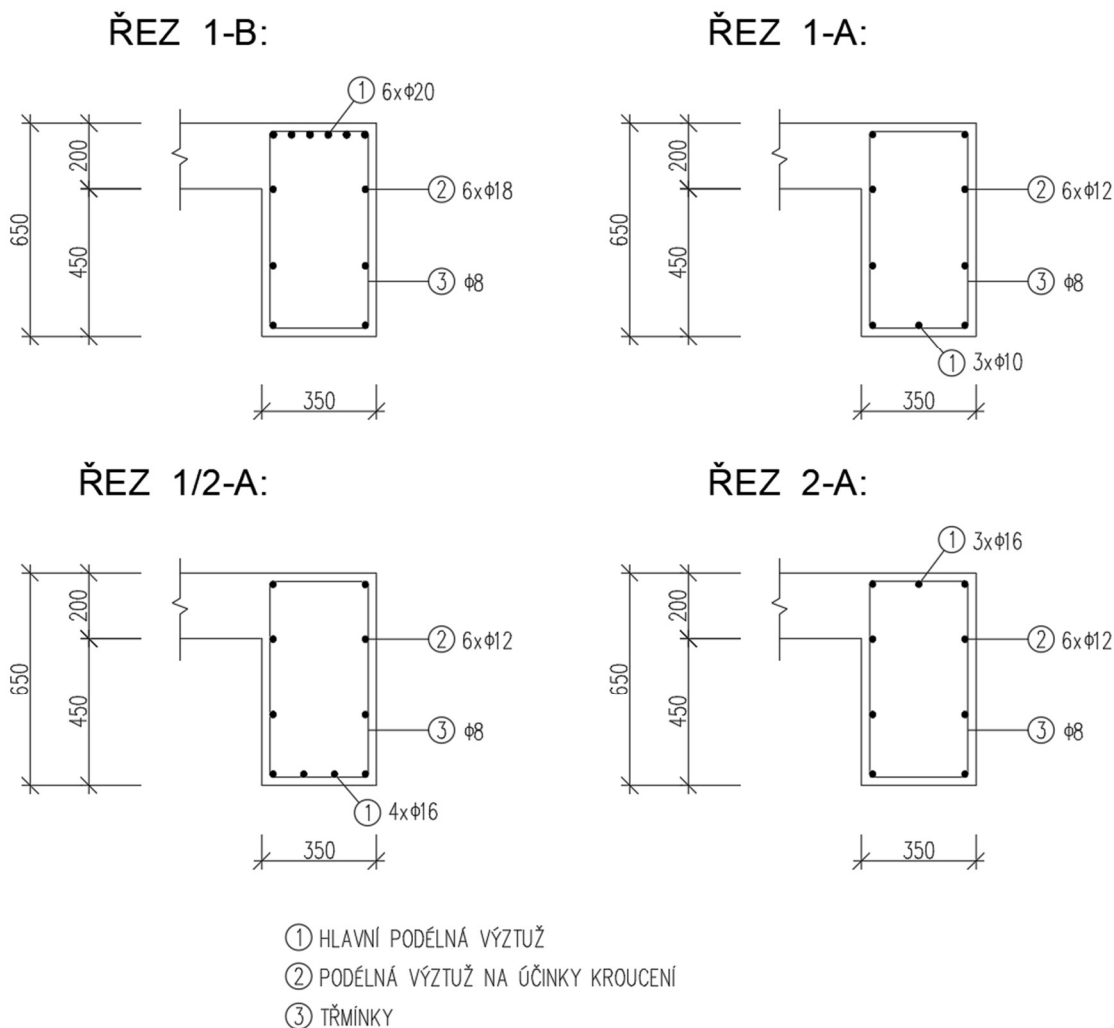
Tab. 6.13 Vstupní hodnoty

$\cotg\theta =$	1,30	
$\theta =$	37,55	°
$A =$	227500	mm^2
$u =$	2000	mm
$t_{ef} =$	114	mm
$b_k =$	236	mm
$h_k =$	536	mm
$A_k =$	126689	mm^2
$u_k =$	1545	mm

Tab. 6.14 Výpočet výztuže na kroucení

PRŮŘEZ	T_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	Interakční podmínka (smyk a krut)	ΣA_{sl} [mm^2]	s_{wt} [mm]	ΣA_{swt} [mm^2]
1-B	73,67	297,25	147,06	979,65	0,804	1344	100	51
1-A	31,73	62,76	-	-	-	579	100	22

⇒ **Návrh výztuže na krut: 6x $\phi 12$ mm, $A_{s,prov} = 678 \text{ mm}^2$ v rohu zalomeného nosníku, průřez 1-A.**



Obr. 6.13 Důležité průřezy první varianty (zdroj: [7])

Na obrázku 6.13 jsou vyobrazeny jednotlivé průřezy první varianty s rozmístěním výztuže. Výztuž je navržena tak, že odpovídá průběhu momentů, bezpečně plní svou funkci a není předimenzovaná. Výztuž na kroucení plní funkci konstrukční výztuže v trámech. V rohu vzniká kolize v umístění třmínek neboli není možné umístit třmínky v obou směrech. Je proto třeba třmínky dovést do konce pouze z jedné strany. V případě první varianty se jedná o třmínky ze strany v ose 1.

6.4.3 Posouzení konstrukce MSP - 1. varianta

- Posouzení ohybové štíhlosti, rovnice 4.18:

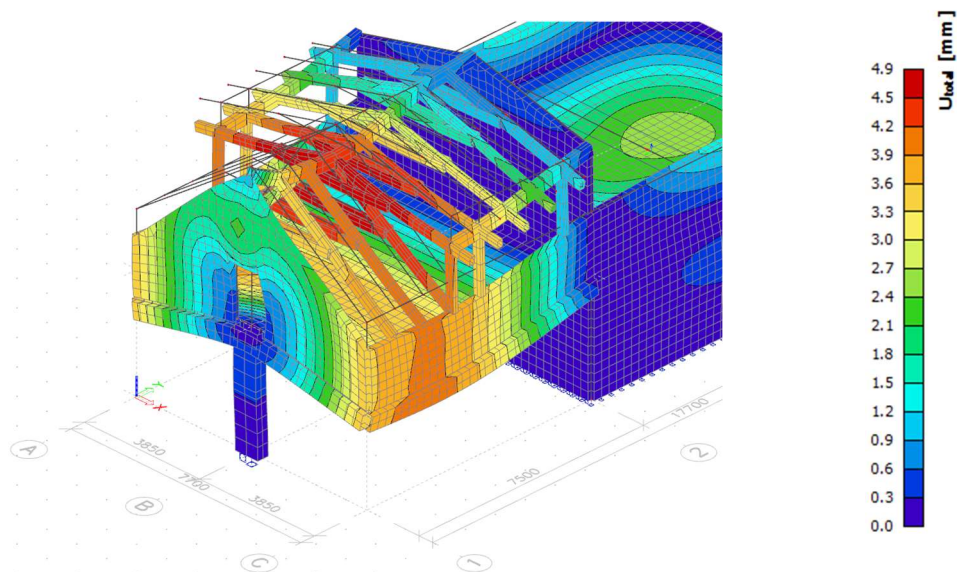
$$\frac{11350}{607} \leq 1 \cdot \frac{7}{11,35} \cdot \frac{500}{500} \cdot \frac{1885}{1416} \cdot 27$$

$$18,7 \leq 22,16$$

Vyhovuje.

Výběr $\lambda_{d,tab}$ s přihlédnutím ke skutečnosti, že průběh ohybového momentu na zalomeném nosníku zhruba odpovídá průběhu momentu na spojitém nosníku.

- Průběh deformací konstrukce bez trhlin, reálné deformace budou větší cca čtyřikrát:

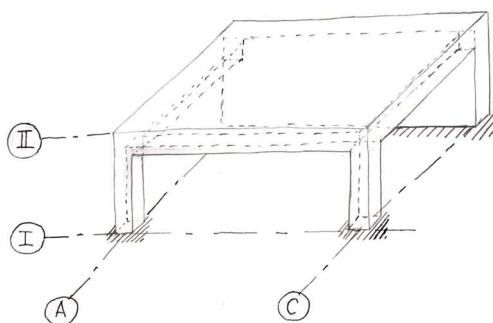


Obr. 6.14 Deformovaný tvar řešené konstrukce (zdroj: [6])

6.5 Varianta se dvěma sloupy (2. varianta)

6.5.1 Popis druhé varianty

Druhým řešeným modelem nosné konstrukce stropu byl model se dvěma sloupy. V této variantě je nosná konstrukce tvořena železobetonovou deskou křížem pnutou mezi třemi průvlaky a jednou stěnou. Průvlaky jsou uloženy do již zmíněné stěny a v rozích stropu do sloupů. Skica druhé varianty stropu je na obrázku 6.15. Z podstaty této varianty vyplývá, že statické schéma průvlaku rovnoběžného s osou 1 bude velmi blízké prostému nosníku. Pro druhou variantu je návrh proveden formou tabulkového výpočtu.



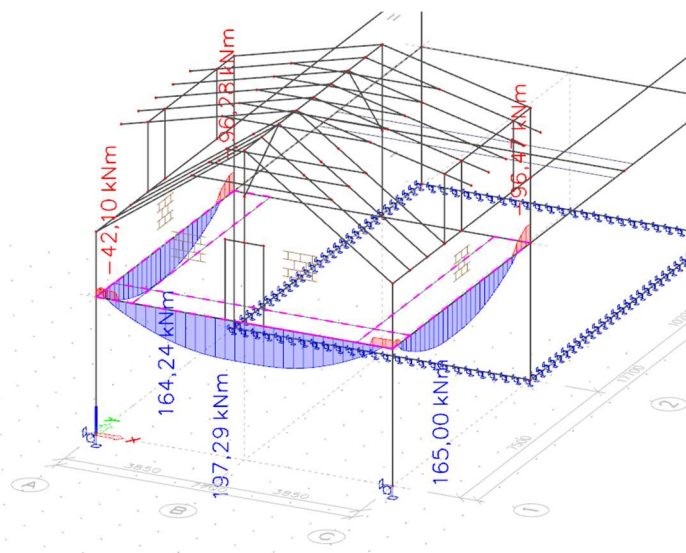
Obr. 6.15 Skica nosné konstrukce stropu druhé varianty (zdroj: autor)

6.5.2 Návrh a posouzení výztuže MSÚ

Pro provedení optimálního návrhu výztuže v druhé variantě bylo postupováno iteračně. Výsledný návrh uvažuje, že vhodným průřezem nosníku je průřez o výšce 400 mm a šířce

rovné 300 mm. Z obrázků 6.16 a 6.17 vyplývá, že se průběhy vnitřních sil na nosnících přibližují průběhům jako na prostém nosníku. Největší vliv na návrh podélné výztuže má tedy ohybový moment v poli nosníků. Krouticí moment v případě varianty dvě nebude zřejmě tak výrazný jako v první variantě s jedním sloupem.

- Návrh a posouzení ohybové výztuže



Obr. 6.16 Průběh návrhového ohybového momentu $M_{y,Ed}$ (zdroj: [6])

Tab. 6.15. Vstupní hodnoty do výpočtu

$f_{ck} =$	30	MPa
$f_{cd} =$	20,00	MPa
$f_{ctm} =$	2,9	MPa
$h_T =$	400	mm
$c_{nom} =$	25	mm

$f_{yk} =$	500	MPa
$f_{yd} =$	434,78	MPa

$\Phi_{tr} =$	8	mm
---------------	---	----

Tab. 6.16 Návrh ohybové výztuže druhé varianty

PRŮŘEZ	M_{Ed} [kNm]	b [mm]	d [mm]	μ	ζ	$A_{s,req}$ [mm ²]	POČET PRUTŮ	Φ_{st} [mm]	$A_{s,prov}$ [mm ²]
1-B	197,29	950	357	0,081	0,957	1328	6	20	1885
1-A	42,10	300	361	0,054	0,972	276	4	12	452
1/2 - C (pole)	165,00	950	357	0,068	0,965	1102	6	20	1885
2-C	96,47	300	358	0,125	0,934	663	4	18	1018

Tab. 6.17 Posouzení výztuže druhé varianty

PRŮŘEZ	x [mm]	z [mm]	M_{Rd} [kNm]	ξ	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	M_{Ed}/M_{Rd}
1-B	53,92	335,43	275,04	0,15	188,42	5600	0,72
1-A	40,98	344,61	67,82	0,11	190,54	5600	0,62
1/2 - C (pole)	53,92	335,43	275,04	0,15	188,95	5600	0,60
2-C	92,20	321,12	142,18	0,26	188,95	5600	0,68

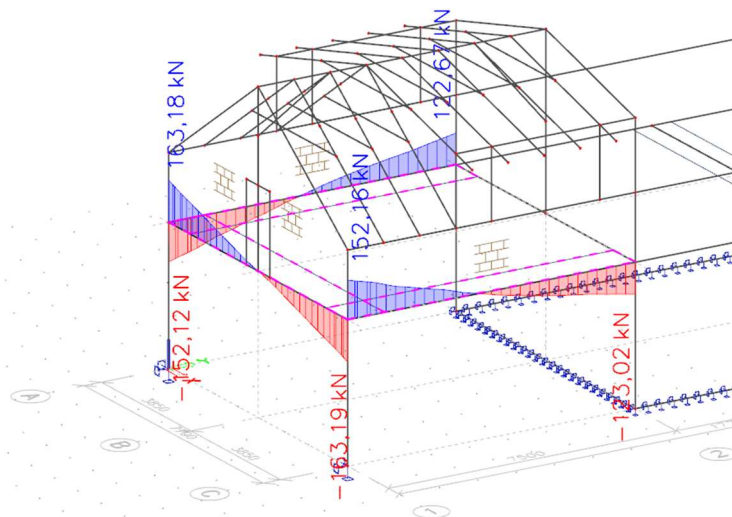
Posouzení světlé vzdálenosti prutů pro průřez 1-B:

$$b_{min} = 2 \cdot 25 + 6 \cdot 20 + (6 - 1) \cdot 24 < 300$$

$$290 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

- Návrh a posouzení smykové výztuže



Obr. 6.17 Hodnoty $V_{z,Ed,max}$ druhé varianty (zdroj: [6])

Tab. 6.18. Vstupní hodnoty do výpočtu

$f_{ck} =$	30	MPa	$f_{yk} =$	500	MPa
$f_{cd} =$	20,00	MPa	$f_{yd} =$	434,78	MPa
$n =$	2	(střížné)	$\cotg\theta =$	1,3	
$\Phi_{tř} =$	8	mm	$A_{sw} =$	100,53	mm ²

Tab. 6.19 Únosnost tl. diagonály a první část návrhu třmínků

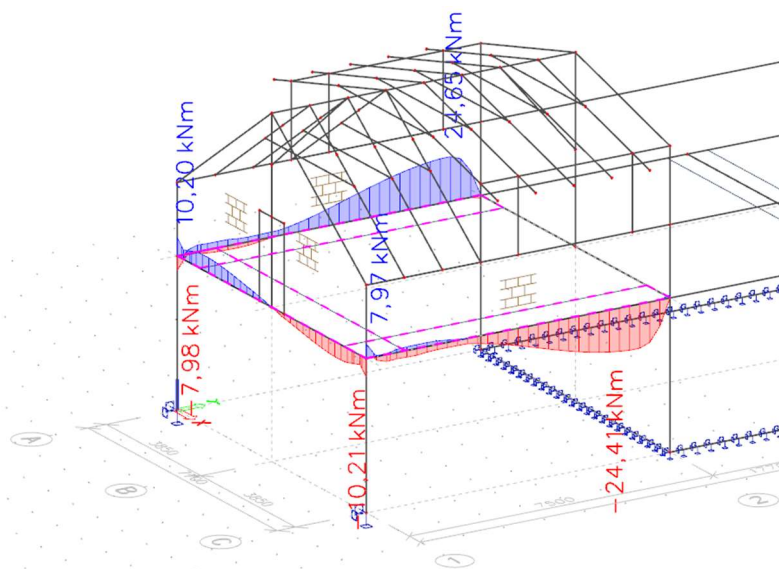
PRŮŘEZ	$V_{Ed,max}$ [kN]	b_w [mm]	z [mm]	s [mm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Ed,max}/V_{Rd,max}$
1-C	163,19	300	345	100	527,60	0,31
2-C	-	300	321	100	-	-

Tab. 6.20 Druhá část návrhu třmíneků a posouzení

PRŮŘEZ	$V_{Ed,1}$ [kN]	d [mm]	$s \leq \min(0,75d; 400)$	$V_{Rd,s}$	$V_{Ed,1}/V_{Rd,s}$	$\rho_{w,min}$	ρ_w	$\rho_{w,max}$
1-C	134,99	357	268	195,81	0,69	0,00088	0,0034	0,0121
2-C	123,02	358	269	182,47	0,67	0,00088	0,0034	0,0121

- Návrh výztuže na kroucení

Byly změněny rozměry průřezu a tím pádem se změnily i průřezové charakteristiky pro výpočet veličin uvažovaných v kroucení. Na obrázku 6.18 lze vidět, že hodnoty kroučícího momentu druhé varianty jsou menší než v první variantě.

Obr. 6.18 Kroučící moment $M_{x,Ed} = T_{Ed}$ (zdroj: [6])

Tab. 6.21 Tenkostěnný průřez

$A =$	120000	mm ²
$u =$	1400	mm
$t_{ef} =$	86	mm
$b_k =$	214	mm
$h_k =$	314	mm
$A_k =$	67347	mm ²
$u_k =$	1057	mm

Ověření, jestli je třeba navrhovat smykovou výztuž:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd,c}$$

$$T_{Rd,c} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \cdot t_{ef} \cdot 2 \cdot A_k = 1 \cdot \frac{2}{1,5} \cdot 86 \cdot 2 \cdot 67,3 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 10^{-6} = 15,43 \text{ kNm}$$

$$24,41 \text{ kNm} \not\leq 15,43 \text{ kNm}$$

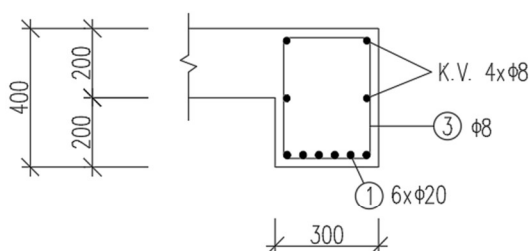
Ano, je třeba navrhnout přídatnou výztuž na účinky kroucení.

Tab. 6.22 Návrh přídatné výztuže pro přenesení účinků krutu

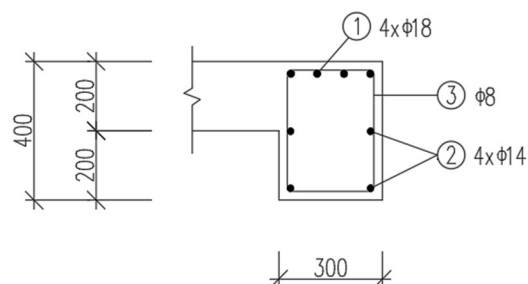
PRŮŘEZ	T_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	Interakční podmínka (smyk a krut)	ΣA_{sl} [mm ²]	S_{wt} [mm]	$\Sigma A_{s_{wt}}$ [mm ²]
2-C	24,41	133,02	58,91	527,60	0,666	573	100	32
1-C	10,21	134,99	-	-	-	240	100	13

⇒ Návrh výztuže na krut: 4x $\phi 14$ mm, $A_{s,prov} = 615 \text{ mm}^2$ v průřezu 2-C.

ŘEZ 1-B:



ŘEZ 2-C:



- ① HLAVNÍ PODÉLNÁ VÝZTUŽ
- ② PODÉLNÁ VÝZTUŽ NA ÚČINKY KROUCENÍ
- ③ TŘMÍNKY

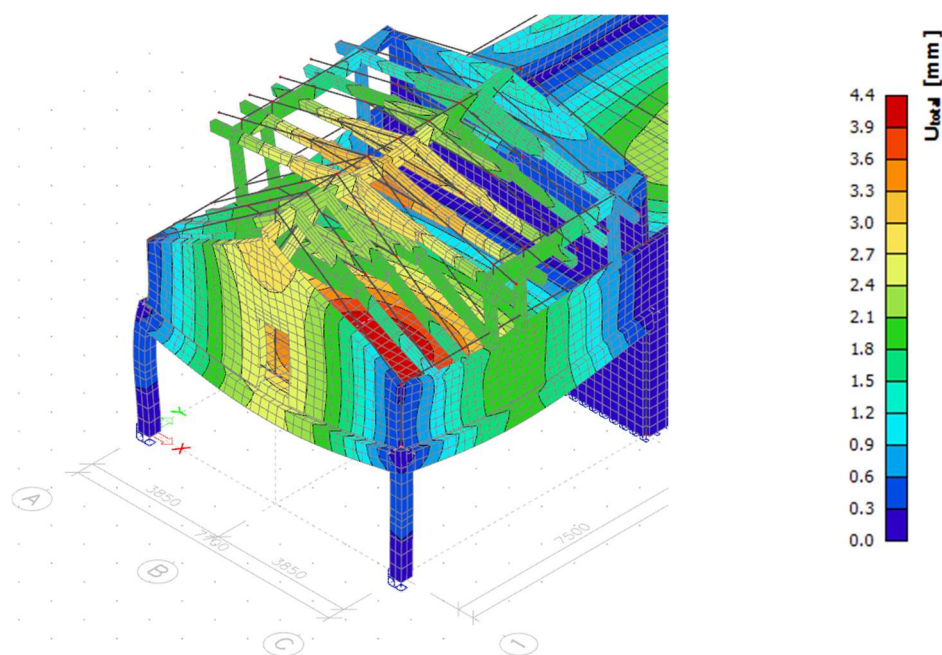
Obr. 6.19 Důležité průřezy druhé varianty (zdroj: [7])

6.5.3 Posouzení konstrukce MSP - 2. varianta

- Posouzení ohybové štíhlosti, tabulkově:

Tab. 6.23 Posouzení ohybové štíhlosti

ŽEBRO (v ose)	l [mm]	d [mm]	l/d	K_{c1}	K_{c2}	K_{c3}	ρ [%]	$\lambda_{d,tab}$	λ_d
1	7700	357	21,57	1,000	0,909	1,420	0,556	19,67	25,38
C	7500	358	20,95	1,000	0,933	1,622	0,525	19,85	30,04



Obr. 6.20 Deformovaný tvar konstrukce – 2. varianta (zdroj: [6])

6.6 Varianta s jednou stěnou (3. varianta)

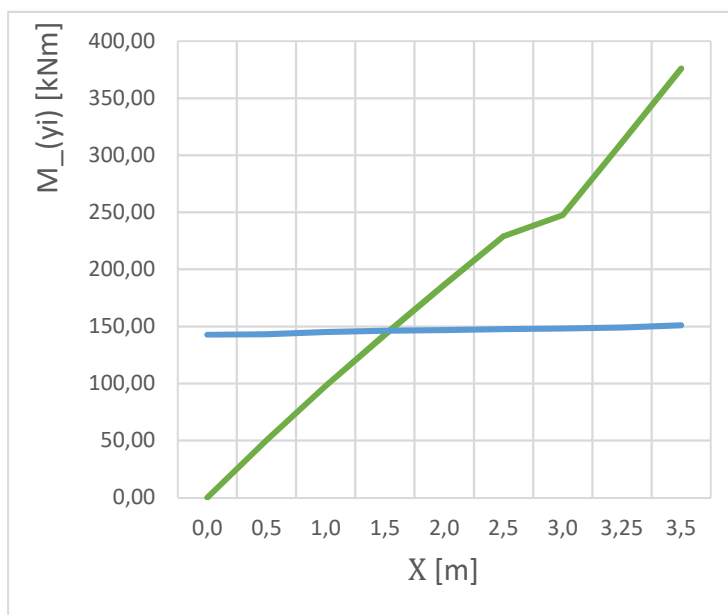
6.6.1 Závislost průběhu ohybových momentů na délce podpírající stěny

První a třetí varianta jsou dvěma extrémy. První varianta je extrém, kdy je stropní konstrukce podepírána téměř bodově sloupem. Naopak třetí varianta je extrém, kdy je strop podporován plně stěnou v ose 1.

V modelech je červeně vyobrazena osa x, která je rovnoběžná s osou 1. Počátek souřadnicové soustavy je v průniku os 1 a A. V rámci zobrazení hodnot mezi dvěma zmíněnými extrémy byl sestaven graf (obr. 6.21) popisující závislost ohybového momentu v průřezu nad ustupující stěnou $M_{y1}(X)$ a ohybového momentu v poli průvlatku rovnoběžného s osou A, respektive ve směru souřadnicové osy Y $M_{yA}(X)$. V tabulce 6.24 je l délka podpírající stěny, jejíž střed zůstává v ose B, X je měnící se vzdálenost k „ustupujícímu“ rohu stěny od počátku souřadnicové soustavy.

Tab. 6.24 Hodnoty grafu

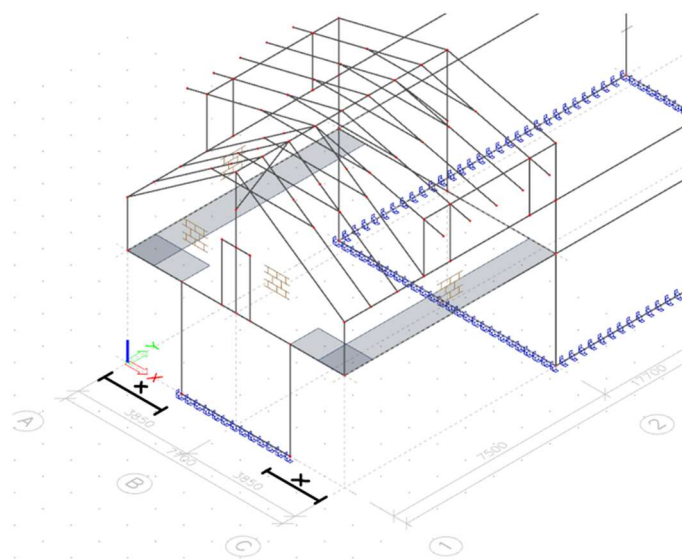
l	X	M_{y1}	M_{yA}
7,7	0,0	0,00	142,73
6,7	0,5	50,24	143,24
5,7	1,0	97,88	145,09
4,7	1,5	143,02	146,26
3,7	2,0	186,26	146,87
2,7	2,5	229,16	147,65
1,7	3,0	247,44	148,35
1,2	3,25	311,36	149,13
0,7	3,5	376,00	150,97

Obr. 6.21 Závislosti ohybových momentů M_{y1} a M_{yA} na vzdálenosti X (zdroj: [7])

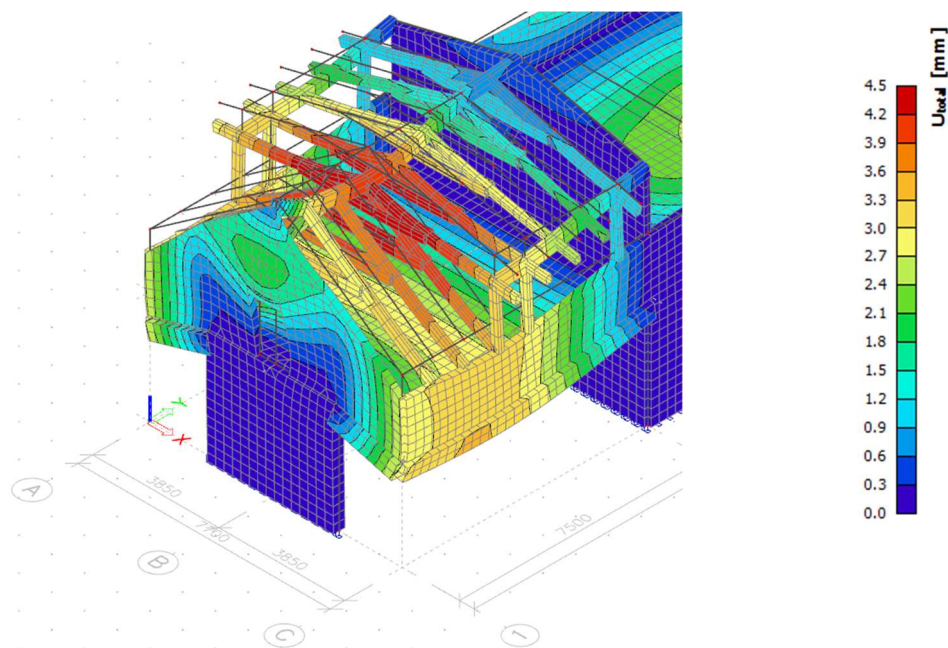
Z grafu vyplývá, že hodnota momentu nad podporou víceméně lineárně roste, kdežto hodnota momentu v poli kolmého nosníku zůstává přibližně konstantní. Průřezy obou nosníků v grafu jsou shodné, jediný člen, který se mění, je vzdálenost X , viz obr 6.22. Hodnoty ohybových momentů jsou uváděny v absolutních hodnotách.

6.6.2 Stěna přes část průčelí (varianta 3.A)

Třetí varianta se zabývá řešením, kdy je navržena polovina průčelní stěny v 1. NP. Stěna je železobetonová tloušťky 200 mm a je navržena ze stejného materiálu jako ostatní železobetonové konstrukce. Pro zachování stejných okrajových podmínek je stěna v 2. NP ponechána zděná. Schéma konstrukce je na obrázku 6.22.

Obr. 6.22 Schéma konstrukce varianty 3.A s vyznačením proměnné X (zdroj: [6])

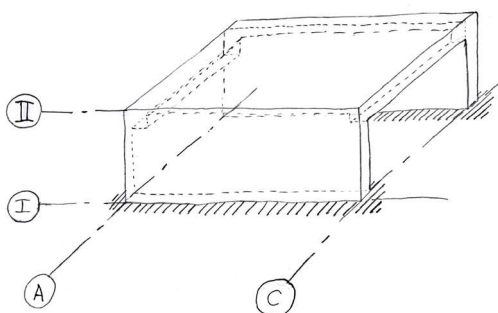
Návrh a posouzení výztuže je pro stropní konstrukci třetí varianty obdobné jako ve variantě první. S ostatními variantami je porovnán deformovaný tvar konstrukce.



Obr. 6.23 Deformovaná konstrukce – varianta 3.A (zdroj: [6])

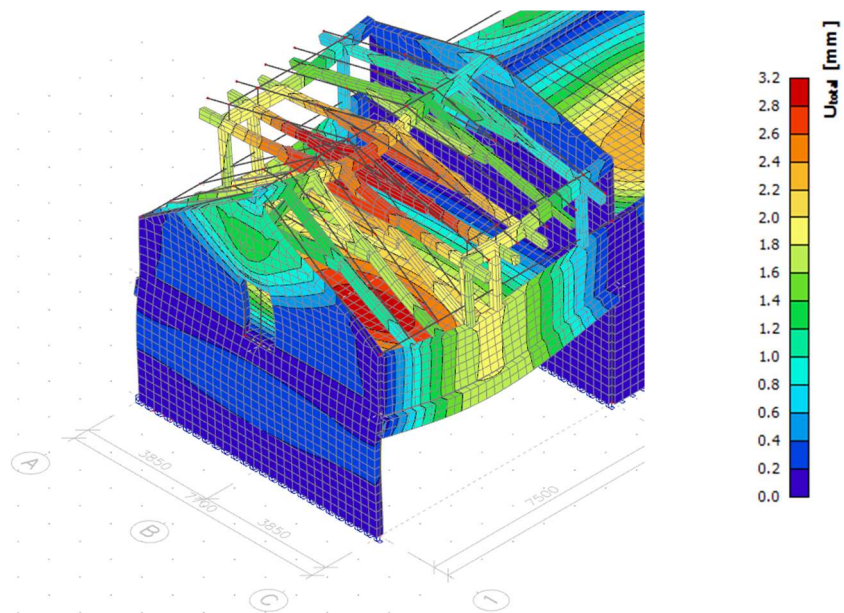
6.6.3 Stěna přes celé průčelí (varianta 3.B)

Návrh stěny přes celé průčelí je návrhem ze statického hlediska zřejmě nejvýhodnější. Konstrukce stropu je plně podporována v ose 1. Návrh železobetonové stěny ovšem znamená velkou spotřebu stavebního materiálu, a tedy vyšší cenu konstrukce. Na následujících obrázcích je skica konstrukce a deformovaný tvar konstrukce. Průběh vnitřních sil na žebrech je podobný jako v případě varianty dva s tím, že nadpodporové momenty v místech křížení osy 1 s osami A a C vycházejí větší.



Obr. 6.24 Skica nosné konstrukce stropu varianty 3.B (zdroj: autor)

Průběh vnitřních sil samozřejmě závisí na způsobu provedení stěny. Upnutí do železobetonové stěny se chová jako vetknutí, kdežto do zděné stěny je uložení uvažováno kloubové. Na následujícím obrázku je zobrazený deformovaný tvar konstrukce.



Obr. 6.25 Deformovaná konstrukce – varianta 3.B (zdroj: [6])

7. Závěr

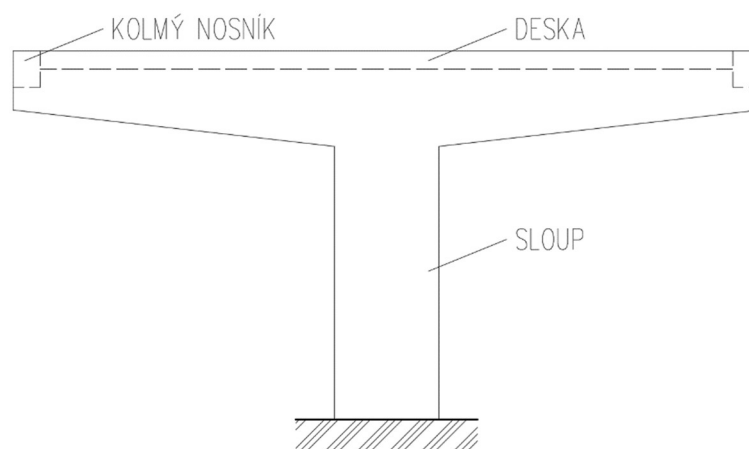
Závěrem bylo v práci provedeno porovnání výsledků jednotlivých variant konstrukčního řešení zadaného objektu, které jsou popsány v kapitole 6. Výsledky jsou shrnuty do přehledu v tabulce 7.1.

Tab. 7.1 Tabulkové porovnání variant (MSÚ)

PRŮŘEZ	1. VARIANTA						2. VARIANTA					
	M_{Ed}	V_{Ed}	T_{Ed}	b_T/h_T	$A_{s,prov}$	$A_{sl,prov}$	M_{Ed}	V_{Ed}	T_{Ed}	b_T/h_T	$A_{s,prov}$	$A_{sl,prov}$
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]
1-B	346,48	297,25	73,67	350/650	1885	1526	197,29	0,00	0,00	300/400	1885	K.V.
1-A	43,81	62,76	31,73		236	678	42,10	163,18	10,20		452	240
1/2-A	151,06	18,73	2,28		804	K.V.	165,00	13,31	11,30		1885	K.V.
2-A	122,28	127,20	11,84		603	K.V.	96,47	123,02	24,65		1018	573

V první variantě je výrazně dominantním ohybovým momentem moment v průřezu 1-B. Momenty v polích jsou víceméně shodné. Na grafu v obr. 6.21 je ukázáno, že hodnoty momentů v polích jsou téměř nezávislé na způsobu podepření v rohu, ať už se jedná o upnutí do sloupu či přechod na kolmý nosník. Posouvající síly probíhají na všech nosnících obdobně s tím, že vzhledem k délce zalomených nosníků je posouvající síla v průřezu 1-B větší. Nehledě na variantu je velikost posouvající síly v místě uložení průvlaku do stěny uprostřed objektu (průřez 2-A) velice podobná. V první variantě vzniká významný krouticí moment v průřezu nad sloupem (průřez 1-B). Navrhovat výztuž na kroucení je ovšem třeba v obou případech. Je zřejmé, že v první variantě budou velké nároky na sloup.

V rámci bakalářské práce bylo uvažováno, že nosníky v první variantě mají po celé délce průřez o stejných rozměrech. Lze konstatovat, že pro optimalizaci návrhu by bylo vhodnější vytvořit v ose 1 tužší mohutnější průvlak. Mezi zmíněným průvlakem a stěnou v ose 2 následně vytvořit žebra o průřezu menším. Lze případně také uvažovat různé náběhy u průvlaků v ose 1, viz obr. 7.1.



Obr 7.1 Pohled na průčelí 1. varianty s nosníkem s náběhy (zdroj: [7])

Varianty 3.A a 3.B nebyly řešené z hlediska MSÚ, jelikož je řešení analogické jako v jednotlivých předchozích variantách. Průvlaky varianty se sloupy jsou podobné průvlakům varianty se stěnou. Všechny modely, ale byly zobrazeny v deformovaných tvarech. V tabulce 7.2 je provedeno porovnání hodnot průhybů z lineárního výpočtu pro konstrukce neporušené trhlinami. Hodnoty jsou přibližné, ale v zásadě vypovídají o chování konstrukcí. Hodnoty v tabulce jsou v mm.

Tab. 7.2 Tabulkové porovnání variant (MSP)

MÍSTO PRŮHYBU	VARIANTA			
	1.	2.	3.A	3.B
deska	3,6	4,4	3,3	3,2
krov	4,9	3,6	4,5	3,2

8. Seznam zdrojů

- [1] WITEK, Jan. *iLuxus.cz* [online]. [cit. 2.5.2020]. Dostupný na WWW: <https://iluxus.cz/2019/11/21/ve-vile-tugendhat-startuje-vystava-bauhaus-%E2%80%A2-zeny-ceskoslovensko/>
- [2] HOFFER, Andreas. *josko.cz* [online]. [cit. 2.5.2020]. Dostupný na WWW: <https://www.josko.cz/cz/inspirace/vila-f-praha-261/>
- [3] RADO, Aleksandr. *123RF.com* [online]. [cit. 2.5.2020]. Dostupný na WWW: https://www.123rf.com/photo_92704634_lintel-construction-rebar-steel-bars-on-new-home-construction-corner-reinforcement-concrete-bars-wit.html
- [4] AUTOR NEUVEDEN. *Tvstav.cz* [online]. [cit. 2.5.2020]. Dostupný na WWW: <https://tvstav.cz/clanek/4158-podzimni-novinky-2016-v-sortimentu-porotherm#>
- [5] KRAML, Ivo. *Arsfabrica.cz* [dvdrom]. [cit. 2.5.2020]. Dostupný na WWW: <http://www.arsfabrica.com/>
- [6] NEMETSCHKE, *SCIA Engineer*, verze 19.1, 2019
- [7] AUTODESK, *AutoCAD 2020*, 2019
- [8] *Software pro výpočty metodou konečných prvků (MKP)* [online]. Praha: Dloubal, 2020 [cit. 2020]. Dostupné z: <https://www.dlubal.com/cs/reseni/oblasti-pouziti/software-pro-vypocty-mkp>
- [9] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové stropní a schodišťové konstrukce*. Dotisk 1. vydání. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2018. ISBN 978-80-01-06323-1
- [10] STUDNIČKA, Jiří, Milan HOLICKÝ a Jana MARKOVÁ. *Ocelové konstrukce 2: Zatížení*. 2. vydání. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2015. ISBN 978-80-01-05815-2.
- [11] BÍLÝ, Petr. *Návrh stropní desky v programu SCIA Engineer* [online]. 2019, 1-116 [cit. 2020-05-10]. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC_Deska.pdf
- [12] PROCHÁZKA, Jaroslav, Alena KOHOUTKOVÁ a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí: Příklady a postupy*. Dotisk 1. vydání. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2016. ISBN 978-80-01-05587-8
- [13] ZVONEK. *idnes.cz* [online]. [cit. 12.5.2020]. Dostupný na WWW: https://www.idnes.cz/zlin/zpravy/foto/RAS64ef15_b13.jpg
- [14] KUCHAR, Pavel. *venkovskydum.cz* [online]. [cit. 12.5.2020]. Dostupný na WWW: <http://www.venkovskydum.cz/trhliny/>

- [15] HANZALOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce 1: Základy navrhování betonových konstrukcí*. Praha: Česká technika - Nakladatelství ČVUT, 2015. ISBN 978-80-01-05323-2
- [16] ČSN EN 1992-1-1 *Navrhování betonových konstrukcí: Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. 2006. Praha: ČNI, 2006.
- [17] ŠEJNOHA, Jiří a Jitka BITTNAROVÁ. *Pružnost a pevnost 10*. Vyd. 2. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2003. ISBN 80-01-02742-2
- [18] KOŠATKA, Pavel, Karel LORENZ a Jitka VAŠKOVÁ. *Zděné konstrukce 1*. 2. dotisk 1. vydání. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2010. ISBN 978-80-01-03463-7

Soupis použitého software:

Microsoft Office Word 2016

Microsoft Office Excel 2016

Autodesk AutoCAD 2020

SCIA Engineer 19.1